

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 16. November 1928

Heft 17

Die neue Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt und ihr Einfluß auf die Berechnung von Fördergerüsten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Paul Walter, Gleiwitz.

Von der Preussischen Seilfahrtkommission sind auf Grund der von ihr in den Jahren 1921 bis 1924 durchgeführten Arbeiten „Leitsätze für die Seilfahrt“ aufgestellt worden. Auf Grund derselben hat der Minister für Handel und Gewerbe die Oberbergämter durch Erlaß vom 6. April 1925

Im besonderen sind nunmehr in die neue Bergpolizei-Verordnung die „Grundsätze für die Berechnung von Fördergerüsten“ aufgenommen und dadurch endlich Klarheit auf einem Gebiete geschaffen, das bisher sehr stark umstritten war. Bis zum Juli 1927 gab es keine Vorschriften oder einheitliche Grundlagen für die Aufstellung von statischen Berechnungen für Fördergerüste. Eine Besichtigung von ausgeführten Anlagen läßt erkennen, wie verschieden bisher die Auffassungen über die bei der Berechnung anzunehmenden Belastungen gewesen sind. Man findet sehr kräftig gebaute Fördergerüste neben solchen, die sehr schwach konstruiert erscheinen.

Die früher bei der Berechnung von Fördergerüsten gemachten Annahmen waren sehr verschieden: Neben der durch die Betriebslast hervorgerufenen ständigen Belastung wurden häufig nur die beiden Fälle untersucht, daß

1. die Förderschale im Schacht festklemmt, und
2. die Förderschale an die im Fördergerüst eingebauten Prellträger anstößt und bei Seilbruch von den Fangstützen aufgefangen wird.

In beiden Fällen wurde in der Regel einfacher Seilbruch angenommen. Vielfach ist jedoch auch mit doppeltem Seilbruch gerechnet worden. Man ging hierbei von der Annahme aus, daß für den Fall des Klemmens der Schale im Schacht das Seil reißt und durch den plötzlichen Stillstand im anderen Seil eine Kraft erzeugt wird, die auch bei ihm zum Bruch führt. Wengleich ein solcher Fall nach der Kenntnis des Verfassers noch niemals eingetreten ist, so wurde er doch als Grenzfall der möglichen Be-

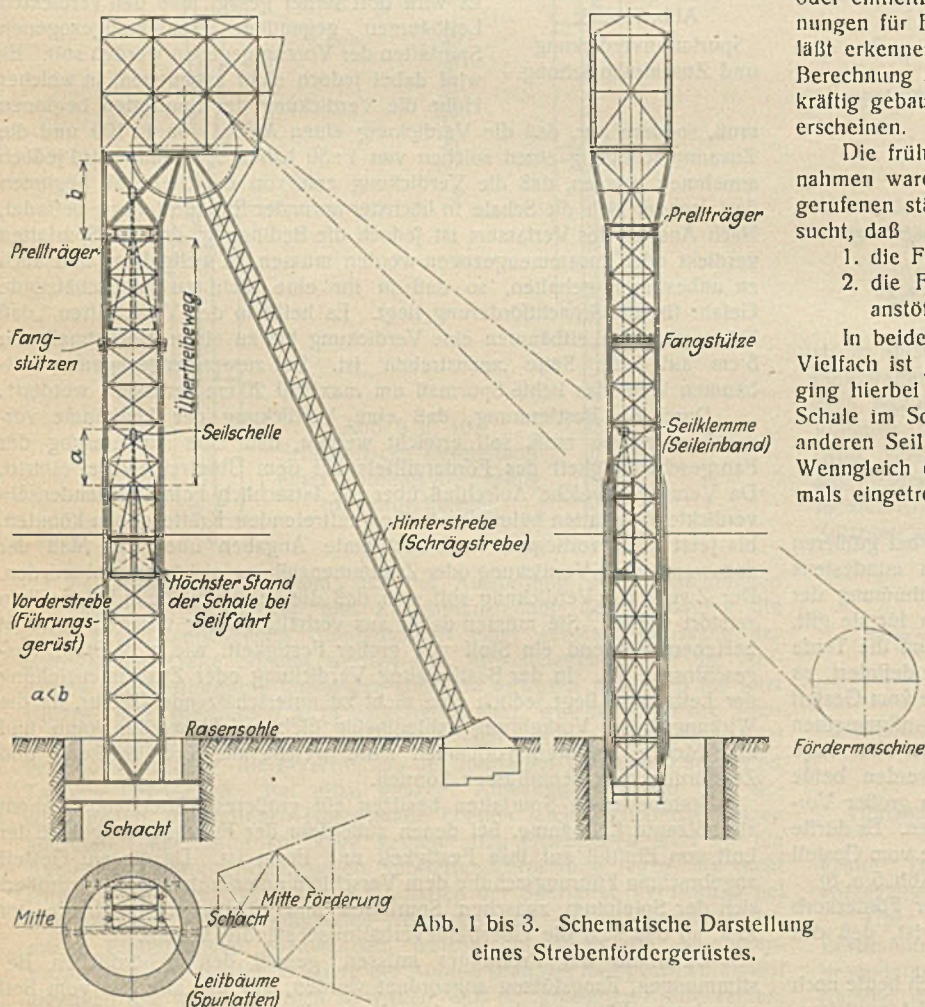


Abb. 1 bis 3. Schematische Darstellung eines Strebenfördergerüsts.

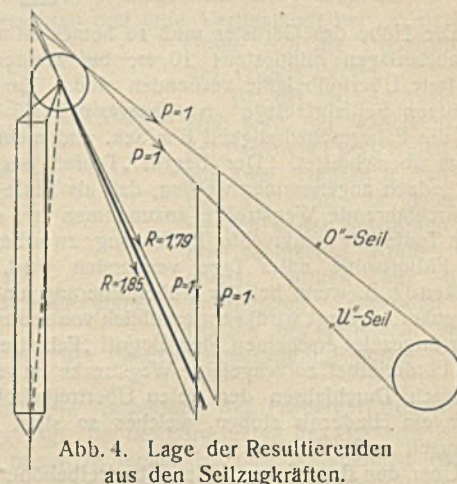


Abb. 4. Lage der Resultierenden aus den Seilzugkräften.

— I G 787 — angewiesen, die bis dahin bestehenden bergpolizeilichen Vorschriften für die Seilfahrt den neuen Leitsätzen anzupassen. Dementsprechend haben die einzelnen Oberbergämter die alten Vorschriften umgearbeitet und im Juli 1927 neue Verordnungen („Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt“) aufgestellt, die sich vollkommen an die von der Seilfahrtkommission aufgestellten Leitsätze anlehnen.

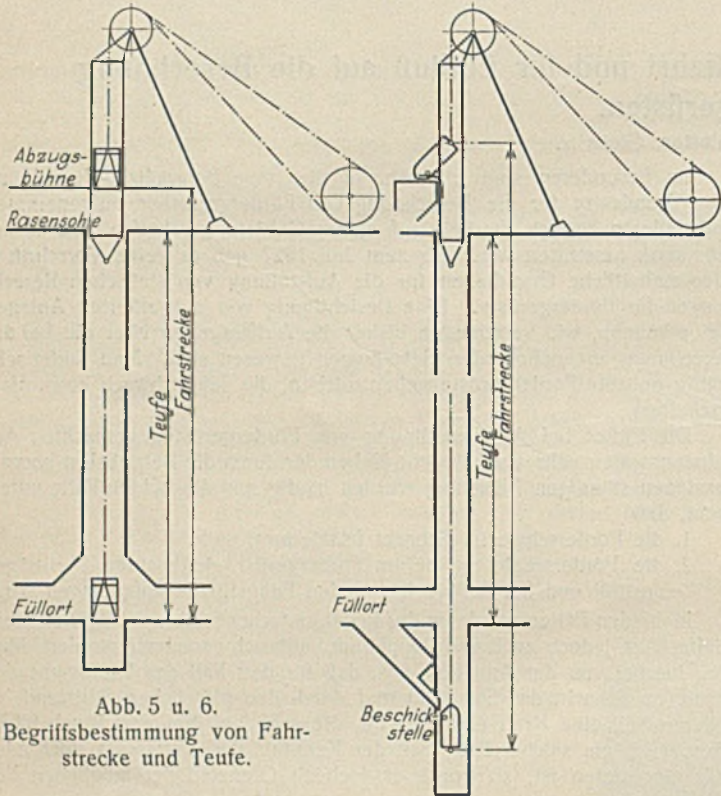
Der Vorteil der neuen Vorschriften liegt zweifellos darin, daß nunmehr im preussischen Bergbau gleiche Bergpolizei-Vorschriften und -Bestimmungen gelten, und daß nicht mehr wie bisher in den einzelnen Oberbergamtsbezirken verschiedene Auslegungen und Auffassungen über die bei der Seilfahrt von der Schachtförderung zu erfüllenden Bedingungen bestehen. Wenn auch die neuen Vorschriften teilweise erweitert sind und verschiedene Stellen schärfere Bedingungen als früher enthalten, so ist es doch zu begrüßen, daß durch die ihnen angefügten Anhänge klare Grundlagen für die bei Anträgen für die Seilfahrt zu erfüllenden Bedingungen gegeben werden.

lastungen betrachtet. Daß bei dieser Belastungsannahme ganz erhebliche Kräfte vom Gerüst aufgenommen werden müssen, ist augenscheinlich.

Die im folgenden verwendeten Bezeichnungen sind aus den Übersichts-darstellungen (Abb. 1 bis 3) ersichtlich. Bei einem Strebengerüst wird die Resultierende aus dem Seilzug fast in der Richtung der Schrägstrebe verlaufen und eine Kraft erzeugen (Abb. 4), die das 1,6 bis 1,9fache der Seilbelastung beträgt. Da die Bruchlast des Förderseils das mindestens 8fache der normalen Seilbelastung sein muß, so ergibt sich, daß bei doppeltem Seilbruch auf die Hinterstrebe eine Kraft wirkt, die das $8 \cdot 1,6 \div 1,9$ fache der normalen Seilbelastung ist. Wenn man nun auch für den Fall des doppelten Seilbruches eine zulässige Beanspruchung des Stahles von 1800 kg/cm^2 gegenüber 1200 kg/cm^2 bei Normallast zugelassen hat, ergab sich doch eine 5,33mal größere Beanspruchung bei Seilbruch als bei Normallast; d. h. ein großer Teil der Stäbe des Gerüsts war im normalen Belastungsfalle des Förderseils nur mit $1/3$ bis $1/4$ der zulässigen Bean-

spruchung von 1200 kg/cm² beansprucht. Die Annahme des doppelten Seilbruches ergab recht schwer ausgebildete Fördergerüste und infolge des erhöhten, durch keine stichhaltigen Gründe bedingten Materialverbrauches wurde von berufener Seite Einspruch gegen die Annahme des doppelten Seilbruches erhoben. Den theoretischen Abhandlungen und angestellten Versuchen über die bei einfachem Seilbruch im zweiten Seil auftretenden Zusatzkräfte hat sich die Kommission, der die Aufstellung der Grundzüge zur Berechnung von Fördergerüsten oblag, nicht verschließen können und in dieser Hinsicht günstigere Belastungsannahmen zugelassen, deren Folge eine bessere Ausnutzung des Baustoffes ist.

Im nachfolgenden sollen einige Punkte der neuen Bergpolizei-Verordnung behandelt werden, soweit sie die Berechnung und Konstruktion von Fördergerüsten betreffen.



Die Höhe des Gerüsts muß so bemessen werden, daß bei größeren Seilfahranlagen mindestens 10 m, bei kleineren Anlagen mindestens 3 m freie Übertreibehöhe vorhanden sind. Zur Begriffsbestimmung der „größeren Seilfahranlage“ ist gesagt, daß als Kennzeichen für sie gilt, daß die Fahrgeschwindigkeit 6 m/Sek. und mehr beträgt und die Teufe 200 m überschreitet. Der Begriff „Teufe“ ist nicht näher definiert, es muß jedoch angenommen werden, daß als Teufe die gesamte vom Gestell zu durchfahrende Wegstrecke anzunehmen ist, obgleich im allgemeinen unter Teufe die senkrechte Entfernung zwischen Rasensole über Tage und Füllortsole unter Tage verstanden wird. Häufig werden beide Strecken (z. B. wenn bei der Kübelförderung unter Tage ein großer Vorratsbunker angelegt wird) sehr erheblich voneinander abweichen. Es dürfte daher angezeigt erscheinen, den Begriff „Fahrstrecke“ für die vom Gestell oder Förderkübel zurückgelegte Wegstrecke zu verwenden (Abb. 5 u. 6).

Nach Durchfahren der freien Übertreibehöhe muß der Förderkorb gegen ein Hindernis stoßen, welches so stark konstruiert ist, daß das Förderseil reißt.

Über den Begriff der „freien Übertreibehöhe“ besteht auch heute noch trotz der neuen Vorschriften Unklarheit. Diese Unklarheit ist zurückzuführen auf eine Bestimmung, welche in den früheren Richtlinien für die „Anträge behufs Genehmigung der Seilfahrt“ enthalten war. Es hieß dort, daß „der Antrag die Angabe der freien Übertreibehöhe enthalten müsse, und zwar zwischen Verbindung des Seiles mit der Förderschale (Seilklemme), wenn die Förderschale auf der obersten zur Seilfahrt benutzten Hängebank steht, und der Unterkante des Fanglagers oder dergl.“ — Dieser Satz bezog sich auf Fangeinrichtungen, bei denen die Seilschelle gegen die im Führungsgerüst eingebauten Prellträger stieß, was früher allgemein üblich war. Meistens war auch damals, als — um das Jahr 1900 — die alte Seilfahrtverordnung aufgestellt wurde, mit dem Fangträger noch eine Seilauslösevorrichtung verbunden, die das Seil oberhalb des Seileinbandes abschneiden oder die Seilklemme vom Seil lösen sollte. In den neuen Bestimmungen ist nicht mehr gesagt, daß nur die Seilverbindung gegen die Prellträger anstoßen kann, der Wortlaut heißt vielmehr:

„Freie Höhe ist die Strecke, die der Förderkorb von seinem höchsten Stande bei der Seilfahrt noch zurücklegen kann, ehe er oder das oberste Ende des Seileinbandes an ein Hindernis anstößt.“

Da man heute fast ausschließlich die Prellträger so anordnet, daß die Förderschale gegen sie stößt (Abb. 1), ist das Maß der freien Übertreibehöhe von Oberkante Schalenkopf bei höchstem Seilfahrtstand bis Unterkante Prellträger maßgebend. Voraussetzung ist natürlich, daß die Konstruktionshöhe a des Seilgehanges kleiner ist als der Abstand b zwischen der Unterkante Prellträger und der Seilscheibe, wobei die obere Kante des Seileinbandes die Seilscheibe noch nicht berühren darf. Ist diese Bedingung erfüllt, so kann die Länge des Seilgehanges nicht für die Ermittlung der freien Übertreibehöhe herangezogen werden. Es ist daher auch unrichtig, wenn von Bergrevierbeamten häufig verlangt wird, daß außer den Fangträgern, an die die Schale anstößt, noch unterhalb der Seilscheiben Prellträger einzubauen sind, an welche das Seilgehänge stoßen kann. Die Folge würde neben der Unmöglichkeit eines gleichzeitigen Lastangriffs von Gestellkopf und Seileinband an den Fangträgern eine unnötige Materialverschwendung sein.

