DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

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

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 1. November 1929 | Heft 22

Berechnung von Rahmenbogenträgern mit beliebigen Gurtquerschnitten.*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Girkmann, Wien.

Inhaltsangabe: Wirtschaftliche Rücksichten können bei Rahmenbogenträgern zu wesentlich verschiedener Bemessung der Querschnitte beider Gurtungen Anlaß geben. — Berechnung des vom Rahmentragwerk mit Balkenlagerung gebildeten Grundsystems derart gestalteter Bogenträger, Herleitung der Elastizitätsgleichungen für allgemeinen Lastangriff und unter Berücksichtigung gekrümmter Ausbildung von Gurtstäben. — Vorführung einiger Rechnungsergebnisse für ein Beispiel der Praxis. — Vergleichsrechnungen, die ungefähren Aufschluß darüber geben, in welchem Maße Verschiedenheiten der Gurtsteifigkeiten wie auch bogenförmige Gestaltung der unteren Gurtung das Kräftespiel im Rahmenbogenträger beeinflussen.

Die Berechnung der Rahmenträger erfolgt zumeist unter der vereinfachenden Annahme, daß in jedem Rahmenfelde die reduzierten Längen beider Gurtstäbe gleiche Größe besitzen. Greift die Außenbelastung nur in den Knotenpunkten an und werden die stets unwichtigen Längenänderungen der Pfosten vernachlässigt, so müssen, durchweg gerade Gurtstäbe vorausgesetzt, die Biegelinien beider Gurtungen übereinstimmen und daher die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte gleich groß sein; bei n Rahmenfeldern sind dann zur Berechnung dieser $3n$-fach statisch unbestimmten Balkenträger bekanntlich bloß n Elastizitätsgleichungen aufzulösen.

Die gleiche Annahme führt auch bei Rahmenbogenträgern zu einer wesentlichen Verkürzung der Rechenarbeit, da im Falle der Verwendung des Rahmentragwerkes mit Balkenlagerung als statisch unbestimmtes Grundsystem, alle Hilfsangriffe unter den oben angeführten Vereinfachungen zu erledigen sind. Werden aber bei Bogenträgern der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Bauart die Gurtquerschnitte derart gewählt,

Abb. 1.

Abb. 2.

daß ihre Trägheitsmomente der vorstehenden Rechnungsannahme annähernd entsprechen, so ist bloß eine geringe Ausnutzung des Baustoffs der oberen Gurtung möglich. Für die in Betracht stehende Lagerungsart der Tragwerke müssen nämlich die Längskräfte und daher auch die Kernpunktmomente des Untergurtes größer sein als jene der oberen Gurtung, wobei besonders für die Endfelder bedeutende Unterschiede zu erwarten sind.

Eine bessere Ausnutzung des Baustoffes, verbunden mit einer nicht unwesentlichen Ersparnis, ist hier im allgemeinen zu erzielen, wenn auf die Erfüllung dieser vereinfachenden Rechnungsannahme verzichtet und die obere Gurtung entsprechend schwächer bemessen wird. Im Vergleich zum Tragwerk mit gleichen reduzierten Längen beider Gurtstäbe jedes Feldes werden die Biegungsmomente des Untergurtes dann größer, jene des Obergurtes kleiner; da aber die Gurtkräfte hierbei nur unbedeutende[1]) Änderungen erfahren, können auch, annähernd gleichbleibende Kernweiten vorausgesetzt, die Änderungen in den maßgebenden Kernpunktmomenten nur verhältnismäßig geringer sein[2]) und die Baustoffersparnis im Obergurt wird den Mehraufwand für den Untergurt und den allfälligen (bei größerer Verschiedenheit der Endmomente entstehenden) Mehrverbrauch für die Pfosten überwiegen.

Ob bestimmte Steifigkeitsverhältnisse bei gleichzeitig günstigster Querschnittgestaltung der Gurtstäbe einen Mindestverbrauch an Baustoff liefern, oder ob dieser erst mit einem Grenzfall der Tragwerkform zu erreichen ist, soll hier außer Betracht bleiben. Hingegen sei darauf verwiesen, daß, beispielsweise im Falle der Verwendung dieser Tragwerke für städtische Brücken, architektonische Rücksichten die Einhaltung bestimmter Höhenverhältnisse für die Gurtquerschnitte erfordern können, wobei dann eine Abstimmung der Gurtträgheitsmomente nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten nur innerhalb eines beschränkten Bereiches durchführbar ist.

Auch für Bogenträger, deren Gurtträgheitsmomente nicht mehr in jedem Rahmenfelde gleiche reduzierte Längen beider Gurtstäbe ergeben, ist es zweckmäßig, das Rahmentragwerk mit Balkenlagerung als Grundsystem zu verwenden. Zu dessen Berechnung[3]) reichen zwar nicht mehr n Elastizitätsgleichungen hin, doch ist auch in diesem Falle eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung möglich. Beziehungen, die zwischen den Drehwinkeln übereinanderliegender Gurtstäbe bestehen, führen nämlich bei n Rahmenfeldern zu $n-1$ voneinander unabhängigen, für jede Belastungsart gültigen Bedingungen, so daß für den $3n$-fach statisch unbestimmten Rahmenbalken ($n+1$ elastische Pfosten) nur noch $2n+1$ Elastizitätsgleichungen aufzustellen sind. In einem neueren Werke von Prof. Dr. A. Ostenfeld[4]) sind dieselben für lotrechte Außenbelastung entwickelt.

Um die Grundsysteme der Bogenträger berechnen zu können, werden nachfolgend für Rahmenträger beliebiger Gestaltung die Elastizitätsbedingungen für allgemeinen Lastangriff dargestellt; auf Rahmentragwerke des Brückenbaues hierbei besonders Rücksicht nehmend, wird stetige Krümmung der unteren Gurtung vorausgesetzt.

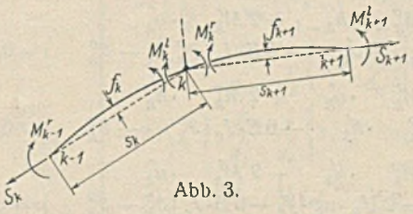


Abb. 3.

Die Herleitung erfolgt mit Hilfe des Viermomentensatzes, unter Benutzung der von Dr. Fr. Bleich[5]) für Rahmenträger entwickelten Ansätze, auf Grund nachstehender Annahmen:

1. Der Einfluß der Querkräfte auf die Formänderungen der Rahmenstäbe bleibt unberücksichtigt.
2. Das Verhältnis zwischen Pfeilhöhe und Sehne der gekrümmten Untergurtstäbe ist klein genug, um innere Kräfte und Formänderungen nach den für gerade Stäbe gültigen Gesetzen ermitteln zu dürfen.
3. Trägheitsmomente und Querschnittflächen sind innerhalb der Stablängen unveränderlich.

Der Viermomentensatz für Stäbe mit schwachgekrümmter Achse und gleichbleibendem Trägheitsmoment lautet gemäß vorstehend angeführter Quelle allgemein (hierzu Abb. 3):

---

*) Anmerkung der Schriftleitung. Mit der Wiedergabe der vorliegenden Arbeit dürften mit Rücksicht auf die bemerkenswerten Ergebnisse, zu denen der Verfasser im zweiten Teil seines Aufsatzes kommt, gerade dem Praktiker wertvolle Fingerzeige gegeben werden. Im ersten Teil wird gezeigt, wie man auch mit Hilfe der Deformationsmethode zu den Elastizitätsgleichungen kommt, womit ein Weg gewählt ist, der bei uns seltener benutzt wird und deshalb von Interesse sein dürfte.

[1]) Vgl. Henri Marcus, „Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger", Armierter Beton 1910: u. a. wird hier an einem Rechnungsbeispiel eines lotrecht belasteten Rahmenträgers gezeigt, daß selbst für die beiden Grenzfälle — gleiche reduzierte Gurtstablängen einerseits und Trägheitsmomente einer Gurtung gleich Null anderseits — die zugehörigen Gurtkräfte nur Unterschiede bis zu 6 % aufweisen.

[2]) Daß beispielsweise bei Parallelträgern mit weniger verschiedenen Trägheitsmomenten des Ober- und Untergurtes die Kernpunktmomente von den für gleiche Querschnittflächen beider Gurte errechneten Werten nur in sehr geringem Maße abweichen, ist bekannt: siehe Geh. Hofrat G. Chr. Mehrtens und Dr. Fr. Bleich: „Der zweite engere Wettbewerb um den Bau einer Rhein-Straßenbrücke in Köln", Entwurf „Freie Bahn und freier Blick", Eisenbau 1914, S. 65.

[3]) Ein zeichnerisch-rechnerisches Verfahren für Rahmenträger beliebiger Gestaltung hat Prof. L. Mann bereits 1909 angegeben: „Statische Berechnung steifer Vierecknetze", Berlin.

[4]) „Die Deformationsmethode", Berlin 1926.

[5]) Fr. Bleich: „Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes", Berlin 1918, II. Auflage, wie auch „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", Berlin 1924.

$$(1)\quad \begin{cases} M^r_{k-1}\cdot s'_k + 2\,M^l_k\cdot s'_k + 2\,M^r_k\cdot s'_{k+1} + M^l_{k+1}\cdot s'_{k+1} \\ \quad + 6\,S_k\cdot \mathfrak{S}^{k-1}_k\cdot \dfrac{s'_k}{s^2_k} + 6\,S_{k+1}\cdot \mathfrak{S}^{k+1}_{k+1}\cdot \dfrac{s'_{k+1}}{s^2_{k+1}} \\ \qquad - 6\,E\cdot J_c\,(\vartheta_k - \vartheta_{k+1}) = N. \end{cases}$$

s'_k und s'_{k+1} bedeuten die reduzierten Stablängen, ϑ_k und ϑ_{k+1} die Stabdrehwinkel; unter $\mathfrak{S}^{k-1}_k$ und $\mathfrak{S}^{k+1}_{k+1}$ sind die statischen Momente der von Stabsehne und Stabachse eingeschlossenen Flächen der Stäbe s_k und s_{k+1}, bezogen auf die Knotenpunkte $k-1$ und $k+1$, zu verstehen. Im Lastglied N kommt der Einfluß der Zwischenbelastung zum Ausdruck; zur Vereinfachung werden hier nur Knotenlasten in Betracht gezogen und ist demnach $N = O$ zu setzen.

Für die reduzierten Stablängen gelten die Anschreibungen

$$(2)\qquad s'_k = \frac{J_c}{J_k}\cdot s_k,\quad s'_{k+1} = \frac{J_c}{J_{k+1}}\cdot s_{k+1},$$

wobei J_k und J_{k+1} die Trägheitsmomente der Stäbe s_k und s_{k+1}, und J_c ein beliebiges Trägheitsmoment bedeuten.

Da nur schwachgekrümmte Stäbe in Betracht kommen, dürfen die Stabachsen als Parabelbogen aufgefaßt werden; daher

$$(3)\quad \mathfrak{S}^{k-1}_k = \frac{2}{3}\cdot s_k\cdot f_k\cdot\frac{s_k}{2} = \frac{1}{3}\cdot s^2_k\cdot f_k,\quad \mathfrak{S}^{k+1}_{k+1} = \frac{1}{3}\cdot s^2_{k+1}\cdot f_{k+1}.$$

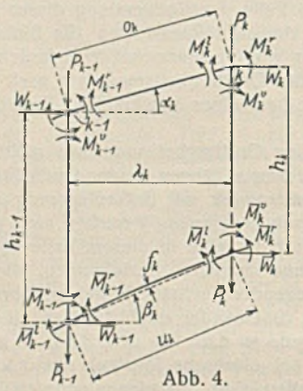


Abb. 4.

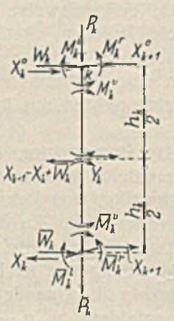


Abb. 4a.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 4 u. 4a lauten somit die Viermomentengleichungen für das k-te Feld eines Rahmenträgers mit gekrümmten Untergurtstäben:

$$(a)\quad \begin{aligned} &-\overline{M}^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 2\,M^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} + 2\,M^r_{k-1}\cdot o'_k \\ &\qquad + M^l_k\cdot o'_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^v_{k-1} - \vartheta^o_k\right) = 0, \end{aligned}$$

$$(b)\quad \begin{aligned} &M^r_{k-1}\cdot o'_k + 2\,M^l_k\cdot o'_k + 2\,M^v_k\cdot h'_k \\ &\qquad + \overline{M}^v_k\cdot h'_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k - \vartheta^v_k\right) = 0, \end{aligned}$$

$$(c)\quad \begin{aligned} &M^v_k\cdot h'_k + 2\,\overline{M}^v_k\cdot h'_k - 2\,\overline{M}^l_k\cdot u'_k \\ &\qquad - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k - 2\,U_k\cdot u'_k\cdot f_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^v_k - \vartheta^u_k\right) = 0, \end{aligned}$$

$$(d)\quad \begin{aligned} &-\overline{M}^l_k\cdot u'_k - 2\,\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k - 2\,\overline{M}^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} \\ &\qquad - M^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 2\,U_k\cdot u'_k\cdot f_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^u_k - \vartheta^v_{k-1}\right) = 0. \end{aligned}$$

Die zugehörigen Winkelgleichungen werden unmittelbar dem erstangeführten Werke von Dr. Fr. Bleich entnommen; mit Bezug auf Abb. 4 lauten dieselben

$$(4)\quad \begin{aligned} \Delta o_k\cdot\cos\alpha_k - \Delta u_k\cdot\cos\beta_k &= -\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1} - h_k\cdot\vartheta^v_k\right) \\ &\quad - \lambda_k\left(\vartheta^o_k\cdot\operatorname{tg}\alpha_k - \vartheta^u_k\cdot\operatorname{tg}\beta_k\right) \end{aligned}$$

und

$$(5)\qquad \Delta o_k\cdot\sin\alpha_k - \Delta u_k\cdot\sin\beta_k - \lambda_k\left(\vartheta^o_k - \vartheta^u_k\right) = 0.$$

Die Längenänderungen der Pfosten wurden hierbei vernachlässigt. Gl. (5) stellt die bereits eingangs angeführte Beziehung zwischen den Drehwinkeln übereinanderliegender Gurtstäbe dar. Zur Vereinfachung der weiteren Entwicklungen werden auch hier die beiden ersten Glieder in Gl. (5) unterdrückt. Man erhält dann

$$(5a)\qquad \vartheta^o_k - \vartheta^u_k = 0.$$

Nach der vorerwähnten Quelle werden auch die folgenden Ansätze für die Längenänderungen der Gurtstäbe gebildet, und zwar

$$(6)\qquad \Delta o_k = \frac{O_k\cdot o_k}{E\cdot F^o_k} \pm \omega\cdot t\cdot o_k$$

sowie

$$(7)\qquad \Delta u_k = \frac{U_k\cdot u_k}{E\cdot F^u_k} + \frac{f_k\cdot u_k}{E\cdot J^u_k}\left\{\frac{8}{15}\cdot U_k\cdot f_k + \frac{1}{3}\left(\overline{M}^l_k + \overline{M}^r_{k-1}\right)\right\};$$

hierin bedeuten O_k und U_k die Gurtkräfte, F^o_k und F^u_k die Gurtquerschnittflächen, t den Temperaturunterschied zwischen Obergurtstab o_k und Untergurtstab u_k; ω ist der Wärmedehnungskoeffizient.

