

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, 4. September 1931

Heft 18

Formänderung eines kreisförmigen, auf ebener Unterlage aufruhenden Behälterbodens durch Flüssigkeitsdruck.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Im Zusammenhange mit der Berechnung achsensymmetrisch geformter Stahlbehälter mit ebenem, durchaus unterstütztem Boden wird die Verbiegung untersucht, welche der mit dem Mantel fest verbundene Behälterboden unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes erfährt; die Untersuchung wird für starre und für elastisch nachgiebige Unterlage durchgeführt. — Anwendungsbeispiel (kreisförmiger Behälter).

Die feste Verbindung zwischen Behältermantel und Boden, welche durch die Vernietung (Verschweißung) beider Bauteile entsteht, hat zur Folge, daß der ebene, durchaus unterstützte Behälterboden unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes gerecht und auch gebogen wird.

In meinem Aufsätze „Berechnung eines geschweißten Flüssigkeitsbehälters“¹⁾ habe ich ein Verfahren für die zusammenhängende Berechnung des Mantels und des durchaus unterstützten Bodens eines kreiszylindrischen Flüssigkeitsbehälters entwickelt; die Verbiegung der Bodenplatte ist aber nur näherungsweise, als Stabverformung, ermittelt worden, dem bestehenden Zusammenhange in der Stabquerrichtung habe ich bloß durch Einführung der ideellen Elastizitätsziffer $E' = E \frac{\nu^2}{\nu^2 - 1}$ (an Stelle E) Rechnung getragen.

Im folgenden soll nun der Spannungs- und Formänderungszustand der Bodenplatte eines achsensymmetrischen Behälters mit Hilfe der Platten-theorie genauer untersucht werden. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Bedingungen für den bestehenden Zusammenhang zwischen Mantel und Boden wieder nur für den Zusammenschluß der Mittelflächen derselben streng erfüllt werden brauchen (gleiche Drehungen der Endtangentialen des Radialschnittes der elastischen Flächen und übereinstimmende Formänderungswege der in der Verschneidungslinie der Mittelflächen zusammenfallenden Mantel- und Bodenpunkte). Vom Mantel werden dann auf den Boden nur radial gerichtete Zugkräfte und radiale Biegemomente, beide längs der Bodenberandung gleichförmig verteilt, übertragen. Die radialen Kräfte recken die Bodenplatte, die Momente verbiegen dieselbe; das Maß der Ausbiegung wird durch die gleichzeitige Einwirkung der Radialkräfte beeinflusst. Da aber diese radialen Zugkräfte im Vergleich zu den Biegegrandspannungen klein sind und auch die Ausbiegungen der Platte gegenüber der Plattendicke nur geringe Beträge erreichen, möge die getrennte Untersuchung der Reckung und Biegung und die nachträgliche Überlagerung der beiden Spannungszustände als zulässig betrachtet werden. Der Angriff der radialen Kräfte ist dann in bekannter Weise¹⁾ zu erledigen, so daß nur noch die Formänderung einer auf ebener Unterlage aufruhenden Kreisplatte, welche eine totale gleichförmige Oberflächenlast p trägt und längs ihrer Berandung von gleichförmig verteilten, radial gerichteten Momenten M ergriffen wird, zu bestimmen ist.

Nachdem die Formänderung der Platte von der Verformung der Unterlage abhängt, ist die vorliegende Aufgabe nicht allgemein lösbar. Es werden daher zwei Grenzfälle untersucht: starre Unterlage und elastisch nachgiebige Unterlage, wobei im zweiten Falle Anlage- und Lastverhältnisse vorausgesetzt werden, unter welchen ein Abheben der Platte von der Unterlage nicht mehr eintritt.

Meist ruht die Bodenplatte oder zumindest jener kreisringförmige Randstreifen derselben, der für die Verbiegung hauptsächlich in Frage kommt, unmittelbar auf einer biegeunelastischen Fundamentmauer auf. Bei der geringen Verformbarkeit dieses Mauerkörpers wird der für starre Unterlage errechnete Spannungszustand der Platte der Wirklichkeit schon

nahekommen. Liegt die Platte hingegen auf einer leicht verformbaren Unterlage auf, so ist die Berechnung nach dem zweiten Grenzfalle durchzuführen. Die Bodendrücke sind allerdings auch bei einer Unterlage mit höherem Verformungswiderstand nur bestimmbar, wenn die Nachgiebigkeit der Unterlage berücksichtigt wird.

1. Starre Unterlage.

Unter dieser Annahme ergibt die Biegungstheorie der Platten eine strenge Lösung, die meines Wissens noch nicht bekanntgeworden ist und die auf Grund folgender Überlegung gefunden wird:

Wenn am Ende R (Abb. 1) eines auf starrer Unterlage aufruhenden Stabes RO von der Länge l und dem Gewichte $g l$ ein Moment M einwirkt ($M < \frac{1}{2} g l^2$ vorausgesetzt), so hebt sich ein Teil RA des Stabes von der Unterlage ab und in A entsteht eine konzentrierte Auflagerkraft von der Größe $\frac{g l}{2} \frac{M}{l}$. Der Stabquerschnitt über A erfährt keine

Drehung und es treten in demselben auch keine Biegespannungen auf, so daß der Stabteil AO durch den Momentenangriff keine Verformung erleidet. Nun ist die Biegungstheorie der Platten auf ganz gleichartigen Annahmen aufgebaut wie jene der Stäbe. Die Biegungstheorie der Stäbe setzt z. B. voraus, daß die Stabquerschnitte bei der Biegung eben und senkrecht zur Stabachse verbleiben und daß alle Querschnittelemente

ihren Abstand von der Nulllinie unverändert beibehalten. Der Biegungstheorie der Platten liegt die Annahme zugrunde, daß die Normalen zur Mittelebene gerade und in senkrechter Lage zur Mittelfläche verbleiben und daß die Normalenpunkte ihren Abstand von der Mittelfläche nicht ändern. Ferner werden bei Stäben und Platten die von den Schub-

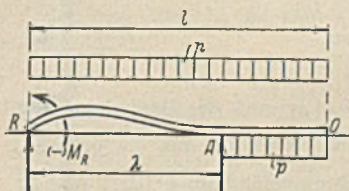


Abb. 1.
Stab auf starrer Unterlage.

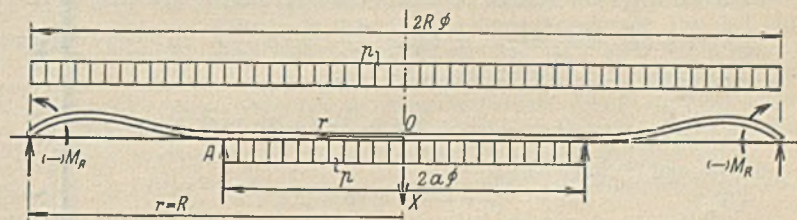


Abb. 2. Kreisplatte auf starrer Unterlage.

spannungen verursachten Krümmungen der Stabquerschnitte bzw. der Plattenormalen nicht berücksichtigt. Aus der Gleichartigkeit dieser grundlegenden Voraussetzungen der Stab- und Plattentheorie ist aber zu folgern, daß, ebenso wie beim Stab der Abb. 1, auch bei der auf starrer Unterlage aufruhenden, mit M und p belasteten Kreisplatte der Abb. 2, ein Teil der Platte unter der Einwirkung dieser Randmomente keine Verformung erleiden wird, sofern die Oberflächenlast p hinreichend groß ist. Betrachtet man nun eine kreisringförmige, an ihren Rändern unnachgiebig gestützte Platte, welche die totale gleichförmige Last p trägt und längs ihres äußeren Randkreises (Halbmesser R) von den gleichförmig verteilten Momenten M ergriffen wird, so muß es dann möglich sein, den Halbmesser a des inneren Randes so zu bestimmen, daß längs dieses Randes die lotrechten Verschiebungen ξ , die Drehungen

¹⁾ Stahlbau 1931, Heft 3.

der Plattennormalen $-\frac{d\xi}{dr}$ und die radialen Biegungsspannungen σ_r verschwinden, während gleichzeitig längs des gegebenen Außenrandes die Verschiebungen ξ zu Null werden und die Biegungsspannungen σ_r den angreifenden Momenten M das Gleichgewicht halten.

Die Gleichung der elastischen Fläche einer achsensymmetrisch gestützten und belasteten Kreisplatte, gültig für einen Plattenabschnitt mit unveränderlicher Last p , lautet²⁾:

$$(1) \quad \xi = c_0 + c_1 \lg(r) + c_2 r^2 + c_3 r^3 \lg(r) + k p r^4,$$

wobei

$$(2) \quad k = \frac{3(\nu^2 - 1)}{16 \nu^2 E \delta^3};$$

für die radiale und tangentielle Biegungsspannung eines Plattenelementes mit den Koordinaten r und x gelten die Beziehungen

$$(3) \quad \sigma_r = -\frac{2G}{(\nu - 1)} \cdot x \left(\nu \cdot \frac{d^2 \xi}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d \xi}{dr} \right), \text{ bzw.}$$

$$(4) \quad \sigma_t = -\frac{2G}{(\nu - 1)} \cdot x \left(\frac{\nu}{r} \cdot \frac{d \xi}{dr} + \frac{d^2 \xi}{dr^2} \right).$$

Ferner ist die Scherkraft t_r des zylindrischen Schnittes mit dem Halbmesser r , bezogen auf die Einheit des Schnittumfanges, gegeben durch

$$(5) \quad t_r = \frac{\nu G \delta^3}{6(\nu - 1)} \left(\frac{4c_3}{r} + 32 k p r \right).$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

ξ die zur X -Achse (Behälterachse) parallel, nach abwärts positiv gezählte Verschiebung eines beliebigen, im Abstände r von der X -Achse gelegenen Punktes der Mittelebene der Platte,

c_0 bis c_3 Festwerte,

ν die Poissonsche Konstante,

E den Elastizitätsmodul des Baustoffes der Platte, $G = \frac{\nu E}{2(\nu + 1)}$

den Gleitmodul desselben,

δ die als unveränderlich vorausgesetzte Plattenstärke.

Die gesamte lotrechte Belastung der Ringplatte, hervorgerufen durch den Flüssigkeitsdruck p (Eigengewicht der Platte eingerechnet), beträgt $p(R^2 - a^2)\pi$. Längs des inneren Randkreises mit dem erst zu bestimmenden Halbmesser a entsteht je Einheit Umfang die noch unbekannt Stützkraft t_a ; der Auflagerdruck längs des äußeren Randkreises, bezogen auf die Einheit des Umfanges, ist dann:

$$(6) \quad t_R = \frac{1}{2a} \cdot p(R^2 - a^2) - t_a,$$

wofür nach Gl. 5 auch

$$t_R = \frac{\nu G \delta^3}{6(\nu - 1)} \left(\frac{4c_3}{R} + 32 k p R \right)$$

erhalten wird. Die Gleichsetzung dieser Werte t_R führt mit (2), unter Verwendung der Hilfsgröße

$$(7) \quad x = \frac{2t_a}{a}, \text{ zu}$$

$$(8) \quad c_3 = -8 k a^2 (p + x).$$

Längs des inneren Plattenrandes ($r = a$) muß der Drehwinkel der Plattennormalen verschwinden: $-\frac{d\xi}{dr} = 0$. Wird $\frac{d\xi}{dr}$ aus (1) gebildet, $r = a$ gesetzt und für c_3 der Wert aus (8) eingeführt, so gelangt man zu

$$(9) \quad c_2 = -\frac{c_1}{2a^2} + 8 k a^2 (p + x) \lg(a) + 2 k a^2 (p + 2x).$$

Da ferner längs der inneren Berandung auch die Biegungsspannung σ_r verschwinden soll, muß für $r = a$, außer $\frac{d\xi}{dr}$, auch $\frac{d^2 \xi}{dr^2}$ zu Null werden (womit auch gleichzeitig σ_t verschwindet):

$$\left(\frac{d^2 \xi}{dr^2} \right)_{r=a} = 0 = -\frac{c_1}{a^2} + (2c_2 + 3c_3) + 2c_3 \lg(a) + 12 k p a^2;$$

mit (8) und (9) folgt daraus

$$(10) \quad c_1 = -4 k a^4 (p + 2x)$$

und damit wieder aus (9)

$$(11) \quad c_2 = 4 k a^2 (p + 2x) + 8 k a^2 (p + x) \lg(a).$$

Im Sinne der getroffenen Voraussetzungen müssen ferner die Verschiebungen ξ längs der beiden Randkreise verschwinden. Daher

$$(12a) \quad (\xi)_{r=R} = 0 = c_0 + c_1 \lg(R) + c_2 R^2 + c_3 R^3 \lg(R) + k p R^4$$

$$(12b) \quad (\xi)_{r=a} = 0 = c_0 + c_1 \lg(a) + c_2 a^2 + c_3 a^3 \lg(a) + k p a^4.$$

Die Konstante c_0 aus beiden Gleichungen eliminiert und für c_1 bis c_3 die Werte aus (8), (10) und (11) eingesetzt, erhält man

$$(13) \quad x = \frac{p}{8 a^2} \cdot \frac{4 a^2 (2 R^2 + a^2) \lg\left(\frac{R}{a}\right) - (R^4 + 4 R^2 a^2 - 5 a^4)}{(R^2 - a^2) - (R^2 + a^2) \lg\left(\frac{R}{a}\right)}$$

²⁾ Die Beziehungen 1 bis 5 sind aus „Drang und Zwang“, Bd. I, von Dr. A. Föppl und Dr. L. Föppl entnommen.

wofür auch mit

$$(14) \quad \frac{a}{R} = \alpha$$

$$(13a) \quad x = -\frac{p}{8 \alpha^2} \cdot \frac{(1 + 4 \alpha^2 - 5 \alpha^4) + 4 \alpha^2 (2 + \alpha^2) \lg(\alpha)}{(1 + \alpha^2) \lg(\alpha) + (1 - \alpha^2)},$$

geschrieben werden kann. Mit den bisherigen Ergebnissen werden die allgemeinen Ausdrücke für die Spannungs- und Formänderungsgrößen zunächst umgeformt:

Mit (8), (10) und (11), unter Einführung der Hilfsgröße

$$(14) \quad \frac{a}{r} = \rho,$$

gelangt man aus (1) und (12b) zu den Anschreibungen

$$(15) \quad \xi = k r^4 \left\{ p [(1 + 4 \rho^2 - 5 \rho^4) + 4 \rho^2 (2 + \rho^2) \lg(\rho)] + 8 \times \rho^2 [(1 - \rho^2) + (1 + \rho^2) \lg(\rho)] \right\} \text{ und}$$

$$(16) \quad \frac{d \xi}{dr} = 4 k r^3 \left\{ p [(1 - \rho^4) + 4 \rho^2 \lg(\rho)] + 2 \times \rho^2 [(1 - \rho^2) + 2 \lg(\rho)] \right\};$$

ferner entstehen aus (3) und (4) mit (8), (10) und (11) die folgenden Ausdrücke für die Biegungsspannungen:

$$(17) \quad \sigma_r = -\frac{8 G k r^2}{(\nu - 1)} \cdot x \left\{ p [4(\nu + 1) \rho^2 \lg(\rho) + \nu(3 - 4 \rho^2 + \rho^4) + (1 - \rho^4)] - 2 \times \rho^2 [(\nu - 1)(1 - \rho^2) - 2(\nu + 1) \lg(\rho)] \right\}$$

$$(17a) \quad \sigma_t = -\frac{8 G k r^2}{(\nu - 1)} \cdot x \left\{ p [4(\nu + 1) \rho^2 \lg(\rho) + (3 - 4 \rho^2 + \rho^4) + \nu(1 - \rho^4)] + 2 \times \rho^2 [(\nu - 1)(1 - \rho^2) + 2(\nu + 1) \lg(\rho)] \right\}.$$

