

# 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, 3. März 1933

Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

### Massenherstellung von Eisenbahnbrücken für Indochina.

Von Dipl.-Ing. M. Thümecke, Rheinbrohl, und Betriebsingenieur W. Bröhm, Neuwied.

Mit Genehmigung der Direktion der Fa. Hilgers A. G., Rheinbrohl.

Als Frankreich auf Grund der Sachlieferungen nach dem Youngplan unter anderem auch die Verkehrsverhältnisse in seinen Kolonien durch Anlage von neuen Eisenbahnlinien auszubauen begann, wurde die deutsche Stahlbauindustrie vor die seltene, aber gern aufgegriffene Aufgabe gestellt, Brücken als Serienbauten in Massen herzustellen und hierbei die günstigsten Arbeitsweisen zu erproben. Da die bei der Durchführung derartiger Arbeiten gemachten Erfahrungen allgemeines Interesse beanspruchen dürften, sei nachfolgend die Lieferung von 121 Eisenbahnbrücken beschrieben, die die Firma Hilgers in Rheinbrohl im Jahre 1930 und 1931 als Reparationslieferung für den Bau der indochinesischen Bahnlinie von Pnom Penh nach Dattambang für das französische Kolonialministerium lieferte und in ihrer Brückenbauanstalt in Neuwied herstellte.

Insgesamt wurden vier verschiedene Brückenarten geliefert, und zwar:

31	Brücken von 9,0 m Stützweite
52	„ „ 12,2 „ „
25	„ „ 18,6 „ „
13	„ „ 36,3 „ „

Die Vergebung des Auftrages geschah im Wege der öffentlichen Verdingung, wobei die Entwürfe der Überbauten von den anbietenden Firmen selbst ausgearbeitet werden mußten. Mit dem Angebot waren daher als Unterlagen einzureichen:

1. die ausführlichen Konstruktionszeichnungen,
2. die zugehörigen statischen und Gewichtsberechnungen und sonstigen Beschreibungen.

Als Richtlinien für die Aufstellung der Entwürfe dienten folgende Unterlagen:

Die statische Berechnung der Brücken hatte nach dem „Règlement du Ministre des Travaux publics“ vom 8. Januar 1915 für eine Spurweite von 1 m zu erfolgen. Abweichend davon sollte ein besonderer Lastenzug gewählt werden, sofern dieser ungünstigere Werte als die vorgenannten Vorschriften ergeben würde. Der Winddruck auf die belasteten Brücken blieb mit  $100 \text{ kg/m}^2$  zu berücksichtigen, während für die unbelasteten Brücken ein solcher von  $400 \text{ kg/m}^2$  anstatt  $250 \text{ kg/m}^2$  vorgeschrieben war. Die Bauhöhe zwischen Schienenober- und Konstruktionsunterkante betrug für die Brücken von 9 m Stützweite höchstens 535 mm, für die Brücken von 12,2 m Stützweite 635 mm und für die beiden übrigen Stützweiten 725 bzw. 805 mm. Die beiden kleinen Brücken, deren Hauptträger zweckmäßig als Zwillingsträger ausgeführt werden konnten, sollten zwischen dem inneren Hauptträger eine begehbare Abdeckung erhalten, während bei den äußeren Hauptträgern Bohrungen für die spätere Anbringung eines Fußsteiges vorzusehen waren. Die Schienen ruhten dabei auf hölzernen Längsschwellen.

Bei den beiden größeren Brücken waren Querschwellen anzuordnen. Die Begehrbarkeit sollte durch Zementplatten, welche zwischen den Gleisen verlegt wurden und nicht zur Lieferung der Stahlkonstruktion gehörten, erzielt werden. Die Teile zur Befestigung der Längs- und Querschwellen mit der Stahlkonstruktion waren mitzuliefern. Der Werkstoff mußte den Vorschriften des „Cahier des charges général du Ministère des Travaux publics pour la construction des ponts“ vom 29. Oktober 1913 entsprechen.

Sämtliche Brücken waren im Werk zusammenzubauen. Das Material wurde von Abnahmebeamten des Bestellers auf den Walzwerken abgenommen, und ebenso die Werkstattarbeiten und der Zusammenbau überwacht. Alle Teile mußten einschließlich der Deckflächen mit einem einmaligen Eisenmennigeanstrich versehen werden. Als Gewichtstoleranz war für die Einzelleistungen  $\pm 3\%$  und für die gesamte Lieferung  $2\%$  zwischen dem theoretischen und gewogenen Gewicht gestattet. Da die Walztoleranz der Stahlwerke bereits einen größeren Spielraum umfaßt und zudem gemäß den französischen Bestimmungen mit einem spezifischen

Gewicht von  $7,8 \text{ t/m}^3$  für Walzstahl und  $7,6 \text{ t/m}^3$  für Gußstahl gerechnet werden mußte, war eine besonders genaue Durcharbeitung der Entwürfe erforderlich.

Vorweggenommen sei, daß die Brücken aus nicht bekanntgewordenen Gründen nicht nach den Entwürfen der Firma Hilgers, sondern nach bereits vorhandenen französischen Zeichnungen ausgeführt wurden. Lehrreich ist ein Vergleich der französischen und deutschen Entwürfe, da dieselben zum Teil grundverschiedene Anordnungen zeigen.

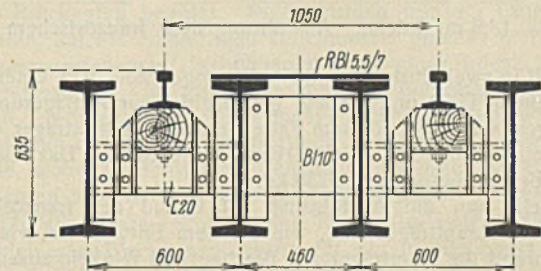


Abb. 1 a. 12,2 m-Brücke.  
Entwurf A der Firma Hilgers.

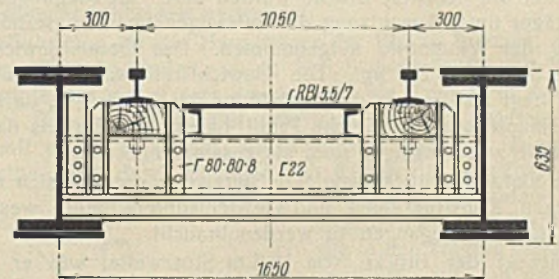


Abb. 1 b. 12,2 m-Brücke.  
Entwurf B der Firma Hilgers.

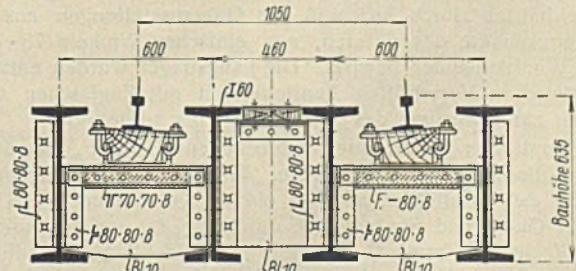


Abb. 1 c. 12,2 m-Brücke.  
Ausführung nach französischem Entwurf.

Zunächst ist in Abb. 1 a ein Entwurf der Firma Hilgers der Brücke von 12,2 m Stützweite mit Zwillingsträgern dargestellt. Diese bestehen aus I 60 und sind durch Querträger C 20, auf welchen die hölzernen Längsschwellen ruhen, miteinander verbunden. In der Mitte ist der Raum zwischen den inneren Hauptträgern durch 7 mm starke Riffelblechplatten abgedeckt. Die vorgeschriebene Bauhöhe konnte ohne Schwierigkeit innegehalten werden. Das Gesamtgewicht betrug bei dieser Ausführung einschließlich der Riffelblechabdeckung  $12\,125 \text{ kg}$ .

In Abb. 1 b ist dann noch eine zweite Hilgerssche Lösung veranschaulicht, und zwar sind hier nur zwei Hauptträger, bestehend aus je

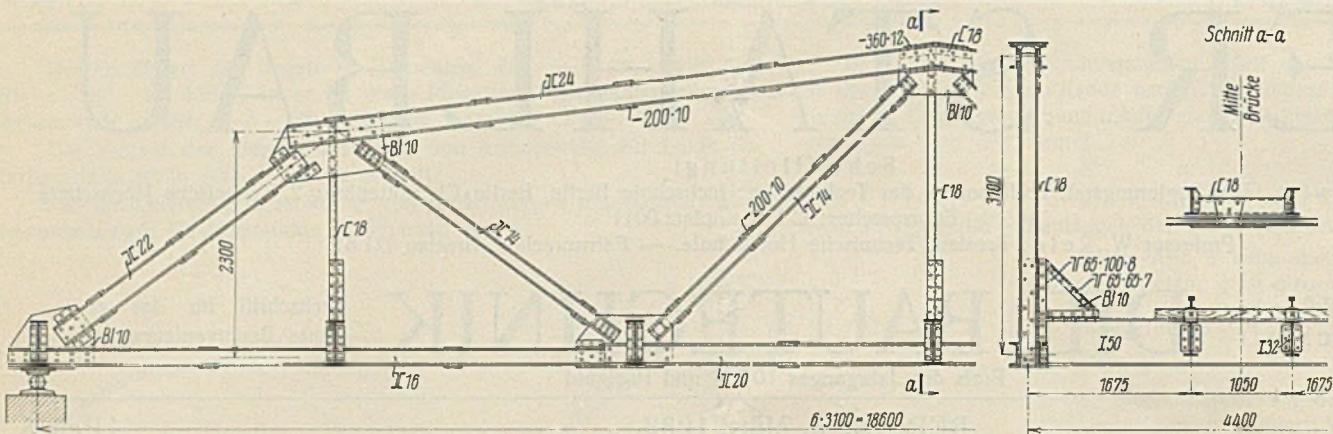


Abb. 2a. 18,6 m-Brücke. Entwurf der Firma Hilgers.