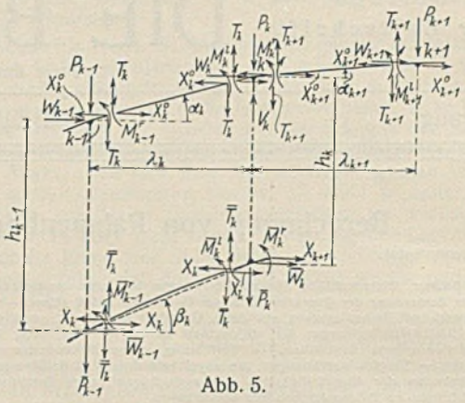


Abb. 5.

Die Belastung des Tragwerkes bestehe aus lotrechten und waagerechten Knotenlasten P_k, $\overline{P}_k$ bzw. W_k, $\overline{W}_k$. Als überzählige Wirkungsgrößen werden, übereinstimmend mit der einschlägigen Arbeit von Professor Dr. A. Ostenfeld, die waagerechten Schnittkräfte X_k der Untergurtstäbe und die Biegungsmomente Y_k der Mittelquerschnitte der Pfosten betrachtet.

Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen können zunächst, unter Bezugnahme auf Abb. 4, 4a und 5, die folgenden Beziehungen angeschrieben werden:

$$(8)\qquad M^v_k = M^l_k - M^r_k$$

$$(9)\qquad \overline{M}^v_k = -\overline{M}^l_k + \overline{M}^r_k$$

$$(10)\qquad M^v_k = Y_k + \left(X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k\right)\frac{h_k}{2}$$

$$(11)\qquad \overline{M}^v_k = Y_k - \left(X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k\right)\frac{h_k}{2};$$

ferner für Trennungsschnitte unmittelbar links bzw. rechts vom Pfosten k, die auf den Obergurtknoten k bezogenen Momentengleichungen

$$(12)\qquad \mathfrak{M}^l_k - X_k\,h_k - M^l_k - \overline{M}^l_k = 0,$$

$$(13)\qquad \mathfrak{M}^r_k - X_{k+1}\,h_k - M^r_k - \overline{M}^r_k = 0,$$

in welchen $\mathfrak{M}^l_k$ und $\mathfrak{M}^r_k$ Balkenmomente bedeuten, die durch die Beziehung

$$(14)\qquad \mathfrak{M}^r_k = \mathfrak{M}^l_k - \overline{W}_k\cdot h_k$$

verknüpft sind. Aus der waagerechten Schnittkraft X_k des Untergurtstabes im Felde k folgt für die als Druck positiv gezählte Schnittkraft X^o_k des k-ten Obergurtstabes

$$(15)\qquad X^o_k = X_k + \sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W},$$

für die lotrechten Schnittkräfte gelten die Anschreibungen

$$(16)\qquad T_k = \frac{M^l_k - M^r_{k-1}}{\lambda_k} + X_k\operatorname{tg}\alpha_k + \left(\sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\operatorname{tg}\alpha_k$$

sowie

$$(18)\qquad \overline{T}_k = \frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k} - X_k\operatorname{tg}\beta_k,$$

und für die Gurtkräfte selbst ergeben sich die Ausdrücke

$$(19)\qquad \begin{aligned} O_k = X^o_k\cdot\cos\alpha_k + T_k\cdot\sin\alpha_k &= \frac{M^l_k - M^r_{k-1}}{\lambda_k}\cdot\sin\alpha_k \\ &\quad + X_k\cdot\sec\alpha_k + \left(\sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\sec\alpha_k \end{aligned}$$

und

$$(20)\qquad U_k = -\frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k}\cdot\sin\beta_k + X_k\cdot\sec\beta_k;$$

O_k erhält als Druck, U_k als Zug positives Vorzeichen.

Schließlich folgt für die als Druck positiv gerechnete Längskraft V_k des k-ten Pfostens

$$(20)\qquad \begin{aligned} V_k = \overline{T}_k - \overline{T}_{k+1} - \overline{P}_k &= -\frac{\overline{M}^l_{k+1} - \overline{M}^r_k}{\lambda_{k+1}} + \frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k} \\ &\quad + \left(X_{k+1}\cdot\operatorname{tg}\beta_{k+1} - X_k\cdot\operatorname{tg}\beta_k\right) - \overline{P}_k, \end{aligned}$$

während die Querkraft dieses Stabes durch

$$Q_k^v = X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k \tag{21}$$

bestimmt ist.

Die Gleichgewichtsbedingungen allein reichen nicht hin, um alle inneren Kräfte und Biegungsmomente durch die gegebenen Außenlasten und durch die überzähligen Wirkungsgrößen ausdrücken zu können; die hierzu noch notwendigen Beziehungen, ebenso wie die Elastizitätsgleichungen selbst, werden durch Verknüpfung der Viermomentengleichungen (a) bis (d) erhalten.

A.

Die Addition der Gleichungen (a) und (d), sowie (b) und (c) liefert

$$\begin{aligned} &-3h'_{k-1}\left(M^v_{k-1} + \overline{M}^v_{k-1}\right) + 2\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right) \\ &+\left(M^l_k\cdot o'_k - \overline{M}^l_k\cdot u'_k\right) - 2U_k\cdot u'_k\cdot f_k + 6E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k - \vartheta^u_k\right) = 0, \end{aligned} \tag{22}$$

$$\begin{aligned} &3h'_k\left(M^v_k + \overline{M}^v_k\right) + 2\left(M^l_k\cdot o'_k - \overline{M}^l_k\cdot u'_k\right) \\ &+\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right) - 2U_k\cdot u'_k\cdot f_k \\ &-6E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k - \vartheta^u_k\right) = 0. \end{aligned} \tag{23}$$

Mit Hilfe der Gleichungen (5a), (10) und (11) erhält man hieraus die Beziehungen

$$\begin{aligned} &-6Y_{k-1}\cdot h'_{k-1} + 2\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right) \\ &+\left(M^l_k\cdot o'_k - \overline{M}^l_k\cdot u'_k\right) - 2U_k\cdot u'_k\cdot f_k = 0, \end{aligned} \tag{22a}$$

$$\begin{aligned} &+6Y_k\cdot h'_k + 2\left(M^l_k\cdot o'_k - \overline{M}^l_k\cdot u'_k\right) \\ &+\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right) - 2U_k\cdot u'_k\cdot f_k = 0. \end{aligned} \tag{23a}$$

Aus den Gleichungen (12), (13) (diese für Feld $k-1$ angesetzt), (22a) und (23a) sind die Gurtmomente des k-ten Feldes bestimmbar:

$$\begin{aligned} M^l_k = \frac{1}{o'_k + u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^l_k\cdot u'_k - X_k\cdot h_k\cdot u'_k + \frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k \\ &-2Y_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 4Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{24}$$

$$\begin{aligned} \overline{M}^l_k = \frac{1}{o'_k + u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^l_k\cdot o'_k - X_k\cdot h_k\cdot o'_k - \frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k \\ &+2Y_{k-1}\cdot h'_{k-1} + 4Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{25}$$

$$\begin{aligned} M^r_{k-1} = \frac{1}{o'_k + u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot u'_k - X_k\cdot h_{k-1}\cdot u'_k + \frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k \\ &+4Y_{k-1}\cdot h'_{k-1} + 2Y_k\cdot h_k\Big) \end{aligned} \tag{26}$$

$$\begin{aligned} \overline{M}^r_{k-1} = \frac{1}{o'_k + u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot o'_k - X_k\cdot h_{k-1}\cdot o'_k - \frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k \\ &-4Y_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 2Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{27}$$

Mit Hilfe der Beziehungen (24) bis (27) können alle inneren Kräfte und Biegungsmomente auf die gegebene Belastung und auf die überzähligen Wirkungsgrößen zurückgeführt werden.

Aus den Gleichungen (8) und (10) erhält man aber, wenn für M^l_k der Wert aus (24) eingeführt, M^r_k gemäß (26) gebildet und für U_k näherungsweise

$$U_k = X_k\cdot\sec\beta_k = X_k\frac{u_k}{\lambda_k} \tag{28}$$

gesetzt wird, die Elastizitätsbedingung

$$\left\{\begin{aligned} &Y_{k-1}\cdot\frac{2h'_{k-1}}{o'_k + u'_k} \\ &+Y_k\left(4\cdot\frac{h'_k}{o'_k + u'_k} + 4\cdot\frac{h'_k}{o'_{k+1} + u'_{k+1}} + 1\right) \\ &+Y_{k+1}\cdot\frac{2h'_{k+1}}{o'_{k+1} + u'_{k+1}} - X_k\left(\frac{o'_k - u'_k}{o'_k + u'_k}\cdot\frac{h_k}{2} + \frac{2}{3}\cdot\frac{u'_k}{o'_k + u'_k}\cdot f_k\cdot\frac{u_k}{\lambda_k}\right) \\ &+X_{k+1}\left(\frac{o'_{k+1} - u'_{k+1}}{o'_{k+1} + u'_{k+1}}\cdot\frac{h_k}{2} + \frac{2}{3}\cdot\frac{u'_{k+1}}{o'_{k+1} + u'_{k+1}}\cdot f_{k+1}\cdot\frac{u_{k+1}}{\lambda_{k+1}}\right) \\ &= \mathfrak{M}^l_k\cdot\frac{u'_k}{o'_k + u'_k} - \mathfrak{M}^r_k\cdot\frac{u'_{k+1}}{o'_{k+1} + u'_{k+1}} - \overline{W}_k\cdot\frac{h_k}{2}. \end{aligned}\right. \tag{A}$$

Eine derartige Beziehung kann für jeden Piosten ($k = 0, 1, 2 \ldots n$) aufgestellt werden, womit ein System von $n+1$ Elastizitätsbedingungen gewonnen wird.

Wirkt nur lotrechte Belastung, so ist $\mathfrak{M}^l_k = \mathfrak{M}^r_k$, $\overline{W} = 0$; bleibt außerdem die Krümmung der Untergurtstäbe unberücksichtigt, so erhält man aus (A) unmittelbar, in geänderter Schreibart, die von Prof. Dr. A. Ostenfeld in seinem Werke „Die Deformationsmethode" entwickelten Y-Gleichungen.

B.

Zur Herleitung der noch fehlenden n Elastizitätsbedingungen wird die Gleichung (a) mit h_{k-1}, die Gleichung (b) mit h_k multipliziert und sodann deren Summe gebildet:

$$\begin{aligned} &-\left(2M^v_{k-1} + \overline{M}^v_{k-1}\right)h_{k-1}\cdot h'_{k-1} + \left(2M^v_k + \overline{M}^v_k\right)h_k\cdot h'_k \\ &+M^r_{k-1}\cdot o'_k\left(2h_{k-1} + h_k\right) + M^l_k\cdot o'_k\left(h_{k-1} + 2h_k\right) \\ &-6EJ_c\left\{\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1} - h_k\cdot\vartheta^v_k\right) - \vartheta^o_k\left(h_{k-1} - h_k\right)\right\} = 0. \end{aligned} \tag{29}$$

Mit Hilfe der beiden Winkelgleichungen kann für den letzten Klammerausdruck der Gleichung (29) gesetzt werden

$$\begin{aligned} &\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1} - h_k\cdot\vartheta^v_k\right) - \vartheta^o_k\left(h_{k-1} - h_k\right) \\ &= -\Delta o_k\cdot\cos\alpha_k + \Delta u_k\cdot\cos\beta_k. \end{aligned} \tag{30}$$

Mit Benutzung der Näherungsbeziehung (28), sowie des in gleicher Art gebildeten Näherungswertes für O_k,

$$O_k = -\left(X_k + \sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\sec\alpha_k, \tag{28a}$$

wird aus (6) und (7) erhalten:

$$\Delta o_k = -\left(X_k + \sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\frac{o_k}{E\cdot F^o_k}\cdot\sec\alpha_k \pm \omega\cdot t\cdot o_k \tag{6a}$$

und

$$\begin{aligned} \Delta u_k = X_k\cdot\frac{u_k}{E\cdot F^u_k}\cdot\sec\beta_k \\ +\frac{f_k\cdot u_k}{E\cdot J^u_k}\left\{\frac{8}{15}\cdot X_k\cdot\sec\beta_k\cdot f_k + \frac{1}{3}\left(\overline{M}^l_k + \overline{M}^r_{k-1}\right)\right\}; \end{aligned} \tag{7a}$$

somit

$$\begin{aligned} &6EJ_c\left\{\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1} - h_k\cdot\vartheta^v_k\right) - \vartheta^o_k\left(h_{k-1} - h_k\right)\right\} \\ &= 6X_k\left(\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k + \frac{J_c}{F^u_k}\cdot u_k + \frac{8}{15}\cdot f^2_k\cdot u'_k\right) + 6\cdot\frac{J_c}{F^o_k}\left(\sum_0^{k-1} W\right. \\ &\left.+\sum_0^{k-1}\overline{W}\right) \mp 6E\cdot J_c\cdot\omega\cdot t\cdot\lambda_k + 2f_k\cdot u'_k\cdot\frac{\lambda_k}{u_k}\left(\overline{M}^r_{k-1} + \overline{M}^l_k\right). \end{aligned} \tag{30a}$$

Nach Einführen dieses Ausdruckes in die mit 2 multiplizierte Gleichung (29) kann diese, unter Benutzung der Beziehungen (10) und (11) sowie (24) bis (27), nunmehr geschrieben werden

$$\left\{\begin{aligned} &-X_{k-1}\cdot h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1} + X_k\Big\{\left(h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1} + h'_k\cdot h^2_k\right) \\ &+\frac{4o'_k\cdot u'_k}{o'_k + u'_k}\Big[\left(h^2_{k-1} + h_{k-1}\cdot h_k + h^2_k\right) \\ &-f_k\left(\frac{u_k}{\lambda_k} + \frac{\lambda_k}{u_k}\right)\left(h_{k-1} + h_k\right)\Big] + 12\left(\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k + \frac{J_c}{F^u_k}\cdot u_k\right) \\ &+\frac{16}{15}\cdot f^2_k\cdot\frac{o'_k\cdot u'_k}{o'_k + u'_k}\left(6 + \frac{u'_k}{o'_k}\right)\Big\} - X_{k+1}\cdot h'_k\cdot h^2_k \\ &-2Y_{k-1}\cdot\frac{h'_{k-1}}{o'_k + u'_k}\left\{3\left(o'_k - u'_k\right)h_{k-1} + 4u'_k\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\} \\ &+2Y_k\cdot\frac{h'_k}{o'_k + u'_k}\left\{3\left(o'_k - u'_k\right)h_k + 4u'_k\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\} \\ &= \overline{W}_k\cdot h'_k\cdot h^2_k - \overline{W}_{k-1}\cdot h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1} \\ &-12\cdot\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k\left(\sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right) \pm 12EJ_c\cdot\omega\cdot t\cdot\lambda_k \\ &+\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot\frac{2o'_k\cdot u'_k}{o'_k + u'_k}\left\{\left(2h_{k-1} + h_k\right) - 2\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\} \\ &+\mathfrak{M}^l_k\cdot\frac{2o'_k\cdot u'_k}{o'_k + u'_k}\left\{\left(h_{k-1} + 2h_k\right) - 2\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\}, \end{aligned}\right. \tag{B}$$

wobei das im Koeffizienten von X_k an letzter Stelle stehende Glied mit f^2_k meist vernachlässigbar klein ist.