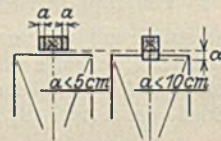


Abb. 7 u. 8.
Spurlattenverdickung
und Zusammenziehung.

Im Fördergerüst werden die Leitbäume (Spurlatten) bis zu den Prellträgern durchgeführt. Nach den neuen Vorschriften müssen die Leitbäume seitlich verdickt oder zusammengezogen werden, wie das bereits in den früheren Bestimmungen verlangt worden ist (Abb. 7 u. 8). Es wird dort ferner gesagt, daß den verdickten Leitbäumen gegenüber zusammengezogenen Spurlatten der Vorzug gegeben werden soll. Es wird dabei jedoch nicht angegeben, in welcher Höhe die Verdickung der Spurlatten beginnen muß, sondern nur, daß die Verdickung einen Anlauf von 1:100 und die Zusammenziehung einen solchen von 1:50 haben soll. Man wird jedoch annehmen müssen, daß die Verdickung erst von der Stelle ab beginnen darf, an der sich die Schale in höchster normaler Entladestellung befindet. Nach Ansicht des Verfassers ist jedoch die Bedingung, daß die Spurlatten verdickt oder zusammengezogen werden müssen, zu weitgehend und auch zu unbestimmt gehalten, so daß in ihr eine nicht zu unterschätzende Gefahr für die Schachtförderung liegt. Es heißt in den Vorschriften, „daß bei verdickten Leitbäumen eine Verdickung bis zu einem Höchstmaß von 5 cm auf jeder Seite ‚anzustreben‘ ist. Bei zusammengezogenen Leitbäumen kann das lichte Spurmaß um maximal 20 cm verringert werden“.

Durch die Bestimmung, daß eine Verdickung der Leitbäume vorgesehen werden muß, soll erreicht werden, daß eine Abbremsung der Fahrgeschwindigkeit des Fördermittels auf dem Übertreibewege eintritt. Da Versuche, welche Aufschluß über die tatsächlich beim Vorhandensein verdickter Spurlatten beim Übertreiben auftretenden Kräfte geben könnten, bis jetzt nicht vorliegen, sind bestimmte Angaben über das Maß der anzuwendenden Verdickung oder Zusammenziehung nicht gemacht worden. Der Zweck der Verdickung soll sein, daß die Leitbäume beim Übertreiben zerstört werden. Sie müssen daher aus verhältnismäßig weichem Material bestehen, während ein Stoff von großer Festigkeit, wie z. B. Stahl, ausgeschlossen ist. In der Bestimmung Verdickung oder Zusammenziehung der Leitbäume liegt jedoch eine nicht zu unterschätzende Gefahr, da die Wirkung dieser Vorkehrung zahlenmäßig nicht erfaßt werden kann und eine Menge Faktoren vorhanden sind, welche die Bremswirkung und Zerstörungskraft beeinflussen können.

Stahlbewehrte Spurlatten besitzen ein größeres Widerstandsmoment als hölzerne Leitbäume, bei denen außerdem der Feuchtigkeitsgehalt der Luft von Einfluß auf ihre Festigkeit und Form ist. Da die am Gestell angebrachten Führungsschuhe dem Verschleiß unterworfen sind, vergrößert sich der Spielraum zwischen Spurlatten und Führungen im Laufe der Zeit, so daß sich die Übertreibeverhältnisse ständig ändern.

Unterhalb der Prellträger müssen gemäß den behördlichen Bestimmungen, Fangstützen angeordnet werden, auf die sich die vom Seil abgerissene Förderschale aufsetzen kann. Das Aufsetzen der Schale auf die Fangstützen tritt einwandfrei ein, wenn dieselbe bis an die Prellträger gelangt. Reißt die Schale jedoch infolge zu starker Spurlattenverdickung vorzeitig vom Seil ab, so besteht die Gefahr, daß die Fangstützen nicht in Tätigkeit treten können. Dieser Möglichkeit soll nach den neuen Bestimmungen „zweckmäßig dadurch begegnet werden, daß mehrere Fangstützen übereinander im Fördergerüst angeordnet werden“. Eine bindende Vorschrift hierfür ist nicht vorhanden. Die neuen Bestimmungen enthalten sodann die Vorschrift, daß der freie Fallweg des Gestells bis zur Fangstütze nicht größer als 50 cm sein darf. Da bei zu starker Spurlattenverdickung die Förderschale vorzeitig abreißen kann, ist die Anordnung mehrerer Fangstützen untereinander auf ganze Länge der Spurlattenverdickung nicht nur zweckmäßig, sondern sogar notwendig. Hierdurch ist jedoch eine Materialverschwendung bedingt, denn die von jeder Fangstütze aufzunehmende Kraft beträgt das fünffache der statischen Belastung des Förderseiles, d. h. der gesamten, am Seil hängenden Last,

zusammengesetzt aus Gewicht der Schale + Seilanschluß + Wagen + Nutzlast + Unterseil.

Besonders nachteilig ist bei der Spurlattenverdickung die Unmöglichkeit, die Wirksamkeit der Fangstützen zu erproben, da das Gestell bei langsamer Fahrt nicht durch die Leitbaumverdickung hindurchgezogen werden kann.

In den Bestimmungen heißt es sodann, daß bei zusammengezogenen Leitbäumen die Unterstützungsträger so steif gegen die Wirkung der beim Übertreiben entstehenden Bremskräfte ausgebildet sein müssen, daß sie keine größere Durchbiegung als $\frac{1}{500}$ ihrer Länge besitzen. Da, wie bereits oben gesagt, die durch die Leitbaumverdickung hervorgerufenen Kräfte nicht zahlenmäßig erfaßt werden können, ist es auch nicht möglich, von vornherein bestimmte Belastungsannahmen zu machen. Soll jedoch in der statischen Berechnung den Bestimmungen hinsichtlich des Nachweises der Durchbiegung der Unterstützungsträger Rechnung getragen werden, so bleibt dem Konstrukteur nichts anderes übrig, als eine im Rahmen des Möglichen auftretende Kraft anzunehmen und für diese die Durchbiegung des Trägers nachzuweisen. Hierin liegt jedoch eine große und sicher nicht beabsichtigte Gefahrenquelle.

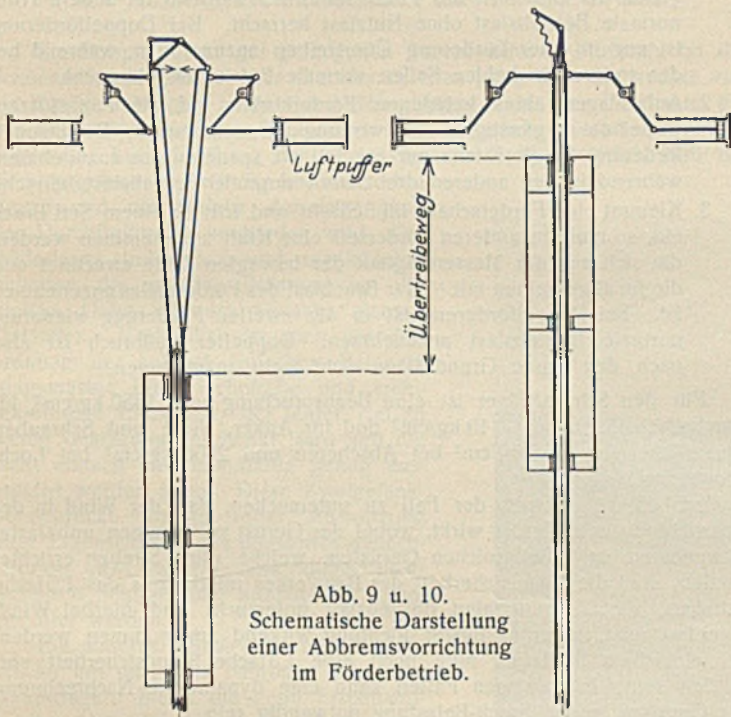


Abb. 9 u. 10.
Schematische Darstellung
einer Abbremsvorrichtung
im Förderbetrieb.

Es ist wohl anzunehmen, daß bei Aufstellung der Bestimmungen hinsichtlich der Verdickung und Zusammenziehung der Leitbäume die damit zusammenhängende Unmöglichkeit einer genauen Erfassung der auftretenden Kräfte erkannt worden ist. Ausschlaggebend für die Aufnahme der Bestimmung dürfte der Umstand gewesen sein, daß bis jetzt Unfälle im Förderbetrieb nicht aufgetreten sind, welche durch die Spurlatten-Verdickung erzeugt worden sind. Nach Ansicht des Verfassers ist es jedoch unrichtig, die Berechtigung der Spurlatten-Verdickung aus dieser Tatsache herzuleiten. Bei allzu genauer Anwendung der in den Bestimmungen angegebenen Höchstmaße können leicht schädliche Folgen eintreten. Man sollte so lange keinen allzu erheblichen Wert auf die Anwendung der höchstzulässigen Spurlatten-Verdickung legen, als nicht einwandfreie Versuche über das Verhalten der Spurlatten-Verdickung bei verschiedenen Geschwindigkeiten vorliegen und es nicht möglich ist, solche Einrichtungen anzuwenden, welche die durch die Spurlatten-Verdickung gewünschte Wirkung der Abbremsung der Fahrgeschwindigkeit erzeugen und welche endlich so wirken, daß die erzeugten Kräfte zahlenmäßig erfaßt und von der Fahrgeschwindigkeit des Gestells beeinflusst werden können.

In Erkenntnis der aufgeführten Tatsachen wird daher eine Einrichtung vorgeschlagen, die die Mängel einer festen Spurlatten-Verdickung, wie sie sich auf Grund der neuen Bestimmungen ergibt, vermeidet und eine zahlenmäßige Erfassung der auftretenden Bremskräfte gestattet. Die Einrichtung besitzt auch die Möglichkeit, die Förderschale bei langsamer Fahrt bis zu den Fangträgern hindurch zu bringen, ohne daß das Seil hierbei übermäßigen Beanspruchungen ausgesetzt wird. Die Einrichtung ist schematisch in Abb. 9 u. 10 dargestellt und besteht aus einer geteilten Spurlatte, welche auf dem Übertreibbewege angeordnet ist. Die ankommende Schale trifft gegen dieselben und drückt um so rascher die Kolben in die Luftzylinder, je schneller sie in die Spurlattenspreizung einfährt. Hierbei kann der Luftkolben zur Erzielung eines längeren Weges durch ein Hebelgestänge mit den Spurlattenteilen ver-

bunden sein. Die im Luftzylinder erzeugte Kompression ist um so größer, je schneller die Schale in die Spurlatten einfährt. Um die Bremswirkung für den Fall des Übertreibens zu erhöhen, ist es möglich, in dem Luftzylinder von vornherein einen höheren Druck als den atmosphärischen Luftdruck wirken zu lassen.

Wenn die Förderschale abgerissen ist, muß sie sich auf Fangstützen aufsetzen. Die Fallhöhe darf, wie oben erwähnt, das Maß von 500 mm nicht überschreiten. Erfahrungsgemäß sollte jedoch eine Fallhöhe von 500 mm nicht angewendet sein, denn die Energie der frei fallenden Schale ist auf dieser Strecke schon so groß, daß die Gefahr einer Überanspruchung des Materials eintritt. Überdies ist gesagt, „daß die Fangstützen für eine Kraft zu bemessen sind, die das Fünffache der statischen Seilbelastung ist“. Es ist also hierbei auf den Fallweg keine Rücksicht genommen. Die Fallhöhe sollte nicht größer sein, als sie durch die Art der Fangstützen bedingt wird. Selbstverständlich müssen die Stützen so ausgebildet sein, daß sie nach dem Durchfahren des Gestells in die Normalstellung zurückgegangen sind, ehe sich die abgerissene Schale auf sie aufsetzt. Ob die Fangstützen am Tragboden der Förderschale angreifen oder am Kopf der Schale, ist an sich gleich. Sie können auch an den Zwischenböden wirksam sein, doch dürfte das Angreifen am Kopf des Gestells vorzuziehen sein, da hierdurch ein Zusammenstauchen des Fördergestells vermieden wird und dasselbe nicht in Rücksicht auf vorzunehmende Fangversuche unnötig stark konstruiert zu werden braucht.

Für die Form der Fangstützen gibt es zwei verschiedene Ausführungsarten. Bei der einen Form wird eine Stütze verwendet, welche — durch ein Gegengewicht belastet — in der Fangstellung gehalten wird. Durch die an der Förderschale befestigte Fangklaue wird die Fangstütze zurückgedrückt und geht sofort in die Fangstellung zurück, so daß sich die vom Seil abgerissene Förderschale auf die Fang-

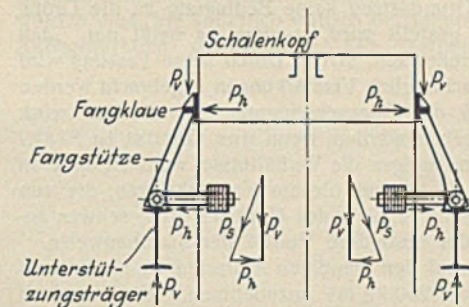


Abb. 11 u. 12.
Schräge Fangstützenanordnung.

stütze aufsetzt (Abb. 11 u. 12). Durch die schräge Stützenanordnung wird eine wagerechte und eine Schrägkraft erzeugt. Da angenommen werden muß, daß die beiderseits angeordneten Fangstützen gleichzeitig in Eingriff kommen, heben sich die auf die Schale wirkenden wagerechten Kräfte (Abb. 12) auf. Voraussetzung ist natürlich, daß der entsprechend stark auszubildende Schalenkopf bzw. die Etagenböden die auftretenden wagerechten Kräfte aufzunehmen in der Lage sind. Die Schrägkraft ruft in dem Stützenträger eine Horizontal- und eine Vertikalkraft hervor, nach deren Größe sich die Dimensionierung des Trägers richtet.

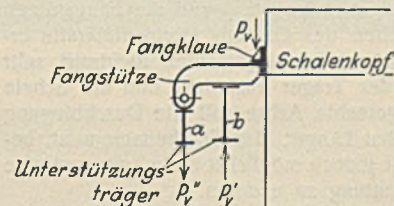


Abb. 13.
Horizontale Fangstützenanordnung.

Bei der zweiten Ausführungsform wird ein wagerecht liegender Fanghebel verwendet, welcher auf zwei Trägern *a* und *b* (Abbild. 13) ruht. In diesem Fall werden in den genannten Trägern nur senkrechte Kräfte erzeugt, ebenso wirken auf die am Schalenkopf sitzenden Fangpratzen nur senkrecht gerichtete Kräfte. Diese zweite Art der Fangstützenausbildung dürfte der ersten vorzuziehen sein.

