

# DER STAHLBAU

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

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 20. März 1931

Heft 6

### Beitrag zur Theorie weitgespannter Brückenbogen mit Kämpfergelenken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky, Hafenverwaltung Stockholm.

In den letzten Jahren zeigt sich auf dem Gebiete des Stahl-Brückenbaues immer deutlicher das Bestreben, Fachwerkkonstruktionen zu vermeiden und an ihrer Stelle auch für bedeutende Spannweiten Blechträger-Tragwerke zu verwenden.

Bezeichnend für diese Blechträgerbauwerke, sowohl für Balken als für Bogen, ist die verhältnismäßig geringe Bauhöhe, was bei gleichzeitiger Anwendung von hochwertigem Stahl Bauwerke zeitigt, die im Verhältnis zu älteren Fachwerkkonstruktionen eine stark verminderte Steifigkeit aufweisen.

Während bei Balkenbrücken die geringe Steifigkeit bei ruhender Belastung ohne Einfluß auf das Kräftespiel ist und nur bei Eisenbahnbrücken besondere Bedeutung erlangen kann, verursacht sie bei Bogenbrücken auch bei ruhender Belastung eine unter Umständen bedeutende Erhöhung der inneren Spannungen.

Es muß daher beim Entwurf von weitgespannten Blechbogen diesem Umstände Rechnung getragen werden.

Die Berechnung von Bogen mit Berücksichtigung der durch die Formänderung verursachten Erhöhung der Spannungen ist schon von Melan im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 2. Bd. Brückenbau 5. Abt. behandelt worden. Im folgenden soll diese Berechnung erweitert und teilweise auch berichtigt werden.

#### 1. Allgemeine Beziehungen zwischen den Vertikal- und Horizontalverschiebungen eines Bogenelementes.

Bezeichnungen:

$l, f$  Spannweite und Pfeilhöhe des Bogens,  $r = l^2/8f$ ,

$J, F, i$  Trägheitsmoment, Fläche und Trägheitshalbmesser eines Bogenquerschnitts,

$x, y, \beta$  Koordinaten und Neigungswinkel der Bogenachse,

$\eta, \xi$  Vertikal- und Horizontalverschiebungen eines Bogenelementes,

$M, X$  Biegemoment und Horizontalkraft,

$M_0$  Balkenmoment,

$N$  Normalkraft,

$H$  Horizontalkraft eines Dreigelenkbogens bei Vernachlässigung der Durchbiegung im Scheitel,

$\epsilon$  Dehnung des Bogens (positiv als Zusammendrückung),

$E$  Elastizitätsmodul des Bogenmaterials.

Zwischen den Verschiebungen  $\eta$  und  $\xi$  eines Bogenelementes bestehen (s. Abb. 1) folgende rein kinematische Beziehungen:

$$(1) \begin{cases} d\eta = \epsilon dy + \psi dx, \\ d\xi = -\epsilon dx + \psi dy. \end{cases}$$

Es bedeuten hier:  $\psi$  die Drehung des Bogenelementes und

$$(2) \epsilon = \frac{N}{EF} - \omega t.$$

( $\omega t$  = Dehnung infolge Temperaturänderung  $+ t$ )

Die Vertikalverschiebung wird positiv nach unten und die Horizontalverschiebung positiv in der Richtung der  $x$ -Achse gerechnet.

Zwischen der Drehung des Bogens und seinem Biegemoment besteht die Beziehung

$$(3) \frac{d\psi}{ds} = -\frac{M}{JE} \quad \text{oder} \quad \frac{d\psi}{dx} = -\frac{M}{JE \cos \beta}.$$

Aus den Gl. 1 u. 3 folgt die Differentialgleichung für die Durchbiegung des Bogens:

$$(4) \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \frac{d(\epsilon y')}{dx} - \frac{M}{JE \cos \beta}.$$

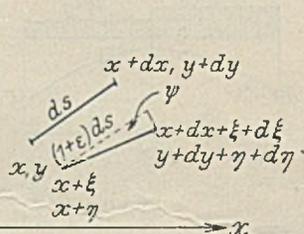


Abb. 1.

Aus den Gl. 1 folgt ferner durch Elimination von  $\psi$

$$(5) \begin{aligned} d\xi &= -\epsilon(1+y')dx + \eta'y'dx \\ \xi &= -\int_{x_1}^{x_2} \epsilon(1+y')dx + \int_{x_1}^{x_2} \eta'y'dx \end{aligned}$$

die relative Horizontalverschiebung zweier Punkte  $x_1$  und  $x_2$ . Die Gl. 5 kann für die Berechnung der Horizontalkraft benutzt werden.

Weitere Untersuchungen werden unter folgenden Annahmen durchgeführt:

$$\begin{aligned} F \cos \beta &= F_0 = \text{konstant}, \\ J \cos \beta &= J_0 = \text{konstant}, \\ i &= \text{konstant}, \\ \epsilon &= \text{konstant}. \end{aligned}$$

Ferner wird angenommen, daß die Bogenachse eine Parabel zweiten Grades sei. (Die mathematische Behandlung eines Bogens von anderer Form bietet keine besonderen Schwierigkeiten.)

Die vorliegende Untersuchung beschränkt sich auf die im Stahlbau gebräuchlichen Bogen mit Kämpfergelenken.

#### 2. Der parabolische Bogen mit Kämpfergelenken.

Das Biegemoment in einem beliebigen Punkte des Bogens kann wie folgt geschrieben werden:

$$(7) M = M_0 - X(y - \eta).$$

Aus Gl. 4 folgt dann mit Berücksichtigung von

$$(8) \frac{d^2 y}{dx^2} = y'' = -\frac{8f}{l^2} = -\frac{1}{r}$$

$$(9) K^2 = \frac{J_0 E}{X},$$

$$(9) K^2 \eta'' + \eta = -\frac{K^2 \epsilon}{r} - \left( \frac{M_0}{X} - y \right).$$

Die Integration dieser Gleichung wird unter der Voraussetzung, daß der Bogen durch Einzellasten oder gleichmäßige Streckenlasten  $p$  belastet sei, durchgeführt.  $M_0$  wird in diesem Falle eine Funktion von höchstens zweiten Grades von  $x$ , d. h.

$$M_0'' = -p = \text{konstant}.$$

Setzt man

$$\varphi = \frac{x}{K}; \quad \lambda = \frac{l}{2K} = \sqrt{\frac{l^2 X}{4J_0 E}},$$

so wird

$$(10) \eta = A \sin \varphi + B \cos \varphi - \left( \frac{M_0}{X} - y \right) - \left( \frac{p}{X} - \frac{1-\epsilon}{r} \right) K^2.$$

$A$  und  $B$  sind die beiden Integrationskonstanten, die durch die Randbedingungen bestimmt werden. Die Horizontalkraft  $X$  wird in dieser Gleichung als bekannt vorausgesetzt und kann mit Hilfe der Gl. 5 berechnet werden.

Aus den Gl. 4 u. 10 folgt ferner

$$(11) M = X \left\{ A \sin \varphi + B \cos \varphi - \left( \frac{p}{X} - \frac{1-\epsilon}{r} \right) K^2 \right\}.$$

Für die relative horizontale Verschiebung des Scheitels im Verhältnis zum Kämpfer ergibt sich aus Gl. 5 u. 10

$$(12) \xi = -\epsilon \frac{l}{2} + (1-\epsilon) \frac{8f^2}{3l} - \frac{1}{X} \int_0^{l/2} M_0' y' dx + \frac{4f}{l} \left( \frac{1 - \cos \lambda}{\lambda} \right) A - \frac{4f}{l} \left( \frac{1 - \sin \lambda}{\lambda} \right) B.$$

Wird der Ursprung des Koordinatenkreuzes  $x, y$  im Kämpfer angenommen, so lautet die eine Randbedingung  $x=0; y=0; \eta=0$  so wie  $M=0$ , wenn  $M_0=0$ .

Aus Gl. 10 oder 11 folgt dann

$$(13) \quad B = K^2 \left( \frac{p}{X} - \frac{1-\varepsilon}{r} \right)$$

und

$$(14) \quad \eta = A \sin \varphi - B(1 - \cos \varphi) - \left( \frac{M_0}{X} - y \right),$$

$$(15) \quad M = X \{ A \sin \varphi - B(1 - \cos \varphi) \}.$$

### 3. Zweigelenkbogen mit gleichmäßig über die ganze Spannweite verteilter Belastung $g$ .

Die erste Randbedingung im Scheitel lautet hier:

$$x = \frac{l}{2}; \quad \varphi = \lambda; \quad y = f; \quad y' = 0; \quad \eta' = 0.$$

Differenziert man die Gl. 14 und setzt  $\varphi = \lambda$ , so wird

$$A \cos \lambda - B \sin \lambda = 0$$

oder

$$A = B \operatorname{tg} \lambda.$$

Bezeichnet man mit  $H$  die Horizontalkraft für einen Dreigelenkbogen, so können

$$H = \frac{g l^2}{8f} = g r \quad \text{und} \quad X = \frac{g r}{1 + \mu}$$

gesetzt werden.

Die Konstante  $B$  kann jetzt

$$(13a) \quad B = \frac{K^2}{r} (\mu + \varepsilon) = \frac{2f}{l^2} (\mu + \varepsilon)$$

geschrieben werden.

$$\text{Mit} \quad M_0 = \frac{1}{2} x(l-x)g = Hy$$

wird

$$\frac{M_0}{X} - y = \mu y$$

und

$$(16) \quad \eta = f \left\{ \frac{2}{l^2} [\operatorname{tg} \lambda \sin \varphi - 1 + \cos \varphi] (\mu + \varepsilon) - \mu \frac{\varphi}{f} \right\},$$

$$(17) \quad M = \frac{2}{l^2} \left( \frac{\mu + \varepsilon}{1 + \mu} \right) [\operatorname{tg} \lambda \sin \varphi - 1 + \cos \varphi] \frac{g l^2}{8}.$$

Aus den Gl. 16 u. 17 folgt, daß bei endlichen Werten von  $(\mu + \varepsilon)$  die Durchbiegungen und die Momente unendlich groß werden, wenn  $\lambda$  den Wert  $\pi/2$  erreicht. Der kritische Druck im Bogen, bei welchem Knickung erfolgt, wäre somit

$$l^2 = \frac{X l^2}{4 J_0 E} = \frac{\pi^2}{4}$$

oder

$$X = \frac{\pi^2 J_0 E}{l^2}.$$

Man kommt somit zu dem Eulerschen Wert für einen Stab mit der freien Knicklänge  $l$ . Dieser Wert ist auch im oben erwähnten Werke von Melan angegeben.

Die so gefundene niedrige kritische Belastung des Bogens widerspricht der Erfahrung (s. Dr.-Ing. R. Mayer, „Die Knickfestigkeit“, S. 147), und es muß deshalb die letzte Überlegung unrichtig sein.  $M$  und  $\eta$  bleiben nur dann endlich für limes  $\lambda = \pi/2$ , wenn gleichzeitig  $\mu + \varepsilon$  sich dem Werte  $= 0$  nähern, so daß der Wert

$$\operatorname{tg} \lambda (\mu + \varepsilon)$$

endlich bleibt.

Es gilt somit zunächst den genauen Wert von  $\mu + \varepsilon$  oder von  $X$  zu finden. Dies kann mit Hilfe der Gl. 5 für die horizontale Verschiebung des Bogens geschehen. In unserem Falle wird im Scheitel aus Symmetriegründen  $\xi = 0$ , d. h.

$$-\varepsilon \int_0^{l/2} (1 + y'^2) dx + \int_0^{l/2} \eta' y' dx = 0.$$

Aus Gl. 12 folgt dann mit

$$\frac{1}{X} \int_0^{l/2} M_0' y' dx = \frac{H}{X_0} \int_0^{l/2} y'^2 dx = (1 + \mu) \frac{8f^2}{3l}$$

und mit Berücksichtigung von Gl. 13a

$$(18) \quad (\mu + \varepsilon) \left\{ \frac{3(\operatorname{tg} \lambda - \lambda) - \lambda^3}{3\lambda^3} \right\} f = \frac{\varepsilon l^2}{16f^2}.$$

Diese Gleichung kann zur genauen Bestimmung von  $X$  benutzt werden.

Für die Berechnung von  $\eta$  für  $\lambda = \pi/2$  setzt man

$$(19) \quad (\mu + \varepsilon) \operatorname{tg} \lambda = \frac{\varepsilon l^2}{16f^2} \cdot \frac{3\lambda^3 \operatorname{tg} \lambda}{3(\operatorname{tg} \lambda - \lambda) - \lambda^3} = \frac{\varepsilon l^2 \lambda^3}{16f^2}$$

und erhält

$$(20) \quad \eta = \varepsilon \left( \frac{\pi}{2} r \sin \varphi + y \right),$$

$$(21) \quad M = \frac{\pi \varepsilon l^2}{16f^2} \cdot \frac{\sin \varphi}{1 + \mu} \cdot \frac{g l^2}{8}.$$

Wie aus der Gl. 19 ersichtlich, wird  $(\mu + \varepsilon) \operatorname{tg} \lambda = \infty$ , wenn der Ausdruck im Nenner

$$3(\operatorname{tg} \lambda - \lambda) - \lambda^3 = 0$$

wird. Die niedrigste Wurzel dieser Gleichung ist  $\lambda = 4,6868$ . Die Knicklänge  $l_K$  des Bogens bei gleichmäßig verteilter Belastung berechnet sich somit zu

$$l_K = \frac{\pi l}{2\lambda} = 0,335 l.$$

Dieser Wert von  $l_K$  ist niedriger als der von Dr.-Ing. R. Mayer für den gleichen Belastungsfall zu etwa 0,500  $l$  berechnete. Allerdings muß hinzugefügt werden, daß bei der geringsten Unregelmäßigkeit in der Lastverteilung die Knicklänge, wie dies später gezeigt wird, sich bis 0,500  $l$  erhöht.

In der Praxis des Brückenbaues kann angenommen werden, daß  $\lambda$  zwischen den Werten 0,5 für sehr steife Bogen und 1,5 für sehr schlanke Bogen liegt. Für diesen Bereich von  $\lambda$  kann die Berechnung noch vereinfacht werden.

Für kleine Werte von  $\lambda$  erhält man durch Reihenentwicklungen aus Gl. 18 u. 2

$$\mu + \varepsilon = \frac{15 l^2}{32 f^2} \cdot \frac{\varepsilon}{l^2} = \frac{15 J_0 E \varepsilon}{8 f^2 X} = \frac{15 l^2}{8 f^2} - \frac{15 J_0 E \omega t}{8 f^2 X}.$$

Nach der gewöhnlichen Berechnungsweise des Zweigelenkbogens ist bekanntlich die Horizontalkraft in unserem Falle

$$X_0 = \frac{H}{1 + \mu_0}, \quad \text{wobei} \quad \mu_0 = \frac{15 l^2}{8 f^2}$$

und die Horizontalkraft infolge Temperaturänderung

$$X_t = \frac{15 J_0 E \omega t}{8 f^2}.$$

Es kann somit für kleine  $\lambda$

$$\mu + \varepsilon = \mu_0 - \frac{X_t}{X}$$

gesetzt werden.

Ferner folgt aus Gl. 16

$$(23) \quad \eta = \varepsilon \left\{ \frac{25}{16} r \left[ \frac{16}{5} \left( 1 - 2 \frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3} \right) \frac{x}{l} \right] + y \right\}$$

und aus Gl. 17

$$(24) \quad M = \frac{\mu_0 - \frac{X_t}{X}}{1 + \mu} \cdot \frac{g l^2}{8} \cdot \frac{y}{f}.$$

Diese Gleichungen stimmen vollständig mit den bekannten Gleichungen der gewöhnlichen Berechnungsweise überein.

