

Abb. 3. Grundriß, Schnitt a—a (siehe Abb. 2).

(I 47<sup>1/2</sup>), der sich auf die in den Querwänden verschwindenden Zwischenstützen abstützt. Diese Querwände bilden die Abgrenzung des Theater- und Treppeneinganges. Die Deckenträger sind in allen Geschossen nach bekannter Anordnung mit Zuglasche und Druckkeil teilweise eingespannt. Die Stahlkonstruktion wird nur bis 1 m unter der Straßenoberkante geführt, wo sie sich auf die in Massivbauweise ausgeführte Kellerkonstruktion aufsetzt.

Die Deckenkonstruktion ist in bekannter Weise ausgeführt. Auf den zwischen den Trägern verlegten Bimszementstegdielen wird eine 6 cm starke Schicht aus granulierter Hochofenschlacke aufgebracht, hierauf

Die Eckausbildung der Zweigelenrahmen ist aus Abb. 6a zu ersehen. Die Ecksteifigkeit wurde erzielt mit Hilfe einer oberen Zuglasche und eines unteren Druckkeiles. Hierbei wurde mit besonderem Vorteil von der Schweißung Gebrauch gemacht. Wie ersichtlich, wurde zur Verstärkung des Pfostenstegblechs ein besonderes Verstärkungsblech eingeschweißt. Ebenso wurde nach Schlitzen der inneren Pfostenwinkel und des Pfostensteges die Zuglasche eingeschweißt, wobei zu beachten ist, daß alle Schweißungen in der Werkstatt ausgeführt wurden. Die mit den Zuglaschen versehenen Pfosten wurden auf die Baustelle fertig angeliefert und mit den ebenfalls fertigen Rahmenriegeln an Ort und Stelle vernietet und verkeilt. Vergleichsweise sei die vorher in reiner Nietkonstruktion projektierte Rahmenecke gezeigt (Abb. 6b). Hieraus ist deutlich die große Vereinfachung ersichtlich, die in vorliegendem Falle die Schweißkonstruktion mit sich brachte, was auch aus der Gewichtsersparnis von rd. 10 t hervorgeht, die hierdurch erzielt werden konnte und die bei einem ursprünglichen Rahmengewicht von 93,50 t rd. 11% beträgt.

Besonderes Gewicht mußte bei der Projektierung auf die Verlegung der Rohrleitungen gelegt werden. Zu diesem Zwecke wurde von vornherein die Zuglasche nicht bis zum Ende geführt und außerdem so weit ausgebrannt, daß überall ein einwandfreies Verlegen der Rohre ermöglicht wurde (Abb. 6).

Außer der eben beschriebenen Schweißkonstruktion wurde noch an mehreren anderen Stellen von der Schweißung Gebrauch gemacht, vor allem da, wo es mit wirtschaftlichen oder konstruktiven Vorteilen verbunden war. Als interessantes Beispiel sei hier ein Stützenfuß der Vorderfrontstützen gezeigt, dessen klare und wirtschaftliche Lösung sinnfällig ist (Abb. 7). Auch an den oberen Teilen der Vorderfrontstützen wurden die Verbindungs- und Verstärklingslaschen durchgehend geschweißt, wodurch neben größerer Wirtschaftlichkeit einfache und glatte Schaufenster- und Türanschläge erzielt wurden.

An das Vorderhaus nach rückwärts anschließend liegt über dem Kinohaupteingang das Treppenhaus. Durch diese Lage bedingt, war eine Abfangung des Treppenhauses über dem Erdgeschoß erforderlich. Bei der großen Höhe von über 20 m und dem starken Einfluß des Eigengewichtes mußte das Hauptaugenmerk auf eine Verringerung des Eigengewichtes gelegt werden, was durch Anordnung von nur 10 cm starken Schwemmsteinwänden geschah, die innen zur Isolierung mit Celotexplatten verblendet wurden. So gelang es, das Gesamtgewicht des Treppenhauses auf 200 t herabzudrücken.

Zur Ausstellung wurden in allen Podesten und Treppenlaufuntersichten sowie in allen vier Wänden durchgehende Verbände angeordnet. Der Treppenhausverband in Reihe C konnte nicht bis zum Fundament geführt werden, sondern mußte ebenfalls über dem Erdgeschoß aufhören, da er hier den Aufzugseingang störte. Er findet eine Fortsetzung zwischen

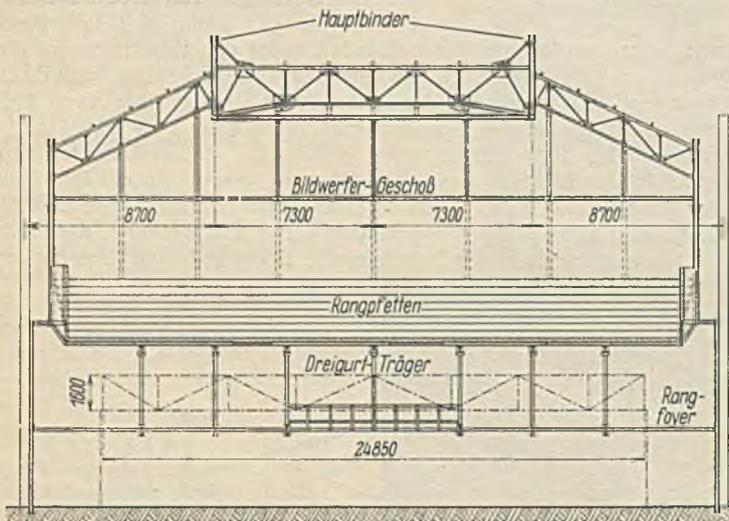


Abb. 4. Querschnitt b—b (siehe Abb. 2).

kommt ein 2 cm starker Asphaltstrich, auf den das Linoleum verlegt wird. Die Stegzementdielen erhalten am Auflager eine Aussparung, so daß die Dielenunterkante 1 cm unter dem Trägerflansch liegt. Der Trägerflansch wird mit einem Drahtgewebe umwickelt, und nach dem Verputzen entsteht eine vollkommen glatte Deckenuntersicht. Diese Decke kann als besonders wirtschaftlich bezeichnet werden, da sie neben dem genannten Vorzug einer glatten Untersicht ein guter Schall- und Wärmeisolator ist und bei geringen Herstellungskosten nur ein Eigengewicht von 230 kg/m<sup>2</sup> hat. Da sie ferner als vollkommen steif anzusehen ist, wurde sie als horizontaler Verband zur Übertragung der Windkräfte in die massiven Giebelwände benutzt. Die Rahmen brauchten aus diesem Grunde nur für senkrechte Lasten (Eigengewicht und Nutzlast) berechnet zu werden.

den Stützen  $C_3$  und  $C_3'$ , wo er die Windkräfte in die Fundamente leitet. Durch diese Verbandsunterbrechung war eine Verankerung des an sich schmalen Verbandes von etwa 45 t in Erdgeschoßhöhe erforderlich.

Die Ausmauerung des Vorderhauses erfolgte in 25 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk. Die Brüstungen und die Stützenaußenseiten

vor die schwierigsten Aufgaben stellen. So wurde neben einer stützenlosen und schwingungssicheren Rangkonstruktion aus akustischen Gründen eine Raumform verlangt, die sich nach der Bühne zu sowohl der Höhe als auch der Breite nach verjüngt. Der verlangten Raumform sich an die beiden Dachhauptbinder die aus Abb. 2 ersichtliche Form. Sie liegen in einem Abstände von 14,6 m (Abb. 5) und haben eine Stützweite von 37,90 m. Die Anordnung der Hauptbinder in der Längsrichtung des Kinos hat sich gegenüber der erst vorgesehenen Queranordnung im vorliegenden Fall deshalb als besonders zweckmäßig erwiesen, weil es hierdurch möglich wurde, die schweren Stützenlasten von den Giebelwänden fernzuhalten. Hier wäre eine Gründung der schweren Lasten wegen der vorhandenen Nachbargebäude auf erhebliche Schwierigkeiten gestoßen. Die Zwischenbinder mit einer Spannweite von 14,6 m und einem Abstände von 5,5 m überdecken den Mittelraum und sind in normaler Weise ausgebildet. Zur seitlichen Abdeckung sind, ebenfalls der nach vorn sich verjüngenden Raumform angepaßt, zwei Randbinder angeordnet, die zur Aufnahme der abschließenden seitlichen Zwischenbinder dienen (Abb. 5). Diese Zwischenbinder sind hier der kleineren Spannweite wegen aus einfachen Normalprofilen gebildet. Als Dacheindeckung ist ein Doppelpappdach auf Holzschalung gewählt. Aus feuertechnischen Gründen konnte diese Wahl deshalb getroffen werden, weil die Dachunterstützung zur Erzielung der gewünschten Raumform mit einem (feuersicheren) Rabitz verkleidet wurde. Ein besonders leichtes Dach war aber im vorliegenden Falle deshalb erforderlich, weil der Dachbinder an der Bühnenseite zur Aufnahme des gegebenenfalls später einzubauenden eisernen Vorhanges dienen mußte und weil außerdem an der Rückseite das Bildwerfergeschoß an der Dachkonstruktion aufgehängt ist, was weiter unten noch näher ausgeführt ist. Die Lagerung der Hauptbinder erfolgte auf die Stützen  $E_1$  und  $E_2$  bzw.  $M_1$  und  $M_2$ , wobei statisch die Stützen in der Reihe  $E$  als Pendelstützen wirken, während die Stützen in der Reihe  $M$  durch die im Bühnenhaus angeordneten Verbände (s. Abb. 2) als feste Auflagerpunkte anzusehen sind.