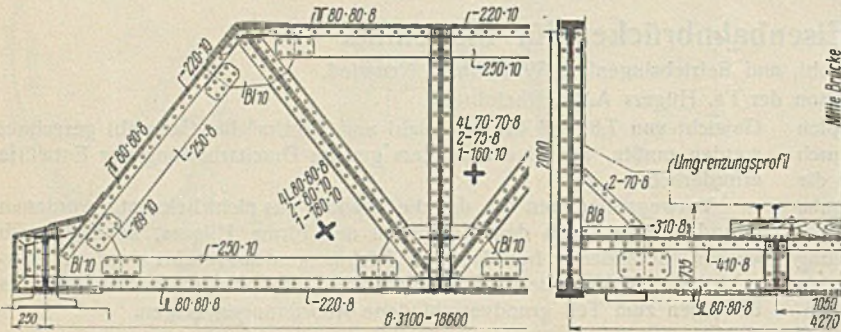


Abb. 2b. 18,6 m-Brücke. Ausführung nach französischem Entwurf.

einem IP 60 mit je zwei Gurtplatten 325 · 13, vorgesehen. Die Querträger bestehen aus einem  $\square$  22 und dienen gleichzeitig zur Auflagerung des inneren Fußsteiges, welcher in diesem Falle besondere Längsträger erhält. Außerdem ist ein besonderer Windverband angeordnet. Das Gesamtgewicht dieser Brücke betrug nur 9230 kg.

Abb. 1c stellt nun die Ausführung auf Grund des französischen Entwurfes dar. Als Hauptträger sind, wie bei dem Entwurf 1a, vier I 60 vorgesehen, während die Querträger aus Blechen und Winkeln zusammengenietet sind. Die mittlere Riffelblechabdeckung ist ersetzt durch einen hölzernen Längsbalken. Ein Schlingerverband fehlt. Die horizontalen Windkräfte auf die belastete Brücke werden durch die Biegesteifigkeit der Hauptträger unter Ausnutzung der zulässigen Spannungserhöhung bei Einrechnung der Windkräfte aufgenommen. Das Gesamtgewicht dieser Ausführung betrug 13212 kg. Die Gewichts-differenz gegenüber dem Entwurf 1a liegt also nur in der Ausbildung der Querträger, da in beiden Fällen die Hauptträger das gleiche Profil haben; ein Beweis dafür, daß einfache Profile zweckmäßiger sind, als zusammengesetzte.

Bei der kleineren Brücke von 9 m Stützweite ergaben sich dieselben grundsätzlichen Konstruktionen und Gewichtsunterschiede, weshalb auf diese nicht näher eingegangen zu werden braucht.

Der Entwurf der Brücke von 18,6 m Stützweite, wie er von der Firma Hilgers aufgestellt wurde, ist in Abb. 2a dargestellt. Danach bestehen die Längs- und Querträger der Fahrbahn aus Walzträgern. Die seitliche Aussteifung zur Aufnahme der Wind- und Schlingerkräfte wird in den Feldmitten durch Anschluß von Queraussteifungen aus  $\square$  18 an die Kreuzungspunkte des unteren, aus einfachen Winkeln 75 · 75 · 8 bestehenden Windverbandes bewirkt. Die Längsträger wurden entsprechend den französischen Vorschriften kontinuierlich mit Zuglaschen über den Querträgern zur Aufnahme des Stützenmoments ausgebildet.

Die Hauptträger haben einen gebrochenen Obergurt, um die Knicklänge der Füllungsstäbe zu verringern. Pfosten sind nur angeordnet zur Aufhängung der Querträger an den oberen Knotenpunkten. Die Querschnitte der Gurte und Streben sind durchweg in der für solche Fälle üblichen Weise aus zwei  $\square$ -Profilen mit Bindeblechen gebildet. Das Gesamtgewicht eines Überbaues wurde nach dieser Ausführung zu 16970 kg ermittelt.

In Abb. 2b ist die nach französischen Zeichnungen ausgeführte Brücke dargestellt. Die Fahrbahn-längs- und Querträger sind genietet, während die Queraussteifungen, welche ebenfalls aus Stehblechen und Winkeln zusammengesetzt sind, in ähnlicher Weise wie vorher beschrieben, an den aus einfachen Winkeln 70 · 70 · 8 bestehenden Windverband anschließen. Die einwandigen Hauptträger sind Trapezträger. Die Gurtquerschnitte sind  $\perp$ -förmig und aus einem 10 mm starken Stehblech, zwei Winkeln 80 · 80 · 8 und ein bis drei Platten von je 8 mm Stärke zusammengesetzt. Die Füllungsstäbe bestehen aus vier gekreuzten, 10 mm gespreizten, Winkeln 80 · 80 · 8 bis 70 · 70 · 8 mit überall zwischengelegten Futter, so daß jeder Stab aus sieben Querschnittsteilen besteht. Das Gewicht dieser

Ausführung betrug 20320 kg.

Der Hilgerssche und der französische Entwurf der Brücke von 36,3 m Stützweite sind in Abb. 3a u. 3b dargestellt. Der Entwurf der Firma Hilgers entspricht im großen und ganzen der bei der 18,6 m-Brücke geschilderten Ausführung. Von einem oberen Verband ist auch bei dieser

größeren Stützweite abgesehen und die Knickaussteifung des Obergurtes durch die aus Pfosten und Querträger gebildeten Halbrahmen bewirkt. Die Berechnung dieser erfolgte nach den Deutschen Brückenbauvorschriften für  $\frac{1}{100}$  der größten Druckkraft, da die französischen Vorschriften keine Angaben darüber enthalten. Das Gesamtgewicht dieser Ausführung wurde zu 47810 kg ermittelt.

Bei dem französischen Entwurf besteht die Fahrbahn wieder durchweg aus genieteten Trägern und gleicht im wesentlichen der vorherbeschriebenen Ausführung der 18,6 m-Brücke. Die Hauptträger haben Trapezform und sind doppelwandig ausgebildet. Die zusammengesetzten Stabquerschnitte hätte man zweckmäßiger durch solche aus Formstahl ersetzt. Der Unter-gurt der Hauptträger ist unten geschlossen ausgebildet, weshalb die untere Platte für den Abfluß des Regenwassers in jedem Feld zwei bis drei Bohrungen aufweist. Sämtliche Winkel und Bleche haben nur 8 mm Stärke mit Ausnahme einiger Gurtplatten, die 10 mm dick sind. Bemerkenswert ist hierbei, daß die Niete ohne Rücksicht auf die Größe des Lochwandungsdruckes, über den in den französischen Vorschriften nichts gesagt ist, als zweischnittig in der von französischer Seite aufgestellten statischen Berechnung behandelt werden. Das Gewicht einer Brücke von 36,3 m St. W. betrug 58153 kg.

Im ganzen war die Ausführung der Brücken nach dem französischen Entwurf für die Werkstatt wesentlich schwieriger und damit auch kostspieliger als der Hilgerssche Vorschlag, wofür allerdings ein gewisser preislicher Ausgleich herbeigeführt werden konnte.

Während die Sinnbilder und Darstellungsarten auf den Konstruktionszeichnungen bei uns durchweg einheitlich und allgemein bekannt sind, trifft dieses für die Zeichnungen anderer Länder nicht ohne weiteres zu. Daher mußte vor Beginn der Arbeiten über verschiedene Punkte mit der französischen Behörde Klarheit geschaffen werden.

So waren z. B. die Nietdurchmesser auf den Zeichnungen mit 18,20 und 22 mm angegeben. Eine besondere Rückfrage ergab, daß sich diese Durchmesser auf den rohen Nietschaft bezogen, so daß die Nietlöcher 1 mm größer gebohrt werden mußten.

Besondere Kopfformen der Niete sind nicht vorgeschrieben, und man vereinbarte daher, daß für die 18 er Niete die genormte Kopfform unserer 20er Niete und für die 22 er Niete die genormte Kopfform unserer 23er Niete gewählt wurde. Die Kopfform der 20 er Niete erhielt eine besondere Ausbildung, die zwischen der Form der 18 er und 22 er Nieten lag.

Für die verhältnismäßig wenigen und nicht der Kraftübertragung dienenden Schrauben brauchte der Bolzen nicht abgedreht, also bearbeitet zu werden, er mußte aber mit metrischem Gewinde versehen sein.

Bei den vielfach für die Fahrbahn und die Füllungsstäbe zur Ver-

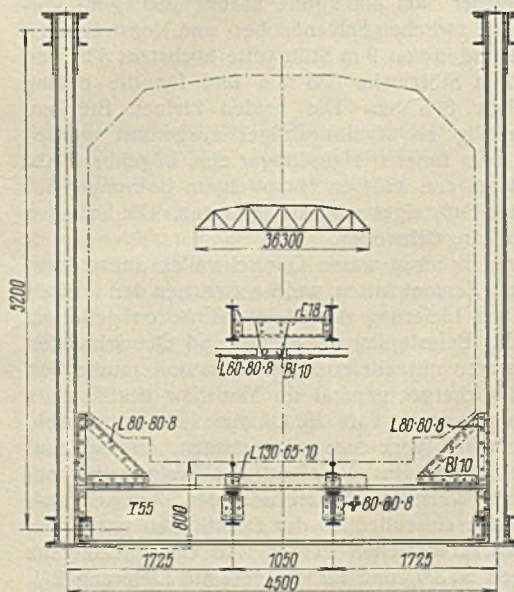


Abb. 3a. 36,3 m-Brücke. Entwurf der Firma Hilgers.

