

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Fernsprecher: C I 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

7. Jahrgang

BERLIN, 2. Februar 1934

Heft 3

Über die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens gedrückter Stäbe aus Baustahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Chwalla, Brünn.

Der Bemessung gedrückter Stäbe von Stahltragwerken darf nur in jenen Fällen die Stabilitätsgrenze (die Verzweigungsstelle des Gleichgewichts) zugrunde gelegt werden, in denen — im Sinne des Entwurfes — die Achse eine gerade und der Kraftangriff ein mittiger ist; die Fehler, die der unvermeidlichen Diskrepanz zwischen den ideallisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie und den Eigenschaften eines im Tragwerk eingebauten Stabes entspringen, können hierbei durch die „Knicksicherheitszahl“ voll gedeckt werden. Alle jene Stäbe von Stahltragwerken, deren Druckkräfte mit ziffernmäßig feststellbaren Hebelsarmen angreifen, müssen jedoch als „außermittig gedrückte Stäbe“ berechnet werden, da ihr Tragvermögen in vielen praktischen Fällen schon tief unterhalb der für mittigen Angriff geltenden Stabilitätsgrenzen erschöpft wird und die äußere Erscheinung der Widerstandüberwindung eine große Ähnlichkeit mit dem gefährlichen „Knicken“ besitzen kann. Das Problem des Tragverhaltens und Tragvermögens solcher außermittig gedrückter Baustahlstäbe erfuhr erst in den letzten Jahren eine ausreichende Klärung. Neben den zahlreichen Arbeiten, in denen das Problem als gewöhnliches „Spannungsproblem“ nach der Theorie zweiter Ordnung (d. h. mit Berücksichtigung des Einflusses der Deformation auf das Kräftegleichgewicht) behandelt und die größte Kantenpressung als maßgebend für das Tragvermögen angesehen wird, wurde auch die exakte Auffassung des Problems als „Gleichgewichtsproblem“ der Lösung zugrunde gelegt¹⁾. Im Rahmen dieser rationalen Theorie wird das Gleichgewicht in Untersuchung gezogen, das in den einzelnen Stabquerschnitten zwischen dem Angriffs- und dem Spannungsmoment besteht und für ein vorgegebenes Formänderungsgesetz ziffernmäßig erfaßt werden kann²⁾. Unter der anwachsenden Druckkraft bildet

sich ein „kritischer“ Gleichgewichtszustand aus, in welchem der (in der Wirkungslinie der Druckkraft gemessene) Stabwiderstand seinen Höchstwert erreicht und die Erschöpfung des Tragvermögens eingeleitet wird. Das Auftreten eines derartigen kritischen Zustandes ist durch das eigenartige Formänderungsgesetz des Baustahls und das dadurch bestimmte Verteilungsbild der Normalspannungen im Stabe bedingt und steht mit der größten Kantenpressung des Stabes in keinem unmittelbaren Zusammenhang; es gibt daher kritische Gleichgewichtszustände, in denen die größte Randspannung hoch oberhalb, als auch solche, in denen sie etwas unterhalb der Stauchgrenze des Baustahls gelegen ist.

Wir wollen hier auf das Problem des Tragvermögens und die praktische Bemessung der Stäbe (nach der Formel $\beta \omega \cdot \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul}$, wobei der vor der Knickziffer ω stehende Belwert β der Abminderung der Tragfähigkeit durch die Exzentrizität des Angriffes Rechnung trägt und tabellarisch festgelegt werden kann) nicht näher eingehen, sondern uns auf die Untersuchung des Tragverhaltens gedrückter, beiderseits gelenkig gelagerter Baustahlstäbe beschränken. Dieses Tragverhalten kann in übersichtlicher Weise durch die „Lastkurven“ $\frac{P_{01}}{F} = \varphi \left(\frac{y_0}{h} \right)$ dargestellt werden, die uns zeigen, wie sich die Gleichgewichtslast P_{01} (oder ihre Reaktion, d. i. der in der Lastwirkungslinie ausgeübte Widerstand des Stabes) bei allmählichem Anwachsen der seitlichen Ausbiegung y_0 des Stabmittelpunktes verändert, wie also die Kraftanzeige bei einem fiktiven, „statisch“ durchgeführten Druckversuch verlaufen würde. In Abb. 1, 2, 3 sind einige der vom Verfasser für Stäbe mit dem Rechtecksquerschnitt $F = bh$ theoretisch gefundenen Lastkurven dargestellt worden. Sie beziehen sich auf einen Baustahl von gegebenem Formänderungsgesetz, das im Wesen dem von Roß-Brunner¹⁾ angenommenen Gesetz gleicht und durch die Werte $\sigma_p = 1,9 \text{ t/cm}^2$, $\epsilon_p = 0,86\%$, $E = 2210 \text{ t/cm}^2$, $\sigma_F = 2,7 \text{ t/cm}^2 = \text{const.}$ von $\epsilon_F = 2,5\%$ bis $\epsilon_F' = 6,0\%$, $\sigma_B \sim 4,2 \text{ t/cm}^2$ gekennzeichnet sein möge. Die Hebelsarme p der Druckkraft liegen in der zur Stabhöhe h parallelen Querschnittshauptachse und sind beiderseits gleich groß; sie werden auf die Querschnittskernweite k bezogen, so daß p/k das „Exzentrizitätsmaß“ vorstellt. Die den Kurven beige beschriebenen Zahlen geben die Schlankheitsgrade l/i an, auf die sich die einzelnen Lastkurven beziehen. Alle Kurvenpunkte links von der strichpunktiierten Grenzlinie „ $\sigma_d = -1,9 \text{ t/cm}^2$ “ gehören Gleichgewichtszuständen an, in denen die Normalspannungen im Stabe unterhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben. Alle Kurvenpunkte auf der strichpunktiierten Grenzlinie „ $\sigma_z = +4,0 \text{ t/cm}^2$ “ gehören Gleichgewichtszuständen an, in denen die in Stabmitte auf der Biegezugseite auftretende größte Randspannung den Wert $\sigma_z = +4,0 \text{ t/cm}^2$ erreicht. Außerhalb dieses Bereiches sind unsere Voraussetzungen auch nicht näherungsweise erfüllt; die Lastkurven fallen hier stark ab, führen aber nur in jenen Fällen auf einen „Bruchzustand“ mit biegezugseitiger Gefügetrennung, in denen das Auftreten der großen Bruchdehnung des Baustahls geometrisch möglich ist.

Die Kurvenschar Abb. 1 gilt für ideal mittig gedrückte, gerade Stäbe der Schlankheit $l/i = 20$ bis 150 und wurde unter Zugrundelegung von Normalspannungsverteilungen ermittelt, die auf der Biegezugseite der

vermutlich eintretende) Erhöhung der Fließgrenze im „zugrunde gelegten“ Formänderungsgesetz berücksichtigt werden; diese Fließgrenzerhöhung wird jedoch hier erheblich geringer als im Falle reiner Biegung sein, da die Inhomogenität des Spannungszustandes durch das Vorhandensein der gleichmäßig verteilten „mittleren“ Druckspannung P/F erheblich gemildert erscheint.

¹⁾ Die ersten Untersuchungen dieser Art stammen von Kármán (V. D. I.-Forschungsheft B 1, 1910), Grüning (Hannov. Z. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1917), Krohn (Bautechn. 1923) und Westergaard u. Osgood (Amer. Soc. Mech. Eng. 1928). Roß u. Brunner (Bericht der Gruppe VI der Techn. Komm. der Ver. Schweiz. Brücken- u. Eisenhochbauabriken, Zürich 1926/28, sowie Bericht der II. Internationalen Tagung für Brückenbau u. Hochbau in Wien 1928 und Bericht des I. Internationalen Kongresses für Brückenbau u. Hochbau in Paris 1932) haben eine umfassende, der Praxis nutzbar gemachte Näherungstheorie entwickelt, deren Schärfe durch das von Hartmann (Z. d. OelAV 1933, S. 65) angegebene Lösungsverfahren noch wesentlich erhöht werden kann.

Der Verfasser hat das Gleichgewichtsproblem des gedrückten Baustahlstabes in den Jahren 1925/29 theoretisch genau (d. h. mit Berücksichtigung des genauen Verlaufes der Gleichgewichtsfiguren) untersucht und die Lösungen in einem Manuskript „Tragverhalten und Tragvermögen gedrückter Stäbe aus Baustahl“ zusammengestellt; diese Lösungen erstrecken sich auch auf Stäbe beliebiger Querschnittform und die Fälle ungleicher Hebelarme, elastischer Einspannungen der Stabenden, primär gekrümmter Stabachsen und zusätzlicher Querbelastungen. Einige grundsätzliche Ergebnisse wurden in den Sitzungsberichten der Akademie der Wissenschaften in Wien, IIa, 1928, und im Bericht der I. Internationalen Tagung für Brückenbau u. Hochbau in Wien 1928 behandelt. Über die wichtigsten praktischen Ergebnisse wurde im Rahmen eines Diskussionsbeitrages am I. Internationalen Kongreß für Brückenbau u. Hochbau in Paris 1932 berichtet. Eine Anwendung eines Teils der Lösungen findet sich auch in der Abhandlung des Verfassers „Genauere Theorie der Knickung von Rahmenstäben“, HDI-Mitteilungen, Heft 13/20, Brünn 1933.

²⁾ Hierbei wird (wenn wir vom Fall des nahezu mittigen Angriffes absehen) eine affine Verwandtschaft zwischen dem „zugrunde gelegten“ Formänderungsgesetz und der im Stabquerschnitt auftretenden Normalspannungsverteilung vorausgesetzt. Das „zugrunde gelegte“ Formänderungsgesetz ist bei Stäben mit dünnwandigen Querschnittsteilen identisch mit dem aus dem einachsigen Zug- und Druckversuch abgeleiteten Formänderungsgesetz. Bei Modellstäben mit rechteckigen oder kreisförmigen Querschnitten kann die (wegen des inhomogenen Spannungszustandes

Stabquerschnitte dem linearen „Entlastungsgesetz“ gehorchen³⁾. Die Kurven zweigen von der Ordinatenachse mit waagerechter Tangente in der Höhe der Euler-Kármánschen Stabilitätsgrenzen ab, die grundsätzlich unterhalb der Quetschgrenze des Baustahls gelegen sind⁴⁾. Der Widerstands-

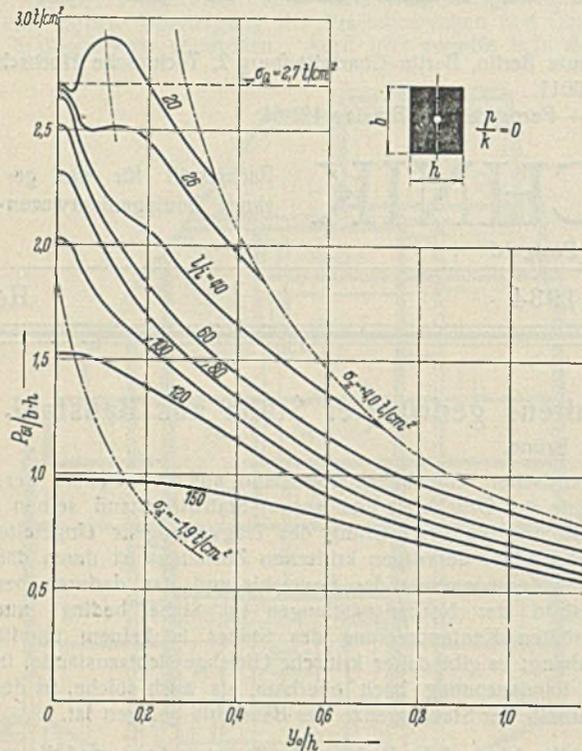


Abb. 1.

