

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Fernsprecher: C 1 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, 9. Juni 1933

Heft 12/13

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen.

Nach einem Vortrag im Kuratorium für Dauerfestigkeitsversuche beim Fachausschuß für Schweißtechnik des VDI am 3. März 1933.

Von Otto Graf, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

(Schluß aus Heft 11.)

C. Über den Einfluß der Bauart der Schweißverbindung.

1. Stumpfnähte, sowie Stumpfnähte mit Laschen.

Über die Gestaltung der Stumpfnähte, die oftmals wiederholter Zugbelastung widerstehen sollen, ist bereits unter B das Erforderliche gesagt worden (V- und X-Nähte, Wurzel nachgeschweißt oder nicht, flacher Anlauf der Raupe, porenarmer Schweißstoff usw.).

Die Ursprungszugfestigkeit von Stumpfnähten ist bis Ende 1932 gemäß Zusammenstellung 1 zu 9 bis 18 kg/mm² ermittelt worden. Der Höchstwert von 18 kg/mm² ist sowohl mit Gasschmelzschweißungen als auch mit Lichtbogenschweißungen erzielt worden.

Darüber hinaus ist untersucht worden, ob Nähte, die schief zur Zugrichtung liegen, widerstandsfähiger sind als normal liegende; ferner ist der Einfluß von Laschen verschiedener Stärke und Form verfolgt worden.

a) Bei Gasschmelzschweißungen nach Abb. 17 b, Schweißnaht unter 45° zur Zugrichtung, fand sich wiederholt eine erheblich größere Ursprungszugfestigkeit als bei Verbindungen nach Abb. 17 a, wie die Zahlen unter Abb. 17 a u. b ohne weiteres erkennen lassen. Mit nachgeschweißter Schweißwurzel (vgl. auch Abb. 6 u. 10) entstand die besonders hohe Ursprungszugfestigkeit $D_{zu} = 22$ kg/mm². Bei schiefer Naht sind in den einzelnen Querschnitten der Proben weniger schwache Stellen als in der gewöhnlichen Quernaht.

b) Die Gasschmelzschweißung nach Abb. 17 a, hergestellt in der Werkstatt H (vgl. auch Zusammenstellung 1), lieferte $D_{zu} = 12$ kg/mm², wenn

zugfestigkeit zu $D_{zu} = 18$ kg/mm², also so hoch wie die Werte für später hergestellte, an der Wurzel nachgeschweißte Stumpfnähte nach Abb. 17 a und ebenso hoch wie der Mittelwert der gebohrten Stäbe aus St 37 (vgl. unter A).

Aus Abb. 17 a bis e erhellt, daß Stumpfnähte mit geringer oder mäßiger Widerstandsfähigkeit durch Laschen erheblich verstärkt werden können, wenn der Laschenanschluß unter allmählicher Querschnittsänderung stattfindet. Allerdings dürfte die Herstellung des allmählichen Übergangs nur in Sonderfällen wirtschaftlich tragbar sein.

Dasselbe Ergebnis ist Abb. 19 für Lichtbogenschweißungen zu entnehmen.

Die Verbindung nach Abb. 19 a lieferte $D_{zu} = 9$ kg/mm²; sie war also von geringer Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederholte Zugbelastung.

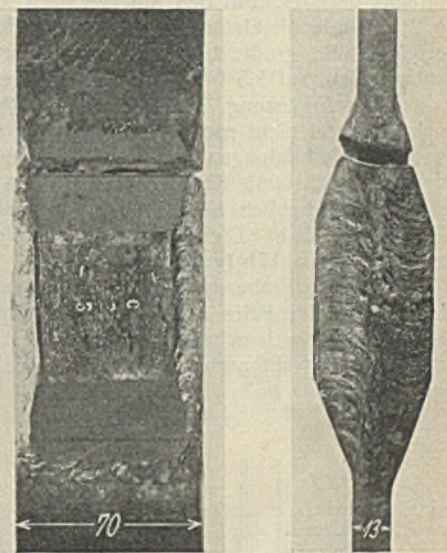
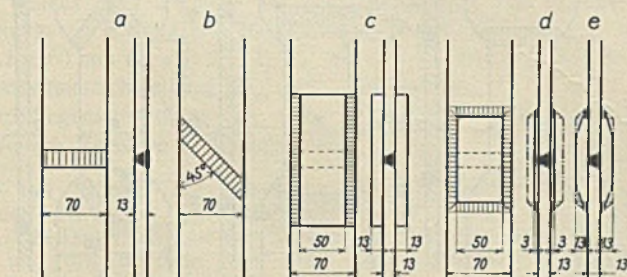


