

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule

Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 30. September 1932

Heft 20

Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Mitteilungen aus dem Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.

Von Professor Dipl.-Ing. L. Krüger.

Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem wurden in der Abteilung für Baugewerbe auf Antrag besonders hochwertig ummantelte Stützen auf ihr Verhalten gegenüber der Beanspruchung bei einem Brande untersucht. Zur Prüfung gelangten drei Gruppen von Ummantelungen, in jeder Gruppe je drei Ausführungen. In zwei Gruppen wurden Stützen aus I 30, in der dritten Gruppe solche aus I 18 und I 20 ummantelt. Die Ummantelungen waren so gehalten, daß die äußeren Querschnitts-abmessungen der Stützen zwischen 60×70 , 40×60 und 30×40 cm lagen. Als Prüfkörper wurden etwa 3 m hohe Stützen verwendet, die teils einen Kragarm von etwa 1,50 m hatten. Die I-Profile der Stützen und Kragarme waren mit Winkellaschen verbunden, das freie Ende der Kragarme lag auf Mauerwerk auf. Die Prüfstücke wurden in Brandräume von etwa $2,5 \times 3$ m Fläche und 3,25 m Höhe eingebaut.

allen drei Ausführungen der Stahlkern aus I 30 mit porigen Vollziegeln, ist jedoch unter Verwendung von Zementmörtel 1:3 ausgefüllert worden.

Ausführung 1. Der Kern wurde unter Verwendung von verlängertem Zementmörtel 1:2:2 mit Synthoporitplatten umkleidet und diese Ummantelung unter Freilassung eines Zwischenraumes von etwa 4 cm durch einen Außenmantel gleichfalls aus Synthoporitplatten mit 2 cm dickem Kalkmörtelputz geschützt.

Ausführung 2. Aufbau wie bei Ausführung 1. Das Luftpolster ist jedoch durch Gipsdielen mit Kokosfasereinlage ausgefüllt.

Ausführung 3. Die Ummantelung des I-Profils — als Kragarm ausgebildet — wurde wie Ausführung 2 durchgebildet, nur mit der Maßnahme, daß an Stelle der Synthoporitplatten Synthoporitmörtel eingebracht wurde. Diese Schichten erhielten eine Eisenbewehrung.

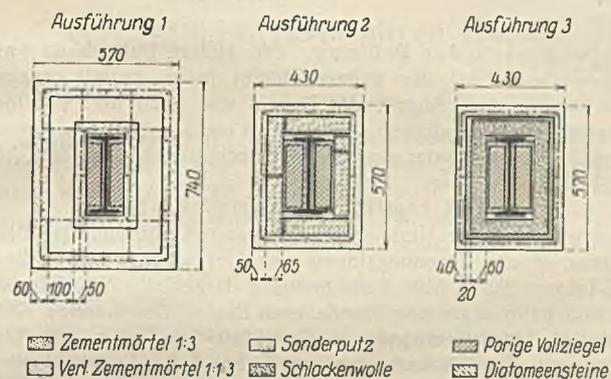


Abb. 1. Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe A.

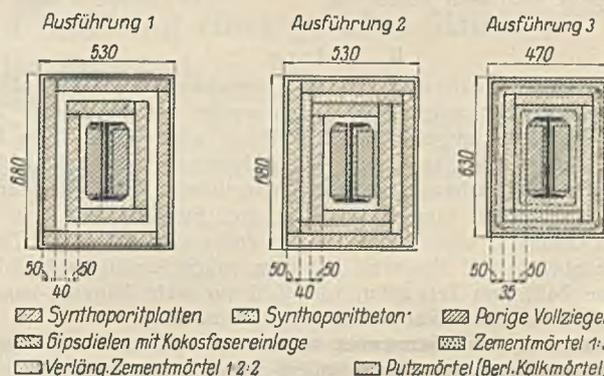


Abb. 2. Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe B.

1. Art der Ummantelungen.

Gruppe A (s. Abb. 1). Die Profile I 30 wurden nach drei Verfahren geschützt. Zunächst wurde in allen drei Fällen der Steg mit porigen Vollziegeln unter Verwendung von Zementmörtel 1:3 ausgemauert.

Ausführung 1. Die Ausmauerung erhielt einen 5 cm dicken Schutzmantel aus verlängertem Zementmörtel 1:1:3. Diese Ummantelung, die in manchen Fällen vielleicht schon als ausreichend anzusehen wäre, erhielt im Abstand von 10 cm einen allseitig umschließenden 5 bis 6 cm dicken Schutzmantel aus verlängertem Zementmörtel 1:1:3. Als Putzträger wurde ein liches Eisengerippe mit nach dem inneren Mantel gehenden Halteisen verwendet. Der Raum zwischen Innen- und Außenmantel blieb frei.

Ausführung 2. Aufbau wie bei Ausführung 1, nur wurde der freie Raum zwischen den Mantelschalen mit normalformatigen Diatomeensteinen ausgemauert.

Ausführung 3. In diesem Falle wurde ein Kragarmträger ummantelt. Der Aufbau der Ummantelung geschah wie bei Ausführung 1. Der freie Raum wurde durch Schlackenwolle, die einen 2 cm dicken Putz besonderer Art erhielt, ausgefüllt.

Gruppe B (s. Abb. 2). Die Ummantelung der Träger dieser Gruppe geschah in ganz ähnlicher Weise wie bei Gruppe A, in Gruppe B wurden zum Vergleich nur andere Schutzstoffe verwendet. Auch hier besteht bei

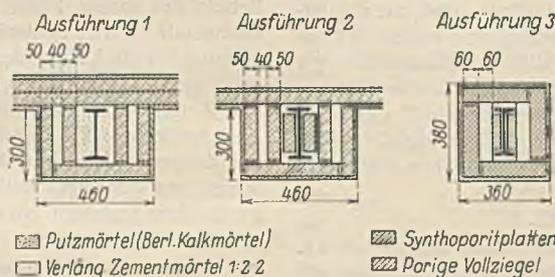


Abb. 3. Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe C.

Gruppe C (s. Abb. 3). Bei dieser Versuchsreihe wurden zwei Wandstützen und eine freistehende Stütze untersucht. Die Wandstützen standen an verschiedenen dicken Wänden, ihre Feuerschutzummantelungen waren bis auf den eigentlichen Kernschutz im allgemeinen gleich, auch die frei stehende Stütze war ähnlich geschützt.

Ausführung 1 — Wandstütze. Das I 20 ist durch einen Kern von 14×25 cm aus verlängertem Zementmörtel 1:2:2 allseitig geschützt, der an den parallel zum Steg laufenden Flächen mit 5 cm dicken Synthoporitplatten abgedeckt ist. Im Abstand von 4 cm von diesen Platten und bündig zur vierten, parallel zur Wand liegenden Kernfläche liegt der äußere Schutzmantel, der auch aus Synthoporitplatten besteht und außen einen 2 cm dicken Kalkmörtelputz trägt.

Ausführung 2 — Wandstütze. Der Aufbau der Ummantelung ist gleich dem der Ausführung 1, nur ist der Kernschutz des Trägers durch Ausmauern mit porösen Normalsteinen unter Verwendung von verlängertem Zementmörtel 1:2:2 erstrebt worden.

Ausführung 3 — frei stehende Stütze. Das I 18 hat einen Kernschutz von 8×22 cm, der an den Flanschen aus verlängertem Zementmörtel 1:2:2, am Steg aus Normalsteinen besteht. Um den Kern ist parallel zum Steg im Abstände von 6 cm und anliegend an den beiden anderen Flächen der äußere Schutzmantel geführt.



Abb. 4. Der äußere Mantel des Versuchsstückes Ausführung 1 in Gruppe A nach dem Ablöschen.



Abb. 5. Der äußere Mantel der Versuchsstücke Ausführung 2 und 3 in Gruppe B nach dem Ablöschen.