Durch Vergleich der Gl. 20 u. 21 mit 23 u. 24 überzeugt man sich, daß für Werte von  $\lambda$  zwischen 0 und  $\pi/2$  die Durchbiegungen und Momente praktisch genommen von  $\lambda$  unabhängig sind. Man erhält z. B. im Scheitel für die Durchbiegung:

$$\text{mit } \lambda = 0 \quad \eta = (1,566 r + f) \varepsilon$$

$$\text{und} \quad \text{mit } \lambda = \frac{\pi}{2} \quad \eta = (1,5708 r + f) \varepsilon$$

und für das Biegemoment, bei Vernachlässigung von Temperaturänderungen:

$$\text{mit } \lambda = 0 \quad M = \frac{\mu_0}{1 + \mu} \cdot \frac{g l^2}{8}$$

$$\text{und} \quad \text{mit } \lambda = \frac{\pi}{2} \quad M = \frac{\pi^3}{30} \cdot \frac{\mu_0}{1 + \mu} \cdot \frac{g l^2}{8} = 1,034 \frac{\mu_0}{1 + \mu} \cdot \frac{g l^2}{8}.$$

Der Unterschied ist somit nur für das Moment von einiger Bedeutung.

Die Berechnung des Bogens für gleichmäßig verteilte Belastung kann in dem praktisch wichtigen Bereiche von  $\lambda$  mit genügender Genauigkeit nach der gewöhnlichen Methode durchgeführt werden.

### 4. Zweigelenkbogen mit unsymmetrischer Belastung nach Abb. 2.

Die elastische Linie des Bogens besteht hier aus zwei Zweigen, dem linken Zweig  $\eta_1$  mit Koordinatenursprung in  $A$  und dem rechten  $\eta_2$  mit Koordinatenursprung in  $C$ .

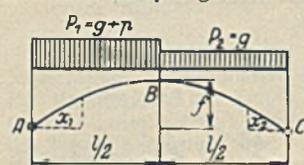


Abb. 2.

Beide Kurvenzweige  $\eta_1$  und  $\eta_2$  sind vom Typus der Gl. 14. Die Konstanten  $B$  folgen aus Gl. 13, wenn man für den Wert

$$X = \frac{H}{1 + \mu} \quad H = \frac{p_1 + p_2}{2} r$$

einsetzt.

Man erhält

$$(25) \quad \begin{cases} B_1 = \frac{2f}{l^2} \left( \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} + \frac{2 p_1 \mu}{p_1 + p_2} + \varepsilon \right) \\ B_2 = \frac{2f}{l^2} \left( -\frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} + \frac{2 p_2 \mu}{p_1 + p_2} + \varepsilon \right) \end{cases}$$

und

$$(26) \quad \begin{cases} \eta_1 = A_1 \sin \varphi_1 - B_1 (1 - \cos \varphi_1) - \left( \frac{M_{01}}{X} - y \right); & \varphi_1 = \frac{x_1}{K} \\ \eta_2 = A_2 \sin \varphi_2 - B_2 (1 - \cos \varphi_2) - \left( \frac{M_{02}}{X} - y \right); & \varphi_2 = \frac{x_2}{K} \end{cases}$$

Die Balkenmomente  $M_{01}$  und  $M_{02}$  berechnen sich aus:

$$M_{01} = \frac{l}{8} (3 p_1 + p_2) x_1 - \frac{p_1 x_1^2}{2},$$

$$M_{02} = \frac{l}{8} (p_1 + 3 p_2) x_2 - \frac{p_2 x_2^2}{2}.$$

Die Konstanten  $A_1$  und  $A_2$  werden durch folgende Bedingungen im Scheitel bestimmt:

$$\begin{aligned} \eta_1 - \eta_2 &= 0 \\ \eta_1' + \eta_2' &= 0, \end{aligned}$$

woraus zunächst

$$\begin{aligned} (A_1 - A_2) \sin \lambda - (B_1 - B_2)(1 - \cos \lambda) &= 0 \\ (A_1 + A_2) \cos \lambda - (B_1 + B_2) \sin \lambda &= 0 \end{aligned}$$

und mit Berücksichtigung von Gl. 25

$$(27) \quad \begin{cases} A_1 = \frac{2f}{\lambda^2} \left\{ \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} (1 + \mu) \operatorname{tg} \frac{\lambda}{2} + (\mu + \epsilon) \operatorname{tg} \lambda \right\} \\ A_2 = \frac{2f}{\lambda^2} \left\{ -\frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} (1 + \mu) \operatorname{tg} \frac{\lambda}{2} + (\mu + \epsilon) \operatorname{tg} \lambda \right\} \end{cases}$$

folgen.

Bezeichnet man mit  $\xi_1$  und  $\xi_2$  die horizontalen Verschiebungen der linken bzw. rechten Bogenhälfte im Scheitel, so muß sich ergeben

$$\xi_1 + \xi_2 = 0.$$

Aus den Gl. 12, 25, 26 u. 27 folgt dann wieder Gl. 18

$$(18) \quad (\mu + \epsilon) \left\{ \frac{3(\operatorname{tg} \lambda - \lambda) - \lambda^3}{3\lambda^3} \right\} = \frac{\epsilon l^2}{16f^2}.$$

Die Gl. 27 zeigen, daß die kritische Belastung des Bogens im vorliegenden Falle für  $\lambda = \pi$  erreicht wird. Die Knicklänge des Bogens ergibt sich hier zu

$$l_K = \frac{\pi l}{2} = \frac{l}{2}.$$

Es kann mit genügender Genauigkeit angenommen werden, daß die absolut größte Durchbiegung des Bogens im Bogenviertel bei Belastung einer Bogenhälfte entsteht. Für das linke Bogenviertel erhält man, wenn  $p_1 = p + g$  und  $p_2 = g$  gesetzt werden, aus den Gl. 25, 26 u. 27 nach einigen Zwischenrechnungen:

$$\eta_v = \frac{p f}{2g + p} \left\{ \frac{1 - \cos \lambda/2}{\cos \lambda/2} \cdot \frac{2}{\lambda^2} - \frac{1}{4} \right\} (1 + \mu) + (\mu + \epsilon) \left\{ \frac{\cos \lambda/2 - \cos \lambda}{\cos \lambda} \cdot \frac{2}{\lambda^2} - \frac{3}{4} \right\} f + \frac{3}{4} f \epsilon.$$

Berücksichtigt man, daß

$$\lambda^2 = \frac{X l^2}{4 J_0 E} = \frac{2g + p}{64(1 + \mu)} \cdot \frac{l^4}{J_0 E f^2},$$

so wird mit

$$(28) \quad \Gamma = \frac{384}{10 \lambda^2} \left[ \frac{1 - \cos \lambda/2}{\cos \lambda/2} \cdot \frac{2}{\lambda^2} - \frac{1}{4} \right]$$

und

$$(29) \quad \theta = \frac{128}{95} \left[ \frac{\cos \lambda/2 - \cos \lambda}{\cos \lambda} \cdot \frac{2}{\lambda^2} - \frac{3}{4} \right] \left[ \frac{\lambda^3}{3(\operatorname{tg} \lambda - \lambda) - \lambda^3} \right].$$

$$(30) \quad \eta_v = \frac{1}{32} \cdot \frac{5 p l^4}{384 J_0 E} \cdot \Gamma + \frac{57(2g + p) l^4}{12288 J_0 E} \left( \mu_0 - \frac{X l}{X} \right) \theta + \frac{3}{4} f \epsilon.$$

Für  $\lambda = 0$  bis  $\lambda = \pi/2$  variiert  $\Gamma$  von 1 bis 1,335 und  $\theta$  von 1 bis  $\frac{64}{285} \pi \sqrt{2} = 0,9977$ .  $\theta$  ist somit, wie auch aus dem Ergebnis der Untersuchung des vorigen Abschnitts zu erwarten war, für den für Brückenbogen wichtigen Bereich von  $\lambda$  praktisch genommen konstant = 1.

Die Berechnung der Durchbiegung im Bogenviertel wird durch die Anwendung des nachfolgenden Diagramms für  $\Gamma$  von  $\lambda = 0,6$  bis  $\lambda = 2,0$  erleichtert. Für diesen Bereich kann auch  $\theta = 1$  gesetzt werden.

Für die Berechnung von  $\lambda$  kann in den meisten Fällen mit genügender Genauigkeit  $X$  durch  $H$  ersetzt werden.

Bei Bogen mit veränderlichem Trägheitsmoment berechnet man zuerst die Durchbiegung auf gewöhnliche Weise und multipliziert dann das Ergebnis mit  $\Gamma$ . Bei Bestimmung von  $\lambda$  rechnet man dabei mit einem mittleren Trägheitsmoment von 0,85 bis 0,90 des größten Trägheitsmomentes.

Das Biegemoment berechnet sich am einfachsten aus der Gl. 7. Für das linke Bogenviertel wird

$$M_{01} = \frac{l^2}{32} (3g + 2p)$$

und

$$M = \frac{l^2 p}{64} (1 + 3\mu) + \frac{3 l^2}{32} g \mu + X \eta_v.$$

Zahlenbeispiel: Bei einer Straßenbrücke aus Stahl von 212 m Spannweite und 21,25 m Pfeilhöhe, mit einer Blechträgerhöhe von  $1/10$  der Spannweite, betrage die ständige Last eines Bogens 8,80 t/m' und die Verkehrslast 4,2 t/m'. Das mittlere Trägheitsmoment sei 0,46 m<sup>4</sup> und  $i^2 = 1,44$  m<sup>2</sup>. Es folgt zunächst:  $r = 212,0^2/8 \cdot 21,25 = 264,4$  m,  $\mu_0 = 15 \cdot 1,44/8 \cdot 21,25 = 0,006$ ;  $H = 264,4(8,8 + 2,1) = 2882,0$  t; und mit  $J_0 E = 0,46 \cdot 21 \cdot 10^9 = 9,7 \cdot 10^9$  t/m<sup>2</sup>

$$\lambda^2 = \frac{2882,0 \cdot 212,0^2}{4 \cdot 9,7 \cdot 10^9} = 3,338; \quad \lambda = 1,82.$$

Aus Abb. 3 erhält man dafür  $\Gamma = 1,50$ .

Die Durchbiegung im Bogenviertel für Verkehrslast allein, wenn man das dritte Glied in Gl. 30 vernachlässigt, wird mit

$$\frac{1}{32} \cdot \frac{5 \cdot 4,2 \cdot 212,0^4}{384 \cdot 9,7 \cdot 10^9} = 0,356 \text{ m.}$$

$$\eta_v = 0,356 \cdot 1,50 + \frac{57}{5} \cdot 0,006 \cdot 0,356 = 0,534 + 0,024 = 0,558 \text{ m.}$$

Die Vergrößerung des Momentes infolge der Durchbiegung (drittes Glied der Gl. 31) ist:  $0,558 \cdot 2882,0 = 1610$  tm, was einer Zusatzbeanspruchung von etwa 450 kg/cm<sup>2</sup> entspricht.

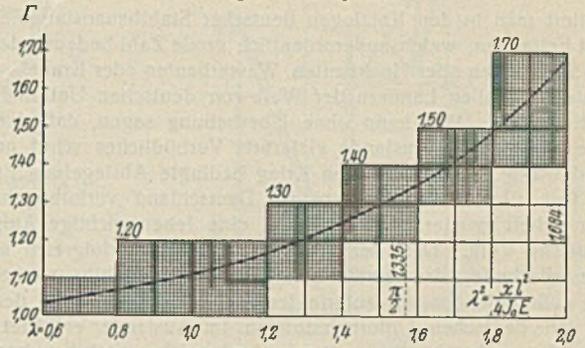


Abb. 3.  $\Gamma$ -Diagramm.

### 5. Dreigelenkbogen mit gleichmäßig über die ganze Spannweite verteilter Belastung $g$ .

Bezeichnet man mit  $\eta_0$  die Durchbiegung im Scheitel, so werden

$$X = \frac{H}{1 - \eta_0/f} \quad \text{und} \quad \frac{M_0}{X} = \frac{M_0}{H} \left( 1 - \frac{\eta_0}{f} \right).$$

Aus der Gl. 13 folgt dann allgemein

$$B = \frac{2f}{\lambda^2} \left[ \frac{p r}{H} \left( 1 - \frac{\eta_0}{f} \right) - (1 - \epsilon) \right]$$

und für diesen Belastungsfall mit  $\frac{g r}{H} = 1$

$$B = \frac{2f}{\lambda^2} \left( \epsilon - \frac{\eta_0}{f} \right).$$

Die Konstante  $A$  berechnet sich aus der Bedingung im Scheitel:  $x = l/2$ ;  $y = f$ ;  $\varphi = \lambda$ ;  $M = 0$ ;  $\eta = \eta_0$ . Aus den Gl. 14 u. 15 erhält man

$$A = B \operatorname{tg} \lambda/2$$

und

$$(31) \quad \eta = \frac{2f}{\lambda^2} \left( \epsilon - \frac{\eta_0}{f} \right) \left[ \operatorname{tg} \frac{\lambda}{2} \sin \varphi - 1 + \cos \varphi \right] + \frac{y}{f} \eta_0.$$

Um  $\eta_0$  zu bestimmen, berücksichtigt man, daß die horizontale Verschiebung im Scheitel aus Symmetriegründen = 0 ist. Aus den Gl. 12 u. 31 folgt dann mit

$$(32) \quad T = \frac{1}{4} \cdot \frac{3 \lambda^3}{\left[ \lambda^3 - 6 \left( \operatorname{tg} \frac{\lambda}{2} - \frac{\lambda}{2} \right) \right]}$$

$$(33) \quad \eta_0 = \epsilon [2rT + f].$$

Der Verlauf von  $T$  geht aus dem Diagramm Abb. 4 hervor. Für  $\lambda = 0$  ist  $T = 1$ . Für  $\lambda = 2,727$  wird  $T$  unendlich. Hieraus folgt die Knicklänge  $l_K$  des Dreigelenkbogens bei gleichmäßig verteilter Belastung zu:

$$l_K = \frac{\pi l}{2} = 0,576 l.$$

Zu einem ähnlichen Ergebnis kommt auch Dr.-Ing. R. Mayer.

Die Durchbiegungslinie besteht bei kleinen  $\lambda$  fast genau aus zwei geraden Linien mit der Spitze im Scheitel. Für größere  $\lambda$  geht die Biegungslinie über in zwei nach unten konvexe Kurven mit einer Spitze im Scheitel.

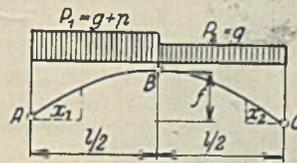


Abb. 5.

Für den linken Zweig erhält man

$$(34) \quad \eta_1 = B_1 \left( \operatorname{tg} \lambda/2 \sin \varphi_1 - 1 + \cos \varphi_1 \right) - \left( \frac{M_{01}}{H} - y \right) + \frac{M_{01}}{H} \cdot \frac{\eta_0}{f}$$

$$(35) \quad B_1 = \frac{2f}{\lambda^2} \left( \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} - \frac{2 p_1}{p_1 + p_2} \cdot \frac{\eta_0}{f} + \epsilon \right).$$

Die Durchbiegung im Scheitel  $\eta_0$  berechnet sich auch hier aus Gl. 33.