Über die Form und die Ausbildung des Fördergerüsts ist in den Bestimmungen nichts gesagt. Bei der Berechnung des Gerüsts ist jedoch besonderer Nachdruck darauf zu legen, daß eine vollkommen klare Übertragung der auftretenden Kräfte vorhanden ist. In Rücksicht auf Bodensenkungen in der Nähe des Schachtes wird statisch bestimmten Systemen der Vorzug zu geben sein. Wird ein Gerüst statisch bestimmt berechnet, so muß die Konstruktion so durchgebildet sein, daß eine klare Übertragung der Kräfte an den Gelenkpunkten vorhanden ist.

Die in der neuen Bergpolizei-Verordnung zum ersten Male enthaltenen „Grundsätze für die statische Berechnung der Fördergerüste“ legen eindeutig die anzunehmenden Belastungsfälle fest und geben den Rechnungsgang an. Einleitend wird auf die vom Minister für Volkswohlfahrt herausgegebenen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 25. Februar 1925 sowie die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 hingewiesen. Hieraus folgt, daß die genannten Bestimmungen bei der Aufstellung der statischen Berechnung grundsätzlich beachtet werden müssen. Die Grundsätze für die Berechnung von Fördergerüsten stellen also lediglich eine Ergänzung der genannten

Bestimmungen dar. Entsprechend der Einteilung der ministeriellen Hochbau-Vorschriften sind auch die obengenannten Grundsätze eingeteilt. Ihr erster Abschnitt behandelt sämtliche Gerüste, der zweite Fördergerüste aus Stahl und der dritte Abschnitt enthält die Grundsätze für Fördergerüste aus Eisenbeton.

Im ersten Abschnitt wird gesagt, daß die bewegten Teile wie Förderkorb, Zwischengeschirr, Wagengewicht, Nutzlast, Ober- und Unterseil, Seilscheiben und Motoranker der Fördermaschine, sofern letztere auf dem Gerüst verlagert ist, neben dem im Schwerpunkt angreifenden Gewicht einen Zuschlag von 10% für Anfahren und Bremswiderstände erhalten müssen. Es ist bei dieser Festlegung kein Unterschied gemacht, ob es sich um das aufwärts oder abwärtsgehende Trum handelt, denn durch den Beharrungszustand wird in Wirklichkeit im abwärtsgehenden Trum eine Kraft erzeugt, welche geringer ist als die statische Belastung des Förderseiles.

Wenn die Fördermaschinen auf dem Fördergerüst gelagert sind, soll die Eigenfrequenz des Gerüsts (dynamische Schwingungszahl) wenigstens um 30% größer sein als die höchste Drehzahl der Maschine. Die eigene Schwingungszahl eines Fördergerüsts wird um so weniger genau von vornherein festgelegt werden können, je verwickelter der Aufbau des Gerüsts ist, und man wird bei der Ermittlung der Schwingungszahl mehr oder weniger auf Annahmen angewiesen sein, deren Richtigkeit zunächst nicht bewiesen werden kann. Dieser Erkenntnis ist auch dadurch Ausdruck gegeben, daß in den Grundsätzen keine Bedingung an die Größe der eigenen Schwingungszahl gestellt wird, sondern es heißt nur, „daß die Eigenfrequenz um 30% größer sein soll“. Durch diese Fassung wird zum Ausdruck gebracht, daß nachträglich Verstärkungen angebracht werden sollen, wenn das Mindestmaß der Eigenschwingung überschritten wird. Dieser Bedingung kann entsprochen werden, wenn das Gerüst in Stahl erbaut ist. Schwieriger liegen dagegen die Verhältnisse, wenn Eisenbeton als Baustoff gewählt worden ist, da bei diesem Verstärkungen, die von Einfluß auf das gesamte statische Wirken des Gerüsts sind, schwer anzubringen sind. Hierin liegt der besondere Vorteil der Stahlbauweise.

Außer dem Eigengewicht und den ständigen Auflasten ist für Bühnen und Treppen eine Nutzlast von 250 kg/m² anzunehmen. Es ist jedoch gestattet, die Nutzlast bei der Berechnung des gesamten Gerüsts unberücksichtigt zu lassen. Auflast aus Schnee braucht nur mit der Hälfte der in den Hochbaubestimmungen enthaltenen Werte und auch nur für Dächer und Bühnen angenommen zu werden. Beim Turmgerüst muß die Nutzlast der Bühnen berücksichtigt werden, da hier bedeutend größere Flächen vorhanden sind als beim Strebengerüst und ein Ablegen von Geräten u. dergl. wahrscheinlich ist. Die Fangträger müssen für die Aufnahme einer Kraft, welche der Bruchlast des Förderseiles entspricht, berechnet werden. Für die Berechnung der Fangstützen und Fangträger ist, wie gesagt, als Auflast die fünffache Belastung des Förderseiles maßgebend. Für die Unterstützungsträger der Fangstützen muß die Durchbiegung nachgewiesen werden. Eine Nachrechnung auf Durchbiegung ist in bezug auf die senkrechte Achse dann stets erforderlich, wenn die Fangstützen schräg angeordnet und beim Auftreffen des Gestells Horizontalkräfte erzeugt werden. Ist nämlich der Träger in wagerechter Richtung sehr elastisch, besteht die Gefahr, daß der Träger ausknickt und die Schale nicht aufhält. In bezug auf die wagerechte Achse soll die Durchbiegung nicht größer sein als 1/500 der freien Länge; das Trägheitsmoment, bezogen auf die wagerechte Achse, soll jedoch möglichst klein sein, um eine federnde Wirkung in senkrechter Richtung zu erzielen.

Werden die Spurlatten so verdickt, daß beim Durchfahren derselben Kräfte erzeugt werden, welche die Glieder des Führungsgerüsts auszubiegen versuchen, so müssen auch diese Glieder auf Durchbiegung in wagerechter Richtung untersucht werden, und zwar darf nach dem vorstehend Ausgeführten die Durchbiegung gleichfalls nicht größer sein als 1/500 der Trägerlänge.

Bei der Belastung des Fördergerüsts durch die Seillast ist zunächst der normale Belastungsfall zu untersuchen. Wie bei den Hochbau-Vorschriften, so sind auch bei den Grundsätzen für die Berechnung von Gerüsten für die normale Betriebslast zwei Belastungsfälle zu unterscheiden:

Im ersten Fall, bei welchem Betriebslast und ständige Last (Eigen- gewicht, Schnee usw.) in ungünstigster Richtung wirken, ist die zulässige Beanspruchung für Stahl St 37 1200 kg/cm². Im zweiten Belastungsfall ist bei gleichzeitig ungünstigster Wirkung von Wind und Berücksichtigung aller Zusatzspannungen σ zulässig = 1400 kg/cm². Schachträger dürfen jedoch nur mit 900 bzw. 1050 kg/cm², Seilscheibenträger mit 900 bzw. 1120 kg/cm² beansprucht werden.

Außer diesen beiden Belastungsfällen kennen die neuen Grundsätze noch einen dritten, welcher sich auf außergewöhnliche Belastungen bezieht und bei welchem σ zulässig = 1800 kg/cm² ist. Für diesen Fall kommen drei Belastungsannahmen in Frage:

1. Übertreiben des Förderkorbes und Anstoßen an die Prellträger. Bei diesem Belastungsfall tritt in einem Trum eine Zugkraft auf, welche gleich der Bruchlast des Förderseiles ist, während im andern Trum normale Betriebslast ohne Nutzlast herrscht. Bei Doppelförderung ist nur in einer Förderung Übertreiben anzunehmen, während bei der anderen in beiden Seilen normale Betriebslast herrscht.
2. Aufschlagen eines beladenen Förderkorbes auf die Fangstützen, wobei die ungünstigste Kraftwirkung anzunehmen ist. Bei Doppelförderung ist gleichfalls nur ein Seil als spannungslos anzunehmen, während in den anderen drei Seilen normale Betriebslast herrscht.
3. Klemmt eine Förderschale im Schacht und tritt in einem Seil Bruch ein, so muß im anderen Förderseil eine Kraft angenommen werden, die sich aus der Massenträgheit der bewegten Teile errechnet und die im allgemeinen mit $\frac{1}{3}$ der Bruchlast des Förderseiles anzunehmen ist. Bei Doppelförderung ist in der zweiten Förderung wiederum normale Betriebslast anzunehmen. Doppelter Seilbruch ist also nach den neuen Grundsätzen nicht mehr anzunehmen.

Für den Schachträger ist eine Beanspruchung von 1350 kg/cm², für den Seilscheibenträger 1440 kg/cm² und für Anker, Niete und Schrauben eine solche von 1333 kg/cm² bei Abscheren und 2666 kg/cm² bei Loch- leibung zulässig.

Schließlich ist auch der Fall zu untersuchen, daß der Wind in der Querrichtung zum Gerüst wirkt, wobei das Gerüst vollkommen unbelastet anzunehmen ist. Bei solchen Gerüsten, welche ohne Streben errichtet werden, muß die Standsicherheit des Bauwerkes mindestens das 1,5fache betragen, für den normalen Betriebsfall untersucht und hierbei Wind, Eigenlast usw. in ungünstigster Richtung wirkend angenommen werden. Bei einfachem Seilbruch muß noch eine 1,3fache Standsicherheit vorhanden sein: In gewissen Fällen kann eine dynamische Nachrechnung des Gerüsts bei Seilbruch-Belastung notwendig sein.

Auf Grund der vorgenannten Belastungsfälle und zulässigen Beanspruchungen ist heute die Berechnung von Fördergerüsten eindeutig vorgezeichnet und ein großer Teil strittiger Punkte auf diese Weise geklärt worden.

Es sei schließlich darauf hingewiesen, daß in dem den Bestimmungen anliegenden Vordruck für das Gesuch um Zulassung einer Förderanlage zur Seilfahrt eine Aufstellung über die dem Gesuch beizulegenden Unterlagen angeheftet ist. In dieser Aufstellung heißt es, daß die statische Berechnung des Fördergerüsts und der Fangstützen und Unterstützungsträger einzureichen ist. In Rücksicht auf das Entwerfen des Gerüsts wird die Berechnung desselben auch die Berechnung der Fangstützen usw. enthalten, da jedoch beide Berechnungen gesondert aufgeführt sind, wird empfohlen, dieselben getrennt einzureichen, um zu vermeiden, daß eine Rückgabe der Berechnung erfolgt.

Alle Rechte vorbehalten.

Ästhetische Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbrückenbau.

Von Professor Dr. Karner, Zürich.

(Schluß aus Heft 16.)

Wendet man sich zu den Bogenbrücken bzw. bogenförmigen Balkenbrücken in Stahl, so kommt man damit zu Brückenformen, die praktisch für europäische Verhältnisse die Überwindung unbegrenzter Stützweiten ermöglichen. Die Betrachtung der ästhetischen Wirkung solcher Bauwerke sei jedoch auf kleinere und mittlere Stützweiten beschränkt. Wir finden für den Bogen bis in neuerer Zeit fast ausschließlich Fachwerkkonstruktionen angewendet, während aus den eingangs angeführten Gründen vielfach mit allerbestem Erfolge heute zum Vollwandträger übergegangen wurde. Die Wirtschaftlichkeit des Vollwandträgers ist bei einem Bogen eine wesentlich andere und günstigere als beim Balken, da bei ersterem zu den Biegemomenten und Querkraften des letzteren noch die sehr häufig überragenden Normalkräfte hinzukommen und eine wirtschaftliche Ausnutzung auch des Stegblechquerschnitts möglich wird. Bei der großen

Konstruktionshöhe eines Balkenfachwerkes ($\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite) wirkt auch bei schwersten Stabquerschnitten und trotz großer Anschlußknotenbleche das Fachwerk relativ leicht, während beim Fachwerk eines Bogens, dessen Konstruktionshöhe wesentlich niedriger ist ($\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{50}$ der Stützweite), die Stabquerschnitte mit ihren Anschlußkonstruktionen diesem viel leichter einen plumpen Charakter geben. Es ist daher auch aus diesen Gründen beim Bogen die vollwandige Ausführung vorzuziehen.

Die ästhetische Gestaltung von Bogenbrücken, deren Tragkonstruktion vollständig unter der Fahrbahn liegt, ist uns durch die Überlieferung vertraut und bekannt. Manches neuere schöne Brückenbauwerk in Beton und Eisenbeton gehört hierher und wäre im Interesse des Fortschritts im Brückenbau nicht zu missen. Wenn jedoch für den Eisenbetonbau die Wirtschaftlichkeit bei großen Stützweiten rasch abnimmt, so erscheint uns

auch bei kleineren Brücken seine Anwendung gezwungen, wenn bei geringem Stich das Eigengewicht einen relativ großen Einfluß auf den Schub ausübt und entsprechend große und starke Widerlager notwendig werden, was bei der viel leichteren Stahlbauweise nicht der Fall ist.

von Gleisverlegungen nicht erwünscht ist. Hierher gehören auch die vielfach angewandten rahmenartigen Zweigelenkbogen mit Zugband, welches letzteres dann unter der Straßendecke hindurchgeführt wird und die beiden Kämpfergelenke verbindet.

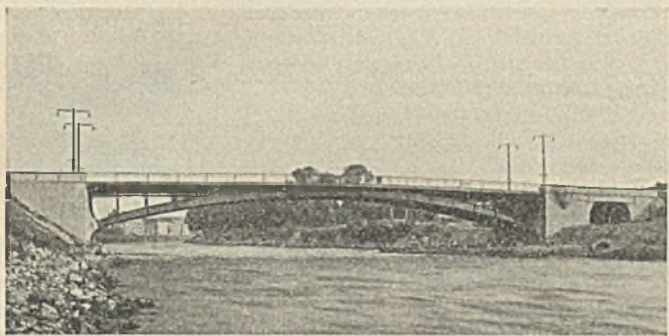


Abb. 15. Schönau-Straßenbrücke über die Mur in Graz.

Ein Beispiel einer gut gelungenen Bogenbrücke in Flußstahl ist die Schönau-Straßenbrücke über die Mur in Graz (Abb. 15). Sie besitzt vier als Zweigelenkbogen ausgebildete Hauptträger unter der Fahrbahn, die auf diesen vollwandigen Sichelbogen mit einfachen Stützen ruht. Die Stützweite beträgt 62 m, der Stich von nur 1:14 gestattet, daß die Kämpfergelenke vollständig hochwasserfrei liegen und die Gefahr der Einengung des Durchflußprofils vermieden wird. Die Widerlager sind einfach und ungekünstelt gehalten, die massive Brüstung hat die gleiche Höhe wie das einfache eiserne Geländer. Vorbildlich ist auch die Anordnung der äußerst einfachen Beleuchtungsmaste: Eine technische und architektonische Einzelheit, der leider viel zu wenig Beachtung geschenkt wird und die nicht einfach und unauffällig genug ausgeführt werden kann. Diese Zweigelenkbogenbrücke könnte unter Ausnutzung aller Eigenschaften des Baustoffes schlechterdings nicht einfacher und ruhiger, nicht technisch richtiger und künstlerisch besser gestaltet werden.