Für $r = a$ wird ρ zu α und man erhält mit (13a)

aus (16):

$$(16a) \quad \left(\frac{d \xi}{dr} \right)_{r=R} = k p R^3 \cdot \frac{(3 - 7 \alpha^2 + 5 \alpha^4 - \alpha^6) + (2 + 4 \alpha^2 - 6 \alpha^4) \lg(\alpha) + 8 \alpha^4 \lg^2(\alpha)}{(1 - \alpha^2) + (1 + \alpha^2) \lg(\alpha)}.$$

Der Ansatz der letzten Randbedingung, nach welcher längs des äußeren Plattenrandes $r = R$ die Biegungsspannungen σ_r den angreifenden Momenten M das Gleichgewicht halten müssen, führt zu

$$M = -M_R = -\frac{\delta^2}{6} (\sigma_r)_{r=R}, \quad x = \frac{1}{2} \cdot \delta;$$

mit (16) entsteht hieraus

$$(18) \quad M_R = \frac{G R^2 k p \delta^3}{6(\nu - 1) [(1 - \alpha^2) + (1 + \alpha^2) \lg(\alpha)]} \left\{ \nu(-13 + 25 \alpha^2 - 11 \alpha^4 - \alpha^6) + (-3 + 7 \alpha^2 - 5 \alpha^4 + \alpha^6) - [\nu(10 + 12 \alpha^2 - 22 \alpha^4) + (2 + 4 \alpha^2 - 6 \alpha^4) \lg(\alpha) - 8(\nu + 1) \alpha^4 \lg^2(\alpha)] \right\}.$$

Aus Gl. 18 kann a bei gegebenem M_R gerechnet werden. Mit Rücksicht auf die Vorschreibungen, welche der Bestimmung von a zugrunde gelegt wurden, begrenzt der zylindrische Schnitt mit dem Halbmesser a jenen inneren Teil der Kreisplatte, der (bei der gegebenen Plattenbelastung p) unter der Einwirkung der Randmomente M keine Verformung erleidet. Da nach Ermittlung von a auch die Spannungs- und Formänderungsgrößen des äußeren Plattenteiles aus den abgeleiteten Beziehungen gerechnet werden können, ist somit die gestellte Aufgabe gelöst.

Für den Behälterboden ist M_R im allgemeinen nicht unmittelbar gegeben und die Bestimmungsgleichung für a ist erst aus den Übergangsbedingungen, welche mit Hilfe der Mantelgleichungen für den Zusammenschluß zwischen Mantel und Boden aufzustellen sind, zu entwickeln. Im Wege fortschreitender Elimination ist es immer möglich, aus diesen

Übergangsbedingungen eine Beziehung bloß zwischen M_R und $\left(\frac{d \xi}{dr} \right)_{r=R}$ zu erhalten. Aus dieser kann dann mit Hilfe von (16a) und (18) der Halbmesserwert a gerechnet werden.

Nun sind für Behälterböden die jeweiligen Verhältniszahlen α und daher auch alle Zahlen ρ des äußeren Plattenteiles von der Einheit wenig verschieden, so daß die abgeleiteten Ausdrücke der Spannungs- und Formänderungsgrößen für die zahlenmäßige Auswertung noch nicht geeignet sind und umgeformt werden müssen. Zu diesem Zwecke werden die Hilfsgrößen

$$(19) \quad \psi = 1 - \rho \quad \text{und} \quad \omega = 1 - \alpha$$

an Stelle von ρ und α eingeführt und für die natürlichen Logarithmen die wegen der Kleinheit von ψ und ω rasch konvergierenden Reihenentwicklungen

$$(20) \quad \lg(\rho) = -\left(\psi + \frac{\psi^2}{2} + \frac{\psi^3}{3} + \dots \right) \text{ und}$$

$$(21) \quad \lg(\alpha) = -\left(\omega + \frac{\omega^2}{2} + \frac{\omega^3}{3} + \dots \right)$$

verwendet. Man erhält dann z. B.

$$(13b) \quad x = \frac{p \omega}{8(1 - \omega)^2} \cdot \frac{8 - \frac{16}{5} \cdot \omega - \frac{4}{5} \cdot \omega^2 - \frac{12}{35} \cdot \omega^3 - \frac{13}{70} \cdot \omega^4 - \dots}{2 + \omega + \frac{7}{10} \cdot \omega^2 + \frac{11}{20} \cdot \omega^3 + \frac{16}{35} \cdot \omega^4 + \dots}$$

aus (15)

$$(15b) \quad \xi_r = 4 k r^4 \psi^3 \left\{ p \psi \left(\frac{2}{3} - \frac{4}{15} \cdot \psi - \frac{1}{15} \cdot \psi^2 - \frac{1}{35} \cdot \psi^3 - \dots \right) - 2 \times \left(\frac{2}{3} - \psi + \frac{7}{30} \cdot \psi^2 + \frac{1}{20} \cdot \psi^3 + \frac{2}{105} \cdot \psi^4 \dots \right) \right\}$$

aus (16a)

$$(16b) \quad \left(\frac{d\xi}{dr} \right)_{r=R} = k p R^3 \omega^3 \cdot \frac{16 + \frac{16}{5} \cdot \omega + \frac{84}{35} \cdot \omega^2 + \frac{72}{35} \cdot \omega^3 + \frac{321}{175} \cdot \omega^4 + \dots}{6 + 3\omega + \frac{21}{10} \cdot \omega^2 + \frac{33}{20} \cdot \omega^3 + \frac{48}{35} \cdot \omega^4 + \dots}$$

aus (18)

$$(18a) \quad M_R = - \frac{G R^2 k p \delta^3 \omega^2}{21} \cdot \frac{320 + \frac{112}{3} \cdot \omega + \frac{688}{15} \cdot \omega^2 + \frac{2808}{70} \cdot \omega^3 + \dots}{4 + 2\omega + \frac{7}{5} \cdot \omega^2 + \frac{11}{10} \cdot \omega^3 + \frac{32}{35} \cdot \omega^4 + \dots}$$

Anwendungsbeispiel: Gegeben ein kreiszylindrischer Flüssigkeitsbehälter von 12 m Höhe und 12 m Durchmesser. Die Wandstärke des untersten der 2 m hohen Mantelschüsse beträgt 0,8 cm, die Bodenbleche sind 0,7 cm stark. Das Füllgut besitzt ein Raumgewicht von 1,4 t/m³. Die unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes entstehende Verformung des ebenen, durchaus unterstützten Behälterbodens ist für starre Bodenunterlage zu ermitteln.

Die Belastung der Bodenplatte beträgt dann, einschließlich Eigengewicht der Platte, $p = 1,74 \text{ kg/cm}^2$.

Festwerte des Mantels (vgl. Aufsatz Fußnote 1): $H = 1200 \text{ cm}$, Schußhöhe $h = 200 \text{ cm}$, $\gamma = 0,0014$, $\delta_u = 0,8 \text{ cm}$, $J_u = \frac{1}{12} \cdot 0,8 \text{ cm}^4$, $R = 600 \text{ cm}$;

$$n = \sqrt{\frac{4 J_u R^2}{F_u}} = 16,6468 \text{ cm}, \quad m = \frac{E' \delta}{\gamma R^2 n} = 220,042 \text{ cm}^{-1}$$

Festwerte für den Boden:

$\delta = 0,7 \text{ cm}$, $J = \frac{1}{12} \cdot 0,7 \text{ cm}^4$, $k = \frac{3}{16} \cdot \frac{1}{E' \delta} = 0,2369 \cdot 10^{-6}$, $k p R^3 = 89,0292$,

$\frac{G R^2 k p \delta^3}{21} = 1957,52$; daher

$$(18b) \quad M_R = - 1957,52 \omega^2 \cdot \frac{320 + \frac{112}{3} \cdot \omega + \frac{688}{15} \cdot \omega^2 + \dots}{4 + 2\omega + \frac{7}{5} \cdot \omega^2 + \frac{10}{11} \cdot \omega^3 + \dots}$$

aus (16b)

$$(16c) \quad \left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R = 89,0292 \omega^3 \cdot \frac{16 + \frac{16}{5} \cdot \omega + \frac{84}{35} \cdot \omega^2 + \frac{72}{35} \cdot \omega^3 + \dots}{6 + 3\omega + \frac{21}{10} \cdot \omega^2 + \frac{33}{20} \cdot \omega^3 + \dots}$$

$\frac{h}{n}$ des untersten Mantelschusses ist nach den Darlegungen des Aufsatzes Fußnote 1) genügend groß, um die dort entwickelten Näherungsgleichungen für den Mantelfuß

$$(22) \quad m n \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \cdot m n^2 \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + m y - \frac{H}{n} + 1 \quad \text{und}$$

$$(23) \quad m n^3 \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} = m n^2 \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} - 2 m y + 2 \cdot \frac{H}{n}$$

anwenden zu dürfen.

Bezeichnet wieder Q_0 die Querkraft des Mantelfußes, so gilt $Q_0 = E' J_u \cdot \frac{d^3 y}{dx^3}$ und es besteht zwischen diesen, auf die Bodenplatte radial einwirkenden Kräften Q_0 und der radialen Dehnung $J R$ der Platte von der Stärke δ die Beziehung

$$(24) \quad J R = y = \frac{Q_0 R}{\delta} \cdot \frac{(v-1)}{v} = E' J_u \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} \cdot \frac{R}{\delta} \cdot \frac{(v-1)}{v}$$

Die Bestimmungsgleichung für ω und damit für a wird aus (22), (23) und (24) nach Elimination von y und $\frac{d^3 y}{dx^3}$ erhalten. Da die Dehnung der Bodenbleche die Ergebnisse nur in geringem Maße beeinflusst, möge sie zur Abkürzung der Rechnung vernachlässigt werden; dann kann ω unmittelbar aus (22) gerechnet werden. Mit $\frac{M_0}{E' J_u} = \frac{d^2 y}{dx^2} = 0,000 010 156 M_0$ und

$y = 0$ ergibt Gl. (22) $\frac{dy}{dx} - 0,000 084 535 M_0 + 0,019 405 = 0$; werden nun die Größen M_0 und $\frac{dy}{dx}$ des Mantelfußes durch die gleichartigen Größen

M_R und $\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R$ des Plattenrandes ersetzt, wobei im Sinne der getroffenen

Vorzeichenfestlegungen $-M_R$ an Stelle M_0 und $-\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R$ an Stelle $\frac{dy}{dx}$ zu treten haben (Abb. 3), so gelangt man zu $\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R - 0,000 084 535 M_R - 0,019 405 = 0$.

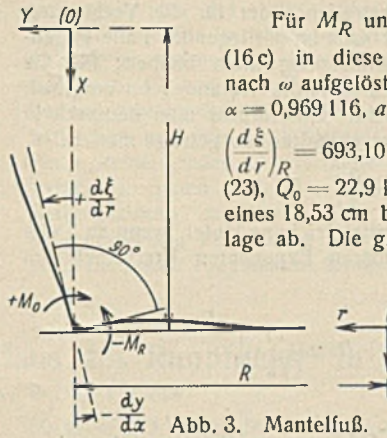


Abb. 3. Mantelfuß.

Für M_R und $\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R$ die Werte nach (18b) und (16c) in diese Gleichung eingesetzt und dieselbe nach ω aufgelöst, erhält man $\omega = 0,030 884$ und damit $\alpha = 0,969 116$, $a = 581,47 \text{ cm}$, $M_R = -147,6 \text{ kgcm/cm}$,

$\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R = 693,10 \cdot 10^{-5}$, $x = 0,027 813$ und schließlich, aus (23), $Q_0 = 22,9 \text{ kg/cm}$. Die Platte hebt sich nur längs eines 18,53 cm breiten Streifens von der starren Unterlage ab. Die größte Ausbiegung entsteht in 4,64 cm Entfernung vom äußeren Plattenrand und beträgt 0,14 mm (Abbild. 4). Aus x bestimmt sich der Auflagerdruck längs des Kreises a mit 8,1 kg/cm; der Auflagerdruck am äußeren Plattenrand beträgt dann 24,0 kg/cm.

Zum Vergleich wird noch die näherungsweise Berechnung nach Aufsatz Fußnote 1) durchgeführt:

Den Näherungswert $\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{3 E' J} \sqrt{\frac{M_0^3}{p}}$ in (22) eingesetzt, gelangt man zu $-0,000 084 535 M_0 + 0,019 405 = \frac{1}{197 885} \sqrt{\frac{M_0^3}{1,74}}$, woraus $M_0 = 148,0 \text{ kgcm/cm}$ und, mit (23), $Q_0 = 22,9 \text{ kg/cm}$ erhalten wird.

Zwischen den Ergebnissen der Näherungsberechnung und der Berechnung nach der Plattentheorie besteht in diesem Falle praktisch volle Übereinstimmung. Auch die Nachrechnung des im Aufsatz Fußnote 1) untersuchten, größeren Behälters (28,5 m ϕ) zeigt, daß die Ergebnisse beider Berechnungsarten wenig verschieden sind. Da die Anlage- und Belastungsverhältnisse der in Betracht stehenden Bauwerke meist derartige sind, daß die Plattenverblegungen sich nur auf einen im Vergleich zum Außenhalbmesser schmalen Plattenstreifen erstrecken, so wird im allgemeinen das vorerwähnte Näherungsverfahren zur Berechnung des Mantelfußes und der Bodenplatte völlig hinreichen. Damit ist aber auch die Möglichkeit gegeben, die Ausbildung des Mantelanschlusses (Art der Kräfteintragung), sowie die allfällige Verstärkung des Plattenrandes bei der Bestimmung der Bodenverformung zu berücksichtigen, ohne umfangreichere Berechnungen anstellen zu müssen.

II. Elastisch nachgiebige Unterlage.

In der Absicht, auf möglichst einfachem Wege eine Näherungslösung für den Spannungs- und Formänderungszustand der wieder mit p und M_R belasteten Kreisplatte herzuleiten, wird vorausgesetzt, daß die Oberflächenlast p hinreichend groß sei, um ein Abheben der Platte zu verhindern; gleichzeitig wird angenommen, daß zwischen der Einsenkung ξ der Unterlage und dem an gleicher Stelle wirksamen Bodendruck q die lineare Beziehung

$$(25) \quad \xi = \frac{1}{\beta} q$$

bestehe. β ist ein Festwert der Unterlage („Bettungsziffer“). Die Beziehung (25), welche für die schwimmende Platte strenge gilt, stellt bei fester Unterlage nur eine, je nach Beschaffenheit der Unterlage, mehr oder minder zutreffende Näherungsannahme dar, da ja die Einsenkung ξ nicht nur von dem an selben Orte wirkenden Bodendruck, sondern auch von den Drücken aller Nachbargebiete abhängig ist. Da jede schärfere Erfassung der Unterlagenverformung zu umständlichen Berechnungen führt, wird die einfache Beziehung (25), deren Anwendung sich bei der Berechnung der Oberbauschwellen bewährt hat, meist auch bei biegunstesten Unterlagen herangezogen (Verschraubungen im Holzbau, Betonpressungen längs einbetonierter Kragträgerenden, Druckverteilung unter Auflagerplatten usw.). Es war daher naheliegend, die Näherungsbeziehung (25) auch im vorliegenden Falle den Untersuchungen zugrunde zu legen.