Abb. 18.
Gasschmelzschweißung nach Abb. 17 e.
Bruch nach 906 700 Lastwechseln zwischen $\sigma_u = 0,5$ kg/mm² und $\sigma_o = 18,9$ kg/mm².



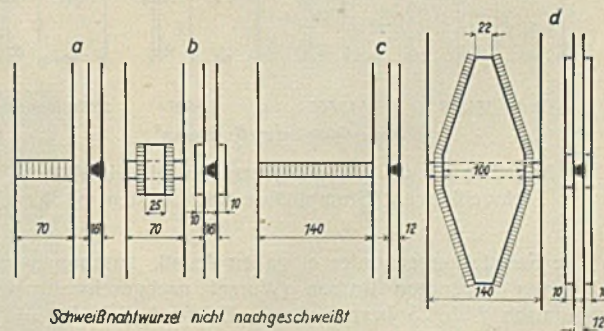
	a	b	c	d	e
Schweißnahtwurzel nicht nachgeschweißt					
D_{zu} in kg/mm ²	12	17	13	17	18
Schweißnahtwurzel nachgeschweißt					
D_{zu} in kg/mm ²	18	22			

Abb. 17 a bis e. Dauerzugversuche mit Gasschmelzschweißungen; Stumpfnähte, ohne und mit Laschen, St 37.

die Wurzel nicht nachgeschweißt war. Diese Verbindung, mit Herstellungsfehlern behaftet, ist durch Laschen verstärkt worden, wie Abb. 17 c, d u. e sowie die zugehörigen Zahlen zeigen. Allerdings ist die Erhöhung der Ursprungszugfestigkeit durch die Laschen nach Abb. 17 c gering geblieben, weil nunmehr die große Querschnittsänderung der Verbindung an den Laschenenden maßgebend wurde, wo auch der Bruch eintrat.

Eine wesentliche Verstärkung der Stumpfnähten brachten die Laschen, wenn sie auf 3 mm Dicke abgehobelt waren (Abb. 17 d), oder wenn sie an den Enden mit allmählichem Übergang versehen und auch an den Stirnenden geschweißt wurden (Abb. 17 e).

In Abb. 18 ist ein Körper nach Abb. 17 e im Zustand nach dem Dauerversuch wiedergegeben. Solche Körper lieferten die Ursprung-



	a	b	c	d
Schweißnahtwurzel nicht nachgeschweißt				
D_{zu} in kg/mm ²	9	12		
Schweißnahtwurzel nachgeschweißt				
D_{zu} in kg/mm ²	10		13	10

Abb. 19 a bis d. Dauerzugversuche mit Lichtbogenschweißungen; Stumpfnähte, ohne und mit Laschen, St 37.

Durch die Lasche nach Abb. 19 b ist D_{zu} auf 12 kg/mm² erhöht worden. Dabei brach der Stab jetzt am Ende der Schweißraupen, beginnend bei r in Abb. 20, weil jetzt bei den Enden der Laschen hohe zusätzliche Anstrengungen im Stab auftraten.

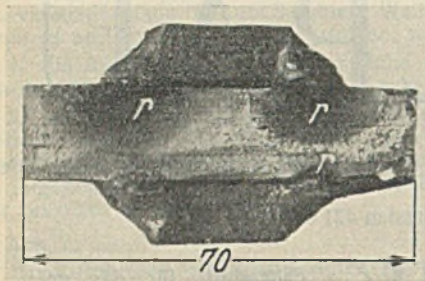


Abb. 20. Bruchfläche der Verbindung in Abb. 19b.