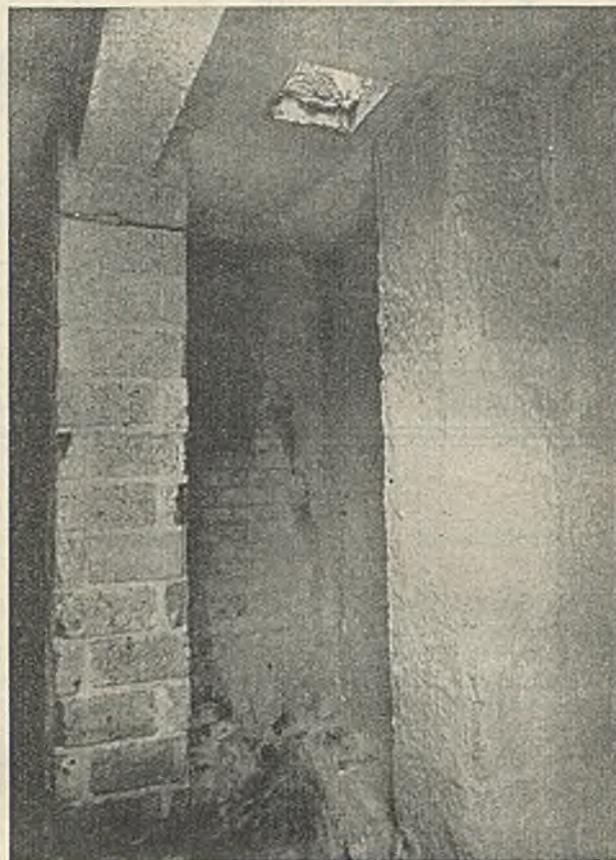


Abb. 6. Die Ummantelung der Versuchsstücke Ausführung 2 und 3 in Gruppe C nach dem Ablöschen.

II. Prüfung.

Versuchsdurchführung. In den Brandhäusern wurden etwa je 4 m³ Kiefern Scheitholz aufgestapelt, dann wurde das Holz nach Übergießen mit Petroleum angezündet. Das Feuer wurde teils durch Nachwerfen von Holzschichten, teils durch Zusatzfeuerung von zwei durch die Zugluken des Versuchshauses zeitweise eingeführten Ölgebläsebrennern bei den Versuchen für Gruppe A und B drei Stunden lang, bei dem Versuch für Gruppe C eine Stunde lang in voller Glut erhalten. Danach wurden die Stützen und Kragarme mit dem vollen Strahl des Hydranten eine gewisse Zeit, zum Teil zehn, zum Teil nur sechs Minuten lang, abgespritzt, und schließlich wurde das Feuer gelöscht.

Messungen. Gemessen wurde der Verlauf der Temperatur innerhalb des Brandraumes, an den Außen- und Innenseiten der hauptsächlich in Betracht kommenden Schutzschichten und an den Stahlkernen in verschiedener Höhe. Die Temperaturmessung geschah je nach der Höhe der zu erwartenden Temperatur mit Platin-Platinrhodium- und mit Kupfer-Kupferkonstantan-Thermoelementen, die an selbstregistrierenden Temperaturschreibern unter Zwischenschaltung einer Kaltlöstelle angeschlossen waren. Die Drähte sämtlicher Thermoelemente wurden in Kapillarröhrchen aus hochwertigem Porzellan verlegt und mit dem Fortschritt der Bauarbeiten eingebaut. Besonderes Augenmerk und größte Sorgfalt wurde auf das Anlegen der Lötstellen, der Thermoelemente und ihren absoluten Schutz verwandt.

III. Versuchsergebnisse.

Das Verhalten der Ummantelungen während des Brandes. Durch Beobachtungsluken konnten äußere Veränderungen im Aussehen der Ummantelungen festgestellt werden.

Gruppe A. An der Ausführung 1 fiel nach etwa 25 Minuten Putz an einzelnen Stellen in Schalen herunter. Im weiteren Verlauf des Versuches fielen weitere Putzstücke ab. Bei Ausführung 2 zeigten sich nach etwa 30 Minuten ungefähr 5 cm von den Kanten parallel zu diesen verlaufende feine Risse, die sich allmählich erweiterten. Nach etwa 80 Minuten lösten sich an den Kanten Putzstücke und fielen herunter. Ausführung 3 (Kragarm) konnte nicht beobachtet werden.

Gruppe B. Unterschiedliches Verhalten der Ausführungen wurde nicht festgestellt. Nach 15 Minuten fiel an einzelnen Stellen Putz in Schalen herunter, im weiteren Verlauf des Versuches fielen größere Putzstücke ab. Ausführung 3 konnte nicht beobachtet werden.

Gruppe C. Bereits nach 3 Minuten begann der Putz an der frei stehenden Stütze abzufallen. Im weiteren Verlauf des Versuches löste sich auch Putz an den beiden Wandstützen und fiel ab.

Befund nach der Prüfung. Die äußere Putzschicht war im allgemeinen abgefallen; der äußere Mantel hatte, soweit er aus Platten bestand, besser dem Angriff des Feuers und auch dem des löschenden Wasserstrahles standgehalten. Die Abb. 4 bis 6 zeigen das Aussehen der äußeren Ummantelung der einzelnen Versuchsstücke nach dem Ablöschen.

Die ermittelten Temperaturen.

Gruppe A. Der Verlauf der Temperatur während des Brandes im Brandhaus, an den Trennungsfugen einzelner Schutzschichten und an den Stahl-I-Trägern ist in Abb. 7 zeichnerisch dargestellt. Die Temperatur im Brandraum hatte etwa eine Stunde nach Beginn des Brandes 1000° überschritten; als Höchsttemperatur wurden 1160° gemessen. Die Temperatur des Stahls an Flansch und Steg war nahezu gleich; bei den einzelnen Ummantelungsarten zeigten sich unwesentliche Unterschiede. Die Temperatur stieg im allgemeinen nicht über 120°, gleichgültig, ob der Schutz des Innen- gegen den Außenmantel durch Luft, durch Diatomeensteine oder durch Schlackenwolle stattfand. Beachtlich ist, daß bei Ausführung 1 (mit Luftpolster) die gemessene Höchsttemperatur an der Innenseite des äußeren Mantels um 100° hinter der bei den Ausführungen 2 und 3 (mit Diatomeensteinen und Schlackenwolle) zurückblieb, an der Außenseite der Kernummantelung jedoch um etwa 350° höher lag als bei diesen. Weiterhin fällt bei diesen Kurven auf, daß der Beginn des schrofferen Anstieges zeitlich verschieden ist. Diese Phasenverschiebung ist in dem früheren oder späteren Zerstörungsbeginn der äußeren Putzschichten begründet.

Gruppe B. Gemessen wurde lediglich der Verlauf der Temperatur der Luft im Brandraum und des Stahls der I-Träger bei den Ausführungen 1 und 2 (vgl. Abb. 8). Bei der Schlußbeobachtung betrug bei Ausführung 1 die Temperatur des Stahls 90°, bei Ausführung 2 50°, demnach hat die Ummantelung, bei der der Luftraum durch Gipsplatten ausgefüllt war, einen besseren Schutz gewährt.

Gruppe C. Die Messungen erstreckten sich auf die Feststellung des Verlaufs der Temperatur der Luft im Brandraum, des Luftpolsters und des Stahls (vgl. Abb. 9). Wesentliche Unterschiede in der Erwärmung des Luftpolsters bei den drei Ausführungen wurden nicht gefunden. Die Temperatur stieg etwa 20 Minuten nach Beginn des Brandes auf etwa 100° und hatte bei Beendigung des Versuches nach einer Stunde etwa 115° im Mittel erreicht. Die Temperaturen des Stahls der Wandstützen und der frei stehenden Stütze dagegen weisen größere Unterschiede auf. Der allein mit verlängertem Zementmörtel 1:2:2 ummantelte Stahlkern bei Ausführung 1 — die Wandstütze war an eine stärkeren Wärmeschutz bietende Wand angebaut — wies die geringste Erwärmung auf. Stärkere

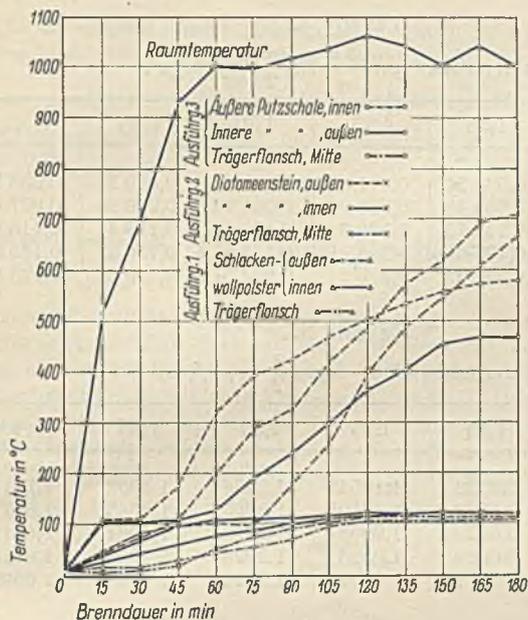


Abb. 7. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Prüfstücke Gruppe A.