Die Differentialgleichung der achsensymmetrisch belasteten Kreisplatte lautet allgemein

$$(26) \quad \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \right)^2 \xi = \frac{12(v^2 - 1)}{r^2 E \delta^3} \bar{p}^2;$$

\bar{p} bedeutet die resultierende Plattenbelastung, hier also

$$(27) \quad \bar{p} = p - q = p - \beta \xi.$$

Mit Einführung der Hilfsgröße

$$(28) \quad l = \sqrt{\frac{12(v^2 - 1)\beta}{r^2 E \delta^3}}$$

kann (26), nach Ausführung der angezeigten Differentiationen und unter Beachtung von (27), geschrieben werden

$$(26a) \quad \frac{d^4 \xi}{dr^4} + \frac{2}{r} \cdot \frac{d^3 \xi}{dr^3} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{d^2 \xi}{dr^2} + \frac{1}{r^3} \cdot \frac{d\xi}{dr} - l^4 \left(\frac{p}{\beta} - \xi \right) = 0.$$

*) S. Quellenangabe Fußnote 2).

Die Breite jenes ringförmigen Plattenstreifens, der für die Verbiegung hauptsächlich in Betracht kommt, wird auch im vorliegenden Falle gegenüber dem Plattenhalbmesser R verhältnismäßig klein bleiben; für die Elemente dieses Plattenbereiches werden daher die Abstände r im Vergleich zu den Verschiebungen ξ sehr groß sein. Unterdrückt man demnach in (26a) alle Glieder, welche r im Nenner enthalten, so gelangt man zu

$$(26b) \quad \frac{d^4 \xi}{dr^4} + l^2 \left(\xi - \frac{p}{\beta} \right) = 0.$$

Das vollständige Integral dieser Differentialgleichung lautet, wenn an Stelle der Exponentialfunktionen mit imaginären Exponenten Kreisfunktionen eingeführt werden,

$$(29) \quad \xi = \frac{p}{\beta} + e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left[A \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + B \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) \right] + e^{-\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left[C \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + D \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) \right].$$

Die elastische Fläche besteht aus konzentrischen Ringwellen. Im Randbereich der Platte stellt $e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}}$ eine sehr große Zahl dar, $e^{-\frac{lr}{\sqrt{2}}}$ ist daher sehr klein; da ferner die Ringwellen, wegen des nach innen zu abnehmenden Einflusses von M_R , gegen den Plattenmittelpunkt hin immer flacher werden müssen, können die Konstanten C bzw. D gegenüber A bzw. B nicht derart groß sein, daß im Randbereich der dritte Summand der rechten Seite von (29) noch einen wesentlichen Beitrag zu ξ ergeben würde. Mit Unterdrückung dieses Summanden entsteht aus (29) die vereinfachte Beziehung

$$(29a) \quad \xi = \frac{p}{\beta} + e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left[A \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + B \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) \right].$$

Die Konstanten A und B sind aus folgenden Randbedingungen bestimmbar: Bleibt die Eigengewichtslast, welche vom Mantelfuß auf die Bodenplatte übertragen wird, außer Betracht, so muß am Plattenrande $r=R$ die Scherkraft t_R verschwinden. Da die Scherkraft allgemein durch

$$(30) \quad t_r = -\frac{r^2 E}{(\nu^2 - 1)} \cdot \frac{\delta^3}{12} \cdot \frac{d}{dr} \left(\frac{d^2 \xi}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\xi}{dr} \right)$$

gegeben ist, muß daher für $r=R$

$$(31) \quad \frac{d}{dr} \left(\frac{d^2 \xi}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\xi}{dr} \right) = 0$$

bestehen. Aus (29a) erhält man zunächst

$$(32) \quad \frac{d\xi}{dr} = \frac{l}{\sqrt{2}} e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left[(A+B) \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + (B-A) \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) \right]$$

$$(33) \quad \frac{d^2 \xi}{dr^2} = l^2 e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left[-A \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + B \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) \right]$$

und damit aus (31), für $r=R$,

$$(34) \quad A \left\{ -\frac{l^2}{\sqrt{2}} \left[\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) + \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right] - \frac{l}{R} \sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right\} + \frac{1}{R^2 \sqrt{2}} \left[\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) - \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right] = B \left\{ \frac{l^2}{\sqrt{2}} \left[\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) - \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right] - \frac{l}{R} \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) + \frac{1}{R^2 \sqrt{2}} \left[\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) + \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right] \right\}$$

als erste Bestimmungsgleichung für die Konstanten.

Am Plattenrande $r=R$ müssen ferner die Biegungsspannungen σ_r , dem Moment M_r , das Gleichgewicht halten:

$$(35) \quad M_R = \frac{\delta^2}{6} (\sigma_r)_{r=R}, \quad x = \frac{1}{2} \delta.$$

Für σ_r gilt wieder die Gl. 3 und man erhält mit (32) und (33)

$$(35a) \quad M_R = -\frac{r G \delta^3}{6(\nu - 1)} l e^{\frac{lr}{\sqrt{2}}} \left\{ A \left[-r l \sin \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + \frac{1}{R \sqrt{2}} \left(-\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) + \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right) \right] + B \left[r l \cos \left(\frac{lr}{\sqrt{2}} \right) + \frac{1}{R \sqrt{2}} \left(\sin \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) + \cos \left(\frac{lR}{\sqrt{2}} \right) \right) \right] \right\}.$$

Ist M_R bekannt, so können aus (34) und (35a) die Konstanten A und B gerechnet werden. Für den Behälterboden ist M_R nicht unmittelbar gegeben; aus den Übergangsbedingungen für den Mantelfuß kann aber wieder eine Beziehung zwischen M_R und $\frac{d\xi}{dr}$ abgeleitet werden. Mit Einführung der

Werte für M_R aus (35a) und für $\frac{d\xi}{dr}$ aus (32) wird daraus wieder die zweite Bestimmungsgleichung für die Konstanten erhalten.

Anwendungsbeispiel: Unter der Annahme, daß die Bodenunterlage bei einer Pressung von 1 kg/cm^2 eine Einsenkung von $0,02 \text{ cm}$ erfährt, soll der im vorigen Abschnitt untersuchte Behälter von 12 m Höhe und $12 \text{ m } \phi$ nochmals durchgerechnet werden.

Mit $\beta = \frac{1}{0,02} = 50 \text{ kg/cm}^3$ wird $l = \sqrt[4]{\frac{12(\nu^2 - 1)\beta}{\nu^2 E \delta^3}} = 0,16593 \frac{lR}{\sqrt{2}} = 70,3971$, $\frac{p}{\beta} = \frac{1,74}{50} = 0,0348$, $e^{\frac{lR}{\sqrt{2}}} = 3,7417 \cdot 10^{30}$. Aus (34) entsteht $B = -1,8587 A$, und damit aus (35a) $M_R = +10152 A \cdot 10^{30}$, und aus (32), für $r=R=600 \text{ cm}$, $\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R = -1,3104 A \cdot 10^{30}$.

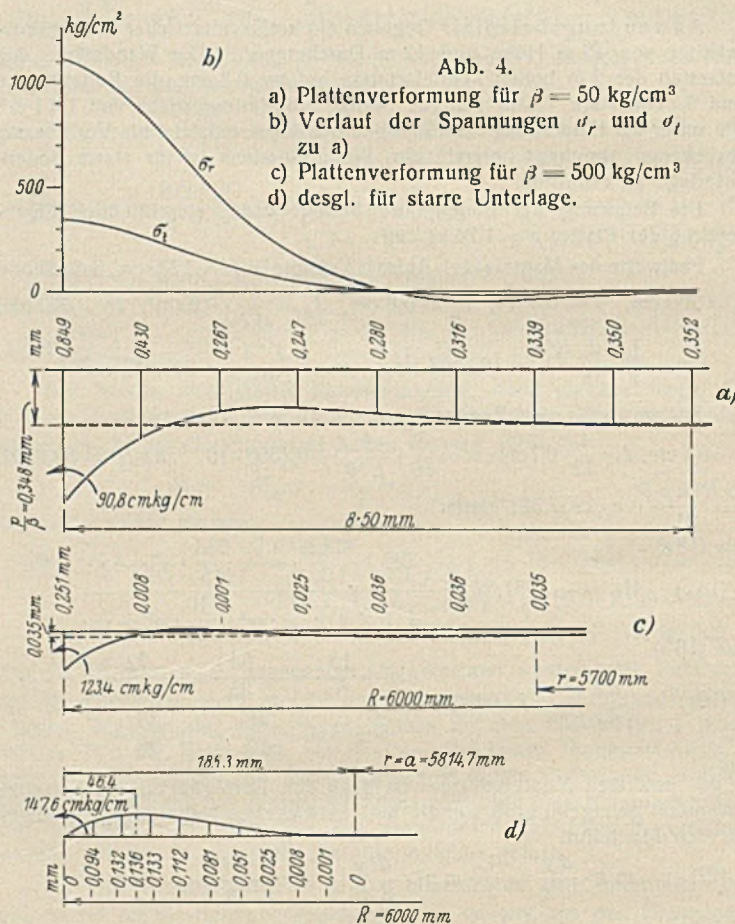


Abb. 4.
a) Plattenverformung für $\beta = 50 \text{ kg/cm}^3$
b) Verlauf der Spannungen σ_r und σ_t zu a)
c) Plattenverformung für $\beta = 500 \text{ kg/cm}^3$
d) desgl. für starre Unterlage.

Diese Werte für M_R und $\left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R$ in (22a) eingesetzt, ergibt $A = -0,00895 \cdot 10^{-30}$. Damit wird erhalten

$$M_R = -90,8 \text{ kgcm/cm}, \quad \left(\frac{d\xi}{dr} \right)_R = +1172 \cdot 10^{-5},$$

und aus (29a), als Einsenkung am Plattenrande, $\xi_R = 0,0849 \text{ cm}$, wovon der Betrag von $0,0348 \text{ cm}$ auf die lotrechte Plattenbelastung p entfällt. Größter Bodendruck $q_R = 4,2 \text{ kg/cm}^2$.

Abb. 4 zeigt einen Radialschnitt der elastischen Fläche und den Verlauf der radialen und tangentialen Biegungsspannungen. Zum Vergleich ist auch die für starre Unterlage errechnete Formänderung der Platte dargestellt.

Die außer Betracht gebliebenen Eigengewichtslasten, welche am Mantelfuß auf den Behälterboden einwirken, verursachen eine stärkere Verformung der Bodenplatte. Die Berücksichtigung dieser Lasten des Plattenrandes würde keine Schwierigkeiten bieten: bei der Bestimmung der Integrationskonstanten wäre bloß die Scherkraft für $r=R$ nicht gleich Null anzunehmen, sondern dieser Plattenbelastung je Einheit Umfang gleichzusetzen.

Die hier in Rechnung gestellte Bettungsziffer $\beta = 50 \text{ kg/cm}^3$, welche beispielsweise für unmittelbare Auflagerung des Behälters auf gewachsenem Boden gelten könnte, entspricht einer verhältnismäßig nachgiebigen Unterlage. Es sollen daher noch Rechnungsergebnisse, welche einer Unterlage mit größerem Verformungswiderstand zugehören, mitgeteilt werden:

Unter Zugrundelegung der Bettungsziffer $\beta = 500 \text{ kg/cm}^3$ führt die Durchrechnung desselben Behälters zu

$$M_R = -123,4 \text{ cm kg/cm}, \quad \left(\frac{d\xi}{dr}\right)_R = 898,10^{-5}, \quad \xi_R = 0,0251 \text{ cm}, \\ q_R = 12,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zugehörige Verformung des Behälterbodens ist in Abb. 4c dargestellt. Die Bettungsziffer $\beta = 500 \text{ kg/cm}^3$ ist mit diesem Betrage für das vorgesehene gemauerte Ringfundament, nach der Größe der elastischen Zusammendrückung desselben, geschätzt worden. Meist dürften den gemauerten Fundamenten noch höhere Bettungsziffern entsprechen; der

Geltungsbereich des entwickelten Berechnungsverfahrens für die Platte wird aber bereits im vorliegenden Falle überschritten. Wie nämlich aus Abb. 4c zu ersehen ist, hebt sich die Platte schon ein wenig von der Unterlage ab und die Rechnung würde für diesen Abschnitt negative Bodendrücke ergeben. Immerhin ist aber zu erkennen, daß zwischen dem wirklichen und dem nach Grenzfall I errechneten Spannungszustand der Platte keine großen Unterschiede mehr bestehen können, und daß besonders in jenen Fällen, in welchen den Fundamenten noch höhere Bettungsziffern zugehören, die für starre Unterlage durchgeführte näherungsweise Berechnung des Mantelanschlusses und der Bodenplatte zu brauchbaren Ergebnissen führen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlkonstruktion zum „Haus des Rundfunks“ in Berlin.

Von A. Dürbeck, Berlin - Pankow.

Zu den vielen Großbauten im Brennpunkte „Neu-Berlin“ am Reichskanzlerplatz, die den Verwendungszweck des Stahles in der mannigfachsten Art zeigen, ist im Januar d. J. ein neuer, besonders eigenartiger hinzugekommen, nämlich das „Haus des Rundfunks“ in Berlin-Westend in der Masurenallee. Zeigen die benachbarten Ausstellungshallen den Baustoff Stahl hauptsächlich als Überbrücker von großen Spannweiten und Räumen ohne Unterbrechungen mit größten Fensterflächen zur besten Hallenbeleuchtung, so findet im Rundfunkhaus der Stahl infolge der Verschiedenheit der einzelnen Baukörper im Geschosbau für Deckenträger und Stützen Verwendung, in den Hallenbauten für die Skelettkonstruktion zur Übertragung großer Lasten auch bei erheblichen Spannweiten unter besonderer Berücksichtigung der funktechnischen Bedingungen.

Diese letzteren Anforderungen und die gegebenen Straßenführungen haben nach den Entwürfen von Prof. H. Poelzig den Grundriß der Bauanlage nach Abb. 1 ergeben, dessen Hauptfront von 155,86 m Länge und 4 bzw. 5 Geschossen an der Masurenallee liegt mit bogenförmig ansetzenden Randblöcken von gleicher Geschoßanzahl an der Bredtschneiderstraße und einer Privatstraße. In diesen Randbauten sind die Büro- und Verwaltungsräume der Reichs-Rundfunk-Gesellschaft, der Funkstunde AG. und der Deutschen Welle G. m. b. H. untergebracht. Im Blockinneren liegen, gegen Straßenlärm geschützt, die drei Sendesäle, die unter sich und gegen die Randbauten gegen Schallübertragungen besonders isoliert sind und zu Aufnahme-, Regie- und Probezwecken dienen. Durch einen großen Lichthof hinter dem Haupteingang ist eine gemeinsame Verbindung der einzelnen Baulichkeiten unter sich in den verschiedenen Stockwerken hergestellt und durch Gänge links und rechts vom großen Sendesaal in jedem Stockwerk direkte Verbindung mit den Räumen an der entgegengesetzten Ecke geschaffen. Die keilförmige Gestalt der drei Sendesäle ist auf Grund von raumakustischen Anforderungen gewählt.