Die Verbindung nach Abb. 19c ergab $D_{zu} = 13 \text{ kg/mm}^2$; es handelt sich demnach um eine Stumpfnäht mit mäßiger Widerstandsfähigkeit. Durch die Lasche nach Abb. 19d ist die Ursprungzugfestigkeit verringert worden auf $D_{zu} = 10 \text{ kg/mm}^2$, weil jetzt an den Enden der Lasche wie im Falle der Abb. 20 hohe zusätzliche Anstrengungen entstanden, welche die Zerstörung am Laschenende bewirkten. Abb. 20a zeigt ein lehrreiches Beispiel.

c) Im Einklang mit den Feststellungen unter a) und b) stehen die Ergebnisse, die in Abb. 21 dargestellt sind. Vier Laschenverbindungen wurden zwischen $\sigma_{II} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_o = 16 \text{ kg/mm}^2$ oftmals belastet. Mit den Stücken nach Abb. 21 a u. 21 c wurde die kleinste Zahl der Wiederholungen erreicht; die größte Lastwechselzahl gehört zu Abb. 21 b mit allmählich anlaufenden, auf 1,5 bis 5 mm Dicke abgehobelten Laschen²⁰⁾.

d) In Ergänzung der Versuche mit Proben nach Abb. 17a (Stumpfnäht, Wurzel nicht nachgeschweißt) sind weitere in gleicher Weise hergestellte Verbindungen nach Abb. 22 geliefert worden. Die Verbindung nach Abb. 22c (mit Nähten, die unter 36° zur Zugrichtung lagen) fand sich eine erheblich höhere Ursprungzugfestigkeit als für Proben nach Abb. 22a u. 22b. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den Ergebnissen zu Abb. 17a u. 17b (vgl. unter C 1, a).

Bei einer Probe nach Abb. 22b begann der Bruch am Auslauf einer Längsnaht. Im Falle der Abb. 23, gültig für ein Stück nach Abb. 22c, begann der Bruch neben der Naht. Hier lag der Bruch ähnlich wie bei der schiefen Naht nach Abb. 17b, von der in Abb. 24 ein Beispiel wieder gegeben ist.

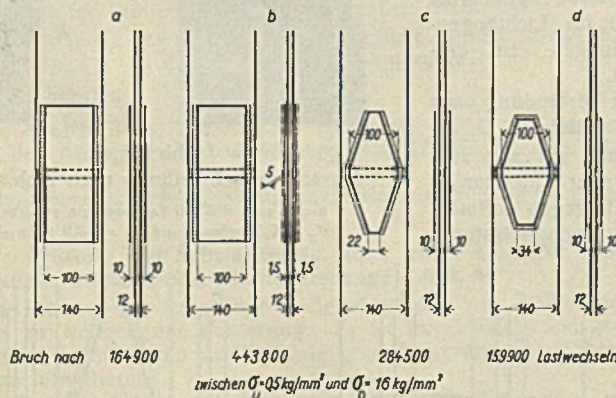


Abb. 21 a bis d. Dauerzugversuche mit Lichtbogenschweißungen; Stumpfnähte mit Laschen, St 37.

e) Die Feststellungen unter c) gaben Anlaß, zusammen mit den in Abb. 17 unten genannten Proben (Wurzel nachgeschweißt) noch Verbindungen nach Abb. 25 herzustellen. Es fand sich $D_{zu} = 18 \text{ kg/mm}^2$ gegenüber 15 kg/mm^2 bei den Körpern nach Abb. 22c (Wurzel nicht nachgeschweißt). Das Nachschweißen der Wurzel hat die Widerstandsfähigkeit wieder verbessert.

f) Den Versuchen unter a) bis e) kann zur Zeit als allgemein wichtig folgendes entnommen werden:

α) Stumpfschweißungen mit hoher Widerstandsfähigkeit gegen oftmals

²⁰⁾ Die Ursprungzugfestigkeit, bei unseren Versuchen als Widerstandsfähigkeit gegen 2 Millionen Lastwechsel ermittelt, kann für die Verbindung nach Abb. 21 b zu rund 13 bis 14 kg/mm^2 geschätzt werden; sie ist damit nicht oder nur wenig höher als die zugehörige Stumpfnäht allein, die $D_{zu} = 13 \text{ kg/mm}^2$ lieferte.