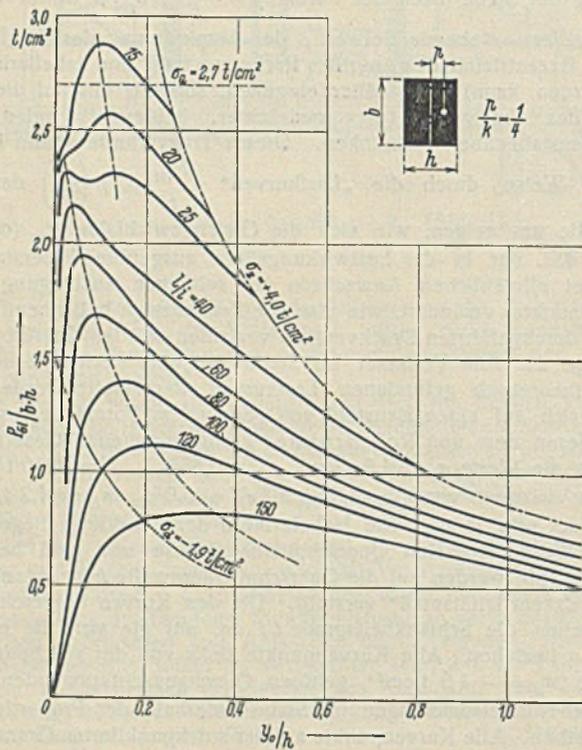


Abb. 2.

abfall tritt (sofern wir die Ausbiegung auf die Querschnittshöhe und nicht auf die Stablänge beziehen) bei Stäben der Schlankheit $l/i = 40$ bis 100 am ausgeprägtesten in Erscheinung. Sehr gedrungene Stäbe erholen sich nach einer geringen Ausbiegung, ihr Widerstand wächst wieder an und wird erst nach Erreichen eines Kurvenmaximums „zweiter Ordnung“ endgültig überwunden, das auch oberhalb der Quetschgrenze des Baustahls gelegen sein kann. Bei der Lastkurve für $l/i = 23,8$ liegt das Maximum zweiter Ordnung in derselben Höhe wie die Stabilitätsgrenze, so daß ein sogenanntes „Schwimmen“ des knickenden Stabes eintritt.

Abb. 2 bezieht sich auf Stäbe, deren Druckkraft mit dem kleinen Hebelarm $p = k/4$ angreift. Die Ermittlung dieser Kurven erfolgte unter Voraussetzung von Normalspannungsverteilungen, die nicht durch das Entlastungsgesetz beeinflusst werden, sondern affin verwandt sind mit der zugrunde gelegten Formänderungskurve⁵⁾. Die Stabwiderstände sind hier, wie wir erkennen, an Extremwerte gebunden, die den einleitend erwähnten „kritischen“ Gleichgewichtszuständen zugeordnet sind und nach den sogenannten Maxima „erster“ und „zweiter“ Ordnung, unterschieden werden können. Die Maxima erster Ordnung sind hier in den Fällen $l/i > 30$ die einzig vorhandenen und daher maßgebend für das Tragvermögen; je größer der Schlankheitsgrad des Stabes ist, um so schwächer wird die Ausprägung der Extremstellen und um so mehr nähert sich die äußere Erscheinung der Widerstandsüberwindung der des Falles reiner Biegung.

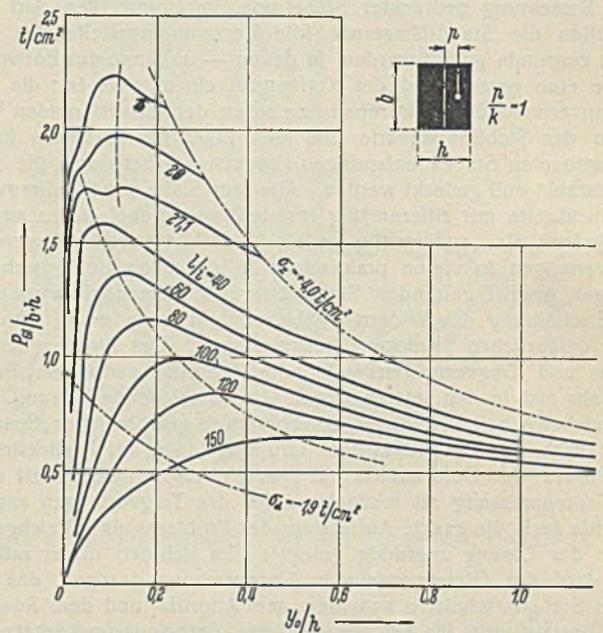


Abb. 3.

Bei den Lastkurven für $l/i = 30 - 23$ gelangen beide Arten von Extremen zur Ausbildung und im Falle $l/i = 25,0$ liegen beide Maxima in gleicher Höhe. Die Lastkurve für gedrungene Stäbe mit $l/i < 23$ weist nur Maxima zweiter Ordnung auf, die hier die oberste Grenze der Tragfähigkeit festlegen. Während die Maxima erster Ordnung grundsätzlich unterhalb der (bei mittig gedachtem Kraftangriff maßgebenden) Euler-Kármánschen Stabilitätsgrenzen, also unterhalb der Quetschgrenze des Baustahls gelegen sind, durchbrechen die Maxima zweiter Ordnung das Niveau der Quetschgrenze. Auch in Abb. 3, die sich auf das Exzentrizitätsmaß $p/k = 1$ bezieht, sind beide Arten von Kurvenextremen deutlich zu unterscheiden; der Fall gleich hoch liegender Maxima erster und zweiter Ordnung tritt hier bei einem Schlankheitsgrad $l/i = 27,1$ ein.

Die theoretisch ermittelten Werte der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Baustahlstäbe werden durch die vorhandenen Versuchsergebnisse⁶⁾ bestätigt. Diese Versuchsergebnisse beschränken sich mit Rück-

spannung die Quetschgrenze passiert, könnten auch oberhalb dieser Quetschgrenze noch Kármánsche Stabilitätsgrenzen erreicht werden; die solchen hochliegenden Gleichgewichtsverzweigungen zugeordneten „Knickmoduli“ sind sinngemäß aus der Formänderungskurve des Verfestigungsbereiches abzuleiten.

⁵⁾ Die theoretische Untersuchung zeigte hier, daß selbst im Falle des kleinen Exzentrizitätsmaßes $p/k = 1/8$ und der kleinen Stabschlankheit $l/i = 20$ nur ganz bedeutungslose örtliche Entlastungszonen ausgebildet werden und daß eine merkbare Beeinflussung des Tragvermögens durch das Entlastungsgesetz erst bei Exzentrizitätsmaßen $p/k \leq 1/18$ festzustellen ist.

⁶⁾ Über Versuche mit außermittig gedrückten Baustahlstäben berichten u. a. A. Robertson (Sel. Eng. Papers, Inst. Civ. Engs., London 1925), A. Ostenfeld (Mitteilungen des Laboratoriums für Baustatik der Technischen Hochschule Kopenhagen, Heft Nr. 3, 1930) und insbesondere M. Roš u. J. Brunner (vgl. Fußnote 1). Systematische Versuche mit Modellstäben aus Qualitätsstahl von möglichst gleichbleibenden Eigenschaften sind bisher noch nicht durchgeführt worden.

³⁾ Im Bereiche der stark abfallenden Lastkurvenäste kann bei der Ermittlung der Gleichgewichtszustände der Fall eintreten, daß unelastisch gestauchte Stabfasern durch die starke Verminderung der „mittleren“ Druckspannung einen Spannungsabbau erfahren, für den das Entlastungsgesetz maßgebend ist. Da die Ausbildung derartiger örtlich begrenzter Entlastungszonen nicht berücksichtigt wurde, können die abfallenden Äste unserer Lastkurven nicht als vollkommen exakt bezeichnet werden. Die Untersuchungen des Verfassers ergaben jedoch, daß die Abszissen der einzelnen Lastkurvenpunkte bei Berücksichtigung dieser lokalen Entlastungen nicht mehr als um etwa 1% verändert werden.

Bei dieser Gelegenheit sei auch betont, daß die dargestellten Lastkurven ausschließlich für den Fall monoton zunehmender Stabausbiegung Geltung besitzen, da der Kurvenverlauf bei einem Abbau vorhandener Ausbiegungen durch das Entlastungsgesetz wesentlich verändert wird.

⁴⁾ Nur wenn wir die Fiktion zulassen würden, daß der gerade Stab in einem „starrn Medium“ eingebettet ist, während die mittlere Druck-

sicht auf die Art der Versuchsdurchführung auf die Feststellung der „kritischen“ Lasten, also der Maximalordinaten unserer Lastkurven; eine experimentelle Überprüfung des gesamten Lastkurvenverlaufes und damit auch des Verhaltens nach dem kritischen Zustand läßt sich in der gewohnten Weise nicht durchführen, da der Lastabfall und die Änderung des Ausbiegungszustandes viel zu rasch eintritt. Nun ist aber die Überprüfung des ganzen Lastkurvenverlaufes nicht nur für die Theorie des gedrückten Stabes, sondern darüber hinaus auch für die Lösung eines anderen wichtigen Problems, des Problems der Tragfähigkeit statisch unbestimmter Stahltragwerke mit gedrückten Stäben⁷⁾, von Bedeutung, was den Verfasser veranlaßte, die experimentelle Ermittlung der Lastkurven durch Koppelung des Druckstabes mit einem geeichten elastischen System zu versuchen⁸⁾. Der von diesem elastischen Hilfssystem aufgenommene Belastungsanteil wächst bei Beginn des Ausknickens rasch an, so daß auch im Bereiche der abfallenden Lastkurvenäste genau festlegbare Gleichgewichtszustände des Gesamtsystems erhalten werden. Für das elastische Hilfssystem wurde ein kräftiger Bügel aus wassergehärtetem Federstahl „Poldi T6HEXtra“ mit rd. 10 t/cm² Proportionalitätsgrenze gewählt, der in Abb. 4a im Auf- und Grundriß dargestellt ist. Die Druckstäbe hatten den rechteckigen Querschnitt $F = b \cdot h = 19,9 \cdot 11,9$ mm und erhielten an den beiden Enden gehärtete Schneidenkörper, die durch die Stäbe hindurch gesteckt und mit Hilfe eines Keilpaares gleichmäßig an die Lagerpfannen des

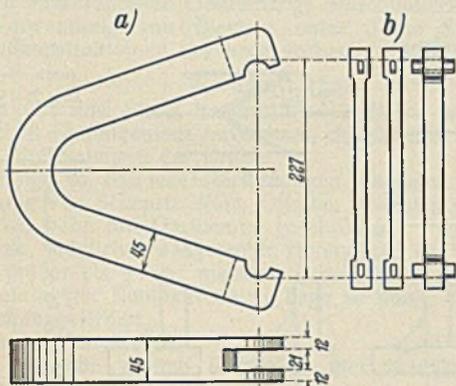


Abb. 4.