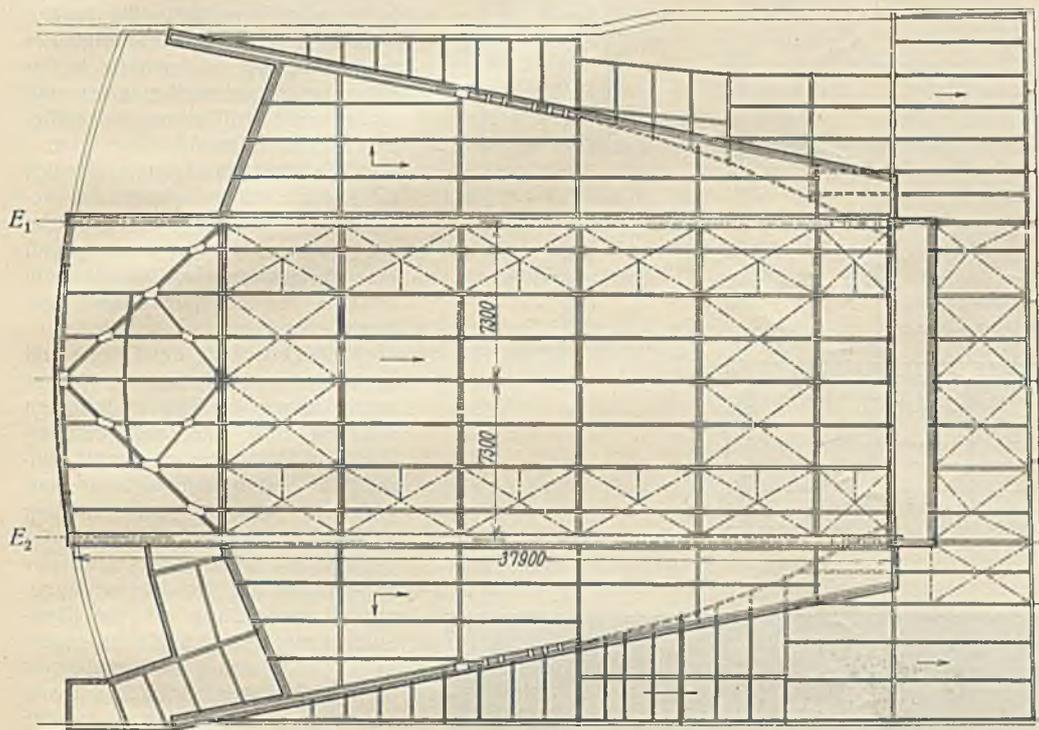


Abb. 5. Dachgrundriß.

M

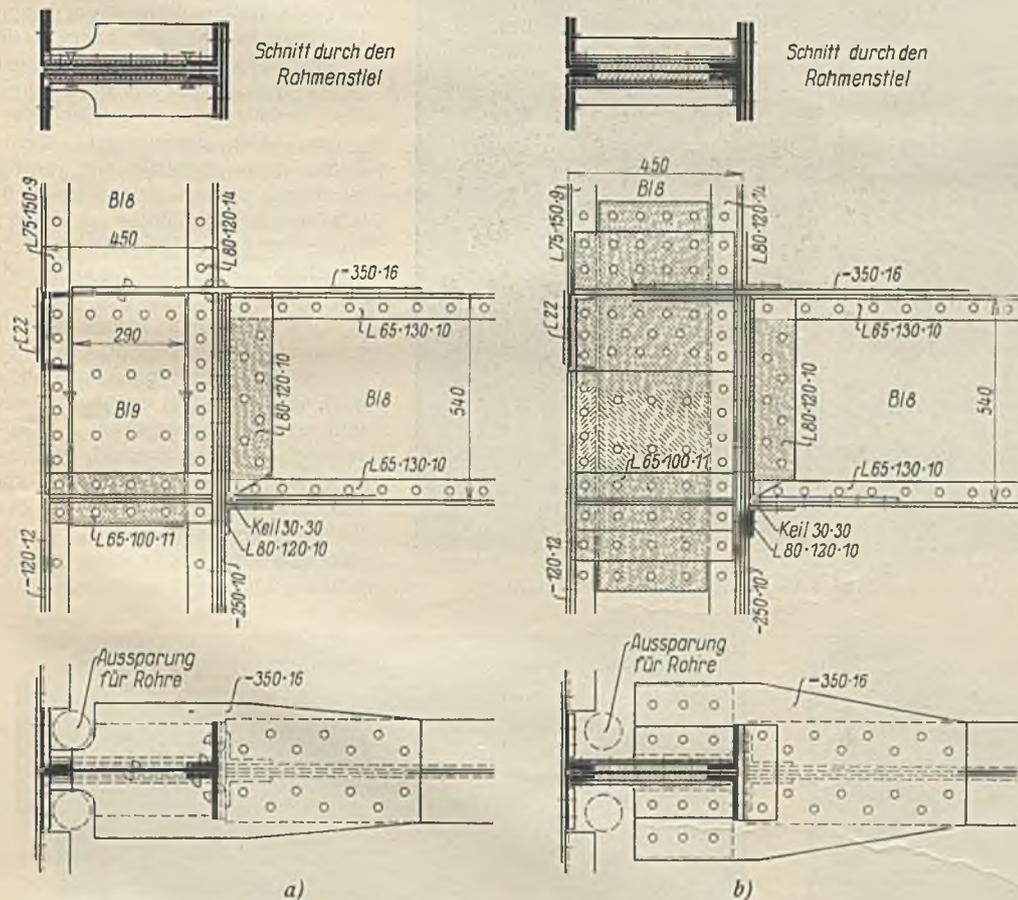


Abb. 6a u. b. Vergleich zweier Eckausbildungen der Zweigelenrahmen.

a) teilweise geschweißt. b) vollkommen gelenkt.

wurden dann mit 3 cm starken Muschelkalkplatten verblendet, während die in dem Raum stehenden Stützentelle umrabitz und verputzt wurden.

Eine Fassadenansicht vom Hohenzollernring zeigt Abb. 8.

Der an das Vorderhaus anschließende Kinoneubau bot dem entwerfenden Ingenieur besondere Schwierigkeiten, da die raum-, sicht- und hörtechnischen Erfordernisse Lösungen verlangten, die den Stahlkonstrukteur

aufgelagert ist. Dieser Blechträger hat neben der Rangkonstruktion noch einen Teil des Haupttreppenhauses zu tragen, woraus sich seine großen Abmessungen erklären. Ein Moment von 419 tm ergibt bei einem Widerstandsmoment von 30 300 cm<sup>3</sup> eine größte Spannung von 1380 kg/cm<sup>2</sup>. Der Querschnitt besteht aus einem Stegblech 2000 · 12, Gurtwinkeln 100 · 200 · 14 und einer Gurtplatte von 450 · 12.

Von besonderem Interesse und eine neuartige Lösung aufweisend ist die Rangkonstruktion des Kinos. Hier mußte eine einwandfreie schwingungssichere und stützenlose Konstruktion gesucht werden. Die erste Forderung wurde durch Einbau eines verdrehungsfesten Dreigurtträgers erfüllt, die zweite Forderung dadurch, daß die Stützen jeweils in den Wänden verschwinden. Die Gesamtanordnung der Rangkonstruktion ist aus Abb. 2, 3 u. 4 ersichtlich. Auf die unteren radial gestellten Vollwandbinder, die das Rangfoyer bilden, setzen sich die oberen Fachwerkbinder, die den Zuschauerang tragen. Die Vollwandbinder sind als Kragbalken auf zwei Stützen ausgebildet, wobei auf eine Rahmenwirkung verzichtet wurde, damit die schmal gehaltenen Stützen das vorhandene Wandprofil nicht überschreiten. Die äußeren Binder  $a$ ,  $b$  und  $f$ ,  $g$  sind horizontal, während die mittleren Binder den Hauptaufgangstreppen zum Rangfoyer in der Form angepaßt sind (Abb. 2). In der Gebäudeachse fehlt der Rahmenbinder, da hier für den Haupteingang zum Parkett der Raum freigelassen werden mußte. In diesem Felde sind neben schweren Platten entsprechend schwerere Unterzüge zwischen den Rahmen  $c$  und  $e$  vorgesehen. Die drei mittleren Fachwerkbinder  $c$ ,  $d$ ,  $e$  liegen auf der anderen Seite auf einem 2 m hohen Vollwandträger, der seinerseits bei einer Spannweite von 14,60 m auf den Hauptbinderstützen

Die seitlichen Rangbinder *b* und *f* stützen sich außen auf Stützen in der runden Kinoaußenwand, die Rangbinder *a* und *g* konnten nicht soweit nach rückwärts geführt werden, da hier die Kopfhöhe für die nach dem Rang führende Treppe gewahrt werden mußte. Hier wurden deshalb schon vorher Zwischenstützen angeordnet, die sich auf den unteren Vollwandbinder absetzten.