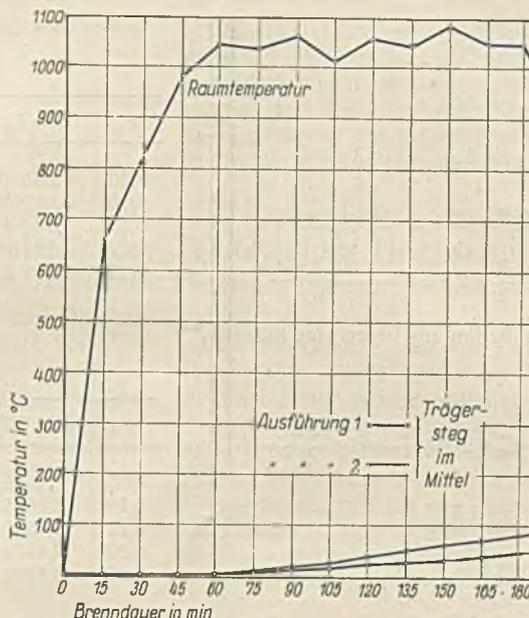


Abb. 8. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Stahlkerne Gruppe B.

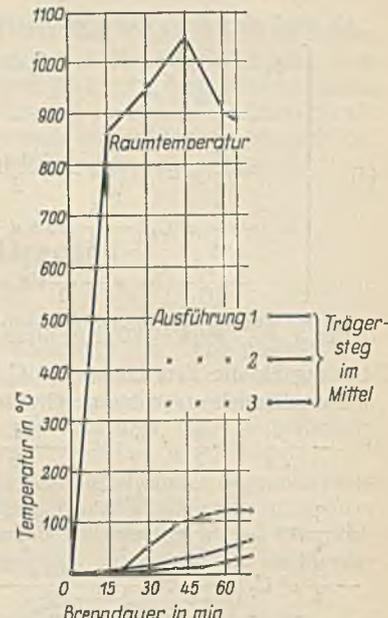


Abb. 9. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Stahlkerne Gruppe C.

Erwärmung wurde bei dem Stahlkern der Ausführung 2 festgestellt, während die Temperatur des Stahlkerns der frei stehenden Stütze um etwa 100% höher lag als die der Stahlkerne in den Wandstützen. Die gemessene Höchsttemperatur betrug 143°. Die Temperaturmessungen des Stahls an der Stütze wurden auch nach dem Ablöschen fortgesetzt, bis der Eintritt einer Abkühlung beobachtet werden konnte. Dies geschah im allgemeinen eine halbe Stunde nach dem Ablöschen.

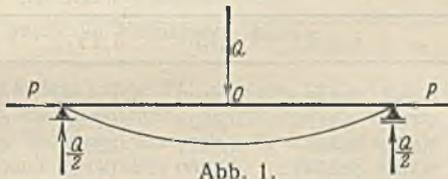
IV. Schlußfolgerung.
Aus den Ergebnissen der vorliegenden Versuche ist der Schluß zu ziehen, daß die Ummantelungen in der vorliegenden überaus hochwertigen Form — Doppelummantelung — bei sachgemäßer Ausführung und pfleglicher Wartung auch bei größtem Schadenfeuer dem Stahl ausreichend Schutz gegenüber dem Angriff des Feuers gewährt haben.

Näherungsverfahren für die Biegung und Knickung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Schleusner, Charlottenburg.

Im Stahlbau 1930, Heft 1, hatte ich den geraden Stab behandelt, der durch eine Einzellast Q bzw. eine Gruppe von Einzellasten auf Biegung und durch eine Normalkraft P auf Knicken ($P < P_E$, $P_E = \text{Eulerwert}$) beansprucht wird. Im folgenden soll der Fall untersucht werden, wenn $P > P_E$ wird und eine Einzellast Q sich in der Stabmitte befindet (Abb. 1). Es wird das Picardsche Verfahren der sukzessiven Approximation angewendet¹⁾; da die Differentialgleichung sich auch streng durch elliptische Integrale integrieren läßt, ist ein Mittel gegeben, die Güte des Näherungsverfahrens abzuschätzen.



Bezeichnet man die Bogenlänge mit s , dann nimmt mit 0 als Koordinatenanfangspunkt die Differentialgleichung folgende Form an:

$$(1) \quad \frac{d^2 y}{ds^2} = -\frac{Q}{2} \left(\frac{l}{2} - s \right) - P y,$$

$$\sqrt{1 - \left(\frac{dy}{ds} \right)^2}$$

wenn man die Bogenlänge der Biegelinie als unabhängige Variable einführt.

Führt man die dimensionslosen Größen

$$\sigma = \frac{s}{l}, \quad \eta = \frac{y}{l}, \quad \lambda = \frac{P}{P_E} > 1, \quad \mu = \frac{Q}{P}$$

ein, so wird, wenn Differentiationen durch Punkte angedeutet werden und wenn man η^2 gegen 1 vernachlässigt,

$$\ddot{\eta} = -\frac{\pi^2 \lambda \cdot \mu}{2} \left(\frac{1}{2} - \sigma \right) - \pi^2 \lambda \eta.$$

Die Lösung lautet:

$$(2) \quad \eta_1 = -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \alpha \sigma + C_2 \cos \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \left(\sigma - \frac{1}{2} \right),$$

wo $\alpha = \pi \sqrt{\lambda}$;

C_2 ist eine unbestimmt gelassene Integrationskonstante.

¹⁾ Trefftz, Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt 1918, S. 101, Zur Frage der Holmfestigkeit. — Derselbe, Mathematische Annalen 1915, S. 327, Über die Konvergenz des Picardschen Verfahrens der sukzessiven Näherungen bei gewöhnlichen Differentialgleichungen.

Dann ergibt sich die zweite Näherung aus der Differentialgleichung (indem man $\sqrt{1 - \eta^2}$ durch $1 - \frac{1}{2} \eta^2$ annähert)

$$\ddot{\eta}_2 = \ddot{\eta}_1 \left(1 - \frac{1}{2} \eta_1^2 \right),$$

$$\dot{\eta}_2 = \dot{\eta}_1 - \frac{1}{6} \dot{\eta}_1^3,$$

$$(3) \quad \eta_2 = \eta_1 - \frac{1}{6} \int_0^\sigma \dot{\eta}_1^3 d\sigma; \quad \text{wo}$$

$$(2a) \quad \dot{\eta}_1 = -\frac{\mu}{2} \cos \alpha \sigma - \alpha C_2 \sin \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \quad \text{ist.}$$

Bestimmung des Integrals $\int \dot{\eta}_1^3 d\sigma$.

Führt man (2a) in das Integral ein, so ergibt sich nach einigen Zwischenrechnungen:

$$\int_0^\sigma \dot{\eta}_1^3 d\sigma = \int_0^\sigma \frac{\mu^3}{8} (1 - \cos^3 \alpha \sigma - 3 \cos \alpha \sigma + 3 \cos^2 \alpha \sigma) d\sigma$$

$$- \int_0^\sigma \frac{3}{4} \mu^2 \alpha C_2 \sin \alpha \sigma (1 + \cos^2 \alpha \sigma - 2 \cos \alpha \sigma) d\sigma$$

$$+ \int_0^\sigma \frac{3}{2} \mu \alpha^2 C_2^2 \sin^2 \alpha \sigma (1 - \cos \alpha \sigma) d\sigma$$

$$- \int_0^\sigma \alpha^3 C_2^3 \sin^3 \alpha \sigma d\sigma.$$

Nach Ausführung der Integration ergibt

das erste Integral:

$$\frac{\mu^3}{16} \left(5\sigma - \frac{15 \sin \alpha \sigma}{2\alpha} + \frac{3 \sin 2\alpha \sigma}{2\alpha} - \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6\alpha} \right),$$

das zweite Integral:

$$\frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \alpha \sigma + \frac{\cos 2\alpha \sigma}{2} - \frac{\cos 3\alpha \sigma}{12} + \frac{5}{6} \right),$$

das dritte Integral:

$$\frac{3}{4} \mu \alpha^2 C_2^2 \left(\sigma - \frac{\sin \alpha \sigma}{2\alpha} - \frac{\sin 2\alpha \sigma}{2\alpha} + \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6\alpha} \right),$$

und das vierte Integral:

$$\frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \alpha \sigma - \cos^3 \alpha \sigma - 8).$$

Es wird also der zweite verbesserte η -Wert:

$$(4) \left\{ \begin{aligned} \eta_2 = & -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \alpha \sigma + C_2 \cos \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \left(\sigma - \frac{1}{2} \right) \\ & - \frac{1}{6} \left\{ \frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \alpha \sigma - \cos 3\alpha \sigma - 8) \right. \\ & + \frac{3}{4} \mu \alpha C_2^2 \left(\alpha \sigma - \frac{\sin \alpha \sigma}{2} - \frac{\sin 2\alpha \sigma}{2} + \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6} \right) \\ & - \frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \alpha \sigma + \frac{\cos 2\alpha \sigma}{2} - \frac{\cos 3\alpha \sigma}{12} + \frac{5}{6} \right) \\ & \left. + \frac{\mu^3}{16\alpha} \left(5\sigma \alpha - \frac{15}{2} \sin \alpha \sigma + \frac{3}{2} \sin 2\alpha \sigma - \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6} \right) \right\}. \end{aligned} \right.$$

Für $\sigma = \frac{1}{2}$ muß $\eta = 0$ sein; diese Randbedingung liefert eine kubische Gleichung für die Berechnung von C_2 .