Ein anderes Beispiel für eine Bogenbrücke mit unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern bietet die neue Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls in der Nähe von Koblenz (Abb. 16). Drei Bogenöffnungen von je 64 m Stützweite führen über den Strom hinweg und schließen an massive Bogen am Ufer an, die als Straßenunterführungen von der alten Brücke mit übernommen wurden. Auch hier sind die Hauptträger als vollwandige Zweigelenkbogen ausgebildet. Bei vollständiger Hochwasserfreiheit der Kämpfergelenke ist der Stich und damit die Scheitelhöhe so gewählt, daß die Horizontale des oberen Geländerholmes vom Bogen tangiert, also nicht überschritten wird und sich im Zusammenwirken von Bogenform und horizontalem Fahrband ein ausgezeichnetes Gesamtbild ergibt, das noch dadurch unterstrichen wird, daß auch die Aufmauerung der Pfeiler nicht über diese oberste horizontale Linie hinausgeht. Ein ganz ausgezeichnetes und wohlgestimmtes Größenverhältnis zeichnet dieses Brückenbauwerk im Zusammenhang mit der umgebenden Landschaft aus.

Auch bei Straßenunterführungen in Städten treffen wir häufig auf Ausführungen von vollwandigen Bogenformen aller Art: Insbesondere dann, wenn die Bauhöhe für einen Balken nicht ausreicht und etwa bei großer Breite der Brücke ein Durchschneiden der Fahrbahn durch die Hauptträger wegen der Möglichkeit

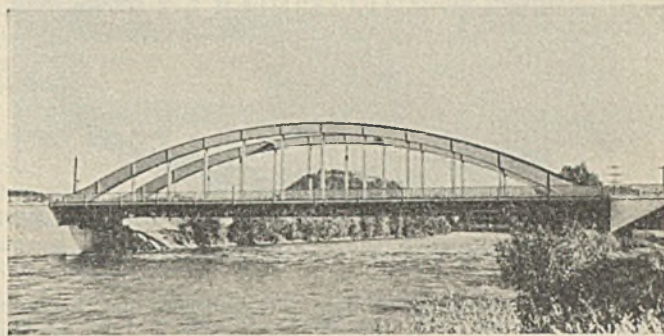


Abb. 17. Kalvarienberg-Straßenbrücke über die Mur in Graz.

Schwieriger wird die ästhetische Gestaltung der Brücke, wenn die Bogen über die Fahrbahn hinausgehen und eventuell auch — etwa unter Berücksichtigung schlechten Baugrundes — auf Horizontalschübe verzichtet werden muß, um äußerlich statisch bestimmte Balkenbrücken mit vertikalen Auflagerkräften zu erhalten. Die hierhergehörigen Bogenformen sind

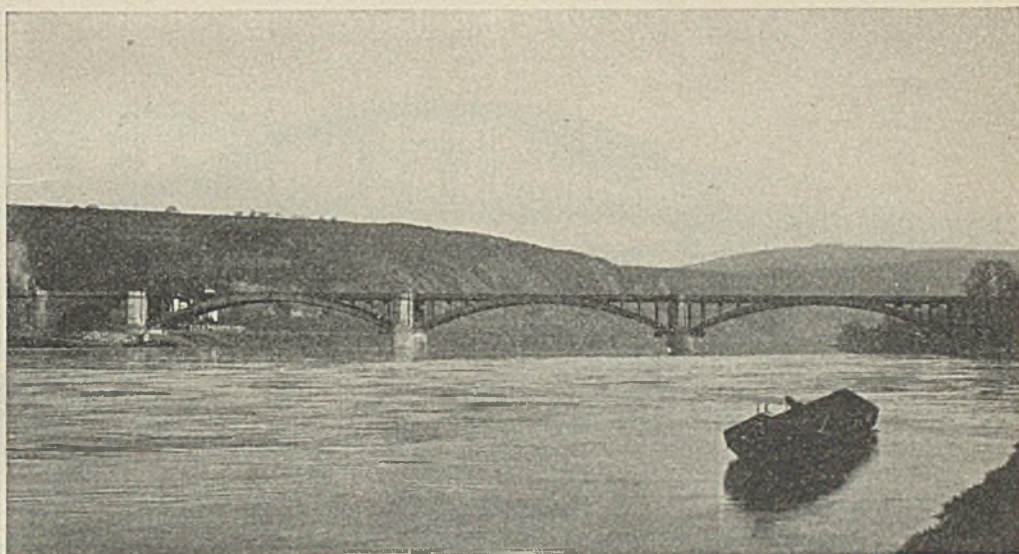


Abb. 16. Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

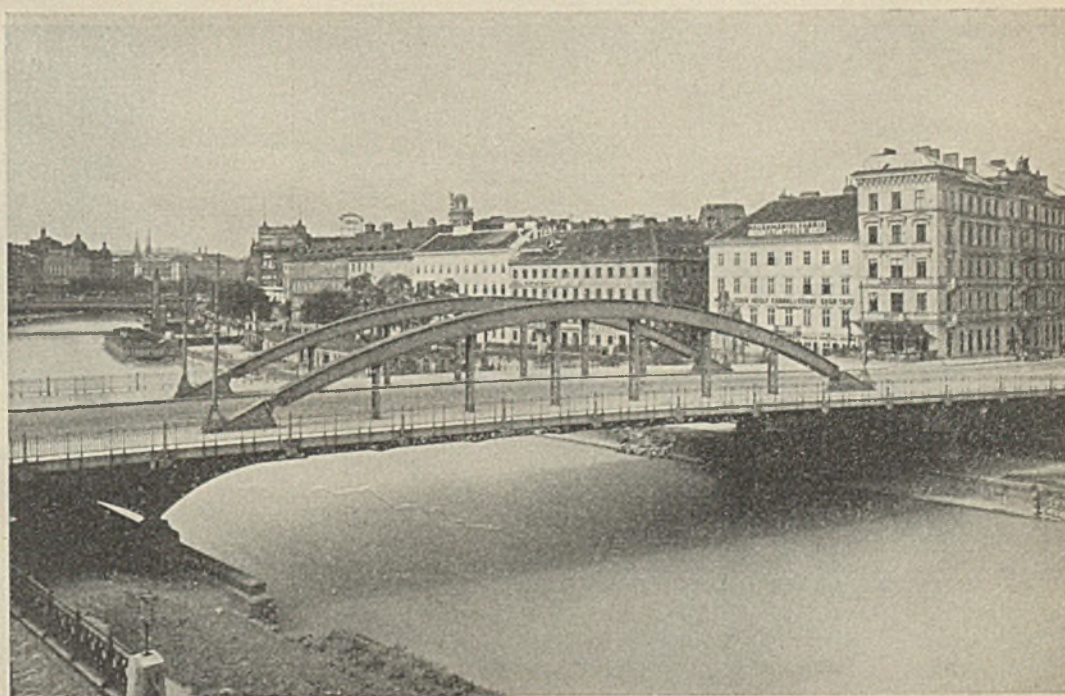


Abb. 18. Aspern-Straßenbrücke über den oberen Donaukanal in Wien.

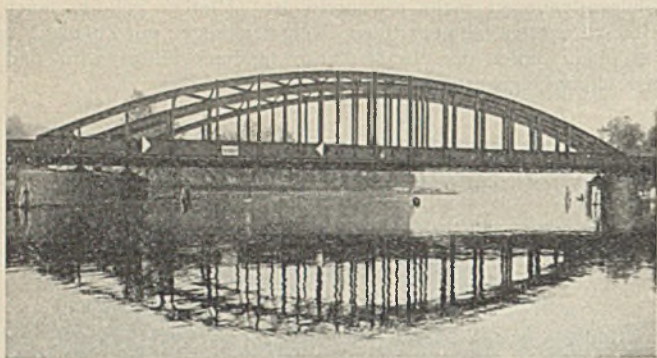


Abb. 19. Eisenbahnbrücke über die Havel bei Potsdam.

allerdings nur im Stahlbau einwandfrei und ästhetisch gut auszuführen, da sich bei massiven Bauweisen äußerst schwerfällige und massige Bogenformen schon bei kleinen Stützweiten ergeben. Andererseits erscheinen auch die Zugglieder, wenn sie mit Beton umkleidet sind, unwahr und unmöglich, während sie zwar aufrichtiger, aber in keinem Verhältnis zur



Abb. 20. Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf. Gesamtansicht.

Bogenmasse wirken, wenn sie den Stahlquerschnitt ohne Ummantelung zeigen. Im Stahlbau dagegen erscheint auch ein vollwandiger Bogen über der Fahrbahn noch immer relativ leichter, weil einmal der äußere Umfang des Gurtquerschnittes ungleich geringer wird und selbst bei kastenförmiger Ausbildung auch beim Laien niemals das Gefühl einer massiven Wirkung entstehen kann. Von ganz besonderer Bedeutung ist bei der Ausgestaltung solcher Bogenbrücken die Art der Querverbindung zwischen beiden Hauptträgern, falls hierauf nicht überhaupt verzichtet werden kann. Im Stahlbau ermöglichen rahmenartige Querverbindungen oder entsprechend gestaltete Verbände zwischen den beiden Bogen eine Verbindung, die in ihrer Wirkung gegenüber

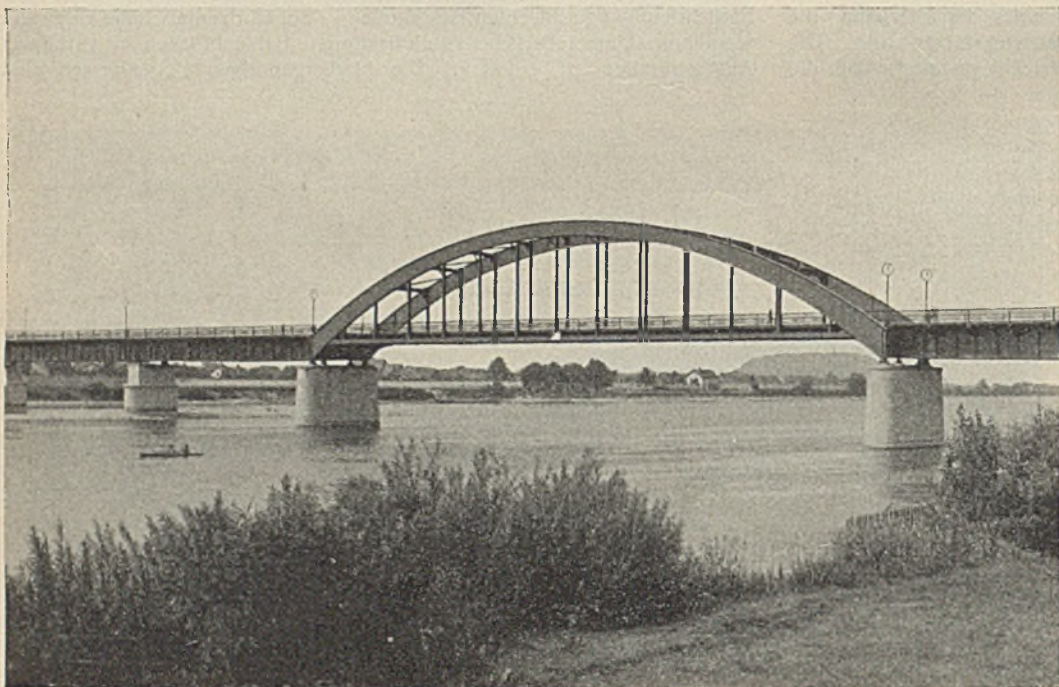


Abb. 21. Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf. Hauptöffnung.

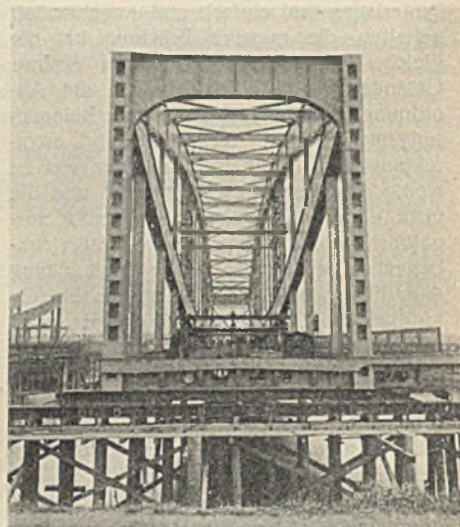


Abb. 22. Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg.



Abb. 23. Eisenbahnbrücke bei Rudesheim. (Teilaufnahme.)

den letzteren zurücktritt, während im Massivbau häufig schwere Querriegel der Brücke eine lastende Schwere geben und einen beklemmenden ungünstigen Eindruck hinterlassen.

Als erstes Beispiel einer hierhergehörigen Brückenausführung dient die in Abb. 17 gezeigte Straßenbrücke über die Mur bei Graz, die sogenannte Kalvarienbergbrücke: Sie überspannt den Fluß mit 67 m Stützweite. Zwei vollwandige bogenförmige Hauptträger mit gegen den Scheitel abnehmender Trägerhöhe erhalten unter der Fahrbahn liegende Zugbänder zwischen den Kämpfern. Die Fahrbahn ist an in gleichen Abständen vorgesehenen Zugstangen aufgehängt. Ein oberer Verband ist nicht vorhanden, nur zwei ebenfalls vollwandige Riegel, die etwa in den Drittelpunkten die Hauptträger verbinden, dienen zur Aufnahme der beiden die Brücke beleuchtenden Lampen. Auch diese Brücke, deren Bogen einen Stich von 1:7 zeigt, zeichnet sich durch einen wohlthuenden Gesamteindruck aus.

Eine Brücke ohne oberen Verband ist ferner die in Abb. 18 dargestellte Aspernbrücke über den Donaukanal in Wien. Sie besitzt eine Hauptöffnung von 58,69 m und zwei Seitenöffnungen von je 13,5 m Stützweite. Der eigentliche Zweigelenkbogen liegt mit einer Stützweite von 40,72 m über der Fahrbahn und erzielt durch diese Anordnung ein statisch und wirtschaftlich günstiges Zusammenwirken der Mittelöffnung mit den Seitenöffnungen. Unser Bild zeigt die beiden 17,6 m entfernten Hauptträger ohne jede Verbindung über der Fahrbahn und beweist, daß sich derartige Bauaufgaben im Stahlbau ganz besonders leicht und elegant lösen lassen.

Als weiteres Beispiel folge eine Eisenbahnbrücke, die Mittelöffnung der Brücke über die Havel in Potsdam (Abb. 19). Es handelt sich hier um zwei nebeneinanderliegende Brücken von je 61 m Stützweite, für die als theoretisches System der Hauptträger ein sogenannter Langerscher Balken mit vollwandigem Versteifungsträger gewählt wurde. Der große Schiffsverkehr erfordert ein vollständiges Freilassen des Profils, und da auch die anschließenden kleineren Öffnungen vollwandige Blechträger sind, wurde diese Brückenform gewählt.

