

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Fernsprecher: C1 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

6. Jahrgang

BERLIN, 6. Januar 1933

Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

### Vom Umbau der Berliner Unterführungsbauwerke.

Von Dipl.-Ing. H. Ewald, Berlin.

Nachdem die Verstärkungsarbeiten an den Massivkonstruktionen der Stadtbahn zum größten Teil in Angriff genommen bzw. beendet sind, rückt nunmehr die bisher zurückgestellte Instandsetzung der stählernen Glieder der Viaduktstrecken in den Vordergrund, nach deren Durchführung ein gewisser Abschluß in dem großen Programm der Modernisierung der Berliner S-Bahnen erreicht sein wird. Während die Verstärkung der massiven Stadtbahnbogen eine mehr interne Erneuerungsarbeit der Reichsbahn darstellte, die im wesentlichen nur die vermietbaren Räume in den Stadtbahnbogen berührte, greift die Erneuerung der — meist stählernen — Unterführungsbauwerke weit in städtische und straßenverkehrliche Fragen hinein. Der Neubau einer Unterführung im Berliner Stadtgebiet stellt nicht nur ein brückentechnisches Problem für die Reichsbahn dar, sondern er erfordert auch eine eingehende Prüfung vom Standpunkt des allgemeinen Straßenverkehrs aus.

Der — abgesehen von den Auswirkungen der gegenwärtigen Krisenzeit — stark angewachsene und gegenüber dem Ende des vorigen Jahrhunderts gänzlich veränderte Straßenverkehr fordert ganz allgemein bei

sicherheit gegenüber dem Reichsbahnverkehr diktieren Umbauten von Unterführungsbauwerken vor allem fast ausnahmslos ohne wesentliche Veränderung der Widerlager den Forderungen des Straßenverkehrs, und zwar mit möglichst geringen Mitteln in den nachstehend skizzierten Lösungen gerecht zu werden, die in der näheren Zukunft in Berlin und ebenso in vielen anderen Städten für derartige Bauwerke voraussichtlich die Regel bleiben werden.

Die wesentlichsten Elemente eines Unterführungsbauwerkes, durch die seine Leistungsfähigkeit für den Straßenverkehr bestimmt ist, sind die Breite, die Stützen und die lichte Durchfahrthöhe; große Breite, wenig Stützen und große Durchfahrthöhe sind daher die Forderungen des Straßenverkehrs. Zur weitestgehenden Erfüllung dieser Forderung kommt natürlich in erster Linie die Einführung des einfachen Balkens in Frage, der die Straßenöffnung stützenlos von Widerlager zu Widerlager überspannt. Durch diese Ausführung wird nicht nur freie Sicht für den Straßenverkehr geschaffen, sondern es bleibt auch jede Möglichkeit der Straßeneinteilung gewahrt. Bei dieser Ausführung kann außerdem in den

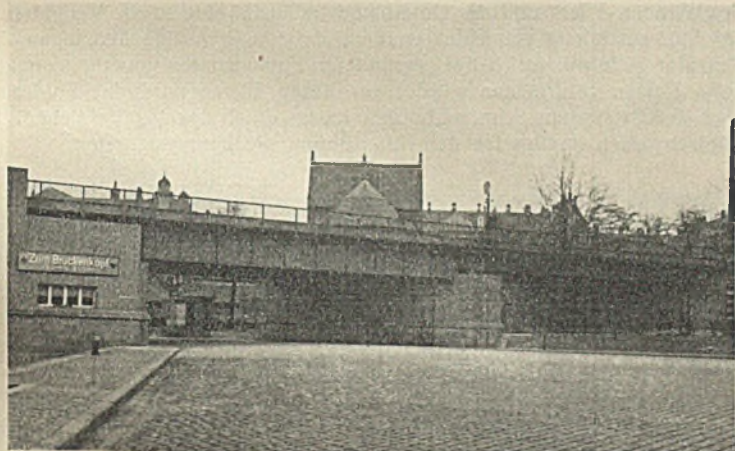


Abb. 1. Unterführung des Alexanderufers.



Abb. 2. Unterführung der Prinz-Friedrich-Karl-Straße.

den Neubauten der Unterführungen Bauwerke, die den alten, aus den 80er Jahren stammenden Zustand den neuen Verhältnissen anpassen und dabei verkehrlich zweckmäßigste Lösungen in für Reichsbahn und Stadt wirtschaftlichster Form erreichen lassen.

Während es für die großen Verkehrsstraßen, die Hauptausfall- und Ringstraßen, nach wie vor Grundsatz bleiben muß, die Straßenzüge durch Zurücksetzung der Widerlager in ihrer Bauflucht ohne Einschränkung unter den Reichsbahnanlagen zu unterführen, wie es bei den Unterführungen der Frankfurter Allee, der Bergstraße, der Berliner Straße, des Sachsenbammes, der Jannowitzbrücke und der Holzmarktstraße geschehen ist<sup>1)</sup>, hat man sich für die übrigen Verkehrsstraßen aus finanziellen Gründen meist dazu verstehen müssen, etwaige Änderungen auf den Raum zwischen den vorhandenen Widerlagern zu beschränken. Wenn hierdurch oft auch keine Ideallösungen erreicht werden, so wird doch stets auf jeden Fall eine Verbesserung des bisherigen Zustandes erzielt. So hat man bei diesen Straßen versucht, anlässlich der durch die Stand-

<sup>1)</sup> Vgl. Bauing. 1931, Heft 4 bis 6: Oberbaurat Usinger, „Berlins Brückenbau in den letzten 50 Jahren; seine Beziehungen zum Städtebau“.

zahlreichen Fällen, in denen die Widerlagerflucht der Straßenfluchtlinie und nicht der Baufluchtlinie entspricht, bei einer etwaigen Zurückrückung der Straßenfluchtlinie die Leistungsfähigkeit der Unterführung meist dadurch erheblich gesteigert werden, daß dann die ganze Öffnung als Fahrdamm genutzt wird, während die Gehbahnen als Notbehelf in besonderen Öffnungen hinter den Widerlagern hindurchgeführt werden. Besonders günstig ist schließlich der Fortfall der Zwischenstützen in der Straße auch für die Durchführung der Leitungen, für die meist ohnehin unter den Gehbahnen der Hauptstraße nur sehr knapper Raum zur Verfügung steht; die Vermeidung von — bei Erneuerung der Zwischenstützenfundamente unvermeidbaren — Leitungsumlegungen bedeutet eine wesentliche Erleichterung in technischer und finanzieller Beziehung. Wegen dieser Vorteile des stützenlosen Balkens wird dieses System nicht nur in den Fällen, in denen es bereits früher vorhanden war (Unterführungen der Wieland- und der Rochstraße), beibehalten, sondern es ist an mehreren Stellen als Ersatz für die bisher vorhandenen Überbauten mit Zwischenstützen vorgesehen. Zu diesem Zwecke wurde die lichte Durchfahrthöhe bei diesen Bauwerken, bei denen sie größer war als 4,60 m, zugunsten der Konstruktionshöhe auf dieses normale Maß eingeschränkt (z. B. Unter-

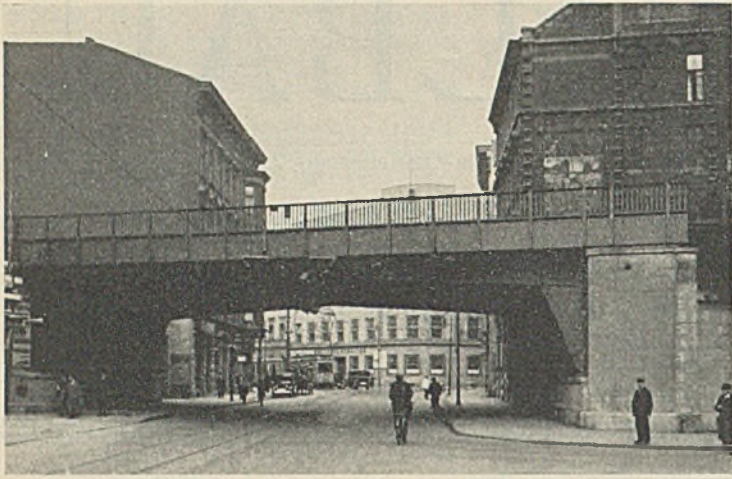


Abb. 3. Unterführung der Kleinen Präsidentenstraße.



Abb. 5. Unterführung der Straße Am Kupfergraben. Alter Zustand.

führungen der Kaiser-Wilhelm-Straße, der Fasanenstraße, der Grunerstraße, der Karlstraße und des Alexanderufers [Abb. 1]).

Diese vorteilhafte Anwendung des stützenlosen Balkens findet jedoch ihre Grenze nicht nur in der Bauhöhe, sondern auch in der Zahl und Lage der Hauptträger, die meist nicht nur auf Grund der statischen Notwendigkeit angeordnet werden können, sondern vor allem auch unter Berücksichtigung der Forderung des Eisenbahnbetriebes nach gleisweisem Einbau der Brückenkonstruktionen vorgesehen werden müssen.

Ganz erheblich erweitert ist die Anwendbarkeit stützenloser Systeme durch die Einführung des Zweigelenrahmens, wie er erstmalig bei der Unterführung der Prinz-Friedrich-Karl-Straße (Abb. 2) zur Ausführung gekommen ist<sup>2)</sup>. Der Zweigelenrahmen gestattet die stützenlose Überbrückung auch größerer Stützweiten bei verhältnismäßig kleiner Bauhöhe und erfüllt damit auch unter erschwerten Verhältnissen die oben angeführten Forderungen des Straßenverkehrs; lediglich die Freiheit der Straßeneinteilung ist beschränkt durch die Breite, über der die volle Durchfahrthöhe gewahrt ist; über den Gehbahnen wird stets eine geringere Lichthöhe zugelassen werden. Bei den Unterführungsbauwerken der Berliner Stadtbahn ist für den Zweigelenbogen, dessen bereits ausgeführte Beispiele (Unterführungen der Prinz-Friedrich-Karl-Straße und der Kleinen Präsidentenstraße [Abb. 3]) auch in ästhetischer Hinsicht durchaus befriedigen, als Ersatz für alte Bogentragwerke (Abb. 4) und auch für Balkenkonstruktionen ein besonders großes Anwendungsgebiet gegeben, da der Horizontal Schub des Rahmens in günstigster Weise durch den entgegenwirkenden Schub der anschließenden massiven Stadtbahnbogen aufgehoben wird (im Bau sind als Zweigelenrahmen zur Zeit die Unterführungen der Luisenstraße, der Panoramastraße und der Josef-Haydn-Straße, projektiert sind sie bei den Unterführungen der Altonaer, Lessing- und der Cuxhavener Straße).