Zur Abfangung der vorderen Rangkonstruktion dient der schon vorher erwähnte Dreigurtträger. Mit einer Spannweite von 25 m setzt er sich auf je zwei in den Wänden verschwindenden Stützen ab, deren Entfernung von 3,20 m gleichzeitig die Basisbreite des Dreigurtbinders ergibt (Abb. 2, 3 u. 4). Dieser Dreigurtbinder trägt auf der einen Seite die schnabelförmige Verlängerung der oberen Rangbinder, sowie die Deckenträger des Garderobenraumes, auf der anderen Seite dient er zur Aufnahme der Kragkonstruktion des vorderen Ranges, die an den Seiten etwa 6,60 m, in der Mitte 4,00 m weit ausladet.

Die genannten schnabelförmigen Verlängerungen sind bei jedem Rangbinder verschieden, was durch die radiale Anordnung bedingt ist. Die vorderen Auskragungen sind der einfacheren Ausbildung wegen nicht radial, sondern senkrecht zum Dreigurtträger angeordnet (Abb. 3). Der Obergurt des Dreigurtbinders besteht aus zwei bzw. vier über Kreuz gestellten Winkeln  $200 \cdot 200 \cdot 18$ , der Untergurt aus zwei unter einem Winkel von  $45^\circ$  zusammenschweißten Blechen  $480 \cdot 20$  (waagrecht) und  $340 \cdot 12$  (schräg). Die vorliegende Anordnung weist durch größtes Anpassen an die örtlichen Verhältnisse gegenüber den üblichen zwei Hauptträgern mit oberem und unterem Querverband den Vorteil erhöhter Stelfigkeit und größerer Wirtschaftlichkeit auf. Die Vergleichsentwürfe mit nur einem Träger und Verbänden in der Rang- und Trägerdecke stießen auf Schwierigkeiten bei der Aufnahme der großen horizontalen Verbandauflagerdrücke, so daß diese Lösung von vornherein ausschied. Bei Anordnung von zwei nebeneinanderliegenden Trägern

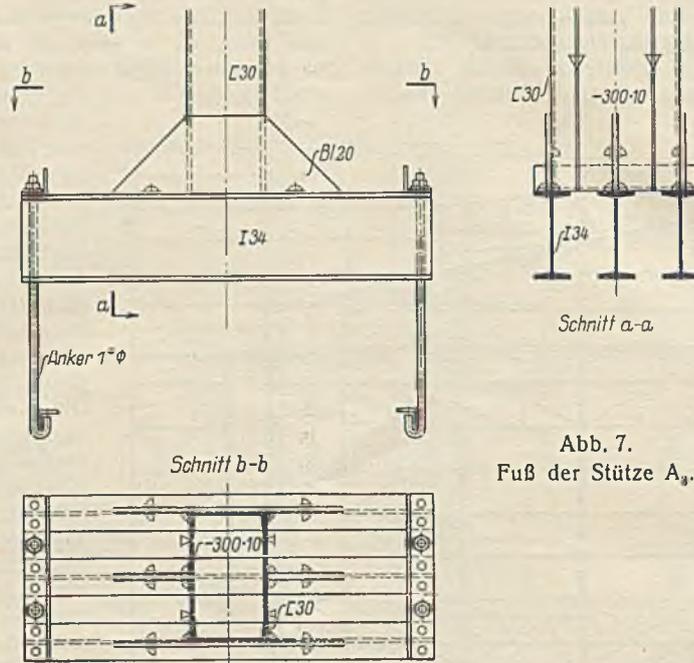


Abb. 7.  
Fuß der Stütze  $A_4$ .

hätten diese bei der beschränkten Bauhöhe entweder dicht nebeneinander liegen müssen, um für beide noch die entsprechende Höhe auszunutzen, was aber eine verminderte Quersteifigkeit bedingt hätte, oder man hätte die beiden vertikalen Träger weiter auseinander rücken müssen, wodurch sie in der Höhe beschränkt worden wären und in der vertikalen Richtung an Stelfigkeit verloren hätten.

Aus dieser Erwägung ergab sich in logischer Konsequenz die geschilderte Anordnung, durch welche die genannten Mängel beseitigt und eine ebenso wirtschaftlich wie konstruktiv befriedigende Lösung gefunden wurde.

Die Abdeckung des Trägers und der oberen Ranggänge erfolgte wie im Hochhaus in Stegamentdielen aus Bimsbeton. Die Rangabdeckung wurde in Eisenbeton gestampft, worauf die Stufen in Eisenbeton aufgestampft wurden. Die Schalung wurde in einzelnen Kästen fertig verlegt; sie bestand aus teerfreier Pappe, die auf Holzlehren aufgespannt war. Diese Art der Rangeindeckung hat sich als besonders günstig erwiesen, da die komplizierte halbbrunde und nach unten fallende Schalung beim Anfertigen an Ort und Stelle großen Schwierigkeiten begegnet wäre, während das Verlegen der fertigen Formen nur knapp  $1\frac{1}{2}$  Tage in Anspruch nahm. Die Schalung blieb nach dem Betonieren liegen und diente zur Befestigung des daruntergehängten Rabsitzverputzes. Das Eigengewicht dieser Decke kann ebenfalls als günstig bezeichnet werden, da es einschließlich Stufen und Stühlen an keiner Stelle  $310 \text{ kg/m}^2$  Grundfläche überschreitet. Als Nutzlast wurden rd.  $500 \text{ kg/m}^2$  gerechnet.

Als besonders bemerkenswert sei noch auf die Konstruktion des Bildwerferraumes verwiesen (Abb. 2 u. 4), der, wie schon erwähnt, einerseits an den Hauptdachbindern aufgehängt ist, während er sich andererseits auf die Rangkonstruktion abstützt. Der rückwärtige Teil des Bildwerferraumes dient, durch eine Zwischenwand vom eigentlichen Bildwerferraum getrennt, der



Abb. 8. Außenansicht des Gebäudes am Hohenzollernring.

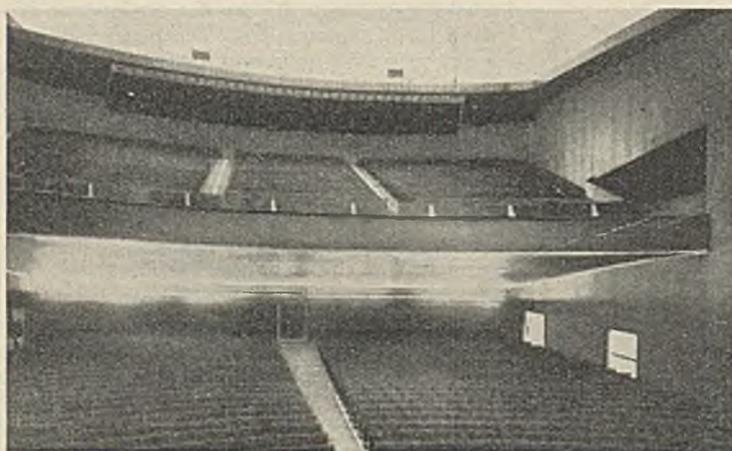


Abb. 9.

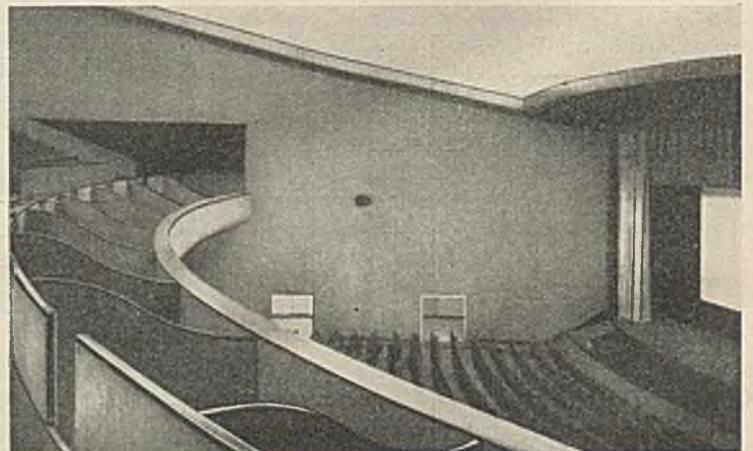


Abb. 10.