Die Anordnung eines Fachwerkbalkens mit einem schrofferen Übergang der äußeren Brückenurrisse von den Seiten zur Hauptöffnung hätte sicher den Gesamteindruck ungünstig beeinflusst, während man bei der getroffenen Lösung, trotzdem zwei gleiche Brücken hintereinander liegen, ästhetisch vollauf befriedigt ist.

Mit letzterem Beispiel haben wir eigentlich schon einen Fall besprochen, bei dem eine größere Bogenform mit kleineren balkenförmigen Brücken vereinigt ist. Solche Anordnungen treffen wir häufig dort, wo der Schiffsverkehr Schwierigkeiten bei Gründung der Pfeiler oder stromtechnische Gründe eine oder mehrere größere Öffnungen verlangen, während im übrigen Teil des Brückenzuges kleine Stützweiten genügen. Die neue Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf (Abb. 20 u. 21) stellt eine solche gut gelungene Verbindung dar. Da die Stromachse nicht die Brückenmitte schneidet, liegt die Hauptöffnung von 78 m mehr nach der Seite Deggendorfs und vier bzw. zwei kleinere Öffnungen von je 38 m bilden die Überführung zum Ufer. Die kleineren Brückenhauptträger sind parallelgurtig und vollwandig unter der Fahrbahn liegend, für die Hauptöffnung ist ein Bogen mit Zugband gewählt worden. Dieser setzt am Kämpfer mit einer der der Balkenträger gleichen Bauhöhe an, um in der Mitte am Scheitel am kleinsten zu werden. Der Bogen besitzt zweiwandige Querschnittsform: Bei voller Betonung der horizontalen Überführung des Verkehrsweges wird durch den Bogen die wichtigere Hauptöffnung ausgezeichnet und dem Beschauer begründet. Die Abbildungen lassen erkennen, wie ruhig und gut sich auch dieses Brückenbauwerk der Gegend anpaßt.

Zum Abschluß dieser Betrachtung über die Bogenbrücken sei noch

die neue, im Bau begriffene Erweiterung der Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg erwähnt: Die für Hamburg charakteristische Form der Lohse-Träger sollte gewahrt bleiben, und die Gesellschaft Harkort-Duisburg hat für die Zug- und Druckbogen, die im alten Bauwerk Fachwerkträger sind, vollwandige Querschnitte vorgeschlagen und dadurch für diese Bauform ein äußerst gelungenes und reizvolles Brückenbild geschaffen. Es würde zu weit führen, auf diesen sehr bemerkenswerten Bau näher einzugehen.²⁾ An dieser Stelle ist nur die durch die Anwendung kastenförmiger Querschnitte erzielte ästhetische Wirkung zu würdigen: Abb. 22 vermag bereits durch die Wiedergabe eines Abschnitts der Montage einen ungefähren Eindruck des künftigen Bauwerkes zu vermitteln. Obwohl der Blick in die zum Einschwimmen bereite Öffnung durch Montagegerüst und Verspannungen sehr gestört ist, ist der ruhige Eindruck zu bewundern, wobei allerdings auch auf die sachliche Ausgestaltung des oberen Verbandes unter Betonung der Querriegel hingewiesen werden muß.

Wenn im vorstehenden nur Ausführungen vollwandiger Tragwerke besprochen sind, so sei doch ausdrücklich festgestellt, daß damit keiner

²⁾ Vergl. u. a. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 2: Hoening, Erweiterung der Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

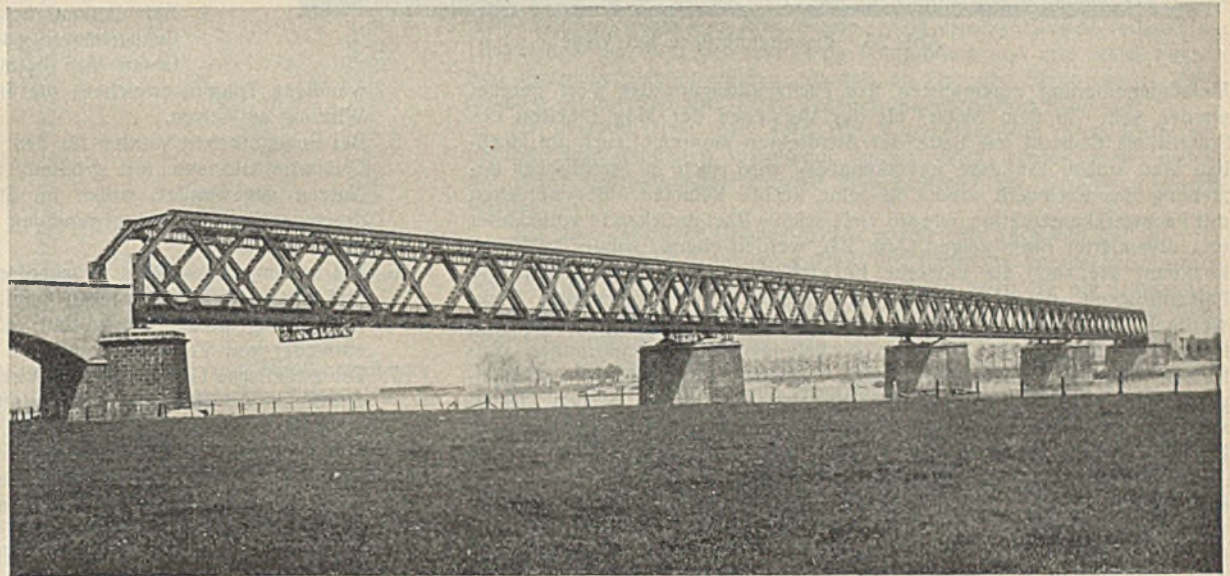


Abb. 21.

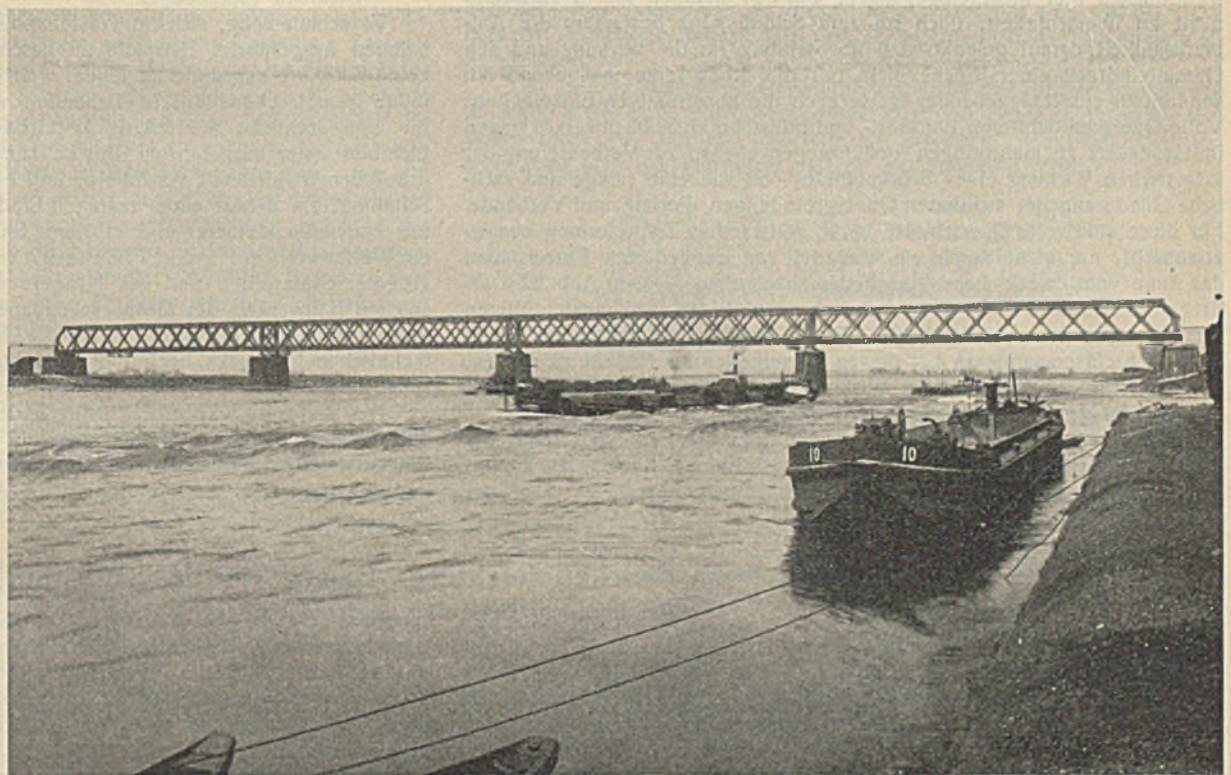


Abb. 25.

Abb. 24 u. 25. Eisenbahnbrücke bei Wesel.

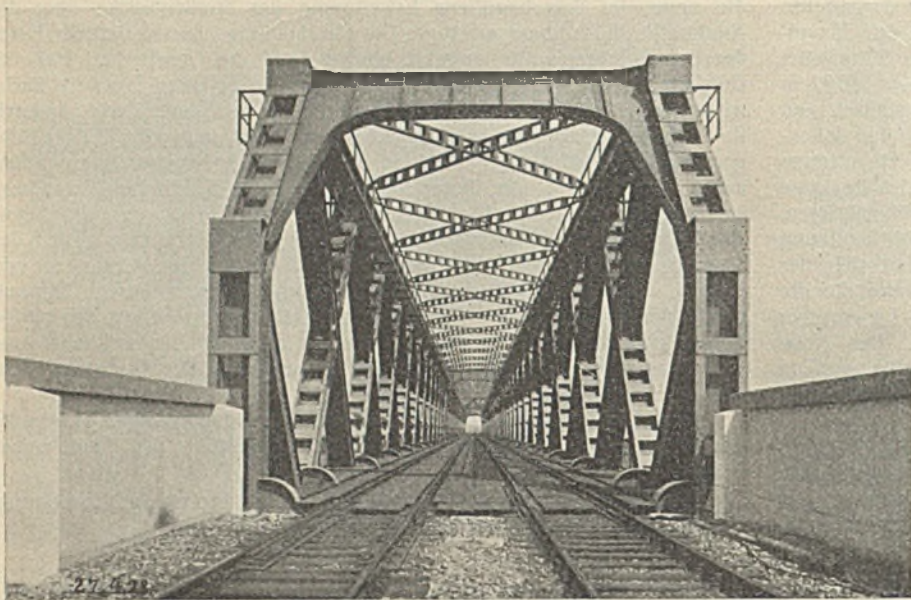


Abb. 26. Eisenbahnbrücke bei Wesel.

Verallgemeinerung zuungunsten des Fachwerkträgers das Wort geredet werden soll. In dem Maße, als das Verstehen der Möglichkeiten des Stahles als Baustoff auf Seite der Architekten zunimmt (auch im Hochbau sind solche Einflüsse unverkennbar), wird auch in ästhetischer Beziehung das Fachwerk wieder in seine Rechte kommen. Bogenbrücken mit Fachwerkkonstruktion, wie sie viele schöne Rheinbrücken in vollendeter und abgeklärter Form zeigen (Abb. 23), werden ebenso wieder zu Ehren kommen, wie auch die moderne Entwicklung weitgespannter Fachwerkbalkenbrücken, deren wirtschaftliche Grenze durch Anwendung hochwertiger Stähle sehr nach oben gerückt ist, neue Anregungen zu vereinfachter Formgebung zeigt. Die den geschwungenen girlandenförmigen Gurtformen folgenden abgestuften Träger scheinen dem ruhigeren parallelgurtigen Fachwerk auch bei größten Stützweiten Platz zu machen. Dabei wird auch durch die harmonische Gliederung der Füllstäbe der künstlerische Eindruck solcher Brücken gleichmäßiger, als es bei dem für die letzten Jahrzehnte bezeichnenden System der abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen möglich war. Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Abb. 24, 25 u. 26) ist bisher das augenfälligste Ausführungsbeispiel dieser Art, doch konnte man diese oder ähnliche Bauformen auch bei verschiedenen großen Wettbewerben der letzten Zeit häufig sehen. Es sei auf Einzelheiten der ästhetischen Gestaltung solcher Fachwerkbrücken hier nicht eingegangen, um den Rahmen dieses Aufsatzes nicht zu überschreiten, doch sei zum Schluß ganz besonders die Aufmerksamkeit darauf gelenkt, daß im Stahlbau für die Wirkung und den Gesamteindruck einer Brücke nicht nur die große Linie maßgebend ist, sondern in ausschlaggebender Weise auch die konstruktiven Einzelheiten: Volle Querschnittsformen der Gurt- und Füllstäbe eines Fachwerkes tragen im Gegensatz zu mehrteiligen Ausführungen ebenso zur Verbesserung der ästhetischen Wirkung eines Brückenbildes bei, wie eine ruhige und sachliche Gliederung der sichtbaren Querverbindungen, Portale und Verbände. Für diese sind volle Querschnitte bzw. vollwandige Trägerformen ebenso erwünscht, um nicht durch ein Vielerlei von gegliederten Einzelstäben das Auge vom Zweck dieser Bauglieder abzulenken. Die in Abb. 22 u. 26 dargestellten Blicke in das Brückeninnere erläutern an zwei mustergültigen Ausführungen dies auf das beste. Es ist durchaus falsch, in der Sucht nach Gewichtersparnissen bei diesen Einzelheiten zu Mitteln zu greifen, die nicht nur die künstlerische Wirkung dieser Brücke schädigen, sondern der ganzen Stahlbauweise Abbruch tun.