Die Durchbiegung im linken Bogenviertel ergibt sich zu

$$(36) \quad \eta_v = \frac{1}{32} \cdot \frac{5 p l^4}{384 J_0 E} \Gamma + \eta_0 \left( \frac{1}{2} - \frac{10 \lambda^2}{384} \Gamma \right) + \epsilon f \left( \frac{10 \lambda^2}{384} \Gamma + \frac{1}{4} \right).$$

Wie man sieht, stimmen die ersten Glieder der Gl. 30 u. 36 vollständig überein. Da diese Glieder gewöhnlich den größten Teil des Betrages von  $\eta_v$  ausmachen, so folgt daraus, daß die Durchbiegungen im Bogenviertel für Zwei- und Dreigelenkbogen angenähert gleich sind.

Alle Rechte vorbehalten.

## Das Städtische Elektrizitätswerk Nord II in Amsterdam.

Von Oberingenieur E. Teichmann, Duisburg.

Blättert man in den Katalogen deutscher Stahlbauanstalten, so sieht man mit Erstaunen, welche außerordentlich große Zahl bedeutender Bauten — seien es Brücken oder Hochbauten, Wasserbauten oder Krane — vor den Kriegsjahren in allen Ländern der Welt von deutschen Unternehmungen errichtet wurden. Man kann ohne Überhebung sagen, daß damals der deutsche Stahlbau im Auslande vielerorts Vorbildliches schuf und bahnbrechend wirkte. Die durch den Krieg bedingte Abriegelung ließ einen großen Teil aller Auslandsmärkte für Deutschland verlorengehen. Sie in zäher Arbeit wiederzugewinnen, ist eine lebenswichtige Aufgabe für das deutsche Volk. Daß der Stahlbau rege und erfolgreich an dieser Aufgabe mitarbeitet, das beweist eine Reihe großer Stahlbauwerke, welche — auch außerhalb der uns auferlegten Sachlieferungen — in den letzten Jahren von deutschen Unternehmungen im Auslande errichtet werden konnten. Im nachstehenden soll kurz ein solcher Stahlbau beschrieben werden, welchen die Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg, in Amsterdam ausführte, und zwar die Erweiterung des Städtischen Elektrizitätswerkes Nord, von dessen wuchtigen Ausmaßen Abb. 1 eine gute Vorstellung vermittelt.

Besonderes Interesse gewinnt das Bauwerk dadurch, daß es nicht nur ein Bild deutschen, sondern auch holländischen Schaffens auf unserem Sondergebiet gibt. Man zieht gern Vergleiche zwischen deutschen und amerikanischen Stahlbauten. Hierbei darf nicht übersehen werden, daß ein wesentlicher Unterschied der Aufgaben der Stahlbauanstalten in Deutschland und Amerika in der Entwurfsbearbeitung liegt. Bei uns ist es fast allgemein üblich, daß die Baufirma alle Berechnungen und Zeichnungen selbst anfertigt; bei der Ertelung des Auftrages ist häufig der Gesamtplan noch lückenhaft, und von allen Vorzügen der Stahlbauweise scheint keiner dem Bauherrn bekannter zu sein als die Möglichkeit, jederzeit Änderungen vorzunehmen. In Amerika dagegen liegen in der Regel bei Auftragserteilung die Berechnungen und Entwurfszeichnungen fertig vor; in vielen Fällen werden den Stahlbauanstalten auch die Werkstattzeichnungen fertig zur Verfügung gestellt, ein Umstand, der die zweifellos außerordentlichen amerikanischen Bauleistungen günstig beeinflusst.

Der holländische Auftraggeber ging bei dem hier beschriebenen Bau einen Mittelweg. Vom „Dienst der Publieke Werken“ in Amsterdam wurde unter Leitung des Herrn Obering. Slimm der Entwurf durch die Herren Ing. Bergsma und van Rossum statisch und konstruktiv weitgehend vorbereitet, so daß der ausführenden Firma außer statischen Einzeluntersuchungen nur die Ausarbeitung der Werkzeichnungen überlassen blieb. Infolgedessen kann man in der Ausführung die Hand des Auftraggebers bis in die Einzelheiten hinein erkennen, und es wird für den deutschen Fachmann reizvoll sein, in den Abbildungen Abweichungen von den bei uns üblichen Konstruktionsweisen nachzugehen. — Das Gebäude, welches eine Grundfläche von rd. 1950 m<sup>2</sup> bedeckt, gliedert sich in drei Teile: Mühlengebäude, Kesselhaus und Maschinenhalle (Abb. 2).

Im Mühlengebäude, welches sich in einer Breite von 7,9 m zu 33,05 m Höhe erhebt, wird der Brennstoff in Mahlgängen aufbereitet,

von 16,1 m Breite und 22,9 m Höhe; 17,1 m über Flur liegt die Bahn für einen Laufkran von 60 t Tragkraft, welcher zur Aufstellung der Maschinen dient.

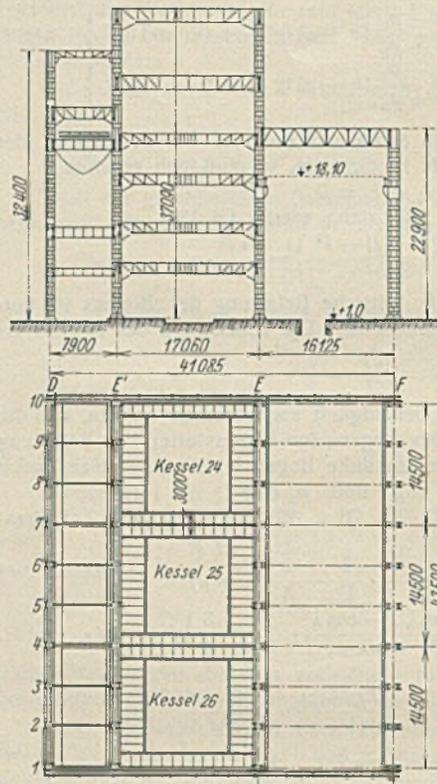


Abb. 2. Querschnitt und Grundriß.

der Maschinenhalle angebracht, wo Portalrahmen die Bremskräfte des Laufkrans in die Fundamente leiten.

Alle Bühnen wurden in Stampfbeton ausgeführt, mit Ausnahme der Gänge um die Kessel, welche mit Gitterrosten abgedeckt wurden, um auch den unteren Stockwerken Lichteinfall zu gewährleisten. Die Unterzüge

Alle Stützen bestehen aus II-Querschnitt mit Schnallenverbindung, wobei je nach Belastung Normalprofile und Breitflanschträger zur Anwendung kamen. Die in der Wandflucht stehenden Stützen wurden beim Hochführen des Mauerwerks ausbetoniert. Die Säulen sind nicht in den Fundamenten eingespannt; eine leichte Verankerung wurde nur aus Montagegründen vorgesehen. Die Steifigkeit des Gebäudes gegen Windkräfte in der Längsrichtung wie auch in der Querrichtung wurde durch den steifen Anschluß der zahlreichen hohen, am Auflager vielfach voutenartig herabgezogenen Quer- und Längsträger erzielt. An den Anschlußstellen der Querträger wurden die Stützen durch Einbau eines senkrechten Verbindungsbleches zwischen den Stegen der I-Profile besonders ausgesteift.

Eine besondere Längsversteifung wurde nur in

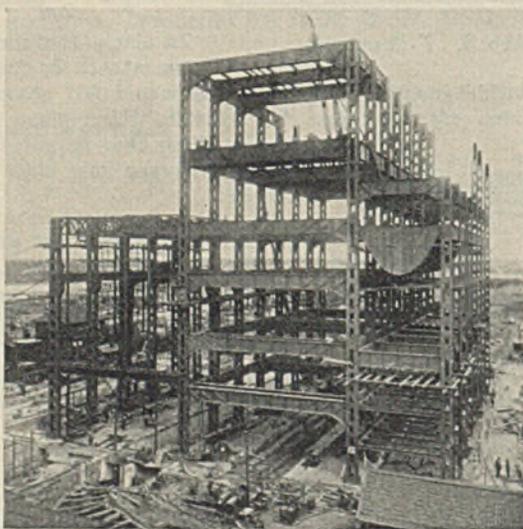


Abb. 1. Das Stahlskelett kurz vor der Vollendung.

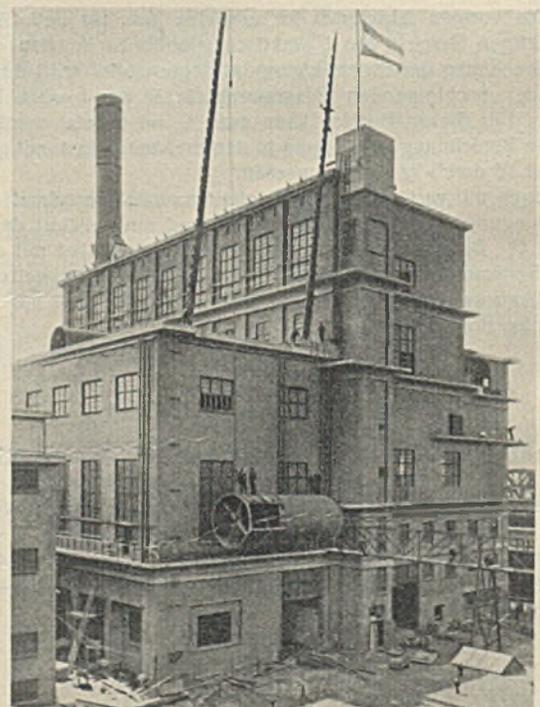


Abb. 3. Das fertiggestellte Gebäude.

um dann von einem 22 m über Flur liegenden Bunker aus den Kesseln zugeführt zu werden. Das Kesselhaus ist 17,06 m breit und 37,5 m hoch; es umschließt drei Kessel und trägt eine Reihe von Laufstegen, welche um die Kessel allseitig herumführen. Das Maschinenhaus ist eine Halle

sind Blechträger, zum Teil Kastenträger. — Die Binder der Maschinenhalle sind Fachwerkträger; um mit Sicherheit jede Schwitzwasserbildung auszuschließen, wurde an ihrem Untergurt eine Zwischendecke aufgehängt. Alle übrigen Binder wurden als Blechträger ausgeführt.

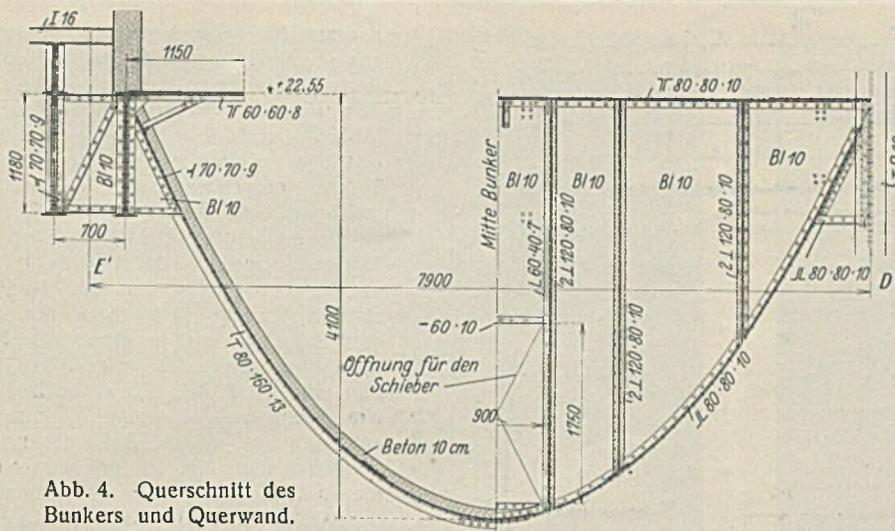


Abb. 4. Querschnitt des Bunkers und Querwand.

Alle Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit Klinkerverblendung; das fertige Gebäude macht infolgedessen den Eindruck eines Massivbaues (Abb. 3). Die Stahlfenster sind mit dem Fachwerk durch Hakenschrauben verbunden.

Die Bunker sind hängende Blechmulden mit parabelförmigem Querschnitt von 7,3 m Breite und 4,1 m Scheitelhöhe, welche auf jeder Seite von einem Längsträgerpaar getragen werden (Abb. 4). Mit dem Obergurt dieser Längsträger ist ein Laufsteg verbunden, dessen Riffelblechbelag gleichzeitig die horizontale Versteifung der Bunkerträger bildet. Die 10 mm starken Bunkerbleche sind in Abständen von 600 mm durch  $\perp$ -Profile versteift. Durch eine Reihe von Querwänden sind die Bunker in mehrere Abteilungen zerlegt. Um den Austausch der Füllung der verschiedenen Abteilungen zu ermöglichen, wurde in jeder Querwand an der tiefsten Stelle eine türähnliche Öffnung von 900 mm Breite und 1700 mm Höhe vorgesehen. Diese Öffnungen sind durch Schieber verschlossen, welche vom Laufsteg aus durch ein Windwerk bewegt werden können. Zum Schutz gegen Verschleiß und Rostgefahr wurden die Bunker mit einer 10 cm starken Eisenbetonschicht ausgefüttert.

Eine besondere architektonische Note erhält das Gebäude durch die weit auskragenden Gesimse, welche als Laufstege dienen und deshalb mit Geländern versehen wurden. Sie sind von den verschiedenen Bühnen aus durch Notausgänge zu erreichen. Fahrbare Leitern, welche bei der Reinigung der Fenster benutzt werden, verbinden diese Laufstege untereinander (Abb. 3).

Da nahe bei der Baustelle einer der zahlreichen niederländischen Schiffahrtskanäle, der Papaverkanal, vorüberführt, konnten die Bauteile von der am Rhein gelegenen, mit eigenem Kai ausgerüsteten Werkstatt der Lieferfirma auf dem Wasserwege dorthin geschafft werden. Am Ufer des Papaverkanals wurde auf Rempfpfählen eine Entlade-Plattform mit einem Derrickkran errichtet. Dieser hob die Stahlkonstruktion aus dem Schiff auf die Wagen einer

eigenen, zur Baustelle führenden Schmalspurbahn. Dort wurde sie von einem fahrbaren Portalkran abgeladen und in der Reihenfolge der Verwendung gestapelt.

Der Montagevorgang wird durch Abb. 5 u. 6 veranschaulicht. Ein stählerner Standbaum von 32 m Höhe mit einem Ausleger von 38 m Länge und 20 t Tragkraft diente der Errichtung des Mühlengebäudes und des Kesselhauses. Mit diesem Gerät konnten zwei Felder des Bauwerkes bis zur Höhe der fünften Bühne des Kesselhauses, d. h. 30 m über Fluor, bestrichen werden. Waren sie fertig montiert, so wurde das Gerät um weitere zwei Felder vorgeschoben. Auf der fünften Bühne des Kesselhauses wurde ein Derrickkran mit 20 m langem Ausleger von 8 t Tragkraft aufgestellt, der den Aufbau der leichteren oberen Konstruktion bis zu 38 m Höhe vollendete. Die Stahlkonstruktion der Maschinenhalle wurde mittels eines 38 m langen Schwenkers von 12,5 t Tragkraft aufgestellt, der an der bereits fertig verschraubten Konstruktion des Kesselhauses angehängt wurde; sie konnte auf diese Weise dem Fortschritt der Hauptkonstruktion immer im Abstände von zwei Feldern folgen. Bei der verhältnismäßig geringen Länge des Gebäudes brauchte das Gerät nur dreimal vorgerückt zu werden.

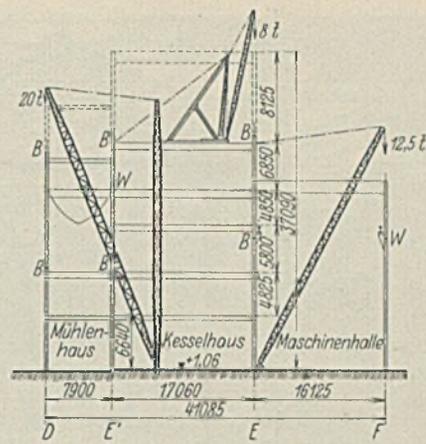


Abb. 5. Schematische Darstellung des Montagevorganges.