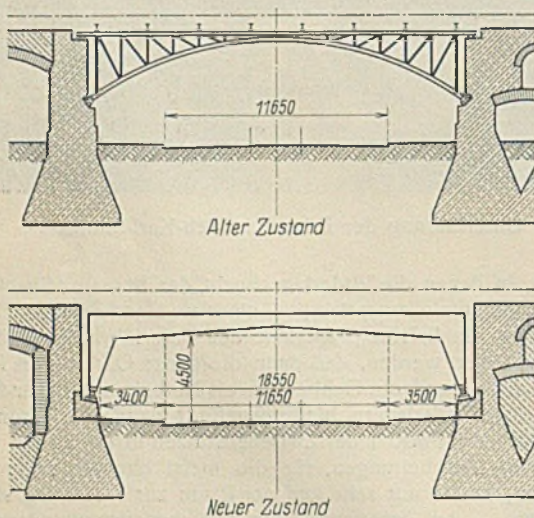


Abb. 4.

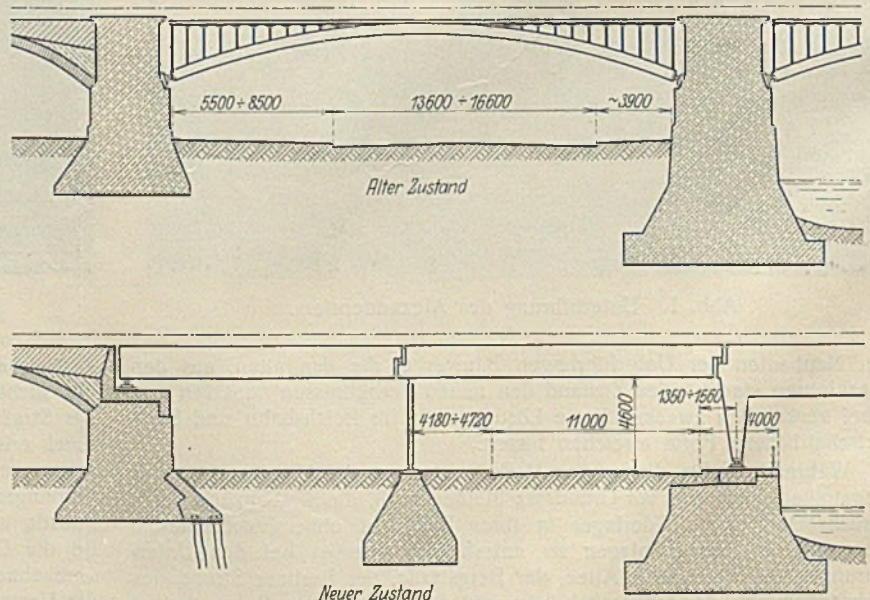


Abb. 6. Unterführung der Straße Am Kupfergraben.

Mit diesen Beispielen ist die Gruppe der stützenlosen Überbauten, die dem Städtebauer gewisse Freiheiten der Straßeneinteilung zwischen den Widerlagern bieten, erschöpft. Bei allen anderen Konstruktionen wird wegen der Stellung der Stützen die spezielle Berücksichtigung der für die Gegenwart und die Zukunft erforderlichen Straßeneinteilung un-

<sup>2)</sup> Vgl. Mälzer, Bautechn. 1931, Heft 31.

umgänglich. Der Mangel der bestehenden Bauwerke besteht grundsätzlich darin, daß die Zwischenstützen häufig den Fahrdamm in untragbarer Weise einengen und daß sie außerdem von der Bordkante meist einen den heutigen Anforderungen nicht genügenden, verkehrgefährlich geringen Abstand haben; während dieser Schrammbord bei den alten Bauwerken meist das Maß von 15 bis 20 cm nicht übersteigt, fordert die jetzige Polizeivorschrift im Interesse der Sicherheit gegen Anfahren durch breit auskragende Fahrzeuge usw. einen Mindestschrammbord von 60 cm. Bei dem Umbau der Unterführungsbauwerke, bei denen die Zwischenstützenreihen unvermeidlich sind, ist daher vor allem zu entscheiden, ob bzw. in welchem Umfange eine Verschiebung der Stützenreihen oder eine Änderung der Bordschwellenlage, also der Straßeneinteilung, erforderlich und möglich ist. So wird anlässlich des Neubaus der Unterführung der Bleibtreustraße die Einschnürung des Fahrdammes von normal 11 m auf 8,10 m beseitigt und außerdem ein normaler Abstand der Stützen von der Bordkante geschaffen. In ähnlicher Weise werden in Zukunft bei den Unterführungen der Leibniz- und Knesebeckstraße und der Brückenallee durch Verschiebung der Stützenreihen normale Fahrdammweiten von 16 m (sechs Spuren) bzw. 11 m (vier Spuren) sowie normale Schrammbordbreiten erreicht. Im Gegensatz zu diesen Beispielen mußte bei den Unterführungen des Wilhelm-Ufers und der Unterbaumstraße auf eine solche Veränderung der Stützenstellung verzichtet werden, da eine derartige Maßnahme bei den hier außerordentlich tief gegründeten Fundamenten unverhältnismäßig hohe Kosten verursachen würde; in diesen Fällen wird der Forderung nach 60 cm breiten Schrammborden daher durch lokales Vorziehen der Bordschwellen im Bereich der Unterführung Rechnung getragen.

Außer diesen allgemeineren Ausführungen werden jedoch an einigen Bauwerken in letzter Zeit Sonderentwürfe zur Durchführung gebracht, die in straßenverkehrlicher und brückentechnischer Hinsicht Einzellösungen darstellen. — So erfährt z. B. zur Zeit die Unterführung der Straße „Am Kupfergraben“ (Abb. 5 u. 6) eine grundlegende Umgestaltung; die den Sprearm und die Straße bisher überspannenden Bogen werden in Zukunft durch eine Balkenkonstruktion auf stählernen Stützen ersetzt. Nach Fort-

fall des den Verkehr bisher außerordentlich störenden massiven Uferpfeilers wird die Anordnung der neuen Stützen in Zukunft hier eine völlig ungehinderte geradlinige Straßenführung ermöglichen.

Mit besonderer Rücksichtnahme auf den Straßenverkehr ist auch der — bis jetzt erst zu einem Teil ausgeführte — Umbau der Unterführung der Yorckstraße (Abb. 7) entstanden; anlässlich des Umbaus wird hier statt des bisherigen vierspurigen Fahrdammes jetzt ein sechsspuriger

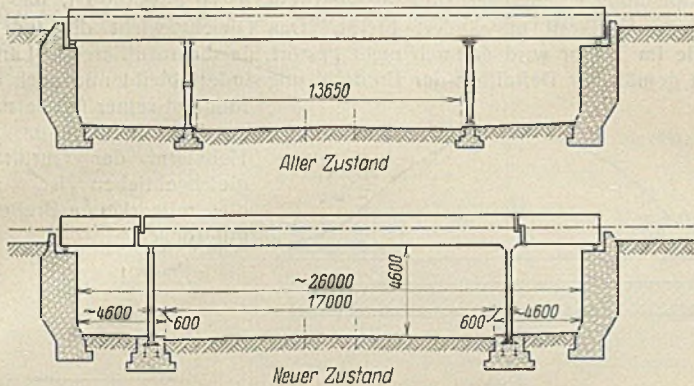


Abb. 7. Unterführung der Yorckstraße.

Fahrdamm vorgesehen, wie er in diesem außerordentlich verkehrsreichen Ringstraßenzug unerlässlich ist. Das neue Bauwerk verdient aber auch in brückentechnischer Beziehung besonderes Interesse insofern, als hier, um eine kostspielige Verstärkung der Widerlager zu ersparen, die Bremskräfte durch Anordnung eines einhäutigen Rahmens in eins der Stützfundamente geleitet werden. Dieses System wird zweifellos in den Fällen, in denen alte, der modernen Bremsbelastung nicht mehr genügende Widerlager ohne unmittelbaren Anschluß massiver Konstruktionen im Bahndamm stehen, noch häufig zur Anwendung gelangen, wenn hierdurch — naturgemäß unter Berücksichtigung der durch die Vergrößerung der

Stützenfundamente bedingten Leitungsumlegungen — kostspielige Widerlagerverstärkungen oder Erneuerungen erspart werden.

Einen weiteren besonders umfangreichen Umbau stellt die Erneuerung und gleichzeitige Verbreiterung der Unterführung des Tegeler Weges am Bahnhof Jungfernheide dar. Bei diesem Bauvorhaben wird nach längerer Pause wieder ein Bauwerk geschaffen, das die ungeschmälerete Durchführung eines doppeldämmig ausgebauten Hauptverkehrszuges, der Zufahrt nach Siemensstadt, ermöglicht. Bevor die Erneuerung des den heutigen Lasten nicht mehr genügenden bestehenden Unterführungsbauwerkes erfolgt, wird hier zunächst — außerhalb des Straßenverkehrs — neben der alten Öffnung eine neue Brückenöffnung durch den Bahndamm hindurchgetrieben, die sich dem bereits ausgeführten Überbau der Siemensstichbahn anpassend, der Verbreiterung der Straße unter den Gleisen der Reichsbahn dienen wird. Nach Inbetriebnahme dieser neuen Brückenöffnung wird dann der Umbau der alten Öffnung — wiederum außerhalb jeden Straßenverkehrs — erfolgen, die zusammen mit dem neuen Teil ein einheitliches breites Unterführungsbauwerk bilden wird.