Diese Gleichung kann für jedes Rahmenfeld($k = 1, 2 \ldots n$) angesetzt werden und stellt daher ein System von n Elastizitätsbedingungen dar.

Besteht die Außenbelastung nur aus lotrechten Kräften, so verschwinden in Gleichung (B) sämtliche Kräfte W und $\overline{W}$; ferner ist dann $\mathfrak{M}^l_k = \mathfrak{M}^r_k$, wobei die Momente $\mathfrak{M}$ mit den Zeigern $k = 0$ und $k = n$ Null sind.

Für den Hilfsangriff $H = 1$ ist $\overline{W}_o = 1$, $\overline{W}_n = -1$, die übrigen Kräfte W und $\overline{W}$ verschwinden; außerdem gelten die Beziehungen $\mathfrak{M}^l_o = 0 = \mathfrak{M}^r_n$ sowie $\mathfrak{M}^r_o = -H\cdot h_o$, $\mathfrak{M}^l_n = -H\cdot h_n$, und für Zeiger $k = 1$ bis $k = (n-1)$ ist $\mathfrak{M}^l_k = \mathfrak{M}^r_k$, und zwar gleich dem Moment der Last $H = 1$ bezogen auf den jeweiligen Obergurtknoten k.

Aus den beiden Gleichungssystemen (A) und (B) können zu jeder gegebenen Knotenbelastung (Hilfsangriff $H = 1$ inbegriffen) die zugehörigen Überzähligen X und Y des Grundsystems gerechnet werden.

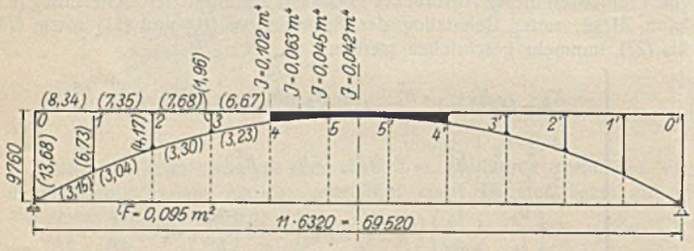
Bekanntlich zeigen die Einflußlinien für die Schnittkräfte X der Rahmenbalkenträger in den vom fraglichen Feld abseits gelegenen Trägerteilen nahezu geradlinigen Verlauf, so daß jeweils 4 Punkte zur Festlegung der Einflußlinie genügen. Auch die Einflußlinien für die Pfostenmomente Y der Balkenträger sind ähnlich gestaltet; die Einflußwerte brauchen daher immer nur für den Lastknoten des bezüglichen Pfostens, und für beiderseits je 2 Nachbarknoten (insgesamt für 5 aufeinanderfolgende Stellungen der Last 1) ermittelt werden, für den übrigen Trägerbereich sind dieselben durch geradlinige Zwischenschaltung zu bestimmen. Bei symmetrischen Rahmentragwerken bietet die Anwendung des Verfahrens der Belastungsumgruppierung[6]) großen Vorteil, da die Anzahl der aufzulösenden simultanen Elastizitätsgleichungen allgemein von $2n + 1$ auf $n + 1$ herabgemindert werden kann. Bezüglich der Auswertung der Elastizitätsbedingungen wird auf das von Prof. Dr. A. Ostenfeld empfohlene Annäherungsverfahren[7]) verwiesen.

Nach erfolgter Berechnung der Überzähligen X und Y des Balkenträgers können für den vom Lastgurt gebildeten Stabzug die Biegungsmomente, Sehnenkräfte und weiterhin auch alle jene Formänderungswege ermittelt werden, die zur Bestimmung des Horizontalschubes des Bogenträgers notwendig sind. Zur Lösung dieser letzteren Aufgabe stehen bereits bekannte Verfahren zur Verfügung und es bleibt nur hervorzuheben, daß auf eine ausreichend genaue Ermittlung der Schübe des Bogenträgers, wie auch aller in Betracht kommenden Wirkungsgrößen des vielfach statisch unbestimmten Grundsystems, besonders zu achten ist.

Bedeutet (N) eine Kraft oder ein Biegungsmoment eines Stabes des Bogenträgers, N die zur gleichen Außenbelastung gehörige, gleichartige Wirkungsgröße des Balkenträgers, N^H diese Wirkungsgröße desselben Trägers für den Hilfsangriff $H = 1$ und H den zur Außenbelastung gehörigen Schub des Bogenträgers, so gilt

$$(N) = N + H \cdot N^H.$$

Auch die Schnittkräfte (X) und die Biegungsmomente (Y) des Bogenträgers sind in dieser Art zu berechnen: $(X)_k = X_k + H \cdot X_k^H$, $(Y)_k = Y_k + H \cdot Y_k^H$.



Eingeklammerte Zahlen ( ) sind reduzierte Längen.

Abb. 6.

Ein Anwendungsfall der vorstehend abgeleiteten Beziehungen möge nun besprochen werden.

Für den Neubau der Augartenbrücke in Wien[8]) war nach dem Entwurf III der Waagner-Biró AG., Wien-Graz, ein in Stahl St 55 geplantes Tragwerk vorgesehen, das, bei Fahrbahnlage unten, den Donaukanal und die beiderseitigen Vorufer ohne Zwischenstützung überspannt; das System der beiden Hauptträger — Zweigelenk-Rahmenbogen mit vollwandigem Mittelteil und Zugband — ist in Abb. 6 dargestellt.

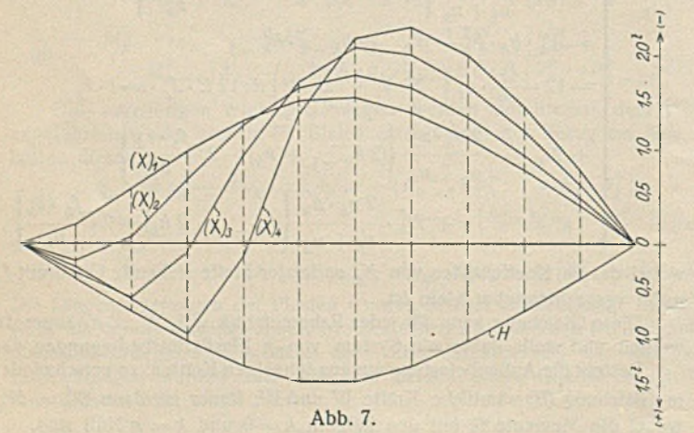


Abb. 7.

Für die der gleichen Abbildung in Klammern beigeschriebenen reduzierten Längen der Rahmenstäbe ($J_c = 0{,}01$ m⁴) und Trägheitsmomente

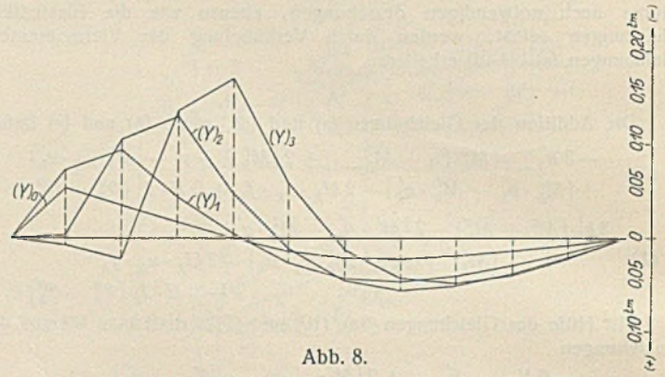


Abb. 8.

des Mittelteiles sind unter der Annahme durchweg gerader Rahmenstäbe die in Abb. 7 bzw. Abb. 8 gezeichneten Einflußlinien für die Wirkungsgrößen H, (X) und (Y) errechnet worden.

Abb. 9 zeigt die zugehörigen Einflußlinien für die Pfostenendmomente $(\overline{M})_k^v$ und $(M)_k^v$. Trotzdem die Verhältniszahlen $\frac{o'_k}{u'_k}$ beträchtlich von der Einheit abweichen (sie liegen zwischen 2,06 und 2,65), sind für

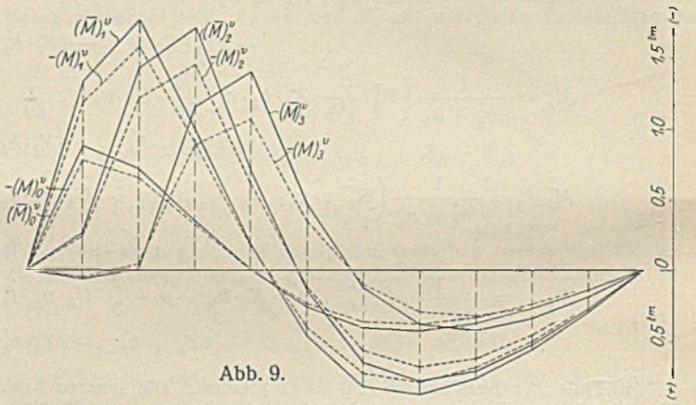


Abb. 9.

jeden Pfosten die Einflußwerte seiner Endmomente wenig verschieden. Die absoluten Größtwerte der Momente $(\overline{M})_0^v$, $(\overline{M})_1^v$, $(\overline{M})_2^v$ und $(\overline{M})_3^v$, hervorgerufen durch die ständige Last und durch eine Verkehrs-Streckenlast gleich $\frac{11}{15}$ der ersteren, sind der Reihe nach 1,13-, 1,13-, 1,16- und 1,29 mal größer als jene der Momente $(M)_0^v$, $(M)_1^v$, $(M)_2^v$ und $(M)_3^v$.

Weit beträchtlichere Unterschiede weisen die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte (die den Endpfosten benachbarten Querschnitte ausgenommen) auf. Im allgemeinen sind hierbei die Untergurtmomente immer größer als die Momente der zugeordneten Obergurtquerschnitte. Die Verhältniszahlen der Einflußwerte erreichen aber keineswegs die Beträge $\frac{o'_k}{u'_k}$[9]), die sich bekanntlich bei starren Pfosten ergeben würden[10]). Um die Größe der Unterschiede zwischen Biegungsmomenten

[6]) „Das B-U-Verfahren" von W. L. Andrée, München u. Berlin 1919.

[7]) „Die Deformationsmethode".

[8]) Die Ausführung dieses Brückenbaues ist der Waagner-Biró AG. auf Grund ihres Entwurfes II (7 Stück unter der Fahrbahn liegende, vollwandige Hauptträger, welche über die Stützweiten 11,0 + 55,8 + 11,0 m durchlaufen) übertragen worden.

[9]) Wiederholt ist nämlich im Falle ausschließlicher Knotenbelastung angenommen worden, daß bei Vernachlässigung der Längenänderungen der Pfosten die Biegelinien beider Gurtungen vollständig übereinstimmen und daher die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte sich umgekehrt wie die reduzierten Längen der bezüglichen Gurtstäbe verhalten müßten. Diese Annahme würde jedoch nur für Tragwerke mit starren Pfosten zutreffen; wie sehr aber die Pfostenverbiegungen die Gurtmomente beeinflussen, ist aus den oben mitgeteilten Rechnungsergebnissen zu ersehen. Daß jene vereinfachten Verfahren zur Berechnung von Rahmenträgern mit beliebigen Gurtträgheitsmomenten, welche auf Grund dieser Annahme entwickelt wurden, nur zu Näherungsergebnissen führen können, hat bereits Dr. P. Pasternak in seinem Buche „Berechnung vielfach statisch unbestimmter, biegefester Stab- und Flächentragwerke", 1. Teil, Zürich und Leipzig 1927, festgestellt.

[10]) Vgl.: Prof. Dr. Fr. Engeßer, „Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung", Berlin 1913.

übereinanderliegender Gurtquerschnitte an einem Beispiel aufzuzeigen, sind in Abb. 10 die Einflußlinien für die Biegungsmomente $(\overline{M})_3^l$ und $(M)_3^l$ dargestellt. Unter Zugrundelegung der vorerwähnten Belastung erhält man max $(\overline{M})_3^l$ 1,53 mal größer als max $(M)_3^l$, für die absolut größten

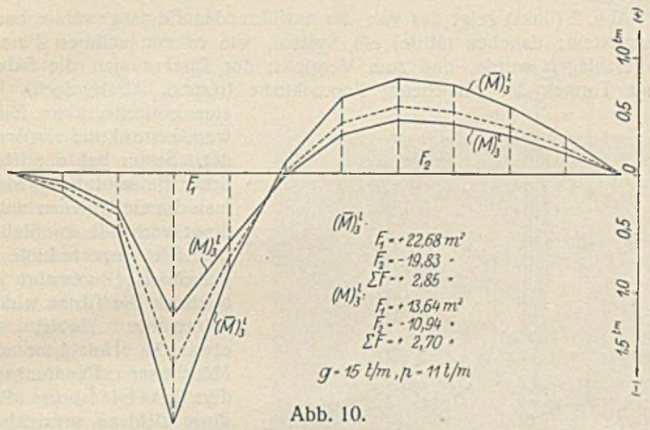


Abb. 10.

Werte der Biegungsmomente $(\overline{M})_2^r$ und $(M)_2^r$ wird in gleicher Art min $(\overline{M})_2^r = 1{,}42 \cdot \min (M)_2^r$ gefunden; die betrachteten Gurtquerschnitte liegen im 3. Rahmenfeld und ist $\frac{o_3'}{u_3'} = 2{,}33$.