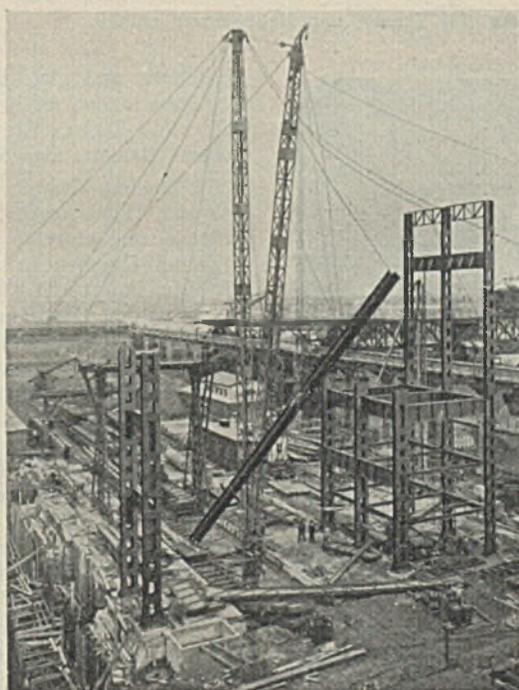


Abb. 6. Montage des Mühlen- und Kesselhauses.

Erwähnt sei, daß zuerst die Absicht bestand, die Montage durch einen den ganzen Baublock überspannenden Portalkran zu bewerkstelligen; eine eingehende Prüfung führte jedoch zu der Überzeugung, daß im Hinblick auf die kurzbefristete Bauzeit das oben beschriebene Gerät vorteilhafter sei, weil hiermit in zwei nebeneinander herlaufenden Arbeitsgängen ohne gegenseitige Behinderung gearbeitet werden konnte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 2350 t; die Lieferung konnte in der vertraglich festgelegten Zeit von 7 Monaten vom Beginn der Arbeiten bis zur Beendigung der Montage ohne Verzögerung und Unfall ausgeführt werden. Die Aufstellung der rd. 2200 t schweren Hauptkonstruktion beanspruchte 3 Monate.

Alle Rechte vorbehalten.

## Nuevo Teatro, Bogota (Columbien).

Von Oberingenieur Weber, Dortmund.

Vor kurzem wurde die Montage eines Stahlskelettbauwerks vollendet, der gleichzeitig Geschäftshaus und Theater in sich vereinigt und wegen der Eigenart seiner Bauart hier näher beschrieben werden soll. Das Gebäude wurde errichtet in Bogota, der Hauptstadt Columbiens (Südamerika), und liegt zwischen der Calle 14 und der Avenida Quesada in den Carreras 6 und 7. Es besteht aus einem großen, sich über das ganze Grundstück erstreckenden Kellergeschoß, wovon der größte Teil als Theater benutzt wird. Der Rest dient als Restaurationsraum und Wirtschaftskeller (Abb. 1). Über dem Straßenniveau ist das Gebäude in zwei Teile von je vier Stockwerken aufgeteilt. Zwischen beiden Teilen ist eine Straße angelegt, die auf der das Ganze stützenden Stahl-

konstruktion ruht (Abb. 2). In beiden Gebäuden werden in Höhe der Straße Läden eingebaut. Das eine Gebäude enthält ein Hotel, dessen Restaurationsräume, Säle und Küchen sich in Straßenhöhe befinden, während die Hotelzimmer sich über die einzelnen Stockwerke verteilen. In dem anderen Gebäude sind Kontore vorgesehen. Die obersten Stockwerke, welche die Zimmer für das Personal enthalten, sind aus Holzkonstruktion hergestellt (Abb. 3 u. 4). Die Gesamtanordnung geht genügend klar aus den Abbildungen hervor. Die den Aufbau tragenden Querträger sind Kragträger in Fachwerkkonstruktion, die einerseits auf kräftigen Stützen, andererseits auf den starken Umfassungswänden ruhen und durch tief in das Fundament eingelassene Anker gehalten werden (Abb. 5). Der freie

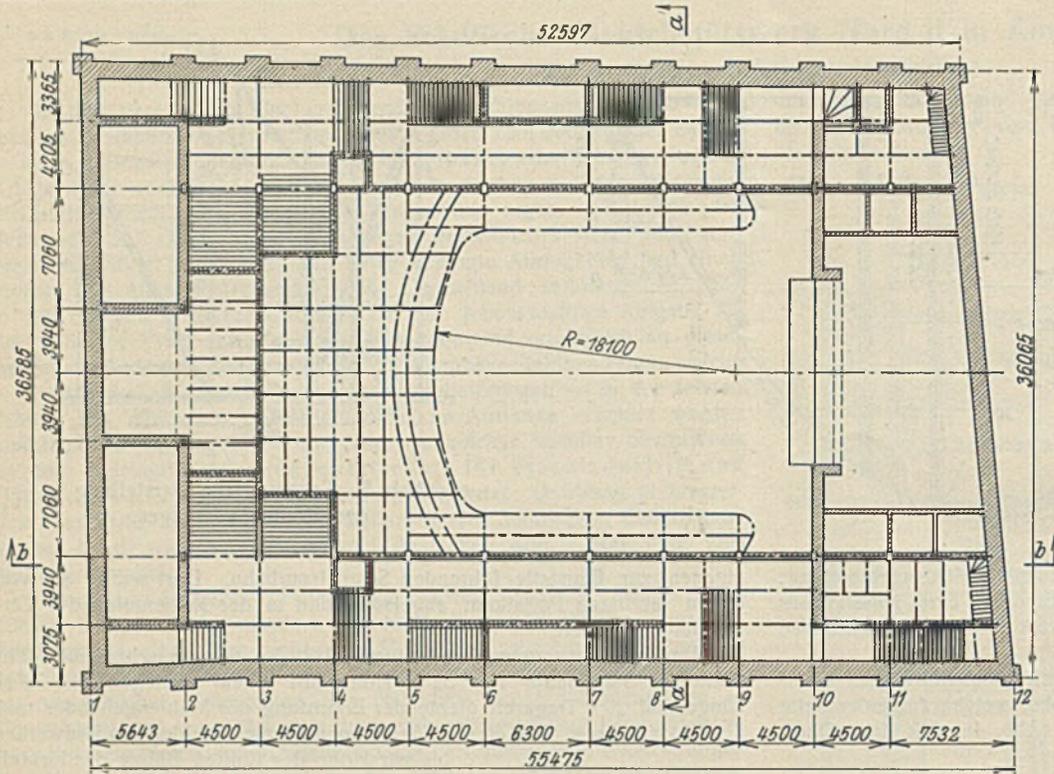


Abb. 1. Grundriß des Kellergeschosses, das Theater und Nebenräume enthält.

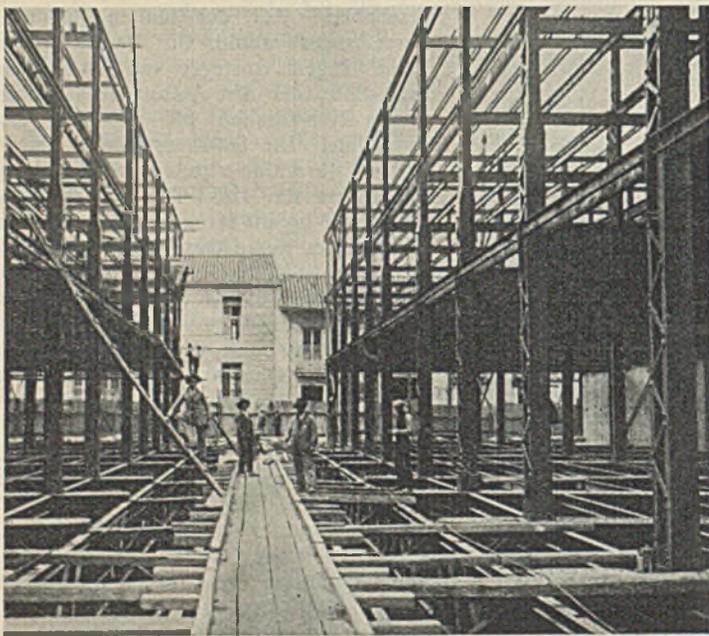


Abb. 2. Straße mit Stahlkonstruktions-Unterbau.

Kragarm hat 8,5 m Ausladung, der Ankerarm im Mittel 7 m Stützweite. Zwischen je zwei Kragarmen hängt ein Träger, auf dem sich die 5 m breite Straße aufbaut (Abb. 3). Auf diese Weise entstand ein mächtiges Kellergewölbe, welches als Theater ausgebaut wurde. Links und rechts des Bühnenraums sind die Künstlerzimmer angeordnet (Abb. 1); daneben sind Eingangstrepfen von der Avenida Quesada aus zu den Logen und den Künstlerzimmern. Lange Seitengänge führen zu den Balkonen, die in etwa 5 m Höhe über dem Theaterflur angeordnet sind. Sie ruhen auf den 2,5 m ausladenden Kragarmen, welche an den Hauptstützen angehängt und in den Umfassungsmauern verankert sind. Im Hintergrund erreicht die Ausladung der Balkone die beträchtliche Größe von 7,5 m. Abgegrenzt werden die Balkone gegen die Wandelgänge und Restaurationsräume durch leichte Mauern. Haupteingangstrepfen führen von der Calle 14, besonders breite auch von der neuen Zwischenstraße direkt zu den Parterreräumen, Balkonen und Logen. Unter der Stahlkonstruktion über dem Theaterraum ist eine Gipsdecke eingezogen, die an die Konstruktion angehängt und als Korbbogen ausgebildet ist. Zwischen den Stützen befinden sich in der Längsrichtung portalartige Verbindungen, die als Seitenversteifung und gleichzeitig zur Aufnahme der Wanddekoration dienen.

Der Parterreräum ist 24 × 30 m groß und enthält 1500 Sitzplätze, außerdem zwölf Logen. Die Balkone enthalten etwa 100 vier- bis sechssitzige Logen. Dahinter sind Stehplätze vorgesehen.

Über dem Theater erheben sich die beiden Aufbauten, von denen der eine Hotelzwecken, der andere für Büros usw. dient. Im Hotelgebäude sind einzelne Räume des Parterre auch noch als Läden ausgenutzt. Daneben befinden sich die Restaurationsräume, Speise- und Tanzsäle, Büfett und Küchen. Aufzüge sowie eine breite Treppenanlage führen zu den Hotelräumen der Obergeschosse. Ein 2,2 m breiter Gang trennt die Zimmerfluchten. Die nach der Straße zu gelegenen Zimmer sind teilweise mit Balkonen versehen, die nach dem Hofe zu gelegenen haben Veranden. Lichtschächte führen bis zum Parterre und sind durch Stabroste stockwerkweise abgedeckt. Zur Gewinnung großer Räume in den Erdgeschossen ist dort jeweils nur ein Stützenstrang angeordnet. Die Stützenreihen der oberen Geschosse werden von den über den Erdgeschossen angeordneten, als Blechträger ausgebildeten Unterzügen aufgenommen (vgl. Abb. 9). An den Eingängen zu der zwischen den beiden Gebäuden liegenden Straße ist das Stahlgeländer abgerundet, wodurch an den dort befindlichen Läden runde Schaufenster entstehen und der Übergang zu den Hauptstraßen sich recht gefällig gestaltet.

Die für die Berechnung maßgebenden, beweglichen Lasten waren von den bei uns üblichen stellenweise verschieden. Für die Balkone und Logen des Theaterraums wurden 300 kg/m<sup>2</sup> vorausgesetzt, für die Wandelgänge hinter den Balkonen 400 kg/m<sup>2</sup>. Für die Treppen wurden durchweg 500 kg/m<sup>2</sup> eingesetzt, ebenso für den Speiseraum und den Ballsaal. Als

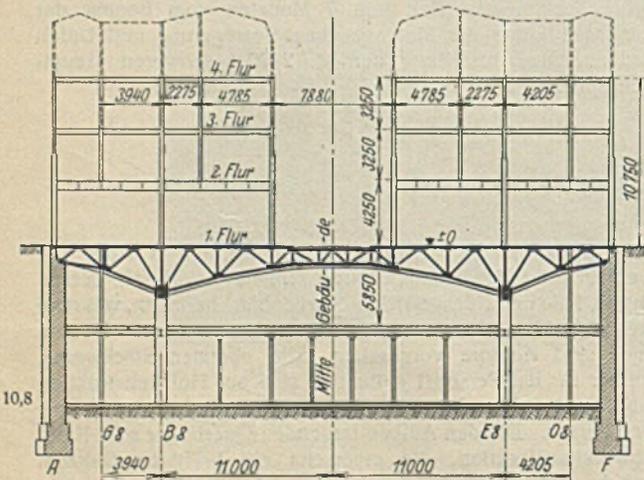


Abb. 3. Querschnitt des Gebäudes. (Schnitt a—a Abb. 1.)

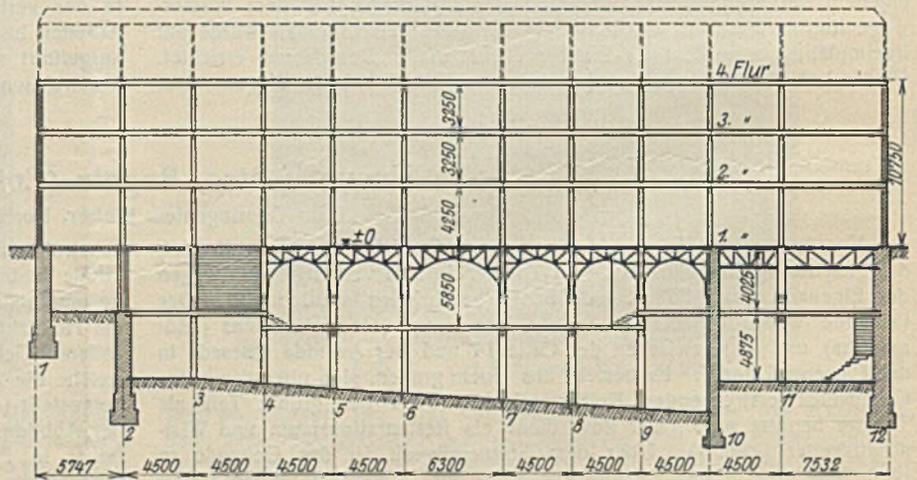


Abb. 4. Längsschnitt des Gebäudes. (Schnitt b—b Abb. 1.)

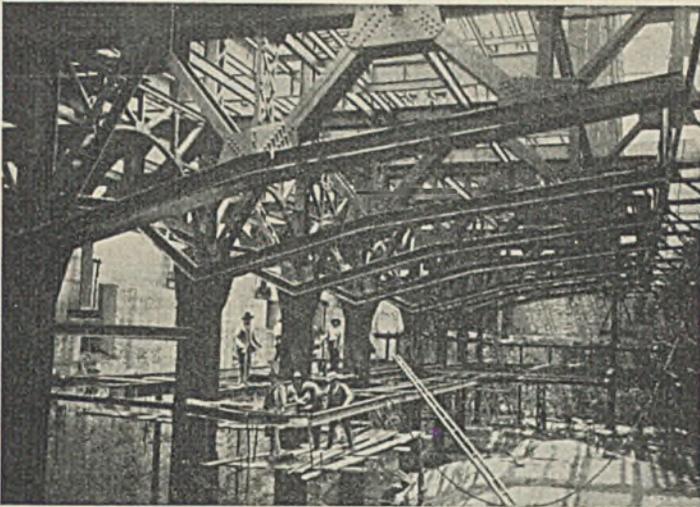


Abb. 5. Stützung des Fachwerk-Kragträgers.