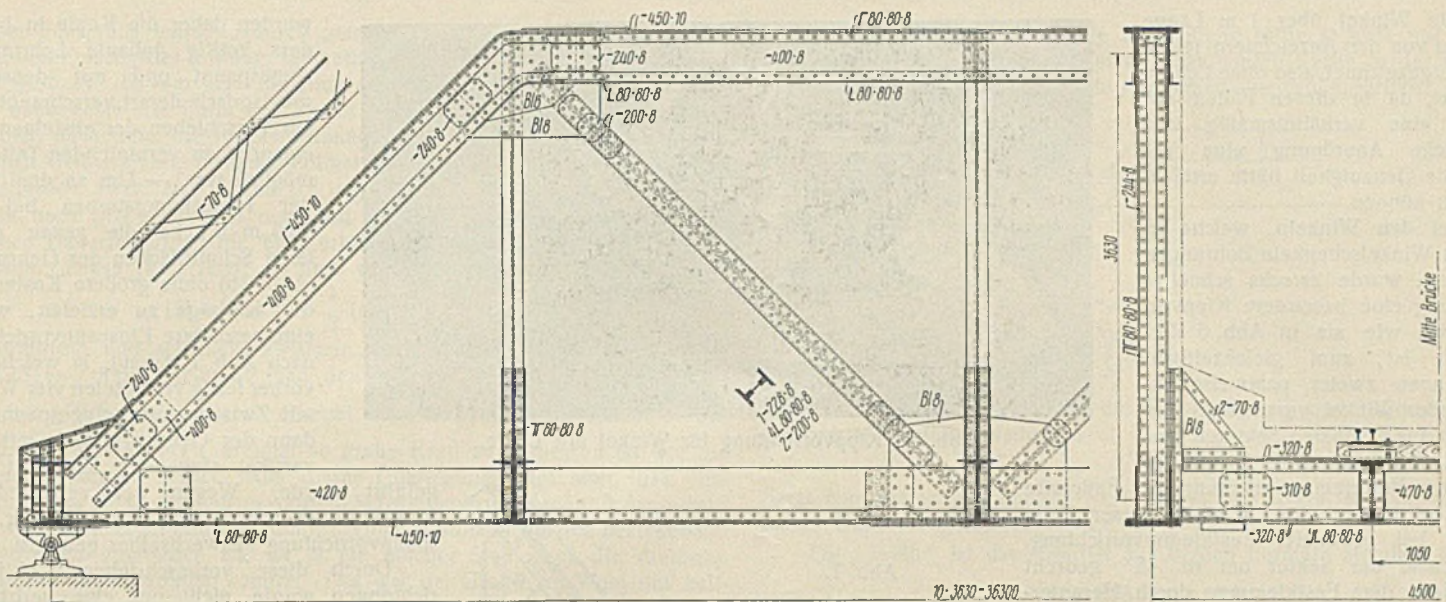


Abb. 3b. 36,3 m-Brücke. Ausführung nach französischem Entwurf.

wendung gekommen genietet I-Profilen mit und ohne Platten war verlangt, daß das Stehblech vollkommen bündig mit den Winkelkanten abschloß. Das Abhobeln der Stehbleche wurde jedoch nicht ausdrücklich vorgeschrieben.

Wie aus Abb. 4 zu ersehen ist, sollten die Köpfe der Längsträger mit den eingenteten Anschlußwinkeln ganz genau zwischen die Innenkanten der Querträgergurte eingepaßt werden. Aber mit Rücksicht auf die von den Walzwerken bei der Herstellung der Winkel bedingte Toleranz, die Zusammenbauschwierigkeiten und die Bedingung, daß die Längsträger sämtlicher gleichartiger Brücken an jeder Stelle passen mußten, wurde gestattet, daß die Köpfe der Längsträger um 1 mm in der Höhe geringer sein durften, als das theoretisch lichte Maß zwischen den Querträgerwinkeln. Hierbei tritt allerdings der Übelstand ein, daß bei Punkt a der Abb. 4 die übereinander greifenden Winkel nicht fest aufeinander liegen, wodurch beim Nieten eine gewisse Federung hervorgerufen würde, wenn nicht vorher ein festes Zusammenschrauben der Teile erfolgt.

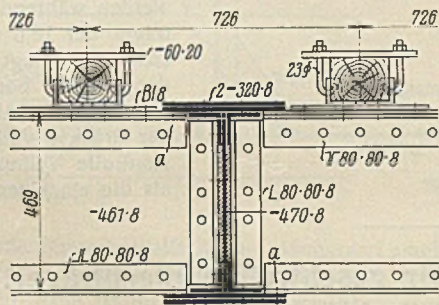


Abb. 4. Anschluß der Längsträger an den Querträger.

Der Anschluß der Pfosten der 36,3 m-Brücke am Untergurt ist aus dem Querschnitt der Abb. 3b zu ersehen: Der Hilgerssche Vorschlag, wonach die vier Gehrungsschnitte umgangen und dafür der untere kurze Winkel unter Verwendung eines kleinen Futterstückes auf die lotrechten Winkel gesetzt werden sollte, wurde nicht genehmigt.

Besonders schwierig und kostspielig gestaltete sich der doppelte Gehrungsschnitt der Streben der 18,6 m-Brücke (Abb. 2b), da hier verlangt wurde, daß die Schnittflächen scharf zusammenstoßen sollten. Der Vorschlag, die Anschlüsse in der bei uns üblichen Art mit stumpfen und gegeneinander versetzten Winkelenden auszubilden, wurde zurückgewiesen.

Die aus gekreuzten Winkelstäben bestehenden Füllungsglieder der 18,6 m-Brücken wurden in der Werkstatt vollständig zusammengenietet und nur das obere und untere Nietpaar, das vor dem Knotenblech lag, nicht geschlagen, um letzteres bei der Montage leichter einschieben zu können.

War somit über die Ausbildung der konstruktiven Einzelheiten Klarheit geschaffen, so blieb noch die Frage offen, welcher Genauigkeitsgrad von den französischen Abnahmebeamten bezüglich der Durchführung der Werkstattarbeiten verlangt wurde, denn die technischen Vorschriften geben hierüber nicht einwandfrei Aufschluß. Grundlegend wurde gewünscht, daß sämtliche Konstruktionsstücke jeden Brückentyps durcheinander passen mußten. Wenn diesem Verlangen nachweislich entsprochen wurde, so brauchten nur entgegen den Vorschriften von jedem Typ drei Brücken in der Werkstatt zusammengebaut zu werden.

Diese Vereinbarung zeigte der Werkstatt den Weg, wie sie die Arbeiten anzugreifen hatte. Zunächst wurde an Hand der mit allen Einzelmaßen versehenen Werkzeichnungen für jeden Brückentyp je ein Stück aller Positionen sorgfältig vorgezeichnet, wobei die größeren Teile,

wie Knoten- und Stehbleche, direkt auf den dafür vorgesehenen Blechen aufgerissen wurden. Dann wurden die Stücke geschnitten und gebohrt. Alle Bohrungen erhielten hierbei nur einen Durchmesser von 11,0 mm. Diese so gebohrten Teile sollten als Schablonen dienen und wurden nach nochmaliger Überprüfung zum Anzeichnen der gesamten Teile für je einen Brückentyp benutzt. Diese wurden nun auf Länge und Form geschnitten, auf die endgültigen Durchmesser gebohrt und unter Beachtung der vorgeschriebenen Überhöhungen zu je einer Brücke zusammengebaut, um festzustellen, ob alle Teile mit den Bohrungen genau aufeinander paßten. Nennenswerte Abweichungen haben sich dabei nicht ergeben, so daß nun an die Massenherstellung der Brücken herangegangen werden konnte, wobei zunächst nach den oben erwähnten Schablonen besondere Bohrlehren teils mit und teils ohne Stahlbüchsen hergestellt wurden.

Für alle kurzen Winkel- und Flachstäbe unter 1000 mm Länge, für die kleineren Bleche usw. sowie für die in besonders großen Mengen anzufertigenden Gurtplatten und Stahlbleche, für die Knotenbleche der 18,6 und 36,3 m-Brücken und für die ebenfalls in großer Zahl anzufertigenden Walmträger der 9 und 12,2 m-Brücken wurden Bohrlehren mit eingepreßten Stahlbüchsen verwendet.

Die Bohrlehre für die Hauptträger der 12,2 m-Brücken, deren Hauptträger aus I 60 bestanden, ist in Abb. 5 dargestellt. Mit Rücksicht auf die Walmtoleranz der Träger wurden an die Lehren in Abständen von etwa 2 m Bügel angeschweißt, die sich um den unteren Flansch des Profils mit einem Spielraum von etwa 40 mm legten. Dieser Spielraum ermöglichte dann durch Einfügen von Keilen das Anziehen der unteren Kante der Schablone gegen die Innenkante des I-Flansches, so daß die in den Trägern gebohrten Löcher sämtlich, auf den unteren Flansch bezogen, genau gleich sitzen mußten. Damit wurde für alle Querschotten der gleiche Abstand von der inneren Flanschenfläche bis zu den Anschlußlöchern gewahrt, was konstruktiv erforderlich war.

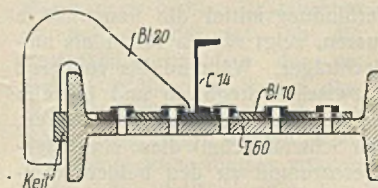


Abb. 5. Bohrlehre für I 60.

In den Fällen, wo die Zahl der herzustellenden Teile verhältnismäßig gering war, wurden aus Ersparnisgründen Lehren von 12 mm Stärke ohne Stahlbüchsen benutzt.

Zum schnelleren und genaueren Auflegen auf die zu bohrenden Teile erhielten im übrigen sämtliche Lehren, soweit möglich, an den Köpfen und Längsseiten Anschlagnocken.

Alle Lehren haben sich aufs Beste bewährt und haben die Werkstattarbeit wesentlich verbilligt und gefördert. Wenn auch hier und da einmal eine Bohrbüchse wegen Abnutzung, oder weil sie sich gelöst hatte, ersetzt werden mußte, so sind hierdurch wesentliche Kosten nicht entstanden.

Zu bemerken ist noch, daß sämtliche Lehren von Zeit zu Zeit einer Nachprüfung unterzogen wurden, und zwar wurden hierbei die Lehren auf die Schablonen gelegt und die Übereinstimmung der Löcher durch Bolzen kontrolliert, die die Stärke der Nietlöcher hatten und an einem Ende auf 11,0 mm Durchmesser, also auf die Lochstärke der Schablonen, abgesetzt waren.

Bei den letzten Brücken wurden die Schablonen als Konstruktionsstelle verwendet, wobei nur die Löcher auf den richtigen Durchmesser aufgebohrt zu werden brauchten.