Abb. 9 u. 10. Innenansichten des Tonfilmtheaters.

Aufnahme der großen Be- und Entlüftungsanlage (Abb. 2). — Die Lage des Wetterfertigers an der Kinoaußenwand hat sich als besonders günstig erwiesen, da hierbei gegenüber den bisher üblichen Anlagen im Keller in einfachster und einwandfreier Weise möglich war, die notwendigen Luftzuführrohre unmittelbar von der Außenseite her der Maschinenanlage zuzuführen. Das Bildwerfergeschoß steht einerseits direkt mit dem Haupttreppenhaus des Vorderhauses in Verbindung, hat aber außerdem, der feuerpolizeilichen Bestimmung entsprechend, einen gesonderten Ausgang durch eine Wendeltreppe nach unten.

Das Bühnenhaus dient neben dem eigentlichen 8 m tiefen Bühnenraum auf der linken Seite zur Aufnahme des Orgelraumes und verschiedener Abstellräume für Kulissen u. dgl., während auf der rechten Seite Verwaltungs- und Büroräume untergebracht sind. Auch dieser Gebäudeteil ist als reiner Stahlskelettbau ausgeführt und wie der übrige Kinoraum in 25 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk ausgemauert. Die Kellerräume sind für die Personalunterkunft ausgebaut, im darunterliegenden Tiefkeller ist die Zentralheizung für das Kino untergebracht.

Besonderer Erwähnung sei schließlich noch der komplizierten Gründung getan, die sich hier deshalb besonders schwierig gestaltete, weil einerseits die bestehenden Mauerfundamente früherer Gebäude, zum Teil sogar die alte Kölner Stadtmauer, die geplanten neuen Fundamente viel-

fach überschritten und Überbrückungen, Abfangungen, Auswechslungen usw. erforderlich machten, um die bestehenden Fundamente nach Möglichkeit mitzubenutzen. Andererseits waren dort, wo neue Fundamente angeordnet wurden, Gründungen bis zu 9 m Tiefe notwendig, da sich der Bau zum Teil über den alten Kölner Stadtgraben erstreckt und Aufschüttungen bis zu 7 m und mehr zu durchfahren waren.

Diese Besonderheiten machten ein vorheriges Festlegen des Fundamentplanes unmöglich und bedingten ein Festlegen der Fundamente von Fall zu Fall, je nach den örtlichen Verhältnissen.

Was den Materialverbrauch betrifft, so wurden insgesamt 550 t St 37 verbaut, wovon 260 t auf das Hochhaus und 290 t auf das Kino entfallen.

Dieser Materialaufwand muß als außerordentlich niedrig bezeichnet werden. Er beträgt für das Hochhaus 21 kg/m<sup>3</sup> umbauten Raumes.

Die Innenansicht des stützenlosen, 2000 Personen fassenden Tonfilmtheaters zeigen die Abb. 9 u. 10.

Der Entwurf stammt von den Architekten Riphahn & Grod, Köln, die technisch konstruktive Bearbeitung lag in den Händen des Verfassers, in dessen Büro die statischen Berechnungen und alle Konstruktionszeichnungen hergestellt wurden, wobei sich die Herren Dipl.-Ing. Zweig und Rademacher als Kommissionsführer hervortaten. Die Stahlkonstruktion wurde von der Humboldt-Deutzmotoren A. G., Köln-Kalk, in knapp sechs Wochen geliefert und aufgestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen.

Von Ing. F. Wansleben, Rheinhausen.

Die Berechnung von Gittermasten auf Biegung bietet keine Schwierigkeiten und darf als bekannt vorausgesetzt werden. Weniger einfach gestaltet sich die statische Untersuchung des Mastes bei Verwindungsbeanspruchung, wenn die Wirkung der Querverbände und der Einspannung im Fundament berücksichtigt werden<sup>1)</sup>. Die Aufgabe ist so vielfach statisch unbestimmt, wie Querverbände im Mast angeordnet sind.

Wie die Berechnung zeigt, trifft die allgemein übliche Annahme, daß sich das Verwindungsmoment im Verhältnis der Querschnittsseitenlängen als Querkräfte auf die Mastseiten verteilte, nicht zu. Das Verteilungsverhältnis ist vielmehr wesentlich abhängig von der Zahl und Anordnung der Querverbände und ist in jedem durch einen Querverband abgeteilten Feld verschieden.

Dernachstehenden Berechnung liege als Voraussetzung zugrunde, daß der betrachtete Mast einen nach oben hin sich gleichmäßig verjüngenden rechteckigen Querschnitt von gleichbleibendem Seitenverhältnis habe und in gewissen Abständen durch starre Querverbände ausgesteift sei. Am unteren Ende sei der Mast im Fundament fest eingespannt, während an seinem oberen Ende ein verwindend wirkendes Moment  $M$  angreife. Die Ausfachungen der gegenüberliegenden Mastwände seien in Form und Querschnittsbemessung einander gleich. Als Vergitterungssystem sei das meist übliche, in Abb. 1 dargestellte, angenommen, obgleich die Art der Ausfachung für das Endergebnis grundsätzlich bedeutungslos ist.

Zwecks Lösung der Aufgabe wird der Mast in den Querverbänden durchschnitten, so daß eine Anzahl in sich statisch bestimmter Raumbauwerke (Abb. 2) entsteht, die durch die Querkkräfte  $A$  und  $B$  sowie durch die Längskräfte  $K$  belastet sind. Zunächst sollen nur die durch das Verwindungsmoment

$$M = A_N \cdot b_N + B_N \cdot a_N = A_{N+1} \cdot b_{N+1} + B_{N+1} \cdot a_{N+1}$$

erzeugten Stabkräfte ermittelt werden. Zu diesem Zweck wird das Raumbauwerk durch Längsschnitte in den Eckpfosten in vier ebene Fachwerke gemäß Abb. 3 zerteilt. An den Längsschnitten der Pfosten greifen Scherkräfte  $R$  an.

Die Gleichgewichtsbedingungen für die einzelnen Fachwerkwände lauten nun:

$$A_N + R \cdot \frac{a_o - a_n}{l} = A_{N+1},$$

$$B_N + R \cdot \frac{b_o - b_n}{l} = B_{N+1},$$

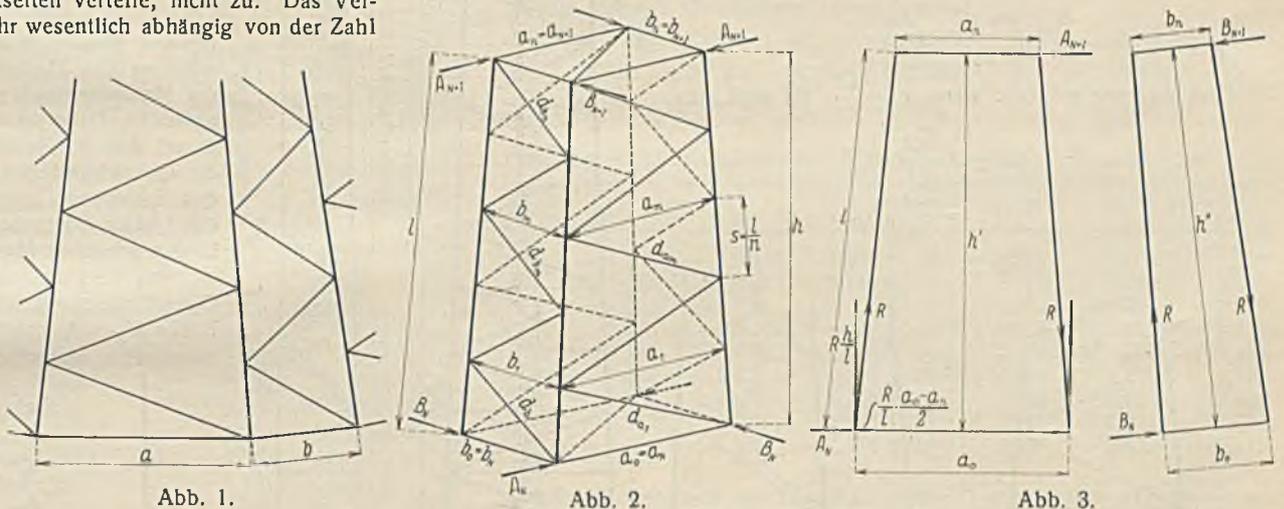
<sup>1)</sup> Vgl. auch die Arbeit von Dr.-Ing. Ebner im „Stahlbau“ 1932, Heft 1.

$$A_{N+1} \cdot h' = R \cdot \frac{h'}{l} \cdot a_N,$$

$$B_{N+1} \cdot h'' = R \cdot \frac{h''}{l} \cdot b_N.$$

Aus den beiden letzten Gleichungen findet man sofort ganz allgemein:

$$(1) \quad \frac{A_{N+1}}{B_{N+1}} = \frac{a_N}{b_N} \quad \text{oder} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b}.$$