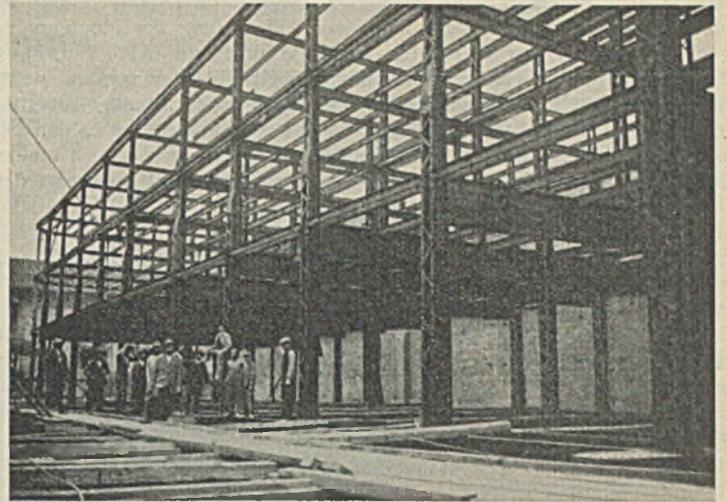


Abb. 9. Das mit einheimischen Arbeitern aufgestellte Stahlskelett.

Verkehrslast für die Zwischenstraße waren  $730 \text{ kg/m}^2$  vorgesehen. Die Flure, oberen Räume des Hotels und Kontore sowie die im dritten Stock gelegenen Wohnungen wurden durchweg mit  $300 \text{ kg/m}^2$  belastet. Hierzu treten die Eigengewichte der Decken, Außen- und Zwischenmauern, die stockwerkweise von dem Stahlskelett aufgenommen werden mußten. Mit Rücksicht auf ausreichende Schallsicherheit wurden die Zwischenwände aus zwei Lagen Metallwänden (Putz auf Metallgewebe) im Abstand von 10 bis 12 cm gebildet. Ihr Gewicht betrug  $110 \text{ kg/m}^2$ . Winddruck brauchte nicht berücksichtigt zu werden, jedoch mußte das Gebäude wegen Erdbebengefahr gut versteift werden (Abb. 6). Die Berechnung der Stockwerkrahmen wurde nach der Methode von Löser durchgeführt. Die Höhe der zulässigen Beanspruchungen richtete sich nach den amerikanischen Vorschriften, wie sie in der Standard-Specification for Structural Steel for Buildings etc. vom Juni 1923 angegeben sind. Danach werden die Beanspruchungen auf Zug und Druck  $1265 \text{ kg/cm}^2$ , wobei für gedrückte Stäbe noch die Knickgefahr durch Herabminderung obigen Betrages auf  $1055 \text{ kg/cm}^2$  berücksichtigt werden mußte. Das Verhältnis  $l/r = \text{Länge zu Trägheitshalbmesser}$  durfte für Hauptglieder 120 nicht übersteigen, während für Verbände und sonstige Nebenglieder 200 zulässig waren. Für auf Biegung beanspruchte Träger durfte die Beanspruchung ebenfalls  $1265 \text{ kg/cm}^2$  betragen, jedoch nur bei Stäben, bei denen die Brelte des gedrückten Flansches das 15fache der freien Länge nicht überschreitet. Andernfalls darf die Beanspruchung maximal nur  $1120 \text{ kg/cm}^2$  sein.

Das zur Verwendung kommende Material sollte von einer Qualität sein, wie es in der Standard-Specification for Structural Steel for

Buildings etc., Serial Designation A 9 bis 21 vorgeschrieben ist. Auch die Konstruktion mußte nach amerikanischen Vorschriften ausgeführt werden, was hauptsächlich bei den Nietanschlüssen, den Nietteilungen und den Bindungen der gedrückten Stäbe von Einfluß war. Gedrückte Stäbe mußten mit Gittern versehen werden statt mit Bindeblechen.

Die columbische Regierung ließ die gesamte Konstruktion durch die Firma „Gullik Henderson & Co.“, Büro Düsseldorf, abnehmen.

Von besonderer Bedeutung war das Gewicht der Konstruktion, da bei der Vergebung des Auftrags nicht der Konstruktionspreis die entscheidende Rolle spielte, sondern die Transportkosten den Ausschlag gaben. Es kostete nämlich der Transport ab Hafen Puerto Columbia bis zur Verwendungsstelle Bogota etwa 50% mehr je Tonne als der Transport ab Deutschland cif Puerto Columbia. Es mußte daher auf weitestgehende Gewichtsersparnis hingearbeitet werden. Von Puerto Columbia aus erfolgte der Transport abwechselnd auf Flußdampfern und Eisenbahn, teilweise sogar auf Lastwagen. Hierdurch und durch das vielfache Umladen entstanden die hohen Transportkosten, daneben aber auch Verluste an Stücken. Weitere Verluste an Material entstanden durch die häufigen Störungen an den Dampfern, die, wenn sie auf Grund stießen, kurzerhand so lange Material an beliebiger Stelle abladen, oder gar ins Wasser warfen, bis sie wieder flott waren. Die Länge der Versandstücke und ihr Gewicht waren aus obigen Gründen stark eingeschränkt, durfte doch die Länge 7 m nicht übersteigen, wodurch die Konstruktion ungünstig beeinflußt wurde, und kein Stück schwerer als 1 t sein, wodurch sich die Anzahl der Versandstücke sehr steigerte. Die Verpackung erfolgte in der Weise, daß alle Stücke unter 1 m Länge mit dem Kleineisenzeug in Kisten verpackt wurden, während alle längeren Stäbe gebündelt waren. Jedes Stück erhielt außer der eingeschlagenen Positionsnummer noch eine solche in Weiß aufgemalt. Jedes Versandstück erhielt außer der aufgemalten Nummer noch ein mit Draht angehängtes Blechschild. Hierdurch wurde die Arbeit des Monteurs wesentlich erleichtert, da durch das häufige Umladen die aufgemalten Nummern zwar verkratzt, die Blechschilder jedoch unversehrt geblieben waren.

Zur Montage wurde ein deutscher Monteur angefordert, dem auch das nötige Gerät mitgegeben werden mußte. Die Montage selbst ge-

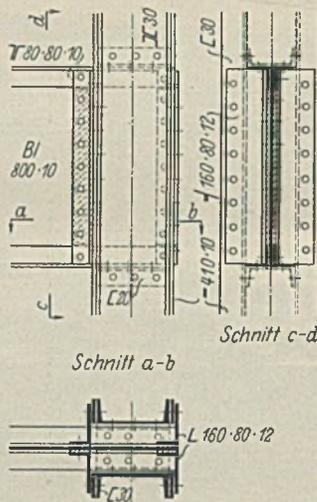


Abb. 6. Versteifungskonstruktion des Trägeranschlusses.



Abb. 7. Ansicht der unvorbereiteten Baustelle.

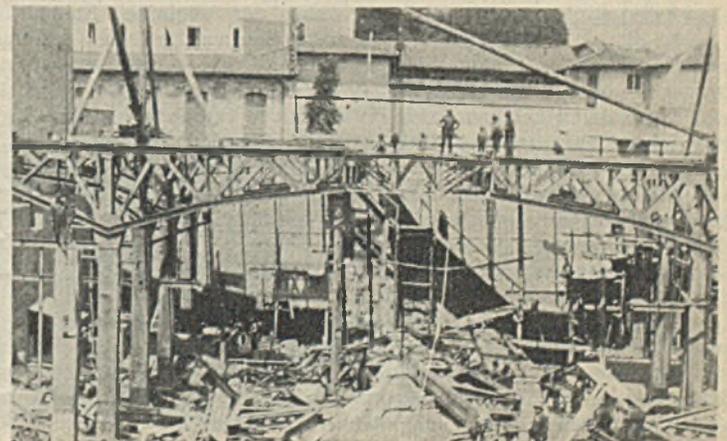


Abb. 8. Aufräumungsarbeiten.

staltete sich zunächst recht schwierig. Die gesamte Stahllieferung war ohne sachverständige Aufsicht lange vor Anforderung des Monteurs ungeordnet auf der unvorbereiteten Baustelle angehäuft (Abb. 7 u. 8), so daß zunächst umfangreiche Aufräumungsarbeit geleistet werden mußte. Auch waren die Fundierungsarbeiten noch stark im Rückstand. Außerdem fehlte es an brauchbaren Arbeitern, so daß zunächst einige zu den verschiedenen Hilfeleistungen herangebildet werden mußten. Auch mußten die verlorengegangenen Stücke erst wieder aus Deutschland ersetzt werden,

ehe nach längerem Zeitverlust eine ersprießliche Arbeit geleistet werden konnte. Trotz der vielen Nietarbeit — alle Teile waren wegen der strengen Versandvorschriften ungenietet zur Baustelle gegangen — wurde die eigentliche Montage in der für dortige Gegend äußerst günstigen Zeit von neun Monaten beendet (Abb. 9).

Das Gewicht der Stahlkonstruktion betrug etwa 580 t. Die Ausführung lag in Händen der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund-Union, Abt. Brückenbau.

## Autohalle des Verwaltungsgebäudes der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen i. Rhld.

Alle Rechte vorbehalten.

Von K. Hölzer.

Die Gutehoffnungshütte hat auf ihrem Gelände in Oberhausen eine Halle errichtet, die nicht durch ihre Größe, wohl aber durch ihre geschweißte Ausführung bemerkenswert ist.

Abb. 1 läßt die Gesamtanordnung der Halle erkennen. Abb. 2 gibt die Hauptmaße und die konstruktive Durchbildung wieder. Die Binder sind als Dreigelenkbogen ausgebildet und vollkommen geschweißt. Die

an den Binderpfosten in 1 m Abstand und an den Bindersparren in 2 m Abstand Aussteifungsrippen 60 · 12 mm angebracht. Im übrigen sind weitere Einzelheiten der Ausführung des Binders aus Abb. 2 zu ersehen.

Die Abmessungen der Binder ermöglichten es, die Binderhälften fertig geschweißt zur Baustelle zu senden. Zur Erleichterung der Aufstellung und des Ausrichtens der Binder wurden für die fünf Binder drei Ver-

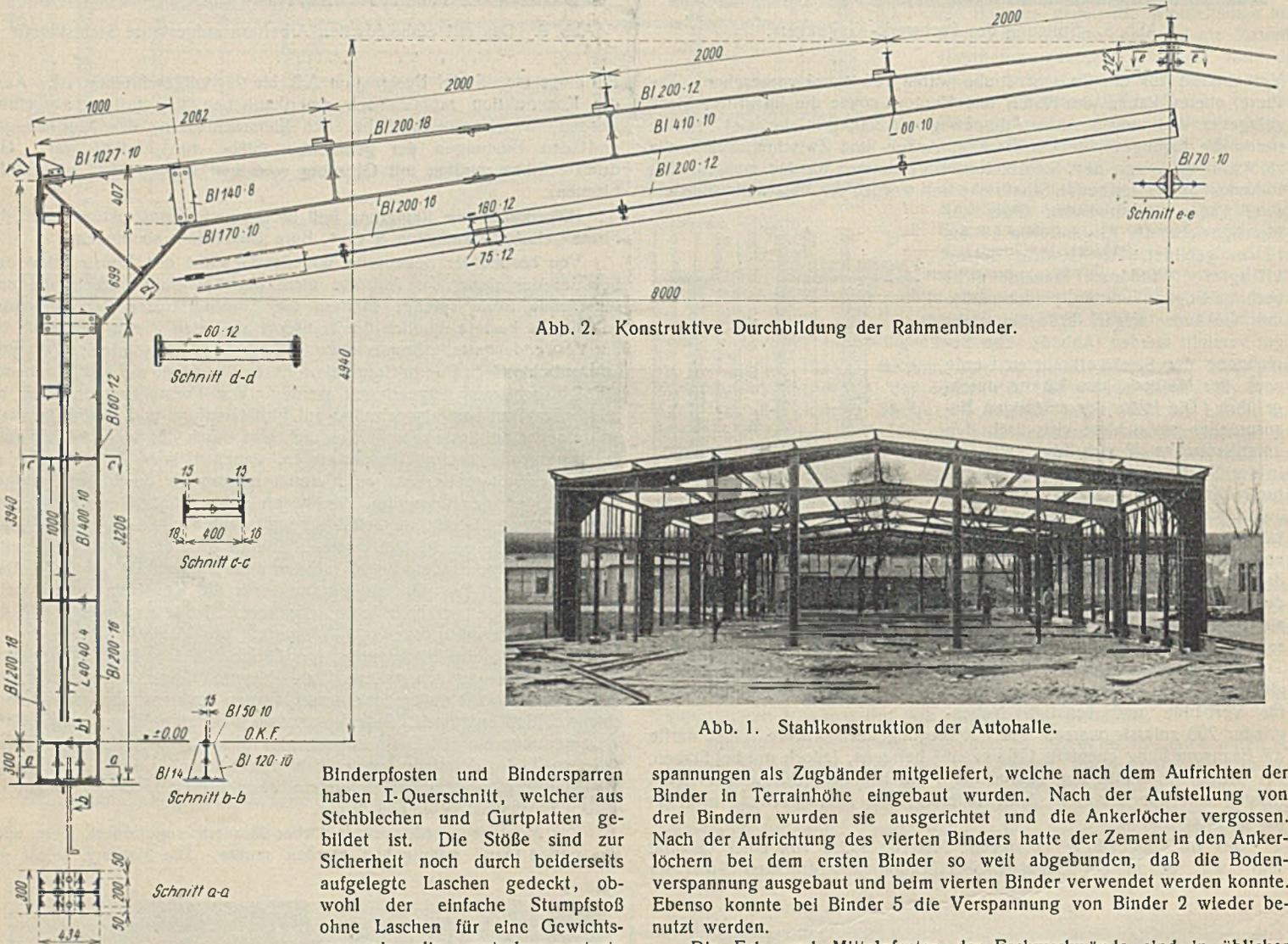


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung der Rahmenbinder.

Abb. 1. Stahlkonstruktion der Autohalle.

Binderpfosten und Bindersparren haben I-Querschnitt, welcher aus Stehblechen und Gurtplatten gebildet ist. Die Stöße sind zur Sicherheit noch durch beiderseits aufgelegte Laschen gedeckt, obwohl der einfache Stumpfstoß ohne Laschen für eine Gewichtsersparnis die erstrebenswerteste Lösung ist. Zur Erleichterung bei dem Zusammenbau wurden die Stehbleche und deren Laschen durch Heftschrauben verbunden, welche nach dem Schweißen wieder entfernt wurden. Die Schraubenlöcher wurden dann zugeschweißt. Der Unterschied in den Stärken der Gurtplatten wird an der Stoßstelle durch Anschärfung der Platten und Laschen ausgeglichen. Die Gurtplatten auf der Innenseite der Binderpfosten reichen bis Mitte Eckblech und sind hier gestoßen. Da der Querschnitt 200 · 16 mm an dieser Stelle nicht ausreicht, sind die Gurtungen in den Ecken durch eine zweite Platte 170 · 10 mm verstärkt. Diese Ausführung ist gewählt, um verfügbare Platten der Lagerbestände verwerten zu können. Es wäre natürlich einfacher gewesen, nur eine Gurtplatte von entsprechender Stärke zu verwenden. Die Fußplatten der Binderpfosten und die Stirnplatten der Bindersparren im First sind durch senkrecht zu den Platten und Stehblechen angeordnete Aussteifungsbleche abgestützt. Zur Aussteifung der Stehbleche und zur Abstützung der Gurtungen gegen die Stehbleche sind

spannungen als Zugbänder mitgeliefert, welche nach dem Aufrichten der Binder in Terrainhöhe eingebaut wurden. Nach der Aufstellung von drei Bindern wurden sie ausgerichtet und die Ankerlöcher vergossen. Nach der Aufrichtung des vierten Binders hatte der Zement in den Ankerlöchern bei dem ersten Binder so weit abgebunden, daß die Bodenverspannung ausgebaut und beim vierten Binder verwendet werden konnte. Ebenso konnte bei Binder 5 die Verspannung von Binder 2 wieder benutzt werden.