Bügel gedrückt wurden; in Abb. 4b ist ein mittig und ein außermittig zu drückender Modellstab samt den Schneidenkörpern in der Ansicht und im Seitenriß abgebildet. Der Bügel wurde (nach Einsetzen eines der Modellstäbe) in die Versuchspresse eingebaut und stufenweise belastet, wobei die gesamte Druckkraft Q , die Größe der gegenseitigen Annäherung der Lagerpfannen und die seitliche Ausbiegung des Druckstabes in Stabmitte gemessen wurde. Vor der Versuchsdurchführung wurde der Bügel unter Verwendung der gleichen Meßeinrichtungen geeicht und hierbei die Federkonstante $C = 0,205$ cm/t festgestellt, die bis zu einer gegenseitigen Annäherung der Lagerpfannen von etwa 7,5 mm unverändert in Geltung stand. Mit Hilfe dieses Eichwertes C konnte dann für jede Laststufe Q der auf den Druckstab entfallende Lastanteil P_{G1} berechnet und damit der Verlauf der Lastkurve $\frac{P_{G1}}{F} = \phi \left(\frac{y_0}{h} \right)$ punktweise festgelegt werden. Die Schneidentfernung $l = 227$ mm ergibt für die Stäbe den Schlankheitsgrad $l/i = 66$; das Material der Stäbe war ein weicher Baustahl mit der Streckgrenze $\sigma_S = 2,36$ t/cm², der statischen Zugfestigkeit $\sigma_B = 4,02$ t/cm², der Bruchdehnung $\delta_{10} = 33\%$ und der Einschnürung $\psi = 67\%$.

Die Versuche Nr. 1 und 2 wurden mit Stäben durchgeführt, deren Druckkraft mit dem Hebelarm $p = k = h/6$ angreift. In Abb. 5 sind die gefundenen Lastkurven dargestellt und die ansteigenden Kurvenäste mit fünfmal vergrößerten Abszissen gestrichelt herausgezeichnet worden. Der kritische Gleichgewichtszustand, der einer Extremstelle „erster Ordnung“ zugeordnet ist, wurde unter den Druckkräften $P_{kr} = 2,690$ bzw. 2,692 t

⁷⁾ Der Verfasser hat dieses Problem in der Arbeit „Drei Beiträge zur Frage des Tragvermögens statisch unbestimmter Stahltragwerke“ im 2. Band der „Abhandlungen der Internationalen Ver. für Brückenbau u. Hochbau“ theoretisch und experimentell kurz behandelt. Es zeigte sich, daß die in den letzten Jahren entwickelte Theorie des Tragvermögens statisch unbestimmter Stahltragwerke bei Auftreten gedrückter Stäbe u. U. zu große Grenzwerte der Tragfähigkeit liefert und daher mit einiger Vorsicht angewandt werden soll.

⁸⁾ Die Versuche wurden im Laboratorium für Elastizität und Festigkeit an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn durchgeführt. Für die liebenswürdige Überlassung des Laboratoriums bin ich Herrn Prof. Dr. R. Girtler und für die freundliche Unterstützung bei der Herstellung der Modellstäbe Herrn Prof. Dr. E. Kothny zu Dank verpflichtet. Auch meinen Mitarbeitern, den Herren Dr. Weinhold, Dr. Scheinost und Ing. Joscht, muß ich an dieser Stelle meinen Dank zum Ausdruck bringen.

(Gesamtbelastung $Q = 3,20$ bzw. 3,29 t, rechnermäßige Lastanteile des Bügels 0,510 bzw. 0,598 t) erreicht, so daß für die kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = \frac{P_{kr}}{F} = \frac{2,691}{2,37} = 1,14$ t/cm² erhalten wird. Die Theorie liefert für einen prismatischen Stab mit $l/i = 66$ und $p/k = 1$ die Verhältniszahl $\beta = \frac{\sigma_K}{\sigma_{kr}} = 1,89^9)$; da die Kärmsche Knickspannung $\sigma_K = 0,915 \sigma_S = 2,16$ t/cm² beträgt, ergibt sich daraus $\sigma_{kr} = \frac{2,16}{1,89} = 1,14$ t/cm² in (zufällig vollkommener) Übereinstimmung mit dem Versuchswert. Auch der Vergleich des gefundenen Lastkurvenverlaufes mit dem theoretisch ermittelten Verlauf, der in Abb. 3 durch Interpolation leicht festzulegen ist, läßt (wenn beachtet wird, daß die Maxima und die Koordinatenmaßstäbe in Abb. 3 u. 5 verschiedene sind) eine ausreichende Übereinstimmung erkennen; der Kurvenabfall ist in Abb. 5 noch ausgeprägter, was auf einen ausgedehnteren Fließbereich im Formänderungsgesetz zurückzuführen sein dürfte.

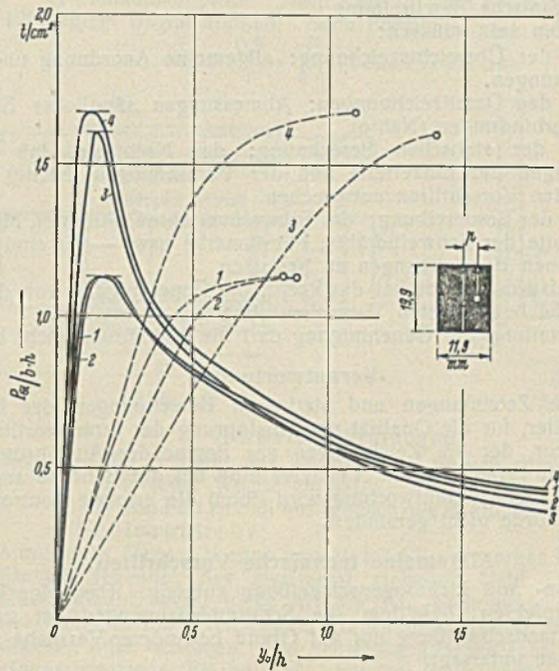


Abb. 5.

Die Versuche Nr. 3 und 4 wurden mit Stäben durchgeführt, die als zentrische Druckstäbe gedacht waren, aber nach der Herstellung eine unbeabsichtigte Exzentrizität von rd. $p = 0,5$ mm, also ein Exzentrizitätsmaß von rd. $p/k = 1/4$ aufwiesen. Die punktweise ermittelten Lastkurven sind in Abb. 5 durch die beige beschriebenen Nummern 3 und 4 gekennzeichnet. Für die kritische Last ergab sich $P_{kr} = 3,812$ bzw. 3,960 t (Gesamtbelastung $Q = 4,50$ bzw. 4,80 t, berechnete Lastanteile des Bügels 0,688 bzw. 0,840 t), woraus für die kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = \frac{P_{kr}}{2,37} = 1,61$ bzw. 1,67 t/cm² gefunden wird. Der theoretisch ermittelte Verhältniszwert β beträgt⁹⁾ hier $\beta = \frac{\sigma_K}{\sigma_{kr}} = 1,31$, so daß sich $\sigma_{kr} = \frac{2,16}{1,31} = 1,65$ t/cm² in guter Übereinstimmung mit dem Versuchswert ergibt. Auch hier ist der empirisch gefundene Lastkurvenverlauf (wenn wir wieder vom steileren Kurvenabfall absehen) im Wesen der gleiche, der theoretisch in Abb. 2 für $l/i = 66$ erhalten wurde.

Die geschilderte Art der Versuchsdurchführung hat sich gut bewährt. Bei sorgfältiger Herstellung der Probestäbe mit den eingepaßten Schneidenkörpern kann das gewünschte Exzentrizitätsmaß und auch die vorausgesetzte reibungsfreie Gelenklagerung der Stäben mit großer Annäherung verwirklicht werden. Die Messungen können auch während des Ausknickens des Druckstabes bequem erfolgen, da der Gesamtwiderstand des gekoppelten Systems auch im ungünstigsten Fall nur geringfügig abfällt; die Auswertung der Messungsergebnisse ist einwandfrei, da die Bügelwiderstände durch unmittelbare Eichung festgestellt werden können.

⁹⁾ Eine Tabelle der β -Werte wurde im Jahre 1929 als Studienbehelf von der Lk. für Brücken- und Stahlbau an der Technischen Hochschule in Wien herausgegeben. Auch in dem unter Fußnote 1 erwähnten Diskussionsbeitrag des Verfassers am Pariser Kongreß wurde eine Tabelle der β -Werte veröffentlicht.

Schweißvorschriften des ungarischen Ingenieur- und Architekten-Vereins für Hochbaukonstruktionen.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Auszugsweise Übersetzung aus dem Ungarischen.
Von Dr.-Ing. Rausch, Berlin.

Gültigkeit der Vorschriften (Geltungsbereich):

- Die Vorschriften gelten für solche geschweißte Stahlhochbauten, die einer behördlichen Baugenehmigung unterliegen, ferner für geschweißte Stahlkonstruktionen anderer Art, sofern dieselben stärkeren dynamischen Einwirkungen nicht ausgesetzt sind (Fußgängerbrücken, Leitungsmaste, Aufzugskonstruktionen usw.). Auf Konstruktionen mit stärkeren dynamischen Einwirkungen (Straßen- und Eisenbahnbrücken) sind sie nicht anwendbar.

Zulassung:

- Behördliche Zulassung ist erforderlich. Einzulegen sind:
 - Übersichtszeichnungen,
 - Detailzeichnungen,
 - statische Berechnungen,
 - technische Beschreibung.
- Enthalten sein müssen:

In der Übersichtszeichnung: allgemeine Anordnung und Hauptabmessungen.

In den Detailzeichnungen: Abmessungen sämtlicher Einzelteile und Verbindungen (Nähte).

In der statischen Berechnung: der Nachweis, daß die Abmessungen der Einzelteile und der Verbindungen (Nähte) den vorliegenden Vorschriften entsprechen.