Macht man schließlich den Versuch, alle Überlegungen über die ästhetische Gestaltung von Stahlbrücken zusammenzufassen, so kommt man zu folgenden Forderungen und Anschauungen:

1. Die Zusammenarbeit des Architekten mit dem Ingenieur im Brückenbau, zur Schaffung wirtschaftlicher, technisch richtiger und ästhetisch befriedigender Bauwerke bedingt für beide das gleichzeitige Verstehen aller Forderungen der Kunst und Formenlehre sowie der Kenntnisse der Statik und Baustoffeigenschaften.
2. Die heute herrschenden Anschauungen über Formschönheit haben bei Balken- und Bogenbrücken eine gewisse Bevorzugung des vollwandigen Trägers gegenüber dem Fachwerkträger gebracht, und damit dem Stahlbrückenbau in den letzten Jahren moderne Eigenart und Note gegeben.
3. Bei Balkenbrücken größerer Stützweiten mit nur einer Öffnung ist vor einer übertriebenen Anwendung vollwandiger Formen zu warnen, da solche Brücken — wenn sie wirtschaftlich gestaltet werden sollen — leicht plump erscheinen. Eine entsprechende Aussteifung der Trägerwandung oder die Anordnung von Konsolen für Fußwege kann den Eindruck solcher Brücken wesentlich verbessern.
4. Bei Balkenbrücken über mehrere Öffnungen, Gerberträgern oder kontinuierlichen Bauformen, lassen sich beträchtliche Stützweiten mit vollwandigen Trägern erreichen, die eine ganz vorzügliche ästhetische Wirkung aufweisen.
5. Bei Bogenbrücken werden für den eigentlichen Bogen vollwandige Querschnittsformen mit größtem technischen und künstlerischen Nutzen angewendet, wobei im Stahlbau ein schwerfälliger Eindruck auch von doppelwandigen Querschnitten keineswegs zu befürchten ist.
6. Bei zusammengesetzten Brückenformen, größeren Bogenöffnungen und kleineren Balkenbrücken empfiehlt sich möglichst einheitliche Behandlung beider Trägerarten, d. h. durchweg die Anwendung entweder von Vollwand- oder von Fachwerkformen.
7. Die ästhetische Gestaltung und Wirkung von Stahlbrücken wird nicht nur durch eine geschickte Formgebung der Brücke als Gesamtheit beeinflusst, sie muß verstärkt und unterstützt werden durch eine ruhige und sachliche konstruktive Durchbildung aller technischen Einzelheiten der Hauptträger, so wie aller Verstrebungen und Verbände.
8. Es ist im Stahlbrückenbau dafür zu sorgen, daß das Fachwerk als die dem Stahlbau ganz besonders gemäße Trägerform wieder mehr in den Vordergrund gerückt wird und von seiten des Architekten eine richtige Würdigung seiner bautechnischen und ästhetischen Möglichkeiten erfährt, um einer Einförmigkeit im Stahlbau vorzubeugen.

Es schien nötig, sich im vorstehenden auf die Wiedergabe von Aufnahmen ausgeführter Beispiele zu beschränken und unseren Beispielen keine Entwürfe zugrunde zu legen, weil die meisten Bilder von letzteren, milde gesagt, „künstlerisch“ behandelt werden und kaum als geeignet für eine sachliche Beurteilung bezeichnet werden können. Schon das Lichtbild einer ausgeführten Brücke kann niemals den plastischen Eindruck der Wirklichkeit vermitteln, und es erfordert eine außerordentliche Schulung, um daraus einen richtigen Eindruck zu erhalten. Es sind ferner nur Bauwerke kleinerer und mittlerer Stützweiten gebracht, bei welchen ein Wettbewerb mit anderen Bauweisen in Frage kommt, was bei Brücken größerer Stützweiten und bei Hängebrücken ja nicht der Fall ist. Bei solchen Bauwerken des Großbrückenbaues wird bei der Betrachtung die künstlerische Wirkung häufig durch die Großartigkeit des überwältigenden technischen Eindrucks beeinflusst, und statt des Einfügens in ein Landschaftsbild tritt oft eine Beherrschung desselben ein.

Der Verfasser hofft, durch seine Darlegungen und insbesondere durch die Zusammenfassung zur Klärung der für weite Kreise so wichtigen Frage nach der ästhetischen Gestaltung von Stahlbrückenbauten beigetragen und gegebenenfalls zu einer Diskussion Anregung gegeben zu haben.

Alle Rechte vorbehalten.

Einiges über Brücken leichter Bauart für das Ausland.

Von Dipl.-Ing. Thümecke, Rheinbrohl a. Rh.

Der Stahl ist einer der wichtigsten Ausfuhrartikel für Deutschland und als solcher besonders wertvoll, wenn er in weitgehendem Maße verarbeitet werden kann. Insofern es sich hierbei um Stahlkonstruktionen handelt, kommen in erster Linie Fabrikanlagen, Hallen, Brücken, Maste usw. in Betracht, welche in den deutschen Werkstätten so weit fertiggestellt werden können, daß sie — in Kolllis verfrachtet — an Ort und Stelle nur aufgestellt zu werden brauchen. Leider gelangt nur ein geringer Bruchteil der vom Ausland unmittelbar oder durch Vermittlung von

Exportfirmen angefragten Konstruktionen als Aufträge herein, da der Wettbewerb aus mancherlei Gründen, wie Zollschranken, Transportkosten, Steuern usw. — nicht zuletzt aber auch infolge unvollständiger Angaben über die zugrunde zu legenden Belastungen und Spannungen — erschwert wird.

Rückfragen bei der anfragenden Firma sind wegen der großen Entfernungen und des damit verbundenen Zeitverlustes meist zwecklos, so daß dann willkürliche Annahmen gemacht werden müssen, durch die sich

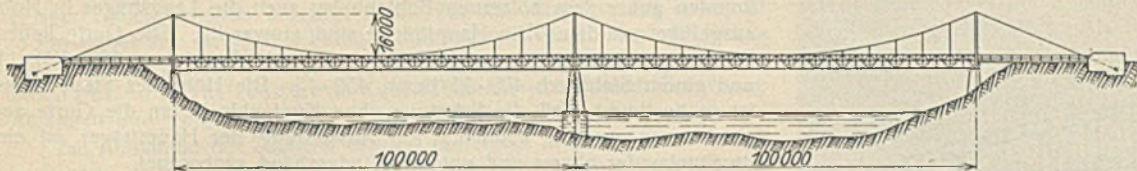


Abb. 1. Hängebrücke mit zwei Öffnungen von je 100 m und 3,50 m l. W.

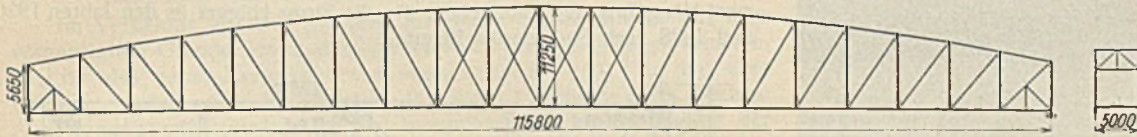


Abb. 2a. Brücke von 115,80 m Stützweite und 3,50 m l. W.

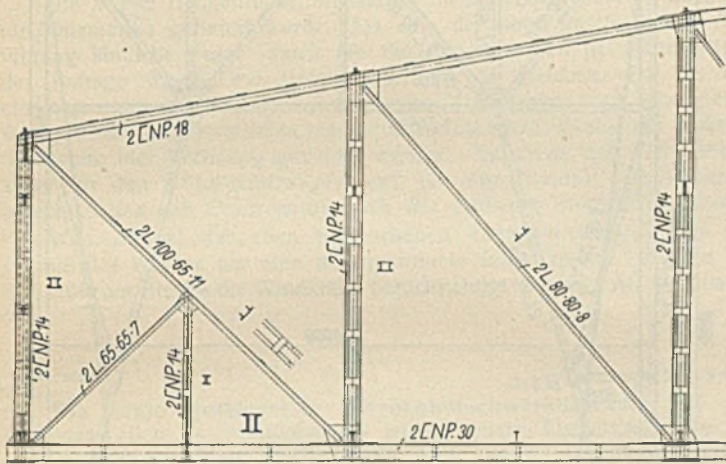


Abb. 2b. Ausbildung der Endfelder der Brücke Abb. 2a.

Firmen, die Wert auf solide Arbeit legen, leicht vom Wettbewerb ausschalten können. Dies trifft namentlich für die deutschen Firmen zu, da diese in der Regel nach deutschen Vorschriften arbeiten, welche sowohl bezüglich der Nutzlasten als auch der Beanspruchungen den ungünstigsten Verhältnissen Rechnung tragen. Welchen Einfluß dabei selbst eine geringe Belastung haben kann, die man nach deutschen Verhältnissen für unerläßlich hält, ohne daß sie besonders vorgeschrieben werden muß, zeigt folgendes der Praxis entnommene Beispiel:

Angefragt war eine 200 m lange Hängebrücke von 3,50 m lichter Weite; als Belastung war ein 8-t-Lastkraftwagen angegeben. Es sollten zwei Öffnungen vorgesehen werden, so daß also eine Brücke ähnlich dem in Abb. 1 dargestellten System in Frage kam. Während selbst die angegebene Nutzlast von 8 t noch eine willkürliche Verteilung der einzelnen Achslasten zuläßt, die Einfluß auf die Gestaltung der ganzen Fahrbahn haben, ist die Wahl der übrigen noch auftretenden Belastungen vollständig freigestellt. Zu verwerfen ist in solchem Falle, sich auf die Anfrage berufen zu wollen und nur die dort angegebene Nutzlast einzusetzen. Denn oft ist der Anfragende nicht Fachmann genug, um die Bedeutung derartiger Fehler zu erkennen, so daß hieraus später allerlei Unzuträglichkeiten entstehen können; es werden nämlich selbst in der unwirtschaftlichsten Gegend die Straßen nicht nur von Kraftfahrzeugen, sondern auch von Viehherden, Karawanen usw. benutzt, die beim Passieren derartiger, ohne Streckenlasten berechneter Brücken sehr gefährdet sind.

Das angeführte Beispiel soll dies kurz veranschaulichen:

Der Horizontalschub des Kabels ergibt sich aus $H = \frac{M}{f} \cdot \nu$. Hierin ist M das durch die Last hervorgerufene Moment eines einfachen Balkens, f die Pfeilhöhe und ν ein Abminderungskoeffizient, welcher von dem Versteifungsträger abhängig ist. Für $f = 16,0$, $\nu = 0,8$ und die angegebene Einzellast von 8 t wird

$$H = \frac{8,0 \cdot 100,0}{4} \cdot \frac{1}{16,0} \cdot 0,8 = 10,0 \text{ t.}$$

Setzt man dagegen für beide Öffnungen eine gleichmäßig verteilte Last von nur 100 kg/m² Fahrbahnfläche ein — diese Last entspricht etwa dem Gewicht einer sich bewegenden Tierherde in lockerer Ordnung, wofür bei deutschen Brücken immerhin noch 300 kg/m² mindestens einzusetzen wären —, so erhält man

$$H = 2 \cdot \frac{0,100 \cdot 3,5 \cdot 100,0^2}{8} \cdot \frac{1}{16,0} \cdot 0,8 = 43,8 \text{ t,}$$

also einen viermal größeren Horizontalschub, so daß hierbei das Kabel zu Bruch gehen könnte.

In ähnlicher Weise wirkt sich der Unterschied in der Belastung auch auf die Versteifungsträger und die Windverbände aus, und es ist ersicht-

lich, daß man wahrscheinliche, aber nicht ausdrücklich angegebene Belastungen nicht vernachlässigen darf.

Im nachstehenden sollen nun einige Brückenbauwerke beschrieben werden, die in den letzten Jahren von der Firma Hilgers A.-G. in Rheinbrohl a. Rh. vorzugsweise für Südamerika geliefert wurden und die sich in der Praxis als ausreichend erwiesen haben. Trotz des Holzreichtums dort sind leichte stählerne Brücken sehr beliebt, da sie gegen Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähig sind, die Überbrückung größerer Öffnungen gestatten ohne zahlreiche Zwischenabstützungen

und ohne daß die Einzelteile der Konstruktion besonders schwer und unhandlich werden, endlich weil die Aufstellung in den meisten Fällen sich denkbar einfach gestaltet. Gerade die beiden letzten Punkte sind sehr wichtig, denn der Transport der Einzelteile muß oft durch Maultiere oder leichte Wagen bewerkstelligt werden, und für die Montage stehen zwar billige, aber gänzlich ungeübte Kräfte zur Verfügung, an die keine hohen Anforderungen gestellt werden dürfen. Aus diesem Grunde müssen die Überbauten im Werk fix und fertig vormontiert und alle Stäbe einzeln und genau bezeichnet werden, so daß an Ort und Stelle weder Nacharbeiten erforderlich sind noch Verwechslungen auftreten können.

Es versteht sich, daß auch der Montagevorgang durch Pläne und genaue Beschreibungen eingehend ausgearbeitet werden muß, welche mit den Konstruktionszeichnungen dem Besteller zur Verfügung gestellt werden.

Für alle derartigen Brückenbauten wurde mit Rücksicht auf ihre einfache Beschaffenheit Bohlenabdeckung der Fahrbahn vorgesehen; soweit der Querträgerabstand dies gestattete, wurden auch für die Längsträger Holzbalken gewählt, da sich hierdurch die Fahrbahndecke auf dem Stahltragwerk einfacher befestigen ließ. Im übrigen waren die Wünsche und Ansichten der Besteller hinsichtlich der allgemeinen Anordnung sehr verschieden, wie die nachstehend beschriebenen Ausführungen zeigen:

Brücke von 115,80 m Stützweite. Angefragt war eine Brücke für Mittelamerika mit folgenden Daten: „Die Stützweite der Brücke beträgt 380 Fuß = 115,80 m, die lichte Weite 3,5 m. In der Fahrbahnmitte soll die Brücke einen Schienenstrang von 30 engl. Zoll Spurweite aufnehmen, dessen Schienen etwa 6 kg/m wiegen; die Abdeckung der Fahrbahn erfolgt durch 6 cm starke Bohlen. Als Verkehrslast kommen Bananewagen in Betracht, die eine Breite und Höhe von je 2,5 m und einen Achsenabstand von 1,3 m haben. Die Nutzlast aus diesen Wagen beträgt insgesamt 4000 kg, alternativ 5000 kg. Bei der Konstruktion ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Brücke möglichst billig wird und die Montage in einfachster Art an Ort und Stelle durch Neger vorgenommen werden kann“.

Der Auftrag wurde gegen scharfe englische und andere Konkurrenz im Jahre 1925 durch die obengenannte Firma zu einem garantierten Gesamtgewicht von nur 85 t hereingeholt, nachdem verschiedene Untersuchungen über das günstigste System vorgenommen waren.

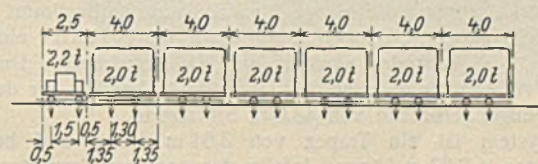


Abb. 3. Lastenzug für die Brücke Abb. 2.

Im Verlauf der Unterhandlungen, die vor Erteilung des Auftrages gepflogen wurden, konnten genauere Daten über die Nutzlast in Erfahrung gebracht werden. Danach war die Brücke nicht für eine Einzellast von 4000 bzw. 5000 kg, sondern für den in Abb. 3 dargestellten Lastenzug zu berechnen. Damit keine weiteren Zusatzlasten aus Menschen- oder Tierverkehr auftreten und infolge der Länge der Brücke erhebliche Überbeanspruchungen hervorrufen können, wurde von der Abdeckung der Fahrbahn mit Bohlen abgesehen. Der Winddruck wurde zu 75 kg/m² bei belasteter und zu 150 kg/m² bei unbelasteter Brücke angenommen. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt: Für Eigengewicht und Nutzlast 1200 kg/cm² bei vierfacher Knicksicherheit, für Eigengewicht, Nutzlast und Wind 1600 kg/cm² bei dreifacher Knicksicherheit und für abschließliche Windbelastung 1400 kg/cm² bei ebenfalls dreifacher Knicksicherheit.