Die Eck- und Mittelpfosten der Fachwerkwände sind in üblicher Weise genietet, da sich bei diesen Bauteilen nicht wie bei den Bindern die Mehrkosten der Schweißung gegenüber der Nietung durch entsprechende Ersparnis an Werkstoff ausgleichen ließen.

Auf der Baustelle haben Schweißungen oder Nietungen nicht stattgefunden. Alle auf der Baustelle auszuführenden Verbindungen sind geschraubt worden.

Die Grundfläche beträgt  $16 \cdot 30,64 = 490,24 \text{ m}^2$ . Die Einzelgewichte betragen:

|                                |                            |
|--------------------------------|----------------------------|
| 5 Binder, geschweißt . . . . . | 10 600 kg                  |
| Pfetten . . . . .              | 6 500 .                    |
| Längswände . . . . .           | 4 500 .                    |
| Giebelwände . . . . .          | 4 600 .                    |
|                                | <u>Zusammen: 26 200 kg</u> |

Gewicht für 1 m<sup>2</sup> Grundfläche:  $\frac{26\ 200}{490,24} = \text{rd. } 53,5 \text{ kg.}$

## Neue Gleis- und Straßenüberdachung auf der Columbuskaje in Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Sudergath, Gustavsburg.

Die Stadt Bremen und der mit ihr unlöslich verbundene Norddeutsche Lloyd haben in der jüngsten Vergangenheit Werke geschaffen, die indirekt auch für das ganze Vaterland von größter Bedeutung sind und deren Entstehung in schwerster Notzeit ein Zeichen unbeugsamer Energie und hanseatischen Wagemutes sind. Mit dem Bau der Columbuskaje und der demnächst fertig werdenden Nordschleuse, mit der weiteren Ausgestaltung der Bremer Häfen, mit dem Bau der Dampfer „Bremen“ und „Europa“ verknüpfen sich Hoffnungen an Entwicklung und Aufschwung, die zum Teil ihre Berechtigung schon erwiesen haben. Im Rahmen dieses Schaffens war auch dem Stahlbau ein gewisser Anteil beschieden. Es sei an die bekannt gewordenen Schuppen 15 und 17 im Bremer Hafen erinnert<sup>1)</sup>. Um die vergangene Jahreswende entschloß sich der Norddeutsche Lloyd weiter zur Bauausführung einer Gleis- und Straßenüberdachung vor der Zollrevisionshalle auf der Columbuskaje. Die Zollabfertigungshalle (Abbild. 1) zieht sich in etwa 40 m Abstand längs der Kai-mauer hin, an der die Schiffe „Bremen“ und „Europa“ anlegen, und die ihr längsseits vorgelagerten Gleise und Straße waren durch eine Konstruktion zu überdachen, die sich in die bestehenden Verhältnisse möglichst gut einfügen sollte. Die Dachkonstruktion (Abb. 2) hat eine Breite von etwa 18 m und eine Länge von 175 m, entsprechend der Zollabfertigungshalle. Ihre Binder, deren Unterkante mit 5,25 m Höhe der Eisenbahn freie Durchfahrt gestattet, geben ihre Lasten an Unterzüge ab, die in den beiden Längsseiten liegen und sich in größeren Abständen auf Säulen stützen. Die Konstruktion bietet in ihrem Aufbau nichts Besonderes, ist aber vielleicht doch von Interesse, einmal durch die großen Stützweiten, die zu überwinden waren bei stärkster Beschränkung in den Höhen, dann auch durch die klare, ansprechende Linienführung (Abb. 3). Die Stützteilung landseitig beträgt drei Binderfelder = 20,4 m; eine

engere Teilung wurde vermieden, um die Fundierung der Zollhallenlängswand nicht zu oft bloßzulegen, sie mußte sich außerdem nach der Gliederung dieser Längswand richten. Die Binder bilden mit den landseitigen

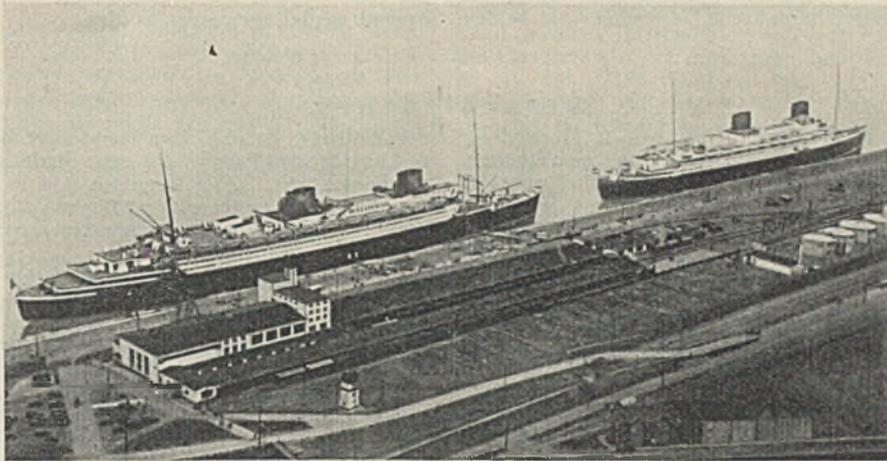


Abb. 1. Blick auf die Zollabfertigungsgebäude mit noch nicht überdachter Kai-mauer und auf die „Bremen“ und „Europa“.

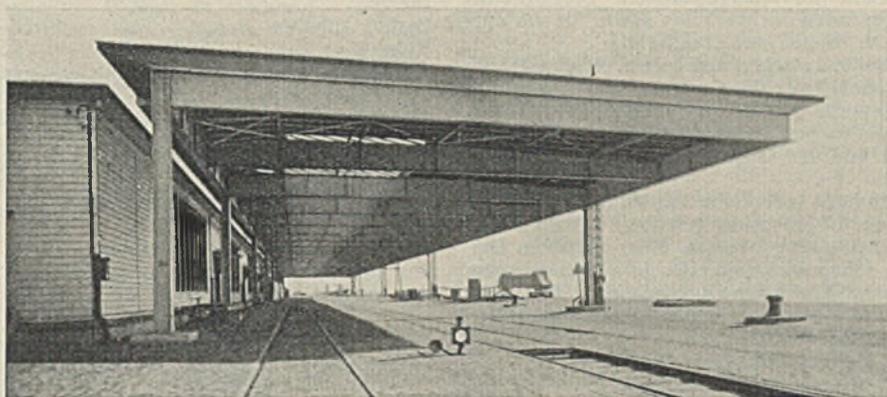


Abb. 2. Das Bild vermittelt den Eindruck der leichten, weiträumigen Überdachungskonstruktion.



Abb. 3. Klare Linienführung und große Stützweiten kennzeichnen den Aufbau der Überdachung.

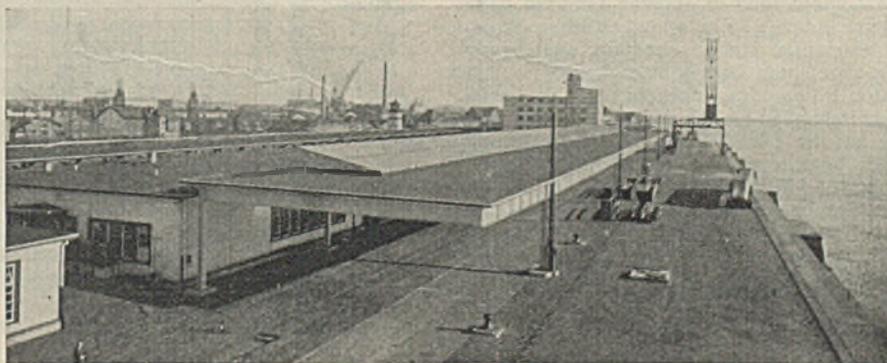


Abb. 4. Ansicht der Oberlichtenordnung der Dachkonstruktion.

Stützen Halbrahmen, die den Wind auf die Breitseite der Vorhalle in die Fundamente ableiten. Gleichzeitig bilden diese Säulen mit den Unterzügen, Blechträger von 850 mm Höhe, Rahmen, die die horizontalen Kräfte in der Längsrichtung aufnehmen. Auf diese Weise hat sich bei sparsamster Profilierung jeder unschöne Verband in vertikalen Ebenen vermeiden lassen, obwohl die zu berücksichtigenden Horizontalkräfte relativ recht groß waren — 200 kg/m<sup>2</sup> Wind auf Außenflächen + 70 kg/m<sup>2</sup> Innenwind auf alle dahinter liegenden Flächen. In der vorderen Längsreihe war mit Rücksicht auf den von der Breitseite des Schiffes her flutenden Verkehr die Stützzahl auf eine äußerste Mindestzahl zu beschränken. Weiter waren die Pollerfundamente, die in etwa 25 m Abstand in der gleichen Flucht liegen, unbedingt zu umgehen. Ferner durfte eine Gesamtbelastung von 70 t je Fundament nicht überschritten werden, eine Forderung, auf die das Hafenumamt mit Rücksicht auf die Verstärkungsplatte der Columbusmauer größten Nachdruck legte. So ergab sich in Anlehnung an die landseitige Stützenreihe eine Teilung von 40,8 m mit einem abweichenden Endfeld von 27,2 m und Auslagern von 14,3 bzw. 11,4 m. Der vordere Binderträger ist mit einer Stegblechhöhe von nur 1 m ausgeführt worden und hat Gelenke im Abstand von 9 m von der Stütze, so daß sich eine Aufteilung in Werkstücke von 2 × 9 = 18 und 22,8 m ergab. So kam man mit einer sehr geringen Zahl eigentlicher Verlaschungen aus, die zudem alle an Stellen kleiner Momente liegen. Die Gelenkanordnung geschah einmal aus Montagerücksichten, dann aber auch, um die Einhaltung der angegebenen Höchstbelastung der Säulenfundamente zu gewährleisten. Auch die vorderen Säulen bilden mit dem Unterzug Rahmen für

<sup>1)</sup> Vgl. Stahlbau 1929, S. 301 ff.

die Windlängskräfte; die senkrechten Lasten geben hier allerdings für die Beanspruchungen den Ausschlag. Die beiden Unterzugsreihen sind überhöht worden; das Maß beträgt für ein 40 m-Feld etwa 8 cm.

Die Oberlichtanordnung (s. Abb. 4) erfüllt ihren Zweck, neben der Belichtung des darunter liegenden Raumes auch der Zolllhalle noch genügend Licht zu geben. Die vertikale Wand des Dachreiters ist offen, um den Rauchgasen freien Austritt zu geben. Um Rauchbelästigung der Zolllhalle mit Sicherheit zu verhüten, ist auf jede Verbindung der beiden

Bauwerke verzichtet worden. Die Dachhaut besteht aus Holzschalung mit Doppelpappe.

Der Auftrag wurde von der M. A. N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Gustavsburg als Generalunternehmerin ausgeführt. Die Auftragserteilung erfolgte Anfang Februar 1930, die Fertigstellung war Ende Mai erreicht. Das gesamte Konstruktionsgewicht beträgt etwa 200 t St 37.

Die auf den Bildern ersichtlichen Laternengittermaste gehören nicht zur Konstruktion; sie waren bereits vorhanden und sind vom Hafenaubauamt wieder verwendet worden.

**Verschiedenes.**

**Der neue Zentralbahnhof in Mailand.** Über den in Herstellung begriffenen neuen Kopfbahnhof, der den gegenwärtigen, den neuzeitlichen Anforderungen nicht mehr entsprechenden Durchgangsbahnhof ersetzen soll, wird nach seiner für Mitte dieses Jahres in Aussicht genommenen Eröffnung eingehend berichtet werden. Vorerst sollen die Richtlinien wiedergegeben werden, welche beim Entwurf der Bahnhofhallen bestimmend waren. Diese sind einem Aufsätze des Ing. Alberto Fava, Rom, entnommen.

Der zwischen den beiden Flügeln des Aufnahmegebäudes eingeschlossene Raum war ursprünglich für die Aufnahme von 24 Gleisen bemessen. Die zwischen jedem Gleispaar vorgesehenen Bahnsteige von 9 m Breite hätten den gesamten Verkehr von und zu den Zügen aufzunehmen gehabt. Da aber erfahrungsgemäß die Beförderung des Gepäcks und sonstiger Lasten den gleichzeitigen Verkehr der Reisenden in hohem Maße behindert und auch ein System von Aufzügen zur Beförderung der Lasten von unterirdischen Gängen auf Bahnsteighöhe keine wesentliche Erleichterung bringt, entschloß man sich späterhin, zwei getrennte Verkehrswege zu schaffen. Zwischen den Gleisen eines jeden Gleispaars wurden Dienststeige eingeschaltet, in welche die Aufzüge münden. Diese Dienststeige sind zur Aufnahme des gesamten Sachverkehrs sowie für die Zugrevision, die Wasserversorgung der Wagen usw. bestimmt.

Mit Rücksicht auf die lichte Breite zwischen den bereits fertiggestellten Flügeln des Bahnhofgebäudes konnte trotz Herabsetzung der Anzahl der Gleise auf 22 die Breite der Steige nicht mit der gewünschten Reichlichkeit bemessen werden. Immerhin konnte den für die Reisenden bestimmten Steigen eine Breite von 7,35 m und den Dienststeigen eine solche von 4 m zugewiesen werden.

Nach dem ursprünglichen Plan hätte jeder Bahnsteig durch eine eigene, von zwei seitlichen Rahmen getragene Überdachung geschützt werden sollen. Die Anordnung von Dienststeigen zwang aber zu einer radikalen Umstellung des Entwurfs; denn die sehr zahlreichen, sich in verhältnismäßig geringem Abstände wiederholenden Stützen der Überdachungen hätten die nutzbare Breite der Steige übermäßig eingeengt und auf den Dienststeigen den Karrenverkehr in einer unzulässigen Weise behindert.