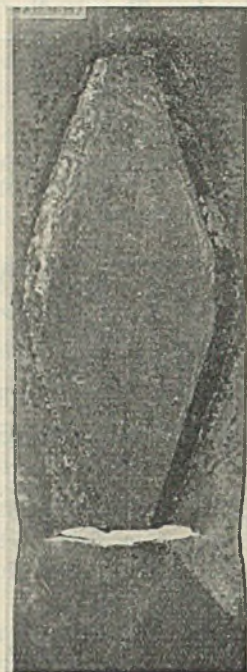


Abb. 20a. Lichtbogenschweißung; V-Naht und Decklasche nach Abb. 19d; Gleichstrom, umhüllte Elektrode.

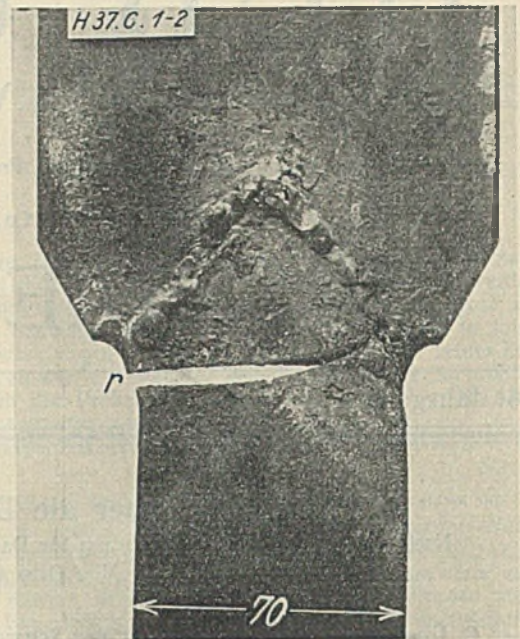


Abb. 23. Gasschmelzschweißung nach Abb. 22c; Wurzel nicht nachgeschweißt.

Bruch nach 1944500 Lastwechseln zwischen $\sigma_{II} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_o = 16 \text{ kg/mm}^2$. Der Bruch begann bei r.

wiederholte Belastungen sind mit Gasschmelzschweißung und mit Lichtbogenschweißung festgestellt worden.

β) Stumpfnähte, die schief zur Zugrichtung lagen, waren unter sonst gleichen Umständen widerstandsfähiger als solche normal zur Zugrichtung.

γ) Stumpfnähte mit geringer oder mäßiger Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederholte Belastung lassen sich mit Laschen²¹⁾ verstärken, bei mäßig guter Ausführung nur, wenn die Querschnittsänderungen allmählich ausgeführt werden.

2. Verbindungen mit Flankenkehlnähten, insbesondere nach Abb. 13.

Auf wesentliche Eigenschaften der Verbindungen nach Abb. 13 wurde bereits unter B wegen des Einflusses des Materials in Flankenkehlnähten eingegangen. Weiter ist der Einfluß der Länge und der Stärke sowie

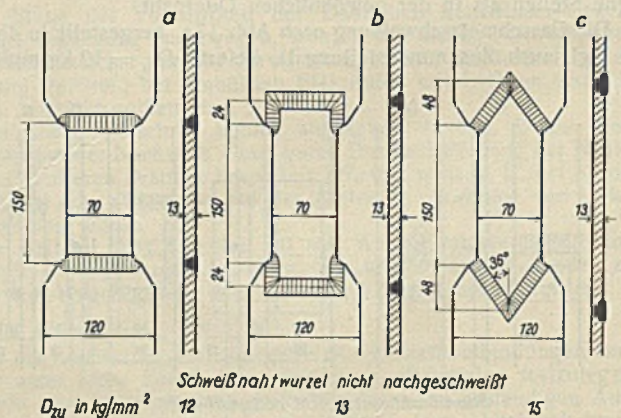


Abb. 22 a bis c. Dauerzugversuche mit Gasschmelzschweißungen; Knotenblechanschlüsse, St 37.