Die vorstehend aufgeführten Beispiele zeigen, daß trotz der beispiellosen Beschränktheit der finanziellen Mittel bei den zahlreichen Umbauten von Unterführungsbauwerken durch die Zusammenarbeit von Reichsbahn und Stadt Lösungen ermöglicht wurden, die durch geeignete Straßeneinteilung und Anordnung der Überbauten neben den brückentechnischen Erfordernissen auch den dringenden Forderungen des Straßenverkehrs Rechnung tragen. Bei einer großen Anzahl von Unterführungen konnten auf diese Weise seit langem bestehende Wünsche verwirklicht werden; nur einige besonders komplizierte Punkte, deren großzügige und weit-sichtige Lösung mit größerem finanziellen Aufwand verbunden ist, wie die Erweiterung der Unterführungen der Boxhagener Straße in Lichtenberg, der Greifswalder Straße, der Berliner Straße in Pankow, des Verbindungsweges Halensee—Messe-gelände, der Augustastraße in Wilmersdorf, der Königstraße in Wannsee und der Straße „Am Spandauer Bock“, konnten bisher nicht bereinigt werden. Es wäre erwünscht, wenn die finanziellen Verhältnisse in nicht ferner Zeit auch die Beseitigung dieser verkehrsfährlichen Engpässe, für die technische Lösungen bereits vorliegen, ermöglichen ließen.

## Die Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T- und I-förmigem Querschnitt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Hans Bleich, Wien.

Die Ermittlung der Randspannungen in Rahmenecken erfolgt entweder wie beim geraden Stab nach Navier oder besser nach der Theorie des gekrümmten Stabes von Grashof und Résal, die die Randspannung in der Hohlseite der Ecke bedeutend richtiger erfaßt als die Berechnungsweise nach Navier. Diese Berechnung des gekrümmten Stabes ist aber auf Vollquerschnitte zugeschnitten und erfordert bei ihrer Anwendung auf die im Stahlbau üblichen T- und I-förmigen Trägerquerschnitte eine Abänderung, da eine grundlegende Voraussetzung dieser Theorie, das ist die Unveränderlichkeit der Form des Querschnitts, bei diesen Stabformen nicht mehr erfüllt ist.

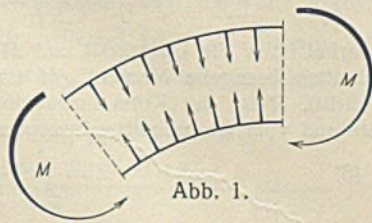


Abb. 1.

Betrachtet man einen gekrümmten Stab von Rechteckquerschnitt (als Beispiel eines Vollquerschnitts), so erkennt man, daß zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts neben den Längsspannungen noch quer zu den Längsfasern gerichtete Spannungen nötig sind. Wir wollen diese Spannungen als Abtriebspannungen bezeichnen. Bei dem in Abb. 1 dargestellten Momentenangriff wirken die Abtriebskräfte von beiden Rändern nach innen und suchen den Stab zusammenzupressen. Die hierdurch entstehende Verformung ist so gering, daß sie die Längsspannungen nur in geringem Maße beeinflusst. Ganz anders liegt aber die Sache bei dünnwandigen T- und I-Querschnitten. Die abstehenden Teile der Querschnitte erscheinen durch die Abtriebskräfte (Abb. 2) auf Biegung beansprucht und verformen sich daher in der angegebenen Art. Da die Querverschiebungen der Gurtpunkte von der gleichen Größenordnung sind wie die Gurtdehnungen infolge der Stabbiegung, so beeinflussen sie die Verteilung der Längsspannungen über den Querschnitt in hohem Maße. Es liegt hier dieselbe Erscheinung vor, wie sie beim dünnwandigen gekrümmten Rohr beobachtet wurde, wo die gemessenen Biegewinkel ein Mehrfaches der Winkel betragen, die nach der üblichen Theorie zu erwarten waren<sup>1)</sup>.

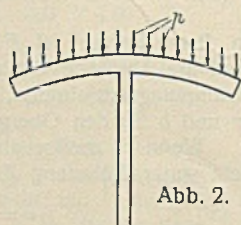


Abb. 2.

Die folgenden Untersuchungen beziehen sich auf zur Stegebene symmetrische T- oder I-förmige Träger, deren Belastungsebene mit der

Stegebene zusammenfällt. Der betrachtete Flansch des Trägers habe den Krümmungsradius  $r$ . Die Stärke  $d$  des Flansches sei klein gegen die sonstigen Querschnittsabmessungen. Die Längsspannungen  $\sigma$  und Dehnungen  $\epsilon$  werden sich dann am oberen und am unteren Rand des Flansches wenig voneinander unterscheiden, so daß wir mit den Mittelwerten  $\bar{\sigma}$  und  $\bar{\epsilon}$  rechnen können. In einem Punkt in der Entfernung  $x$  (Abb. 3) von der Stegebene sind die Spannungen und Dehnungen  $\bar{\sigma}_x$  und  $\bar{\epsilon}_x$ . Die Durchbiegung des Flansches in diesem Punkte ist  $y_x$ . Faßt man ein Gurtstück von der Länge  $ds$  heraus, so schließen die Querschnittsebenen einen Winkel  $d\varphi$  miteinander ein. Bei Belastung des Stabes vergrößert sich dieser Winkel um  $\Delta d\varphi$ . Infolgedessen dehnt sich eine gerade über dem Steg gelegene Faser des Flansches um  $\Delta ds$  (Abb. 4), so daß die bezogene Dehnung dort

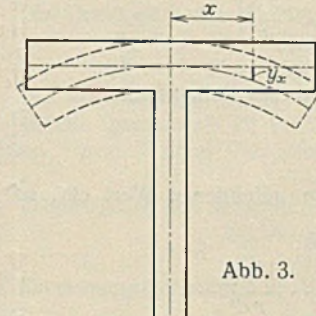


Abb. 3.

beträgt. Ein in der Entfernung  $x$  von der Stegebene liegender Streifen hat sich um  $y_x$  gesenkt, und seine Mittellinie ist in die in Abb. 4 gestrichelte Lage gekommen. Bei Vernachlässigung von Größen höherer Kleinheitsordnung hat sich diese Faser um  $\Delta ds - y_x d\varphi$  verlängert, ihre bezogene Dehnung ist daher

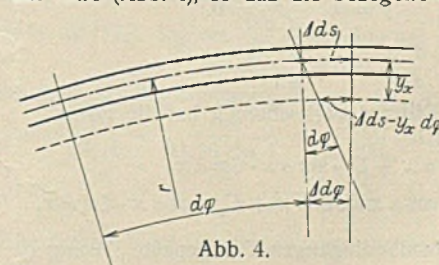


Abb. 4.

$$\bar{\epsilon}_m = \frac{\Delta ds}{ds}$$

beträgt. Ein in der Entfernung  $x$  von der Stegebene liegender Streifen hat sich um  $y_x$  gesenkt, und seine Mittellinie ist in die in Abb. 4 gestrichelte Lage gekommen. Bei Vernachlässigung von Größen höherer Kleinheitsordnung hat sich diese Faser um  $\Delta ds - y_x d\varphi$  verlängert, ihre bezogene Dehnung ist daher

$$\bar{\epsilon}_x = \frac{\Delta ds}{ds} - y_x \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \frac{\Delta ds}{ds} - \frac{y_x}{r}$$

Die Spannung gerade über dem Steg ist

$$(1) \quad \bar{\sigma}_m = E \bar{\epsilon}_m = E \cdot \frac{\Delta ds}{ds}$$

und die Spannung in der Entfernung  $x$  von der Stegebene

$$(1) \quad \bar{\sigma}_x = E \left( \frac{\Delta ds}{ds} - \frac{y_x}{r} \right) = \bar{\sigma}_m - E \cdot \frac{y_x}{r}$$

<sup>1)</sup> v. Kármán: Über die Formänderung dünnwandiger Röhre usw. Z. d. VdI 1911, S. 1889.

Während die Längsspannung in Flanschmitte und am Flanschrand gleich erhalten wird, wenn man die Querschnittsverformung unberücksichtigt läßt, ergibt Gl. 1' eine Abnahme der Längsspannungen  $\sigma_x$  mit zunehmendem  $y_x$ , also mit zunehmender Entfernung von der Stegebene.

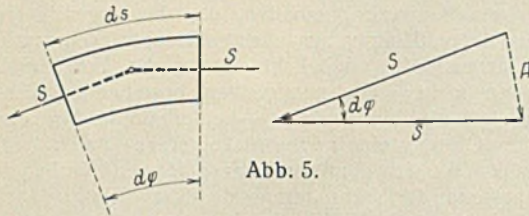


Abb. 5.

Zur Erledigung der gestellten Aufgabe ist es notwendig, neben Gl. 1' noch eine weitere Beziehung zwischen  $\sigma_x$  und  $y_x$  aufzustellen. Zu diesem Zwecke berechnen wir zunächst die Größe der Abtriebskräfte im Gurt. In einer Faser mit dem Krümmungsradius  $r$  fließe eine Kraft  $S$ . Aus Abb. 5 entnimmt man die Abtriebskraft in der Strecke  $ds$ ,

$$A = S \cdot d\varphi.$$

Die Abtriebskraft je Längeneinheit ist daher

$$a = S \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \frac{S}{r}.$$

In einem Flanschstreifen von der Breite  $l$  (Abb. 6) fließt eine Kraft  $S = \sigma_x d$ , daher ist der Flansch mit der Abtriebskraft

$$p = \frac{\sigma_x d}{r}$$

auf die Flächeneinheit belastet. Greift man jetzt einen Streifen von der Breite  $l$ , in der Längsrichtung des Trägers gemessen, heraus, so kann der



Abb. 6.