Als günstigstes System der Brücke wurde das in der Übersichtszeichnung (Abb. 2a) dargestellte Netzwerk festgestellt. Die Hauptträger sind Halbparabelträger mit 20 Feldern von je 5,79 m Länge, während die

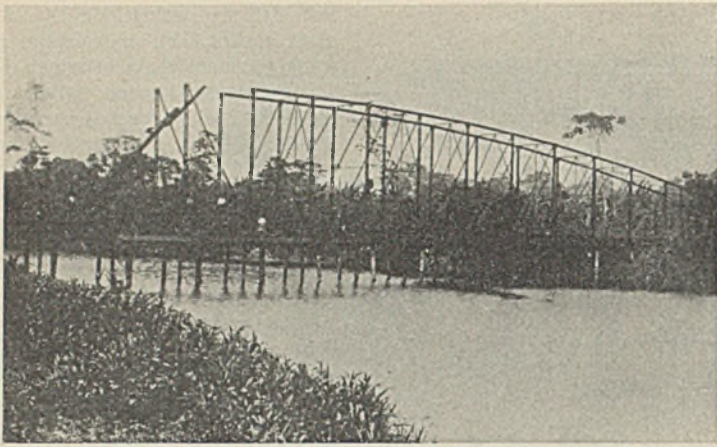


Abb. 4. Montageaufnahme der Brücke Abb. 2.

Querträger in je $\frac{5,79}{2}$ m Abstand liegen. Von der Anordnung eines Zwischensystems konnte infolge dieser Unterteilung Abstand genommen werden, da die biegungsfeste Ausbildung des Untergurtes wegen der großen Windzusatzkräfte bei unbelasteter Brücke kein wesentliches Mehrgewicht brachte und die Konstruktion und Montage erheblich vereinfachte. Nähere Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung sind aus Abb. 2b zu ersehen.

Der Untergurt bestand durchweg aus 2 \square 30; für den Obergurt wurden ebenfalls 2 \square -Eisen gewählt, deren Profil jedoch den Stabkräften entsprechend abgestuft wurde. Sämtliche Pfosten wurden aus \square 14 gebildet und die erforderliche Knicksicherheit durch Anordnung von Querverbänden erreicht. Die Querschnitte der Schrägen wurden aus zwei Winkelisen zusammengesetzt. Mit Rücksicht auf den geringen Querträgerabstand konnten die Längsträger in Holz ausgeführt werden.

Die Montage erfolgte auf einem festen Gerüst ohne jede Schwierigkeit mit den an der Baustelle zur Verfügung stehenden Hilfskräften. Abb. 4 zeigt den halbfertigen Überbau inmitten der Bananfelder Zentralamerikas.

Brücke von 41,0 m Stützweite. Bei Übermittlung der Anfrage auf diese Brücke war außer der Stützweite nur der Bestimmungszweck als Fußgängerbrücke angegeben. Bestimmtere Angaben über die Stärke des eventuellen Verkehrs sowie über die Breite der Brücke konnten nicht gemacht werden.

Es wurde daher ein Angebot dahingehend ausgearbeitet, daß entsprechend den deutschen Verhältnissen eine Nutzlast von 350 kg/m² in Rechnung gestellt und eine lichte Breite von rd. 2,0 m gewählt wurde. Als größte Spannung wurden durchweg $\sigma = 1000$ kg/cm² zugelassen und nur ein Unterschied für die Druckstäbe insofern gemacht, als die Knicksicherheit für die Glieder der Hauptträger mindestens vierfach, für die der Windverbände mindestens dreifach sein mußte.

Vor Erteilung des Auftrages wurde noch eine Abänderung dahingehend vereinbart, daß die Brücke statt einer Breite von 2,0 m eine solche von 3,0 m erhalten sollte; mit der eingesetzten Nutzlast war der Auftraggeber einverstanden.

Die Brücke war wie die vorige für Mittelamerika bestimmt und wurde im Jahre 1926 gebaut. Das Gesamtgewicht betrug 33,5 t einschließlich der Lager. Die Wahl des Systems und die konstruktive Durchbildung erfolgte in Anlehnung an eine im Jahre 1909 ebenfalls für das Ausland gelieferte Fußgängerbrücke von 48,0 m Stützweite.

Das System ist ein Trapez von 3,64 m Höhe und besteht aus 14 Feldern von je 2,93 m Länge. Infolge des geringen Querträgerabstandes

konnten außer dem hölzernen Bohlenbelag auch die Längsträger in Holz ausgeführt werden. Die Hauptträger sind einwandig. Die Gurte haben T-förmigen Querschnitt und bestehen aus zwei Winkelisen 120 · 120 · 11 und einem Stehblech 400 · 15 bzw. 450 · 15. Die Höhe des Stehbleches ist so bestimmt, daß die Schrägen ohne Knotenbleche an die Gurte angeschlossen werden können. Zur Aussteifung der Hauptträger ist ein durchgehender oberer und unterer Windverband angeordnet.

Zwei Hängebrücken von 23,0 und 46,0 m Stützweite. Als weitere Beispiele von Brücken leichterer Bauart sind nachstehend noch zwei Hängebrücken beschrieben, die die Firma Hilgers in den Jahren 1926 und 1928 nach Südamerika lieferte.

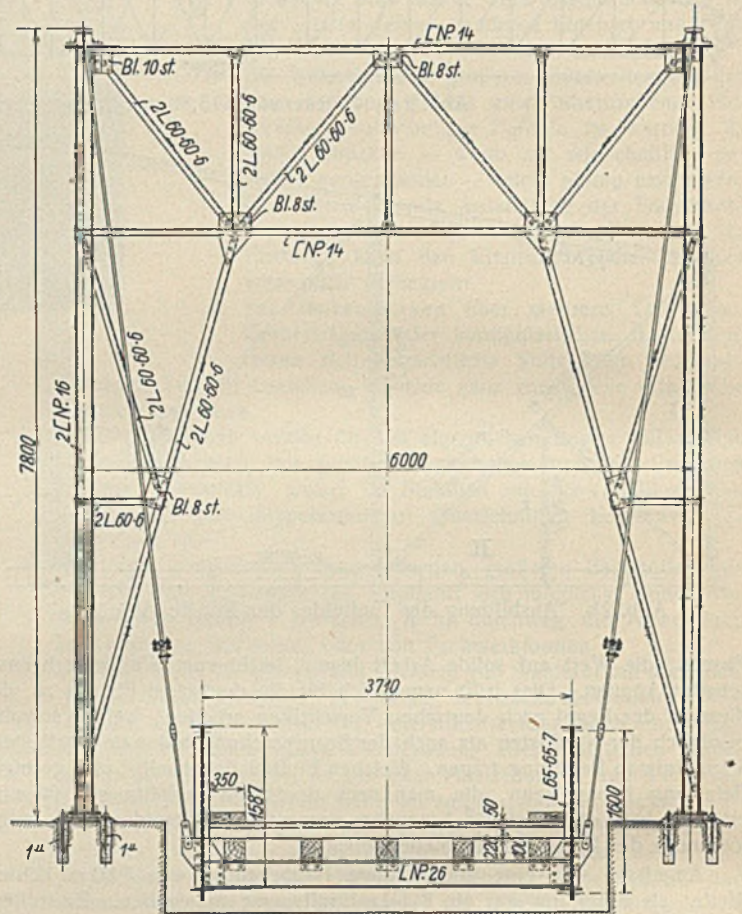


Abb. 7. Querschnitt und Einzelheiten der Brücke Abb. 6.

Bei beiden Bauwerken waren annähernd die gleichen Bedingungen gestellt, indem für die angegebenen Stützweiten von 23,0 m bzw. 46,0 m eine 3,5 m breite Hängebrücke gefordert wurde, die an jeder beliebigen Stelle eine Tragfähigkeit von 8 t besitzen sollte.

Die kleinere Brücke, welche im Jahre 1926 gebaut wurde, ist für einen Lastkraftwagen von 8 t Gewicht, welches sich aus 2 t für die Vorder- und 6 t für die Hinterachsen zusammensetzt, berechnet. Der Abstand der Achsen des Wagens beträgt 3,0 m. Wegen der geringen Stützweite brauchten keine Streckenlasten als weitere Nutzlasten eingeführt zu werden.

Als größte Spannung wurden 1000 kg/cm² zugelassen und für die Hängegurtung eine vierfache Sicherheit eingesetzt.

Abb. 5 zeigt das System dieser Brücke. Die Stützweite ist in

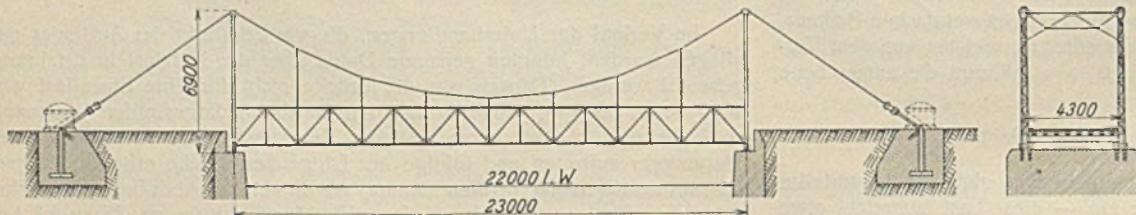


Abb. 5. Hängebrücke von 23 m Stützweite und 3,50 m lichter Fahrbahnbreite.



Abb. 6. Hängebrücke von 46 m Stützweite und 3,50 m lichter Fahrbahnbreite.

16 Feldern zu je 1,4375 m eingeteilt, so daß für die Längsträger noch Holzbalken ausreichend waren. Für die Querträger sind I 28 gewählt. Der Versteifungsträger ist ein Parallelträger von 1,60 m Höhe, welche sich aus der Forderung ergibt, daß die obere Gurtung gleichzeitig den Holm eines Geländers ersetzen sollte. Die Aussteifung des Druckgurtes erfolgt dadurch,

daß an diesem in jedem zweiten Knotenpunkt die Hängestangen angreifen und deren Zugkraft dem Bestreben des Gurtes, auszuknicken, entgegenwirkt. Unter der Fahrbahn ist zur Aufnahme der Windkräfte ein durchgehender Verband angeordnet.

Der Versteifungsträger ist an der Hängegurtung durch Flacheisen aufgehängt, welche oben und unten gelenkig

gelagert durch Schellen befestigt sind. Für die Hängegurtung selbst ist je ein Kabel aus verzinktem Patent-Gußstahldraht von 130 kg/mm² Bruchfestigkeit vorgesehen. Die Lieferung dieser Kabel erfolgte durch die Firma Felten & Guillaume in Köln-Mülheim, welche auch das genaue Ablängen und Vergießen der Köpfe besorgte.

Zur Aufnahme der Zugkraft wurden die Kabel in Betonklötzen derart verankert, daß ein Nachspannen ohne weiteres vorgenommen werden kann, mußte doch auch bei dieser Brücke auf einfachste Handhabung bei der Aufstellung Rücksicht genommen werden.

Im Verhältnis zu ihrer geringen Stützweite hat die Brücke aus dem vorgenannten Grunde einen ziemlich hohen Versteifungsträger erhalten, der für das ganze Bauwerk etwas unproportional wirkt. Es mag aber erwähnt werden, daß der Besteller für diese Lieferung seine höchste Anerkennung ausgesprochen hat und besonders die große Steifigkeit der Brücke lobte. Das Gewicht der gesamten Stahllieferung betrug 11,4 t.

Die zweite Hängebrücke, welche — im laufenden Jahre — ebenfalls für Südamerika geliefert wurde, hat eine der oben beschriebenen Ausführung ähnliche Form. Auch die Belastungsangaben bei Übermittlung der Anfrage waren, wie bereits erwähnt, die gleichen. Da aus den eingangs erörterten Gründen an Stelle des Kraftwagens auch eine gleichmäßig verteilte Last auftreten konnte, so mußte dieser infolge der größeren Stützweite hier Rechnung getragen werden. Es wurde daher die Brücke außer für den 8-t-Lastkraftwagen auch für eine Nutzlast von 100 kg/m² berechnet und die Querschnitte nach der größeren Stabkraft bemessen.

Während bei der eben besprochenen kleineren Hängebrücke der Einfluß des Windes nur eine untergeordnete Rolle spielte, mußten bei der größeren Brücke die Windkräfte berücksichtigt werden. Als Windfläche

wurde daher außer der Konstruktion ein Verkehrsband von 2 m Höhe in die Rechnung eingeführt. Als Beanspruchung wurde zugelassen:

- für ständige Last und Verkehrslast $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$
- „ vorige Lasten und Temperatur $\sigma = 1200$
- „ alle Lasten einschl. Wind $\sigma = 1400$

Für das Kabel wurde eine dreifache Bruchsicherheit festgesetzt.

Eine Übersicht der Brücke gibt Abb. 6. Auch hier sind wegen der kleinen Feldweiten als Längsträger Holzbalken gewählt. Unterschiede gegen die Brücke Abb. 5 zeigen die Hängestangen und die Verankerung in den Widerlagern, indem diese Teile etwas einfacher ausgebildet wurden. Dafür bedingten die Anker allerdings ein genaueres Verlegen, damit sie nicht auf Biegung beansprucht werden. Da die Brücke eine etwa 60 m tiefe Schlucht überspannte, wurde die Montage in folgender Weise angegeben und dafür genaue Pläne ausgearbeitet:

Das Kabel wird zunächst auf dem Grunde der im allgemeinen gut zugänglichen Schlucht ausgestreckt damit daran in genau festgelegten Abständen, welche mit Rücksicht auf ein späteres Recken des Kabels errechnet wurden, die Hängestangen befestigt werden können. Sodann wird das Kabel von beiden Uferändern aus an jedem Ende emporgezogen und über die inzwischen aufgestellten Portale gelagt. Mit Hilfe eines kleinen Schwenkmastes wird nun der Hauptträger in einzelnen Teilen von etwa 7,6 m Länge vorgebaut und sofort an den Kabeln aufgehängt. Durch den nun folgenden Einbau der Querträger erhält man eine sichere Unterlage, auf der der Schwenkmast für die weitere Montage vorgerückt werden kann. Irgend eine Beanstandung über die inzwischen erfolgte Montage hat sich nicht herausgestellt. — Die gesamte Stahllieferung für diese Brücke einschl. der Kabel betrug 20,6 t.

Verschiedenes.