Die aufzulösende kubische Gleichung lautet also:

$$0 = -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + C_2 \cos \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{6} \left\{ \frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \frac{\alpha}{2} - \cos \frac{3\alpha}{2} - 8) \right. \\ \left. + \frac{3}{4} \mu \alpha C_2^2 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{2} - \frac{\sin \alpha}{2} + \frac{\sin 1,5\alpha}{6} \right) \right. \\ \left. - \frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{\cos \alpha}{2} - \frac{\cos 1,5\alpha}{12} + \frac{5}{6} \right) \right. \\ \left. + \frac{\mu^3}{16\alpha} \left(\frac{5}{2} \alpha - \frac{15}{2} \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{3}{2} \sin \alpha - \frac{\sin 1,5\alpha}{6} \right) \right\}$$

oder

$$0 = \frac{3\mu}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + f_4(\alpha) \mu^3 + C_2 \left[-6 \cos \frac{\alpha}{2} - \mu^2 f_3(\alpha) \right] \\ + C_2^2 \mu f_2(\alpha) + C_2^3 f_1(\alpha),$$

wo zur Abkürzung:

$$f_1(\alpha) = \frac{\alpha^2}{12} \left[9 \cos \frac{\alpha}{2} - \cos 1,5\alpha - 8 \right]$$

$$f_2(\alpha) = \frac{3}{4} \alpha \left[\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{2} - \frac{\sin \alpha}{2} + \frac{\sin 1,5\alpha}{6} \right]$$

$$f_3(\alpha) = \frac{3}{4} \left[-\frac{5}{4} \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{\cos \alpha}{2} - \frac{\cos 1,5\alpha}{12} + \frac{5}{6} \right]$$

$$f_4(\alpha) = \frac{1}{16\alpha} \left[\frac{5}{2} \alpha - \frac{15}{2} \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{3}{2} \sin \alpha - \frac{\sin 1,5\alpha}{6} \right].$$

Für Werte $\lambda = 1,1$ bis 1,4 und $\mu = 0,05$ bis 0,25 ist die Rechnung durchgeführt worden; sie ist in Tabellenform wiedergegeben:

Tabelle 1.

$$\pi \sqrt{\lambda} = \alpha; \quad \frac{\alpha}{2}; \quad 1,5\alpha.$$

| λ | α | α° | $\frac{\alpha^\circ}{2}$ | $1,5\alpha^\circ$ |
|-----------|-----------|----------------|--------------------------|-------------------|
| 1,10 | 3,294 931 | 188° 47' 8" | 94° 23' 34" | 283° 10' 42" |
| 1,15 | 3,368 983 | 193° 1' 43" | 96° 30' 51" | 289° 32' 34" |
| 1,25 | 3,512 407 | 201° 14' 46" | 100° 37' 23" | 301° 52' 9" |
| 1,30 | 3,581 967 | 205° 12' 54" | 102° 36' 51" | 307° 50' 51" |
| 1,35 | 3,650 201 | 209° 8' 28" | 104° 34' 44" | 313° 42' 42" |
| 1,40 | 3,717 183 | 212° 58' 44" | 106° 29' 22" | 319° 28' 6" |

Tabelle 2.

Werte von $\sin \alpha, \cos \alpha; \sin \frac{\alpha}{2}, \cos \frac{\alpha}{2}; \sin 1,5\alpha, \cos 1,5\alpha$.

| λ | $\sin \alpha$ | $\cos \alpha$ | $\sin \frac{\alpha}{2}$ | $\cos \frac{\alpha}{2}$ | $\sin 1,5\alpha$ | $\cos 1,5\alpha$ |
|-----------|---------------|---------------|-------------------------|-------------------------|------------------|------------------|
| 1,10 | -0,15274 | -0,98827 | +0,99706 | -0,07659 | -0,97366 | +0,22798 |
| 1,15 | -0,22544 | -0,97426 | +0,99354 | -0,11345 | -0,94239 | +0,33451 |
| 1,25 | -0,36237 | -0,92203 | +0,98286 | -0,18435 | -0,84926 | +0,52798 |
| 1,30 | -0,42628 | -0,90459 | +0,97586 | -0,21841 | -0,78965 | +0,61356 |
| 1,35 | -0,48696 | -0,87342 | +0,96784 | -0,25157 | -0,72283 | +0,69103 |
| 1,40 | -0,54433 | -0,83787 | +0,95887 | -0,28384 | -0,64987 | +0,76005 |

Tabelle 3.

Funktionswerte $f_1(\alpha), f_2(\alpha), f_3(\alpha), f_4(\alpha)$.

| λ | $f_1(\alpha)$ | $f_2(\alpha)$ | $f_3(\alpha)$ | $f_4(\alpha)$ |
|-----------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 1,10 | - 8,0676 | + 2,6269 | 0,311 96 | 0,013 14 |
| 1,15 | - 8,8488 | + 2,8890 | 0,345 10 | 0,014 65 |
| 1,25 | -10,4732 | + 3,4362 | 0,415 31 | 0,017 93 |
| 1,30 | -11,3115 | + 3,7197 | 0,452 19 | 0,019 68 |
| 1,35 | -12,1639 | + 4,0084 | 0,490 13 | 0,021 52 |
| 1,40 | -13,0282 | + 4,3017 | 0,529 02 | 0,023 43 |

Tabelle 4.

Zahlenwerte von $\frac{3\mu}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + f_4(\alpha) \mu^3$.

| μ | $\lambda = 1,1$ | 1,15 | 1,25 | 1,30 | 1,35 | 1,40 |
|-------|-----------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 0,05 | 0,045 39 | 0,044 24 | 0,041 97 | 0,040 86 | 0,039 77 | 0,038 70 |
| 0,10 | 0,090 79 | 0,088 48 | 0,083 96 | 0,081 74 | 0,079 56 | 0,077 42 |
| 0,15 | 0,136 2 | 0,132 75 | 0,126 0 | 0,122 7 | 0,119 4 | 0,116 2 |
| 0,20 | 0,181 7 | 0,177 0 | 0,168 0 | 0,163 6 | 0,159 3 | 0,155 0 |
| 0,25 | 0,227 2 | 0,221 4 | 0,210 2 | 0,204 6 | 0,199 2 | 0,193 9 |

Tabelle 5.

Zahlenwerte für $-6 \cos \frac{\alpha}{2} - \mu^2 f_3(\alpha)$.

| μ | $\lambda = 1,1$ | 1,15 | 1,25 | 1,30 | 1,35 | 1,40 |
|-------|-----------------|--------|---------|--------|--------|--------|
| 0,05 | 0,4588 | 0,6798 | 1,1051 | 1,3094 | 1,5082 | 1,7017 |
| 0,10 | 0,4565 | 0,6772 | 1,10195 | 1,3060 | 1,5045 | 1,6977 |
| 0,15 | 0,4526 | 0,6729 | 1,0968 | 1,3003 | 1,4984 | 1,6911 |
| 0,20 | 0,4471 | 0,6669 | 1,0895 | 1,2924 | 1,4897 | 1,6818 |
| 0,25 | 0,4401 | 0,6591 | 1,0801 | 1,2822 | 1,4788 | 1,6699 |

Tabelle 6.