Die für das Tragwerk nach Abb. 6 erhaltenen Rechnungsergebnisse sollen nun den gleichartigen Ergebnissen einer, unter der Annahme $o_k' = u_k'$ durchgeführten Vergleichsrechnung gegenübergestellt werden. Die reduzierten Längen der Pfosten und die Trägheitsmomente des Mittelteiles nach Abb. 6 beibehaltend, gelangt man, wenn für die reduzierten Gurtstablängen jedes Feldes der Mittelwert aus den in der gleichen Abbildung eingeschriebenen Werten o_k' und u_k' eingeführt wird, zu Einflußwerten für die Größen H und $(X)_k$, die sich von den früher berechneten Werten wenig unterscheiden, während alle $(Y)_k$ unter den bestehenden Voraussetzungen zu Null werden. Die zugehörige Einflußlinie für das Gurtbiegungsmoment $(\overline{M})_3^l = (M)_3^l$ ist in Abb. 10 strichiert eingezeichnet. Bildet man nun die Kernpunktmomente für die Gurtquerschnitte des Tragwerkes nach Abb. 6 (Kernweite im Obergurt 33 cm, im Untergurt 37 cm) und vergleicht dieselben mit den gleichartigen Momenten des Sonderfalles $o_k' = u_k'$ (Kernweite für die Querschnitte beider Gurte mit 35 cm angenommen), so findet man, daß sich beispielsweise die Größtwerte der Kernpunktmomente $_{\text{Kern}}(M)_2^r$, $_{\text{Kern}}(\overline{M})_2^r$, $_{\text{Kern}}(M)_3^l$ und $_{\text{Kern}}(\overline{M})_3^l$ für das Tragwerk der ersteren Ausführungsart der Reihe nach 0,98-, 1,20-, 0,87- und 1,12 mal größer ergeben als für den Vergleichsfall $o_k' = u_k'$. Betrachtet man das Tragwerk nach Abb. 6 aus jenem der Sonderannahme $o_k' = u_k'$ in der Weise entstanden, daß die Steifigkeit des Obergurtes um rd. 40 % vermindert, jene des Untergurtes um ebensoviel vergrößert wird, so ändern sich dabei die Größtwerte der Kernpunktmomente für die Gurtstäbe des dritten Feldes hier nur um höchstens — 13 % (Obergurt) und + 20 % (Untergurt).

Die Berücksichtigung der Krümmung von Gurtstäben, die bei Rahmenträgern mit beliebigen Gurtträgheitsmomenten eine nur geringe Vermehrung der an sich umfangreicheren Rechenarbeit verursacht, erfordert im allgemeinen auch bei Tragwerken der Bauart $o_k' = u_k'$ die Auflösung beider Gleichungsgruppen (A) und (B) und bedeutet daher für diese eine wesentliche Erschwerung der Rechnung.

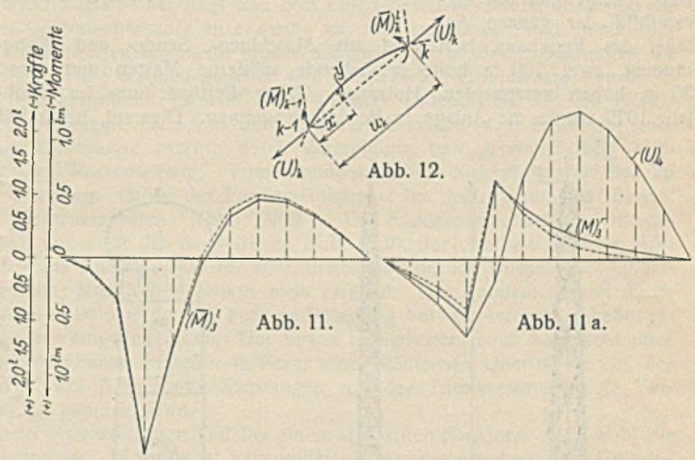
Die nachstehend angeführten Ergebnisse einer Vergleichsrechnung, welcher der Rahmenbogenträger nach Abb. 6 zugrunde liegt, geben ungefähren Aufschluß darüber, in welchem Maße Kräfte und Biegungsmomente der Rahmenstäbe durch Gurtkrümmungen beeinflußt werden.

Für $o_k' = u_k'$, und zwar wieder gleich dem jeweiligen Mittel aus den Feldwerten nach Abb. 6 sowie unter Berücksichtigung der vorgesehenen stetigen Krümmung des Untergurtes nach einem Kreisbogen mit 70 m Halbmesser $\left(\text{Pfeilverhältnis der Untergurtstäbe } \frac{f_k}{u_k} = 0{,}012\right)$ führt die Rechnung zu nur kleinen Pfostenmomenten (Y), während die Zugbandkraft H und die Schnittkräfte (X) sich wenig von den gleichartigen, für gerade Gurtstäbe errechneten Kräften unterscheiden.

Unter den Pfostenmomenten (Y) besitzt $(Y)_0$ die größte Einflußfläche, weshalb auch die Endmomente des Randpfostens größere Verschiedenheit aufweisen als jene der Zwischenpfosten. Für die frühere Belastung wird das Größtmoment im oberen Endquerschnitt des Randpfostens 1,09 mal größer als für das untere Stabende, für den Zwischenpfosten 3 beträgt diese Verhältniszahl nur 1,02. Bleibt die Krümmung der Untergurtstäbe unberücksichtigt, so liefert die Rechnung max$(M)_0^v$ um nur 3 %, max$(M)_3^v$ um kaum 1 % zu klein.

Bedeutendere Unterschiede weisen wieder die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte auf. Unter Zugrundelegung der betrachteten Belastung erhält man für die Momente max$(\overline{M})_k$ der unteren und besonders min$(M)_k$ der oberen Gurtung größere Werte als für die gleichen Momente des Tragwerkes mit durchweg geraden Stäben; von diesen Gurtmomenten erreichen vorwiegend die Momente max$(\overline{M})_k^l$ und min$(M)_k^r$ die absolut größten Beträge. In Abb. 11 und 11a sind die Einflußlinien für $(\overline{M})_3^l$ und $(M)_3^r$ dargestellt, zum Vergleich sind auch die für gerade Gurtstäbe errechneten Einflußlinien strichiert eingetragen. Die Biegungsmomente max $(\overline{M})_3^l$ und min $(M)_3^r$ sind um 7 % bzw. 29 % größer als die gleichen Momente im Falle gerader Untergurtstäbe; für die zugehörigen Kernpunktmomente (Kernweite 35 cm, also gleich der 3,8- bis 4,7fachen Pfeilhöhe der Untergurtstäbe) betragen aber die Unterschiede nur 5 % bzw. 9 %. Ähnliche Vergleichsergebnisse erhält man auch für die Mehrzahl der übrigen Biegungsmomente max $(\overline{M})_k^l$ und min $(M)_k^r$.

Die Vergrößerung der Obergurtmomente ist hier belanglos, da die Obergurtstäbe, auch jene der inneren Felder, nicht ausgenutzt sind. Für Untergurtstäbe und Pfosten hingegen ist, wenn an die Bemessung auf Grund näherungsweiser Berechnung gedacht wird, jede Steigerung der Biegungsmomente von Bedeutung; im vorliegenden Falle sind aber die von den Stabkrümmungen verursachten Erhöhungen verhältnismäßig klein.



Bleibt die Krümmung der Gurtstäbe bei der Berechnung der Tragwerke unbeachtet, so ist doch bei Aufstellung der Biegungsmomente für Zwischenquerschnitte gekrümmter Stäbe die Form der Stabachse zu berücksichtigen und sind diese Momente, ebenso wie im Falle der genauen Berechnung, gemäß

$$(\overline{M})_x = (\overline{M})_{k-1}^r + \frac{(\overline{M})_k^l - (\overline{M})_{k-1}^r}{u_k} \cdot x + (U)_k \cdot y$$

zu bilden (Abb. 12).

Da für Tragwerke der Bauart $o_k' = u_k'$ und gekrümmte Untergurtstäbe die Pfostenmomente (Y) klein sind, könnte erwartet werden, daß eine, für $(Y)_0 = (Y)_1 = \ldots = (Y)_n = 0$ durchgeführte Näherungsberechnung, die aber im übrigen den Stabkrümmungen durch Mitnahme der Zusatzglieder $U_k \cdot f_k$ in den Ausdrücken (24) bis (27) Rechnung trägt, bessere Ergebnisse liefert, als bei Annahme durchweg gerader Stäbe erhalten werden. Das trifft aber für Rahmenbogenträger im allgemeinen nicht zu, da es, besonders für den Hilfsangriff $H = 1$, nicht statthaft ist, in diesen Ausdrücken für die Gurtmomente die Glieder mit Y_{k-1} und Y_k gegenüber dem Zusatzmoment $U_k \cdot f_k$ zu unterdrücken.

Für Tragwerke der Bauart $o_k' = u_k'$ ist übrigens die Durchführung der genauen Berechnung insofern einfacher, als die Y-Momente des Grundsystems fast keinen Einfluß auf die Größe der Schnittkräfte X ausüben; werden daher die letzteren aus den Gleichungen (B) für $Y_0 = Y_1 = \ldots = Y_n = 0$ gerechnet, und mit diesen X-Werten die Y aus den Gleichungen (A) bestimmt, so bedürfen die so erhaltenen Ergebnisse für die Überzähligen des Grundsystems keiner weiteren Zuschärfung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Funktürme Emmering bei München.

(Funkanlage der Bayerischen Landespolizei.)

Von Dipl.-Ing. **Hermann Meier**, München.

Es war schon lange geplant, den alten Sender der Funkanlage der Bayerischen Landespolizei am Armeemuseum in München, der den vom Reichspolizeifunknetz gestellten Anforderungen nicht mehr entsprach, durch einen neuen Sender mit größerer Reichweite zu ersetzen. Aber erst im Sommer 1928 konnte nach Regelung der Finanzierung und Festlegung der Örtlichkeit mit der Ausführung der Pläne begonnen werden. Das Bayerische Staatsministerium des Innern hatte dem Straßen- und Flußbauamt München seinerzeit den ingenieurtechnischen Teil der Arbeiten übertragen; dieser umfaßte neben dem Neubau einer Zufahrtstraße in der Hauptsache die gesamte Bearbeitung der Funktürme einschließlich Vergebung und Bauleitung. Mit Entwurf und Bauleitung des Funkhauses war das Landbauamt München betraut. Abb. 1 zeigt nun das Gesamtbild der ganzen Anlage, das Funkhaus, bestehend aus Maschinen-, Sende- und Wohnräumen, zwei 100 m hohe freistehende stählerne Masten und einen 35 m hohen verspannten Holzmast. Nach Fertigstellung im Frühjahr 1929 wurde die Anlage in Betrieb genommen. Dies sei, bevor wir uns den Funktürmen im besonderen zuwenden, als kurzer Überblick über die Anlage selbst vorangestellt.

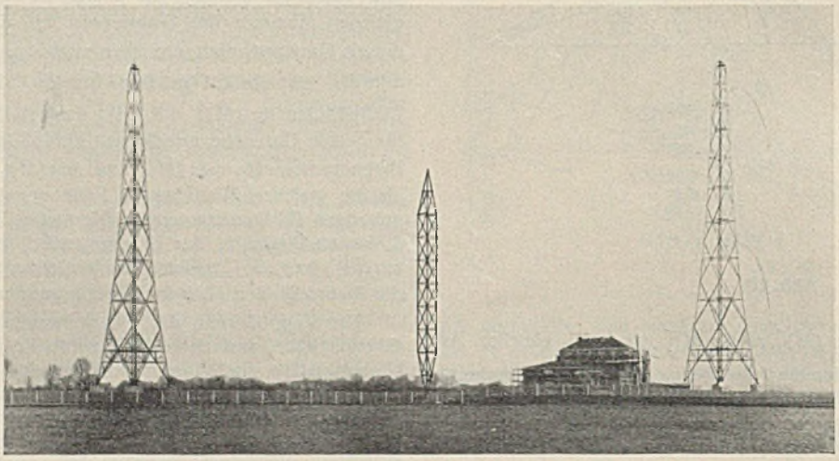


Abb. 1. Funkanlage bei Emmering.

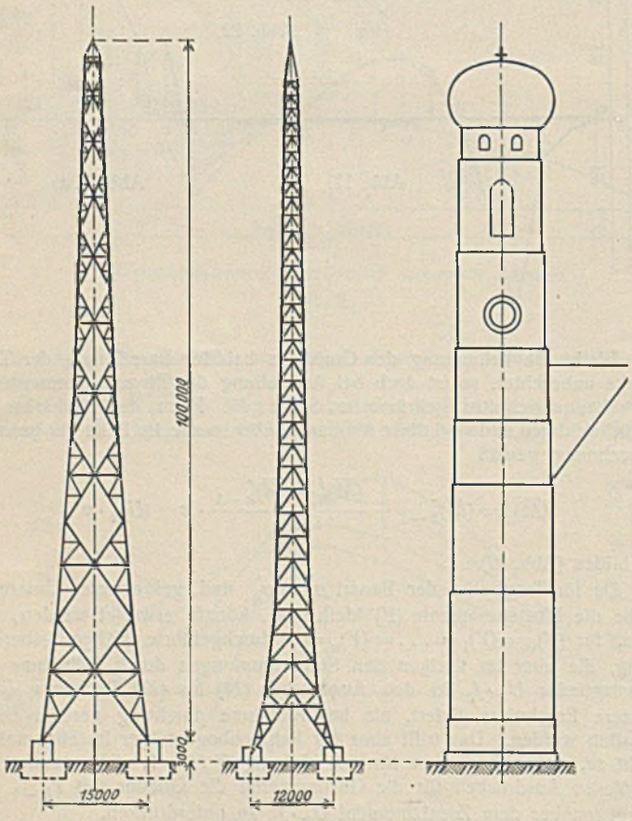


Abb. 2. Die Fachwerk-Systeme im Vergleich zum Münchener Frauenkirchturm.

Der Auftrag für die beiden Funktürme wurde der Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, erteilt, die schon mehrere solche Türme ausgeführt hat.

Abb. 2 (links) zeigt das von der ausführenden Firma gewählte Fachwerksystem; daneben (Mitte) ein System, wie es von anderen Firmen vorgeschlagen wurde, und zum Vergleich der Dimensionen die Skizze eines Turmes der Münchener Frauenkirche (rechts). C. H. Jucho hat eine einfache, klare Fachwerkkonstruktion verwendet. Schon bei oberflächlicher Betrachtung gewinnt man das Gefühl einer unbedingt vorhandenen Stabilität. Die elegante Linie ist jedoch dabei gewahrt geblieben. Die Türme wirken keineswegs klobig, wie etwa die Holztürme des Münchener Rundfunksenders (bei Holz ist dies allerdings nicht zu vermeiden). Die Eckstiellinie ist als schwachgekrümmte Kettenlinie ausgebildet, als eine stetig verlaufende Kurve, im Gegensatz zu anderen Entwürfen, wo ein scharfer Knick zwischen Bockgestell und eigentlichem Turm besteht. Solche Knickstellen sind gefährlich, denn es treten hier Nebenspannungen auf, die statisch kaum oder überhaupt nicht erfaßbar sind. Häufig sieht man bei den Funktürmen an der Spitze das Antennenpodest zu einem laternenartigen Gebilde verbreitet. Nachdem dazu keine Notwendigkeit vorlag, hat die auftraggebende Behörde aus Schönheitsgründen eine derartige Verbreiterung von vornherein abgelehnt. Die Fundamente, die als wuchtige, einfache Betonklötze 3 m über die Erdoberfläche hervorragen, stehen mit ihren sichtbaren Teilen zum Turm selbst in einem harmonischen Verhältnis; es wird der Eindruck einer natürlichen Zweckmäßigkeit erzeugt und dadurch die architektonische Wirkung noch erhöht. Allerdings waren es andere Gründe, die in erster Linie zum Heben der sonst ganz im Boden versenkten Fundamente Anlaß gaben, davon später. Ferner ist hier im Rahmen der allgemeinen Betrachtung noch zu erwähnen, daß neben dem im untersten Teil liegenden Windenpodest und dem an der Spitze sich befindenden Antennenpodest noch drei Zwischenpodeste in etwa 30, 50 und 80 m Höhe eingebaut werden sind. Die sich daraus ergebenden Vorteile werden wohl jedermann einleuchten (beim Besteigen des Turmes als Rastpunkte, bei evtl. Arbeiten als Werkzeuglagerplätze oder bei Funkversuchen, wie sie tatsächlich ausgeführt werden, zum Anbringen der Antennen in verschiedener Höhe).