Hiermit ergibt sich die Querkraft an beliebiger Stelle  $m$  der Seitenwände zu:

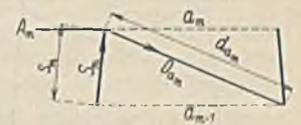
$$(2) \quad A_m = \frac{M}{2 b_m}, \quad B_m = \frac{M}{2 a_m}.$$

Durch Zerlegen der Querkräfte findet man an Hand der Abb. 4 die Stabkräfte:

$$(3) \quad \begin{cases} D_{a_m}^o = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot d_{a_m} = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot d_{a_m}, \\ D_{b_m}^o = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot d_{b_m} = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot d_{b_m}, \\ -S_m^o = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot s = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot s. \end{cases}$$

Die Stabkräfte, welche durch die Längskräfte  $K$  hervorgerufen werden, errechnen sich wie folgt:

Es wird wieder gemäß Abb. 5a das Raumbauwerk in seine ebenen Teile zerlegt und dabei die Kraft  $K_N$  in zwei noch unbekannte Teile  $x K_N$  und  $(1-x) K_N$  geteilt. Die Gleichgewichtsbedingungen für die einzelnen Fachwerkscheiben lauten:



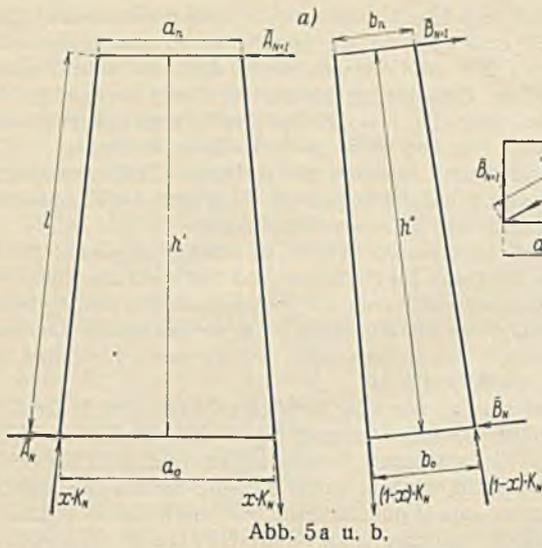


Abb. 5a u. b.

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_N - x K_N \cdot \frac{a_o - a_n}{l} &= -\bar{A}_{N+1} \\
 \bar{B}_N + (1-x) K_N \cdot \frac{b_o - b_n}{l} &= \bar{B}_{N+1} \\
 -A_{N+1} h' &= x K_N \cdot \frac{h'}{l} \cdot a_n \\
 B_{N+1} h'' &= (1-x) K_N \cdot \frac{h''}{l} \cdot b_n
 \end{aligned}$$

Nach Abb. 5b ist aber:

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{a_{N+1}}{z} \cdot Z \\
 \bar{B}_{N+1} &= \frac{b_{N+1}}{z} \cdot Z, \text{ d. h.} \\
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{a_{N+1}}{b_{N+1}}
 \end{aligned}$$

Dies ist aber nur möglich, wenn  $x = \frac{1}{2}$ . Es wird also

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{K_N}{2l} \cdot a_N \\
 \bar{B}_{N+1} &= \frac{K_N}{2l} \cdot b_N
 \end{aligned}$$

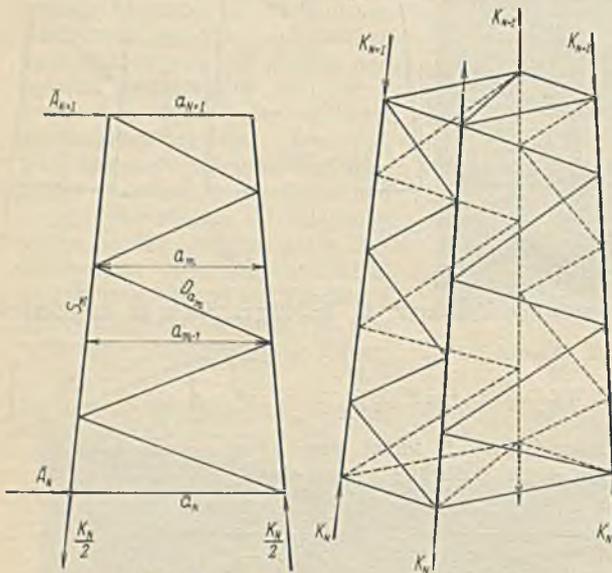


Abb. 6.

Abb. 7.

Hiermit ergeben sich gemäß Abb. 6 die Stabkräfte zu:

$$\begin{aligned}
 -D_{am} &= K_N \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = K_N \cdot \frac{b_N b_{N+1}}{b_m b_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = -K_N D'_{am} \\
 +D_{bm} &= K_N \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = K_N \cdot \frac{b_N b_{N+1}}{b_m b_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = K_N D'_{bm} \\
 \pm S_m &= K_N \cdot \frac{a_N}{2n a_{m-1}} \left[ (n-m) \left( \frac{a_{m-1}}{a_m} + 1 \right) + 1 \right] = K_N S'_{mN}
 \end{aligned}$$

In ganz ähnlicher Weise erhält man die Stabkräfte aus den Kräften  $K_{N+1}$  zu:

$$\begin{aligned}
 +\bar{D}_{am} &= K_{N+1} \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = K_{N+1} D'_{am} \\
 -\bar{D}_{bm} &= K_{N+1} \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = -K_{N+1} D'_{bm} \\
 \pm \bar{S}_m &= \frac{K_{N+1} a_{N+1}}{2n a_{m-1}} \left[ m \left( \frac{a_{m-1}}{a_m} + 1 \right) - 1 \right] \\
 &= K_{N+1} S'_{mN+1} = K_{N+1} (1 - S'_{mN})
 \end{aligned}$$

Die Verschiebungen der Eckpunkte aus der Querverbandebene heraus infolge der Verwindungsbeanspruchung ergeben sich für jedes Maststück zu:

$$\begin{aligned}
 (5) \quad E \delta_N^u &= -E \delta_{N+1}^o \\
 &= \sum \frac{D_{am}^o D'_{am} d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^o D'_{bm} d_{bm}}{F_{bm}}
 \end{aligned}$$

denn es ist

$$\sum S_m^o S'_{mN} \cdot \frac{s}{F} = \sum S_m^o S'_{mN+1} \cdot \frac{s}{F} = 0$$

Zu Gl. 5 ist zu bemerken, daß die Kennzeichen  $u$  und  $o$  der  $\delta$ -Werte andeuten, daß sie am unteren, bzw. oberen Ende des betreffenden Maststückes gemessen sind.

Die gegenseitige Verschiebung zusammengehöriger Eckpostenschnitte zweier zusammengehöriger Maststücke ist dann ganz allgemein:

$$(6) \quad \delta_N = \delta_N^o + \delta_N^u$$

Da  $\delta_N^o$  und  $\delta_N^u$  von entgegengesetztem Vorzeichen sind, ist  $\delta_N$  in der Regel ein kleiner Wert.

Setzt man in Gl. 5 die Werte  $D$  und  $D'$  aus Gl. 3 u. 4 ein, dann erhält man:

$$\begin{aligned}
 (5a) \quad E \delta_N^u &= -E \delta_{N+1}^o = -\frac{M \cdot a_N a_{N+1}}{4l} \\
 &\quad \sum \frac{1}{a_m b_m a_{m-1}^2} \left( \frac{d_{am}^3}{F_{am}} - \frac{d_{bm}^3}{F_{bm}} \right)
 \end{aligned}$$

Hieraus erkennt man, daß die Querschnittsverwölbung des Mastes um so größer ist, je mehr der Mastquerschnitt von der quadratischen Form abweicht. Dabei ist die Richtung der Verschiebung derart, daß ein Zurückschieben der Eckpunkte in die Querschnittsebene durch Kräfte  $K$ , welche an den Eckposten angreifen, die Diagonalkräfte in den breiten Mastseiten vermindern und diejenigen in den schmalen Mastseiten vergrößern.