der Querschnittsform der Kehlnähte, sodann der Einfluß der Breite der angeschlossenen Stäbe, auch der Einfluß ihrer Querschnittsform sowie die Wirkung von Schlitznähten verfolgt worden. Aus den bis jetzt vorliegenden Ergebnissen sei folgendes hervorgehoben:

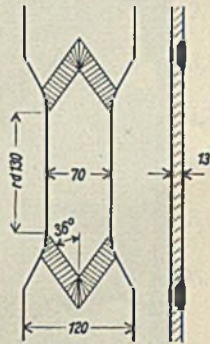
a) Einfluß der Länge der Flankenkehlnähte. Dauerfestigkeit der Längskehlnähte. Nähte, die gemäß DIN 4100 derart bemessen wurden, daß $\rho : \sigma = 0,5 : 1$ (gültig bei Stücken für statische Belastung), sind bei oftmals wiederholter Belastung nicht gebrochen, wenn die angeschlossenen Stäbe auf Zug beansprucht waren; es war die Anstrengung der Stäbe am Beginn der Schweißnaht maßgebend.

²¹⁾ Ob und inwieweit die Verwendung eines besonders bildsamen Materials in den Längs- und Querkehlnähten der Laschen die Widerstandsfähigkeit von Laschenverbindungen erhöhen läßt, bedarf noch der Untersuchung. Es wird im Sinne der Feststellungen unter B 2, c) vorzugehen sein.



Abb. 24. Gasschmelzschweißung nach Abb. 17 b; Wurzel nachgeschweißt.
Bruch nach 844 800 Lastwechseln im angeschlossenen Stab ungünstiger wird; die Kraftlinien müssen bei kürzeren Nähten mit schärferer Ablenkung und gedrängter nach den Seiten geführt werden, wie die Beispiele in Abb. 26 u. 27 erkennen lassen.
Der Einfluß der Länge der Schweißnaht war deshalb weiter zu untersuchen, auch weil die Nahtlänge in Stücken, die oftmals wiederholte Lasten aufnehmen sollen, nach DIN 4100 länger sein soll als bei unseren bisherigen Versuchen. Der Einfluß der Nahtlänge ist natürlich begrenzt; nach unseren bis Ende 1932 vorliegenden Feststellungen ist bei sachgemäßer Stärke der Naht eine Verlängerung über die übliche normengemäße Länge hinaus ($\rho : \sigma = 0,5 : 1$) bei Zugverbindungen von untergeordneter Bedeutung. Z. B. fand sich für Stücke nach Abb. 13 bei $l = 60 \text{ mm}$ ($\rho : \sigma = 0,5 : 1$) bei $l = 120 \text{ mm}$ ($\rho : \sigma = 0,25 : 1$) mit Gasschmelzschweißung $D_{zu} = 9$ 10 kg/mm^2 , mit Lichtbogenschweißung $D_{zu} = 6$ 7 kg/mm^2 23).
Weitere Versuche sind vorgesehen.

Bei Flankennähten, die erheblich kürzer waren, als sie in den Normen verlangt werden, sind Brüche in den Nähten erfolgt. Ergebnisse von Zugversuchen mit solchen Stücken finden sich in der Bautechn. 1932, S. 414 u. f. Bei den Dauerzugversuchen ist der Bruch in der Naht unter Ursprungsbelastung nur beobachtet worden, wenn die Naht etwa die Hälfte der normengemäßen Maße aufwies ($\rho : \sigma = 1,1 : 1$) und überdies nur, wenn die



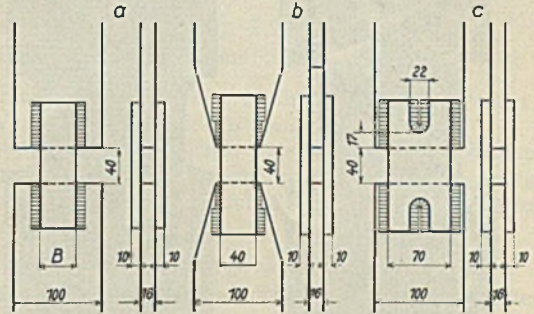
Schweißnaht wurzel nachgeschweißt
 D_{zu} in kg/mm^2 18

Abb. 25. Dauerzugversuche mit Gasschmelzschweißungen; Knotenblechanschluß, St 37.