In der Beschreibung: das Schweißverfahren, Stromart, Maschinentyp, Sorte der Schweißdrähte, Fabrikmarke usw. — Es sind die hier gegebenen Bezeichnungen zu benutzen.
- Die Aufsichtsbehörde hat das Recht, die Genehmigung von den unter Punkt 54 bezeichneten Versuchen abhängig zu machen.
- Vor Erteilung der Genehmigung darf die Ausführung nicht beginnen.

Verantwortung:

- Für die Zeichnungen und statischen Berechnungen der Entwurfsbearbeiter, für die Qualität und Ausführung der verantwortliche Fachingenieur, der die Zeichnungen vor Beginn der Ausführung gezeichnet, verantwortlich. Letzterer muß bei der Behörde angemeldet werden. Die Verantwortung wird durch die erfolgte Kontrolle durch die Behörde nicht gemindert.

Allgemeine technische Vorschriften:

- Autogen- und Lichtbogenschweißung zulässig. Dasjenige Verfahren zu empfehlen, bei dem die Schrumpfspannungen am geringsten. Widerstandsschweißung nur auf Grund besonderer Versuche. Kohlenelektrode untersagt.
- Nur hierfür eingerichtete Betriebe unter fachkundiger Leitung für die Ausführung zugelassen.
- Bei Lichtbogenschweißung Vorschriften für die Generatoren und Transformatoren.
- Grundstoff: Flußstahl St 37. Für hochwertigen Stahl Schweißbarkeit nachweisen, zulässige Beanspruchung wird von der Behörde von Fall zu Fall bestimmt.
- Schweißdrähte: freie Wahl, müssen aber den Vorschriften entsprechen (Versuche nach Punkt 54).

Berechnung der Schweißkonstruktionen:

- Bezüglich Beanspruchungen sind die Vorschriften für genietete Konstruktionen maßgebend, sofern die folgenden Vorschriften davon nicht abweichen.
- Volle Profilquerschnitte in Rechnung setzen ohne Abzug für Einbrand (keine Einbrandschwächung). Schraubenlöcher sind abzuziehen. Bei Zugstab sind im Falle von Schlitznähten 40% des Querschnitts abzuziehen (volle Naht) bzw. die ganze Fläche (Schlitzkehlnaht). Bei Spaltnaht (offener Schlitz am Stabende) kein Abzug, nur wenn Stirnnaht (*h*) fehlt, oder Längenverhältnis $a : d$ größer als 10 (Abb. 1).

Berechnung der Schweißverbindungen (Nähte):

- Drei Gruppen:
 - Stumpfnähte (I-, V-, X-, U (Kehlnaht)-Nähte),
 - Kehlnähte
 - Stirnnähte (senkrecht zur Kraft)
 - Flankennähte (parallel zur Kraft),
 - Schlitznähte (Rundloch-, Langloch-, Spaltnähte = offener Schlitz am Stabende)
 - Vollnähte (Lochausfüllung mit Schweißgut)
 - Randnähte (Schlitzkehlnähte).
- Zulässige Spannungen für die Nähte:
 - Stumpfnähte:

Zug	850 kg/cm ²
Druck	1150
Schub	500

Plattenstärke zugrunde legen.

Ist die Naht kürzer als die Querschnittsbreite, dann sind an beiden Enden für Endkrater je 8 mm abzuziehen.

Wenn die Naht übersteht (und die Enden nachträglich entfernt werden): voller Querschnitt.

Bei ungleich dicken Stäben die kleinere Dicke zugrunde legen!

b) Kehlnähte:

Basis *c*, Nutzlänge *l*.

c = Kathete des größten eingeschriebenen rechtwinkligen (gleichschenkligen) Dreiecks (Abb. 2), höchstens 20 mm.

l = tatsächliche Länge, abzüglich 2·8 mm an den Enden für Endkrater.

Zulässige Spannungen (Tafel) je cm Nahtlänge:

	Stirnnäht	Flankennäht
<i>c</i> = 3 bis 20 mm	120 bis 890	100 bis 710 kg/cm
entspricht ($\sigma = \tau$)	400—515—445	335—415—355 kg/cm ²
	max τ bei <i>c</i> = 6 bis 9 mm.	

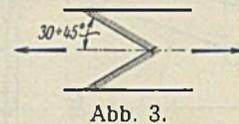
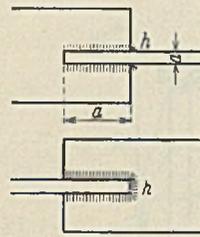


Abb. 1.

Abb. 3.



Abb. 2.



Abb. 4.

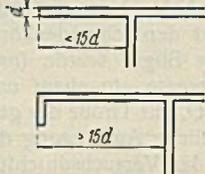


Abb. 5.

<i>c</i> (nach Abb. 2) mm	σ_{zul} auf 1 cm Nahtlänge	
	Stirn- näht kg/cm	Flanken- näht kg/cm
3	120	100
4	190	150
5	250	200
6	310	250
7	360	290
8	410	330
9	460	370
10	500	400
11	540	435
12	580	470
13	620	500
14	660	530
15	700	560
16	740	590
17	780	620
18	820	650
19	855	680
20	890	710

c) Schlitznähte:

Vollnähte: Berechnung auf Schub der Grundfläche.

Außerdem Nachweis, daß Mantelfläche gegen Zug, Druck und Schub ausreicht.

Randnähte (Schlitzkehlnähte), wie Kehlnähte (Tafel).

- Bei Schlitznähten untersuchen, ob die zu übertragenden Kräfte in den um die Nähte herum übrigbleibenden Plattenteilen nicht zu hohe Beanspruchungen hervorrufen.
- Werden Stirn- und Flankennähte gemeinsam verwendet, dann darf die schwächere Naht nur mit 60% ihrer Länge in Rechnung gesetzt werden.
- Bei Überkopfschweißung nur 60% der Spannungen zulässig.
- Bei Kranbahnträgern nur 70% der Spannungen zugelassen.
- Bei mehreren Kraftwirkungen gleichzeitig, z. B. Schub + Biegung: zu jeder Kraftwirkung soll ein Nahtteil gehören, der die betreffende Kraft allein übertragen kann.

Konstruktionsvorschriften (Bauliche Durchbildung):

- Die Anschlüsse sollen den Anforderungen der Schweißtechnik entsprechen. Gute Zugänglichkeit. Schweißen an Ort und Stelle möglichst vermeiden (auch das Überkopfschweißen). Montageschweißung auf Minimum reduzieren.
- Zentrische Anschlüsse. Sonst Exzentrizitätsnebenspannungen berücksichtigen.
- Resultierende der Nahtkräfte in Stabachse!
- Stößen von Zug- und Druckstäben wie Punkt 22.
- Gurtplattenstöße an der Zugseite schräg (30 bis 45° zur Längsrichtung) (Abb. 3).
- Aussteifung der Stegbleche, steife Anschlüsse der Gurtbleche an die Stegbleche (Abb. 4).
- Frei herausstehende Druckplattenenden nicht länger als 15fache Stärke (Abb. 5).
- Bei Gurten aus mehreren Lamellen Verbindung durch Schlitznähte, wenn Breite größer als 30-fache Blechstärke.
- Am Rande der Gurtplatten: Abstände der unterbrochenen Kehlnähte 6- bis 10-fache Blechdicke (wie deutsche Vorschriften) (Abb. 6).

¹⁾ Vgl. auch den nachfolgenden Aufsatz von Dr. Ing. G. v. Kazinczy, Dr. Ing. P. Csonka, B. v. Zorkóczy, Budapest.

30. Bei rechts und links versetzter Auflagerung von Trägern an Hauptträger soll Torsion des Hauptträgers vermieden werden (oder Berechnung der Nebenspannungen).
31. Von den Stoßnähten ist die I-Naht nur bis 5 mm Blechstärke zulässig.
32. Nutzbare Länge der Kehlnaht mindestens 30 mm. Im Falle der Überlappung oder Überdeckung einzeln nicht mehr als 30 · c.
33. Durchmesser der Rundlochnaht mindestens 3fache Blechstärke oder 30 mm. Bei Kegelmantel 20 mm. Langloch- und Spaltnähte: Ecken abgerundet (Abb. 7), Breite wie vor.
34. Halbe V-Naht oder K-Naht darf allein für Kraftübertragung nicht verwendet werden (Abb. 8).
35. T-Verbindungen mit statischer Bedeutung mit beiderseitiger Kehlnaht! (Abb. 9).
36. Bei dynamischer oder Wechselbeanspruchung Flanken-naht der Stirnnaht vorzuziehen!
37. Fachwerkstäbe nicht nur mit Schlitznaht anschließen.
38. Die in die Zeichnung eingeschriebene Nahtlänge bedeutet die tatsächlich auszuführende Gesamtlänge einschließlich Krater.
39. Die Verwendung von Blechen unter 3 mm Stärke (Winkel) bei Schweißkonstruktionen nur nach vorherigen Versuchen zulässig.

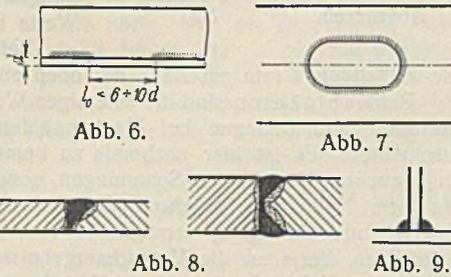


Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 9.

Werkstatarbeit:

40. Die an Ort und Stelle herzustellenden Nähte werden vom verantwortlichen Fachingenieur bezeichnet, desgleichen die Stellen, Reihenfolge; Abmessungen der Drähte.
41. Reihenfolge so, daß innere Spannungen möglichst vermieden werden.
42. Reinigung von Schmutz, Rost, Ölfarbe, Feuchtigkeit sowie Oxyd und Schlacke, wenn mit Gasflamme geschnitten.
43. Bequeme, möglichst waagerechte Herstellung der Nähte.
44. Bei c größer als 6 mm, mehrere Lagen, nach vorheriger Reinigung. Bei mehrlagiger Kehlnaht: erste Lage so dünn, daß Einschmelzen in den Ecken gesichert.
45. Bei Frost: Vorwärmen.
46. Nähte schwach wölben (konvex). Bei ausnahmsweise konkaven Nähten Querschnitt genau angeben.
47. Führung der Schweißdrähte. Gute Einschmelzung ohne Überhitzung.
48. Vor Abnahme nur durchsichtiger Anstrich. Werkstattnähte dort abnehmen.

Baustellenarbeit:

49. Schutz vor schädlichen atmosphärischen Einflüssen, sichere und bequeme Arbeit.

Aufsicht:

50. Arbeiter müssen zeitweise Proben anfertigen.
51. Für genaue Herstellung haftet der verantwortliche Fachingenieur.
52. Nicht entsprechende Nähte sind zu entfernen und durch einwandfreie zu ersetzen.
53. Die Arbeiter müssen ihre Signatur einschlagen.