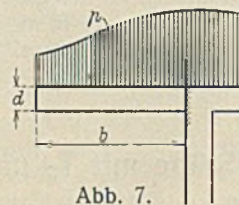


Abb. 7.

Flansch des Trägers (aus Symmetriegründen) als am Steg fest eingespannter Kragbalken aufgefaßt werden, der mit

$$p = \frac{\sigma_x d}{r} = \frac{d}{r} \left( \sigma_m - E \cdot \frac{y_x}{r} \right)$$

belastet ist (Abb. 7).

Die Differentialgleichung der Biegelinie dieses Balkens lautet

$$EJ \cdot \frac{d^4 y_x}{dx^4} = p.$$

Setzt man für  $J = \frac{d^3}{12}$  und für  $p$  den oben gefundenen Wert ein, so gewinnt man für  $y_x$  die Differentialgleichung

$$(2) \quad \frac{d^4 y_x}{dx^4} + \frac{12}{r^2 d^2} \cdot y_x = \frac{1}{E} \cdot \frac{12 \sigma_m}{r d^2}.$$

Die Randbedingungen dieser Differentialgleichung sind, wenn man jetzt  $x$  von der Einspannstelle zählt

$$(2') \quad \begin{cases} \text{für } x = 0 & y = 0, \quad \frac{dy}{dx} = 0, \\ \text{für } x = b & \frac{d^2 y}{dx^2} = 0, \quad \frac{d^3 y}{dx^3} = 0. \end{cases}$$

Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung 2 hat die Form

$$y_x = \frac{r \sigma_m}{E} + C_1 \cdot \sin \alpha x + C_2 \cdot \sin \alpha x \cdot \cos \alpha x + C_3 \cdot \cos \alpha x + C_4 \cdot \cos \alpha x \cdot \cos \alpha x,$$

wobei  $\alpha^4 = \frac{3}{r^2 d^2}$  ist. Die den Randbedingungen 2' angepaßte Lösung ist

$$(3) \quad y_x = \frac{\sigma_m r}{E} \left\{ 1 - \frac{1}{2 + \cos 2\alpha b + \cos 2\alpha} \cdot [2 \cdot \cos \alpha b \cdot \cos \alpha x \cdot \cos \alpha(b-x) + 2 \cdot \cos \alpha b \cdot \cos \alpha(b-x) \cdot \cos \alpha x + \sin \alpha x \cdot \sin \alpha(2b-x) - \sin \alpha(2b-x) \cdot \sin \alpha x] \right\}.$$

Aus Gl. 1' u. 3 folgt

$$(3') \quad \sigma_x = \frac{\sigma_m}{2 + \cos 2\alpha b + \cos 2\alpha} [2 \cdot \cos \alpha b \cdot \cos \alpha x \cdot \cos \alpha(b-x) + 2 \cdot \cos \alpha b \cdot \cos \alpha(b-x) \cdot \cos \alpha x + \sin \alpha x \cdot \sin \alpha(2b-x) - \sin \alpha(2b-x) \cdot \sin \alpha x].$$

In Abb. 8 ist die Spannungsverteilung im Flansch für zwei Sonderfälle aufgetragen. Die Spannung hat in der Mitte, über dem Steg, den Größtwert  $\sigma_m$  und nimmt gegen die Ränder zu ab. Aus der zweiten Darstellung in Abb. 8 ersieht man, daß sogar der Fall eintreten kann, daß die Spannung am Rande ein anderes Vorzeichen hat als über dem Steg.

Für die weitere Rechnung denken wir uns nun den Flansch von der Breite  $b$  durch einen schmälere Flansch ersetzt, in dem aber überall die Spannung  $\sigma_m$  herrscht und dessen Breite  $b'$  so gewählt ist, daß die gesamte Gurtkraft ungeändert bleibt. Das Gleichgewicht der inneren Kräfte im Träger wird dadurch nicht gestört, da die resultierende Längskraft gemäß der Definition der Breite  $b'$  ungeändert bleibt und auch das Moment seiner Größe nach erhalten bleibt, da der Hebelarm der Gurtkräfte gleichgeblieben ist. Für die „mitwirkende Breite“  $b$  gilt sonach

$$b' = \frac{1}{\sigma_m} \int_0^b \sigma_x dx.$$

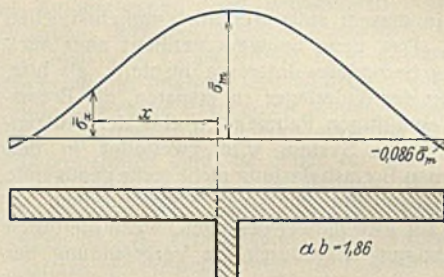
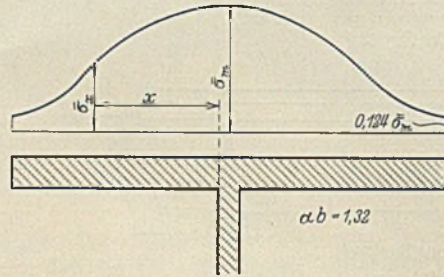


Abb. 8.

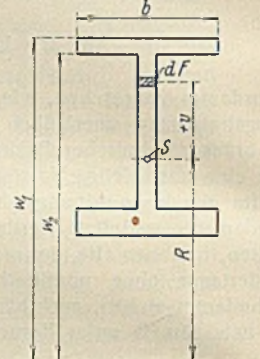


Abb. 9.

Nach Ausführung der Integration erhält man den einfachen Ausdruck

$$(4) \quad b' = \frac{1}{\alpha b} \frac{\sin 2\alpha b + \sin 2\alpha}{2 + \cos 2\alpha b + \cos 2\alpha}$$

Die praktische Anwendung gestaltet sich nun folgendermaßen: Man bestimmt zunächst die mitwirkenden Breiten des oberen und des unteren Flansches und erhält so einen ideellen Querschnitt mit reduzierten Flanschbreiten. Diesen ideellen Querschnitt legt man nun der Ermittlung der Spannungen  $\sigma$  im gekrümmten Stab zugrunde. Für diese gilt bekanntlich<sup>2)</sup>

$$(5) \quad \sigma = \frac{N}{F} - \frac{M}{RF} - \frac{Mv}{Z} \cdot \frac{R}{R+v}.$$

Hierbei ist  $N$  die Längskraft und  $M$  das auf den Schwerpunkt des Querschnittes bezogene Moment ( $M$  ist positiv, wenn am Innenrand Zug auftritt),  $R$  ist der Krümmungsradius der Schwerlinie (Abb. 9),  $v$  der Abstand vom Querschnittsschwerpunkt,  $Z$  der Ausdruck

$$(6) \quad Z = \int_F v^2 \frac{R}{R+v} \cdot dF.$$

Für die praktisch vorkommenden, aus Rechtecken zusammengesetzten Querschnitte kann man  $Z$  durch Addieren bzw. Subtrahieren der Anteile der einzelnen Rechtecke finden. Für solche Querschnitte gilt die Beziehung

$$(6') \quad Z = R^3 \sum \pm b \cdot \log \text{nat} \frac{\omega_1}{\omega_2} - FR^2.$$

In dieser Formel ist  $F$  die Gesamtfläche des Querschnitts,  $\omega_1$  und  $\omega_2$  sind die Abstände der oberen und unteren Seiten eines Rechtecks vom Krümmungsmittelpunkt,  $b$  ist die Breite des Rechtecks. In Abb. 9 sind  $w$  und  $b$  für den Obergurt eingetragen.

Wenn  $R$  größer als die doppelte Trägerhöhe ist, so kann man in sehr guter Näherung  $Z$  durch das Trägheitsmoment  $J$  ersetzen, so daß

$$(5') \quad \sigma = \frac{N}{F} - \frac{M}{RF} - \frac{Mv}{J} \cdot \frac{R}{R+v}.$$

Die in der angegebenen Weise errechneten Randspannungen sind die tatsächlich auftretenden Größtwerte der Spannung. Sie treten gerade über dem Steg auf. Vom Steg weg nehmen die Randspannungen  $\sigma_x$  ab, und zwar nach demselben Gesetz wie die  $\sigma_x$ . Die zahlenmäßige Ermittlung der  $\sigma_x$  aus der recht komplizierten Gl. 3' ist weder für die Bestimmung der größten Randspannung noch sonst mehr erforderlich.

<sup>2)</sup> Siehe H. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Band II, 2. Abt. 2. Auflage, S. 368.

Es erübrigt sich, die Größe der sekundären Biegespannungen in den abstehenden Teilen zu berechnen. Das Moment an der Einspannstelle je Längeneinheit des Gurtes ist

$$M' = \frac{d}{r} \int_0^b x \sigma_x dx.$$

Führt man die Integration durch und berücksichtigt man, daß das Widerstandsmoment des Flansches  $W = \frac{d^2}{6}$  ist, so ergibt sich die Biegespannung  $\sigma'$  in der Form

$$(7) \quad \sigma' = \mu \sigma_m = \sqrt{3} \cdot \frac{\cos 2\alpha b - \cos 2\alpha b}{2 + \cos 2\alpha b - \cos 2\alpha b} \cdot \sigma_m.$$

Da  $\sigma'$  von  $\sigma_m$  abhängt, so muß bei der Spannungsermittlung im ideellen Querschnitt außer der Randspannung auch noch die Spannung  $\sigma_m$ , das ist die Spannung in der Entfernung  $\frac{d}{2}$  vom Rande, berechnet werden.