Die Winkel über 1 m Länge wurden von den Anzeichnern jedesmal vorgezeichnet, also ohne Lehren gebohrt, da in diesen Fällen nur durch eine verhältnismäßig umständliche Anordnung eine genügende Genauigkeit hätte erreicht werden können.

Bei den Winkeln, welche in beiden Winkelschenkeln Bohrungen erhielten, wurde zwecks schneller Wendung eine besondere Kippvorrichtung, wie sie in Abb. 6 dargestellt ist, zum gleichzeitigen Einspannen zweier paarweise zu bohrender Winkel verwendet. Sie besteht aus drehbaren Sektoren (annähernd Viertelkreisflächen), welche mit einer Festklemmvorrichtung und Fußplatte versehen waren. Das Einlegen dieser Teile erfolgt bei geöffneter Festklemmvorrichtung, wenn also der Sektor um rd. 45° gedreht ist. Nach dem Festklemmen durch Herunterklappen der Scharniere und Anziehen eines Keiles wird der Sektor mit dem Winkel und der Bohrlehre um 45° gedreht und der eine Winkelschenkel gebohrt. Sodann erfolgt eine Rückdrehung um 90° zum Bohren des anderen Schenkels. Die Drehachse ist dabei so festgelegt, daß die Drehung selbst ohne Heben oder Senken der Teile, also annähernd um den Schwerpunkt von Winkel und Lehre erfolgen kann. Zum Festhalten der Sektoren in den einzelnen Stellungen ist eine besondere Feststellvorrichtung angebracht.

Bei den beiden größten Brückentypen von 18,60 und 36,30 m Stützweite mußten die Queraussteifungen zwischen die Winkelschenkel der Längsträger und, wie bereits erwähnt, die Köpfe der Längsträger in die Querträger genau eingepaßt werden (Abb. 4). Vor dem Vernieten

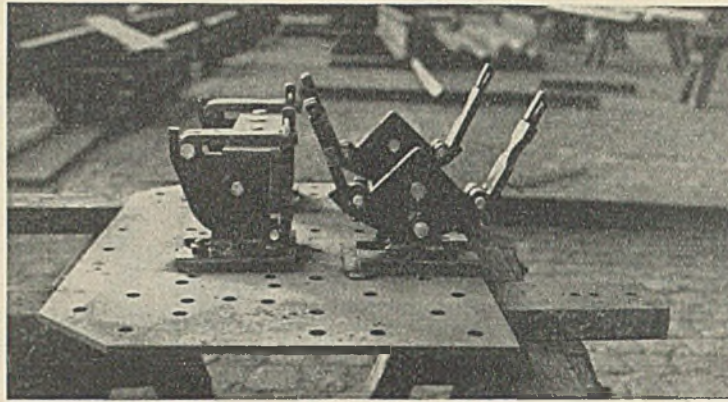


Abb. 6. Kippvorrichtung für Winkel mit Lehre.

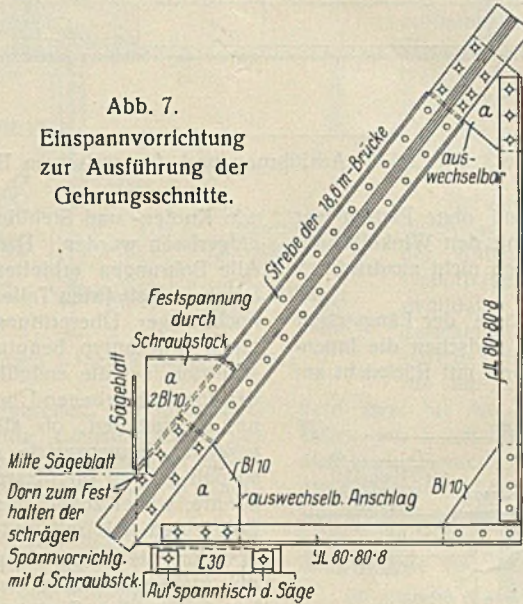


Abb. 7.  
Einspannvorrichtung zur Ausführung der Gehrungsschnitte.

wurden daher die Köpfe in besonders kräftig gebaute Lehrrahmen eingespannt und mit denselben provisorisch derart verschraubt, daß ein Verschieben der einzelnen miteinander vernietenden Teile unmöglich war. — Um an dem Ende der Hauptträgerstreben bei der 18,6 m-Brücke die genau parallelen Schnittflächen der Gehrungen (Abb. 2b) ohne größere Kosten mit der Kaltsäge zu erzielen, wurde eine besondere Einspannvorrichtung nach Abb. 7 gebaut, in welche die vorher fertig vernieteten vier Winkel mit Zwischenfutter eingespannt und dann der Gehrungsschnitt mit dem vertikal stehenden Sägeblatt ausgeführt wurde. Wegen der verschiedenen Strebenprofile waren die Teile „a“ der Einspannvorrichtung auswechselbar gemacht.

Durch diese vorgeschriebenen Hilfsvorrichtungen wurde nicht nur eine verhältnismäßig schnelle und billige, sondern auch sehr exakte Werkstattarbeit erzielt, und zwar derart, daß tatsächlich bei den einzelnen Brückentypen sämtliche gleichen Konstruktionsteile miteinander vertauscht bzw. durcheinander verwendet werden konnten, ohne daß bei der zusammengebauten Brücke irgendwelche Ungenauigkeit festzustellen gewesen wäre.

Infolgedessen brauchte von jedem Typ nur eine Brücke in der Werkstatt zusammengebaut zu werden, während im übrigen die einzelnen Hauptträger der 18,6 und 36,3 m-Brücken horizontal zusammengelegt und sorgfältig verschraubt wurden, um die Löcher in den Montagestößen auf das endgültige Maß aufzureiben. Die Abnahme der Brücken vollzog sich dann trotz schärfster Kontrolle reibungslos und wesentlich früher als die einzelnen Termine festgesetzt waren.

Alle Rechte vorbehalten.

### Keilförmiger Gurtlamellenstoß für geschweißte Blechträger.

Von Dipl.-Ing. E. Herrfeldt.

#### Wahl des Stoßes.

Für jeden Baustoff haben sich mit der Zeit Konstruktionsformen entwickelt, die seinem Wesen und seiner konstruktiven Verwendung am besten entsprachen. Von ausschlaggebender Bedeutung waren hierbei die Verbindungsmittel, die den Zusammenhalt der einzelnen Bauelemente bewirkten. Wie sehr gerade die Verbindungsmittel die konstruktive Durchbildung eines Bauwerkes beeinflussen, zeigt sich in besonders auffallender Weise beim vollwandigen Blechträger. Während bis vor ganz kurzer Zeit die klassische Verbindung zwischen Stegblech und Lamelle die durch Nieten mit den beiden Teilen verbundenen Gurtwinkel waren, sind bei fortschreitender Verwendung der Schweißtechnik diese einschließlic der zugehörigen Niete zusammengeschrumpft zu den beiden Kehlnähten, die Lamelle und Steg unmittelbar miteinander verbinden. Auch die Ausbildung aller Anschlüsse und Stöße erfuhr grundlegende Änderungen, und zwar gerade weil man sich der neuen Verbindungsmöglichkeit am besten anzupassen bemüht war. Beim Bau der elektrisch geschweißten Schlachthofbrücke in Dresden führte dieses Bestreben zur Wahl eines Gurtstoßes, dessen konstruktive Ausbildung und Berechnung im folgenden kurz beschrieben werden soll.

#### Konstruktive Ausbildung.

Entgegen der bei genieteten Blechträgern üblichen Ausbildung mehrerer aufeinander liegender Lamellen wurde hier nur je eine Lamelle angeordnet, deren Dicke dem Verlauf der Maximalmomentenlinie entsprach.

Wie in Abb. 1 skizziert, greift die dünnere Lamelle keilförmig in die entsprechend ausgeschnittene dickere ein. Da beide Lamellen auf ihrer Unterseite bündig auf dem Stegblech sitzen, ergibt sich auf der Oberseite des Stoßes ein keilförmig verlaufender Absatz, in den eine Kehlnaht gelegt wird. Die untere Fuge der beiden aneinanderstoßenden

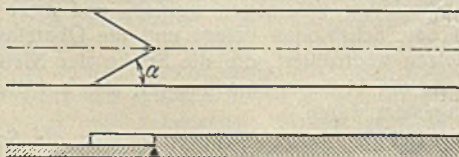


Abb. 1.

Gurtplatten wird durch Abstemmen der beiden Kanten zur Aufnahme einer entsprechend starken V-Naht ausgearbeitet.

#### Berechnung.

Wie im Aufsatz von Dr.-Ing. Reinhold<sup>1)</sup> bereits ausgeführt, ist bei der Schlachthofbrücke in Dresden als Hauptträgersystem ein Gerberträger gewählt, der über den Stützpunkt bekanntlich große negative Momente auf-

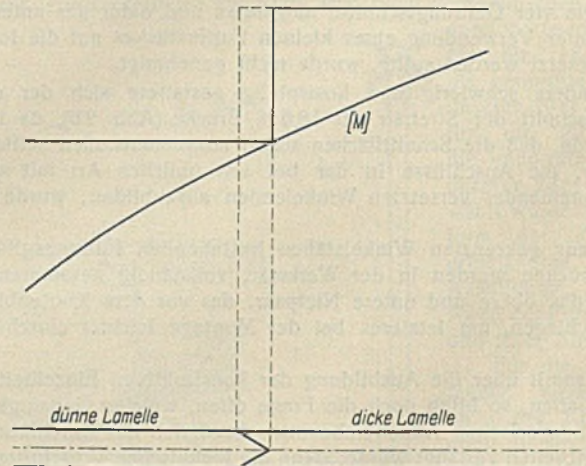


Abb. 2.

weist. Um die Schweißnaht einer möglichst kleinen Beanspruchung aussetzen, wurde der Stoß in die Nähe des Schnittpunktes zwischen positivem und negativem Moment gelegt, wo also das absolute Moment am kleinsten ist. Außerdem muß darauf geachtet werden, daß an der Stelle des theoretischen Lamellenendes die dickere Lamelle bereits voll wirksam ist.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1932, Heft 46.