Zahlenwerte für $\mu f_2(\alpha)$.

| μ | $\lambda = 1,1$ | 1,15 | 1,25 | 1,30 | 1,35 | 1,40 |
|-------|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,05 | 0,1313 | 0,1445 | 0,1718 | 0,1860 | 0,2004 | 0,2151 |
| 0,10 | 0,2627 | 0,2889 | 0,3436 | 0,3720 | 0,4008 | 0,4302 |
| 0,15 | 0,3940 | 0,4334 | 0,5154 | 0,5580 | 0,6013 | 0,6453 |
| 0,20 | 0,5254 | 0,5778 | 0,6872 | 0,7439 | 0,8017 | 0,8603 |
| 0,25 | 0,6567 | 0,7223 | 0,8591 | 0,9299 | 1,0021 | 1,0754 |

Man erhält im ganzen 30 kubische Gleichungen, von denen nur die für $\mu = 0,05$ und $\lambda = 1,1$ angeschrieben werden sollen:

$$- 8,0676 C_2^3 + 0,1313 C_2^2 + 0,4588 C_2 + 0,04539 = 0$$

oder in reduzierter Form $(C_2' = C_2 + \frac{1}{3} \mu \frac{f_2(\alpha)}{f_1(\alpha)})$

$$C_2'^3 - 0,0570 C_2' - 0,00594 = 0.$$

Die Auflösung ergibt für C_2 die Werte der Tabelle 7.

Tabelle 7.

Werte C_2 .

| μ | $\lambda = 1,1$ | 1,15 | 1,25 | 1,30 | 1,35 | 1,40 |
|-------|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,05 | 0,2851 | 0,3129 | 0,3503 | 0,3629 | 0,3727 | 0,3804 |
| 0,10 | 0,3196 | 0,3420 | 0,3728 | 0,3833 | 0,3915 | 0,3979 |
| 0,15 | 0,3487 | 0,3672 | 0,3932 | 0,4022 | 0,4092 | 0,4145 |
| 0,20 | 0,3741 | 0,3900 | 0,4123 | 0,4199 | 0,4257 | 0,4302 |
| 0,25 | 0,3972 | 0,4110 | 0,4302 | 0,4367 | 0,4416 | 0,4454 |

Es ergibt sich dann die größte Durchbiegung aus Gl. 4 zu

$$\eta_{\max} = C_2 - \frac{\mu}{4}.$$

Zahlenbeispiel:

Es sei $P = 1,1 P_E (\lambda = 1,1)$ und $\mu = 0,2$, d. h. $Q = 0,2 P = 0,22 P_E$;

es ist dann $\eta_{\max} = 0,3741 - \frac{0,2}{4} = 0,3241$.

Die strenge Lösung ergebe sich aus der Differentialgleichung (1), die man auch in folgender Form schreiben kann (s. Abb. 2)

$$\frac{d\alpha}{ds} = -\frac{Py}{EJ} - \frac{Ax}{EJ}, \\ \frac{d^2\alpha}{ds^2} = -\frac{P \sin \alpha + A \cos \alpha}{EJ}$$

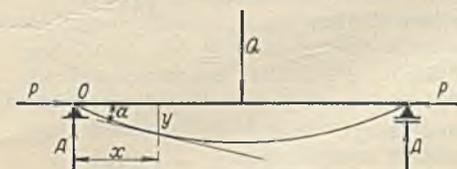


Abb. 2.

oder, wenn man den Hilfswinkel ξ durch $\text{tg } \xi = \frac{A}{P}$ einführt,

$$\frac{d^2\alpha}{ds^2} = -\frac{\sqrt{P^2 + A^2}}{EJ} \{ \cos \xi \sin \alpha - \sin \xi \cos \alpha \}$$

oder mit $\alpha - \xi = \vartheta$

$$\frac{d^2\vartheta}{ds^2} + k \sin \vartheta = 0.$$

Die Integration dieser Differentialgleichung ist bekannt (Gleichung des Pendels). Die Randbedingungen lauten:

$$\text{für } s = l \text{ ist } \frac{d^2 \alpha}{ds^2} = 0 \text{ und } \int \sin \alpha \frac{ds}{d\alpha} d\alpha = 0.$$

Die Zahlenrechnung, die hier nicht wiedergegeben werden soll, liefert $\eta_{\max} = 0,34$.

Eine kurze Bemerkung, warum bei dem Näherungsverfahren die Bogenlänge der Biegungslinie als unabhängige Variable eingeführt wird, mag noch Platz finden; zunächst ist für einen Stab die Länge von vornherein gegeben und nicht die Sehnenlänge; dann ist aber auch die Rücksicht auf die Konvergenz des Picardschen Verfahrens maßgebend, da sie sich bei Einführung der Bogenlänge ohne Schwierigkeit beweisen läßt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden.

Von Reg.-Baurat Walther Heise, Dresden.

Diese Ende 1931 fertiggestellte Halle ist ein in mehrfacher Hinsicht bemerkenswerter Stahl-Fachwerkbau. Sie dient zur Vornahme von Versuchen mit extrem hohen Spannungen (2 Mill. Volt) und die aus dieser Spannungshöhe und aus dem Betriebe in der Halle sich ergebenden Ausführungsbedingungen führten zu interessanten konstruktiven Lösungen und zur Errichtung eines Bauwerkes, das schon durch seine Größenverhältnisse die bisher für solche Zwecke geschaffenen Bauten bei weitem übertrifft.

Für die konstruktive Lösung des Stahlskeletts reichten mehrere auf diesem Gebiete erfahrene Firmen Vorschläge ein. Von diesen wurde derjenige der Mitteldeutsche Stahlwerke AG., Lauchhammer, für die Ausführung gewählt, weil er in sehr zweckmäßiger Weise den technischen Bedingungen Rechnung trug und außerdem auch in wirtschaftlicher Hinsicht äußerst vorteilhaft war.

Das Stahlskelett besteht aus zwei in den Giebelwänden liegenden Fachwerkverbänden und aus vier Rahmenbindern in Abständen von rd. 10,50 m voneinander (s. Abb. 2). Die Binder sind als vollwandige, bis zur Oberlichtöffnung vorkragende Halbrahmen ausgebildet, auf welche die Dachbinder

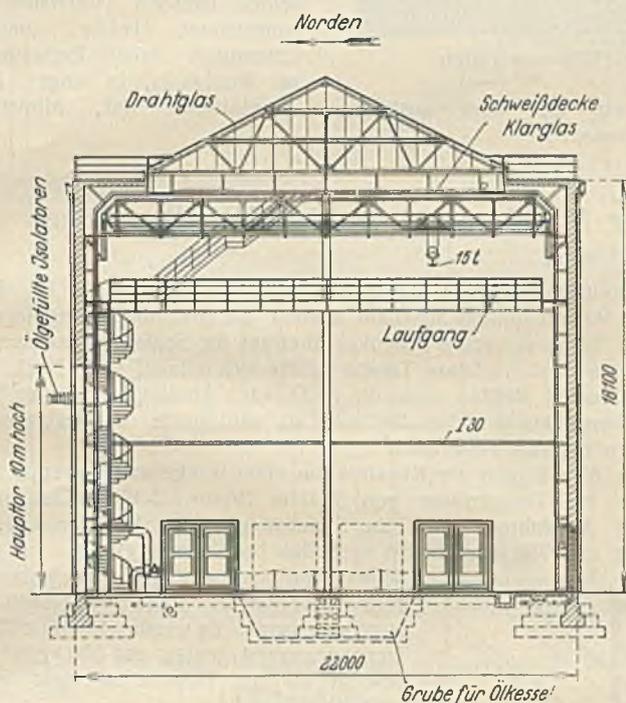


Abb. 1. Querschnitt durch die Hochspannungshalle.

Die Halle (Abb. 1) hat 45,7 m äußere Länge, 22,0 m Breite, 18,0 m Höhe; sie soll den Kern eines später zu errichtenden neuen Instituts bilden, dessen an der Ost-, Süd- und Westseite anzuordnende Gebäude sich ohne Schwierigkeiten organisch und konstruktiv mit ihr verbinden lassen müssen. Ihr lichter Raum mußte vollkommen frei bleiben von Zwischenwänden, Stützen, Streben, Zugankern und ähnlichen Konstruktionsteilen, ebenso das Äußere des Gebäudes. Die Süd- und Ostwand erhielten 7 Tore üblicher Größe, die Nordwand jedoch ein solches von 10/10 m Lichtweite, und außerdem noch in 10 m Höhe 6 je 2/2 m große Öffnungen zur Aufnahme der je etwa 1000 kg schweren, großen ölgefüllten Isolatoren (an deren Stelle einstweilen nur 2 je 300 kg schwere eingesetzt worden sind), und die Westwand schließlich eine 14/13 m große Bühnenöffnung nach einem später dort anzubauenden großen Hörsaal. Fenster durften nicht eingebaut werden, für einwandfreien Belichtung war durch ein fast die ganze Decke überspannendes Oberlicht zu sorgen, das andererseits vollkommen zu verdunkeln sein mußte. In 12 m Höhe war ein an den Hallenwänden ringsum laufender Gang einzubauen, der von zwei Wendeltreppen aus zugänglich ist und die gefahrlose Beobachtung der Hochspannungsversuche ermöglicht, und in 16 m Höhe die Laufbahn für einen die Halle in ihrer ganzen Länge befahrenden Kran von 15 t Tragkraft (ausgeführt durch Unruh & Liebig, Leipzig). Das die Halle abschließende Oberlicht war allseitig von einer 3 m breiten Plattform einzufassen, von der aus Versuche in das anliegende Freiluftversuchsfeld gemacht werden sollen.