Die Verschiebungen der Maststecken aus der Querschnittsebene infolge alleiniger Wirkung der Kräfte  $K_N = 1$  errechnen sich für das in Abb. 7 dargestellte Maststück zu

$$\begin{aligned}
 (7) \quad E \delta_{NN}^u &= \sum \frac{D_{am}^2 d_{am}}{F_{am}} \\
 &+ \sum \frac{D_{bm}^2 d_{bm}}{F_{bm}} + \sum S_{mN}^2 \cdot \frac{s}{F} \\
 -E \delta_{NN+1}^o &= \sum \frac{D_{am}^2 d_{am}}{F_{am}} \\
 &+ \sum \frac{D_{bm}^2 d_{bm}}{F_{bm}} \\
 &- \sum S'_{mN+1} \cdot S'_{mN+1} \cdot \frac{s}{F}
 \end{aligned}$$

und für die alleinige Wirkung der Kräfte  $K_{N+1} = 1 \dots$

$$\begin{aligned}
 (7a) \quad E \delta_{N+1N+1}^o &= \sum \frac{D_{am}^2 d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^2 d_{bm}}{F_{bm}} + \sum S'_{mN+1}^2 \cdot \frac{s}{F} \\
 -E \delta_{N+1N}^u &= \sum \frac{D_{am}^2 d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^2 d_{bm}}{F_{bm}} \\
 &- \sum S'_{mN+1} \cdot S'_{mN+1} \cdot \frac{s}{F} = -E \delta_{NN+1}^o
 \end{aligned}$$

Die gegenseitige Verschiebung zusammengehöriger Eckpostenschnitte zweier zusammengehöriger Maststücke ist nun ähnlich der Verwindungsformänderung ganz allgemein:

$$(8) \quad \delta_{NN} = \delta_{NN}^u + \delta_{NN}^o$$

da sie sich aus den Formänderungen der beiden aneinanderstoßenden Mastenden zusammensetzt.

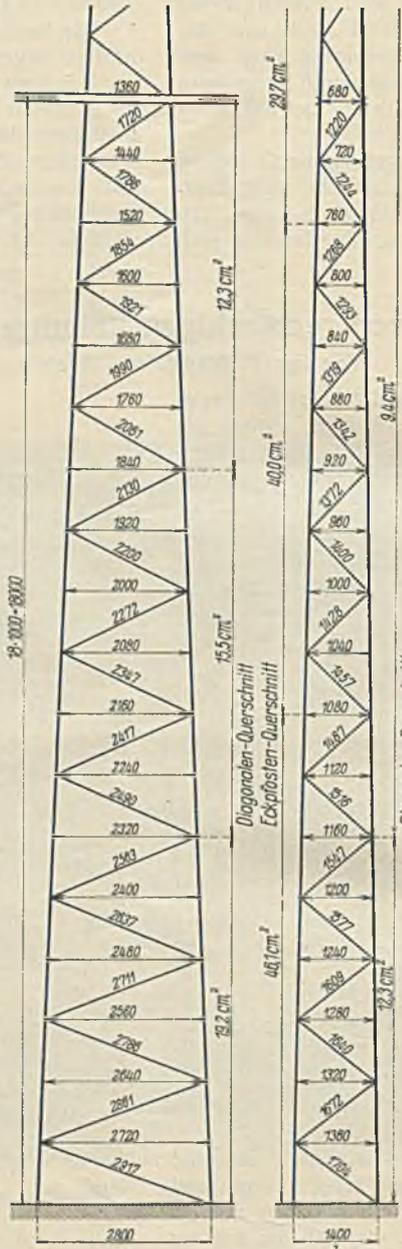


Abb. 8. Längen und Querschnitte der Stäbe.

Die Verschiebungen  $\delta_{NN+1} = \delta_{N+1N}$  nach Gl. 7 u. 7a erstrecken sich jeweils nur über ein Maststück und geben gleich auch die gegenseitige Verschiebung aneinanderstoßender Maststücke an. Zu bemerken ist noch, daß der Wert  $\delta_{NN+1}$  sein Vorzeichen wechselt, je nachdem die von  $S$  abhängige Summe größer oder kleiner als die beiden von  $D$  abhängigen Summen ist. Dies ist bedingt durch den Abstand der Querverbände, und zwar derart, daß bei kleinen Abständen die Summe der von  $S$  abhängigen Glieder klein, bei großen Abständen dagegen groß ist; während sich die von  $D$  abhängigen Summen umgekehrt verhalten.

Es besteht nun die Bedingung, daß in jedem Querschnitt zwischen zwei Maststücken die Summe aller Formänderungen Null sein muß. Man erhält damit so viel Bedingungsgleichungen, als Querverbände oder als unbekannte Kräfte  $K$  vorhanden sind. Diese Bedingungsgleichungen, welche ein System dreigliedriger Gleichungen bilden, lauten (Gl. 9):

Durch die Auflösung dieses Gleichungssystems findet man alle unbekannt Kräfte  $K$ , mit denen man den vollständigen Spannungszustand des Mastes ermittelt. — Die hier für eine Sonderform von Masten aufgestellten Formeln können natürlich auch für beliebige andere Mastformen in sinnvoller Weise entwickelt werden.

In nachstehendem Zahlenbeispiel ist ein Mast mit einem Seitenverhältnis  $\frac{a}{b} = 2$  gerechnet, und zwar einmal mit einem Abstand der Querverbände  $h = 2,0$  m und einmal mit  $h = 6,0$  m. Hierbei tritt deutlich der starke Einfluß der Querverbände hervor.

Zahlenbeispiel. Gegeben sei der in Abb. 8 dargestellte Mast, welcher durch ein Drehmoment  $M = 6,0$  tm beansprucht ist. Unter Anwendung der Gl. 3 ergeben sich die Stabkräfte aus reiner Verwindungsbeanspruchung, wie in nachstehender Tabelle angegeben.

Stab	$D_a^o$	$D_b^o$	$S^o$	Stab	$D_a^o$	$D_b^o$	$S^o$
1	+ 2,298	+ 1,342	- 0,788	10	- 3,277	- 2,060	+ 1,442
2	- 2,396	- 1,400	+ 0,837	11	+ 3,437	+ 2,187	- 1,562
3	+ 2,473	+ 1,456	- 0,888	12	- 3,617	- 2,330	+ 1,698
4	- 2,562	- 1,521	+ 0,945	13	+ 3,819	+ 2,486	- 1,853
5	+ 2,658	+ 1,590	- 1,008	14	- 4,038	- 2,676	+ 2,029
6	- 2,762	- 1,667	+ 1,078	15	+ 4,288	+ 2,886	- 2,233
7	+ 2,875	+ 1,750	- 1,155	16	- 4,574	- 3,128	+ 2,467
8	- 2,997	- 1,844	+ 1,240	17	+ 4,896	+ 3,410	- 2,741
9	+ 3,134	+ 1,946	- 1,335	18	- 5,270	- 3,738	+ 3,064

Für den ersten Fall, daß  $h = 2,0$  m, ergeben sich die durch  $K = 1$  erzeugten Stabkräfte aus den Gl. 4 u. 4a zu:

Stab	$D'_a$	$D'_b$	$S'$	Stab	$D'_a$	$D'_b$	$S'$
$K_o$ 1	- 0,7078	+ 0,4135	0,7574	$K_v$ 9	+ 0,5440	- 0,3377	0,2404
2	+ 0,7363	- 0,4303	0,2574	10	- 0,5898	+ 0,3707	0,7404
1	+ 0,7078	- 0,4135	0,2426	11	- 0,5271	+ 0,3354	0,7604
$K_I$ 2	- 0,7363	+ 0,4303	0,7426	12	+ 0,5547	- 0,3573	0,2604
3	- 0,6747	+ 0,3972	0,7578	11	+ 0,5271	- 0,3354	0,2396
4	+ 0,6989	- 0,4148	0,2578	12	- 0,5547	+ 0,3573	0,7396
3	+ 0,6747	- 0,3972	0,2422	13	- 0,4918	+ 0,3202	0,7614
$K_{II}$ 4	- 0,6989	+ 0,4148	0,7422	14	+ 0,5201	- 0,3447	0,2614
5	- 0,6373	+ 0,3811	0,7583	13	+ 0,4918	- 0,3202	0,2386
6	+ 0,6621	- 0,3996	0,2583	14	- 0,5201	+ 0,3447	0,7386
5	+ 0,6373	- 0,3811	0,2417	15	- 0,4564	+ 0,3072	0,7625
$K_{III}$ 6	- 0,6621	+ 0,3996	0,7417	16	+ 0,4867	- 0,3328	0,2625
7	- 0,6003	+ 0,3655	0,7589	15	+ 0,4564	- 0,3072	0,2375
8	+ 0,6258	- 0,3850	0,2589	16	- 0,4867	+ 0,3328	0,7375
7	+ 0,6003	- 0,3655	0,2411	17	- 0,4217	+ 0,2937	0,7639
$K_{IV}$ 8	- 0,6258	+ 0,3850	0,7411	18	+ 0,4539	- 0,3219	0,2639
9	- 0,5440	+ 0,3377	0,7596				
10	+ 0,5898	- 0,3707	0,2596				