Dieser Forderung wurde dadurch genügt, daß man die Wurzel des keilförmigen Einschnittes mit dem theoretischen Lamellenende zusammenfallen ließ (Abb. 2). Es war also lediglich die dünnere Lamelle anzuschließen. Die oben erläuterte Form des Stoßes mußte aus zwei Gründen gewählt werden, da erstens die für Schweißnähte zugelassene Höchstspannung erheblich kleiner als die für das Stahlmaterial zugelassene ist — sie schwankt bekanntlich zwischen 0,5 und 0,8  $\sigma_{zul}$  —, und außerdem die Schweißnähte nach DIN 4100 auch noch mit Rücksicht auf ihre anscheinend geringere Dauerfestigkeit für eine erhöhte äußere Last berechnet werden müssen. Diese „Ersatzlast“ ist nach der vorgeschriebenen Formel

$$[S] = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$$

zu ermitteln und schwankt zwischen den äußeren Grenzen  $[S] = \max S$  und  $[S] = 2 \max S$ . Nimmt man den Mittelwert 1,5 und bedenkt, daß  $\rho_{zul}$  nur gleich  $\frac{1}{2} \sigma_{zul}$  ist, so erkennt man, daß die Schweißnaht in der Stoßfuge für eine etwa dreimal so große Kraft zu bemessen ist wie die dünnere Lamelle selbst. Aus dieser Überlegung folgt aber, daß eine Lösung, wie sie in den „ausgewählten Schweißkonstruktionen“<sup>2)</sup> dargestellt ist, wo die Lamellen einfach stumpf aneinanderstoßen, bei den bestehenden Vorschriften unmöglich ist, da ja ein solcher Stoß nicht die dreifache Lamellenkraft übertragen könnte. Das war der Grund zur Wahl des keilförmig zulaufenden Stoßes.

Die Berechnung der Schweißfuge geschah unter der Annahme, daß das Ersatzmoment  $[M]$  innerhalb des Stoßbereiches konstant sei, daß also die anzuschließende Kraft sei

$$P = \frac{[M] \cdot S}{J}$$

wobei  $S$  und  $J$  auf den Querschnitt der dünneren Lamelle bezogen wird.

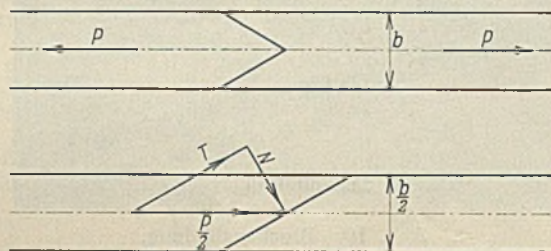


Abb. 3.

Bedeutet nach Abb. 3  $F$  die Querschnittsfläche der dünneren Lamelle bei Normalschnitt,  $F_s$  bei Schrägschnitt und ist  $P$  die anzuschließende Ersatzkraft für die Schweißnaht, dann ist für den Normalschnitt

$$\rho = \frac{P}{F}$$

Für den Schrägschnitt gilt

$$\frac{1}{2} \cdot F_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{F \cdot 1}{\sin \alpha}$$

Außerdem zerfällt die Kraft  $P$  in die

$$\text{Tangentialkraft } T = \frac{P}{2} \cdot \cos \alpha \quad \text{und die}$$

$$\text{Normalkraft } N = \frac{P}{2} \cdot \sin \alpha.$$

Daraus ergeben sich die Spannungen in der schrägen Schweißfuge. Scherspannung

$$\rho_T = \frac{T}{\frac{1}{2} \cdot F_s} = \frac{P \cdot \cos \alpha}{2F} = \frac{P}{F} \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2} = \rho \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2}$$

Normalspannung

$$\rho_N = \frac{N}{\frac{1}{2} \cdot F_s} = \frac{P \cdot \sin \alpha}{2F} = \frac{P}{F} \cdot \sin^2 \alpha = \rho \cdot \sin^2 \alpha.$$

Jedes Element der Schweißnaht wird somit durch eine Normal- und Schubkraft beansprucht. Die Anstrengung der Schweißnaht ergibt sich demnach aus der reduzierten Spannung

$$\begin{aligned} \rho_{red} &= 0,35 \rho_N + 0,65 \sqrt{\rho_N^2 + 4 \rho_T^2} \\ &= \rho (0,35 \cdot \sin^2 \alpha + 0,65 \cdot \sin^2 \alpha \sqrt{1 + 4 \cdot \text{ctg}^2 \alpha}) \\ &= \rho \cdot \sin^2 \alpha (0,35 + 0,65 \sqrt{1 + 4 \cdot \text{ctg}^2 \alpha}). \end{aligned}$$

Diese Berechnung stellt freilich nur eine grobe Annäherung dar, da ja, wie schon oben erwähnt, die Lamellenkraft im Stoßbereich nicht konstant ist. Außerdem sind die obersten Fasern der Lamelle stärker beansprucht als die am Stegblech liegenden, und ferner ist die Normalkomponente, die durch die Kehlnaht läuft, größer, und zwar

$$N' = \sqrt{2} N,$$

<sup>2)</sup> Bondy, Ausgewählte Schweißkonstruktionen, Band I, VDI-Verlag.

wie aus Abb. 4 hervorgeht. Die Berechnung sollte ja auch nur ein ungefährtes Bild über die Größe der zu erwartenden Kräfte in der Schweißnaht liefern, wozu die getroffenen Annahmen ausreichen dürften. Erwähnt

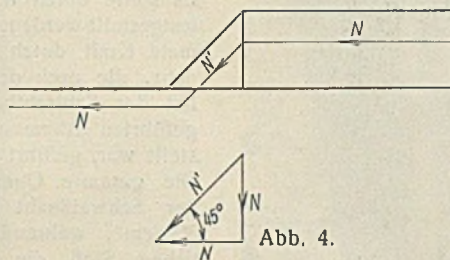


Abb. 4.

sei noch, daß nach DIN 4100 die Scherspannung und Normalspannung geometrisch addiert werden zu

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}.$$

Setzt man die entsprechenden Werte für  $\rho_1$  und  $\rho_2$  ein, so wird nach einfacher Umformung  $\max \rho = \rho \cdot \sin \alpha$ .

Für  $\alpha = 45^\circ$  ist das Resultat aus beiden Formeln ziemlich gleich.

#### ZerreiBversuche.

Nachdem in den Werkstätten der Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O./L., die die geschweißte Brücke auszuführen hatte, bereits einige kleine Versuchskörper für diese Stoßausbildung in der Maschine zerrissen worden waren und der Stoß sehr befriedigende Festigkeiten zeigte, wurden zwei Probekörper hergestellt, von denen Nr. 1 so geschweiBt wurde, wie es nach DIN 4100 erforderlich war, d. h. also, daß für die Bemessung der Schweißnaht die Ersatzkraft  $[S] = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$  und  $\rho_{zul} = 0,5 \sigma_{zul}$

zugrunde gelegt wurde, während Nr. 2 absichtlich nur sehr dünne Nähte erhielt, um die Güte der Stoßverbindung zu ermitteln. Das Ergebnis der ZerreiBversuche, die im Staatlichen Materialprüfungsamt Dahlem in der Prüfmaschine des Deutschen Stahlbau-Verbandes ausgeführt wurden, ist aus Abb. 5 und aus der Zusammenstellung zu ersehen. DaB der Versuchskörper 1 auf alle Fälle im Material reiBen mußte, durfte mit Sicherheit erwartet werden, da ja in der ZerreiBmaschine die Wechselspannungen, die in der Ersatzkraft berücksichtigt sind, nicht zur Wirkung kommen.

#### Zusammenstellung.

	Dickeres Blech			Dünneres Blech			Fläche der Schweißnaht einschließlich Wölbung	Bruch erfolgt in	Bruchfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>
	b	d	F	b	d	F			
Versuchskörper 1	12,00	2,97	35,64	11,96	1,50	17,94	nach Vorschrift	Material	3560
Versuchskörper 2	7,99	3,64	29,08	7,97	2,99	23,83	24,3 cm <sup>2</sup>	Schweißnaht	2480

Trotz der guten Ergebnisse auch dieser Versuche begnügte man sich damit noch nicht. Es tauchten nämlich Zweifel auf, ob die Festigkeitsverhältnisse des am Bau auszuführenden Stoßes, dessen Schweißnähte in mehreren Lagen ausgeführt werden mußten, die gleichen bleiben würden wie bei den verhältnismäßig kleinen Modellen, oder ob die Güte des Stoßes durch die große zugeführte Wärmemenge leiden würde.

In Würdigung dieser Bedenken und um nichts unterlassen zu haben, was bei einer so jungen Bauweise zur Vermeidung von nachträglichen Enttäuschungen hätte führen können, bewilligte der Rat zu Dresden, Tiefbauamt, den größten Teil der Mittel zur Herstellung eines Versuchskörpers in wahrer Größe. Dankenswerterweise hat der Deutsche Stahlbau-Verband die Kosten des ZerreiBversuches im Materialprüfungsamt Dahlem übernommen, um auf diese Weise seinen Mitgliedsfirmen ein immerhin wichtiges Resultat dieser zu solcher Bedeutung gekommenen Bauweise bekanntgeben zu können.

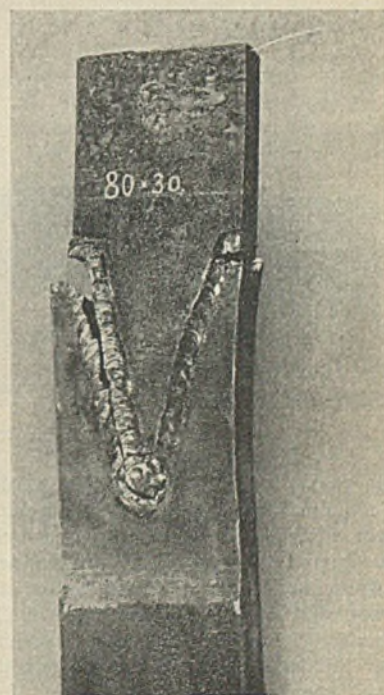


Abb. 5.