Diese Ausführungsbedingungen, im besonderen die große Spannweite und Höhe der Halle, ferner die Vorschrift, daß keinerlei Konstruktionsteile ihren lichten Raum kreuzen durften, und schließlich die Zahl und abnorme Größe der geforderten Maueröffnungen wiesen von vornherein auf einen Stahlskelettbau hin. Versuche, Lösungen in Eisenbetonbauweise zu finden, ergaben eine Verteuerung um mehr als 50% und bewiesen damit die Überlegenheit des Stahlskelettbauwesens für derartige Bauten einwandfrei.

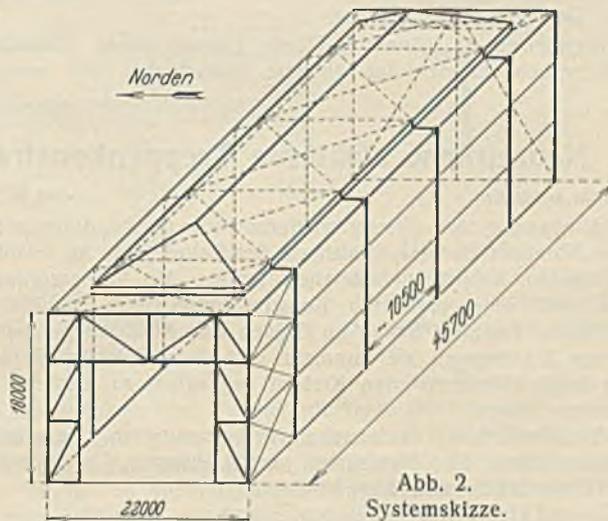


Abb. 2. Systemskizze.

aufgesetzt sind. Die Halbrahmen stützen sich gegen einen in Höhe des Binderuntergurts liegenden Horizontalverband, der die Horizontalkräfte auf die Giebelwandverbände überträgt. Die Kragarme der Halbrahmen tragen die Plattform des Daches, der Binderobergurt das Oberlicht aus kittlos verlegtem Drahtglas und der Binderuntergurt die daran aufgehängte innere Schweißdecke aus Klarglas. Diese Ausbildung ermöglicht es, über der Schweißdecke nur leichte, wenig Schatten gebende Konstruktionsteile einzubauen und in dem freien Raum zwischen Schweißdecke und Dachbinder die Verdunkelungsanlage, Bauart CEGEDE, unterzubringen. Die statische Wirkung der Konstruktion ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Binder haben vier Querverbindungen: die erste in 6 m Höhe aus Breitflanschträgern, die zweite in 12,50 m Höhe, zugleich Stützkonstruktion für den Beobachtungsgang, die dritte in 15,70 m Höhe, zugleich Kranlaufbahn, und schließlich die vierte in Höhe der Köpfe der Bindersäulen. Soweit sie im Mauerwerk liegen, bilden sie gleichzeitig die Fachwerkrahmen der 1 1/2 Stein starken Umfassungswände. Letztere sind zum Schutze gegen nach außen hin wirkende elektrische Störungen mit unter Putz verlegtem Drahtgewebe abgeschirmt. Die Plattform besteht aus Bimsbetonplatten mit Hartasphaltbelag, die Tore — von denen das 10/10 m große in der Nordwand als Falztür ausgeführt ist — aus Stahlblech (Firma Carl Renner Nachf., Landeshut i. Schles.).

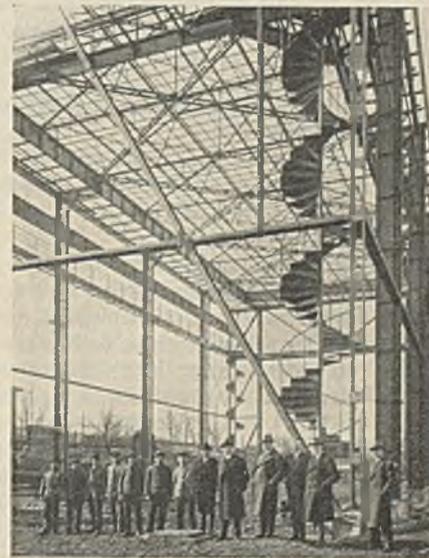


Abb. 3. Das Stahlskelett nach beendeter Montage.

Die meisten Stahlbauteile wurden fertig vernietet angeliefert und die Montage bei ungünstigsten Witterungsverhältnissen nur mit Schwenkmast und ohne Rüstung ausgeführt (Abb. 3). Einen Blick in die fertiggestellte Halle zeigt Abb. 4.

Die Beheizung der Halle bot beträchtliche Schwierigkeiten; zunächst infolge der großen Abkühlungsflächen des vollständig frei stehenden Gebäudes (die verhältnismäßig schwachen Außenmauern, das große Stahlblechtor und das 39,30/15,60 m große Oberlicht), ferner wegen der großen Raumhöhe, und schließlich durch die Bedingung, die Raumtemperatur niemals unter 5° C sinken zu lassen, sie aber jederzeit binnen kurzem mit einer geräuschlos arbeitenden Anlage auf 20° C hochheizen zu können. Durch Einbau einer Gasheizanlage mit gußeisernen Elementöfen (Bauart Prometheus) mit motorischer

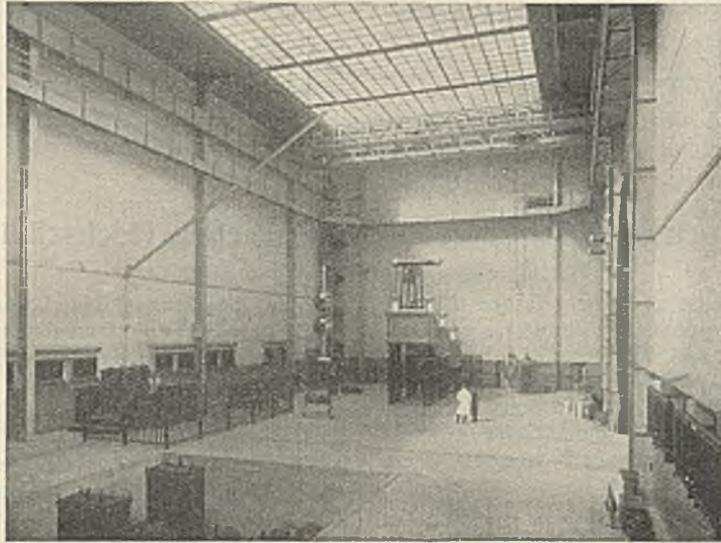


Abb. 4. Blick in die fertiggestellte Halle von Osten.

manarbeit mit dem zuständigen Dr. Kramer.

Absaugung der Abgase, mit selbsttätiger Gasdruck- und Wärmeregulierung und Sicherheitsschaltanlage ist diese Aufgabe jedoch in überraschend günstiger Weise gelöst worden. Die Anheizzeit ist kurz, die selbsttätige Regulierung arbeitet einwandfrei und die zu befürchtenden Zugerscheinungen traten nicht ein; es ist vielmehr eine durchaus gleichmäßige Wärmeverteilung in allen Schichten der Halle festzustellen.

Die Entwurfsbearbeitung erfolgte nach den technischen Anforderungen des Instituts (Direktor: Professor Dr. Binder) durch das Neubauamt Technische Hochschule Dresden (Vorstand Regierungsbaurat Heise, besonders unterstützt durch Regierungsbaurat Pollack), in enger Zusammenarbeit mit dem zuständigen technischen Rat, Ministerialrat

Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktion in der Massiv- und Stahlskelett-Bauweise.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Max Steude, Dresden.