Selbstverständlich ist bei der Beurteilung der Funktürme die architektonische Wirkung von untergeordneter Bedeutung. Die Anlage ist ja nicht als Repräsentationsbau für Fürstenfeldbruck oder Emmering gedacht. Der wesentliche Gesichtspunkt ist größte Standfestigkeit bei geringstem Gewicht, und bekanntlich verhalten sich Gewicht und Kosten direkt proportional zueinander.

Die Untersuchung der Standfestigkeit erfordert Kenntnis der angreifenden Kräfte. Diese setzen sich zusammen aus Atennenzug, Wind und Eigengewicht.

1. Antennenzug. Es sind für die Anlage eigentlich drei 100 m-Türme vorgesehen. (Der kleine Holzturm stellt nur ein Provisorium dar und wird später, wenn die Mittel vorhanden sind, durch einen 100 m-Stahlturm ersetzt). Der Berechnung muß das Zukunftsprojekt zugrunde gelegt werden. Wie aus Abb. 3 entnommen werden kann, bilden die drei Masten im endgültigen Ausbauzustande die Ecken eines gleichseitigen Dreiecks von 180 m Seitenlänge. Die Resultierende aus je zwei an einem Turm angreifenden Antennenzügen fällt mit der Winkelhalbierenden zusammen und steht jeweils senkrecht bzw. parallel zu den Wandflächen dieses Turmes. Maßgebend für den in Rechnung zu setzenden größten Antennenzug Z ist die Antenne selbst. Diese besteht aus fünf Hartbronzelitzen (Durchmesser 5 mm; Bruchlast 678 kg je Litze). Nach den Vorschriften des V.D.E. ist dreifache Sicherheit anzusetzen. Daraus bestimmt sich Z zu etwa 1100 kg. Die Resultierende R der beiden unter dem Winkel 60° angreifenden Kräfte Z ergibt einen Wert von etwa 1900 kg, mit dem dann bei der Standfestigkeitsuntersuchung gearbeitet wird. Man läßt R an der Spitze angreifen, und zwar horizontal, wodurch man sich allerdings eine kleine Ungenauigkeit zu Schulden kommen

läßt, jedoch nach der sicheren Seite hin. Um zu erreichen, daß die Zugspannungen in den Antennenseilen das zulässige Maß nie überschreiten, bringt man, wie Abb. 4 veranschaulicht, an einem Ende ein Gegengewicht an, welches vermittels einer losen Rolle am Antennenhalteseil hängt und auf diese Weise einen stets konstanten Spitzenzug erzeugt. Durch den auf diese Weise geschaffenen Gleichgewichtszustand in der Aufhängung wird erreicht, daß die Einflüsse der Turmschwankung sowie der Belastung der Antenne durch Eis und Wind ausgeschaltet werden. Für $Z = 1100$ kg errechnet sich das Gegengewicht zu 2360 kg, wobei als Rollenwirkungsgrade für die lose Rolle 0,97 und für die feste Rolle 0,96 berücksichtigt wurden. Die Gegengewichte bestehen aus einer Anzahl gußeiserner Formstücke, die in Gleitschienen geführt werden. Zur Ermittlung der Gleitschienenlänge l braucht man die Antennenlängen von Spitze zu Spitze für die beiden Grenzbelastungsfälle. Um diese zu bestimmen, benötigt man zunächst die Größe des Durchhanges f der Antenne. Bei gegebenen lotrechten Gewichten und bei gegebenem Horizontalschub ($Z = 1100$ kg) läßt sich der Durchhang f ohne weiteres bestimmen. Für Eigengewicht ist $f = 5$ m; für Eigengewicht + Eis + Wind ist $f = 25$ m. Die bekannte Näherungsformel für die Rektifikation der Parabel liefert die Antennenlänge. Die infolge Verwendung dieser Formel verursachte Fehlerhaftigkeit wird durch die folgende Subtraktion wieder ausgeglichen. Die Längendifferenz $\Delta S = 8{,}64$ m stellt dann die doppelte Hubhöhe des Gegengewichtes dar. Hubhöhe plus Sicherheitsmaß ergibt die gesuchte Gleitschienenlänge $l = 5$ m. Das Hinaufziehen bzw. Herunterlassen der Antenne wird gleichzeitig durch zwei Handwinden ausgeführt.

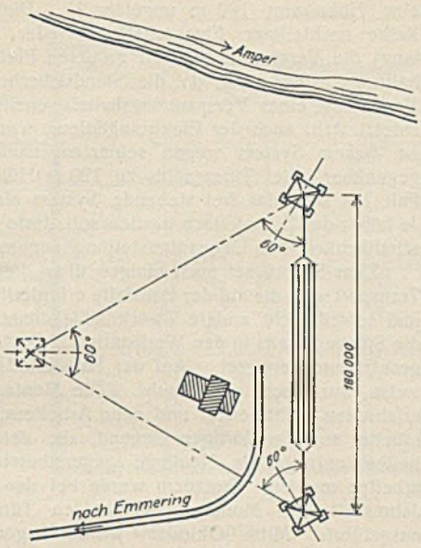


Abb. 3. Lageplan.

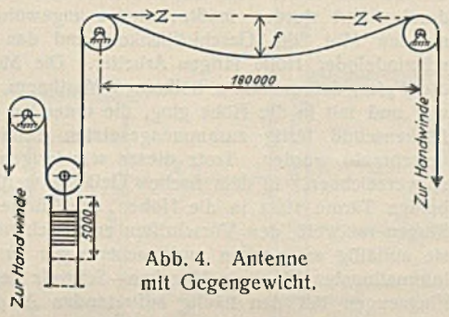


Abb. 4. Antenne mit Gegengewicht.

2. Wind. Da im Ampertal bisweilen ganz bedeutende Windstärken auftreten, mußten verhältnismäßig hohe Annahmen gemacht werden. Für die Berechnung war zu benutzen: am Turmfuß 150 kg/m² senkrecht getroffene Fläche; an der Turmspitze 200 kg/m². Diese Belastungsgrößen ließ man zweckmäßigerweise von Turmfuß zu Turmspitze treppenförmig ansteigen. Die Windschattenseite war mit einer Wirkung von 100% einzuführen. Außerdem war eine Erhöhung der Windangriffsfläche um 15% infolge Eisansatzes zu berücksichtigen. Nachdem der Wind die Hauptbelastung ausmacht, durch die der Funkturm beansprucht wird, war man bestrebt, wo es irgend ging, seine Wirkungsmöglichkeit herabzumindern. Bei den Eckstielen ließ sich eine Verringerung der Windangriffsflächen ganz geschickt dadurch erzielen, daß man an Stelle eines großen Winkels zusammengesetzte Winkel von gleichem Trägheitsmoment verwendete. Die Windkräfte werden auf die in der Statik übliche Art als Einzelkräfte an den Knotenpunkten angebracht, und zwar an den Hauptknotenpunkten des Eckstieles. Da man den Funkturm nicht als räumliches Fachwerk berechnet, sondern das Ganze vereinfachenderweise auf den Fall der ebenen Fachwerkkonstruktion zurückführt, werden die angreifenden Kräfte so zerlegt, daß ihre Komponenten in die Wandflächen fallen.

Der ungünstigste Belastungszustand durch äußere Kräfte ist dann gegeben, wenn neben dem resultierenden Spitzenzug R noch Wind in gleicher Richtung auftritt. Dieser Fall wird der Dimensionierung zugrunde gelegt. Ist einseitiger Antennenzug vorhanden (Z unter dem Winkel 30°) und Wind in gleicher Richtung, so werden, wie eine kurze Überlegung schon bestätigt, geringere Stabkräfte erzeugt. Dieser zweite Belastungsfall ist für die Dimensionierung nicht ausschlaggebend und kommt somit weiter nicht in Frage.

3. Eigengewicht. Es ist eine Sache des Entwurfes, die günstigste Ausnutzung der Stabquerschnitte zu erzielen; es werden dazu mehrere Rechnungsgänge notwendig sein. Das Eigengewicht selbst denkt man sich auf analoge Weise wie oben als lotrechte Einzellasten an den Hauptknotenpunkten des Eckstieles angebracht. In diesen Rechnungsgang einbezogen ist logischerweise auch das Eigengewicht der Antenne und das Gegengewicht, wobei bei letzterem eine Hälfte an der Spitze, die andere am Windenpodest angreift.

Die Ermittlung der Stabkräfte sowohl für Eigengewicht als auch für äußere Belastung ist im vorliegenden Falle sehr einfach, da ein statisch bestimmtes System gewählt worden ist. Rein theoretisch betrachtet, begeht man allerdings wieder eine kleine Unkorrektheit, indem man statisch bestimmte Auflagerung dabei annimmt. Die Stabkräfte können in bekannter Weise ermittelt werden. Selbstverständlich wird der Funkturm symmetrisch dimensioniert, d. h. alle vier Wandflächen gleich. Das für die Funkturmkonstruktion verwendete Material ist Handelsflußstahl St 37. Als zulässige Spannungen für Zug, Druck und Biegung werden $\sigma = 1400$ kg/cm² festgelegt. Im übrigen hatte man sich bei Bestimmung der Querschnittsabmessungen nach den von der Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken" zu richten.

Es dürften nun vielleicht folgende Werte interessieren: Eigengewicht eines Turmes einschließlich Gegengewicht: 56 t. Auf einem Fundamentklotz treffen demnach: 14 t. Horizontalschub je Turmecke infolge Wind und Antennenzug R: $6{,}69 + 0{,}475 = 7{,}2$ t. Das durch die Horizontalbelastung erzeugte Kippmoment muß durch die Fundamentgewichte mit mindestens zweifacher Sicherheit aufgehoben werden.

Senkrechte Auflagerkräfte infolge Kippmoment einer Wandfläche ± 45 t (Wind etwa 39 t; Antenne etwa 6 t). Größter Druck auf ein Fundament: 59 t. Größter Zug auf ein Fundament: 31 t. Dieser letzte Wert bestimmt in erster Linie die Größe des Fundamentklotzes. Nachdem ein Funkturm im Hochwassergebiet liegt und dort eine Überschwemmung bis zu 50 cm über Geländeoberkante zu erwarten ist, mußten dessen Fundamentkörper dem Auftrieb entsprechend größer dimensioniert werden. Bohrungen bis zu 12 m Tiefe ergaben gleichmäßige Kiesschicht; Grundwasser wurde in 1,3 m angetroffen. Es wird ohne weiteres einleuchten, daß ein Heben der Fundamente bis 1,5 m unter Geländeoberkante (d. i. Frosttiefe) sehr große Ersparnisse brachte durch Vermeidung bzw. Verminderung kostspieliger Wasserhaltung. Vom Standpunkte der Sicherheit war dies zu verantworten. Größe der Fundamentkörper: im Hochwassergebiet 51 m³; im hochwasserfreien Gebiet: 38 m³. Die Fundamente sind aus Stampfbeton, und zwar die Bankette im M.V. 1 : 10, der sichtbare Teil im M.V. 1 : 6. Das zulässige Maß für spezifischen Bodendruck wurde auf 4 kg/cm² geschätzt, jedoch bei weitem nicht erreicht. Das Fundament soll durch sein Gewicht dem von der äußeren Belastung hervorgerufenen Abhebungsbestreben entgegenwirken. Um dies zu ermöglichen, baut man dicht über der Sohle einen Zuganker in Form eines stählernen Querträgers ein, der durch zwei 6 cm starke Zugstangen mit der Turmkonstruktion in Verbindung gebracht wird.

Den schwierigsten Teil bei einem stählernen Funkturm stellt wohl die Isolation dar. Dieselbe ist bekanntlich aus energiewirtschaftlichen Gründen

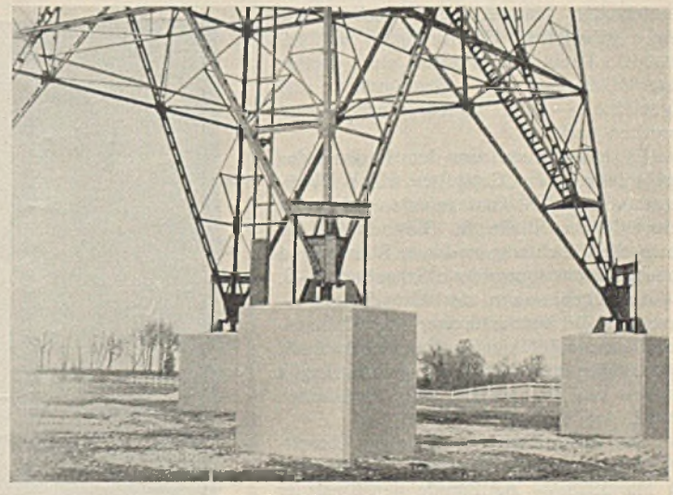


Abb. 5. Mastfundamente.

notwendig. Die großen Stahlmassen der Turmkonstruktion würden, nicht isoliert, fast die ganze von der Antenne ausgestrahlte Energie „verschlucken" und somit den Wirkungsgrad der Anlage auf ein Minimum herabdrücken. Die Isolation des Turmes erfolgt durch Einbau von Porzellandruckkörpern an den Auflagerstellen (Abb. 5 u. 6). Zwei größere Körper dienen zur Aufnahme der lotrechten Kräfte (Druck- und Zugwirkung), drei kleinere

zur Aufnahme der Horizontalschübe, und zwar zwei nach außen (je senkrecht auf eine Wandfläche) und einer diagonal nach innen gerichtet. Diese Porzellankörper sind bei richtiger Belastung imstande, ganz ungewöhnlich große Druckkräfte zu übertragen (Bruchgrenze bei etwa 1000 t). Mit einem so auffällig hohen Sicherheitsmaß wird deshalb gearbeitet, weil diese Körper anderseits wegen ihrer Sprödigkeit wieder äußerst empfindlich sind, besonders gegen Schlag, Stoß oder exzentrische Belastung. Meist wird die erforderliche zentrische Belastung durch Unterlegen und sorgfältiges Anziehen von Flachkeilen erzeugt. Die Firma C. H. Jucho benutzt hier Kugelkalotten und eine Zwischenlage aus Pappe.

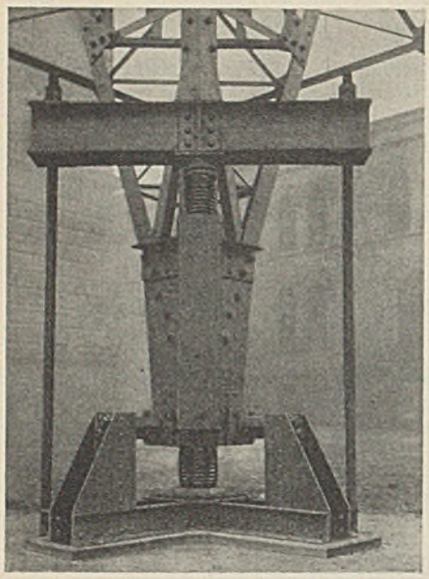


Abb. 6. Isolierter Fußpunkt.