Prüfung für den Unternehmer (Werkstatt) und der Schweißdrähte:

54. Herstellung nur durch behördlich geprüfte Werkstätten. Zur Prüfung gehören folgende Proben:

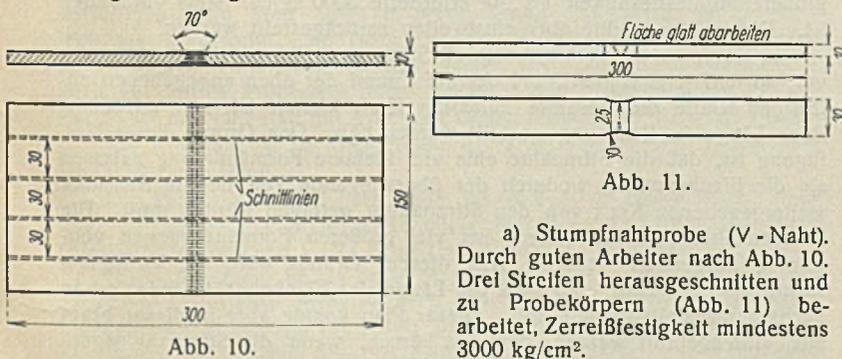


Abb. 10.

Abb. 11.

a) Stumpfnahprobe (V-Naht). Durch guten Arbeiter nach Abb. 10. Drei Streifen herausgeschnitten und zu Probekörpern (Abb. 11) bearbeitet, Zerreißfestigkeit mindestens 3000 kg/cm².

b) Biegeprobe. Drei Probestreifen nach Abb. 12. Biegung nach Abb. 13, bis ein Riß von mindestens 5 mm Länge erscheint; Messung der Dehnung an der bearbeiteten und geritzten Fläche. Mittelwert 12%, Mindestwert der einzelnen Stäbe 10%.

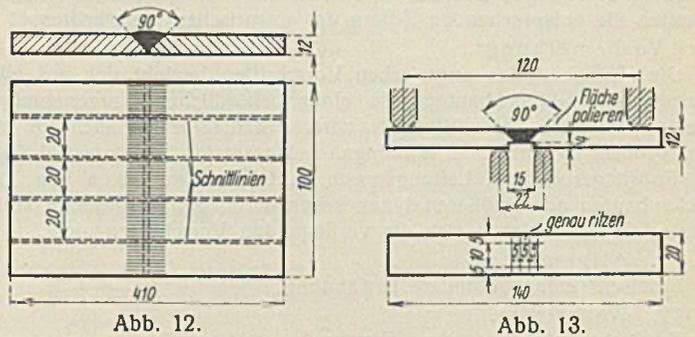


Abb. 12.

Abb. 13.

c) Flanken-nahtprobe. Nach Abb. 14. Bei c = 8 mm soll die Naht 1200 kg/cm tragen können. Nach Formel

$$B_0 = \frac{0,8}{c} \cdot \frac{P}{4h} \quad (\text{wenn } c \leq 0,8 \text{ cm}).$$

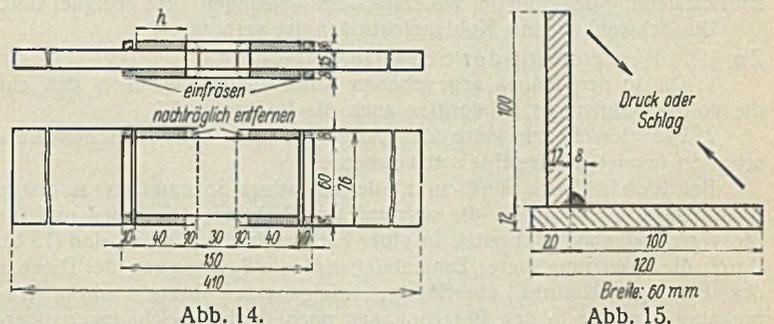


Abb. 14.

Abb. 15.

Schweißer-Prüfungen:

55. Kontrolle der Arbeiter wie unten zu a) und b) angegeben:
 - a) in jeder Woche einmal,
 - b) von Fall zu Fall auf Wunsch des Bauherrn oder der Behörde.

a) Kehlnahtprobe:
Mindestens 60 mm breites und 10 bis 12 mm starkes Blech (Abb. 15). Einmal liegende, das zweitmal stehende Naht. Gegebenenfalls Überkopfnah, wenn diese Art am Bau vorkommt. Schweißen mit c = 8 mm in mehreren Lagen. In kaltem Zustand nach Abb. 15 abdrücken oder -schlagen. Die Schweißung ist schlecht, wenn die nicht eingeschmolzene Fläche 15% beträgt (unvollkommener Einbrand), oder der Bruch nicht im schwächsten Querschnitt erfolgt. In diesem Falle wird der Schweißer von wichtigeren Schweißungen ausgeschlossen, solange er seine Eignung durch neue Probe nicht nachgewiesen hat.

b) Biegeprobe:
Nach 54 b). Die Arbeit ist gut, wenn Dehnung 10% erreicht.

Am 25. August 1933 hielt der Berichterstatter vor dem Fachausschuß für Schweißtechnik ein Referat über die vorstehenden Vorschriften. Bei der sich daran anschließenden Aussprache war man der Ansicht, daß die ungarischen Vorschriften unter starker Anlehnung an die deutschen Vorschriften entstanden sind. Die zugelassene Schubspannung ist nach den ungarischen Vorschriften sehr niedrig. Beim Vergleich der zulässigen Spannungen mit den deutschen Werten muß berücksichtigt werden, daß in Ungarn die Basis, in Deutschland die Höhe des dreieckförmigen Nahtquerschnitts zugrunde gelegt wird (in Ungarn demnach um etwa 40% größerer Querschnitt). Verbot der Widerstands- und Kohleschweißung in Ungarn unverständlich. Schräge Gurtplattenstöße schlecht wegen Kerbwirkung. Die Prüfung der Schweißer weicht von den deutschen Vorschriften ab, ist aber gut. Ebenso die Biegeprobe bei der Zulassungsprüfung für den Unternehmer. Diese ist besser als die deutsche Vorschrift, vor allem deshalb, weil die äußere Druckkraft an der Schweißstelle vermieden wird. Man ist nur darüber im Zweifel, ob die Dehnungsmessung an der kurzen Meßstrecke zuverlässig durchgeführt werden kann.

Über die neuen ungarischen Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Ing. G. v. Kazincy, Dr. Ing. P. Csonka, B. v. Zorkóczy, Budapest.

Die ungarischen Schweißvorschriften wurden von einem Fachausschuß des Ungarischen Ingenieur- und Architekten-Vereins ausgearbeitet, unter Mitwirkung der Vertreter der wissenschaftlichen Institute, Behörden, Fachvereine und des Gewerbes. Der schweißtechnische Ausschuß begann seine Tätigkeit in drei Abteilungen gegliedert unter der Leitung von Prof. A. Czako im November des Jahres 1930. Die Vorsitzenden

¹⁾ Diese Ausführungen stellen eine Ergänzung des voranstehenden Beitrages von Dr. Rausch dar, wobei einige Wiederholungen unvermeidlich waren.
Die Schriftleitung.

der drei Arbeitsabteilungen waren Prof. Dr. W. Misangyi, I. David und Dr. G. v. Kazincy, der Sekretär des Ausschusses war B. v. Zorkóczy. Der Ausschuß vollendete seine Arbeit im Jahre 1932, und die nun fertigen Vorschriften wurden vom Ungarischen Ingenieur- und Architekten-Verein im Jahre 1932 genehmigt und dem ungarischen Normenausschuß eingereicht, welcher dieselben im laufenden Jahre als ungarische Normen mit unbedeutenden Abänderungen anerkannt hat (MOSz 110).

Im folgenden werden die wichtigeren, von den deutschen Vorschriften DIN 4100 abweichenden Verfügungen der ungarischen Vorschriften be-

sprochen, und zwar in der Behandlungsreihenfolge der deutschen Vorschriften. Die hier angewandte Numerierung der einzelnen Kapitel bzw. Ziffern stimmt — um den Vergleich zu erleichtern — mit jener der deutschen Vorschriften überein. Die in Klammern angegebenen Nummern bedeuten die entsprechenden Ziffern der ungarischen Vorschriften.

Zur „Vorbemerkung“.

Die Gültigkeit der ungarischen Vorschriften bezieht sich auf solche geschweißte Stahlhochbauten, die einer behördlichen Baugenehmigung unterworfen sind. Die Gültigkeit erstreckt sich fernerhin auch auf nicht allzu großen dynamischen Wirkungen ausgesetzten Stahlkonstruktionen, wie Fußgängerbrücken, Leitungsmaste, Aufzüge, Kranbalken usw. Auf Brückenbauten oder größeren dynamischen Wirkungen ausgesetzte andere Konstruktionen beziehen sich die vorliegenden Vorschriften nicht.

Zu § 1. Allgemeines.

Erheischt keine besondere Erwähnung.

Zu § 2. Werkstoffe.

Erheischt keine besondere Erwähnung.

Zu § 3. Schweißverfahren.

Elektrische Widerstandsschweißung ist nur auf Grund von Sonderversuchen zugelassen, da die in den Vorschriften bestimmten Prüfungen zur Feststellung der Güte der Widerstandsschweißungen nicht geeignet sind.

Die Schweißung mit Kohlenelektroden ist verboten.

Zu § 4. Berechnung der Schweißnähte.

1. Die in den Plänen angegebenen Abmessungen beziehen sich auf die vollen Nahtlängen, inbegriffen auch die Endkrater (37).

2. Die Berechnungsweise der Nähte ist von den deutschen Vorschriften in vielen Hinsichten abweichend.

Bei Kehlnähten sind an Stelle zulässiger Spannungen zulässige Kräfte festgesetzt worden, die sich auf 1 cm Nahtlänge beziehen und für die verschiedenen Nahtbreiten in einer Zahlentafel angegeben sind (15 b). Durch die Benutzung dieser Zahlentafel wird die Bestimmung der Dicke a des Bruchquerschnittes überflüssig, insofern diese Abmessung a weder in den Berechnungen noch in den Zeichnungen überhaupt angegeben zu werden. Die Kehlnähte werden in den Plänen nicht mit ihrer Dicke a , sondern mit ihrer Grundbreite c bezeichnet, d. h. mit der Kathetenlänge des größten, in den Nahtquerschnitt eingeschriebenen 45 gradigen gleichschenkligen Dreiecks (Abb. 2)¹⁾. Diese Bezeichnung der Kehlnähte kann auch im Hinblick auf die Werkstattarbeit vorteilhaft genannt werden, da hierdurch die fortwährenden lästigen Multiplikationen bzw. Divisionen durch $\sqrt{2}$ vermieden werden können. — Die Tatsache, daß die Dicke des Bruchquerschnittes, d. h. die Nahtdicke a , in den Berechnungen überhaupt nicht vorkommt, kann auch theoretisch nicht beanstandet werden, da die auf den Bruchquerschnitt wirkende resultierende Kraft und deren Verteilung ohnedies unbekannt ist und insofern die auf üblicher Weise berechneten Spannungen nur fiktive Werte sind.