Die Bearbeitung sich oftmals wiederholender Großsiedlungen im vergangenen Jahrzehnt durch spezialisierte Arbeiter hatte an Ausführende und Lieferanten Ansprüche entstehen lassen, die Verbesserungen an wichtigen und untergeordneten Konstruktionsgliedern brachten. Die Wirtschaftskrise hat alles Bauen im Großen zum Abschluß gebracht. Die gewonnenen Erfahrungen zu sammeln und dem Volksganzen zunutze, allen am Baufach interessierten Kreisen zugänglich zu machen, ist ein Gebot unserer Notzeit.

Die Veröffentlichung der erzielten Verbesserung an einem immerhin wesentlichen Glied des Hausbaues, der stählernen Unterkonstruktion massiver Treppenläufe, soll dazu beitragen.

Große und kleine Stadtgemeinden, besonders im dichtbesiedelten Sachsen, nahmen aus feuerpolizeilichen Gründen die Ausführung massiver Treppenläufe und -podeste in ihre Bauverordnungen auf.

Die Betonstufenindustrie in Verbindung mit den Stahlbauwerkstätten für die Lieferung der bisher üblichen Trägertreppenkonstruktionen hatte sich bald erfolgreich gegen die an der Baustelle von teuren Facharbeitern handwerksmäßig herzustellenden Eisenbetontreppen durchgesetzt.

Unzufrieden blieben jedoch die Architekten, denen die vorstehenden, schattenwerfenden Glieder der Trägertreppe jede ästhetische Wirkung zunichte machten. Gefordert wurde von dieser Seite bei mindestens gleichbleibendem Preise des gesamten Treppenhausausbaues:

1. Wegfallen aller vorstehenden Konstruktionsglieder,
2. Verschneiden aller Unteransichtsflächen der auf- und absteigenden Treppenläufe mit den Unteransichtsflächen der Podeste in einer Linie,
3. Überstehen des aufrechten Wangenschenkels um mindestens 15 bis 30 mm als Schutz der Stufenstirnseiten gegen überlaufendes Reinigungswasser,
4. den Trägertreppen gleichbleibend einfaches Verlegen, damit dasselbe von den darin geübten Bauhandwerkern ausgeführt werden kann,
5. Herstellen von Anschlüssen für das Geländer an den Stahlwangen bereits in der Werkstatt, damit einmal eine solide Befestigung (Stahl auf Stahl) zustande kommt und zum anderen Tagelohnstunden für Anbohren auf der Baustelle vermieden werden,
6. absolut glatte Ansichtsflächen der Treppenaugen, auch an den Verbindungsstellen.

Im Mai 1930 brachte der Verfasser bei der Thyssen Eisen- und Stahl A.-G., Dresden, eine Stahl-Treppenunterkonstruktion heraus, deren Wange aus Winkelprofilen 250/90/9 und deren Podestträger aus C-Profilen

bzw. Breitflanschträgern IP 12 bis IP 16 bestehen (Abb. 1). In den unteren 90 mm breiten Schenkel werden die Stufenflöze eingelegt. Der 250 mm hohe aufrechte Schenkel überragt die Stufenvorderkanten noch um 15 bis 30 mm. Diese Treppe führte sich schnell ein. Noch in derselben Bauzeit stellten auch die in Dresden ansässigen übrigen Firmen diese Treppenkonstruktion her und sie wird heute im hiesigen Gebiet fast ausschließlich verwendet.

Aus Abb. 2 geht die Konstruktion einer Winkelwagentreppe hervor, die für ein Treppenhaus von 2,30 m Breite, 3,40 m Geschoßhöhe, 100 mm Augenbreite und ein Stufensteigungsverhältnis von 170 mm Steigung und 280 mm Auftritt nach den für Sachsen gültigen baupolizeilichen Bestimmungen, die im wesentlichen auch mit denen des Reiches übereinstimmen, errechnet wurde. Es wurden hierfür 500 kg/m² Treppenhausverkehrslast und 300 kg/m² Eigengewicht für die Treppenläufe und -podeste angenommen.

Auf die Wiedergabe des einfachen statischen Nachweises kann an dieser Stelle verzichtet werden. Nur der geschwächte Teil des aufsteigenden Wangenwinkels in der Nähe des Auflagers verdient besondere Aufmerksamkeit. An dieser Stelle wird der Wangenwinkel außer den durch die Auflagerreaktion erzeugten Biegungs- und Druckspannungen noch auf Verdrehung, hervorgerufen durch das Geländer mit 40 kg/m in Holmhöhe nach außen wirkend, beansprucht. Ein Nachweis auf Verdrehung nach innen durch die einseitige Auflagerung der Stufen erübrigt sich, da durch Verkleben und Ausfügen die Kunststeinstufen an und auf dem Wangenwinkel satt lagern und infolge des unelastischen Verhaltens des Kunststeins eine Verdrehung des Winkels praktisch unmöglich ist. In vorliegendem Falle errechnet sich nach Zerlegen der Auflagerkraft $A = 620$ kg in die

zur Wirkung kommenden Komponenten $V = 530$ kg und $S = 320$ kg (Abb. 3) das Biegemoment bei 14,8 cm größtem Abstände

$$M_b = 530 \cdot 14,8 = 7750 \text{ kgcm},$$

das erforderliche Widerstandsmoment

$$W_x = \frac{7750}{1200} = 6,45 \text{ cm}^3.$$

Das größte auftretende Geländerdrehmoment eines Laufes bei 1 m Holmhöhe beträgt

$$M_{dG} = 2,8 \cdot 40 \cdot 100 = 11200 \text{ kgcm},$$

dem aber sofort entgegenwirkt das Drehmoment aus dem halben, voll belasteten Treppenlauf mal zugehörigem Schwerpunktabstand des 9 cm breiten Schenkels mit 6,6 cm

$$M_{dT} = 2,8 \cdot 0,55 \cdot 800 \cdot 6,6 = 8100 \text{ kgcm}.$$

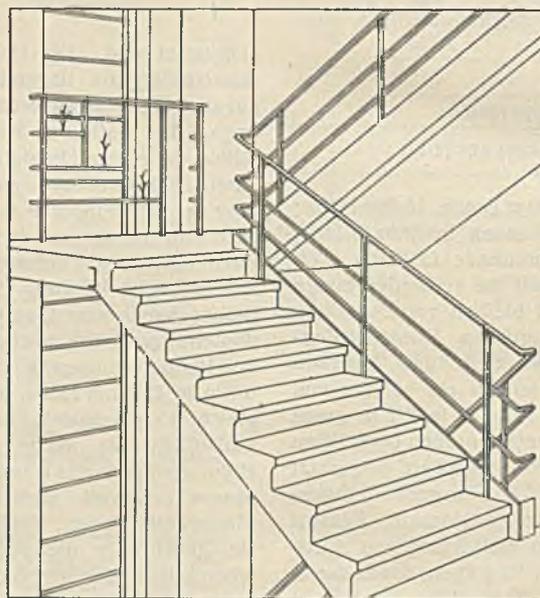


Abb. 1. Schaubild einer Winkelwagentreppe.

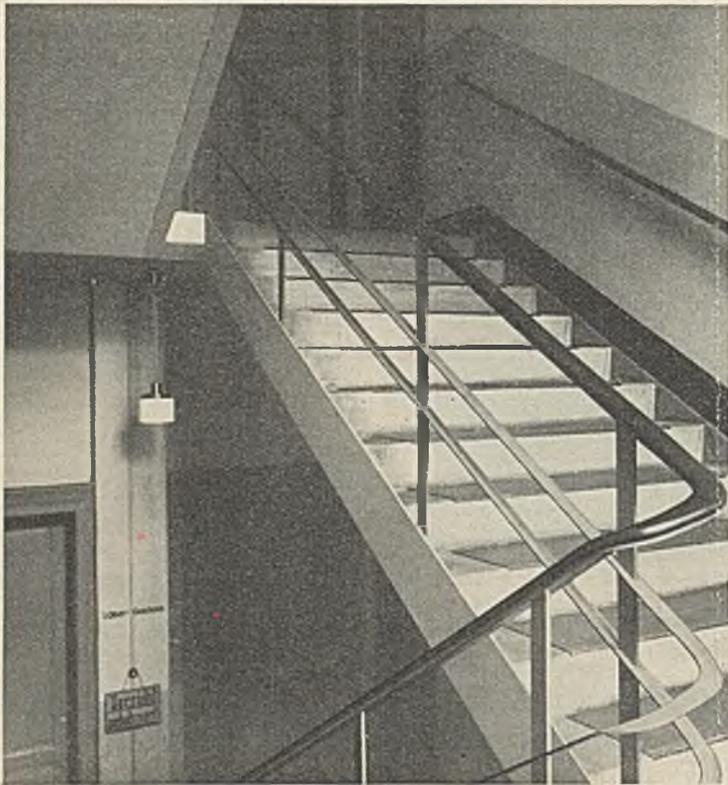


Abb. 5. Treppe mit beiderseitigen Wangenwinkeln.