Die gesamte bebaute Fläche beträgt 7600 m², der umbaute Raum umfaßt 138 000 m³.

Statische Unterlagen.

Die zulässige Beanspruchung der Deckenträger beträgt bis 1400 kg/cm² unter Berücksichtigung der Durchbiegung bei Längen über 7 m, die der normalen Stützen mit nur senkrechter, zum Teil exzentrischer Belastung 1200 kg/cm², einschließlich Windbelastung bis 1400 kg/cm², die zulässige Pressung zwischen Stützenfuß und Betonfundament wurde auf 20 kg/cm², zwischen Fundament und Erdboden auf 4 kg/cm² begrenzt.

Für die Decken der Geschosbauten der Randbebauung (und der Säle) wurden folgende Belastungen zugrunde gelegt: Massive Dachdecke 590 kg/m² einschließlich 150 kg/m² für Schnee und zufällige Lasten und einschließlich 60 kg/m² für untergehängte Rabitzdecke; massive Geschoßdecken 790 kg/m² einschließlich 250 kg/m² für Nutzlast und

60 kg/m² für Rabitzdecke bei den Obergeschossen bzw. 950 kg/m² bei 500 kg/m² Nutzlast für die Erdgeschoßdecken und Eingänge.

Für die große Halle (Senderaum I) beträgt die gesamte Dachlast über den Gängen 590 kg/m², jedoch über dem Saal, der einen Dach-

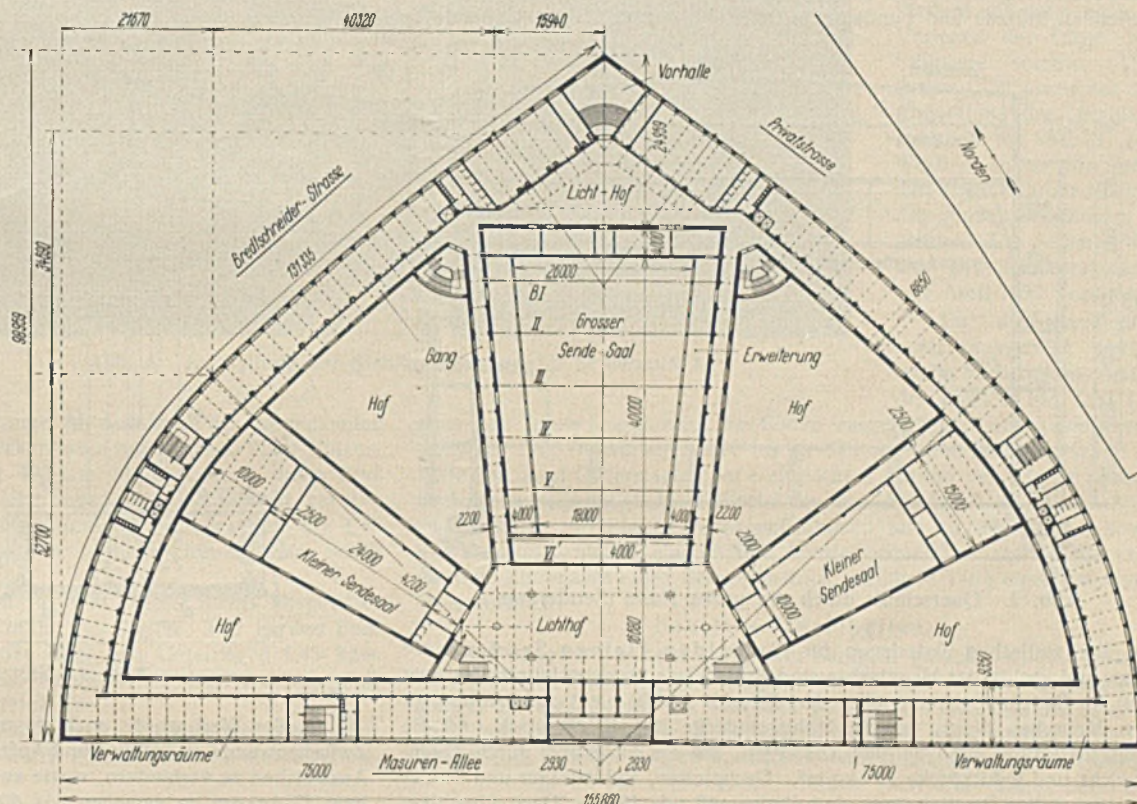


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

garten trägt, 950 kg/m² einschließlich der Pfetten und Binder bei 500 kg/m² Nutzlast, 75 kg/m² Schnee und dem Eigengewicht der Hohlsteindecke mit Fliesenbelag in Asphalt. Am Untergurt der Binder wirken außerdem 140 kg/m² aus Rabitzdecke, ihren Trägern und dem Binder-gewichtsanteil. Das Dach des nachträglich angeordneten Restaurant-aufbaues aus 6 cm Leichtsteindecke mit Doppelpaplage und Rabitzdecke wird belastet mit 300 kg/m² einschließlich einer Schneelast von 75 kg/m². Die Pfetten sind als teilweise eingespannte Träger unter Berücksichtigung einer kleinsten Durchbiegung von $\frac{1}{500}$ der Stützweite in den 7,35 m großen Randfeldern berechnet, die unteren Träger für die Rabitzdecke als Balken auf zwei Stützen, d. h. stumpf gegen Binderuntergurt gestoßen, gleichfalls bei Beachtung der Durchbiegung. Zwecks Stahlersparnis ist das 38 cm starke Mauerwerk zwischen den Stützen der Längswände in lochporösen Steinen ausgeführt und wird geschoßweise von etwa 7,35 m langen Peiner Trägern abgefangen.

Die Decken in den Gängen über 3. bis 1. Obergeschoß zwischen Saal I und Außenwand haben 715 kg/m² Gesamtlast bei 250 kg/m² Nutzlast, über Erdgeschoß und Keller jedoch 950 kg/m² Gesamtlast bei 500 kg/m² Nutzlast. Da auch der große Saal von etwa 29,3 m mittlerer Breite und etwa 47,5 m Länge vollständig unterkellert ist, wie Abb. 2 zeigt, konnten bei gleichmäßiger Stützenstellung die Kappendeckenträger als teilweise eingespannt gerechnet werden. Die Träger, die gleichzeitig Decken- und Wandträger sind, wurden, ihrer Stützweite entsprechend, gleichfalls auf Durchbiegung untersucht. Die Pfeller in den 6,0 x 7,35 m großen Feldern im Keller sind für Aus-

führung in Klinkern mit Zementmörtel bei 15 kg/m² zulässiger Beanspruchung berechnet.

Die sechs Binder B_1 bis B_{VI} in 7,35 m Entfernung, deren Stützweite entsprechend dem trapezförmigen Grundriß von 32,928 m bis auf 26,39 m abnimmt, sind je als Träger auf zwei Stützen berechnet und am Kopf der Wandstützen aufgelagert. Diese selbst sind als Pendelstützen außerdem zur Aufnahme des Winddruckes von 100 kg/m² auf eine Länge von 12 m biegezugsfest ausgebildet und geben die waagerechten Windauflagerdrücke auf die massive Kellerdecke bzw. den Windträger von 47,0 m Stützweite in der Untergurtebene der Binder ab. Das Auflager für den Windträger bilden die Windböcke in den 1 Stein starken Fachwerkwänden der Giebelseiten.

Der nachträglich geforderte Aufbau eines Restaurants auf dem Dachgarten änderte am statischen Prinzip der Halle nichts. Die zur Überdeckung des Aufbaues benötigten zwei Binder von etwa 33,0 bzw. 31,63 m Stützweite bei 7,35 m Abstand untereinander und von der großen Giebelwand übertragen ihre senkrechten Lasten durch neue Stiele auf die Hauptstützen, während die Windlasten auf die aus lochporösen Steinen bzw. Verglasung bestehenden Umfassungsmauern durch in der Obergurtebene der aufgestockten Binder liegende Windträger und die erwähnten Windträger der Hauptbinder aufgenommen und nach den Längswänden übertragen werden. Trotz der Zusatzbelastung durch den Aufbau blieben die Beanspruchungen der betreffenden Stützen und Fundamente innerhalb der zulässigen Grenzen.

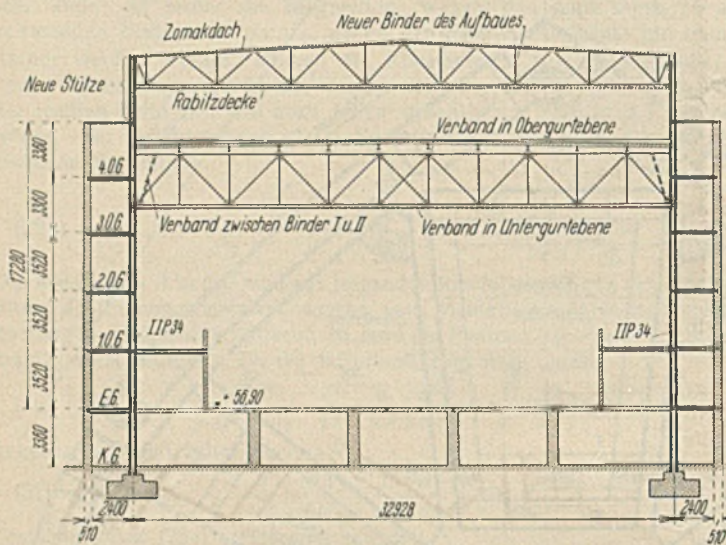


Abb. 2. Querschnitt durch die große Halle (Senderraum I).

Die statischen Unterlagen für die beiden kleinen Senderäume links und rechts der Hauptachse sind ähnlich wie für den Hauptsenderaum Saal I. Da die Dachhaut über den Sälen II und III nicht zum Aufenthalt von Menschen dient, ist die Hohlsteindecke nur 10 cm stark und die Binderbelastung am Obergurt 520 kg/m², die am Untergurt durch Eigengewicht und Rabitzdecke 120 kg/m². Dachpfetten, Rabitzträger und Binder als einwandige Parallelträger sind sinngemäß wie für das Dach über dem Hauptsaal berechnet. Eine Berechnung der Längswände von 38 cm Stärke auf Winddruck kam hier infolge der Form und Lage und einer Galerie an einer Längsseite nicht in Frage.

Das massive flache Dach über dem mehrgeschossigen Bauteil der Säle II und III ist für eine gesamte Last von 590 kg/m², die Geschosdecken über 1. Geschoß, Erdgeschoß und Keller mit 950 kg/m² Gesamtlast berechnet. Mit Ausnahme der Kappenträger über dem Erdgeschoß wurden alle übrigen Kappenträger und die Dachpfetten als teilweise eingespannte Träger gerechnet. Die Unterzüge über dem 1. Obergeschoß kragen etwa 2,5 m aus, um die 1 Stein starke Außenwand des darüberliegenden großen Raumes aufzunehmen, während die Kappenträger am entgegengesetzten Ende auskragen, um die innenliegende Fachwerkwand von 12,5 m Höhe aufzunehmen.

Der Berechnung des großen Oberlichtes über dem Lichthof hinter dem Haupteingang Masurenallee liegen folgende Annahmen zugrunde: Kittlose Glaseindeckung einschließlich Schnee und Eigengewicht bei 30° Neigung der Dachflächen 130 kg/m², angehängte waagerechte Staubdecke 30 kg/m², massive umlaufende Wanddecke 70 kg/m². Der Wind von 125 kg/m² in der Längsrichtung wird durch biegezugsfeste Verlängerungen der unteren Stützen von diesen aufgenommen.

Für die Belichtung der zwei Seitentreppen von dreieckförmigem Grundrisse am Haupteingang sind waagerechte, begehbare Oberlichte mit Rohglasplatten in eisenbewehrtem Beton von $g = 220$ kg/m² sowie Staubdecken von $g = 30$ kg/m² mit Bimsbetonplatteneinfassung von $g = 70$ kg/m² vorgesehen. Ähnliche, nur geringere Belastung erfährt das Glasdach über der Halle am entgegengesetzten Bauteil. — Die Gesamtbelastung der massiven Treppen beträgt 1000 kg/m² bei 500 kg/m² Nutzlast.

Konstruktive Gestaltung des Stahlbaues.

Bei durchschnittlich 2,5 m Belastungsbreite und 8,09 m lichter Weite der Dach- bzw. Deckenträger über dem 3. Obergeschoß der Randbauten werden diese aus IP 32 gebildet. Eine Ausnahme machen die höherliegenden Dachträger aus IP 38 über dem Mittelbau an der Masurenallee und die Träger aus IP 30 in den Decken der gegenüberliegenden Dreieckspitze. Die Deckenträger über 2., 1. Ober- und Erdgeschoß wechseln von IP 32 bis IP 36. Während vorgenannte Geschosse mit 8,09 m bis 8,50 m lichter Weite ohne Unterstützung gespannt sind, konnten die Deckenträger über den Kellerräumen durch Unterzüge und gemauerte Pfeiler nochmals abgefangen werden und bestehen meist aus I 22 und 24. Nur in den Kellerräumen des Bogenschnittpunktes war diese Unterstützung nicht möglich und daher I 34 und I 36 als Deckenträger und IP 30 als Unterzüge infolge des vergrößerten Kellerraumes erforderlich. Abweichend von dem übrigen Bauteil sind hier die Deckenträger als Kragträger über Unterzügen bzw. Stützen durchgeführt, um in jedem Obergeschoß eine Galerie nach dem kleinen Lichthof aufzunehmen.

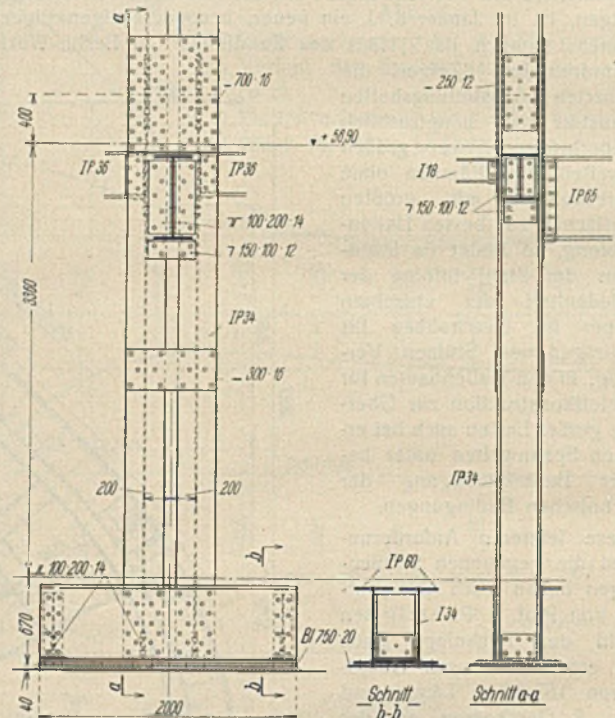


Abb. 3. Stützenfußausbildung.