Bei der Bestimmung der von den Halsnieten genieteter Träger aufzunehmenden Längsschubkräfte und Abtriebskräfte ist wieder der ideelle Querschnitt zu verwenden, da dadurch der Verringerung der Längsspannungen in den abstehenden Querschnittsteilen Rechnung getragen wird. Aus Gl. 5 folgt der Wert der Längsschubkraft je Längeneinheit näherungsweise zu

$$(8) \quad t = Q \left[ \frac{F_1}{RF} + \frac{S_1 R}{Zr} \right].$$

$R$ ,  $F$  und  $Z$  haben die Bedeutung wie in Gl. 5,  $F_1$  und  $S_1$  sind Fläche und statisches Moment des Gurtes des ideellen Querschnitts bezogen auf seine Schwerachse,  $Q$  ist die Querkraft und  $r$  der Krümmungsradius der Gurtmittellinie. Die Abtriebskraft je Längeneinheit ist mit den gleichen Bezeichnungen

$$(9) \quad a = \left( \frac{N}{F} - \frac{M}{RF} \right) \frac{F_1}{r} - M \cdot \frac{S_1 R}{Zr^2}.$$

Die Zusammensetzung dieser beiden Kräfte ergibt die gesamte von den Halsnieten aufzunehmende Kraft.

Bei Trägern mit Deckblechen erhalten die Kopfniete neben der Beanspruchung durch die Längsschubkraft, die nach Gl. 8 zu berechnen ist, noch Zusatzbeanspruchungen infolge der sekundären Verbiegung der Flanschen. Diese Niete haben die gesamte Scherkraft in den waagerechten Gurtfugen aufzunehmen. Legt man die ungünstigste Annahme zugrunde, die Fuge liege in der Mitte, so ist die Scherkraft je Längeneinheit

$$t' = \int \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{d} \cdot dx = \frac{3}{2d} \cdot M',$$

worin  $M'$  das oben bereits bestimmte abbiegende Moment ist. Es ergibt sich schließlich

$$(10) \quad t' = \mu \cdot \frac{d}{4} \cdot \sigma_m.$$

$\mu$  ist der in Gl. 7 angegebene Beiwert.

Für die praktische Rechnung sind in der folgenden Tafel die Werte von  $\nu$  und  $\mu$  als Funktion von  $\frac{b^2}{rd}$  dargestellt. Hierbei ist  $d$  die Flanschstärke,  $b$  die Breite des abstehenden Flansches,  $r$  der Krümmungsradius des Gurtes.

Tafel zur Berechnung der mitwirkenden Breiten  $b' = \nu b$  und zusätzlichen Biegebeanspruchung  $\sigma' = \mu \sigma_m$ .

$\frac{b^2}{rd}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\nu$	1,000	0,994	0,977	0,950	0,917	0,878	0,838	0,800	0,762	0,726
$\mu$	0	0,297	0,580	0,836	1,056	1,238	1,382	1,495	1,577	1,636
$\frac{b^2}{rd}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$\nu$	0,693	0,663	0,636	0,611	0,589	0,569	0,495	0,414	0,367	0,334
$\mu$	1,677	1,703	1,721	1,728	1,732	1,732	1,707	1,671	1,680	1,700

Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß  $b$  nur die Breite des abstehenden Gurtteiles bedeutet, man ist sogar berechtigt, s. Beispiel, noch einen Teil der Ausrundung abzuziehen. Die Reduktion mit  $\nu$  bezieht sich auch nur auf diese abstehenden Teile, so daß z. B. die am Steg anliegenden Winkelschenkel voll wirksam bleiben. Eine Schwierigkeit ergibt sich bei Berücksichtigung der Nietabzüge. Es ist am einfachsten, auch die Nietabzüge in den abstehenden Teilen mit  $\nu$  zu verkleinern.

Es sei darauf hingewiesen, daß in der vorangehenden Ableitung noch eine wesentliche Vernachlässigung vorgenommen wurde. Es wurde bei Aufstellung der Gl. 1 u. 1' die Berechnung der Dehnungen  $\epsilon_m$  und  $\epsilon_x$  so vorgenommen, als ob ein linearer Spannungszustand vorliegen würde, obwohl außer der Spannung  $\sigma_x$ , senkrecht zu  $\sigma_x$ , noch die Spannungen  $\sigma'$  vorhanden sind. Hätte man dies berücksichtigt, so wäre die Ableitung

(und auch das Endergebnis) erheblich komplizierter geworden, da dann die Verteilung der Spannungen  $\sigma_x$  über die Flanschstärke  $d$  nicht mehr als gleichförmig hätte angesehen werden können. Ferner wurde bei Aufstellung der Gl. 2 nicht beachtet, daß wegen der behinderten Querdehnung an Stelle von  $J$  richtig  $\frac{m^2}{m^2-1} J$  stehen sollte, wobei  $\frac{1}{m}$  die Poissonsche Zahl ist. Diese zweite Vernachlässigung wäre eigentlich nicht notwendig gewesen, da die Berücksichtigung des Faktors  $\frac{m^2}{m^2-1}$  keinerlei Schwierigkeiten macht. Es zeigt sich aber, daß diese zweite Vernachlässigung die erste zum Teil kompensiert. Ich habe die genauere Rechnung durchgeführt und, um eine Vergleichsbasis zu haben, als Maß für die Anstrengung des Materials die reduzierte Spannung angesehen. Die genaue Rechnung ergibt stets geringere Anstrengungen als der oben dargestellte Rechnungsgang, und zwar betragen die Unterschiede  $\Delta$  in Hundertteilen:

$\frac{b^2}{rd}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	1,0	5,0
$\Delta \%$	0	8,3	14,8	14,9	6,3	6,1	5,7	4,7	4,3.

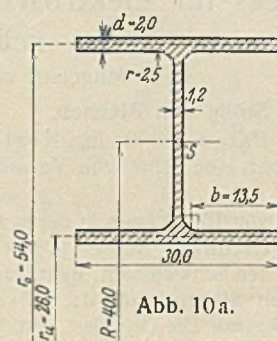


Abb. 10a.

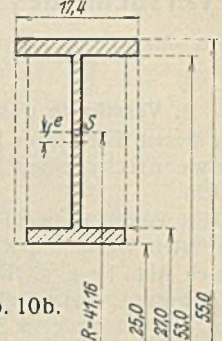


Abb. 10b.

Zahlenbeispiel: Ein IP 30 mit einem (bis zum Schwerpunkt gemessenen) Krümmungsradius  $R = 40$  cm sei durch das Moment  $M = -7,5$  tm und die Längskraft  $N = -10$  t belastet. Es ist (Abb. 10a)  $d = 2,0$  cm; die Breite der abstehenden Teile ergibt sich, wenn die halbe Ausrundung abgezogen wird, mit  $b = 13,5$  cm, die Krümmungsradien der Gurtmittellinien sind  $r_o = 54$  cm,  $r_u = 26$  cm. Es ist

für den oberen Flansch  $\frac{b^2}{rd} = 1,69$ ,  $\nu = 0,523$ ,  $\mu = 1,722$ ,  
für den unteren Flansch  $\frac{b^2}{rd} = 3,50$ ,  $\nu = 0,390$ ,  $\mu = 1,675$ .

Die Gurtbreiten des ideellen Querschnitts sind  
 $B_o = 2 \cdot 13,5 \cdot 0,523 + 1,2 + 1,8 = 17,4$  cm,  
 $B_u = 2 \cdot 13,5 \cdot 0,390 + 1,2 + 1,8 = 13,5$  cm.

Die Abminderung ist bei dieser starken Krümmung sehr erheblich. Der ideelle Querschnitt ist in Abb. 10b gezeichnet. Wir berechnen die Größen  $F$  und  $Z$  unter Vernachlässigung der Ausrundungen. Es ist  $F = 91,4$  cm<sup>2</sup>.

Die Verschiebung des Schwerpunktes ergibt sich zu  
 $e = \frac{2(17,4 - 13,5) \cdot 14,0}{91,4} = 1,16$  cm.

Der Krümmungshalbmesser  $R$  bis zur neuen Schwerlinie gemessen ist daher  $R = 41,16$  cm.

Für  $Z$  liefert Gl. 6', wenn die Zerlegung in Rechtecke so vorgenommen wird, daß vom umschriebenen Rechteck beiderseits je zwei schmale Rechtecke abgezogen werden,

$$Z = 41,16^3 \left[ 17,4 \cdot \log \text{nat} \frac{55}{25} - 3,9 \cdot \log \text{nat} \frac{53}{25} - 12,3 \cdot \log \text{nat} \frac{53}{27} \right] - 41,16^2 \cdot 91,4 = 23700 \text{ cm}^3.$$

Somit sind die Randspannungen nach Gl. 5

$$\sigma_o = -\frac{10}{91,4} + \frac{750}{41,16 \cdot 91,4} + \frac{750}{23700} \cdot 41,16 \cdot \frac{13,84}{55} = +0,419 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{10}{91,4} + \frac{750}{41,16 \cdot 91,4} - \frac{750}{23700} \cdot 41,16 \cdot \frac{16,16}{25} = -0,751 \text{ t/cm}^2.$$

Wir benötigen noch die Spannungen in der Entfernung  $\frac{d}{2} = 1$  cm vom oberen bzw. unteren Rand, um die zusätzlichen Biegespannungen berechnen zu können. Es ist nach Gl. 5 mit  $v_o = 12,84$ ,  $v_u = -15,16$  cm  
im oberen Flansch  $\sigma_m = +0,401$  t/cm<sup>2</sup>,  
im unteren Flansch  $\sigma_m = -0,669$  t/cm<sup>2</sup>.