Das in Abb. 2 gezeichnete oberste Podest-C-Profil (C 12) erhält für den Teil, wo kein Treppenlauf anschließt, einen aufgenieteteten Abschluswinkel als Überlaufschutz.

Nach der Straßenfront verlegte Treppenhäuser können des einheitlichen Gepräges halber für die vom Hauseingang nach dem Erdgeschoßfußboden führenden untermauerten Stufen die in Abb. 2 dargestellte blinde Wange aus Flachstahl 250/7 erhalten.

Auf symmetrische Anordnung der Geländerstützen ist nach Möglichkeit schon bei Wahl des Stufensteigungsverhältnisses hinzustreben. Alle sichtbar bleibenden Verbindungen sind mit rohen Senkschrauben für die losen und mit Senknieten für die festen Verbindungen herzustellen.

Die sichtbar bleibenden Konstruktionsteile, wie Unterflanschen der Podest-C-Profile, die Außenseiten und von Stufen nicht bedeckte Innenseiten der Wangenwinkel, erhalten einen die Konstruktion betonenden Ölfarbenanstrich.

Die vorstehend beschriebene Ausführung dieser Treppenkonstruktion gilt nach den einschlägigen sächsischen Bestimmungen und besonders auch nach den schärferen Bestimmungen der Bauordnung für die Stadt Dresden ohne Ummantelung der sichtbar bleibenden Stahlteile als feuerhemmend.

Wirtschaftlichkeit.

Die nachstehende vergleichende Kostenaufstellung der bisher üblichen Trägertreppenkonstruktion mit der Winkelwangen-Treppenkonstruktion ergibt fast gleiche Preise. Der ein geringes höhere Preis der Stahlbauteile wird durch 10 bis 20% Ersparnis beim Verlegen der Treppenstufen, Fortfall der Ausblendung aller Wangen und Podestträger und Wegfallen des Löcherstemmens für die Geländerstützen einschl. Wiedervergießen derselben ausgeglichen. Da die eben erwähnten Ersparnisse an Lohnstunden auf der Baustelle gemacht werden, verkürzt sich auch die Bauzeit entsprechend. Die bei Trägertreppen etwa alle 5 Jahre übliche Reparatur des in den Betonstufen gelockerten Geländers fällt fort.

Verwendung im Stahlskelettbau und bei Treppenhausumbauten.

Für den Stahlskelettbau sowie für Treppenhausumbauten eignet sich die Treppe mit Winkelwangen besonders gut. An den nicht tragenden Wänden des Stahlskelettbauwerks wird ein zweiter Wangenwinkel für jeden Lauf eingezogen.

Bei Treppenhausumbauten kommt noch hinzu, daß die fabrikmäßige Herstellung der Konstruktion, der Stufen und Podestdielen die Bauzeit auf das geringste Mögliche beschränkt, daß nur die Podestträgerauflager einzustemmen sind und so gut wie keine Feuchtigkeit in das Gebäude getragen wird. Abb. 5 stellt den Treppenhausumbau des Continental-Geschäftshauses in Dresden-A., Wettiner Straße 14, dar. Die früher als Geschäftsräume verwendeten Geschosse sind als Verwaltungsräume eingerichtet worden. Die alten um 180° gewendelten Treppenläufe auf ge-

mauerter Mittelwange gestatteten in der Wendlung keinen ungehinderten Verkehr. Die bisher 0,50 m aus der Hinterfront ausbauende Treppenhausumfassung und alle Treppenläufe wurden abgebrochen. Das Treppenhaus wurde 1,50 m aus der Hinterfront vorspringend neu hochgeführt und mit zwei geraden Läufen aus je zwei Winkelwangen L 250,90/9 für jedes Geschoß ausgerüstet.

Vergleichende Kostenaufstellung

des vollständigen Ausbaues für ein 6-läufiges Treppenhaus von 3 m Geschoßhöhe und 2,80 m Treppenhausbreite, Augenbreite 10 cm.

| a) Trägertreppenkonstruktion. | | b) Winkelwangen-Treppenkonstruktion. | |
|---|------------|---|------------|
| 6 Wangen I 14 = 3,10 = 274 kg | | L 250/90/9 = 3,10 = 437 kg | |
| 2 Podeste I 14 = 3,20 = 94 " | | C 14 = 3,20 = 105 " | |
| 5 Podeste I 16 = 3,20 = 296 " | | C 16 = 3,20 = 308 " | |
| Unterlagsplatten, Anschlußwinkel, Schrauben und Niete = 76 " | | Unterlagsplatten, Anschlußwinkel usw. = 70 " | |
| | 740 kg | | 920 kg |
| 740 kg Stahllieferung für 100 kg 30 RM . . . = 222,00 | | 920 kg Stahllieferung für 100 kg 31 RM . . . = 285,20 | |
| Konstruktion verlegen . . . = 37,00 | | Konstruktion verlegen . . . = 37,00 | |
| 87 lfd. m = 60 eisen-armierte Betontreppenstufen je 1,45 m, je lfd. m 2,75 RM . . . = 239,25 | | 87 lfd. m = 60 eisen-armierte Betontreppenstufen je 1,45 m, je lfd. m 2,75 RM . . . = 239,25 | |
| 87 lfd. m Stufen verlegen, je lfd. m 1,25 RM . . . = 108,75 | | 87 lfd. m Stufen verlegen, je lfd. m 1,05 RM . . . = 91,35 | |
| 38,2 lfd. m Wangen- und Podestträger ausblend., je lfd. m 0,50 RM . . . = 19,10 | | — | |
| 23,5 m ² 18 cm starke Podeste aus Podestflößen oder Zementdielen mit Überbeton und Glattstrich, je m ² 9,50 RM . . = 223,25 | | 23,5 m ² 18 cm starke Podeste aus Podestflößen oder Zementdielen mit Überbeton und Glattstrich, je m ² 9,50 RM . . = 223,25 | |
| 53,8 m ² Verfugen und Unteransichtsflächenputz, je m ² 1,10 RM . . . = 59,18 | | 49 m ² Verfugen und Unteransichtsflächenputz, je m ² 1,10 RM . . . = 53,90 | |
| 53,8 m ² 2mal Schlämmen, je m ² 0,20 RM . . . = 10,76 | | 49 m ² 2mal Schlämmen, je m ² 0,20 RM . . . = 9,80 | |
| 53,8 m ² Unteransichtsflächen-Anstrich, je m ² 0,60 RM = 32,28 | | 49 m ² Unteransichtsflächen-Anstrich, je m ² 0,60 RM = 29,40 | |
| 18,3 lfd. m Geländer einschließl. Löcher, Stemmen und Vergießen, je lfd. m 11 RM = 201,30 | | 18,3 lfd. m Geländer einschließl. Anschrauben, je lfd. m 10 RM = 183,00 | |
| 18,3 lfd. m Ölfarbenanstrich für Geländer und Ansichtsflächen der Konstruktion, je lfd. m 1,30 RM = 23,79 | | 18,3 lfd. m Ölfarbenanstrich für Geländer und Ansichtsflächen der Konstruktion, je lfd. m 1,50 RM = 27,45 | |
| | RM 1176,66 | | RM 1179,60 |

Berichtigung.

In meinem Aufsatz „Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches“ in Heft 14 des „Stahlbau“ ist leider noch ein Druckfehler stehen geblieben, und zwar muß es auf S. 109 in der Zeile oberhalb Gleichung (34) richtig heißen:

$$\frac{Ql - [M_B]}{3 \cdot [M_B]} = \frac{W}{W'}$$

anstatt:

$$\frac{Ql - [M_B]}{3 - [M_B]} = \frac{W}{W'}$$

Ferner möchte ich darauf hinweisen, daß von Herrn Dipl.-Ing. O. Knackstedt in seiner Braunschweiger Doktor-Arbeit gleichfalls die Größe des Fließbereiches erstmalig berechnet worden ist, jedoch auf ganz anderer Grundlage und mit von den meinigen erheblich abweichenden Ergebnissen. Eine Erörterung bzw. Gegenüberstellung der beiden Verfahren kann natürlich erst nach Veröffentlichung der Knackstedtschen Arbeit erfolgen.
Dr.-Ing. Kann.

INHALT: Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern. — Näherungsverfahren für die Biegung und Knickung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast. — Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden. — Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktion in der Massiv- und Stahlskelett-Bauweise. — Berichtigung.

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