$K_o$			$K_I$			$K_{II}$					
Stab	$D'_a$	$D'_b$	$S'$	Stab	$D'_a$	$D'_b$	$S'$	Stab	$D'_a$	$D'_b$	$S'$
1	- 0,2373	+ 0,1211	0,8214	1	+ 0,2373	- 0,1211	0,1786	7	+ 0,1704	- 0,1038	0,0685
2	+ 0,2157	- 0,1261	0,7824	2	- 0,2157	+ 0,1261	0,2176	8	- 0,1777	+ 0,1093	0,2104
3	- 0,2231	+ 0,1314	0,6270	3	+ 0,2231	- 0,1314	0,3730	9	+ 0,1792	- 0,1112	0,3632
4	+ 0,2312	- 0,1372	0,4616	4	- 0,2312	+ 0,1372	0,5384	10	- 0,1943	+ 0,1221	0,5278
5	- 0,2398	+ 0,1434	0,2854	5	+ 0,2398	- 0,1434	0,7146	11	+ 0,2038	- 0,1297	0,7060
6	+ 0,2492	- 0,1504	0,0972	6	- 0,2492	+ 0,1504	0,9028	12	- 0,2145	+ 0,1382	0,8992
				7	- 0,1704	+ 0,1038	0,9315	13	- 0,1327	+ 0,0864	0,9356
				8	+ 0,1777	- 0,1093	0,7896	14	+ 0,1403	- 0,0930	0,8007
				9	- 0,1792	+ 0,1112	0,6368	15	- 0,1490	+ 0,1003	0,6852
				10	+ 0,1943	- 0,1221	0,4722	16	+ 0,1590	- 0,1087	0,4892
				11	- 0,2038	+ 0,1297	0,2940	17	- 0,1702	+ 0,1185	0,3082
				12	+ 0,2145	- 0,1382	0,1008	18	+ 0,1831	- 0,1299	0,1064

Mit ihrer Hilfe findet man gemäß den Gl. 5, 5a u. 6:

$$\begin{aligned} \delta_o &= -0,3510 & \delta_{III} &= -0,0389 & \delta_{VI} &= -0,0067 \\ \delta_I &= +0,0157 & \delta_{IV} &= +0,0306 & \delta_{VII} &= +0,0299 \\ \delta_{II} &= +0,0201 & \delta_V &= +0,0217 & \delta_{VIII} &= +0,0334 \end{aligned}$$

und aus den Gl. 7, 7a u. 8

$$\begin{aligned} \delta_{oo} &= +0,233 52 & \delta_{oI} &= -0,189 42 \\ \delta_{II} &= +0,438 61 & \delta_{III} &= -0,162 25 \\ \delta_{III} &= +0,385 93 & \delta_{IIII} &= -0,136 71 \\ \delta_{IIII} &= +0,371 33 & \delta_{IIIV} &= -0,147 62 \\ \delta_{IVIV} &= +0,356 85 & \delta_{IVV} &= -0,115 59 \\ \delta_{VV} &= +0,313 96 & \delta_{VVI} &= -0,098 34 \\ \delta_{VVI} &= +0,295 32 & \delta_{VII} &= -0,096 89 \\ \delta_{VII} &= +0,274 39 & \delta_{VIIII} &= -0,077 42 \\ \delta_{VIIII} &= +0,239 00 & & & & \end{aligned}$$

$$(9) \begin{cases} K_o \delta_{oo} + K_I \delta_{oI} + \dots + \delta_o = 0 \\ K_o \delta_{oI} + K_I \delta_{II} + K_{II} \delta_{III} + \dots + \delta_I = 0 \\ \dots \\ K_{N-1} \delta_{N-1N} + K_N \delta_{NN} + K_{N+1} \delta_{N+1N} + \dots + \delta_N = 0 \\ \dots \\ K_{M-1} \delta_{M-1M} + K_M \delta_{MM} + \dots + \delta_M = 0. \end{cases}$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten damit:

$$\begin{aligned} 0,233 52 K_o - 0,189 42 K_I - 0,3510 &= 0 \\ -0,189 42 K_o + 0,438 61 K_I - 0,162 25 K_{II} + 0,0157 &= 0 \\ -0,162 25 K_I + 0,385 93 K_{II} - 0,136 71 K_{III} + 0,0201 &= 0 \\ -0,136 71 K_{II} + 0,371 33 K_{III} - 0,147 62 K_{IV} - 0,0389 &= 0 \\ -0,147 62 K_{III} + 0,356 85 K_{IV} - 0,115 59 K_V + 0,0306 &= 0 \\ -0,115 59 K_{IV} + 0,313 96 K_V - 0,098 34 K_{VI} + 0,0217 &= 0 \\ -0,098 34 K_V + 0,295 32 K_{VI} - 0,096 89 K_{VII} - 0,0067 &= 0 \\ -0,096 89 K_{VI} + 0,274 39 K_{VII} - 0,077 42 K_{VIII} + 0,0299 &= 0 \\ -0,077 42 K_{VII} + 0,239 00 K_{VIII} + \dots + 0,0334 &= 0, \end{aligned}$$

woraus sich die Unbekannten errechnen zu:

$$\begin{aligned} K_o &= + 2,5519 \text{ t} & K_{III} &= + 0,3425 \text{ t} & K_{VI} &= - 0,0653 \text{ t} \\ K_I &= + 1,2929 \text{ t} & K_{IV} &= + 0,0306 \text{ t} & K_{VII} &= - 0,1887 \text{ t} \\ K_{II} &= + 0,6128 \text{ t} & K_V &= - 0,0783 \text{ t} & K_{VIII} &= - 0,2009 \text{ t}. \end{aligned}$$

Die wirklich auftretenden Stabkräfte ergeben sich hiermit zu:

Stab	$D_a$	$D_b$	$S_{max}$	Stab	$D_a$	$D_b$	$S_{max}$
1	+ 1,407	+ 1,862	- 2,407	10	- 3,213	- 2,100	+ 1,508
2	- 1,469	- 1,942	+ 1,140	11	+ 3,444	+ 2,183	+ 1,605
3	+ 2,014	+ 1,727	- 1,719	12	- 3,624	- 2,325	+ 1,726
4	- 2,086	- 1,803	+ 1,068	13	+ 3,758	+ 2,525	+ 1,858
5	+ 2,486	+ 1,693	- 1,390	14	- 3,974	- 2,719	+ 2,151
6	- 2,583	- 1,775	+ 1,174	15	+ 4,282	+ 2,890	+ 2,329
7	+ 2,688	+ 1,864	- 1,408	16	- 4,568	- 3,132	+ 2,565
8	- 2,802	- 1,964	+ 1,306	17	+ 4,981	+ 3,341	+ 2,895
9	+ 3,074	+ 1,982	- 1,377	18	- 5,361	- 3,673	- 3,117

Durch Vergleich der Diagonalenkräfte  $D$  mit  $D^o$  erkennt man erstens, daß die Spannung des Mastfußes einen sehr erheblichen Einfluß auf das Verhältnis  $\frac{A}{B}$  der aus dem Verwindungsmoment in den Mastwänden entstehenden Querkräfte hat. Zweitens ersieht man, daß dieser Einfluß nach dem oberen Mastende zu schnell verschwindet. Zur Verdeutlichung dieser Tatsachen sind die wirklich auftretenden Querkraftverhältnisse  $\frac{A}{B}$  in der Abb. 9 für die einzelnen Maststücke zeichnerisch aufgetragen.

Für den zweiten Fall, daß der Abstand der Querverbände  $h = 6,0$  m beträgt, ergeben sich die aus  $K = 1$  entstehenden Stabkräfte zu:

Hiermit errechnen sich die Formänderungen zu:

$$\begin{aligned} \delta_o &= -0,332\ 39 & \delta_{oo} &= +0,145\ 123 & \delta_{o1} &= -0,011\ 424 \\ \delta_1 &= +0,085\ 20 & \delta_{11} &= +0,284\ 992 & \delta_{111} &= +0,003\ 622 \\ \delta_{11} &= -0,050\ 23 & \delta_{111} &= +0,281\ 488 \end{aligned}$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten damit:

$$\begin{aligned} 0,145\ 123\ K_o - 0,011\ 424\ K_1 - 0,332\ 39 &= 0 \\ -0,011\ 424\ K_o + 0,284\ 992\ K_1 + 0,003\ 622\ K_{11} + 0,085\ 20 &= 0 \\ 0,003\ 622\ K_1 + 0,281\ 488\ K_{11} \dots \dots \dots - 0,050\ 23 &= 0. \end{aligned}$$

Hieraus findet man:  $K_o = +2,273\ 9\ t$   
 $K_1 = -0,209\ 30\ t$   
 $K_{11} = +0,181\ 13\ t$

und damit die endgültigen Stabkräfte:

Stab	$D_a$	$D_b$	$S_{max}$	Stab	$D_a$	$D_b$	$S_{max}$
1	+1,708	+1,643	-2,617	10	-3,353	-2,012	+1,445
2	-1,861	-1,713	+2,571	11	+3,517	+2,136	+1,629
3	+1,919	+1,783	-2,235	12	-3,701	-2,276	-1,840
4	-1,993	-1,862	+1,882	13	+3,795	+2,502	-2,022
5	+2,063	+1,946	-1,508	14	-4,013	-2,693	+2,174
6	-2,143	-2,041	+1,110	15	+4,261	+2,904	-2,357
7	+2,942	+1,709	-1,338	16	-4,545	-3,148	+2,556
8	-3,066	-1,801	+1,367	17	+4,865	+3,432	-2,797
9	+3,204	+1,903	-1,402	18	-5,237	-3,762	+3,083

Auch hier ergibt sich, wie aus Abb. 10 ersichtlich, für den unteren Teil des Mastes eine erhebliche Änderung des Verhältnisses  $\frac{A}{B}$  gegenüber der auch in den Vorschriften für Masten von Hochspannungsleitungen angegebenen üblichen Annahme, obgleich die Änderung bei geringer Anzahl der Querverbände nicht so erheblich ist wie bei zahlreichen Quer-

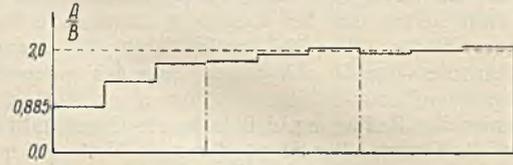


Abb. 9.