Die zusätzlichen Biegespannungen  $\sigma' = \mu \sigma_m$  betragen daher an den Außenwänden

$$\sigma'_o = 1,722 \cdot 0,401 = +0,691 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'_u = 1,675 \cdot 0,669 = +1,121 \text{ t/cm}^2.$$

Bildet man, als für die Anstrengung maßgebend, die reduzierte Spannung  $\sigma_{red} = \sigma_1 - 0,30 \sigma_{11}$ , so ergibt sich

$$\sigma_{o\text{red}} = 0,691 - 0,30 \cdot 0,119 = 0,565 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{u\text{red}} = 1,121 + 0,30 \cdot 0,751 = 1,346 \text{ t/cm}^2.$$

Zum Vergleich werde der gleiche Fall in der in der Stahlbauweise üblichen Art berechnet. Es ist (Abb. 10)

$$F = 154 \text{ cm}^2,$$

$$Z = 40^3 \left[ 30 \cdot \log \text{nat} \frac{55}{25} - 28,8 \cdot \log \text{nat} \frac{53}{27} \right] - 40^2 \cdot 154 = 28\,720 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_o = -\frac{10}{154} + \frac{750}{40\,154} + \frac{750,40}{28\,720} \cdot \frac{15}{55} = +0,322 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{10}{154} + \frac{750}{40\,154} - \frac{750,40}{28\,720} \cdot \frac{15}{25} = -0,570.$$

Die Spannungen  $\sigma_m$  sind jetzt

im oberen Flansch  $\sigma_m = +0,307 \text{ t/cm}^2,$

im unteren Flansch  $\sigma_m = -0,526 \text{ t/cm}^2.$

Für die sekundären Biegespannungen gilt die Formel

$$\sigma' = \frac{d \sigma_m \cdot b^2}{r \cdot 2 \cdot d^2} = \frac{3 b^2}{r d} \cdot \sigma_m,$$

daher ist

$$\sigma'_o = 5,07 \cdot 0,307 = +1,557 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'_u = 10,50 \cdot 0,526 = +5,523 \text{ t/cm}^2,$$

womit die reduzierte Spannung am Innenrande mit

$$\sigma_{\text{red}} = 5,523 + 0,30 \cdot 0,570 = 5,694 \text{ t/cm}^2,$$

also weit höher als zulässig, erhalten wird, während die tatsächliche Spannung nur 1,35 t/cm<sup>2</sup> beträgt.

Die genauere Berechnung führt bei stark gekrümmten Trägern, wie man an diesem Beispiel erkennt, zu recht erheblichen Ersparnissen.

## Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften in Kiew.

Alle Rechte vorbehalten.

Mitgeteilt von Prof. Müllenhoff, Aachen.

### I. Verstärkte geschweißte Stöße von Bleichen.

Unter diesem Titel haben Prof. E. O. Paton und die Ing. Kozlowsky und Schewernitzky einen Bericht über eine lehrreiche Versuchsreihe veröffentlicht.

Zunächst wurden je zwei Flachstäbe von 150 · 12 mm in der in Abb. 1 a bis d skizzierten Weise mit X-Nähten verschweißt, ferner je zwei Stäbe 100 · 12 nach Abb. 1 e u. f. Die Breite der Schweißnaht, quer zur Kraft- richtung gemessen, betrug also bei den Stäben c und d: 170 · cos 45° = 120 mm, bei den anderen Stäben 100 mm.

Stäben	a	b	c	d	e	f
im Mittel	31,79	39,28	40,73	37,98	29,29	33,09 t
Verhältnis	1	1,23	1,29	1,20	0,93	1,04.

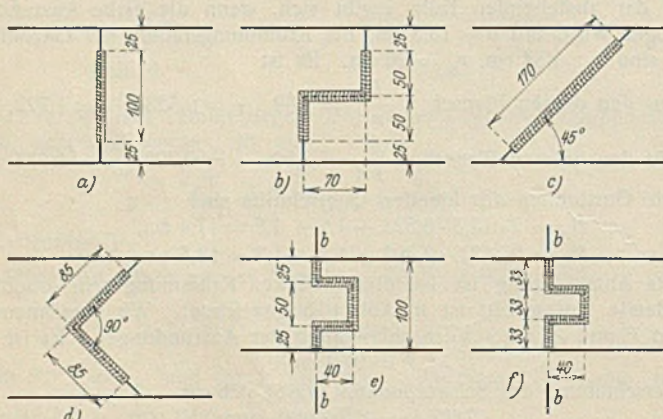


Abb. 1. Ausbildung der Prüfstäbe der ersten Versuchsreihe.

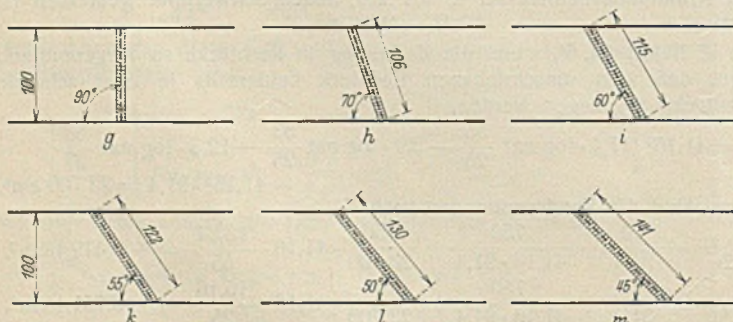


Abb. 2. Ausbildung der Prüfstäbe der zweiten Versuchsreihe.

Alle Schweißungen sind in betriebsmäßiger Weise von einem mittel- guten Schweißer hergestellt worden. Kennzeichnend war das Verhalten der Proben beim Bruch. Die Proben „a“ rissen unmittelbar an der Naht, wie das bei Stumpfnähten oft zu beobachten ist. Bei den Proben „b“ rissen zuerst die Quernähte, die Risse gingen dann in das Grundmetall über. Bei den Proben „c“ erfolgte der Anriß von den Enden der Naht aus im Grundmetall. Bei „d“ wurden die ersten Risse in den Nähten sichtbar und gingen dann ins Grundmetall über. Die beiden letzten Proben „e“ und „f“ rissen in den Quernähten und durch die Zungen, und zwar bei „e“ von einem Rande fortschreitend, bei „f“ plötzlich im ganzen Querschnitt b—b.

In der zweiten Versuchsreihe, Abb. 2g bis m wurden Flachstäbe 100 · 12 mit X-Nähten unter verschiedenen Winkeln verschweißt. Es ergaben sich folgende Werte

Gruppe	Stab	Winkel	Nahtquerschnitte		Fließgrenze des Stabes	Höchst- inst	Mittel	Bruch
			theoret. cm <sup>2</sup>	wahre cm <sup>2</sup>				
I	g	90°	12,0	11,5	27,41	34,41	35,54	In d. Naht
				11,5				
	h	70°	12,7	11,2	24,05	34,04	35,69	"
11,7								
i	60°	13,8	9,6	22,84	29,36	32,72	"	
			12,3					
II	k	55°	14,6	—	27,20	44,86	44,08	Im Stabe
				12,7				
l	50°	15,6	—	23,42	37,36	37,28	Im Stabe	
			12,9					
III	m	45°	16,9	—	24,44	39,45	39,66	Im Stabe
				—				

Es zeigt sich hier deutlich der Einfluß der verschiedenen Güte der Ausführung der Schweißnaht. Bei allen Stäben hat der Nahtquerschnitt nicht den Sollwert erreicht; der wahre Querschnitt ist z. B. beim Stabe  $l_1$  um 30% zu klein. Ein Vergleich der Bruchlasten wird deshalb kein zutreffendes Bild geben. Da aber die Stäbe der Gruppe I (g bis i) sämtlich in der Naht, die der Gruppe II (k u. l) zur Hälfte in der Naht, zur Hälfte im Stabe gerissen sind, während schließlich die Proben der Gruppe III sämtlich im Stabe rissen, wird man folgern können, daß eine Neigung von 50 bis 55° etwa die gleiche Festigkeit der Schweißnaht und des Stabes ergibt. Außerdem dürfte aus den Versuchen die Folgerung zu ziehen sein, daß von den verstärkten Stößen die gerade schiefe Naht den Vorzug verdient.

Eine Ergänzung der Versuche mit größerer Anzahl der Einzelproben und — für den Stoß breiterer Bleche — ein Vergleich zwischen Nähten in Form einer Zickzacklinie unter verschiedenen Winkeln und etwa einer Wellenlinie (Zickzacklinie mit Ausrundung der Ecken) dürfte vervoll sein.

### II. Ermittlung des günstigsten Querschnitts aus zwei Winkelleisen geschweißter Stäbe.

Über eine Versuchsreihe zur Beantwortung der Frage, wie ein Stab aus zwei Winkelleisen am günstigsten anzuordnen ist, berichten Prof. Paton und Ing. Nowoborsky. Die Versuchstäbe sind in Abb. 3 dargestellt. Sie bestehen aus je zwei Winkeln 50 · 50 · 5, die nebeneinander, versetzt und als Hohlquerschnitt an ein „Knotenblech“, bestehend aus einem Flachstahl 85 · 20, angeschweißt waren. Alle Maße sind gleich, soweit nichts anderes angegeben. Die Stäbe, je zwei jeder Art, mit ungeraden Nummern hatten keine, die mit geraden Nummern hatten Bindebleche zur Abminderung der Biegungsspannungen infolge der Exzentrizität der Stabachsen. Außer der Belastung, bei der die Fließgrenze erreicht wurde, und der Bruchlast wurde jeweils an den angegebenen sechs Stellen die Spannung mit Huggenbergerschen Tensometern gemessen.

Die Ergebnisse des Zerreißversuches sind in der folgenden Zahlen- tafel zusammengestellt.