Bei Verwendung von Holztürmen fällt der immerhin mißliche Umstand der Isolierung fort. Für kleinere Verhältnisse, wo es sich um mehr oder weniger unbedeutende Antennenzüge handelt, und deshalb auch eine geringere Widerstandsfähigkeit verlangt wird, ist zweifellos der Holzturm das Gegebene. Kleinere Türme sind zudem in Holz noch billiger als in Stahl, schwache Belastung vorausgesetzt. Bei 80 bis 100 m Höhe dürfte der Anschaffungspreis derselbe sein. Hinsichtlich der Lebensdauer ist Stahl vorteilhafter. Braucht man jedoch Türme, die großen Beanspruchungen standhalten sollen, so muß man wohl oder übel zu der Konstruktion aus Stahl greifen.

Im Zusammenhang mit dieser allgemeinen Überlegung sei auch noch kurz auf die sogenannten verspannten Stahltürme hingewiesen. Der Anschaffungspreis beträgt im Vergleich zu den frei stehenden Türmen für eine Höhe von 100 m ungefähr $^2/_3$. Dieser Vorteil wird durch eine Reihe nachteiliger Eigenschaften wieder wettgemacht. Zunächst verlangt die Verspannung einen größeren Platz, ferner sind größere Unterhaltungskosten nötig, da die Standsicherheit schon bei der geringsten Verletzung eines Verspannungskabels ernstlich gefährdet ist, und nicht zuletzt steht auch der Elektroingenieur, was durchaus nicht unmaßgeblich ist, diesem System wegen seiner sogenannten Raumwirkung ablehnend gegenüber. Bei Türmen bis zu 120 m Höhe, also auch im vorliegenden Fall, hat sich das frei stehende System als das vorteilhaftere erwiesen. Je höher der Turm jedoch werden soll, desto mehr verschiebt sich die Wirtschaftlichkeit bei Gegenüberstellung zugunsten des verspannten Turmes.

Zum Schluß sei noch einiges über die Montage gesagt. Soweit es Transport und die auf der Baustelle erforderlichen Handlichkeiten zuließen, und soweit nicht andere Zweckmäßigkeitserwägungen vorlagen, wurden die Stücke bereits in den Werkstätten in Dortmund bzw. Hamm zusammengesetzt und vernietet. Auf der Baustelle selbst wurde einleuchtenderweise nur noch verschraubt. Die Montagepartie bestand aus einem erfahrenen Richtmeister und neun Arbeitern, zum Teil gewöhnliche Hilfsarbeiter aus der dortigen Gegend, die den von ihnen geforderten Arbeiten anfangs als Neulinge gegenüberstanden und sich erst einarbeiten mußten. Trotzdem wurde bei der schon sehr fortgeschrittenen Jahreszeit die Montage der beiden Türme innerhalb acht Wochen ausgeführt. Mitte Oktober wurde begonnen und Mitte Dezember konnten, Eis und Schnee trotzend, der Tannenbaum und eine weißblaue Flagge als Siegeszeichen auf den zweiten Turm gesetzt werden. Gerade der letzte Teil der Arbeiten, der bei ungünstigster Witterung durchgeführt werden mußte, stellte ungewöhnlich hohe Anforderungen an den Mut, die Geschicklichkeit und das Pflichtbewußtsein der in schwindelnder Höhe tätigen Arbeiter. Die Montage selbst erfolgte auf die Weise, daß an einem hölzernen Mastbaum, der am Turm festgemacht war und mit in die Höhe ging, die unten zu einem sogenannten Wandflächenschuß fertig zusammengesetzten Teile hochgezogen und oben verschraubt wurden. Trotz dieser schwierigen Montage war kein Unfall zu verzeichnen. In dem flachen Gelände weithin sichtbar ragen nun die beiden Türme stolz in die Höhe. Die Türme sind abwechselnd in fünf Ringen rot-weiß, den Vorschriften entsprechend, gestrichen. Es ist nötig, sie auffällig zu machen und nachts sogar zu beleuchten, da sie in der internationalen Fluglinie München—Schweiz liegen und den verkehrenden Flugzeugen bei den häufig auftretenden Ampernebeln sonst leicht ein verhängnisvolles Hindernis sein könnten.

Das neue Lichtspielhaus „Capitol" in Breslau.

Betrachtet vom ästhetisch-konstruktiven Standpunkt.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

In diesem Frühjahr ist in der Metropole des deutschen Ostens ein Bau erfolgreich vollendet und seinem Zwecke feierlichst zugeführt worden, der wegen der glücklichen Vereinigung von Architektur und Konstruktion, vor allem wegen der eigenartigen Schönheit und seltenen Großartigkeit seines durch Licht- und Farbenspiel ausgezeichneten Innenausbaues, auch wegen seiner gewandten Unterbringung auf gedrängtem Raum das Interesse eines weiten Leserkreises — der Baukünstler und Ingenieure — mit vollem Recht beanspruchen darf.

Es handelt sich um den Neubau des Lichtspielhauses „Capitol", eines Volltheaters in der Gartenstraße nahe der Schweidnitzer Straße in Breslau, das die durch die Errichtung moderner Bühnen und Theater bekanntgewordene Schauburg A.-G. — die Eigentümerin des Grundstücks — für etwa 1200 Zuschauer von einem bekannten Theaterarchitekten in Gemeinschaft mit einer Reihe angesehener Unternehmungen für Bau und Ausstattung jetzt hat erbauen lassen.

Das Theater wurde nach einer Gesamtbauzeit von rd. 10 Monaten — begonnen im Mai 1928 — zur Freude der Breslauer Bevölkerung am 20. Februar 1929 durch eine würdige und reiche Feier eröffnet. Es ist ein Lichtspiel-Palast, der künstlerisch vollendet durchgeführt und im modernsten Stil großstadtwürdig eingerichtet und ausgestattet ist, wohl der bemerkenswerteste Bau dieser Art im Osten des Reichs. Diese immer volkstümlicher gewordenen Lichtspiel-Theater, die bei künstlerisch und ethisch hochstehenden, dem Leben und der Natur, der Kunst und dem Vergnügen, sowie der Wissenschaft gewidmeten Vorführungen, der Erholung, Schaufreude und Bildung großer Volkmassen dienen können, haben in den letzten Jahrzehnten den schöpferischen Architekten und den erfinderischen, phantasiebegabten, rationell denkenden Ingenieur — in verständnisvoller Gemeinschaftsarbeit — vor recht anregende und interessante Bauaufgaben unserer Zeitepoche gestellt. Diese Lichtspiel-Theater haben sich in allen Kulturländern mit der Vervollkommnung des Lichtbilds aus ganz engen und primitiven Vorführungsräumen einfacher Darstellung zu prachtvollen Lichtbild-Palästen entwickelt, in denen eine mächtige Raum-, Farben- und Formensprache zum Ausdruck kommt. Der Kunst- und Kulturwert solcher Theater findet seinen stärksten Ausdruck in der glücklichen Verschmelzung von Bühnen- und Zuschauerraum zu einer Einheit des stimmungsvollen Erlebens im Banne der Gesamtwirkung des Theaters. Die oft recht glanzvolle und reiche Ausstattung solcher Theater neben ihrer praktischen Gestaltung für Freiheit von Umblick und Bewegung, für Bequemlichkeit und Annehmlichkeit, sowie für Feuer-, Verkehrs- und Standsicherheit erfüllt einen höheren Zweck und braucht nicht in jedem Fall als eine Vergeudung oder als ein Überfluß von Prunk aufgefaßt zu werden, weil es dem Handwerk und dem Kunstgewerbe lohnende Arbeit schafft, vor allem, weil es den Sinn für Raumschönheit durch Farbe,

Abb. 1. Hauptfront bei Abendbeleuchtung.

Photos (Abb. 1 u. 10 bis 14): Franz Linkhorst, Berlin-Halensee.

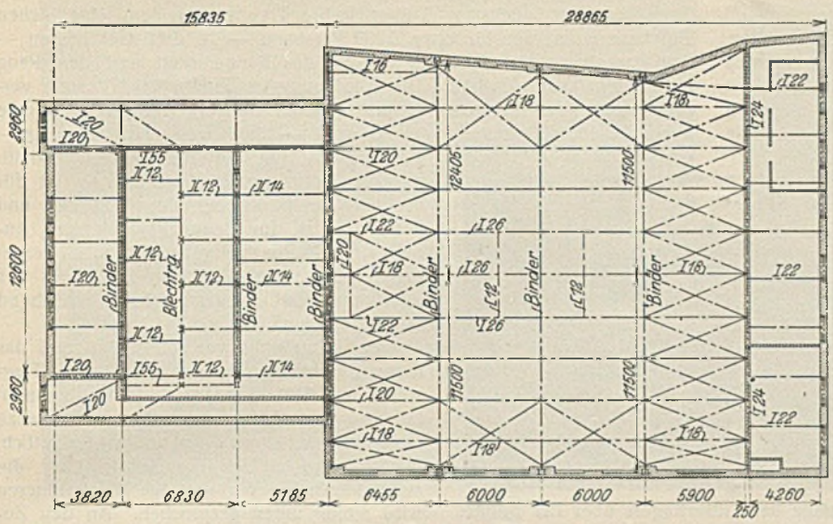


Abb. 2. Dachgrundriß.

ferner bei und auch nach dem Bau den Änderungs- und Ergänzungswünschen von Bauleiter und Bauherrn Rechnung tragen. Schließlich läßt er sich fast unabhängig von Jahreszeit und Witterung leicht und einwandfrei herstellen, transportieren und unter schwierigen und gedrängten Raum- und Verkehrsverhältnissen schnell, sachgemäß und wirtschaftlich einbauen.

Was es für den Bauherrn, der möglichst schnell zum produktiven Gewinn seines investierten Kapitals gelangen

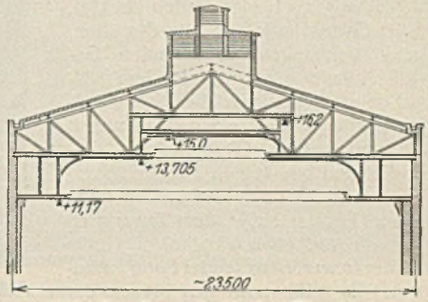


Abb. 3. Querschnitt des Theaters.

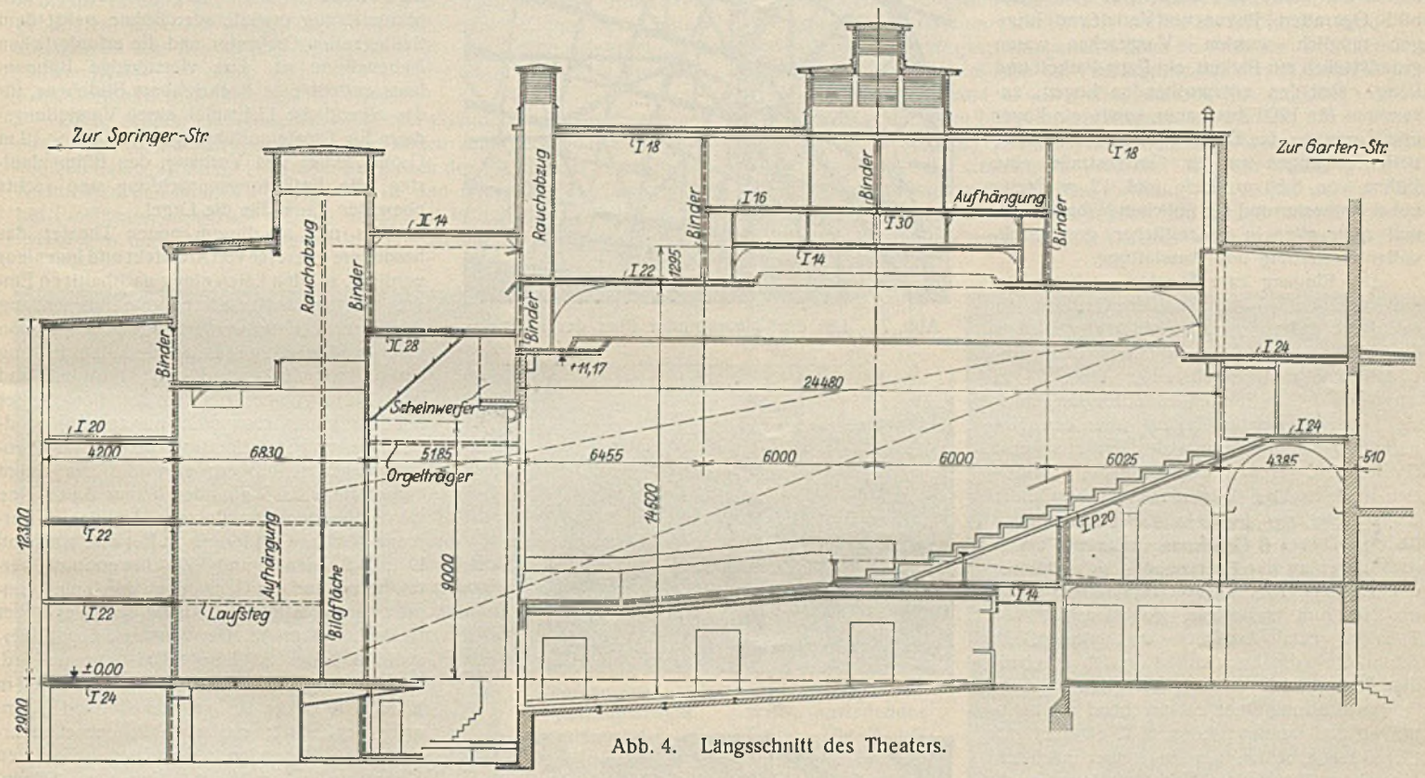


Abb. 4. Längsschnitt des Theaters.

Licht, Gliederung und Baustoff hebt, schließlich auch die Werbung der Kunststätten bei der breiten Masse fördert.