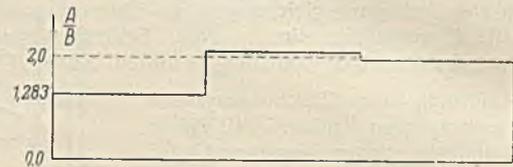
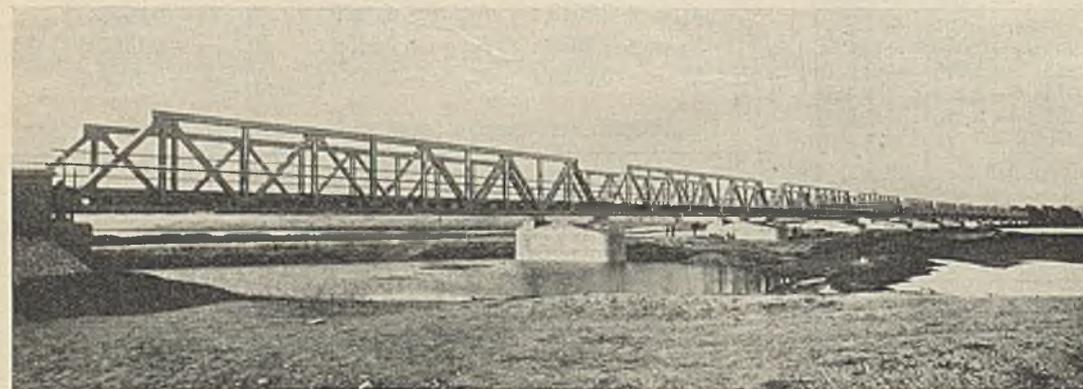


Abb. 10.

verbänden. Dann ist noch zu bemerken, daß die Spannungen in den Eckpfosten so erheblich sind, daß sie nicht, wie bisher üblich, vernachlässigt werden dürfen. Zur Abb. 9 ist noch zu bemerken, daß in den Drittpunkten der Mastlänge Unstetigkeiten in den Verhältnissen  $\frac{A}{B}$  ersichtlich sind. Dies ist in dem an jenen Stellen vorhandenen Wechsel im Querschnitt der Diagonalstäbe begründet.

**Verschiedenes.**

Die größte Straßenbrücke Griechenlands ist im Mai dieses Jahres fertiggestellt worden. Es ist die Brücke über den Vardar-Fluß — von den Griechen „Axios“ genannt — im Zuge der Hauptverbindungsstraße von der Hafenstadt Saloniki nach Monastir im Innern des Landes. Die Straße überschritt bisher den unregulierten Fluß auf einer Brücke von rd. 170 m Länge und 4,50 m Breite. Die einzelnen Joche bestanden aus



Straßenbrücke über den Vardar-Fluß.

Eisenrohrpfählen und waren durch die Hochwasser des Stromes schon stark in Mitleidenschaft gezogen worden. Die großen Mellorationsarbeiten für die untere Vardar-Ebene, welche die griechische Regierung der Foundation Company, New York, übertragen hat und die eine großzügige Uferregulierung des Axios in sich schlossen, machten die Beseitigung der alten Brücke und Ersatz durch einen Neubau unumgänglich nötig.

Die neue Brücke, wie die Abbildung sie darstellt, ist eine Stahlbrücke mit 14 Überbauten von je 39 m Stützweite und 6,32 m Breite. Hiervon liegen vier über dem eigentlichen Strom, während vier bzw. sechs zu beiden Seiten das Überschwemmungsgebiet zwischen den neuen Deichen überspannen. Die Pfeiler und Widerlager aus Beton auf Eisenbetonrammpfählen wurden von der Foundation Company in Saloniki hergestellt. Die Stahlüberbauten im Gesamtgewicht von rd. 1200 t wurden von der Hein, Lehmann & Co. A.G., Düsseldorf, geliefert. Mit ihrer Gesamtlänge von 560 m ist diese Brücke die längste Straßenbrücke des jetzigen Griechenland.

Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf.

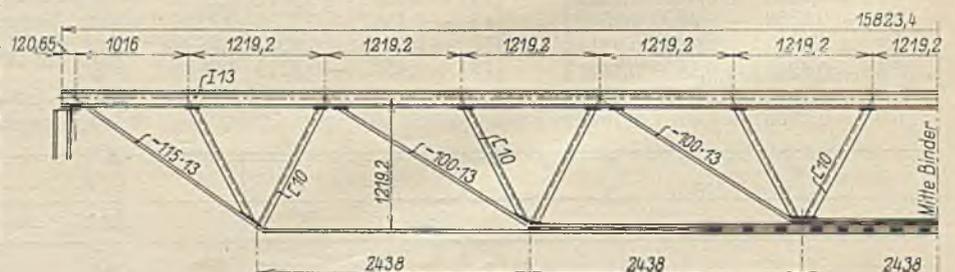
Eine neuartige Ausführung geschweißter Dachbinder.

Die in Derry, Pa., und Mansfield, Ohio, für die Westinghouse Electric and Manufacturing Co. errichteten Fabrikbauten, die gänzlich in geschweißter Stahlkonstruktion ausgeführt wurden, erhielten Dachbinder von einer neuartigen Form, die gegenüber den bisher üblichen Ausführungen eine nicht unerhebliche Ersparnis an Schweißarbeit und eine beachtliche Gewichtsverminderung ergeben haben soll.

Der Obergurt des etwa 52 Fuß (rd. 15,8 m) weit gespannten Binders (s. Abb.) wird von einem 5" (127 mm) hohen I-Profil gebildet. Der

Binder besteht außerdem aus drei durchlaufenden Zugbändern und zwölf kurzen Streben. Die Streben sind in den Pfettenanschlußpunkten an den Obergurt geschweißt. Je zwei von ihnen laufen am Untergurt zusammen; es entstehen somit sechs gleichschenklige Dreiecke. Die Enden der drei Zugbänder sind in korrespondierenden Punkten rechts und links von der Bindermitte an den Obergurt geschweißt. Sie verlaufen in diagonaler Richtung abwärts und einwärts bis zu den Treffpunkten der unmittelbar angeschlossenen Streben und bilden dann, parallel zum Obergurt weiterlaufend, den Untergurt des Binders. Während also im ersten Binderfeld der Untergurt von nur einem Zugband gebildet wird, tritt zu dem vorhandenen im zweiten Felde ein zweites und im Mittelfelde ein drittes hinzu. Der Querschnitt des Untergurtes nimmt infolgedessen von den Enden nach der Mitte des Binders hin derart zu, daß die auf die Flächeneinheit bezogenen Spannungen im Untergurt und auch in den Zugdiagonalen überall nahezu gleich groß sind. Die Werte dieser Spannungen liegen zwischen 12 500 und 13 500 lb./sq. inch. (879 und 949 kg/cm<sup>2</sup>). — Zwei dieser Binder wurden einer Belastungsprobe unterzogen, bei der auf jeden Binder 39 600 lb. (17,962 t) kamen. Die angestellten Messungen ergaben einen Unterschied von 5% zwischen den berechneten und den tatsächlich in den Stäben auftretenden Spannungen.

Das Gebäude in Derry erhielt 10 Binder von 52 Fuß (15,85 m) Spannweite, von denen jeder 2000 lb. (907 kg) wiegt, und außerdem 30 Binder gleicher Ausführung mit einer Spannweite von 30 Fuß (9,144 m.) (Eng. News-Rec. vom 4. August 1932). Kl.



Geschweißter Dachbinder von 15,8 m Spannweite.

**INHALT:** Stahlskelettbau für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln. — Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen. — Verschiedenes: Die größte Straßenbrücke Griechenlands. — Eine neuartige Ausführung geschweißter Dachbinder.

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.