Die Schlitznähte werden in den ungarischen Vorschriften in zwei Gruppen geteilt, je nachdem, ob der ganze Schlitzraum mit tragendem, mit dem Werkstoff an der ganzen Bodenfläche des Schlitzes gut verbundenem Schweißgut vollständig ausgefüllt ist (volle Schlitznähte) oder nicht (Schlitzrandnähte) (14 c). Im ersten Falle ist die Schweißnaht als ein vom Werkstoff emporragender Bolzen zu betrachten, welcher längs der Bodenfläche des Schlitzes auf Abscheren zu bemessen ist, es ist aber nachzuweisen, daß die auf Zug, Druck und Abscheren beanspruchten Teile der Schlitzwände (der Mantelfläche) insgesamt eine größere Kraft übertragen können als jene, für die die Bodenfläche bemessen worden ist. Im zweiten Falle ist die Schlitznaht als eine von Flanken- und Stirnnahtteilen zusammengesetzte Kehlnaht zu berechnen (15 c).

Bei den Stumpfnähten sind die Bemessungsvorschriften den deutschen ähnlich (15 a). Bei der Bestimmung der nutzbaren Nahtlänge kommen der Endkrater wegen von der vollen Nahtlänge 8 + 8 mm in Abzug, ausgenommen wenn die Endkrater außerhalb des nutzbaren Stabquerschnittes gelegt sind.

3. Sind die geschweißten Stabanschlüsse gleichzeitig mehreren Kraftwirkungen ausgesetzt, z. B. außer einer Axialkraft noch einer Scherkraft oder einem Biegemoment oder einem Verdrehungsmoment, dann wird zur Aufnahme jeder dieser Kraftwirkungen ein anderer Nahtteil herbeigezogen, so daß hierdurch ein jeder Nahtteil zu einem einzigen Zwecke verwertet wird (20). Dieses Berechnungsverfahren ist eine interessante Neuerung der ungarischen Vorschriften und ist viel einfacher als andere bisher bekannte Verfahren.

5. Ist der Schlitzraum mit tragendem, mit dem Werkstoff an der ganzen Bodenfläche des Schlitzes gut verbundenem Schweißgut vollständig ausgefüllt (volle Schlitznaht), so sind die Schlitzlöcher bei Berechnung des nutzbaren Querschnittes nur mit 40% ihres Querschnittes in Abzug zu bringen. Im entgegengesetzten Falle sind die Schlitzlöcher gänzlich in Abzug zu bringen (13).

Zu § 5. Zulässige Spannungen der Schweißnähte.

1. Betr. der bei Kehlnähten und bei Schlitzrandnähten geltenden zulässigen Kräfte (15 b) vgl. die auf S. 20 in dem vorangehenden Aufsatz angegebene Tabelle.

Art der Spannung	Zulässige Spannung kg/cm ²
Zug . . .	850
Druck . . .	1150
Abscheren	500

Bei Stumpfnähten und bei vollen Schlitznähten sind nebenstehende zulässige Spannungen gültig (15 a):

Bei Überkopfschweißungen werden die zulässigen Kräfte bzw. Spannungen auf 60% der sonst gültigen Werte herabgesetzt (18).

Bei Kranbalken verkleinern sich die zulässigen Werte auf 70% der oben angegebenen Werte (19).

Bei Kehlnähten sind die zulässigen Werte auf Grund von Versuchen bestimmt und betragen bei Flankennähten um 20% weniger als bei Stirnnähten. Es ist hier nochmals zu bemerken, daß die für Kehlnähte angegebenen Werte keine Spannungen, sondern Kräfte sind, welche sich auf 1 cm Nahtlänge beziehen. Diese von den deutschen Vorschriften abweichende Verfügung ermöglichte eine genauere Anpassung der zugelassenen Werte an die Versuchsergebnisse, die keine Proportionalität zwischen der Bruchkraft und der Nahtbreite aufweisen. Es erwies sich z. B., daß die Tragfähigkeit der breiteren Nähte verhältnismäßig kleiner ist als die der mittelbreiten. Dadurch, daß anstatt zulässiger Spannungen zulässige Kräfte angegeben wurden, konnte die soeben erwähnte Tatsache einfach berücksichtigt werden. Es ist noch zu bemerken, daß bei der Feststellung der zulässigen Nahtkräfte vorausgesetzt wurde, daß das nötige Einbrennen des Schweißgutes auf einen 1 mm breiten Streifen längs der Scheitelkante nicht zuverlässig gesichert werden kann; das ist die Ursache, weshalb die angegebenen zulässigen Kräfte, auf die Nahtbreite bezogen, auch bei schmalen Nähten kleiner sind als bei mittelbreiten.

Bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen für Stumpfnähte wurde vorausgesetzt, daß das Schweißgut in der Zugprobe eine Mindestfestigkeit von 3000 kg/cm² aufweist und seine Fließgrenze im Verhältnis zu seiner Zugfestigkeit nicht tiefer liegt als die des Grundstoffes. Bestimmend war der Wunsch, daß die Schweißnaht, auf die Fließgrenze bezogen, dieselbe Sicherheit aufweisen soll wie der Grundstoff selbst, auch dann, wenn der Bruchquerschnitt der Naht wegen nicht vorhergesehener Arbeitfehler nur bis 75% seiner Größe in Betracht kommen kann.

Da die Zugfestigkeit des Grundstoffes 3700 kg/cm² und seine Zugspannung 1400 kg/cm² beträgt, ergibt sich die zulässige Zugspannung der Stumpfnähten in folgender Weise:

$$\sigma_{\text{Zug zul}} = 0,75 \cdot 3000 \cdot \frac{1400}{3700} \approx 850 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der Bestimmung der zulässigen Druckspannung schien die Reduktion des Querschnittes überflüssig, und so ist:

$$\sigma_{\text{Druck zul}} = 3000 \cdot \frac{1400}{3700} \approx 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Scherspannung ist aus der zulässigen Zugspannung abgeleitet, in Anbetracht der Tatsache, daß beim Abscheren die Fließspannung nach bekannten Theorien 0,57 mal kleiner ist als beim Zug. Es ist daher:

$$\tau_{\text{zul}} = 0,57 \sigma_{\text{Zug zul}} = 0,57 \cdot 850 \approx 500 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist zu bemerken, daß während der Verhandlungen geplant wurde, die oben angegebenen zulässigen Spannungswerte verhältnismäßig zu heben, wenn auf Grund von Vorversuchen bewiesen werden kann, daß eine größere Mindestfestigkeit als die erforderliche 3000 kg/cm² stets vorhanden ist. Dieser Plan mußte aber einstweilen zurückgestellt werden.

3. Kommen an einem Anschluß Stirn- und Flankennähte zusammen vor, so darf jene Nahtart, bei der auf Grund der oben angegebenen zulässigen Kräfte die gesamte zulässige Kraft kleiner ist, nur mit 60% ihrer Länge in Rechnung gestellt werden (20). Der Grund dieser Verfügung ist, daß die Stirnnähte eine viel kleinere Formänderung zulassen als die Flankennähte, wodurch der überwiegende Teil der im Anschluß weitergegebenen Kraft von den Stirnnähten getragen werden muß. Die Flankennähte könnten erstens bei viel größeren Formänderungen vollständig ausgenutzt werden. Aus diesem Grunde wäre die Verfügung naturgemäß gewesen, daß stets die Länge der Flankennähte reduziert in Rechnung gestellt werden soll. Dieser Plan konnte aber in dieser Form nicht durchgeführt werden, denn es kämen, wenn die Stirnnaht gegenüber den Flankennähten zu kurz ist, Mißstände vor.

Die ungarischen Vorschriften enthalten keine Verfügung für Fälle, in denen Stumpf- und Kehlnähte in einem Anschluß zusammen vorkommen, aber natürlicherweise können die obigen Verfügungen auch für diese Fälle sinngemäß angewendet werden.

Zu § 6. Bauliche Durchbildung.

1. Fachwerkstäbe dürfen mittels einer einzigen Schlitznaht nicht angeschlossen werden (36). Es ist nämlich ein Grundsatz, daß die geschweißten Stabanschlüsse gegen alle möglichen Krafteinwirkungen widerstandsfähiger sein sollen als die angeschlossenen Stäbe selbst, damit im Falle unbekannter Krafteinwirkungen der Fließzustand unbedingt in den Stäben und nicht in den viel starrereren Anschlüssen beginnt. Dieser Anforderung kann nicht Genüge geleistet werden, wie es einfache Rechnungen beweisen, wenn der Stab nur mittels einer einzigen Schlitznaht verbunden ist.

2. Sind die Anschlüsse der Nebenträger an beiden Seiten eines Hauptträgers gegeneinander nicht verschoben, so können die übertragenden Torsionsmomente außer acht bleiben. Wenn aber die beiderseitigen Trägeranschlüsse gegenseitig verschoben sind, so müssen sie derart ausgebildet werden, daß kein Torsionsmoment übertragen werden kann, oder es müssen auch die Torsionsmomente in Rechnung gestellt werden (30).

Die obige Verfügung war deshalb nötig, weil der geschweißte Stabanschluß eine sehr starre Verbindung bildet, die — gegenüber einem Anschluß mittels Schrauben — keine Verschiebung der angeschlossenen Teile zuläßt und infolgedessen beträchtliche Nebenspannungen verursacht.

5. Die für die Berechnung maßgebende Länge von Kehlnähten (ohne Endkrater) soll nicht kleiner als 30 mm sein. Flankennähte von Stabanschlüssen sollen nicht länger als $30 \cdot c$ sein (32).

8. Tragende T-Anschlüsse müssen mit beiderseitigen Kehlnähten angeschlossen werden (35).

9. Bei Schlitznähten muß die Schlitzbreite $\geq 3 \cdot t$, aber mindestens 30 mm sein. Die letztere Abmessung darf bei Schlitznähten mit kegelförmiger Mantelfläche bis auf 20 mm vermindert werden, falls die Erzeugende der Mantelfläche mit der Kegellachse einen Winkel von mindestens 30° einschließt (33). In diesem Falle wirkt die magnetische Blaswirkung, die der Grund der obigen Einschränkungen ist, nicht mehr schädlich.

Laut den Vorschriften müssen die Schlitznähte grundwegs abgerundet angefestigt werden (33).

Es muß in jedem Falle untersucht werden, ob die übertragenen Kräfte in den um den Schlitz herumliegenden Teilen keine größere Spannungen hervorrufen als zugelassen (16).

10. Die Gurtplatten müssen auf der Zugseite mittels schiefer Stumpfnähte aneinandergestoßen werden, die mit der Längsrichtung des Trägers einen Winkel von 30 bis 40° bilden (25). Die Versuche erwiesen nämlich, daß die auf diese Weise verbundenen Gurtplatten niemals der Schweißnaht entlang zerreißen.