Großer Wert wurde auch darauf gelegt, die Fensterpfeiler und die Zwischenwände an Treppen und Aufzügen durch kräftige Flachstahlanker am Ausweichen zu verhindern, sowie auch die Deckenträger selbst mit Winkel- bzw. C-Ankern zu versehen, da die Außenmauern der Randbauten ohne Fugen sind. Einige größere Öffnungen zwischen Haupteingang und großem Lichthof bedingten Blechträger von 6,3 m Stützweite und 650 mm Höhe der Stehbleche in normaler Ausführung. Bei der Stahlkonstruktion über dem großen Lichthof ist noch zu bemerken, daß die Sprossen aus \perp -Profilen 35 · 35 · 5 in der Längsrichtung bzw. \perp -Profilen 80 · 80 · 9 in der Querrichtung der Staubdecke gegen die Unterzüge aus I 18 auf der Baustelle verschweißt wurden und somit der Anschluß sich ziemlich einfach gestaltete.

Die das große Oberlicht sowie die Unterzüge der umlaufenden Gänge am großen Lichthof aufnehmenden Stützen steigern ihren Querschnitt von IP 16 unter den Bindern im 4. Obergeschoß bis auf IP 24 im Keller für die Mittel- bzw. IP 28 für die Eckstützen. Die am meisten belasteten Eckmauerstützen bestehen jedoch aus je zwei durch Bindebleche verbundene IP 24 mit einer Fußplatte von 62 x 200 cm im Keller. Die Stützenstöße im Abstand von zwei Geschosshöhen sind voll gedeckt. Um an Bauhöhe der Stützenfüße und daher Ausschachtungstiefe zu sparen, erfolgt die Übertragung der Stützenlast aus dem Schaft nach der Fußplatte durch je II P-Träger, deren obere innere Flanschen zwecks Durchführung des Schaftes und der Seitenbleche auf Schaftbreite ausgebrannt sind (Abb. 3). Für einen Stützdruck von 240 t sind die am kleinen Lichthof befindlichen Stützen berechnet, die vom 4. Obergeschoß bis zum Keller durchgehen und unten aus II 40 mit 464 mm Mittenabstand zum Durchführen der auskragenden Deckenträger sowie einer Fußplatte von 80 x 150 cm bestehen.

Da der große Saal I in der Mittelachse als Hauptsenderaum (Abb. 2) den Kern des gesamten Betriebes bildet, seine Abmessungen mit rd. 34 m größter Breite und 47,5 m größter Länge bei 25,3 m größter Höhe vom

Keller bis zum First des Restaurantsaufbaues die bedeutendsten sind, ist die konstruktive Gestaltung dieses Stahlskelettbauwerks auch am interessantesten. Infolge einer Spannweite von 32,93 m der Binder und der schweren, massiven Decken bedingen die Stabkräfte von max ± 361 t in den parallelen Gurtungen, bzw. -171 t im 1. Schrägstab am Auflager eine doppelwandige Ausbildung der Binder mit trogförmigem Querschnitt der Gurtungen, die zum Teil aus $\square \square 30$, 3 oberen Platten 480×12 und ein IP 24 im Inneren des Querschnittes bestehen. Die Füllstäbe werden aus \square -Profilen gebildet, nur die erste Schräge hat ein IP 24 mit $\square \square 24$ zum Querschnitt.

Die vorgesehene größte Überhöhung in Bindermitte beträgt 40 mm.

Die Pfetten, I 32 in den Mittel-, I 36 in den Endfeldern als teilweise eingespannte Träger mit Stoß über den Bindern in 7,35 m Abstand ausgebildet, liegen mit Rücksicht auf das Gefälle von 1:67,5 der Dachhaut auf Aufsattelungen steigender Höhe.

Bei der konstruktiven Ausführung der großen Windverbände mit Flachstahlschrägen in Höhe der Binderuntergurte ist Wert auf Einhaltung der theoretischen Systemlinien gelegt, wodurch sich allerdings Knotenbleche von erheblichen Abmessungen nicht vermeiden ließen.

Die 12 Stützen von je 16,1 m Länge zur Aufnahme der vorgenannten Binder sowie sonstigen Dach- und Deckenlasten mit maximal 290 t Stützendruck bestehen aus je II P 34 mit 400 mm Mittenabstand, deren Stoß über dem Erdgeschoß liegt. Die Übertragung der Stützenlast auf die 75×200 cm großen Fußplatten erfolgt durch je zwei waagerechte I 55 von 200 cm Länge, deren Höhe besondere seitliche Fußbleche am Schaft erübrigt (Abb. 3).

Die Ausführung der Trägerlagen im Saal I bietet nichts besonderes mit Ausnahme der Deckenträger I 28 in den Mittel-, I 32 in den Endfeldern über dem Keller, deren Stöße über den Unterzügen I 45 bzw. Pfeilern in den $6,0 \times 7,35$ m-Feldern entsprechend der Berechnung als teilweise eingespannte Träger ausgeführt sind.

Die 1 Stein starken Fachwerkwände an den Giebelseiten des Saales, die von den anstoßenden Gebäuden durch eine etwa 10 cm starke Schutzschicht getrennt sind, nehmen den Hauptwindverband auf und haben Stützen aus II 26. Zur weiteren Aufnahme der Deckenlasten, Stützen und Fachwerkwände werden sie, um die Trennfuge gegen Schallübertragungen vollständig durchzuführen, von Unterzügen zwischen den auskragenden Deckenträgern der Kellerdecke abgefangen.

Um Verbindungen zwischen dem vorderen Teil des Gebäudes an der Masurenallee und dem gegenüberliegenden Teil an der Spitze zu schaffen, sind links und rechts zum großen Saal in jedem Stockwerk Gänge angeordnet, die vom Sendaum durch 38 cm starke Wände aus lochporösen Steinen getrennt sind. Diese Wände werden geschoßweise durch Unterzüge abgefangen, die außerdem die Deckenträger der Seitengänge aufnehmen.

Entsprechend der kleineren Stützweite der Binder von maximal 14,2 m über den beiden kleinen Sendaum von 17,4 m größter Breite und 30,7 m Länge sowie der geringeren Belastung ist

hier die Stahlkonstruktion einfacher. Pfetten I 22 auf einwandigen, parallelen Fachwerkbindern von 1,52 m Systemhöhe sowie Binderstützen von 13,2 m Länge aus je einem IP 26 bilden die Haupttragglieder der kleinen Hallen, während die Deckenträger über dem Keller aus I 26 und 28 mit entsprechendem Stoß über den Unterzügen I $42\frac{1}{2}$ bis I $47\frac{1}{2}$ von 5,70 m bis 6,70 m Stützweite bestehen. Die Stahlfachwerkwände zum Abschluß gegen die anliegenden Bauteile an den Giebeln sind hier auch nur 14 cm stark.

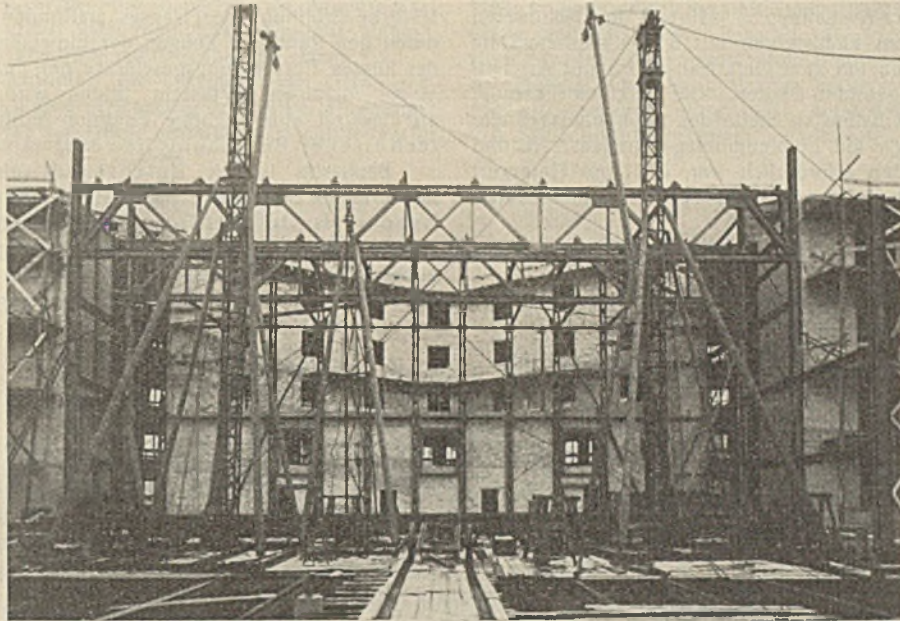


Abb. 4. Aufstellung der Stahlkonstruktion für Senderaum I.

einzelnen Teilen eingebracht, am Boden ausgelegt und zusammengenietet werden. Das Hochbringen der bis zu 32 t schweren Binder geschah mit Hilfe von zwei Gittermasten bei elektrischem Antrieb der Winden (Abb. 4). Dadurch war es möglich, je Woche ein gesamtes Joch aus vier Stützen, zwei Bindern mit Pfetten zusammenzubauen und zu montieren. Soweit die Stahlkonstruktion eingemauert wurde, erhielt sie auf der Baustelle vor dem Einmauern einen Zementanstrich, sichtbare Teile einen einmaligen Grundanstrich.

Bauliche Einzelheiten.

Der Baugrund besteht aus gutem Sand, in größeren Tiefen scharfem Kies, der eine Belastung von 4 kg/cm^2 rechtfertigt. Da der Grundwasserspiegel an diesem mit am höchsten gelegenen Platze Berlins sehr tief liegt, war eine besondere Kellerabdichtung nicht nötig und alle Stützenfundamente konnten als gewöhnliche Betonfundamente ausgeführt werden.

Die Wände der massiven Geschoßbauten sind im Keller 64 cm stark, 51 cm im Erd- und 1. Obergeschoß und 38 cm im 2. bis 4. Geschoß und in der Front der Masurenallee mit dunklen, metallisch schimmernden Eisenklinkern verkleidet. Die Fachwerk-Trennwände der Schmalseiten sind 14 cm stark bei den kleinen Sälen bzw. 26 cm bei dem großen Saal.

In allen Fällen wurde zum Schutz gegen Geräuschübertragung auf eine gute Trennung Wert gelegt. Durch „Absorbit“-Platten der Firma Emil Zorn AG., Berlin, die mit heißem

Bitumen auf das Mauerwerk der Hofseiten der Randbauten geklebt wurden und durch Ausfüllung des zwischen ihm und der Stahlfachwerkwand liegenden Hohlraumes von etwa 4 cm Stärke mit Korkschröt wurde ein guter Schutz gegen Luftschall- und Körperschallübertragung erreicht. Auch zwei waagerechte Isolierungen in den Außenmauern der Saalbauten sind vorgesehen, und zwar eine obere 8 mm starke Lage „Antivibrat“, über denen die Deckenträger der Kellerdecke auflagern und eine

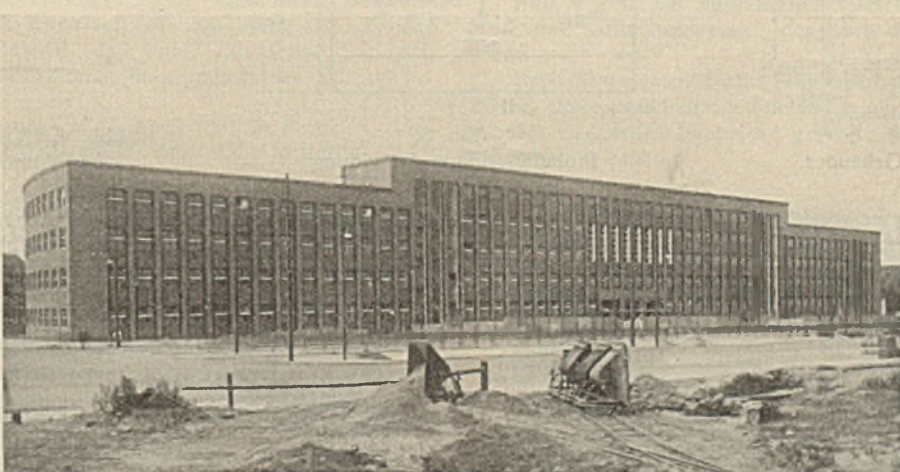


Abb. 5. Haus des Rundfunks. Ansicht von der Masurenallee.

untere 12 mm starke Lage „Antivibrat“ mit Blecheinlagen unter den Fußplatten der Stahlstützen im Keller und etwas höher im anschließenden Mauerwerk.

Da über dem Saal des großen Senderaumes ein Dachgarten bzw. die Kantine vorgesehen ist, besteht die massive Decke hier aus 15 cm starken Hohlsteinen mit 5 cm Schlackenbeton, Papplage und Fliesen in Asphalt. Die massive Dachdecke über der Kantine ist, da nicht begehbar, aus Zomacksteinen mit Abgleichschicht und doppellagiger Pappe gebildet. Die gleichfalls nicht begehbaren Dachdecken über den kleinen Sendesälen bestehen aus einer 10 cm-Hohlsteindecke mit 3 cm Überbeton, 6 cm Schlackenbeton und doppellagiger Asphaltpappe, während die Dachdecken über den Randbauten von 10 cm-Hohlsteinen mit 3 cm Überbeton, im Mittel 4,5 cm starkem Schlackenbeton zum Gefälleausgleich mit Asphaltbelag und doppellagiger Pappe gebildet werden. Die Geschoßdecken der Randbauten, Galerien und Flure haben an Stelle des Asphaltbelages hier einen 2 cm starken Zementestrich mit Linoleumbelag erhalten. Nur wo es aus feuerpolizeilichen Gründen erforderlich war, d. h. am Untergurt der Binder über den Sendesälen und der Kantine, wurde eine Rabitzdecke von 5 bzw. 6 cm Stärke vorgesehen.

Der Blitzschutz wurde in der bei Stahlskelettbauten üblichen Weise vorgesehen.

Die Leitungen für Heizung, Be- und Entwässerung sind unter Putz verlegt und Vorkehrungen getroffen worden gegen Übertragung von Ge-

räuschen durch diese Leitungen. Stark- und Schwachstromleitungen (d. h. auch für Mikrophon- und Lautsprecheranlage) sind, um gegenseitige Störungen zu vermeiden, abwechselnd in jedem 2. Geschoß an entgegengesetzten Seiten der Gänge verlegt.

Dem Feuerschutz der Gebäude ist durch die Aufstellung einer genügenden Anzahl von Hydranten in den vier Höfen und in jedem Stockwerk sowie Total-Minimaxlöschern Rechnung getragen.

Am 23. Mai 1929 erfolgte die Grundsteinlegung, im August 1929 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Trotz Verzögerung durch 25 Regen- und Frosttage sowie 84 Streiktage konnte bereits am 22. Januar 1931 die festliche Eröffnung des Hauses stattfinden und Millionen Hörer wurden durch den Rundfunk Zeugen der Einweihung eines Bauvorhabens, das in der kurzen Entwicklungsgeschichte der Funkübertragung von 7 1/2 Jahren einen wichtigen Merkstein bilden wird. Auch hier hat der Stahl als Baustoff eine wichtige Funktion erfüllt und sich auch in funkttechnischer Beziehung bewährt (Abb. 5).