Solche Theaterschöpfungen der bildenden und redenden Kunst, die zugleich Kulturwerte der Zeit darstellen können — man denke an das Kolosseum in Rom und das Dionysostheater in Athen —, gelingen dem Architekten meist nur dann, wenn ihm für seine Schöpfung die entsprechende Konstruktion, der geeignete Baustoff und die richtige Einrichtung für Beleuchtung, Beheizung, Lüftung und Lichtspiel zur Verfügung gestellt werden. Als geeigneter Baustoff gilt heute — auch für solche Bauten — in bevorzugtem Maße der Stahlbau; er läßt sich allen Ansprüchen der Tragfähigkeit, Raumersparnis, Baubeschleunigung und der Einbaufähigkeit, sowie der Form jeder Architekturgestaltung bei geringer Bauhöhe und großer Raumweite einwandfrei anpassen, kann

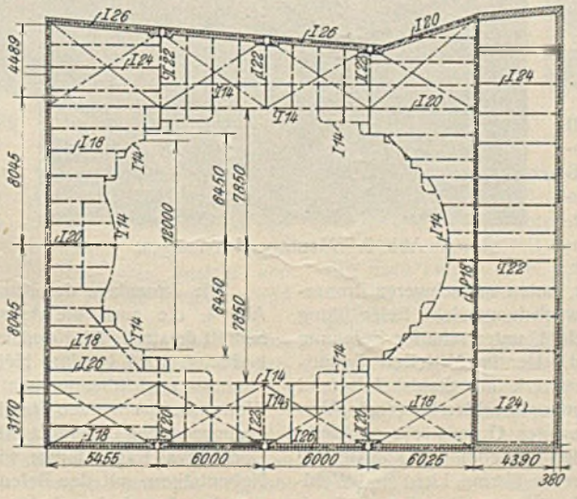


Abb. 5. Horizontale Trägerebene in Höhe + 11,17 m.

will, bedeutet, wenn er trotz der Ungunst der Witterung im Herbst und Winter noch rechtzeitig sein Unternehmen fertig werden sieht, braucht hier wohl nicht weiter erörtert zu werden. Daß die Stahlbauweise selbst so ungewöhnliche Frostperioden wie in dem Katastrophen-Winter 1928/29 bei ihrer Eigenart zu überwinden vermag, beweisen viele bei 20° bis 30° Kälte durchgeführten Bauarbeiten.

Aus all diesen Erwägungen heraus hat wohl auch der den Entwurf und Bau leitende Architekt des „Capitol" in Breslau — Friedrich Lipp, Berlin — diese Bauweise für die Beschleunigung des Unternehmens und für die interessanten und schwierigen Raumschöpfungen seines Theaterbaues gewählt. Er war von vornherein persönlich überzeugt, daß ihm der Stahlbau — in den Händen eines geeigneten Unternehmers — die sicherste Gewähr bot,

in der von ihm geplanten Zeit und Form den Bau einwandfrei und schnell durchzuführen. Seiner Auffassung hat die Erfahrung beim Bau recht gegeben.

Der neue Filmpalast sollte nach den Plänen für einen modernen Theaterbau vom Jahre 1926 auf dem von der Schauburg A.-G. am 18. Februar 1927 erworbenen Grundstück von 25 × 110 m Größe zwischen Garten- und Springerstraße im Jahre 1928 errichtet werden. Für die neue Bebauung war im Rahmen baupolizeilicher Bestimmungen in der Mitte des Grundstücks zwischen den benachbarten Häusern das Lichtspielhaus, zu beiden Seiten ein Hof, ferner an der Gartenstraße an Stelle des alten, Läden und Wohnungen enthaltenden Gebäudes die Anlage eines neuen Geschäftshauses mit dem Eingang zum Theater, schließlich an der Springerstraße ein ganz neues, 6 Geschosse umfassendes Geschäftshaus vorgesehen. Bei den gedrängten Bebauungsverhältnissen an und auf dem Grundstück blieb für das neue Theater außer dem Zugang zu ihm ein Raum von etwa 25 × 40 m Größe verfügbar, der in werteschaffender Form auszunutzen war. Es sollte nach den Plänen der Bauherrin und nach dem Entwurf des Architekten ein Volltheater werden, in dem Lichtbild-, Operetten-, Revue- und Varietévorführungen möglich wurden. Vorgesehen waren grundsätzlich ein Parkett, ein Rang-Parkett und Rang nebst den entsprechenden Logen, zusammen für 1200 Zuschauer, sowie ein Foyer und Vorraum, eine Eingangs- und Kassenhalle nebst Zugängen an der Gartenstraße, eine Bühne von 6,50 m Tiefe und 12 m Breite nebst Orchester und die üblichen Nebenräume, und zwar alles in neuzeitlicher, geschmackvoller Gestaltung und Ausstattung.

Der Eingang zum Theater — Eingangs- und Kassenhalle — führt von der Gartenstraße aus durch das zwischen zwei Nachbarhäusern in der Front von 25 m errichtete neue Geschäftshaus und durch einen etwa 23 m langen und 6 m breiten, überdeckten, auch als Foyer dienenden Zugang über den Hof unmittelbar zum Vorraum des Parketts nebst Garderoben. Neben dem Eingang befinden sich in demselben Gebäude an der Straße die beiden Ausgänge, ferner zu ebener Erde noch Läden. Dieses 6 Geschosse umfassende Geschäftshaus an der Gartenstraße, das zugleich den Eingang zum Theater repräsentiert, hat, um in ihm sozusagen das Gesicht des Theaters zum Ausdruck zu bringen, in seiner über die Nachbarhäuser sich erhebenden Form und in seiner glanzvollen Beleuchtungsausstattung einen entsprechend repräsentativen und monumentalen, z. T. eigenartigen Charakter erhalten, um in seiner nächsten Umgebung das äußere Gepräge einer Kunst- und Vergnügungsstätte in einer der belebtesten Straßen Breslaus offensichtlich zeigen zu können. Wie dieses Gesicht des Theaters in der Häuserfront der Gartenstraße am Abend in die Erscheinung tritt, zeigt die Lichtbildaufnahme Abb. 1.

Die von markigen Pfeilern gestützte, mit der leuchtenden Aufschrift „Capitol" bezeichnete Außenfront ist in einfachen und würdigen, wie straffen und hochstrebenden Formen gehalten, in einer lebendigen und glanzvollen Gestaltung von Licht und Farbe. Einladend und anziehend wirkt diese Fassade, oben mit Hochglanzplatten aus Goldkeramik, unten mit schweren Bronzeplatten bekleidet, im übrigen durch eine abwechslungsreiche Beleuchtung in Blau und Rosa wirkungsvoll, magisch belebt, unter scharfer Betonung der Pfeilerkonturen mit blaßrotem Moorlicht. Der im Mittelteil herausgezogene Gebäudekörper ist in Ziegelmauerwerk mit Stahlskelett- und Massivdecken aufgeführt. Die im Gebäude untergebrachten Eingangs-, Vor- und Kassenhallen — trotz der Raumbeengung des Grundstücks geräumig gestaltet — sind wie Foyers und Wandelhallen vornehm und künstlerisch ausgestattet, so daß den Besucher beim Betreten Wärme, Licht und Wohlbehagen umfangen müssen. Von diesen Vorräumen gelangt man durch den genannten Foyerzugang, ganz in Silber gehalten (auf der linken Seite des Grundstücks), z. T. über breite Treppen zu dem eigentlichen Zuschauerraum, der für etwa 1200 Personen — in drei Geschossen — das Parkett zu ebener Erde, darüber das Rang-Parkett und den Rang nebst den Logen enthält. Die Anordnung im Innern des Theaters veranschaulicht der Längsschnitt des ganzen Theaters (Abb. 4), der eine übersichtliche Darstellung des Ganzen — ohne weitere Erläuterung — geben dürfte und die Abmessungen enthält. In den Haupt- und Nebenräumen ist für Freiheit der Bewegung, des Umblicks und des Verkehrs, für Bequemlichkeit und Annehmlichkeit in zeitgemäßer und geräumiger Form, auch für die Sicherheit des Publikums bei Feuersgefahr ausreichend Sorge getragen.

Abb. 6. Montage des Gitterträgers über der Bühne.

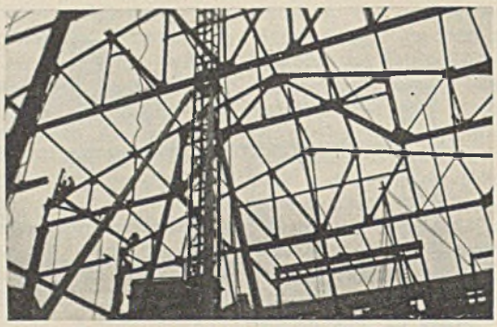


Abb. 7. Die drei Hauptbinder über der Kuppel.

Abb. 8. Der Rangendquerträger.

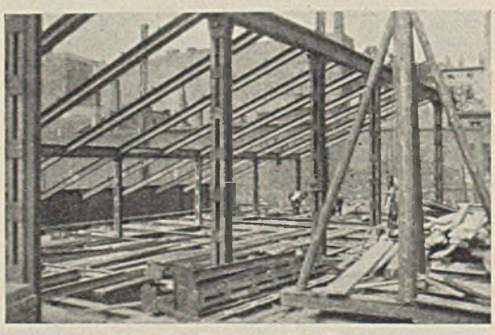


Abb. 9. Montage des Ranges.

Die Nutzlasten von 500 kg/m² und das Eigengewicht der Bauanlage nehmen Tragwerke und Stützen aus Stahl auf, monumental und feuersicher ummantelt. Die ganze Bauanlage ist konstruktiv und wirtschaftlich, sachlich und einfach ausgeführt; über die architektonische Wirkung des Theaterinneren wird weiter unten gesprochen. An den Zuschauerraum schließen sich die mit ovaler Mauerwand hinten abgeschlossene, sich trichterförmig erweiternde Bühne nebst dem tiefliegenden Orchester und die erforderlichen Nebenräume an. Das vierstöckige Bühnenhaus enthält eine hochziehbare Bildebene, für das eigentliche Lichtspiel, einen Vorstellungsraum für Theateraufführungen von 6,5 × 12 m Größe, ferner den Vorhang, den Bühnenlaufsteg, die Entlüftungsvorrichtung und rechts oben den Raum für die Orgel.

Was nun an diesem neuen Theater das besondere Interesse von Architekt und Ingenieur verdient, auf den Laien einen nachhaltigen Eindruck macht, das ist die imposante Überwindung des Zuschauerraumes durch einen Kuppelbau eigen- und neuartigen Reizes und die Schaffung eines Raumgefühls von Einheit, Harmonie und Intimität im Theater. Es kam dem Baukünstler bei dem Innenausbau nicht nur auf den standsicheren und zweckentsprechenden Decken- und Wandabschluß an; er wollte aus einem körperbildenden Empfinden heraus durch eine glanzvolle und geschlossene Architektur vermöge reicher Gliederung in Form, Farbe und Licht Bühnen- und Zuschauerraum verschmelzen und das Ganze oben durch einen imposanten und kühnen Kuppelbau plastischer Gestaltung krönen. Der von der Kuppel überspannte Raum ist etwa 23 m breit und rd. 24,5 m lang, sowie rd. 14,5 m bzw. 16 m hoch. Die Decke ist oval gestaltet und eigenartig gegliedert; sie wird von zwei übereinander liegenden, verschieden großen Kuppelovalen gebildet, die von Scheinwerfern, Beleuchtungs- und Lüftungseinrichtungen, sowie von Bedienungsumgängen umgeben sind. Der Plafond der unteren und größeren Decke ist in Silber, der der oberen in Goldgrund gehalten. Eine solche plastische Gliederung (Abstufung) der Theaterdecke — durch verschiedenfarbige Bekleidung und abwechslungsreiche Beleuchtung wirkungsvoll gestaltet — verleiht natürlich dem Kuppelraum ein lebendiges und imposantes Aussehen, das im Rahmen des reich gegliederten Theaterraumes auf den Zuschauer nicht ohne Eindruck bleiben kann.

Die Bauanlage der Kuppel im Längenschnitt zeigt uns die genannte Abb. 4, die auch die Anlage der Zuschauerplätze und der Bühne im Schnitt darstellt. Die Kuppelanlage, die wohl eine interessante Neuschöpfung bedeutet, wird in einer Höhe von rd. 14,5 bis 16 m über dem Parterreraum — unsichtbar — von drei großen den ganzen Raum von rd. 24 m Weite überspannenden Stahlbindern getragen (Abb. 3), dessen mittlerer am hochgezogenen Untergurt (Abb. 4 u. 7) das kleinere, 1,30 m höher gelegene Deckenoval trägt; ferner wird die Kuppel gestützt von den angehängten Nebenträgern mit den Beleuchtungs- und Scheinwerfervorrichtungen.

An den drei auf den Seitenmauern gestützten Stahlbindern stützt sich, leicht und schwebend aufgehängt, ein Netz von Unterträgern (Abb. 2

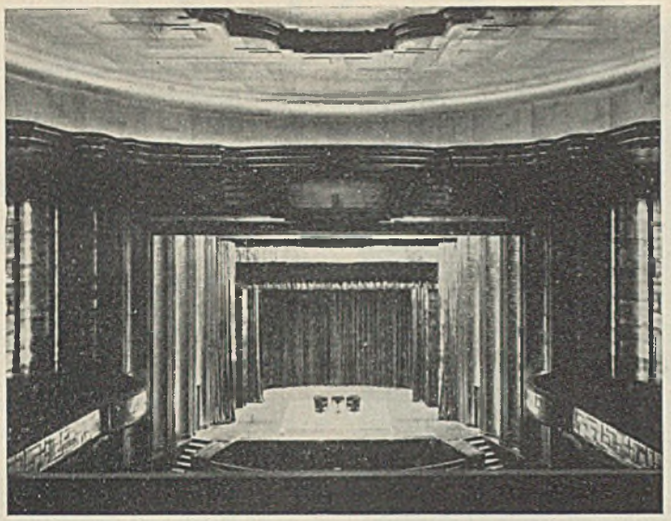


Abb. 10. Blick auf die Bühne.

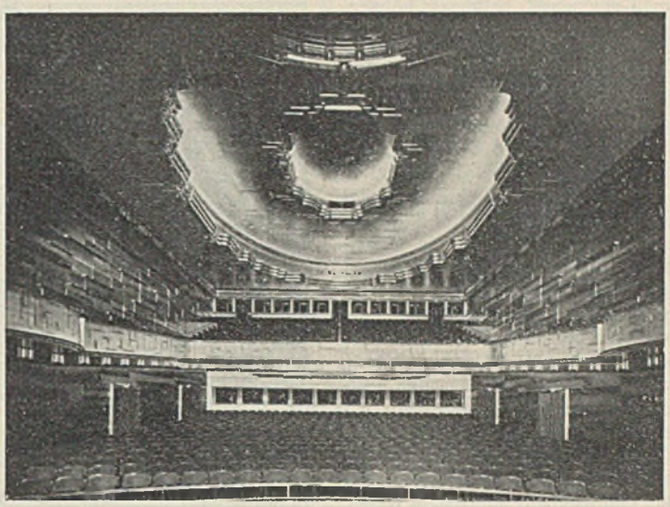


Abb. 11. Blick von der Bühne in den Zuschauerraum.

u. 5), die in einer äußerst schwierigen Konstruktion die oval und gerafft gebildeten, mit Stuck gegliederten Monierdecken der Kuppel nebst Seitenabschlüssen und den Lüftung schaffenden, über der Decke sich erhebenden Schwendelator horizontal und vertikal aufnehmen müssen. Die obere Kuppel enthält fünf Bühnenscheinwerfer.