Der Bruch trat in den meisten Fällen am Rande des Knotenbleches auf, nur in den beiden Stäben 82 hinter den Bindeblechen. Eine nennenswerte Steige- rung der Tragfähigkeit der Stäbe mit Bindeblechen ist nicht zu erkennen.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Form	Bindebleche	Zeichen	Querschnitts-		Belastung in t		Spannungen in kg/cm <sup>2</sup>			
			Maße mm	Fläche cm <sup>2</sup>	an der Fließgrenze	bei Höchstlast	$\sigma_{FI}$	Mittel	$\sigma_B$	Mittel
T	ohne	79-1	45 · 45 · 5	8,60	27,0	36,65	3140	2995	4270	4180
		79-2	49 · 49 · 5	9,40	26,8	38,42	2850	2995	4090	4180
	mit	80-1	48 · 48 · 5	9,21	27,9	37,96	3020	3040	4120	4190
		80-2	48 · 48 · 5	9,21	28,3	39,28	3060	3040	4260	4190
L	ohne	81-1	48 · 48 · 5	9,21	26,0	37,25	2820	2820	4050	4040
		81-2	48 · 48 · 5	9,21	26,0	37,16	2820	2820	4030	4040
	mit	82-1	50 · 50 · 5	9,60	27,8	38,66	2900	2955	4020	4020
		82-2	48 · 48 · 5	9,21	27,7	37,00	3010	2955	4020	4020
<>	ohne	83-1	47 · 47 · 5	9,02	27,3	38,76	3030	3005	4310	4235
		83-2	47 · 47 · 5	9,02	26,9	37,47	2980	3005	4160	4235
	mit	84-1	47 · 47 · 5	9,02	28,5	37,71	3160	3090	4180	—
		84-2	47 · 47 · 5	9,02	27,2	32,41	3020	3090	3590*)	—

\*) Die niedrige Festigkeit dürfte auf Überhitzung des Materials an der Bruchstelle (zwischen dem Ende des Bindebleches und des Knotenbleches) beim Schweißen zurückzuführen sein.

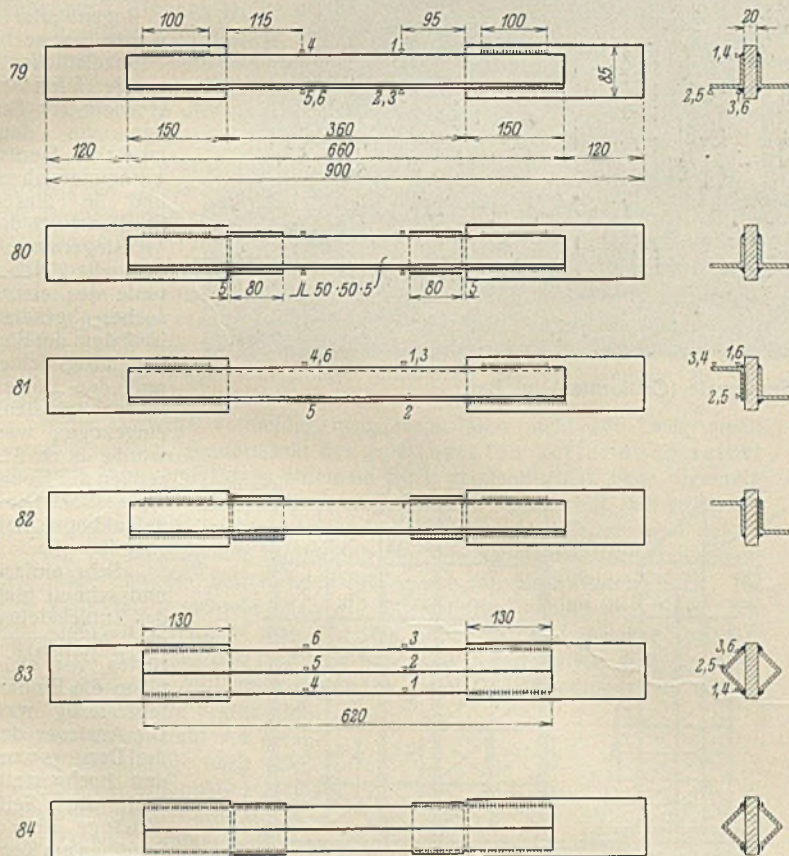


Abb. 3. Ausbildung der Prüfstäbe der dritten Versuchsreihe.

Die Trägheitsmomente der drei Stabformen sind

$$\begin{aligned}
 J_{\min} &= 174 \text{ cm}^4 \text{ für die Stäbe 79 und 80 (Form I)} \\
 &= 91 \text{ " " " " 81 " 82 ( " II)} \\
 &= 277 \text{ " " " " 83 " 84 ( " III)}.
 \end{aligned}$$

Verschiedenes.

Das Aufstellen der Luftschiffhalle von Sunnyvale, Californien, mittels eines fahrbaren, hölzernen Gerüsts<sup>1)</sup>. Die kürzlich erbaute Luftschiffhalle in Sunnyvale (Abb. 1), südlich von San Franzisko an der Pazifikküste gelegen, soll ein Schwesterluftschiff der „Akron“ beherbergen und hat daher ähnliche Form und Abmessungen wie die in „Eng. News-Rec.“ vom 24. Juli 1930 beschriebene Halle in Akron für das erste große Zeppelin-Luftschiff in U. S. A.

<sup>1)</sup> Vgl. a. Scharnow, „Die neue Luftschiffhalle in Friedrichshafen“, Stahlbau 1930, Heft 6, S. 61.

Zusammenfassend läßt sich also folgender Vergleich ziehen:

Form	(III)	(I)	(II)
Spannung an der Fließgrenze	am größten	mittel	am kleinsten
Spannung beim Bruch . . .	am kleinsten	am größten	mittel
Größte Faserspannung . . .	am größten	mittel	am kleinsten
Steifigkeit . . . . .	„	am kleinsten	mittel
Gleichmäßigkeit d. Spannungsverteilung . . . . .	„	mittel	am kleinsten
Symmetrie der Schweißnähte	„	„	„

Die erst durch die Schweißung möglich gewordene Form III zeigte also in jeder Hinsicht die günstigsten Ergebnisse, dann folgte die Form I und an letzter Stelle die Form II.

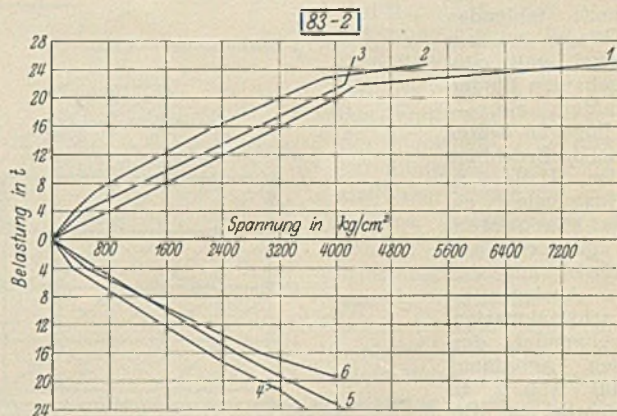
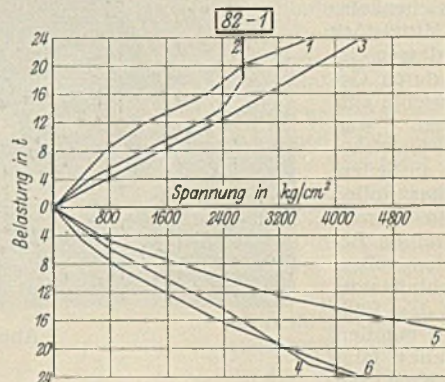
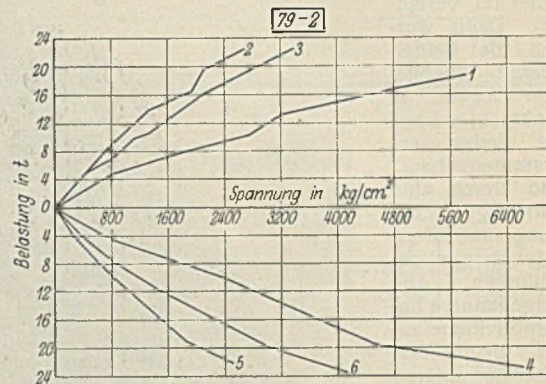


Abb. 4.

Abb. 4 gibt für je einen Stab der Gruppen die Last — Spannungslinien für die sechs Meßpunkte jeden Stabes —, daß dabei die Spannungswerte oberhalb der Fließgrenze nur einen Vergleichswert als Ausdruck der verschiedenen Dehnungen haben und keine wahren Spannungsgrößen sind, braucht wohl nicht hervorgehoben zu werden.

Bei der ersten Halle von 358,5 m Gesamtlänge wurden Dreigelenkbogenbinder von 99,2 m Stützweite, 60,3 m Höhe und 24,45 m Binderentfernung gewählt, deren Bogenschub von einer einbetonierten Zugstange im Fußboden aufgenommen wird. Durch diese große Stützweite wurde in der Halle neben dem Luftschiff genügend Raum für Werkstätten und Verwaltung geschaffen.

Im Gegensatz dazu wurden bei der neuen Halle zu Sunnyvale die Dreigelenkbogenbinder mit den unteren Gelenken auf A-förmige Böcke von 16,8 m Höhe gestellt. Die Abmessungen der zweiten Halle sind: Gesamtlänge 341,0 m, Breite 94,0 m, Höhe 59,2 m, Binderteilung 22,0 m

Die Stahlkonstruktion wiegt 8500 t. Außerdem wurden bei der Sunnyvale-Halle zwei Querdehnungsfugen angeordnet, um den Schub auf die kugelförmigen Tore an beiden Enden und ihre Betätigungseinrichtungen zu vermindern.

Das Aufstellen der Stahlkonstruktion beider Hallen zeigt jedoch trotz ihrer ähnlichen Ausführung wesentliche Unterschiede.