Bauherrin ist die Reichsrundfunk-Gesellschaft, deren Treuhänderin die Deutsche Land- und Baugesellschaft mit Reg.-Bmstr. Bauder als Bauleitendem. Der Entwurf stammt von Prof. Poelzig, Architekt B. D. A., die statische Berechnung von Ziv.-Ing. Schieritz. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Firma Breest & Co., Berlin, geliefert und montiert, die Bauarbeiten wurden durch die Firma Ph. Holzmann ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Feuersicherheit von Stahldeckenträgern.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur VBI., Charlottenburg.

Die Frage, ob bei Stahldeckenträgern zum Tragen von gestelzten Massivdecken der Unterflansch mit Rücksicht auf Feuersicherheit ummantelt werden muß, ist vielfach umstritten und wird von den Baupolizeibehörden verschieden geregelt.

diese Erscheinungen dürfte darin liegen, daß durch die starke Erwärmung von unten die in den Decken liegenden unteren Eiseneinlagen sich verlängern und, da sie an den Enden nicht ausweichen können, die Deckenplatten als Druckstäbe exzentrisch belasten. Auch bei den Deckenträgern

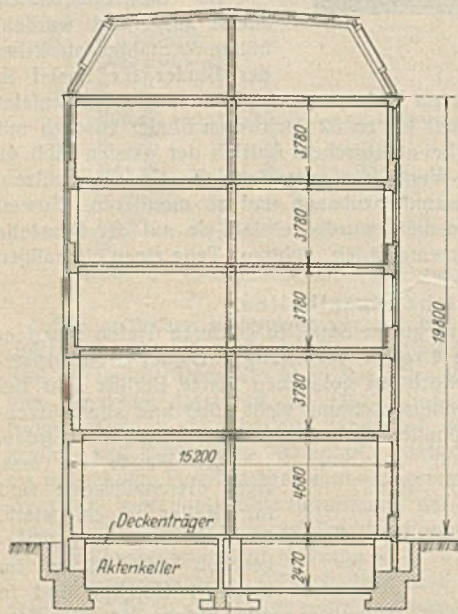


Abb. 1. Querschnitt des Gebäudes.

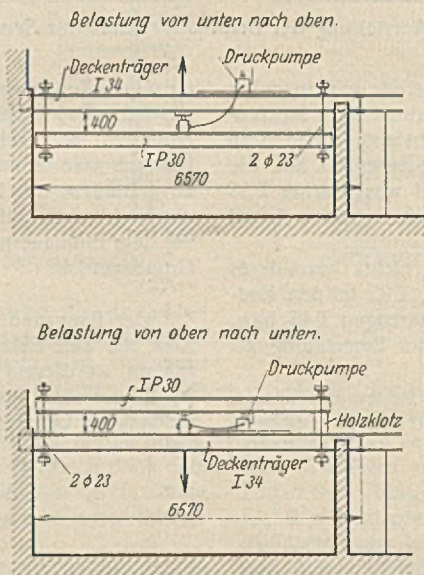


Abb. 3. Probelastungs-Anordnung.

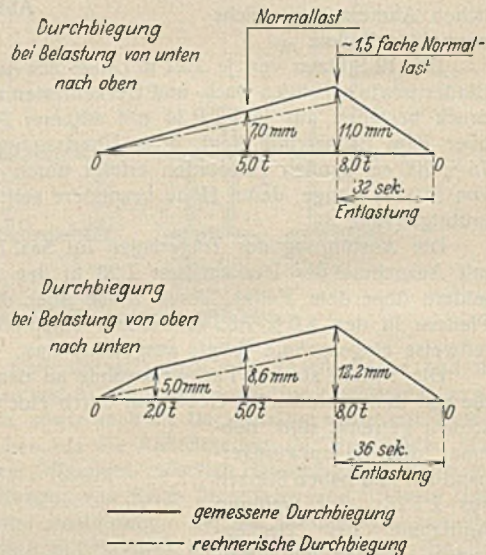


Abb. 4. Vergleich der rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen.

Die Erfahrungen, die Verfasser vor kurzem durch Untersuchung über die Möglichkeit der Wiederverwendung von Stahldeckenträgern nach einem Kellerbrande bei einem Industriebau sammeln konnte, dürften deshalb von besonderem Interesse sein. Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt des Gebäudes läßt seine äußeren Abmessungen erkennen, und Abb. 2 zeigt einen Querschnitt der Decke und der Deckenträger, deren Unterflansch nicht ummantelt war. In dem Keller waren Akten untergebracht, und der Brand, der erst nach einstündiger Dauer gelöscht werden konnte, war dementsprechend von großer Heftigkeit. Nach dem Brande wurde festgestellt, daß die zwischen den Deckenträgern liegenden gestelzten Steleisendecken fast sämtlich in der Feldmitte nach oben durchgebrochen waren und daß auch die Deckenträger eine Durchbiegung von 2 bis 4 cm nach oben aufwiesen. Der Grund für

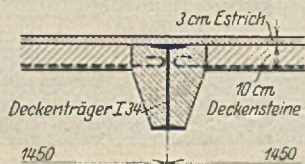


Abb. 2. Querschnitt der Decke.

dürfte infolge der ungleichmäßigen Erwärmung die Durchbiegung nach oben auf die gleichen Gründe zurückzuführen sein.

Nachdem die Massivdecken herausgeschlagen waren, wurde der Verfasser mit der Aufgabe betraut, die Deckenträger auf ihre Wiederverwendbarkeit zu untersuchen. Es kam darauf an, festzustellen, ob die Elastizität der Stahlträger durch den Brand verringert worden war. Zu diesem Zweck wurden die Träger einer Probelastung unterzogen in der in Abb. 3 dargestellten Weise. Mit Hilfe einer Wasserdruknpresse wurde als Einzellast zunächst die der einfachen und dann die der 1,5fachen gleichmäßigen Belastung eines Deckenfeldes aufgebracht und die Träger danach wieder entlastet. Es zeigte sich, daß die Durchbiegung der Träger vollständig zurückging, und die Träger wurden dementsprechend im Bau belassen und wieder verwendet.

Aus Abb. 4 sind die rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen zu ersehen. Danach ist anscheinend die rechnerische Durchbiegung etwas geringer gewesen. Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, daß der Unterschied auf die Ungenauigkeit des Anzeigers bei der Presse zurückzuführen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Anwendung der Gasschmelzschweißung im Stahlbau.

Der Stahlbau kannte bisher im allgemeinen — mit ganz wenigen Ausnahmen — die Anwendung der Gasschmelzschweißung nicht.

Wenn auch schon seit längerer Zeit Bestrebungen im Gange waren, die nicht zu unterschätzenden Vorteile der Gasschmelzschweißung dem allgemeinen Stahlbau nutzbar zu machen, so stand doch der Bauingenieur bisher immer noch diesem Schweißverfahren sehr skeptisch gegenüber.

Erst seit neuester Zeit trägt die Pionierarbeit im Gasschmelzlager insofern Früchte, als auf Grund ausgeführter Untersuchungsschweißungen an Kranen, kleinen Brücken u. dergl., die hauptsächlich von Dr.-Ing. H. Holler vorgenommen wurden, der Stahlbaukonstrukteur anfängt, der Gasschmelzschweißung ein gewisses Interesse abzugewinnen.

Mit der Annahme der Richtlinien für auszuführende Lichtbogenschweißungen im Stahlhochbau wurde gleichzeitig von seiten einsichtiger Fachleute des Bauingenieurwesens der Antrag gestellt, auch Richtlinien für die Gasschmelzschweißung in gewissem Sinne auszuarbeiten, um die Gasschmelzschweißung als vollwertig neben der Lichtbogenschweißung gelten zu lassen.

So wenig aber die ausgearbeiteten Richtlinien für die Lichtbogenschweißung in mancher Hinsicht dem Bauingenieur zusagen, ebensowenig Neigung findet man für die allgemeinen Richtlinien bezüglich der Gasschmelzschweißung. Theorie und Praxis stoßen hier hart aufeinander, zumal zwischen beiden Schmelzverfahren, aus völliger Unkenntnis heraus, krasse Unterschiede gemacht werden.

Die Vorzüge und Möglichkeiten bei der Anwendung der Lichtbogenschweißung sind unbestritten, aber das Alleinseligmachende ist die Lichtbogenschweißung dennoch nicht. Vorzüge wie leichte Nahtanordnung, schnelle Herrichtung, einfacher Schweißvorgang u. a. m. können durch den nicht zu unterschätzenden Elektrodenpreis, die geringere Schweißleistung, durch die hohe Amortisation je Arbeitsstunde bzw. je Arbeitsschweißmeter usw. aufgehoben werden, was meistens außer Betracht gelassen wird¹⁾.

Wenn heute noch immer in den Bauingenieur-Abteilungen großer Werke das Nieten dem Schweißen vorgezogen wird, so dürfte ein Hauptgrund für diese Einstellung darin zu suchen sein, daß der Konstrukteur über spärliche oder gar keine Erfahrungen auf dem Gebiet der Schweißtechnik verfügt. Fest steht ja, daß der Konstrukteur vorher niemals weiß, welchen Beanspruchungen seine konstruierte Schweißnaht am fertigen Werkstück in Wirklichkeit ausgesetzt ist. Manche Bauingenieure vertreten die Ansicht, daß unter Umständen bezüglich der Nahtgüte der Gasschmelzschweißung im Stahlbau der Vorzug ge-

bührt, und daß nur die Flammenwirkungen bisher hinderlich waren, der Gasschweißung erweiterten Zutritt im Stahlbau zu verschaffen.

Ein Zufall kam der Gasschmelzschweißung zu Hilfe, zu beweisen, daß ihre Anwendung im Stahlbau Berechtigung hat.

Innerhalb der Bauausstellung Berlin 1931 befindet sich eine landwirtschaftliche Halle, deren Stahlgerüst von der Firma Breest & Co., Berlin ausgeführt wurde. Bei der Ausführung dieser Halle war vom Architekten die Bedingung gestellt worden, Schrauben und Nieten an der ganzen Halle vollkommen zu vermeiden, so daß man gezwungen war, zu schweißen. Hätte man nun auf der Baustelle die Schweißung mittels Lichtbogen ausführen wollen, dann wären Stromzuführungskabel notwendig gewesen, die naturgemäß hohe Legungskosten verursacht hätten. Die Baufirma wurde hier also vor die Wahl gestellt, entweder die hohen Kosten zur Legung von Stromzuführungskabeln aufzuwenden, oder aber unter Zuhilfenahme

der Gasschmelzschweißung die Verschweißung der einzelnen Glieder der Halle auf dem Baugelände vorzunehmen.

Der Werbeausschuß für Karbidverwertung bzw. die Karbidvereinigung erklärte sich bereit, die Schweißarbeiten zu übernehmen. Geschweißt wurde mit Flaschengas (Acetylen-Dissous) und Sauerstoff; die Schweißgeräte wurden von der Firma Griesogen G. m. b. H. zur Verfügung gestellt.

Absichtlich ist hier von jeder Berechnungsaufstellung Abstand genommen worden und nur die Arbeitsausführung an einigen Bildern demonstrativ niedergelegt.

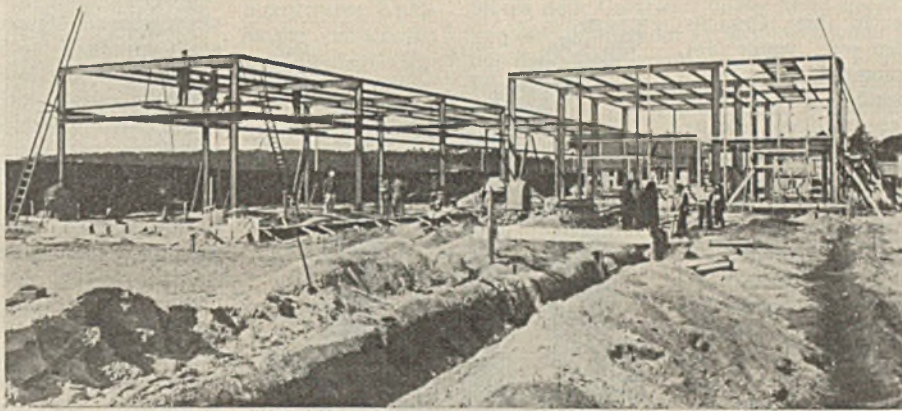


Abb. 1. Montage der „Landwirtschaftlichen Halle“ auf der Bau-Ausstellung, Berlin 1931.

Abb. 1 zeigt eine Teilansicht der Hallen von 68 bzw. 22 m Länge bei 4,9 bzw. 6,5 m Höhe. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 50 t.

Zuerst wurden die Schweißungen der Rahmenecken zur Verblindung der Riegel und Stiele vorgenommen, und zwar gleichzeitig zweiseitig, d. h. von oben und über Kopf wurden die an den Stielen elektrisch angeschweißten Stoßbleche an die Riegel gasangeschweißt, wie es auf den Abb. 2 u. 3 gut zu erkennen ist. Hauptsächlich auf Abb. 3 ist die in der Werkstatt ausgeführte Lichtbogenschweißung zwischen Stoßplatte und Stiel gut zu erkennen, dsgl. der elektrisch angeschweißte Aufsatzwinkel für die Traufpfette (Randpfette). — Durch die über Kopf ausgeführten Schweißungen wurden die nicht unerheblichen Kosten des sonst nötigen Umwendens der Werkstücke erspart.

Abb. 4 gibt die ausgeführten Gasschweißungen für die Ecklaschen bzw. das Vollverschweißen der nach innen vorstehenden Stoßplatte wieder.

Nach diesen ausgeführten Schweißarbeiten wurden die ganzen Rahmen mittels eines zwischen die Stielenden eingespannten Federdynamometers von der städtischen Baupolizei geprüft, wobei keinerlei Beanstandungen sich ergeben haben.

¹⁾ Vortrag: Heizungsingenieure am 10. April 1931 in Berlin. — Vortrag: Schiffbautechnische Gesellschaft am 20. April 1931 in Berlin.

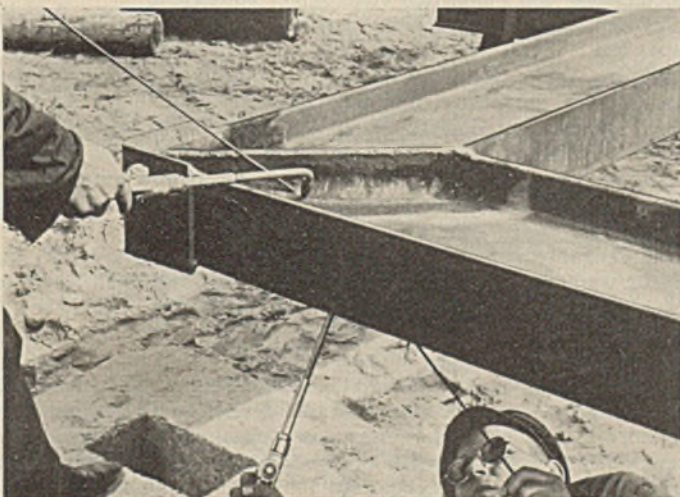


Abb. 2.