Bei Fachwerkstäben, Säulen, Blechträgern usw. müssen die frei hervorstehenden gedrückten Plattenteile $\leq 15 \cdot t$ sein. Im entgegengesetzten Falle müssen die hervorstehenden Teile in ihrer ganzen Länge verstellt werden (27).

Zu § 7. Prüfung der Schweißer.

Das Schweißen von Stahlkonstruktionen, auf die sich die Gültigkeit der ungarischen Vorschriften erstreckt, darf nur durch solche Schweißer durchgeführt werden, die durch das hierzu berechnete Organ zum Schweißen von Stahlkonstruktionen zugelassen wurden (8).

Die Schweißfertigkeit der Arbeiter wird durch wiederholte Kontrollproben stets überprüft.

3. Der verantwortliche Werkführer (Fachingenieur) des Auftragnehmers ist verpflichtet, die Kehlnahtprobe mit jedem Schweißer mindestens wöchentlich einmal vorzunehmen und darüber eine Niederschrift aufzusetzen.

5. Die Biegeprobe ist nur fallweise auf Wunsch der Behörde oder des Auftraggebers vorzunehmen (55).

6. Die Kontrollproben gliedern sich wie folgt:

a) Kehlnahtprobe (55a).

Man läßt durch den zu überprüfenden Arbeiter das Probestück nach Abb. 15¹⁾ aus zwei 60 mm breiten und 10 bis 12 mm dicken Eisenblechen verfertigen, und zwar eines in waagerechter, ein zweites in lotrechter Richtung geschweißt. Im Falle bei der Konstruktion auch Überkopfschweißungen vorkommen sollten, lassen die ungarischen Vorschriften auch ein drittes Probestück überkopfgeschweißt verfertigen, in welchem Falle aber die Naht statt mit 8 mm mit 12 mm Grundbreite zu schweißen ist.

Die Kehlnaht ist im allgemeinen mit 8 mm Grundbreite in mehreren Lagen zu schweißen.

Die Probestücke sind nach deren Auskühlung in einem Schraubstock oder auf andere geeignete Weise mit einem Druck im Sinne der Pfeile (Abb. 15¹⁾) zu brechen. Die Bruchkraft wird nicht festgestellt.

Die Schweißung ist als schlecht zu bezeichnen, wenn die nicht eingebrannte Oberfläche mehr als 15% der einzuschweißenden Oberfläche beträgt, oder auch wenn der Bruch nicht im kleinsten Querschnitt erfolgt. In solchen Fällen wird dem Schweißer das Schweißen von wichtigeren Verbindungen (z. B. kräfteübertragenden Nähten) verboten. Dieses Verbot wird aufgehoben, sobald der Schweißer seine Fertigkeit durch eine weitere Probe nachweist.

Die Vorteile dieser Probe sind: Sie ist einfach und infolgedessen billig. Sie kann in der Werkstätte ohne Versuchseinrichtungen durchgeführt werden. Endlich kann der Fachmann aus der Struktur der Bruchfläche vieles über die Eigenschaften der Schweißung erfahren.

b) Biegeprobe (55 b).

Man läßt durch den Schweißer die Biegeprobe der Zulassungsprüfung für den Auftragnehmer anfertigen. Es kann aber vom Einhalten der dort angegebenen Abmessungen abgesehen werden, wenn das Blech mindestens

10 mm dick und das Verhältnis der Dicke zur Höhe des verengten und gebogenen Querschnitts 1:2,5 beträgt. Es genügt, aus dem waagrecht und, wenn in der Konstruktion solche vorkommen sollten, lotrecht und überkopfgeschweißten Probestücken je ein Biegeprobestück auszuarbeiten.

Der Schweißer ist als zuverlässig zu betrachten, wenn die Dehnung der Schweißung 10% erreicht.

Zu § 8. Zulassungsprüfung für den Auftragnehmer.

1. Diese Proben werden durch den Auftragnehmer in Gegenwart der Behörde durchgeführt, und zwar getrennt mit jeder Maschinenart und jeder Schweißdrahtsorte im allgemeinen nur einmal. Die Prüfung der Probestücke geschieht ebenfalls in Anwesenheit der Behörde oder aber in einer amtlichen Materialprüfungsanstalt. Der Auftraggeber und die Behörden sind aber berechtigt, während der Bauarbeiten die Güte der verwendeten Schweißdrähte durch nachstehende Proben zu überprüfen (54).

2. Der ungarische Schweißtechnische Ausschuss trachtete, möglichst exakte Proben zur Feststellung der Eigenschaften der Schweißung vorzuschreiben.

a) Prüfung der Schweißverbindungen wie in § 7. 6: Eine derartige Probe gibt es in den ungarischen Vorschriften nicht.

b) Prüfung von Flankenschweißungen (54 c). Diese Probe wird den ungarischen Vorschriften nach Abb. 14¹⁾ durchgeführt, wodurch

α) die ungleichen Einflüsse der Endkrater durch Einsägen in das Nahtende bzw. durch gänzliches Entfernen der Nahtenden vermieden werden;

β) der Nahtquerschnitt durch Bearbeitung zu einem gleichschenkligen rechtwinkligen Dreieck meßbar gemacht wird.

Die Festigkeit der Flankennaht wird durch die auf 1 cm Nahtlänge entfallende Zugkraft gekennzeichnet:

$$B_0 = \frac{0,8}{c} \cdot \frac{P}{4h} \text{ kg/cm}^2.$$

In der Formel bedeutet P die Reißkraft in kg, h die Länge einer Flankennaht in cm und c die Grundbreite der Naht in cm.

Als Mindestwert für B_0 ist 1200 kg/cm vorgeschrieben. Dies entspricht den deutschen Vorschriften gemäß einer Scherfestigkeit von 2120 kg/cm².

c) Prüfung von Stumpfschweißungen.

Um in jedem Falle die wirkliche Zugfestigkeit der Schweißung selbst feststellen zu können, schreiben die ungarischen Vorschriften die Durchführung des Zugversuches von den deutschen Vorschriften abweichend vor (54 a), und zwar:

α) Die Breite des Probestückes wird nach Abb. 11¹⁾ an der geschweißten Stelle entlang einem Kreisbogen von 60 mm Durchmesser um 2,5 mm beiderseits verjüngt. Hierdurch wird erreicht, daß das Probestück stets in der Naht und doch ohne Kerbwirkung reißt.

β) Es ist nicht nur die Scheitelseite, sondern auch die Wulstseite der Schweißnaht vorher so zu ebnen, daß die Nahtdicke mit der Blechdicke übereinstimmt. Der Zweck dieser Verfügung ist, daß durch den Zugversuch die im Bruchquerschnitt auftretende tatsächliche Bruchfestigkeit der Schweißung erhalten wird.

Die Biegeprobe (54b) ist nach Abb. 13¹⁾ auszuführen. Vor der Biegung werden auf der Zugseite der Schweißung vier Querstriche in 5 mm Abständen und zwei Längsstriche in 10 mm Abstand eingeritzt (s. Abb. 13¹⁾ unten). Die Probestücke werden so weit gebogen, bis einer der auf der Zugseite erschienenen Risse 5 mm Länge erreicht. Nachher wird die Dehnung eines Längsteiles entlang einem nicht gerissenen Faden in der Zone zwischen den Längsstrichen mit einem gut biegbaren Maßstab oder Meßmikroskop abgemessen. Die Schweißung ist als gut zu betrachten, wenn der Mittelwert der Dehnungen der drei Probestücke mindestens 12% beträgt und alle Werte größer als 10% sind.

Der ungarische Ausschuss hat sich aus folgenden Gründen zu dieser Art der Ausführung entschlossen:

α) Infolge der Querschnittsverminderung auf der Scheitelseite der Naht nimmt an der Formveränderung die Schweißung selbst teil, wodurch erreicht wird, daß die Ergebnisse der Biegeprobe die Dehnbarkeit der Schweißung kennzeichnen.

β) Es wurde die Messung der Dehnung statt der Messung des Biege winkels gewählt, da auf Grund von zahlreichen Versuchen festgestellt wurde, daß zwischen der Dehnbarkeit der Schweißung und der Größe des Biege winkels keine Proportionalität besteht.

Die Probe ist in jeder Werkstätte mittels eines Schraubstockes durchführbar. Die Durchmesser der Stützen beeinflussen die Ergebnisse nicht. Die Querstriche kann man mit einem einfachen Werkzeug, das vier Stück 5 mm dicke Schneidstähle besitzt, genau einritzen. Die Dehnung kann durch ein dünnes Meßband, das eine von 5 mm ausgehende und mit 0,05 mm anwachsende Einteilung besitzt, auf 1% Genauigkeit leicht und schnell gemessen werden.

Zu § 9 u. 10. Ausführung und Abnahme.

Die hierhergehörenden Verfügungen der ungarischen Vorschriften stimmen in großen Zügen mit denen der deutschen überein.

¹⁾ Die angegebenen Abrechnungsnummern beziehen sich auf den vorangehenden Aufsatz von Dr.-Ing. Rausch.

Die ungarischen Vorschriften haben noch einen Paragraphen, in welchem die auf die Überwachung der Schweißarbeit sich beziehenden Verfügungen angegeben sind. Laut diesem ist der schweißtechnische Werkführer (Fachingenieur) des Auftragnehmers für die planmäßige, pünktliche und sachgemäße Ausführung der Schweißarbeiten verantwortlich und ist ver-

pflichtet, die Kontrollproben der Schweißer wöchentlich einmal vorzunehmen (50, 51).

Um die Gewissenhaftigkeit der Schweißer wachzuhalten, verfügt dieser Paragraph, daß der Schweißer das von ihm geschweißte Werkstück mit dem Einschlagen seines Zeichens zu bezeichnen hat (53).

Zuschriften an die Schriftleitung.