Aus den gleichen und aus anderen Gründen war es auch nicht ratsam, die Überdachung des Bahnhofs in kleinere, über zwei Gleise gespannte Hallen auf-

der Mailänder Bahnhof dem Hamburger Bahnhof, während er hinsichtlich des überdachten Raumes die erste Stelle auf dem europäischen Kontinent einnehmen wird. Zum Vergleich sind in der folgenden Tabelle die Abmessungen der größten Bahnhofhallen zusammengestellt.

| Name des Bahnhofs     | Breite<br>m                       | Länge<br>m | Pfeilhöhe<br>m | Überdeckte Fläche<br>m <sup>2</sup> | System  |
|-----------------------|-----------------------------------|------------|----------------|-------------------------------------|---------|
| Dresden . . . .       | 30,75 + 32,00<br>+ 9,50           | 240,00     | 16,75          | 27 534                              | 3 Bogen |
| Leipzig . . . .       | 4 × 45,0 + 2<br>× 42,5 + 2 × 15,0 | 203,90     | 20,00          | 60 150                              | 8 „     |
| Turin . . . . .       | 47,00                             | 137,00     | 30,00          | 6 439                               | 1 „     |
| Marseille St. Charles | 54,92                             | 159,20     | 26,74          | 8 743                               | Binder  |
| Bordeaux St. Jean .   | 55,90                             | 296,96     | 25,80          | 16 600                              | Bogen   |
| Frankfurt a. Main .   | 3 × 56,00                         | 186,00     | 28,60          | 31 248                              | 3 „     |
| Bremen . . . . .      | 59,30                             | 131,00     | 27,10          | 7 768                               | „       |
| Berlin, Anhalter . .  | 62,50                             | 168 — 174  | 28,65          | 20 770                              | 1 „     |
| Köln . . . . .        | 3 × 63,50                         | 255,00     | 24,00          | 48 577                              | 3 „     |
| Antwerpen . . . .     | 64,94                             | 175,00     | 32,50          | 11 365                              | „       |
| Lille . . . . .       | 65,35                             | 162,84     | —              | 10 641                              | „       |
| Mailand . . . . .     | 72 + 2 × 44,90<br>+ 2 × 21,15     | 341,00     | 34,10          | 66 500                              | 5 „     |
| Hamburg . . . . .     | 72 + 2 × 20                       | 200        | 36,00          | 22 400                              | 3 „     |

Der Festigkeitsberechnung wurde eine lotrechte Belastung von 120 kg und ein Winddruck von 150 kg je m<sup>2</sup> zugrunde gelegt, wobei kein Konstruktionsglied eine geringere Stärke als 10 mm aufweisen durfte, um dem Bauwerk eine möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff der Rauchgase zu verleihen. Aus dem gleichen Grunde wurden Fachwerke nur für die Hauptgespärre zugelassen, während alle sonstigen Glieder der Stahlkonstruktion als Blechträger entworfen wurden.

Die Hälfte der Eindeckung besteht aus Glas (Abb. 3), so daß eine sehr reichliche Belichtung gesichert ist. Für die andere Hälfte wurden die verschiedensten Stoffe in Betracht gezogen, wie Bimsbetonplatten, Eternit auf Holzschalung usw. Verzinktes Wellblech wurde der geringen Widerstandsfähig-



Abb. 1. Querschnitt der Bahnhofshalle Mailand.

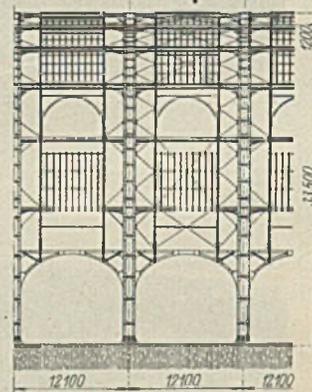


Abb. 3. Seitenansicht der Bahnhofshalle.

zulösen, weil diese Lösung gleichfalls die Anordnung von Tragstützen auf den Dienststeigen bedungen hätte.

Der Übergang zu weitgespannten Hallen ist somit lediglich den Betriebsbedürfnissen entsprungen. Diese Lösung bietet aber auch den Reisenden einen viel sichereren Schutz als Bahnsteigdächer, deren Ausladung mit Rücksicht auf die elektrische Zugförderung in engeren Grenzen hätte gehalten werden müssen, als sonst üblich. Vom schönheitlichen Standpunkte aus fügen sich die weitgespannten Hallen ebenfalls weit besser in das Gesamtbild des großzügig angelegten Bahnhofskomplexes.

Um die Belichtung der beiden Flügel des Bahnhofs nicht zu beeinträchtigen, konnten die an sie anschließenden Hallen nur eine beschränkte Höhe erhalten. Rücksichtnahme auf die Gleisanlage, auf die Breiten der Gehsteige und die bereits im Bau begriffenen Tunnel bedingte die auf Abb. 1 dargestellte Unterteilung in eine Mittelhalle von 72 m, zwei Hallen von je 44,90 m und endlich zwei Seitenhallen von je 21,15 m Stützweite. Die letzteren finden eines ihrer Auflager auf den Pfeilern der Flügelmauern; die Außenlager der kleineren Hallen fallen in die Achsen zweier Gehsteige, welche aus diesem Grunde um 1,5 m erweitert wurden, während die Breite der zwei Bahnsteige, welche die der Mittelhalle und den Seitenhallen gemeinsamen Auflager aufzunehmen haben, um 1,05 m vergrößert wurde.

Die Gesamtlänge der Halle beträgt 341 m; die gedeckte Fläche ergibt sich demnach zu 66 500 m<sup>2</sup> (Abb. 2). Bezüglich der Spannweite gleicht

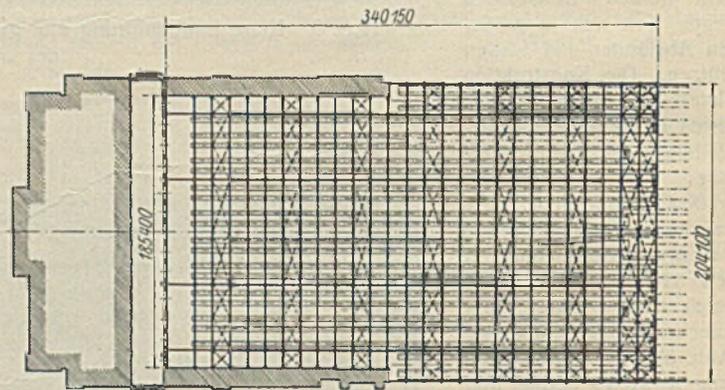


Abb. 2. Grundriß der Gleis- und Binderanordnung.

keit wegen von vornherein ausgeschaltet. Schließlich wurden dünnstegige bewehrte Betonplatten gewählt.

Trotz des vergleichsweise hohen Eigengewichts der Eindeckung beträgt das Gewicht der Stahlkonstruktion durchschnittlich bloß 123 kg je m<sup>2</sup> gedeckter Fläche. Die Bahnhofhalle in Hamburg, die einzige, deren Spannweite derjenigen des neuen Mailänder Bahnhofs nahekommt, wiegt ohne Wellbleindeckung 135 kg je m<sup>2</sup>.

Ausführliche Angaben über die Einzelheiten der Stahlkonstruktion und die Montage werden zum eingangs erwähnten Zeitpunkt folgen.

Ing. E. Gentilomo, Wien.

**Die Bindung an Kostenvoranschläge.** Nachdem in Heft 22 dieser Zeitschrift, 1930, S. 263 ein Aufsatz über die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge erschienen ist, sollen die nachstehenden Darlegungen über die bindende Kraft der den Verträgen zugrunde gelegten Kostenvoranschläge unterrichten. Beide Aufsätze stellen das Recht des Kostenvoranschlags vollständig dar.

Außer Streitigkeiten bezüglich der Frage der Vergütung von Kostenvoranschlägen kommen in der Praxis des gewerblichen Lebens häufig Zweifelsfragen darüber vor, ob der Unternehmer, welcher seinem mit dem Abnehmer geschlossenen Vertrag auf Lieferung eines bestimmten Werkes einen Kostenvoranschlag zugrunde gelegt hat, verpflichtet ist, sich bei Ausführung des Vertrages, d. h. bei Herstellung des Werkes, an seinen Kostenvoranschlag gebunden zu halten bzw. welche rechtlichen Folgen sich aus einer Überschreitung des Kostenvoranschlags in solchem Falle ergeben.

Die Handhabe für die Entscheidung einer ganzen Zahl solcher Fragen bildet zunächst § 650 des Bürgerlichen Gesetzbuches. Darin ist bestimmt:

„Ist dem Vertrag ein Kostenvoranschlag zugrunde gelegt worden, ohne daß der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit des Anschlags übernommen hat, und ergibt sich, daß das Werk nicht ohne eine wesentliche Überschreitung des Anschlags ausführbar ist, so steht dem Unternehmer, wenn der Besteller den Vertrag aus diesem Grunde kündigt, nur der im § 645 Abs. 1 bestimmte Anspruch zu.“

Ist eine solche Überschreitung des Anschlags zu erwarten, so hat der Unternehmer dem Besteller unverzüglich Anzeige zu machen.“

Was unter einem „Kostenvoranschlag“ zu verstehen ist, ist in § 650 BGB nicht gesagt, aber auch an keiner anderen Stelle gesetzlich bestimmt. Ganz allgemein ist unter Kostenvoranschlag eine Aufstellung über die mutmaßlichen Kosten der Ausführung des Werkes zu verstehen. Die gelegentlich im Schrifttum vertretene Ansicht, nach welcher ein wesentliches Merkmal des Kostenvoranschlags darin besteht, daß er eine endgültige und ausführliche, nach fachmännischen Gesichtspunkten orientierte Berechnung darstelle, ist deshalb abzulehnen, weil die Praxis auch eine Berechnung als Kostenanschlag bezeichnet und behandelt, die weder endgültig noch auch ausführlich ist.

I. Die Bindung an den Kostenanschlag, wenn der Unternehmer keine Gewähr für dessen Richtigkeit übernommen hat.

a) Voraussetzung der Anwendbarkeit des § 650 BGB ist nach seinem Wortlaut zweierlei:

1. Der Kostenanschlag muß dem Werkvertrag „zugrunde gelegt“ worden sein. Das ist dann der Fall, wenn im Vertrage ausdrücklich auf den Kostenanschlag als Teilinhalt des Vertrages Bezug genommen wird. Es ist aber — mangels einer solchen ausdrücklichen Verweisung — auch stets dann als gegeben anzunehmen, wenn der Kostenanschlag erweislich ein Motiv zum Vertragsabschluß, insbesondere zur Preisfestsetzung geworden ist.

2. Die zweite Voraussetzung der Anwendbarkeit des § 650 BGB ist, daß der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit des Anschlags übernommen hat. Hat nämlich der Unternehmer die Garantie dafür übernommen, daß die Ausführung des Werkes keine höheren Kosten verursachen wird, als er sie in seinem Kostenanschlag berechnet hat, so liegt ein Fall vor, der nicht dem § 650 BGB untergeordnet werden kann und der daher gesondert zu betrachten ist (vgl. nachstehend II). Diese zweite Voraussetzung hat zur Folge, daß dem § 650 BGB nur solche Fälle untergeordnet werden können, in denen keine Vereinbarung einer festen Vergütung für die Herstellung des Werkes getroffen worden ist.

b) Ist der Kostenanschlag zwar im Vertrage zugrunde gelegt, hat aber der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit übernommen, liegt also ein dem § 650 BGB zu unterstellender Fall vor, so ergibt sich folgende Rechtslage:

1. Der Kostenvoranschlag stellt (wie die Entscheidung des OLG Nürnberg vom 30. 12. 1929, Jur. Wochenschrift 1930, S. 1081 ff., besonders klar ausgeführt, auch schon OLG Dresden vom 11. 6. 1906, OLG Bd. 17, S. 427 ff., dargelegt hat) lediglich ein Gutachten dar, einen Wirtschaftsplan, der für den Besteller einen Überblick über die mutmaßlichen Kosten und für den Hersteller des Werkes einen Leitfaden bei der Herstellung bildet. Wenn nichts anderes vereinbart ist, kann der Unternehmer in diesem Falle den wirklichen Betrag seiner Kosten fordern, auch wenn sie den veranschlagten Betrag übersteigen, aber andererseits die wirklichen Kosten auch nur dann, wenn sie unter dem veranschlagten Betrage verbleiben.

2. Ergibt sich bei Ausführung des Werkes eine wesentliche Überschreitung des Kostenanschlags<sup>1)</sup>, so kann der Besteller den Vertrag kündigen. Ein allgemeines Kündigungsrecht des Bestellers enthält schon § 649 BGB (vgl. d 2). Darüber hinaus bestimmt § 650 BGB für diesen Fall, daß bei Kündigung des Vertrages aus dem Grunde einer wesent-

<sup>1)</sup> Welcher Begriff vom Gesetz nicht bestimmt ist, so daß darüber, ob eine „wesentliche“ Überschreitung des Kostenanschlags vorliegt, die tatsächlichen Verhältnisse entscheiden.

lichen Überschreitung des Kostenanschlags dem Unternehmer nicht ein Anspruch auf die ganze Vergütung, sondern nur ein beschränkter Anspruch, nämlich ein Anspruch auf einen Teil der Vergütung zusteht, der der geleisteten Arbeit und den in der Vergütung nicht inbegriffenen Auslagen entspricht (wie es § 645 Abs. 1 für den Fall des Eintretens eines Mangels vor der Abnahme des Werkes vorsieht).

c) Nach Abs. 2 des § 650 BGB ist der Unternehmer verpflichtet, dem Besteller unverzüglich (d. h. ohne schuldhaftes Zögern: § 121 BGB) Anzeige zu machen, wenn eine Überschreitung des Anschlags zu erwarten ist (d. h. eine Überschreitung der aus der Addition aller Einzelsummen des Voranschlags sich ergebenden Endsumme; denn nur auf diese kommt es an, vgl. OLG Hamburg vom 22. 9. 1915, OLGR Bd. 34, S. 42). Diese Anzeige, auf welche sich der Besteller nicht zu erklären braucht, kann bis zur Kündigung widerrufen werden.

Unterläßt der Unternehmer die ihm nach § 650 Abs. 2 BGB obliegende Anzeige, so ist er dem Besteller für denjenigen Schaden verantwortlich, der ihm daraus entsteht, daß er infolge jener Unterlassung seine Rechte nicht rechtzeitig durch Kündigung wahren konnte (OLG Köln in Puchelt's Zeitschrift Bd. 35, S. 459). Gleiches gilt bezüglich der Schadensersatzpflicht des Unternehmers bei schuldhafter Verzögerung der Anzeige. Diese Schadensersatzpflicht des Unternehmers entfällt aber trotz Unterlassen oder Verzögern der Anzeige, wenn der Besteller auf andere Weise Kenntnis von der zu erwartenden Überschreitung des Kostenanschlags hat oder haben mußte (§ 254 BGB).

d) Im einzelnen sei noch auf folgendes hingewiesen:

1. Die vorstehend angegebenen Rechtswirkungen treten ein ohne Rücksicht darauf, wer den Kostenanschlag angefertigt hat.

2. Wenn sich der Besteller auf § 650 BGB berufen will, hat er zu beweisen, daß die Kündigung nur aus dem Grunde der Kostenüberschreitung erfolgt. Erfolgt die Kündigung aus anderen Gründen, so kann sich der Besteller nicht auf die für ihn günstige Beschränkung der Ansprüche des Unternehmers in § 650 BGB berufen, sondern muß sich auf § 649 stützen, welcher bestimmt: „Der Besteller kann bis zur Vollendung des Werkes jederzeit den Vertrag kündigen. Kündigt der Besteller, so ist der Unternehmer berechtigt, die vereinbarte Vergütung zu verlangen; er muß sich jedoch dasjenige anrechnen lassen, was er infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erwirbt oder zu erwerben böswillig unterläßt.“ Die Lage des Unternehmers ist also dann eine günstigere, sofern er im Falle des § 649 BGB den Anspruch auf Zahlung der vollen vereinbarten Werklohnvergütung hat.

3. Da § 650 BGB kein Verschulden des Unternehmers voraussetzt, ist es belanglos, aus welchem Grunde die Überschreitung des Kostenanschlags erfolgt. Insbesondere bleibt § 650 BGB anwendbar, wenn die Überschreitung auf zufälligen, von der Gewalt des Unternehmers unabhängigen Tatsachen (z. B. auf einem Steigen der Materialpreise oder Arbeitslöhne) beruht. Die Überschreitung einzelner Teilbeträge gibt dann kein Kündigungsrecht, wenn sie (infolge entsprechender Überschreitung anderer Posten des Voranschlags) auf die Endsumme ohne Einfluß ist. Ebenfalls entfällt das Kündigungsrecht, wenn sich der Besteller mit der zu erwartenden Überschreitung ausdrücklich oder mittelbar (durch Gestattung von Übertragungen zwischen den einzelnen Posten des Voranschlags) einverstanden erklärt (vgl. OLG Marienwerder vom 9. 2. 1900, Seufferts Archiv Bd. 55, Nr. 200).