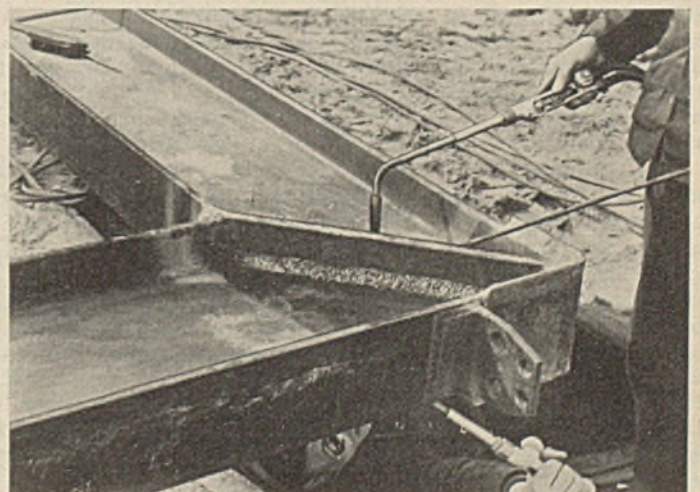


Abb. 3.

Abb. 2 u. 3. Doppelseitige Schweißung der Rahmenecke.

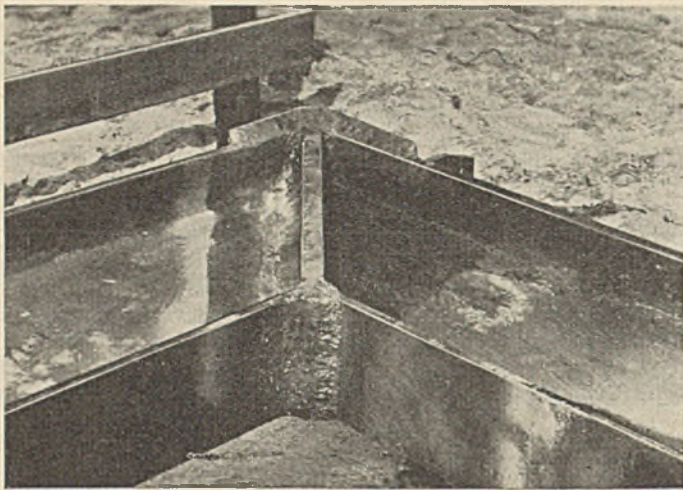


Abb. 4. Gasgeschweißte Rahmenecke.

Nachdem die hohe Halle in ihrer Gesamtkonstruktion ausgerichtet worden war, wurde das Einschweißen der Pfetten vorgenommen.

Aus Abb. 5 ist das gleichzeitige doppelseitige Anschweißen der Innenpfetten zu erkennen; die in der Abb. sichtbaren Verspannungen sind nach der endgültigen Festlegung des Gesamtbaues entfernt und die vorhanden gewesen Löcher zugeschweißt worden. Abb. 6 zeigt das Anschweißen der Traufpfetten und der Wandriegel. An der Traufpfette — oben rechts — ist eine gasgeschweißte Stoßstelle zu erkennen. Die Stumpfschweißung dieser Traufpfette mußte besonders vorsichtig vorgenommen werden, weil der einseitig sitzende Steg des C-Profils beim Schweißen leicht zur Verziehung neigt; durch Anwendung besonderer Hilfsmaßnahmen wurde das Verziehen vermieden.

Nachdem das Einschweißen der Pfetten vollzogen war, wurden die aus Abb. 1 (rechts) ersichtlichen Wechsel zwischen den einzelnen Pfettenfeldern gleichzeitig vierseitig eingeschweißt. Auch diese Arbeitsart ermöglichte es, daß ein Verziehen innerhalb der Pfettenfelder völlig vermieden wurde.

Mit Ausnahme der ausgeführten Überkop-

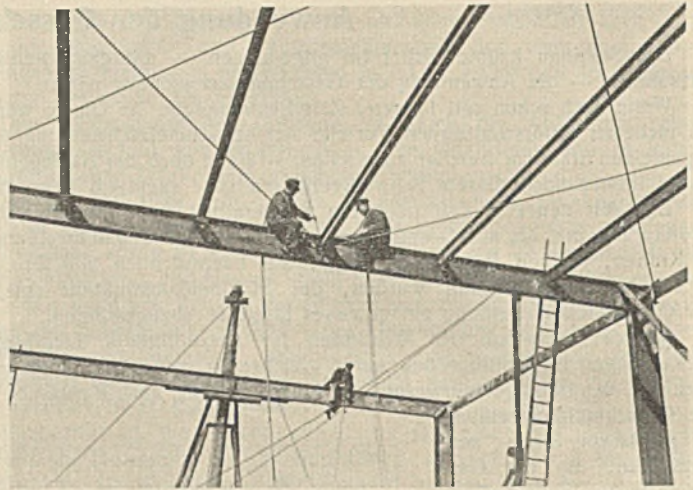


Abb. 5. Doppelseitiges Einschweißen der Pfetten.

Abb. 6.
Anschweißen der Traufpfette.

schweißungen lagen alle sonstigen Schweißstellen am Gesamtbau für die Schweißer zugänglich, so daß sie sowohl für den einzuschmelzenden Zusatzdraht als auch für die Schweißflamme gut erreichbar waren. Als Zusatzdraht wurde guter sterilerischer Holzkohlendraht vom Stahlwerk Böhler verwendet.

Da die ausgeführten Gasschmelzschweißungen in diesem Umfang erstmalig an einem Werkstück solcher Ausmaße vorgenommen worden sind, ist von einer Einzelaufstellung der verbrauchten Gas- und Sauerstoffmengen und des eingeschmolzenen Zusatzdrahtes Abstand genommen worden, zumal die Schweißkonstruktionen an dieser Halle für Lichtbogenschweißung durchgebildet waren und nicht für Gasschweißung. Wäre von vornherein mit Gasschweißung gerechnet worden, dann hätten die Schweißnähte wesentlich anders angeordnet und vorbereitet werden müssen.

Mit den wenigen Abbildungen und der kurzen Abhandlung sollte nur der Beweis erbracht werden, daß der Gasschmelzschweißung auch im Stahlbau ein reiches Betätigungsfeld entstanden ist. — Sache des Bauingenieurs ist es nun, die Vorzüge der Gasschmelzschweißung sich dienstbar zu machen.

Dr.-Ing. W. Hönisch.

Spannungsprüfungen an Fußplatten stählerner Säulen mit H-Querschnitt.

Alle Rechte vorbehalten.

(Aus Engineering News-Record, 19. März 1931.)

An der Universität Minneapolis angestellte Versuche zeigten, daß der größere Teil der Säulenlast in unmittelbarer Nachbarschaft der Flansche der Säule übertragen wird, und daß die Größe der Berührungsfläche zwischen Platte und Unterlage von der Elastizität des Fundaments abhängt.

Die Errechnung der Spannungen in den Fußplatten stählerner Säulen ist eine Aufgabe, die nicht zur Befriedigung vieler Ingenieure gelöst ist. Ein Aufsatz, der eine Reihe von Professor Priestler in Minneapolis gemachter Versuche skizziert, soll die Übertragung einer Last von einer Säule durch eine Stahlplatte auf einen elastischen Widerstand leistenden Stoff zeigen, und wenn er auch keine direkte Lösung der Aufgabe bietet, gibt er doch ein brauchbares Mittel, die Verteilung des Druckes zu bestimmen, welcher die Biegespannung in der Fußplatte hervorruft. Vor Erörterung der Versuche wird es indessen von Interesse sein, die Annahmen zu betrachten, welche in den gewöhnlich benutzten Formeln zur Errechnung der erforderlichen Größe und Stärke der Fußplatten gemacht werden.

Die „Carnegie-Formel“ nimmt an, daß die Säule eine rechteckige Last in der Mitte der Platte ist, daß ein gleichmäßiger Widerstand unter der letzteren wirkt, und daß das größte Moment unter der Mitte der Säule auftritt. Die Formel im Handbuch des American Institute of Steel Construction von 1928 nimmt an, daß die Säulenlast an den vier Ecken der Säule konzentriert ist, so daß „das Gebiet des Steges praktisch vom Druck entlastet ist durch die schalenartige Wirkung der Platte“. Die Ausgabe von 1929 desselben Handbuchs dagegen sagt: „Es wird angenommen, daß die Säule über die ganze Fläche ihres gefrästen Endes gleichmäßig auf die Platte drückt. Es wird außerdem angenommen, daß ein Teil der Platte, der dem kleinsten den Säulenquerschnitt einschließenden Rechteck entspricht, als Verlängerung der Säule wirkt und daß das größte Biegemoment in der Platte an den Seiten dieses Rechtecks auftreten wird“. — Die American Bridge Co. hat bei den Berechnungen ihrer Plattentabellen ähnliche Annahmen gemacht wie das American

Institute of Steel Construction, aber die angenommenen Bruchebenen befinden sich etwas näher der Säulenmitte.

David C. Coyle versucht in einem Aufsatz „Einige Bemerkungen über Säulenfüße“ (Eng. News-Rec. vom 26. Juni 1924) zu zeigen, daß die ungleichmäßige Verteilung der Last unter einer H-Säule den Gebrauch der Momentenformel $\frac{1}{10} W(A-a)$ an Stelle von $\frac{1}{8} W(A-a)$ nach Carnegie rechtfertigt. R. Flemmings Aufsatz „Bemessung der Stahlplatten für Säulenfüße“ (Eng. News-Rec. vom 9. Juni 1927) zeigt, wie weit die Ergebnisse der verschiedenen, allgemein benutzten Methoden der Bemessung von Fußplatten voneinander abweichen.

Bei den hier beschriebenen Versuchen wurden zwei Säulengrößen benutzt, ein H-Profil von 10 cm Höhe und 20,5 kg/m Gewicht und ein H-Profil von 15 cm Höhe und 35,8 kg/m Gewicht. Die Säulenfußplatten hatten 407 mm im Geviert und die Unterlagen, auf denen sie geprüft wurden, 560 mm im Geviert. Drei Arten Unterlagen wurden benutzt. Die erste bestand aus vier Tafeln einer Holzstoffmasse; die zweite war ein aus vier Lagen bestehender Rost aus Fichtenbrettern; die dritte bestand aus Beton von 23 cm Dicke. Die Säulen waren 610 mm lang und an beiden Enden gefräst.

Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Die Verbiegungen der Platte wurden mittels eines Satzes von 9 Ames-Meßuhren festgestellt, auf welchen 0,025 mm direkt abgelesen werden konnten. Die Last wurde stufenweise erhöht, Ablesungen wurden vor und nach jeder Erhöhung gemacht. Diese Ablesungen wurden rund um die Säule aufgezeichnet; es wurde also die Annahme gemacht, daß die Verbiegungen der anderen Quadranten gerade so groß wären, wie die des mit Meßuhren versehenen Quadranten. Aus den Mittelwerten aus wenigstens zwei Versuchen der gemessenen und auf Plattenmitte bezogenen Aufbiegungen wurden Linien gleicher Aufbiegung zusammengestellt.

Besondere Sorgfalt wurde darauf verwendet, durchgehende satte Berührung zwischen Platte und Säule, sowie zwischen Platte und Unter-

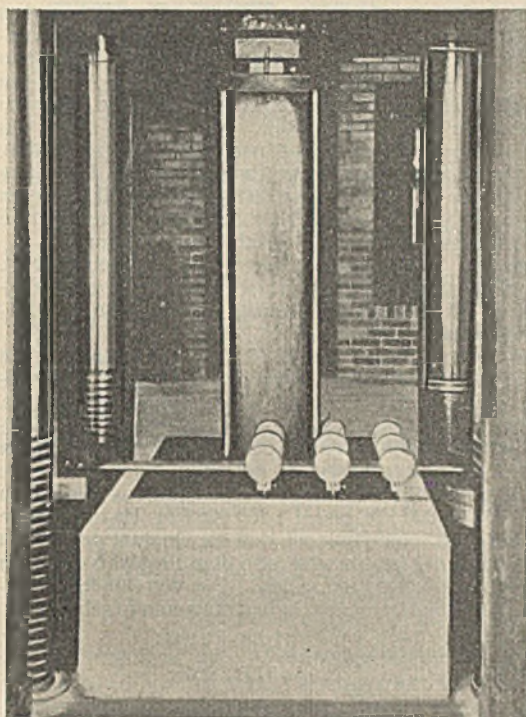


Abb. 1. Versuchsanordnung.

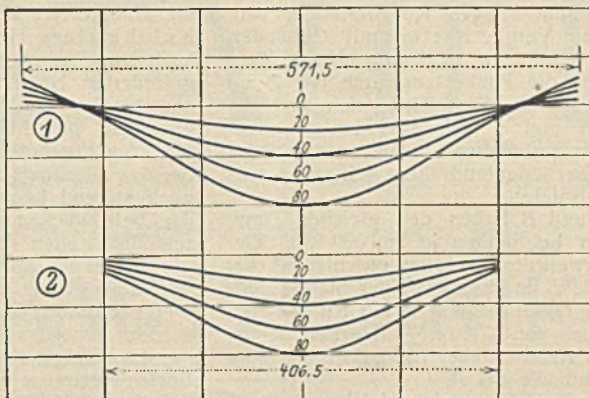


Abb. 3. Verbiegung einer 25 mm starken Platte auf Betonunterlage.

lage zu erzielen, bevor eine Last aufgebracht wurde. Unabhängig von der Art der Unterlage zeigten diese Versuche, daß eine Platte sich am meisten um die Achse biegt, die senkrecht zum Säulensteg liegt. Dieses

so daß nur der Plattenteil innerhalb der punktierten Linie Druck übertrug. Die ermittelten Drücke gingen von Null bei den punktierten Linien bis zu dem Größtwert in der Mitte der Platte.

Abb. 3 zeigt die Verbiegungen einer 25 mm starken Platte auf Betonunterlage 1. in einem diagonal und 2. einem senkrecht zu den äußeren Flanschenden gelagerten Schnitt. Die Last wurde in 4 Stufen von je 4,4 t aufgebracht; für jede Laststufe wurde ein Querschnitt gezeichnet. Auf dem Diagonalschnitt ist zu beachten, daß sich die Ecken der Platte bei jeder Last ungefähr an demselben Punkt von der Betonfläche abheben. Aus dieser Abbildung darf auch gefolgert werden, daß gleicher Lastzuwachs gleichen Durchbiegungszuwachs in der Mitte hervorruft.

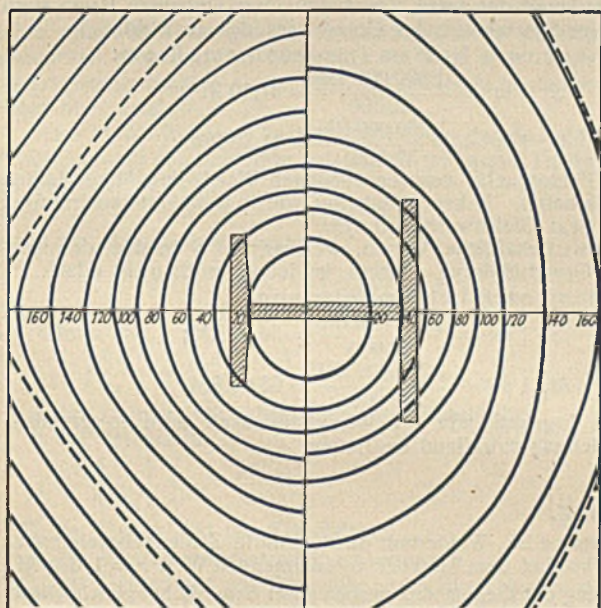


Abb. 2.