Die erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke. Bei den Chicopee-Fällen in Massachusetts ist die erste Eisenbahnbrücke mit lichtbogengeschweißten Verbindungen dem Verkehr übergeben worden. Außer einigen Montagebolzen enthält diese kleine, 41 m weitgespannte

Die Hauptträger setzen sich fast ausnahmslos aus 25,4 cm hohen Breitflanschträgern zusammen, nur einige Pfosten wurden aus I-Trägern gebildet. Die Querträger sind 53,3 cm hohe Breitflanschträger mit Decklaschen, die Längsträger 30,5 cm hohe I-Träger, die, wie aus den in Abb. 3

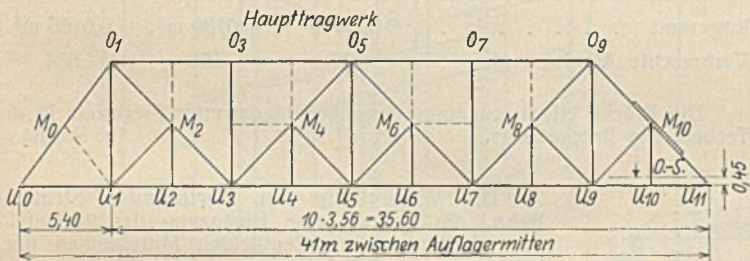


Abb. 1 a.

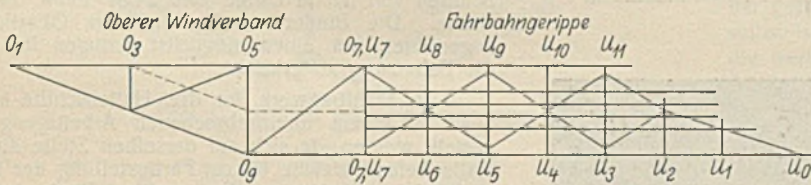


Abb. 1 b.

Abb. 1 a u. b. Allgemeine Anordnung.

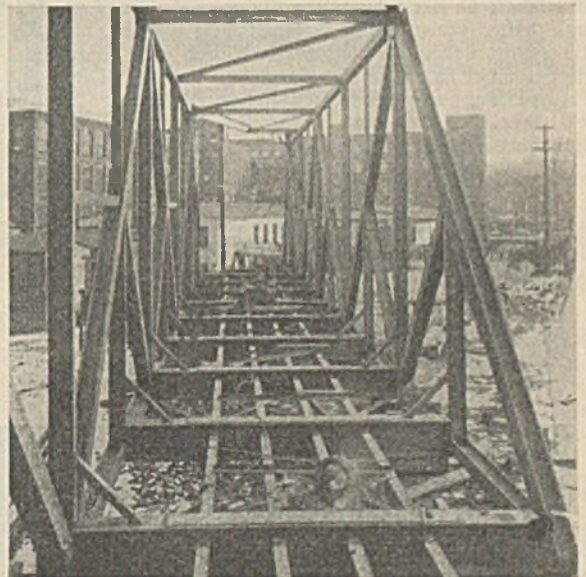
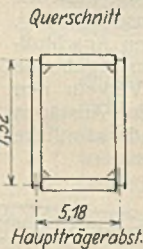


Abb. 2. Innenansicht während des Baues.

Kanalbrücke keinerlei Schrauben- oder Nietverbindungen. Die allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 1 u. 2 hervor. Nach einem Bericht im Engineering News Record vom 26. Juli 1928 wurde für die geschweißte Konstruktion nur etwa zwei Drittel derjenigen Stahlmenge verbraucht, die eine genietete Brücke erfordert hätte, und zwar durch Ersparnisse an Knotenblechen und Decklaschen, durch Vermeidung der Löcher in den Zuggliedern und infolge der kontinuierlich ausgebildeten Fahrbahn-längsträger. Die Gesamtkonstruktion erforderte ungefähr 78 t Stahl. Für die geschweißte Konstruktion sind grundsätzlich an Stelle zusammengesetzter Querschnitte Walzprofile verwendet worden. Beachtenswert erscheint, daß, das niedrigste Angebot für den genieteten Überbau 19 000 Dollar, für den geschweißten nur 15 000 Dollar betrug. Im einzelnen ist zu bemerken, daß — wie zahlreiche Versuche ergeben haben, — für die dort erstmalig verwendeten Schlitzschweißnähte eine höhere und für die Stirn- und Flankenschweißnähte eine niedrigere Spannung zugelassen werden kann. Die zulässigen Spannungen in den Stirnschweißungen ergaben sich zu 910 kg/cm² für Zug, 1120 kg/cm² für Druck und 630 kg/cm² für Scherbeanspruchungen; in den Schlitzschweißnähten betrug die zulässige Scherspannung bei rd. 1,25 cm Schlitzweite 890 kg je lfd. cm, bei den Flankenschweißnähten von rd. 1 cm Breite 445 kg je lfd. cm.

dargestellten geschweißten Verbindungsstellen hervorgeht, kontinuierlich an die Querträger angeschlossen sind. Die geringste zulässige Materialdicke beträgt 1 cm.

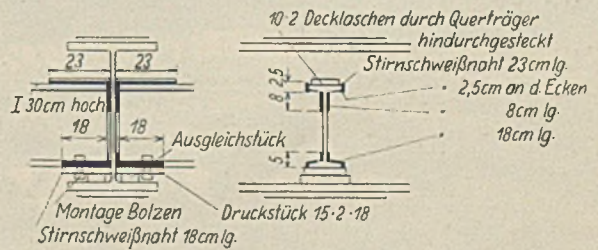


Abb. 3. Anschluß der Längsträger am Querträger.

Es wurden die verschiedensten Schweißverbindungen angewendet. Bemerkenswert sind die den Nietverbindungen nachgebildeten Knotenpunktanschlüsse, bei denen an Stelle der Nietreihen Schweißschlitze vorgesehen (vergl. Abb. 4 u. 5) sind. Wichtig ist, daß die Knoten-

bleche nur etwa ein Viertel so groß zu sein brauchten wie bei Nietverbindungen, und daß bei weniger wichtigen Verbindungen sie sogar ganz fortgelassen werden konnten. Bei jeder Stirnschweißung, gleichgültig ob für Druck- oder Zugbeanspruchung, wurden die zusammenstoßenden

Schweißverbindungen so ausgebildet worden, daß sie nur 75% des Anschlußstabquerschnitts ausmachten. Irgendwelche weiteren Mängel haben sich aber bisher nicht gezeigt, so daß ein Nachteil für Stumpfschweißung hieraus nicht abgeleitet werden kann. Nach Ansicht des

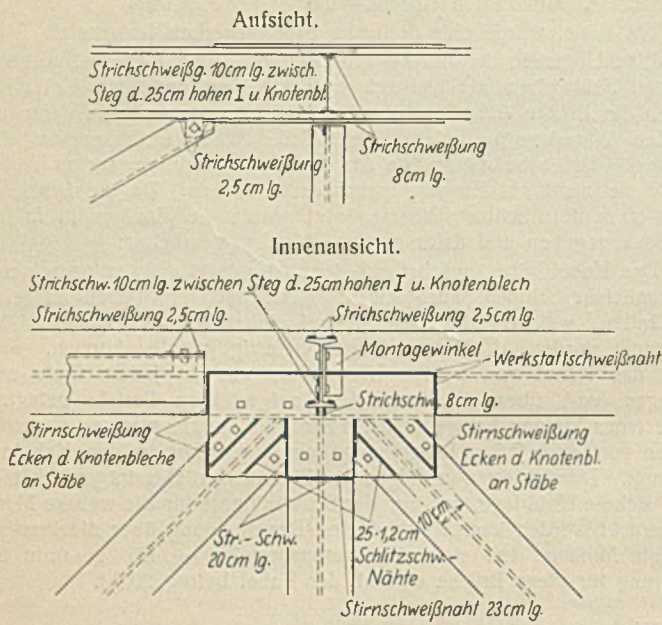


Abb. 1. Obergurtnotenpunkt O₅.

Glieder unter 45° nach der Außenseite hin abgeschragt. Die Untergurtstöße sind durch Stirnschweißungen unter Zuhilfenahme von Decklaschen mit Flankenschweißung angeschlossen.

Bedenklich erscheint, daß nach achttägigem Betriebe eine Untergurtverbindung infolge zu starker örtlicher Abkühlung einen Riß erhielt. Der amerikanische Berichtersteller gibt zwar als Grund an, daß die Seitenlaschen fehlerhafter Weise zuerst angeschweißt wurden, und die Stirnschweißung, die später nachgeholt wurde, bei ihrer Abkühlung die beiden Anschlußglieder nicht näher aneinanderrücken konnte. Die sich daraus ergebende Zugspannung soll nach mehrmaliger Belastung durch den Verkehr den Riß hervorgerufen haben. Der Riß wurde durch Ausbohren, Aussägen und Ausschweißen ausgebessert. Merkwürdigerweise sind sämtliche

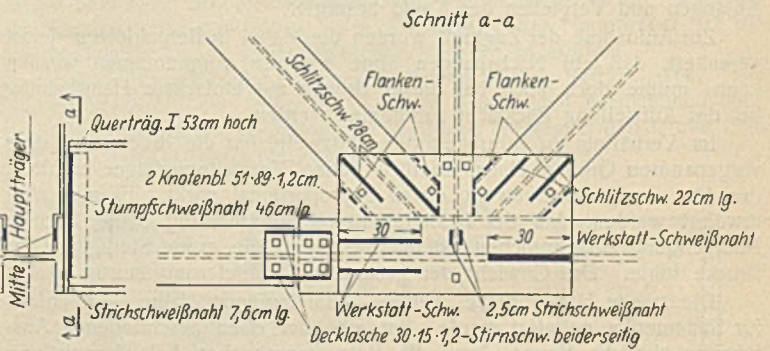


Abb. 5. Untergurtnotenpunkt U₃. Innenansicht.

amerikanischen Berichterstatters erfordern die Stumpfschweißnähte größere Sorgfalt als die Flanken- und Schlitzschweißung. Auch muß die Stumpfschweißung bei Dicken von mehr als 1 cm in nacheinanderfolgenden Lagen hergestellt werden; sie ist daher einer sorgfältigen Kontrolle nach ihrer Herstellung weniger zugänglich. Bei Druckverbindungen spielt die Art der Herstellung keine so große Rolle, so daß ein Kostenvergleich mit Stirnschweißungen hier infolge der höheren zulässigen Spannungen günstiger als bei Zugverbindungen ausfällt. Aus der beigefügten Übersicht gehen der Verbrauch an Schweißgutmengen und Arbeitsstunden hervor.

	In der Werkstatt	Auf der Baustelle	Insgesamt
Bei 1 cm breiten Flankenschweißnähten	94 lfd. m	171 lfd. m	265 lfd. m
Bei Stumpf- und Schlitzschweißnähten	0,0014 m ³	0,0072 m ³	0,0086 m ³
Insgesamt	0,0056 m ³	0,0130 m ³	0,0186 m ³
Verbrauchte Arbeitsstunden	132	502	634

Die Brücke bildet jedenfalls einen beachtenswerten Merkstein in der Technik des Brückenbaus.
Dr. R. Bhd.

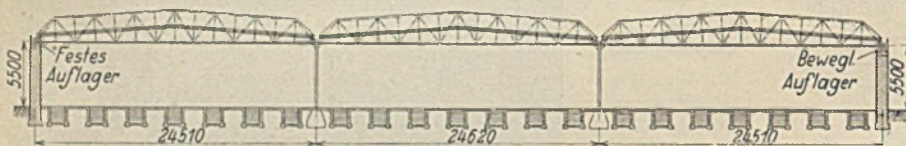


Abb. 1. Querschnitt.

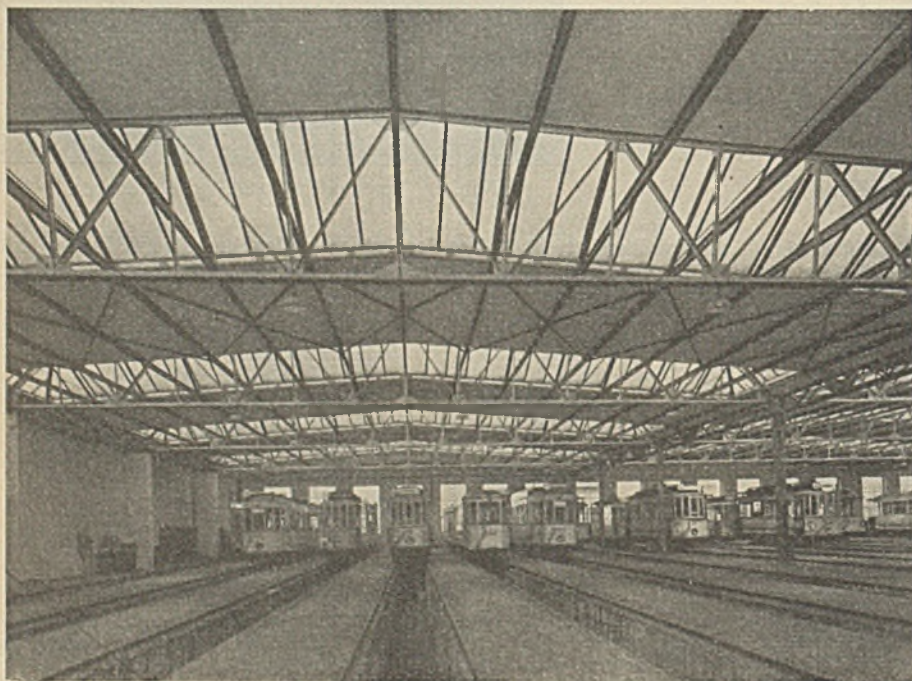


Abb. 2. Innenansicht.

Die Wagenhalle der Dortmunder Straßenbahn, die wir als eine Ergänzung der in Heft 7 des „Stahlbau“¹⁾ veröffentlichten Mitteilungen über bemerkenswerte Stahlbauten gleicher Zweckbestimmung in Abb. 1 und 2 bringen, ist 1925 von der Firma C. H. Jucho gebaut. Sie besteht aus drei Schiffen von 75 m Länge und 24,51 bzw. 24,62 m Breite. Die Binder wurden auf den Oberlichtern angeordnet, um einen möglichst geringen Raum für die Beheizung zu erhalten.

Das Stahltragwerk der drei Hallenschiffe konnte nicht in einem ununterbrochenen Arbeitsgang aufgestellt werden, da sich auf derselben Stelle die alte Halle befand, welche bis zur Fertigstellung der neuen in Betrieb gehalten werden mußte. Dank des vorbildlichen Ineinandergreifens von Werkstatt- und Montagearbeit ging die Aufstellung nacheinander, zwar mit längeren Unterbrechungen und dem jeweiligen Fortschritt der übrigen Arbeiten angepaßt, jedoch glatt und planmäßig von statten.

Es wurde das erste Schiff im Januar 1926,
„ zweite „ „ Juli 1926,
„ dritte „ „ Dezember 1926
fertiggestellt.

Die Außenwände sind in Ziegelmauerwerk ausgeführt, die Oberlichter mit kittloser Verglasung versehen.

¹⁾ Schmuckler: Hallenbauten in Stahl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 6 und 7.

INHALT: Die neue Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt und ihr Einfluß auf die Berechnung von Fördergerüsten. — Ästhetische Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbrückenbau (Schluß). — Einzelges über Brücken leichter Bauart für das Ausland. — Verschiedenes: Erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke. — Wagenhalle der Dortmunder Straßenbahn.