4. Wenn den Unternehmer ein Verschulden trifft, so ist er nach Maßgabe der allgemeinen Vorschriften des bürgerlichen Rechts (§ 276 ff. BGB) schadensersatzpflichtig. Und zwar haftet der Unternehmer dem Besteller auch im Falle einer Fahrlässigkeit bei Aufstellung des Anschlags. Da diese Haftung nicht aus dem besonderen Vertragsverhältnisse, sondern schon allgemein aus einem Verschulden beim Vertragsschluß folgt (vgl. RGZ 95, 58; 97, 327 usw.), kann sie vertraglich nicht rechtswirksam ausgeschlossen werden.

5. Der Besteller kann auf das ihm in § 650 BGB zugestandene Kündigungsrecht rechtswirksam verzichten. Ein solcher Verzicht wird wirkungslos, es entstehen also trotz seiner Erklärung die Rechte des Bestellers aus § 650 BGB im vollen Umfange wieder, wenn der Unternehmer den Kostenanschlag arglistig überschreitet.

II. Die Bindung an den Kostenanschlag, wenn der Unternehmer Gewähr für dessen Richtigkeit übernommen hat.

a) Wie schon angedeutet wurde (vgl. I a 2), können dem § 650 BGB Fälle nicht untergeordnet werden, in welchen der Unternehmer die Garantie dafür übernommen hat, daß die Ausführung des Werkes keine höheren Kosten verursachen wird, als er sie in seinem Kostenanschlag berechnet hat. Hat der Unternehmer eine solche Garantie übernommen, so ist er an seine Zusage gebunden. Allerdings sind noch zwei Unterfälle<sup>2)</sup> zu unterscheiden:

1. Mit der Übernahme jener Garantie (d. h. der Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlags) ist nicht notwendig die Vereinbarung einer festen Vergütung (Fest-, Pauschal- oder Akkordpreis) verbunden. Ist eine solche Vereinbarung bezüglich eines Pauschalpreises nicht getroffen worden, hat dagegen der Unternehmer jene Garantie gegeben, so ist die Vergütung nach dem Inhalt des Vertrages zu bestimmen,

<sup>2)</sup> Unter die nachstehend geschilderten Fälle gehört auch eine Verpflichtung eines Architekten auf Innehaltung eines Kostenanschlags, selbst wenn kein Werkvertrag, sondern ein Dienstvertrag mit den Rechten und Pflichten des sogenannten Architektenvertrages (RGZ 63, 313; 86, 75) besteht (RG vom 23. 9. 1912, „Recht“ 1920, Nr. 382).

d. h. nach den wirklichen Leistungen und Lieferungen des Unternehmers, deren Preis nach den Einheitspreisen des Kostenanschlages oder nach den üblichen (angemessenen) Preisen zu berechnen ist. Die Übernahme der Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages hat aber die Wirkung einer Begrenzung der Vergütung nach oben, indem der Unternehmer dafür haftet, daß die von ihm in seinem Kostenanschlag berechneten Preise (ebenso wie die Maße, Mengen und Gewichte) nicht überschritten werden.

2. Ist dagegen dem Verträge ein Kostenanschlag zugrunde gelegt worden und ein Pauschalpreis vereinbart worden, so hat der Unternehmer damit stets und bedingungslos die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlages übernommen, aber mit der verstärkten Wirkung gegenüber dem zu 1. erörterten Falle, daß die Kosten durch die vereinbarte Vergütung nach oben und unten rechtsverbindlich begrenzt sind. Man spricht in diesem Falle von einem Kostenanschlag von spekulativem Charakter. Der Unternehmer will nicht für die Übereinstimmung der berechneten mit den später tatsächlich entstandenen Kosten des Werkes haften, sondern beide Parteien wollen vereinbaren, daß — ohne Rücksicht auf die tatsächlich entstehenden Kosten — die im Voranschlag angegebene Endsumme vom Besteller zu zahlen ist. Der Unternehmer kann also auch dann nur den im Kostenvoranschlag berechneten Betrag fordern, wenn er — ohne Schuld des Bestellers — den Anschlag überschreitet (vgl. Fischer, „Recht“ 1912, S. 760 ff. sowie OLG Bd. 17, S. 427). Der Unternehmer kann vielmehr nur dann eine Erhöhung der vereinbarten Akkordsumme fordern, wenn er den Nachweis erbringt, daß die erforderlichen Mehrarbeiten als nicht ursprünglich in die veranschlagte Summe einkalkuliert zu gelten haben (OLG Marienwerder, Seufferts Archiv Bd. 55, Nr. 200). Andererseits kann bei diesem Falle der Unternehmer die volle Vergütung auch dann verlangen, wenn er das Werk — bei Verwendung von Stoffen, die mit den ursprünglich dem Kostenanschlag zugrunde gelegten gleichwertig sind — billiger herstellen konnte, als es der Kostenanschlag vorhersah.

Verwendet der Unternehmer jedoch geringwertigere Stoffe, so muß er sich eine entsprechende Kürzung der Akkordsumme gefallen lassen (OLG Bd. 22, S. 314; „Recht“ 1910, Nr. 2812; RG vom 23. 9. 1929 in „Recht“ 1920, Nr. 382).

b) Wenn ein Fall der vorstehend geschilderten Art vorliegt, also § 650 BGB unanwendbar ist, entfällt selbstverständlich für den Unternehmer auch die ihm aus § 650, Abs. 2 BGB obliegende Anzeigepflicht, die nur dann besteht, wenn der Unternehmer keine Garantie für die Innehaltung des Kostenanschlages übernommen hat (vgl. dazu OLG Rostock vom 19. 11. 1909, OLGR Bd. 22, S. 314).

c) Auch wenn auf Grund eines Kostenanschlages, für dessen Innehaltung der Unternehmer Gewähr übernommen hat, zu einem festen Gesamtpreis bestellt ist, kann der Unternehmer vom Besteller dennoch Kosten für Abänderungen infolge baupolizeilicher Erinnerungen verlangen (OLG, Bd. 22, S. 314).

d) Wenn der Unternehmer die Garantie für die Richtigkeit des Kostenanschlages übernommen hat, können beide Parteien den Vertrag wegen Irrtums anfechten, sofern die für eine solche Anfechtung geltenden gesetzlichen Voraussetzungen zutreffen.

1. Eine derartige Anfechtung ist zulässig, „wenn die Kalkulation zum Gegenstand der entscheidenden Vertragsverhandlungen gemacht wurde und der geforderte Preis erkennbar als ein auf dieser Kalkulation beruhender bezeichnet worden“ (RG 101, 108 = JW. 1921, 826; 105, 404 = JW. 1923, 824). Diese Voraussetzung ist, wenn der einem Bauverträge zugrunde gelegte KA. einen Berechnungsirrtum enthält, regelmäßig gegeben. Die Anfechtung aus § 119 BGB ist aber nicht wegen eines jeden derartigen Rechnungsirrtums möglich. Vielmehr bedarf es der weiteren Prüfung, ob der anfechtende Vertragsteil bei Kenntnis der Sachlage und bei verständiger Würdigung des Falles den Vertrag zu dem vereinbarten Preise nicht abgeschlossen hätte, ob also sein Irrtum sowohl objektiv wie subjektiv erheblich war (§ 119 BGB). (Siehe in JW. 1930, S. 1083, Anm. zu Nr. 6.)

2. Allerdings reicht . . . ein Kalkulationsirrtum regelmäßig nicht aus, die Voraussetzungen des § 119 BGB zu erfüllen, da er regelmäßig nicht die rechtsgeschäftliche Erklärung selbst berührt, sondern nur Umstände, die dieser vorausgegangen sind, und damit nur den Beweggrund betrifft. Hierin tritt jedoch, wie das Reichsgericht schon mehrfach anerkannt hat, eine Änderung ein, wenn die Kalkulation zum Gegenstand der entscheidenden Vertragsverhandlungen gemacht wurde und der geforderte Verkaufspreis erkennbar als ein auf ihn beruhender bezeichnet worden ist; denn der Inhalt der Erklärung umfaßt dann auch die Preisberechnung (RGZ 101, 108; vgl. auch RGZ 64, 268; 90, 272; 94, 67).

e) Auch wenn der zu a) erörterte Fall vorliegt, kann der Besteller den Vertrag kündigen, jedoch nicht aus § 650 BGB, sondern nur aus § 649 BGB. D. h. auch wenn der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages übernommen hat, steht dem Besteller ein Kündigungsrecht zu, sofern das Werk noch nicht hergestellt ist. Der Besteller muß dann aber die vereinbarte Vergütung zahlen, abzüglich jener Beträge, welche der Unternehmer infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart hat oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erworben hat oder zu erwerben böswillig unterlassen hat. Wie schon zu Id 2 dargelegt worden ist, ist die Lage des Unternehmers günstiger, wenn er die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlages übernommen hat. Für das Kündigungsrecht des Bestellers aus § 649 BGB, das als ein unbedingtes, nicht das Vorliegen eines vom Unternehmer zu vertretenden Verschuldens voraussetzt, ist es belanglos, ob eine Überschreitung des Kostenanschlages vorliegt oder nicht, d. h. dieses Kündigungsrecht des Bestellers besteht auch dann, wenn eine solche Über-

schreitung nicht vorliegt. Liegt sie vor und beruht sie auf einem Verschulden des Unternehmers, so ist dieser dem Besteller schadensersatzpflichtig, der Besteller kann also dann dem Werklohnanspruch des Unternehmers aus § 649 BGB (in voller Höhe) seinen durch schuldhaftes Überschreiten des Kostenanschlages durch den Unternehmer entstandenen Schadensersatzanspruch im Wege der Aufrechnung entgegenstellen. Günstigstenfalls kann — nach Lage der Dinge — der Schadensersatzanspruch des Bestellers sogar den Werklohnanspruch des Unternehmers übersteigen.

### III. Ergebnis.

Zusammenfassend läßt sich daher folgendes sagen:

a) Übernimmt der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlages, so hat er folgende Vorteile und Nachteile:

1. Vorteile: α) Der Unternehmer hat die Chance, mit geringeren Preisen und Leistungen auszukommen, als er sie im Kostenanschlag berechnet hat. Eine Minderung der Vergütung ist nach den angeführten Entscheidungen nicht zulässig. Vielmehr fällt der so entstehende Gewinn ungekürzt dem Unternehmer zu, der Besteller kann diesen Gewinn weder ganz noch auch zu einem Teil für sich beanspruchen, hat vielmehr die vereinbarte Vergütung in voller Höhe zu zahlen.

β) Kündigt der Besteller, was er nach § 649 BGB vor Fertigstellung des Werkes ohne Angabe von Gründen stets kann, so kann der Unternehmer den vollen Werklohn fordern (lediglich abzüglich dessen, was er infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart, oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erwirbt, oder zu erwerben böswillig unterläßt).

2. Nachteile. Die Nachteile des Unternehmers bestehen darin, daß er auch dann nur die vereinbarte Vergütung fordern kann, wenn die Ausführung des Werkes teurer wird, als er veranschlagt hatte.

b) Übernimmt der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit des Kostenvoranschlages, so entfallen für ihn sowohl die positive Chance (vgl. a 1 α) als auch die negative (vgl. a 2), und an die Stelle des Anspruchs auf den vollen Werklohn abzüglich der erwähnten Ersparnisse (vgl. a 1 β) tritt, wenn der Besteller aus dem Grunde der Überschreitung des Kostenanschlages kündigt, nur der Anspruch aus § 645 Abs. 1 BGB, d. h. der Unternehmer kann nur einen der geleisteten Arbeit entsprechenden Teil der Vergütung und Ersatz der in der Vergütung (eventuell) nicht begriffenen Auslagen verlangen. Andererseits hat der Unternehmer Aussicht, daß der Besteller nicht kündigt und also die wirklichen Kosten bezahlt, auch wenn sie den Voranschlag überschreiten. Dr. Spohr, Kiel.

**Baumesse-Versuchssiedlung in Leipzig.** Nachfolgend sollen die wichtigsten Angaben über das Stahlskelettwohnhaus der Baumesse-Versuchssiedlung Leipzig wiedergegeben werden, die bekanntlich außerdem ein Eisenbeton-, Holzskelett- und Ziegelwohnhaus umfaßt.

Begonnen wurde mit diesem Bau am 1. September 1930. Das Stahlskelett war in fünf Wochen errichtet; am 25. Oktober war die Ausfachung beendet. Mit Rücksicht auf die 26 cm starken Wände durften die Skelettstützen, die beiderseits noch von etwa 6 cm starken Platten überdeckt werden, nicht über ein Breitenmaß von 12 cm in der Wandrichtung hinausgehen. Daraus ist die verhältnismäßig enge Stützenaufteilung von 2,55 bzw. 2,80 m erklärlich. Im Innern des Gebäudes ist die Stützenaufteilung ähnlich. Die Stützenstärke beträgt nur 8 cm. Der Stahlskelett-Siedlungsblock ist ebenso wie die anderen drei Wohnblocks 60 m lang und 8,60 m breit. Jeder Block besteht aus drei Häusern.

Drei Geschosse über dem Erdgeschoß mußten mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringen Breiten zur Aufnahme der Windkräfte in den Trennwänden der einzelnen Hausteile Windverbände erhalten. Das Deckengerippe besteht aus Trägern I 12 mit einem Abstand von 1,4 m. Zur Abdeckung wurden Zementdielen, Bimsbeton-Hohlsteine Remy und Wenko-Hohlsteine stockwerkweise verwendet. Die Treppen sind ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt. Das Dach des Stahlskelettbaues erhielt nach Fertigstellung der Bimsbetondecke einen Auftrag von Estrich, weiterhin eine Eindeckung mit doppellageriger teerfreier Pappe, die mit einer Bitumenklebmasse überzogen ist. Von sämtlichen Wohnblocks hat nur der Stahlskelettbau ein flaches Dach.

Das Stahlskelett eines Hauses wurde mit Lonnwitz Steinen von 44 × 26 × 8 cm Größe ausgefacht. Im Kellergeschoß wurden für die Wände drei Reihen dieser Platten benutzt, so daß unterhalb des Terrains 35 cm starke Mauern entstanden sind. Die Zwischenräume der Platten wurden so ausgefüllt, daß gewissermaßen Vollmauerwerk entstanden ist. Die Außenwände der Geschosse wurden mit zwei Reihen dieser Platten aus gebranntem porösen Tonstein gebildet, die einen Abstand von 10 cm haben. Die Säulen und Riegel wurden vollständig ummauert. Das zweite Haus wurde in gleicher Weise mit Jurko-Material ausgefacht. Die Ausfachungssteine des dritten Hauses, die von den Mitteldeutschen Ton- und Kohlenwerken G. m. b. H. geliefert wurden, sind 25 × 25 × 6,5 cm groß, die in der Mitte durch einen Steg von 12 × 13 cm Querschnitt verstärkt sind. Im Kellergeschoß werden diese Steine zu 36 cm starken Wänden zusammen mit porösen Ziegeln in Normalformat aufgebaut. Die oberen Geschosse haben 27 cm starke Mauern erhalten.

**INHALT:** Beitrag zur Theorie welligespannter Brückenbögen mit Kämpfergelenken. — Das Städtische Elektrizitätswerk Nord II in Amsterdam. — Nuevo Teatro, Bogota (Columbien). — Autohalle des Verwaltungsgebäudes der Outehöfnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen I. Rhld. — Neue Glets- und Straßenüberdachung auf der Columbuskaje in Bremerhaven. — **Verschiedenes:** Der neue Zentralbahnhof in Mailand. — Die Bindung an Kostenvoranschläge. — Baumesse-Versuchssiedlung in Leipzig.

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.