Dreigurt-Fachwerkträgerbrücke der Hohenzollerngrube in Beuthen O.-S. In der Ergänzung zu obigem Aufsatz in Heft 17, 1933 — siehe Heft 20, S. 160 — kommt der Verfasser des Aufsatzes und Konstrukteur der Brücke, Herr Walter, zu dem Schlußergebnis, daß einem Gewicht von 295,4 t bei der Preußagbrücke, einem Viergurtträger, ein Gewicht von 268,1 t bei der Dreigurtträgerbrücke der Beuthener Grube gegenüberstehe. Die Viergurtbrücke wäre also rd. 10% schwerer als die Dreigurtbrücke. Da dieses Ergebnis mit Untersuchungen, die ich noch in Sterkrade durchführen ließ, sich nicht deckt, habe ich versucht, aus der Fülle der von Herrn Walter gegebenen Zahlen einen einfachen Gewichtsvergleich der beiden Tragsysteme aufzustellen:

	I. Viergurt-träger	II. Dreigurt-träger
1. 2 Hauptträger	139,5 t	109,3 t
2. 5 Querträger	67,3 t	66,0 t (20,2 + 31,2 + 14,6)
3. Fahrbahn u. Schlingverband	40,7 t	48,2 t (46,6 + 1,6)
4. 2 seitliche Laufstege mit unterem Verband	28,8 t	37,5 t (29,3 + 8,2)
5. oberer Windverband	12,3 t	—
6. Lager	6,8 t	7,1 t
Summe	295,4 t	268,1 t

Auffällig ist zunächst bei dieser Zusammenstellung der große Unterschied der Hauptträgergewichte. Die Ursache ist die verschiedene Höhe der verglichenen Träger, beim Viergurtträger nur 5,4 m (s. Abb. 2 auf S. 130) gegen 10 m beim Dreigurtträger. Daß ein solcher Unterschied beim Vergleich zweier Tragsysteme unzulässig ist, ist wohl ohne weiteres klar. Es müssen Hauptträger gleicher Höhe einander gegenübergestellt werden. Bei 10 m Trägerhöhe wird das Gewicht bei I als richtig vorausgesetzt — bei II zu einem Querträgergewicht von sicher über 80 t.

Es fällt weiter auf, daß die fünf Querträger bei der Dreigurtbrücke trotz ihrer größeren Stützweite — 9,5 m gegen 8 m bei der Viergurtbrücke — kleiner sind als bei letzterer. Es muß gerade umgekehrt sein, und man kommt — die Zahl bei I als richtig vorausgesetzt — bei II zu einem Querträgergewicht von sicher über 80 t.

Die Gewichte von 3 müßten eigentlich bei beiden Systemen gleich sein, während bei 4 der Dreigurtträger wegen der doppelten Windgurte schwerer sein müßte als der Viergurtträger.

Nach all dem kann das Ergebnis des angegebenen Vergleichs nicht richtig sein. Der Dreigurtträger muß bei den vorliegenden Verhältnissen — immer gleiche Stützweite, gleiche Trägerhöhe, gleiche Belastungen und gleichen Baustoff vorausgesetzt — entschieden schwerer werden als der Viergurtträger. Das ergab sich auch bei meiner Untersuchung im Büro in Sterkrade, die sich auf Träger mittlerer Größe bezog. Bei großen Stützweiten, z. B. bei Rheinbrücken von $L=200$ m und mehr, ändert sich natürlich die Sache, da bei diesen die Brückenbreite in Rücksicht auf die Seitensteifigkeit ohnehin größer als für eine zweigleisige Eisenbahn notwendig gewählt werden muß, und die Hauptträger bei der großen Höhe viel weniger schräg zu stehen kommen als bei Dreigurtbrücken kleiner und mittlerer Größe. In diesen Fällen ist ein sorgfältiger Vergleich beider Systeme notwendig.

Bei den Dreigurtbrücken ist auch die weniger einfache Ausbildung der Konstruktion zu beachten. Schräganschlüsse sind immer umständlicher und auch teurer als rechtwinklige Anschlüsse. Ich verweise hier nur auf Abb. 4 u. 8 des Walterschen Aufsatzes in Heft 17.

Lindau i. B., Oktober 1933.

Dr. Bohny.

Erwiderung.

Herr Dr.-Ing. Bohny bezweifelt die Richtigkeit der in den Ergänzungen zu meinem Aufsatz gemachten Zahlenangaben.

Grundsätzlich ist festzustellen, daß nur die aufgeführten Gesamtgewichte der Brücken einschließlich der Einbauten von dem Lieferwerk geliefert wurden.

Die Einbauten bestehen in dem Fall der Preußag-Brücken aus an Konsolen befestigten Führungsschienen, die zum Öffnen der van der Zypen-Selbstentladewagen dienen. Auf den Konsolen ist ein besonderer Laufsteg verlegt. Das Gewicht der zusätzlichen Einbauten ist sehr genau zu ermitteln und entspricht den von mir angegebenen Werten.

Bei der Dreigurtträgerbrücke der Hohenzollerngrube mußten im Hinblick auf den Entladebetrieb mit Großraumbelastungswagen neben der Fahrbahn besondere Laufschienen für Reinigungswagen angeordnet werden. Aus demselben Grunde wurde auch der obere Laufsteg eingebaut, damit von diesem aus das Abspritzen der Wagen erfolgen kann. Auch der am Obergurt befestigte Laufkatzensträger dient demselben Zweck. Schließlich mußte für die elektrische Zuführung ein besonderer Fahrleitungssträger eingebaut werden. Die Gewichte der zusätzlichen Konstruktionsteile sind genau zu ermitteln. Demzufolge stehen die in meiner Ergänzung aufgeführten Gewichte der eigentlichen Überbauten einander gegenüber, und es kann an dieser Tatsache auch die Feststellung nichts ändern, daß keine Übereinstimmung zwischen den Einzelgewichten vorhanden ist.

Bei der Zerlegung einer Brücke in ihre Einzelteile (Schlingerverband, Fahrbahn, Querträger usw.) ist die Durchführung einer vollkommen klaren Abgrenzung der einzelnen Bauteile voneinander nicht möglich. Dem-

zufolge werden sich die von zwei Konstrukteuren festgestellten Einzelgewichte derselben Brücke immer mehr oder weniger voneinander unterscheiden. Mir sind die aufgeführten Zahlen vom Lieferwerk angegeben worden, und ich habe keine Veranlassung gehabt, diese im einzelnen auf ihre Gleichwertigkeit hin zu untersuchen.

Bei einem Vergleich werden Stützweite und Belastung stets als konstant zu betrachten sein. Dasselbe gilt auch hinsichtlich der Anwendung desselben Baustoffes. Wie steht es dagegen mit der Höhe? Diese kann frei gewählt werden, und ich vertrete die Auffassung, daß gerade in der richtigen Wahl der Bauhöhe dem Konstrukteur die Möglichkeit gegeben ist, wirtschaftlich zu bauen. Die Wettbewerbsmöglichkeit irgend einer anderen Brückenkonstruktion wäre beschnitten, wenn man von der Höhe des Viergurtträgers ausginge und danach die Höhe des Dreigurtträgers begrenzen würde. Wenn die Behauptung des Herrn Baurat Bohny richtig ist, dann müßte auch der Viergurtträger leichter als der Dreigurtträger sein, wenn man von der Höhe des Dreigurtträgers ausgeht und verlangt, einen Viergurtträger von der gleichen Höhe zu bauen. Ohne eine besondere Berechnung aufzustellen, kann behauptet werden, daß eine solche Brücke schwerer sein würde als eine Dreigurtträgerbrücke.

Der Hinweis auf die weniger einfache Ausbildung der Konstruktion bei der Dreigurtträgerbrücke erscheint unberechtigt. Es ist leicht, den Beweis anzutreten, daß auch die Viergurtträgerbrücken nicht immer einfache und rechtwinklige Anschlüsse besitzen.

Gleiwitz, den 14. Dezember 1933.

Dipl.-Ing. P. Walter.

Betr. Vergleich Dreigurtträger contra Viergurtträger zu den Ausführungen von Herrn Walter vom 14. Dezember 1933.

Die Ausführungen von Herrn Walter vermögen meine Bedenken gegen den von ihm aufgestellten Gewichtsvergleich eines Viergurtträgers mit einem Dreigurtträger nicht zu beseitigen. Möglich, daß die nötigen Einbauten bei dem Zweck der Bauwerke als Sandentladebrücken den Vergleich nach der einen oder anderen Seite etwas beeinflussen, viel kann das aber nicht sein. Einen Teil dieser Einbauten hat Herr Walter in seiner Ergänzung auch schon als „nicht vergleichbar“ bezeichnet, wie: die Laufschiene für die Reinigungswagen, die Laufkatzensträger, die oberen Laufstege und Geländer usw. Entscheidend für den Vergleich der beiden Tragsysteme sind und bleiben die Gewichte der Hauptträger und der Fahrbahn, und ich kann nur wiederholen: es ist unzulässig, das Gewicht eines 10 m hohen Dreigurtträgers dem Gewicht eines nur 5,4 m hohen Viergurtträgers gegenüberzustellen; ferner ist es wohl ohne weiteres klar, daß bei gleicher Konstruktionshöhe und gleicher Fachweite Querträger von 9,5 m Stützweite schwerer sind als solche von nur 8 m Stützweite. Daß Schräganschlüsse, abgebogene Gurten und Streben, wie sie beim Dreigurtträger nötig werden, teurer sind als einfache rechtwinklige Anschlüsse und Verbindungen, wird wohl jeder Betriebsmann einer Brückenbauanstalt bestätigen.

Lindau i. B., Dezember 1933.

Dr. Bohny.

Erwiderung zu den Ausführungen von Herrn Dr. Bohny.

Herr Baurat Dr. Bohny vertritt nach wie vor den Standpunkt, daß es unzulässig ist, das Gewicht eines 10,5 m hohen Dreigurtträgers dem Gewicht eines 5,4 m hohen Viergurtträgers gegenüberzustellen. Die Höhe des Dreigurtträgers wird durch das lichte Raumprofil der Eisenbahn bedingt. Wenn die Auffassung von Dr. Bohny richtig ist, müßte meinerseits die Frage gestellt werden: „Ist ein Viergurtträger von 10 m Systemhöhe schwerer oder leichter als ein Dreigurtträger?“ Ich glaube, daß es keinem Zweifel unterliegt, wie auf diese Fragestellung die Antwort zu lauten hat. Wollte man dem Gedankengang von Herrn Dr. Bohny folgen, so müßte man beispielsweise bei der Entscheidung, ob eine Blechträger- oder eine Fachwerkträgerbrücke verwendet werden soll, an die Bedingung gebunden sein, daß gleiche Trägerhöhen vorausgesetzt werden.

Ich vertrete grundsätzlich den Standpunkt, daß es Aufgabe des Statikers bzw. Konstrukteurs ist, zu beweisen, daß die von ihm gewählte Brückenkonstruktion unter Berücksichtigung des Verwendungszweckes den günstigsten Materialverbrauch ergeben hat. Im vorliegenden Falle konnte dieser Beweis zugunsten der gewählten Dreigurt-Fachwerkträgerbrücke geführt werden.

An der Behauptung, daß ein Querträger von 9,5 m Stützweite schwerer sein muß als ein solcher von 8 m, wird niemand zweifeln. Ich habe jedoch in meiner ersten Ausführung bereits darauf hingewiesen, daß es auf die Auffassung des die Einzelgewichte ermittelnden Ingenieurs ankommt, welche Teile der Brücke er zum Hauptträger und welche er zum Querträger gehörend annimmt.

P. Walter.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Über die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens gedrückter Stäbe aus Baustahl. — Schweißvorschriften des ungarischen Ingenieur- und Architekten-Vereins für Hochbaukonstruktionen. — Über die neuen ungarischen Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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