Bruchbild des Versuchskörpers 2.



Abb. 6. Versuchskörper.

möglichst nahe zu kommen, wurde sowohl das keilförmige Ende des Stoßes als auch das zugehörige andere Ende so weit abgehobelt, bis die am Bau ausgeführten Blechdicken erreicht waren. Zur Vermeidung von Kerbwirkungen wurden dabei die Ausrundungsradien möglichst groß gewählt (Abb. 7).

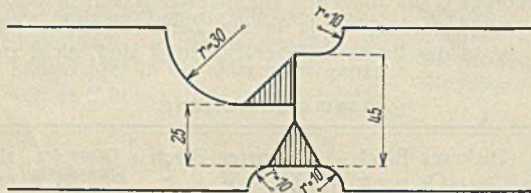


Abb. 7. Nahtanordnung.

Die nachfolgenden Mitteilungen über die Ergebnisse des Zerreißversuches sind dem Protokoll des Staatlichen Materialprüfungsamtes Dahlem entnommen.

Während des Belastungsvorganges wurden in zwei Querschnitten auf beiden Oberflächen der Bleche Dehnungsfeinmessungen ausgeführt (Abb. 8).

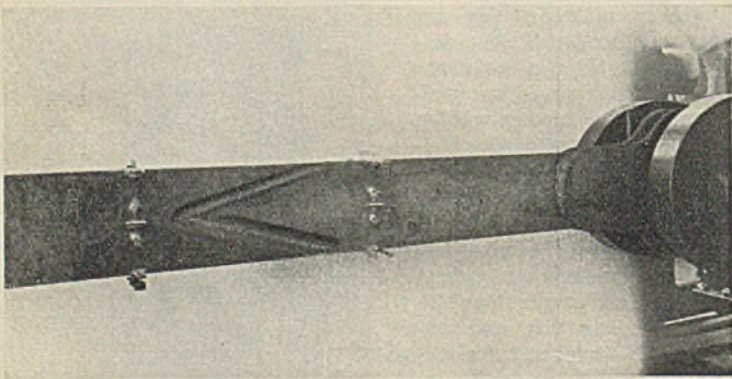


Abb. 8. Meßstellenanordnung.

Die zahlreichen Messungen, die an der Ober- und Unterkante für jeden Meßquerschnitt ziemlich gleich große Ergebnisse lieferten, führten zu dem Schluß, daß eine gute zentrische Kraftverteilung vorhanden war. Im Querschnitt 1, nach der Spitze des Keiles zu liegend, sind die Beanspruchungen in der Längsachse etwas geringer als an den Kanten, umgekehrt liegen die Verhältnisse im Querschnitt 2 (Abb. 9). Die größeren Beanspruchungen ergeben sich an allen Stellen auf der Seite der Kehlnaht. Der Fließantritt begann bei 350 t in der Längsachse nahe dem Stoß, und zwar zuerst in dem Keil auf der Kehlnahtseite, etwas später auch auf der Stumpfnahseite. Bei 360 t wurde eine Loslösung der nach innen liegenden Lage der Kehlnaht vom Blech an einem Schenkelende auf

etwa 4 cm Länge beobachtet. Der in Richtung der Naht verlaufende Riß ging jedoch nicht bis zum Ende durch und wurde bei Laststeigerung nur wenig weiter und länger. Bei 440 t wurden die ersten Anrisse der Kehlnaht quer zu dieser beobachtet, die bei 460 t deutlich sichtbar wurden. Bei dieser Last wurden auch mehrere Anrisse gleichen Verlaufes in der V-Naht festgestellt. Während der weiteren Laststeigerung, die wegen

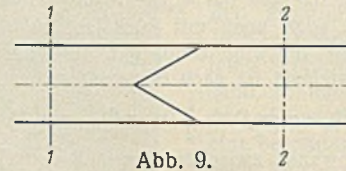


Abb. 9.

des sich über die ganze Blechlänge erstreckenden Streckens nur sehr langsam vorgenommen werden konnte, erweiterten sich die Querrisse merklich. Die Höchstlast betrug 496 t. Hierbei erfolgte plötzlicher Bruch in einem innerhalb des Stoßes liegenden Querschnitt, ausgehend von bereits vorm vorhandenen Querrissen der Nähte. Der Bruch war ein charakteristischer Trennungsbruch infolge Kerbwirkung, verursacht durch die Risse in den Nähten. Das Bruchgefüge des Blechmaterials war mittelgroß.

Abb. 10, 11 u. 12 zeigen die Bruchstellen von verschiedenen Seiten. Die Bruchdehnung, über den Stoß auf 1000 mm Länge gemessen, betrug 3,5 bis 4%.

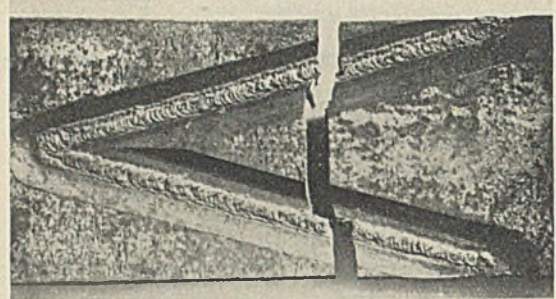


Abb. 10. Bruchausbildung, von der Seite der V-Naht gesehen. Bruchlast 496 t.

Abb. 13 zeigt den ausgemessenen Bruchquerschnitt, jedoch unter Beachtung der eingetretenen Querschnittsverminderung umgezeichnet für den Ausgangszustand, der für die Errechnung der mittleren Festigkeit maßgebend ist. Der Bruchquerschnitt im Ausgangszustand ergibt sich danach zu etwa 156 cm<sup>2</sup>, die mittlere Festigkeit der Verbindung zu 31,7 kg/mm<sup>2</sup>. Die verhältnismäßig geringe mittlere Festigkeit ist zurückzuführen auf die Überlastung des Nahtmaterials durch Zugspannungen bei eintretendem Fließen der Bleche, die zu Querrissen in den Nähten führten, die wiederum infolge Kerbwirkung die Ursache für die Zerstörung des Bleches wurden.

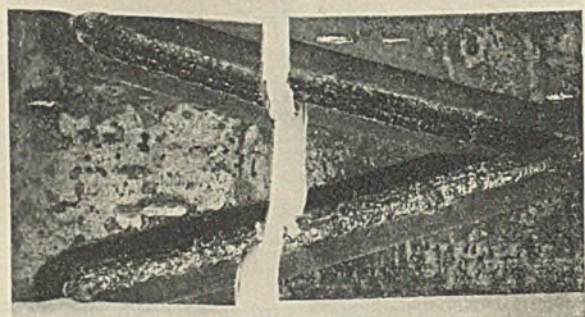


Abb. 11. Bruchausbildung, von der Seite der Kehlnaht gesehen.

Ein weiterer Grund für den früh eingetretenen Bruch ist sicher auch darin zu erblicken, daß von einer gleichmäßigen Kraftübertragung im Stoßbereich wegen der tiefen Aussparungen, die notwendig waren, kaum mehr die Rede sein kann. Die keilförmige Platte ist an der Stoßfuge kräftiger als die beiderseits anzuschließenden Teile der anderen, so daß auch die stärkste Kraftüberleitung erst in Stoßmitte erfolgt ist, wo auch tatsächlich der Bruch eintrat. Da bei der wirklichen Ausführung diese ungünstig wirkenden Momente entfallen und insbesondere die starke Dehnung des Materials wegen der viel niedrigeren Gebrauchsspannung nicht stattfindet, ist mit einer noch erheblich größeren Sicherheit zu rechnen als beim Versuchskörper.

**Allgemeines**

**über Lamellenstöße.**

Über dieses wichtige Kapitel ist im Schrifttum leider noch sehr wenig bekanntgegeben worden. Immer wieder tritt jedoch die Frage auf, ob es auch bei geschweißten Blechträgern zweckmäßig ist, mit mehreren Gurtplatten die Momentendeckung zu erreichen wie bei genieteten Trägern, oder ob man durch Aneinanderreihen verschieden dicker Lamellen das erforderliche Widerstandsmoment bildet<sup>3)</sup>.

Jedenfalls scheint es nach dem heutigen Stand der Schweißtechnik unzweifelhaft, daß sich die Ausbildung von Blechträgern mit verschiedenen starken Gurtplatten durchsetzen wird. Auch Prof. Schönhöfer<sup>4)</sup> schreibt in seinem Aufsatz über: „Die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Gurtplattenstöße bei geschweißten Blechträgern“ bei Beurteilung der aufeinandergelegten oder aneinanderstoßenden Gurtplatten: „Die ersterwähnte Form entspricht der von dem genieteten Blechträger übernommenen Überlieferung, die zweitgenannte Form ist dagegen die dem Schweißstahlbau angemessene Bauart“.

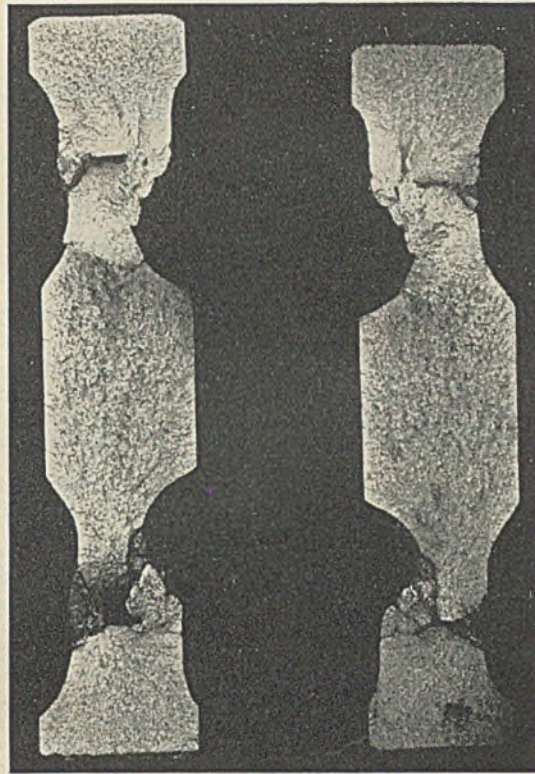


Abb. 12.  
Bruchfläche. Bruchlast 496 t.