Bei der ersten Halle zu Akron wurde die am Boden zusammengebaute, untere Hälfte eines Bogenschenkels mit Pfetten und Verbänden in Breite eines Feldes mit Hilfe von 60-t-Lokomotivkränen hochgezogen und auf ein Montagejoch aus Stahl abgesetzt. Ebenso wurde mit dem gegenüberliegenden, unteren Schenkel verfahren. Dann wurden die beiden oberen Schenkel des Bogens in senkrechter Lage am Boden zusammengebaut und durch eine vorläufige Zugstange zum Dreigelenkbogen geschlossen. Die vorgenannten Lokomotivkrane zogen dann zwischen den unteren Bogenschenkeln dieses Mittelstück hoch, dessen Gewicht durch Gegengewichte ausgeglichen war. Diese Gewichte hingen an Seilen, die über Rollen an den bereits aufgestellten Bogenenden saßen. Zum Schluß setzte ein auf dem Rücken des montierten Teiles fahrbarer Kran die noch fehlenden Glieder zwischen zwei voll eingebauten Binderfeldern ein. — Hingegen wurde bei der Errichtung der Halle zu Sunnyvale ein fahrbares Montagegerüst aus Holz mit drei Ausleger-schwenkmasten verwendet, dessen Anordnung aus Abb. 2 ersichtlich ist. Die Ausführung in Holz war am billigsten, da der Montageunternehmer über eine reiche Erfahrung mit außergewöhnlich großen Holzrüstungen und wahrscheinlich auch reichliches Rüstungsmaterial verfügte, da rd. 500 m<sup>3</sup> Holz für das Gerüst gebraucht wurden.

Das fahrbare Montagegerüst besteht aus fünf Jochen mit 25 × 30 cm starken Pfosten, 30 × 30 cm starken Riegeln und 10 × 30 cm starken Schrägstäben. Eine Ausnahme bilden die Pfosten des Joches unter den Fußlagern der drei Schwenkmaste, da diese Pfosten aus je drei Hölzern 30 × 30 cm bzw. 30 × 34 cm im unteren Teil bestehen. Um die großen Lasten nicht in Wagenmitte aufnehmen zu müssen, wurden sie durch Schrägstäbe zu Auflagern über den Radstellen geleitet. Das Gesamtgewicht des Montagegerüsts von 500 t wird von vier Paar Eisenbahnflachwagen aufgenommen. Die drei Antriebsmaschinen und die Windentrommeln für die Maste auf dem Gerüst waren auf besonderen Plattformwagen aufgestellt, die an die äußeren und einen mittleren der vorgenannten Eisenbahnwagen angehängt waren. Öl und Wasser wurde den Maschinen durch Röhren zugeführt.

Die drei Maste auf dem Gerüst haben je 35 t Tragfähigkeit bei 26 m Auslegerlänge des mittleren, bzw. 30,5 m der beiden äußeren Maste. Das Aufstellen des großen hölzernen Montagegerüsts selbst dauerte 18 Tage, dann konnte mit ihm nach kurzer Zeit des Einarbeitens ein Binderfeld, bestehend aus dem Dreigelenkbogen, den Pfetten, Verbänden, Laufbahnen und Laufstegen im Gesamtgewichte von 350 t in 3½ Tagen errichtet werden.

Die Verbände für die Luftschiffhalle wurden außerhalb seiner Grundfläche mit Hilfe eines 30 t-Eisenbahnkranes zusammengebaut und mit

einem 45 t-Eisenbahnkran in den Bereich vorerwähnter Ausleger des Gerüsts gebracht. Die Nieten wurden in öligeheizten Öfen erhitzt. Die A-förmigen Böcke zur Aufnahme der unteren Gelenke der Bogenbinder und die dazugehörigen Verbände wurden durch einen Lokomotivkran und einen Raupenschleppkran errichtet. Jeder

Bogenbinder wurde in sechs Einzelstücken von je 15 bis 20 t Gewicht am Boden vor dem fahrbaren Gerüst zusammengebaut und in diesen Stücken durch die Auslegermaste auf die Hebetöpfe des ersten Joches abgesetzt. Nachdem der Binder ausgerichtet und der Bolzen im Scheitelpunkt eingezogen war, wurde durch Absenken der Hebetöpfe der Dreigelenkbogen hergestellt.

Sehr einfach und schnell ging das Zurückziehen des Montagegerüsts vor sich, wenn ein Binderfeld fertig war. Die Ausleger der drei Derricks wurden hochgestellt und die Seilstränge über Scheiben am Kopf der Eisenbahnflachwagen nach rückwärts gelegenen Anker geführt. In weniger

als zwei Minuten wurde dann mit Hilfe der drei Hebe- maschinen das gesamte Gerüst von 500 t Gewicht um die Feldweite von 22 m zurückgefahren und die Schienenklammern für die Wagen neu befestigt.

Die gesamte Belegschaft zum Bedienen des Montagegerüsts und Zusammenbau auf der Erde war 32 Mann stark. (Nach „Eng. News-Rec.“ vom 27. Oktober 1932.)

Dürbeck.

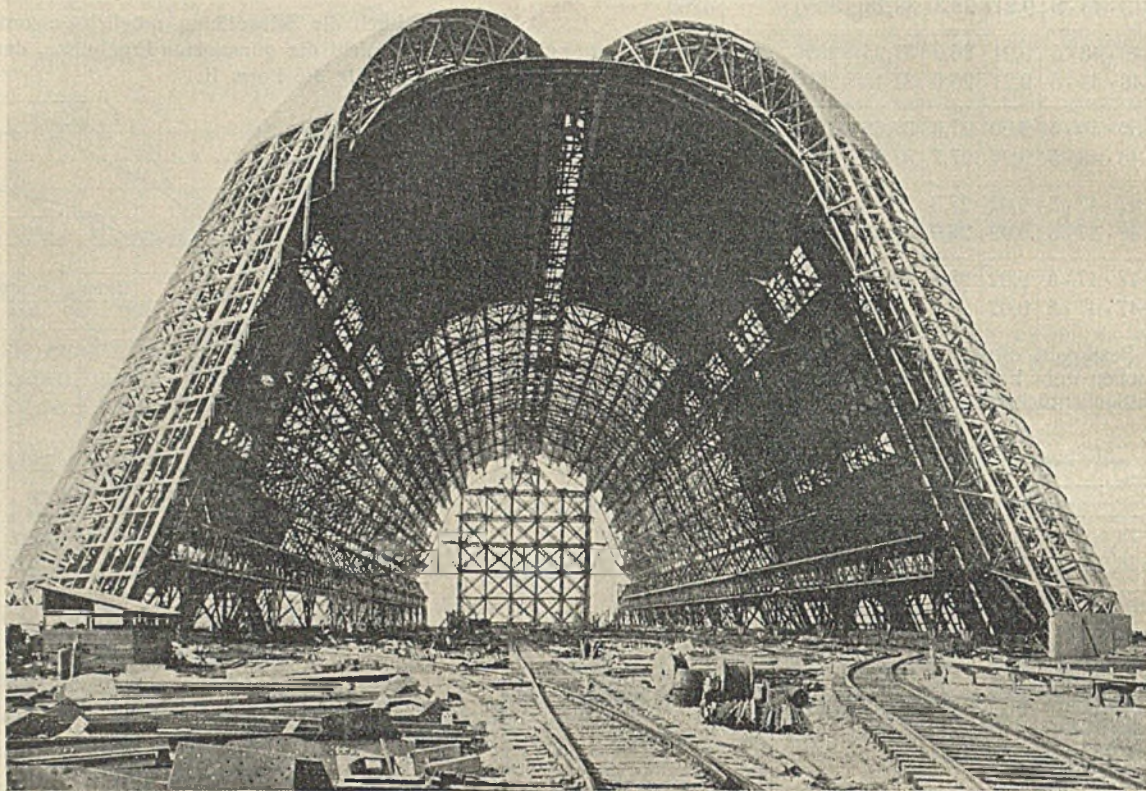


Abb. 1. Luftschiffhalle von Sunnyvale (Californien) im Bau.

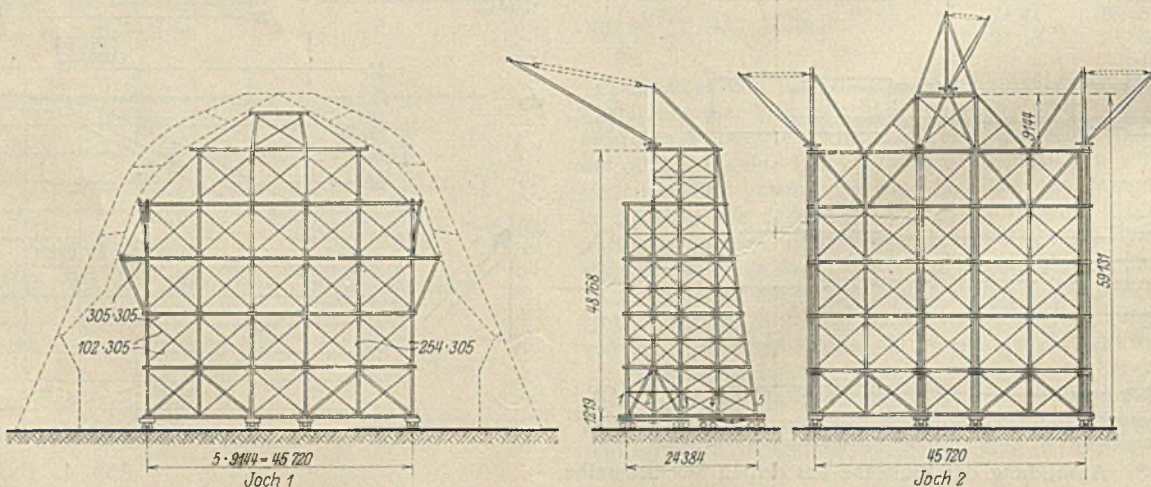


Abb. 2. Fahrbares hölzernes Gerüst zum Aufstellen der Luftschiffhalle.

**INHALT:** Vom Umbau der Berliner Unterführungsbauwerke. — Die Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T- und I-förmigem Querschnitt. — Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften in Kiew. — Verschiedenes: Das Aufstellen der Luftschiffhalle von Sunnyvale, Californien, mittels eines fahrbaren, hölzernen Gerüsts.

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.