Diese äußerst komplizierte, mit großer Gründlichkeit berechnete und eingepaßte Stahlkonstruktion, die den hohen Anforderungen einer großzügigen Raumgestaltung bei großer Enge nach den Plänen eines verwöhnten Architekten und Bauherrn genügen sollte und mit größter Beschleunigung bei Frostwetter eingebaut werden mußte, ist in den Abb. 2 bis 5 mit Abmessungen und Profilen dargestellt. Die Abb. 6 bis 9 veranschaulichen verschiedene Bauabschnitte der interessanten Stahlkonstruktion. Auf weitere Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden. Für die Herstellung solcher eigenartiger, schwebender, mit großer Feinheit herzustellenden Baukonstruktionen eignete sich nach Auffassung des Architekten am besten die ebenso leichte wie widerstands- und anpassungsfähige Stahlbauweise, die sich hier — auch bei dem Heran- und Einbringen großer Bauglieder auf engem Grundstück — glänzend bewährt hat.

Abb. 12. Blick gegen den Rangeingang.

Um dem Leser noch eine Vorstellung von der glanzvollen Innen-Ausstattung und -Einrichtung des Theaters zu geben, in dem sich Kunst und Technik glücklich vereinigt haben, sind noch die Abb. 10 bis 14 beigefügt; sie geben einen Blick auf die Bühne und in den Kuppelraum (Abb. 10), auf den Zuschauerraum gegen die Parkettlogen (Abb. 11) und gegen den Rangeingang (Abb. 12), eine Ansicht von Bühnenrahmen und Baldachin (Abb. 13), schließlich von der Eingangs- und Kassenhalle (Abb. 14).

Diese Lichtbildaufnahmen spiegeln den wohltuenden und intimen Eindruck wieder, den die Bekleidung und Gliederung von Wänden, Decken und Fußböden dieser Räume in licht- und farbenreicher Form auf den Besucher des Theaters auslösen müssen.

Die nachhaltigen Eindrücke vom Zuschauerraum gewinnt man von der Bühne aus (Abb. 11). Hier enthüllt sich dem schönheitssuchenden Auge in einem Bild, das zu schauen naturgemäß nur wenigen Besuchern vergönnt ist, eine prachtvolle Formen- und Farbensymphonie, in der Gold, Silber und Rot dominieren, die stimmungsvoll und lebenswarm wirkt. Vom halb verdeckten Orchesterraum (Abb. 4) her, der 40 bis 50 Musiker aufnehmen kann, steigen die sanft geschwungenen Reihen des hellroten Polstergestühls amphitheatralisch an, um sich im Hintergrund an den fünf Parkettlogen zu verlieren. Diese sind in ein tiefes, warmes Rot getaucht, während ihre Trennungspfeiler zu Lichtkörpern ausgestaltet wurden, um so lebhafte Farbenspiele auszulösen. Der vorspringende Rang wiederholt das Deckenmotiv der Kuppel in schlichteren Formen. Wie ein breiter gleißender Silberstreifen durchschneidet die Rangsbrüstung den Raum, um zur Bühne hin in halbkreisförmigen weit ausladenden, die ruhige Linienführung belebenden Vorsprüngen auszulaufen. Darüber wiederum das leuchtende Rot des Polstergestühls, unterbrochen von drei in gleicher Farbe gehaltenen Treppen, die aus den zehn Balkonlogen heraustreten, diese wurden mit kupfergoldfarbenem Seidenvelour ausgeschlagen.

Von den beiden Kuppeln erhielt die größere Silber-, die obere Goldbelag. Den Übergang zur flachen Decke vermittelt ein vielfach geschwungenes, stark ausladendes Profil. Die Wandaufteilung erfolgte durch Leisten in einem immer wiederkehrenden lebhaften Rhythmus.

Mit besonderer Sorgfalt wurde die Angliederung der Decke an die Wände behandelt. Hier wandte der Schöpfer des Ganzen eine ebenso originelle wie in Formen- und Farbengebung gleich ansprechende Methode an, indem er ringsherum ein frei herunterhängendes Silberband (Schabracke) laufen ließ, das perlmutterartig mit den zartesten Farbennummern belegt wurde und sich noch einmal unter der Brüstung wiederholt.

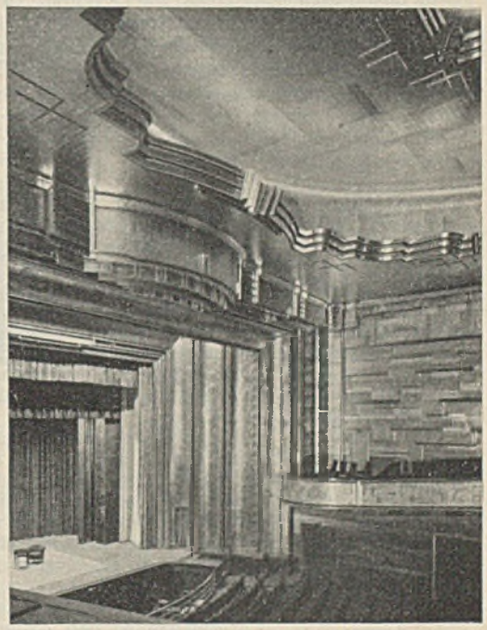


Abb. 13. Bühnenrahmen und Baldachin.

Als ein Meisterwerk präsentiert sich die Bühnenseitenumrahmung, die sich viermal durch stark geschwungene Hohlkehlen (Abb. 13) zu einem 12 × 9 m großen, frei bleibenden Raum verjüngt und zu den Längswänden durch zwei weitere Hohlkehlenpaare den Anschluß erhält. Der schwierige Übergang zur Decke wurde durch einen in lebhaften Farben aufleuchtenden riesigen Baldachin vermittelt. Der ganze Innenraum des Theaters kann übrigens durch das indirekte Licht der Vierfarbensysteme in Stimmungen eingestellt werden, die die gesamte Farbenskala durchlaufen und damit zauberhafte Lichteffekte auszulösen vermögen. Es wird dieser äußere Eindruck in erhöhtem Maße zu

dem Kunstgenuß beitragen können, den letzten Endes das Theater bieten soll.

Neben der künstlerischen Gestaltung des Ganzen ist auch für eine dem Bedürfnis eines verwöhnten Publikums angepaßte Beheizung, Beleuchtung und Belüftung des Theaters in betriebssicher und technisch einwandfreier Einrichtung großzügig und modern Sorge getragen. In bevorzugtem Maße trägt zur Schönheit und Behaglichkeit der Räume wie zu den Vorführungen selbst ein ungewöhnlicher Aufwand an Effekt- und Hausbeleuchtungen bei; vom Umfang derselben kann man sich eine Vorstellung machen, wenn man bedenkt, daß hier 15 000 Glühlampen zu gleicher Zeit brennen können und im alten Opernhaus Berlins nur etwa 6000 Glühlampen vorhanden waren. Von unsichtbaren Quellen aus Wänden, Hohlräumen und Überhängen strömt das Licht. Die Beleuchtung des Hauses mit ihren zahllosen Abstufungen und Abwechslungen, die nach dem Vierfarbensystem verschiedene Farbenmischungen und einen prachtvollen Effekt auf den in Gold und Silber gehaltenen Decken und Wänden gestatten, ist wohl vorher in keinem Theater erreicht worden.

Abb. 14. Eingangs- und Kassenhalle.

Die Beheizung des ganzen Hauses erfolgt nach dem Luftheizsystem, so daß große Ventilatoren frische Außenluft ansaugen, filtern und erwärmen, dann in die Räume drücken, zum andern als verbrauchte Luft wieder abführen. Umgekehrt wird in heißen Sommern eine Kühlung der Räume dadurch geschaffen, daß die angesaugte und ins Haus gedrückte Frischluft durch besondere Kühlvorrichtungen auf das erforderliche Maß herabgekühlt wird.

In dem neuen Theater ist im Gegensatz zu den Kinos hinter der Lichtbildfläche eine auf das modernste ausgestattete Bühne für Operetten, Revuen, Varietés usw. eingerichtet. Die Bühne ist geräumig und besitzt Ober- und Unterbühne, sowie einen Rundhorizont, auf dem mittels eines besonderen Projektionsapparates u. a. ziehende Wolken, wie man sie bei einem Blick ins Freie wahrnimmt, dargestellt werden können.

Um ein möglichst vollkommenes und einheitliches Zusammenwirken aller Organe bei Vorstellungen ermöglichen zu können, sind Orchesterraum, Vorführungsraum, Beleuchtungsstand, Bühnenmeisterstand und Betriebsleiterstelle durch ein gutes Signal- und Telephonsystem einwandfrei verbunden.

Für den erhöhten Kunstgenuß ist eine 800 Pfeifen enthaltende, völlig unsichtbare Orgel seltener, ganz moderner Art eingebaut, deren reiche über den ganzen Raum sich ziemlich gleichmäßig verteilende Tonfülle der wechselnden Stimmungen des Films sich glücklich anpaßt und eine erhabene Stimmung des Zuschauers und Hörers zu schaffen vermag.

Der im Mai 1928 begonnene Bau des Theaters, bei dem auf engem Raum zeitweise Hunderte von Leuten tätig waren, konnte, wie schon anfangs erwähnt, nach anstrengender Arbeit aller Beteiligten, d. h. der Entwurfs- und Bauleitung, der Unternehmerschaft und aller Handwerker wie Mannschaften, dank verständnisvoller Zusammenarbeit am 20. Februar 1929 glücklich vollendet werden.

Die Entwurfs- und Bauoberleitung des gesamten Theaterbaues, der etwa 2 Millionen M. gekostet und etwa vierzig Unternehmer beschäftigt hat, lag in den Händen des Theaterarchitekten Friedrich Lipp, Berlin, der unter anderem auch das „Atrium" in Berlin geschaffen hat.

Die Stahlkonstruktionen, auf die an dieser Stelle Wert gelegt wurde, sind von der Firma Breest & Co., Berlin, in Verbindung mit der Carlshütte Akt.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenbau, Waldenburg-Altwasser, geliefert und eingebaut worden.

Vorstehende Ausführungen sollten dem interessierten Leser nur einen kurzen Überblick über ein Bauwerk geben, das auf dem Gebiete des Theaterbaues dieser Art wohl mit an erster Stelle steht und volle Beachtung bei Fachmann und Laien verdient.

Verschiedenes.

Verstärkung von Brücken mit Hilfe des Lichtbogenschweißverfahrens. Wie in Amerika geht man jetzt auch in England dazu über, stählerne Brücken, die den höheren Belastungen nicht mehr gewachsen sind, mit Hilfe des Schweißverfahrens zu verstärken. Im Railway Engineer, Heft 1, 1929, wird über eine derartige Verstärkung berichtet.

Da noch keine Erfahrungen mit geschweißten Brücken vorlagen, wurden zunächst Vorversuche zur Prüfung der Brauchbarkeit der Schweißung gemacht. Das Ergebnis war so günstig, daß die Bahnverwaltung sich entschloß, vorerst eine kleine zweigleisige Eisenbahnbrücke von etwa 4 m Spannweite durch Schweißung zu verstärken und die Versuche an diesem praktischen Beispiel fortzusetzen.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt des mittleren der drei Blechträger. Für die neuen Kopfplatten, die an den oberen und unteren Flanschen anzubringen waren, mußte zuerst eine ebene Auflagerfläche geschaffen werden. Das geschah mit Hilfe von Futterblechen, die eine der Nietanordnung genau entsprechende Lochung erhielten und deren Dicke etwas größer war als die Höhe der Nietköpfe. Sie wurden an den Kanten mit den Trägerflanschen und in den Löchern mit den Nietköpfen verschweißt. Die eigentlichen Verstärkungsplatten erhielten an den Kanten ebenfalls Kehlnähte und außerdem in der Mittelachse in gewissen Abständen Lochschweißungen. Zur Erzielung einer größeren Scherfestigkeit wurden die genieteten Gurtwinkel nachträglich noch mit dem Steg und den Flanschen verschweißt. Die Verstärkung der Trogfahrbahntafel geht aus Abb. 2 klar hervor.

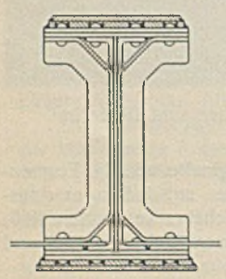


Abb. 1.

Abb. 2.

Um Überkopfschweißungen möglichst zu vermeiden, wurden die Verstärkungsplatten oben schmaler, unten breiter als die Trägerflansche gehalten, so daß die Kehlnähte von oben gezogen werden konnten. Gänzlich ließen sich Überkopfschweißungen jedoch nicht umgehen, was durch die bei Verstärkungsarbeiten ja stets besonders schwierigen Verhältnisse erklärbar und entschuldbar ist.

Vor und nach der Verstärkung wurden an mehreren Punkten die auftretenden Spannungen gemessen. Dabei ergab sich eine Festigkeitszunahme, die im Minimum 71,5 % betrug und einen Maximalwert von 105,5 % erreichte. Die Kosten der Verstärkungsarbeiten beliefen sich auf etwa die Hälfte der Kosten für eine neue Brücke.

Auf Grund dieser günstigen Ergebnisse hat sich die Eisenbahnverwaltung entschlossen, zunächst noch einige andere kleinere Brücken auf diese Weise zu verstärken und dann auch zu größeren Brücken überzugehen. Bs.

Richtlinien für Schweißen im Stahlhochbau. Dem schnellen Eindringen der neuzeitlichen Schweißtechnik in den Stahlhochbau steht in Deutschland der Umstand entgegen, daß die Baupolizeibehörden mangels Vorschriften über Ausführung und Abnahme geschweißter Bauten geneigt sind, solche Entwürfe abzulehnen. Auf Anregung einer süddeutschen Baupolizeibehörde hat nun der beim Verein deutscher Ingenieure bestehende Fachausschuß für Schweißtechnik unter Mitwirkung in Frage kommender staatlicher und städtischer Behörden, des Deutschen Stahlbau-Verbandes und führender Schweißfachleute die Aufstellung von Richtlinien für Ausführung und Abnahme geschweißter Stahlbauten in Angriff genommen. Der erste Entwurf wurde in einer Sitzung in Dortmund am 1. Oktober eingehend beraten. Er wird alsbald in einer weiteren Sitzung des hiermit betrauten Sonderausschusses unter Leitung des Herrn Professor Dr. Hilpert von der Technischen Hochschule Charlottenburg fertiggestellt und sodann den in Frage kommenden Stellen und der Öffentlichkeit übergeben werden.

In ähnlicher Weise wie bei den vor einem halben Jahr in Gemeinschaftsarbeit aufgestellten und inzwischen von der Behörde in Kraft gesetzten Richtlinien für Herstellung und Abnahme geschweißter Ferngasleitungen soll dann die Eignung der neuen Richtlinien in der Praxis beobachtet werden. Als wertvolle Ergänzung der Richtlinien für geschweißte Stahlbauten hat der Fachausschuß eine Sammlung durchgebildeter Konstruktionen im Stahlbau begonnen, die voraussichtlich noch in diesem Jahre veröffentlicht werden kann. Dr.-Ing. W. Adrian.

INHALT: Berechnung von Rahmenbogenträgern mit beliebigen Gurtquerschnitten. — Die Funktürme Emmering bei München. — Das neue Lichtspielhaus „Capitol" in Breslau. — Verschiedenes: Verstärkung von Brücken mit Hilfe des Lichtbogenschweißverfahrens. — Richtlinien für Schweißen im Stahlhochbau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.