Linien gleicher Durchbiegung der Platte auf Betonunterlage.

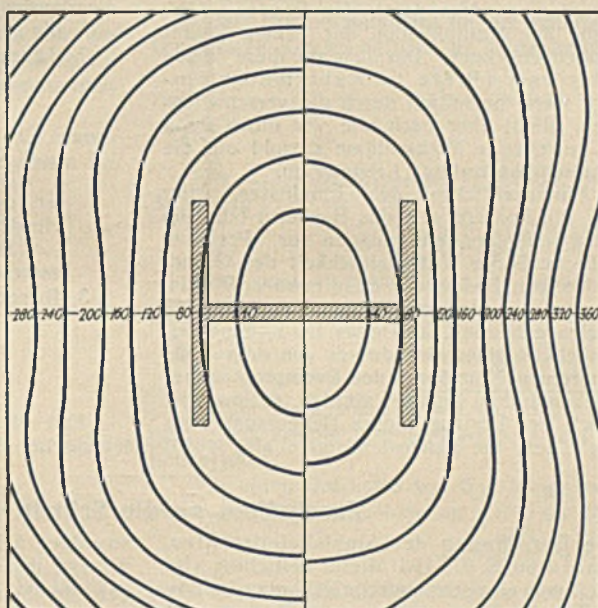


Abb. 4.

Platte auf einer Unterlage aus Holzstoffmasse.

Ergebnis scheint im Gegensatz zu den Ermittlungen Kenneth G. Merriams zu stehen, über die in Eng. News-Rec. vom 21. November 1929, S. 811, berichtet wurde. Indessen mag die Tatsache, daß die Unterlagen bei den Versuchen Professor Merriams andere Eigenschaften als die beschriebenen hatten, den Widerspruch zum Teil erklären. Aus der Form, welche die Platte annahm, ging hervor, daß die Säulenlast in den Flanschen konzentriert war. Beachtenswert ist, daß die Plattenecken, wenn die Unterlage aus Beton war, sich aufwärts bogen und von

Schlußfolgerungen. Auf Grund dieser Versuche ist gefolgert worden: 1. daß bei quadratischer Fußplatte der größte Teil der Last einer H-Säule entlang den Flanschen der Säule auf die Platte übertragen wird; 2. daß die Größe der Berührungsfläche zwischen Platte und Unterlage abhängig ist von den elastischen Eigenschaften der Unterlage, der Dicke der Platte und der Stelle, auf der die Last aufgebracht wird. Die Größe dieser Fläche ist, wenn die Unterlage elastisch ist, nicht von der Größe der Last abhängig.

Dipl.-Ing. G. Koch.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Kubikmeterpreis als Maßstab der Wirtschaftlichkeit.

Von Regierungsbaumeister Hans Stephan, Berlin-Charlottenburg.

Die Wirtschaftlichkeit eines Bauvorhabens beruht in einer möglichst geringen Höhe des Kostenaufwandes, mit dem ein bestimmter Raumbedarf — festgelegt im Raumprogramm — einwandfrei zur Verfügung gestellt wird. Der Kostenaufwand kann nicht nur durch sparsame Grundrißplanung und durch kaufmännische Methoden (günstige Abschlüsse), sondern vor allem auch durch technisch-konstruktive Maßnahmen eingeschränkt werden; hierzu gehört in erster Linie die zweckmäßige Wahl der tragenden Konstruktionen.

Zur Feststellung der Wirtschaftlichkeit, hauptsächlich auch im Vergleich zu anderen Bauten, dient als allgemein übliche überschlägliche Methode die Kubikmeterpreisberechnung. Aus dem Einheitspreise, der sich aus der Division der Baukostensumme durch den umbauten Raum des Gebäudes ergibt, sollen sich Rückschlüsse ziehen lassen auf den

Grad der Wirtschaftlichkeit, d. h. auf das Maß, in dem es gelungen ist, den Kostenaufwand gering zu halten. Es leuchtet ein, daß sich auf diesem Wege Ergebnisse für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit in kaufmännischer und technisch-konstruktiver Hinsicht mit ausreichender Genauigkeit errechnen lassen, solange die Bautechnik sich allgemein solcher Konstruktionen bediente, welche durch ihren eigenen Umfang den Umfang des Gebäudes nicht sehr unterschiedlich beeinflussen. Die Methode reicht aber heute bei der zunehmenden Bedeutung dünnwandiger Konstruktionen nicht mehr aus. Die verschiedene Stärke der heute möglichen Konstruktionsarten beeinflusst den Umfang der Gebäude und damit das Ergebnis der Kubikmeterpreisberechnungen in solchem Maße, daß sich einwandfreie Wirtschaftlichkeitsvergleiche auf dieser Grundlage nicht mehr an-

stellen lassen. Die modernen dünnwandigen Konstruktionen wie der Stahlskelettbau müssen bei einem Vergleich etwa mit Gebäuden normaler Mauerwerkskonstruktion von vornherein ungünstig abschneiden, weil entweder bei gleichem Nutzraum die Baukostensumme bei ihnen durch eine geringere Anzahl Kubikmeter dividiert wird, sich also ein irreführender höherer Kubikmeterpreis ergibt, oder aber bei gleichem äußeren Umfang der bei ihnen mehr geschaffene lichte, ausnutzbare Raum nicht in Erscheinung tritt. Wie bedeutend diese Differenz sein kann, zeigen die beiden folgenden Beispiele:

1. Beispiel: Zwei Gebäude *A* und *B* haben den gleichen Nutzraum; die reinen Baukosten betragen bei beiden je 900 000 RM. Gebäude *A*, das in gewöhnlicher Mauerwerkskonstruktion errichtet ist, hat 25 700 m³ umbauten Raumes, Gebäude *B* in dünnwandiger Stahlskelettkonstruktion nur 24 000 m³. Hiernach ergibt sich für *A* ein Kubikmeterpreis von rd. 35 RM, für *B* ein solcher von 37,50 RM: *B* erscheint um 7 % teurer, also unwirtschaftlicher als *A*, ist es aber nicht, da Baukostensumme und Nutzraum ebenso groß sind wie bei *A*.

2. Beispiel: Zwei Gebäude *C* und *D* haben den gleichen äußeren Umfang von 30 000 m³; die reinen Baukosten betragen bei beiden 1 080 000 RM. Hiernach errechnet sich für beide ein Kubikmeterpreis von 36 RM, beide Gebäude erscheinen also gleich wirtschaftlich. Da aber *C* als normaler Mauerwerksbau nur rd. 25 000 m³ lichten Raum zur Verfügung stellt, *D* als dünnwandiger Stahlskelettbau innerhalb des gleichen äußeren Umfanges aber 27 000 m³, also 8 % mehr, sind sie es in Wahrheit nicht. Die größere Wirtschaftlichkeit des Gebäudes *D* infolge höherer Ausnutzbarkeit kommt in dem Ergebnis der Kubikmeterpreisberechnung nicht zum Ausdruck.

Mit Rücksicht auf die modernen dünnwandigen Konstruktionen ist es daher notwendig, die Methode der Kubikmeterpreisberechnung einer Nachprüfung zu unterziehen, wenigstens da, wo man sie zu Wirtschaftlichkeitsvergleichen benutzen will. Einwandfreie Zahlen sind nur dann zu erhalten, wenn die irreführende Verschiedenartigkeit der Konstruktionsstärken als Faktor aus der Rechnung ausgeschieden ist. Es darf deshalb die Baukostensumme nicht, wie bisher üblich, durch den äußeren umbauten Raum dividiert werden, sondern durch den inneren eingebauten Raum, der sich aus der Multiplikation der lichten Raumflächen mit den lichten Raumhöhen errechnet. Der sich auf diese Weise ergebende lichte Kubikmeterpreis (Preis je Kubikmeter eingebauten Raumes) wird nicht mehr beeinflusst durch die verschiedenartige Stärke der Konstruktionen, bleibt aber nach wie vor durch ihren Preis belastet und läßt daher zutreffende Rückschlüsse sowohl auf die kaufmännische wie auf die technisch-konstruktive Leistung zu.

Noch nicht erfaßt ist die Wirtschaftlichkeit des Grundrisses. Hier liegen allerdings vielfach durch die Forderungen des Bauherrn oder die Besonderheiten des Grundstückes weitgehende Bindungen vor. Praktisch kann daher eine Berechnung, die auch die Wirtschaftlichkeit des Grundrisses berücksichtigt, meist nur da von Bedeutung oder erwünscht sein, wo es sich um sehr ähnliche Aufgaben oder womöglich um verschiedene Lösungen ein und derselben Aufgabe handelt, also etwa bei Konkurrenzvorschlägen. Da die Wirtschaftlichkeit eines Grundrisses von dem Maße abhängt, in dem die verlangten reinen Nutzräume des Raumprogrammes mit Verkehrs- und sonstigen Nebenräumen belastet werden, so muß bei einer derartigen Berechnung auch der Umfang dieses Nebenraumes als Faktor aus der Rechnung ausscheiden, die Baukostensumme also durch

Zuschriften an die Schriftleitung.

Angenäherte und genaue Berechnung der Stahlskelettrahmen.
In dem Aufsatz von Prof. Dr. Unold auf S. 97, 1931 dieser Zeitschrift wird für den zweistieligen Stockwerksrahmen eine sehr einfache Näherungsberechnung mitgeteilt. Sie soll dem Zwecke dienen, die von vornherein nicht bekannten Trägheitsmomente der Stäbe zu ermitteln, während die endgültige Berechnung im genauen Verfahren durchgeführt wird. Es sei gestattet, auf eine in beiden Berechnungen gemachte Annahme kurz zurückzukommen.

Es wird nur eine einzige Laststellung und zwar Vollbelastung sämtlicher Riegel zugrunde gelegt, wobei angenommen wird, daß das Eckmoment M_e des Riegels wohl immer größer ist als sein Feldmoment M_m . Dies mag oft zutreffen, sogar unter der nachher angegebenen ungünstigsten Laststellung für Riegelmitte. Soll jedoch das Riegelprofil nicht unveränderlich durchgehen, ordnet man zum Zwecke der Gewichtsersparnis an den Enden Verstärkungen an, dann ist das Größtmoment für Riegelmitte aus der ungünstigsten Laststellung besonders zu ermitteln. Auch kann u. U., wenn das Verhältnis $J_s:J_l$ klein, das Verhältnis $h:l$ groß ist und Wind nicht in Frage kommt, das Moment M_m in Riegelmitte leicht größer werden als das Eckmoment M_e .

Um das Größtmoment in Riegelmitte zu erhalten, muß das Einspannungsmoment möglichst klein sein. Dies tritt bei folgender ungünstigsten Laststellung ein: wechselweise Nutzbelastung der Riegel, d. h. der zu untersuchende Riegel vollbelastet, die beiden Nachbarriegel unbelastet, die nächsten beiden Riegel wieder vollbelastet usw. Diese Belastung kommt auch für die größte Durchbiegung in Riegelmitte in Betracht, falls sie aus irgendwelchen Gründen ermittelt werden soll.
Düsseldorf, 29. Mai 1931. Elwitz.

Erwiderung.

Zu obiger Zuschrift erwidere ich, daß bei Aufstellung des Näherungsverfahrens allerdings nur einfache unverstärkte Riegelprofile vorausgesetzt waren. Setzt man $\frac{J_s}{J_l} \cdot \frac{l}{h} = v$, dann ist M_e um so kleiner und M_m um

so größer, je kleiner v ist. Wiederholt durchgeführte Zahlenbeispiele haben gezeigt, daß selbst bei dem seltener vorkommenden Wert $v = 1$ das M_m bei Alleinbelastung des Riegels immer noch unter dem M_e bei gleichzeitiger Vollbelastung aller Riegel ist; erst bei dem kaum vorkommenden $v = 0,5$ zeigt sich eine mäßige Vergrößerung des M_m gegenüber M_e .

Inzwischen habe ich ein besseres Näherungsverfahren für solche zweistieligen Rahmen aufgestellt, das demnächst bekanntgegeben wird und in dem auch das bei Alleinbelastung des Riegels auftretende größte M_m erscheint, das eben dann zu berücksichtigen ist, wenn der Riegel am Knoten verstärkt wird. Diese Rechnung bestätigt aber meine obige Aussage.

Zur Durchbiegung möchte ich noch bemerken, daß diese wohl bei derselben Belastung, die auch für das M_m maßgebend ist, am größten ist; die maßgebende Belastung für M_m und f ist also: Riegel voll, die nächsten leer, die übernächsten voll usw. Doch haben die übernächsten Riegel so geringen Einfluß auf den betrachteten, daß es völlig hinreicht, f und M_m für Alleinbelastung des Riegels zu bestimmen. In meinem Aufsatz ist nun die Durchbiegung für Vollbelastung aller Riegel angesetzt; der Unterschied ist nicht erheblich und man kann der Meinung sein, daß bei der kaum vorkommenden Alleinbelastung des Riegels die Durchbiegung ruhig den festgesetzten Wert etwas überschreiten darf. Die Durchbiegungsrechnung hat wohl überhaupt nur den Zweck, bei der Profillwahl die zu niedrigen Träger auszuschneiden.
Chemnitz, 23. Juni 1931. Unold.

1. Übliche Berechnung nach umbautem Raum:

$$S: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,090\,000 \text{ RM}}{29\,000} = 37,60 \text{ RM};$$

$$M: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,260\,000 \text{ RM}}{36\,000} = 35,00 \text{ RM}.$$

S erscheint fälschlich als das teurere Projekt, da weder der geringere Anteil der toten Konstruktion am umbauten Raum noch die größere Sparsamkeit des Grundrisses sich auswirkt.

2. Berechnung nach lichte(m) (eingebautem) Raum:

$$S: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,090\,000 \text{ RM}}{26\,500} = 41,10 \text{ RM};$$

$$M: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,260\,000 \text{ RM}}{30\,500} = 41,30 \text{ RM}.$$

Die Fehlerquelle der verschiedenen Wand- und Mauerstärken ist ausgeschaltet. In kaufmännischer wie in technisch-konstruktiver Hinsicht liegt Gleichwertigkeit vor.

Der wirtschaftliche Vorteil, welcher bei *S* infolge der sparsameren Grundrißlösung entsteht, ist jedoch noch nicht erfaßt.

3. Berechnung nach lichte(m) Nutzraum:

$$S: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,090\,000 \text{ RM}}{20\,000} = 54,50 \text{ RM};$$

$$M: 1 \text{ m}^3 = \frac{1\,260\,000 \text{ RM}}{20\,000} = 63,00 \text{ RM}.$$

Erst dieses Ergebnis läßt die Wirtschaftlichkeit auch in grundrißtechnischer Beziehung zutreffend beurteilen.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Formänderung eines kreisförmigen, auf ebener Unterlage aufruhenden Behälterbodens durch Flüssigkeitsdruck. — Die Stahlkonstruktion zum „Haus des Rundfunks“ in Berlin. — Beitrag zur Feuersicherheit von Stahldeckenträgern. — Anwendung der Gasschmelzschweißung im Stahlbau. — Spannungsprüfungen an Fußplatten stählerner Säulen mit H-Querschnitt. — Der Kubikmeterpreis als Maßstab der Wirtschaftlichkeit. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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