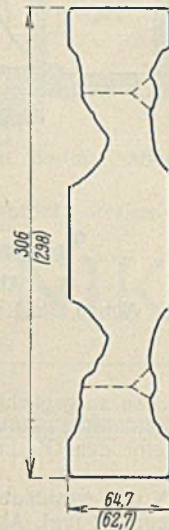


Abb. 13.  
Eingeklammerte Maße: Maße im Bruchzustand, durch Querkontraktion vermindert. Bruchquerschnitt im Ausgangszustand rd. 156 cm<sup>2</sup>.

Auf einen wichtigen Umstand sei noch kurz hingewiesen. Es besteht im allgemeinen starke Abneigung gegen eine Stoßverbindung im Zuggurt ohne Zuhilfenahme von Decklaschen<sup>5)</sup>. Diese Beanspruchung einer Naht auf Zug in den Haupttraggliedern ist auch in den amerikanischen Vorschriften als unerwünscht bezeichnet<sup>6)</sup>. Der vom Verfasser vorgeschlagene Stoß bietet aber auch ohne Decklasche den Vorteil, daß die Schweißnaht auch im Zuggurt in erster Linie auf Abscheren beansprucht wird. Denn die Zugkraft

$$N = \frac{P}{2} \cdot \sin \alpha$$

wird ja im Grenzfall  $\alpha = 0$  zu Null, während die ganze Lamellenkraft als reine Scherkraft

$$T = 2 \cdot \frac{P}{2} = P$$

übertragen wird.

Abschließend sei noch erwähnt, daß die Kosten an Material, Werkstattarbeit einschließlich Schweißen geringer sind als bei Zuhilfenahme von Decklaschen. Auf dem Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau im Mai 1932 wurde über den oben beschriebenen Stoß bereits referiert<sup>7)</sup>.

<sup>3)</sup> Elektroschweißung 1930, S. 120, Kress, Haas; 1932, S. 15, Kommerell, Schmuckler; 1932, Heft 3, S. 57, Schmuckler, Merkel; 1932, Heft 6, S. 116, Gerstenberg.

<sup>4)</sup> Stahlbau 1931, Heft 16, S. 181.

<sup>5)</sup> Kress, Zuschrift zu „Schweißgerecht ausgebildete Vollwandträger“, Elektroschweißung 1930, Heft 6.

<sup>6)</sup> Elektroschweißung 1930, Heft 2, S. 40.

<sup>7)</sup> Elektroschweißung 1932, Heft 9, S. 178.

**Verschiedenes.**

**Oberlichter und Glasbedachung.** Für Arbeits- und Verkehrsräume großer Ausdehnung ist bekanntlich die Belichtung durch Fenster in den Umfassungswänden ungenügend. Auch die Anordnung senkrechter Glaswände in stufenförmig aufgebauten Dächern bringt nicht genügend Licht auf die Arbeits- und Verkehrsstellen. Bei Shed-Dächern ist die Belichtung zwar besser, aber nicht für alle Zwecke ausreichend. Einzig und allein das Oberlicht oder das Glasdach schafft genügende Belichtung.

Vor großen Glasflächen in den Dächern bestand aber eine gewisse Scheu wegen der drohenden Gefahr durch Glasbrüche. Mit der Einführung des Drahtglases aber wurde allmählich dieser Gefahr gesteuert, und es handelte sich später nur noch darum, das Drahtglas in der zweckmäßigsten Weise zu verlegen.

Bemerkenswert ist nun die Entwicklung der kittlosen Verglasung, die um die Jahrhundertwende einsetzte. Sehr vielgestaltig waren die Sprossen, die auf den Markt gekommen sind. Nach Ablauf des ersten Jahrzehntes waren gewisse Rinnensprossentypen vorherrschend. Man glaubte seinerzeit, damit eine unübertreffliche Eindeckungsweise gefunden zu haben, aber nach Ablauf eines weiteren Jahrzehntes schon bahnte sich die Einsteigsprosse ihren Weg, und mit Recht, wie aus folgendem hervorgeht.

Der allgemeinen Begeisterung für die Rinnensprosse folgte in wenigen Jahren die Ernüchterung, besonders da, wo Rauch und Flugasche ihren zerstörenden Einfluß ausübten. Die Rinnensprosse war nicht zu erhalten, weil die in der unzugänglichen Rinne sich häufende Flugasche unter dem ständigen Zutritt von Regenwasser sehr bald den Anstrich zerstörte, und die in der Rinne zurückbleibenden Farb- und Rostschalen, mit der sich weiter häufenden Flugasche, wie ein wasserhaltender Schwamm wirkten, der zur vorzeitigen Zerstörung der Rinnensprosse führte. Das hat dazu geführt, die Rinnensprossen zu verbleien oder auch zu emaillieren. Wenn dadurch zwar der Bestand der Rinnensprossen auf längere Zeit gesichert wird, so wird aber doch die Anhäufung von Flugasche, Staub, Ruß usw. in den Rinnensprossen nicht verhindert, und die Gefahr, daß sich die Rinnen im Laufe der Jahre versetzen, besteht weiter.

In solchen Fällen wird das eindringende Wasser nicht mehr durch die Rinnen abgeleitet, sondern es läuft über die Sprossenränder und führt zu sehr empfindlichen Störungen.

Diesen Übelstand gibt es bei den Einsteigsprossen, wie sie heute von namhaften Oberlichtfirmen geführt werden, nicht mehr, weil die Einsteigsprossen vollkommen zugänglich und unterhaltungsfähig sind.

Den ersten entscheidenden Schritt zur Einsteigsprosse hat eine mitteldeutsche Firma getan. Sie hat zugleich aber auch die althergebrachte Eindeckungsweise, d. h. die durchlaufende Auflage der Längsränder der

Schelben auf den Sprossen, verlassen und aus technischen und praktischen Erwägungen heraus das Glas in einem Abstand von etwa 1 cm über den Sprossen angeordnet und nur punktwise gestützt.

Die Form der Sprosse ist dem tragfähigsten Profil, dem I-Träger, entlehnt. Der Kopf gleicht einem auf der Spitze stehenden gleichschenkligen Dreieck; der Fuß ist breit und hat hochgezogene Ränder, die als Fußrinne wirken. Das Glas wird durch besondere Stühchen, die mit teerfreier Pappe belegt und in Abständen von etwa 0,5 m auf der Sprosse gleichmäßig verteilt sind, getragen. Die Glasfugen werden von außen mit besonders präparierten Streifen und einer Auflage aus teerfreier Pappe und den üblichen Deckschienen (aus Holz oder Metall) gedichtet. Die zur Befestigung der Deckleisten erforderlichen Stiftschrauben dienen zugleich auch zum Festklemmen der Glasstühchen, die den Sprossenkopf umklammern (s. Abb. 1).

Diese Eindeckung ist patentamtlich geschützt und vor etwa zehn Jahren auf den Markt gekommen. Sie wurde von vornherein mit einem gewissen Mißtrauen aufgenommen, hat sich aber allen üblen Voraussagen zum Trotz in den zehn Jahren ihres Bestehens gut bewährt. Ihre Vorzüge best ehen darin:

1. daß durch die erhöhte Anordnung des Glases die Sprosse vollkommen von der Innenluft umspült wird, die Temperatur derselben annimmt und infolgedessen nicht schwitzt, was nicht nur für die Unterhaltung von Vorteil, sondern für gewisse Industriezweige, wie Lacklerereien, von besonderem Wert ist,
2. daß aus dem gleichen Grunde die Sprosse nach außen Wärme nicht abgeben kann, was für gehelzte Räume von besonderem Vorteil ist,
3. daß durch die punktale Lagerung das Glas weniger unter Spannungen äußerer Ursachen leidet als bei der durchgehenden Auflage der Längsränder.

Bekanntlich sind die Glastafeln ebenso wie die Sprossen und Deckschienen nicht mathematisch genau gerade. Bei der durchgehenden Auflage der Längsränder wird die Tafel gleichsam zwischen zwei Lineale gespannt, wodurch infolge der Unebenheit der aufeinandergepreßten Ränder Biegungsspannungen im Glas erzeugt werden, die den Glasbruch begünstigen. Nun sind zwar Sprossen und Deckschienen gepolstert (in der Regel mit einem Streifen teerfreier Pappe), so daß geringe Unebenheiten einen gewissen Ausgleich in der Polsterung finden, aber Biegungsspannungen im Glas bleiben dabei nicht aus.

Bei der punktalen Lagerung dagegen gibt es diese Biegungsspannungen nicht, weil der Druck auf die Tafeln nur in sich genau gegenüberliegenden Punkten erfolgt und augenscheinliche Krümmungen der Tafeln durch ent-

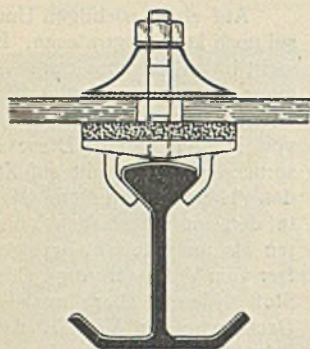


Abb. 1.

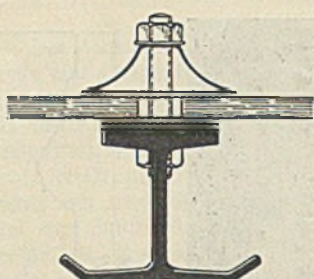


Abb. 2.

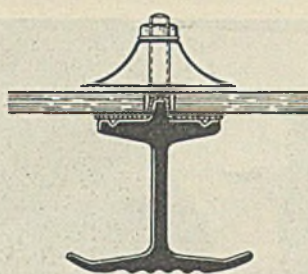


Abb. 3.

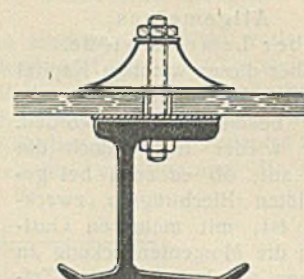


Abb. 4.

Abb. 1 bis 4. Verschiedene Ausbildungen von Einstegsprossen für Oberlichter.

sprechende Aufpolsterung auf die Stühlchen ausgeglichen werden können. Die punktale Lagerung des Glases ist deshalb nicht als eine den Glasbruch begünstigende, sondern als eine den Glasbruch vermindemde Eindeckungsweise anzusehen.

In kurzen Zeitabständen haben süd- und westdeutsche Firmen ebenfalls Einstegsprossen auf den Markt gebracht (vgl. Abb. 2, 3 u. 4). Sie beruhen unter sich auf gleichem Prinzip und sind sich deshalb im wesentlichen auch gleich und auch gleichwertig. Bei ihnen wird die alte Eindeckungsweise mit durchgehender Auflage der Längsränder der Glas tafeln beibehalten. Dadurch ist ihr breiter Kopf bedingt, und nur durch diesen unterscheiden sie sich von der zuerst beschriebenen Sprosse. Der breite Fuß mit hochgezogenen Rändern der letzteren kehrt bei allen drei Sprossen wieder. Die Entwicklung ist also einheitlich und führt vielleicht noch zu einer Verschmelzung der Profile.

Die Eindeckung auf diesen vier Sprossenformen hat sich ohne Ausnahme gut bewährt, und man kann sagen, daß mit der Einführung dieser vier Einstegsprossen die Entwicklung der kittlosen Dachverglasung und Oberlichter als vorläufig abgeschlossen anzusehen ist, denn mit diesen Sprossen, insbesondere mit der in Abb. 1 dargestellten, ist allen berechtigten Ansprüchen zu genügen. Sie sind vollkommen unterhaltungs fähig, auch die letzten drei, bei denen das Glas auf den Sprossenrändern liegt. Denn die von der teerfreien Pappe verdeckte Oberfläche des Sprossenkopfes rostet nicht, wenn sie gut gestrichen ist und, worauf es besonders ankommt, wenn die Glasfugen von außen gedichtet werden, so daß die Sprossen von Tagewässern nicht benetzt werden, sondern trocken bleiben. Das ist ohne Schwierigkeiten erreichbar und muß als Bedingung gestellt werden.

Unter dieser Voraussetzung kostet die Unterhaltung der Sprossen nicht mehr als die Unterhaltung des stählernen Tragwerkes.

Da auch die Drahtglasindustrie nach dem Kriege bedeutende Fortschritte in bezug auf die Güte des Glases gemacht hat, so daß die Glasbrüche infolge innerer Spannungen der Tafeln ganz erheblich zurückgegangen sind, ist heute auch die Scheu vor Glasdächern und großen Oberlichtern wegen hoher Unterhaltungskosten nicht mehr berechtigt.

Bedenkt man, daß senkrechte Glaswände nur etwa ein Sechstel von dem Licht in die Halle bringen, das Oberlichter unter 45° von gleicher Glasfläche hindurchlassen, dann ist zu hoffen, daß die Dachaufbauten mit senkrechten Glaswänden als Lichtquelle für Arbeitsstätten in Zukunft nicht mehr gewählt und daß sie insbesondere für Lokomotivbehandlungsanlagen nicht mehr vorgeschrieben werden. Die günstige Entwicklung der Glasdächer wird hoffentlich auch dahin führen, daß bei Instandsetzungen von Hausbahnsteigdächern und Bahnsteighallen Oberlichter nicht mehr beseitigt, sondern neu eingedeckt und nach Bedarf erweitert oder neu angeordnet werden.

Die üblichen Einwände gegen die Oberlichter — Verrußen und Verschneien — werden zu Unrecht erhoben, denn die Verrußung der senkrechten Glaswände ist nicht geringer als die der Oberlichter. Außerdem werden die senkrechten Wände vom Regen nicht abgespült, wie das bei den Oberlichtern geschieht. Das Verschneien wirkt sich nur an wenigen Tagen im Jahre aus. Man sollte deshalb einem Arbeiter nicht zumuten, das ganze Jahr im Halbdunkel zu sein, wenn für dasselbe Geld an den übrigen Tagen des Jahres fast vollkommenes Licht für die Arbeitsstätte geschaffen werden kann.

Auch die Lüftung läßt sich bei den Oberlichtern in vollkommener Weise durch die Aufsätze, die von allen namhaften Firmen in sehr zweckmäßiger Weise ausgeführt werden, leicht erreichen.

Darum Oberlichter, wo Fenster im gewöhnlichen Sinne nicht ausreichen!  
T. R. O. I. Prager, Dresden.

Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften in Kiew<sup>1)</sup>, mitgeteilt von Prof. Müllenhoff-Aachen und Dipl.-Ing. Froehlich, Heerlen.

Auf Schweißisen geschweißte Nähte und ihre Festigkeit.

Die Bedeutung, die das Schweißen gerade bei Verstärkung älterer Brücken hat, machte die Untersuchung der dabei zu erzielenden Festigkeit der Schweißnähte erforderlich. Zu diesem Zweck haben Prof. Paton und Ing. P. A. Grebelnik Versuche angestellt, über die sie in der genannten Veröffentlichung berichten.

<sup>1)</sup> Vgl. Stahlbau 1933, H. 1, S. 6.

Wird eine Stahlplatte mit Flankennähten an ein Schweißisenblech angeschweißt, so erfolgt der Bruch meistens so, daß die Schweißraupe zusammen mit der obersten Haut des schweißeisernen Bleches von diesem abgerissen wird. Um die Festigkeit der Verbindung zu erhöhen, müssen also offenbar möglichst viele Fasern des Schweißisens erfaßt werden. Dies kann entweder geschehen durch Verbreiterung der Flankennähte oder durch Anordnung von Stirnnähten. Diese beiden Möglichkeiten sind untersucht worden.

Bei den Versuchen wurden je zwei Flußstahllaschen 50 × 15 mm einerseits an einen Flußstahlstab 80 × 20 mm mit 80 mm langen Flankennähten und Stirnnaht, andererseits an ein schweißeisernes Knotenblech 100 × 20 mm mit 55 mm langen Flankennähten angeschweißt. Diese hatten bei 7 mm Kathetenlänge an der Lasche auf dem Knotenblech eine Kathetenlänge von 7,10 und 15 mm; außerdem wurden noch sonstige Versuchsstäbe mit 7 × 7 mm Flanken- und Stirnnähten untersucht.

Die Versuche ergaben die Werte der Zusammenstellung. Es zeigt sich, daß erst bei 15 mm Breite der Berührungsfläche die Festigkeit in dieser Fläche etwa gleich der der Naht selber ist, daß aber die Unterschiede, auch an der Streckgrenze, nicht erheblich waren.

Zusammenstellung der Versuchswerte.

Bezeichnung der Probe	Nahtabmessung mm	Art des Bruches		Belastungen in t			
		Zahl der gerissenen Nähte	Zahl der in der Berührungsfläche abgeschorenen Nähte	an der Streckgrenze		bei der Höchstlast	
				einzel	Mittel	einzel	Mittel
2 <sub>1</sub>	7 × 15	1	3	22,34	23,78	36,32	36,10
2 <sub>2</sub>		2	2	24,29		38,09	
2 <sub>3</sub>		2	2	24,70		33,60	
1 <sub>1</sub>	7 × 10	—	4	22,20	22,84	28,35	32,77
1 <sub>2</sub>		—	4	23,22		34,37	
1 <sub>3</sub>		—	4	23,11		35,60	
3 <sub>1</sub>	7 × 7	—	4	26,29	22,64	31,12	29,39
3 <sub>2</sub>		—	4	16,32		22,55	
3 <sub>3</sub>		—	4	25,30		34,50	
4 <sub>1</sub> *)	7 × 7	1	5	23,53	22,98	40,73	41,26
4 <sub>2</sub>		1	5	18,39		42,63	
4 <sub>3</sub>		—	6	27,03		40,42	

\*) Proben 4 mit Stirn- und Flankennähten.

Die Verbreiterung der Flankennähte hat also die Bruchfestigkeit nur wenig erhöht, besonders wenn man berücksichtigt, daß der Stab 3<sub>2</sub> offenbar nur schlecht geschweißt war; dagegen brachte die Anordnung einer kombinierten Flanken- und Stirnnaht eine erhebliche Steigerung der Bruchfestigkeit, obwohl die Haftfläche am Schweißisen für die Stäbe 2 (4 × 5,5 × 1,5 = 33 cm<sup>2</sup>) noch beträchtlich größer war, als bei den Stäben 4 (4 × 5,5 × 0,7 + 2 × 5,0 × 0,7 = 22,4 cm<sup>2</sup>). Auffallend ist, daß bei der vereinigten Flanken- und Stirnnaht die Last an der Streckgrenze nicht gestiegen ist.

Die Spannungen in der Berührungsfläche sind zu verschieden, um als Rechnungsgrundlage dienen zu können, dagegen gibt die auf 1 lfd. cm Länge der Flankennaht bezogene Last an der Streckgrenze im Mittel die Werte 1,08 bis 1,04 bis 1,03 bis 1,04 t/cm. Nach Ansicht der Verfasser könnten also solche Nähte unabhängig von der Form etwa mit 350 kg/cm belastet werden.

Zum Vergleich wurden aus einem alten Winkel noch einige Probe stäbe entnommen, an denen die Scherfestigkeit parallel zur Walzrichtung eines 5 mm breiten, 30 mm langen Streifens in einer 2 mm unter der Oberfläche liegenden Faser festgestellt wurde. Sie betrug im Mittel 1713 kg/cm<sup>2</sup> gegen 1353 kg/cm<sup>2</sup> bei den Stäben 1 und 3.

Die Werte sind aber wegen der unzweifelhaft vorhandenen Neben spannungen nicht vergleichbar.

INHALT: Massenherstellung von Eisenbahnbrücken für Indochina. — Keilförmiger Gurt lamellenstoß für geschweißte Blechträger. — Verschiedenes: Oberlichter und Glasbedachung. — Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften in Kiew.