Die Verteilung der Naht, z. B. nach Abb. 28 b gegenüber Abb. 28 a, blieb bis jetzt ohne deutlichen Einfluß 24).

b) Bei Dauerdruckversuchen mit Stücken nach Abb. 29 ergab sich die Dauerfestigkeit der Längskehlnähte (Ursprungsfestigkeit D_{schlu}) zu 12 kg/mm^2 .

c) Nach Abb. 26 u. 27 und nach mannigfachen Erörterungen, die nach Bekanntgabe unserer ersten Versuche an verschiedenen Stellen gepflogen worden sind, entsteht die Frage, welchen Einfluß hat das Verhältnis Stabbreite (Stabquerschnitt) zur Nahtlänge und zum Nahtquerschnitt. Aus den bisherigen Versuchen, die zunächst orientieren sollten und die weitergeführt werden, ist u. a. zu entnehmen, daß die Querschnittsform der Naht mit den gewählten Elektroden in praktisch üblichen Grenzen ohne erhebliche Bedeutung ist.



$B = 25 \ 40 \ 70 \text{ mm}$

D_{zu} in kg/mm^2	10	9	7	9	8
$\rho : \sigma$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9

Abb. 28. Dauerzugversuche mit Lichtbogenschweißungen; Laschenanschlüsse, St 37.

Anstrengung des angeschlossenen Stabes weit über der Dauerfestigkeit lag 23).

Bei Prüfung der Dauerfestigkeit der Schweißnaht ist zu beachten, daß mit Verkürzung der Schweißnaht die Verteilung der Anstrengungen im angeschlossenen Stab ungünstiger wird; die Kraftlinien müssen bei kürzeren Nähten mit schärferer Ablenkung und gedrängter nach den Seiten geführt werden, wie die Beispiele in Abb. 26 u. 27 erkennen lassen.

Der Einfluß der Länge der Schweißnaht war deshalb weiter zu untersuchen, auch weil die Nahtlänge in Stücken, die oftmals wiederholte Lasten aufnehmen sollen, nach DIN 4100 länger sein soll als bei unseren bisherigen Versuchen. Der Einfluß der Nahtlänge ist natürlich begrenzt; nach unseren bis Ende 1932 vorliegenden Feststellungen ist bei sachgemäßer Stärke der Naht eine Verlängerung über die übliche normengemäße Länge hinaus ($\rho : \sigma = 0,5 : 1$) bei Zugverbindungen von untergeordneter Bedeutung. Z. B. fand sich für Stücke nach Abb. 13

bei $l = 60 \text{ mm}$ ($\rho : \sigma = 0,5 : 1$) bei $l = 120 \text{ mm}$ ($\rho : \sigma = 0,25 : 1$) mit Gasschmelzschweißung $D_{zu} = 9$ 10 kg/mm^2 , mit Lichtbogenschweißung $D_{zu} = 6$ 7 kg/mm^2 23).
Weitere Versuche sind vorgesehen.

22) Bei Prüfung mit erheblichem Anteil einer ruhenden Last an der Gesamtlast, vgl. unter D., sowie Graf, Die Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen, VDI-Verlag 1931, S. 39.

23) Vgl. auch Bautechn. 1932, S. 415, Abb. 10.

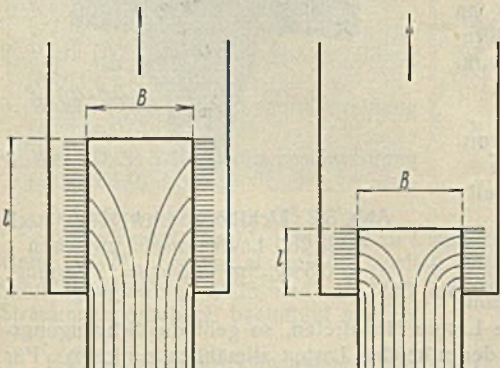


Abb. 26.

Abb. 27.

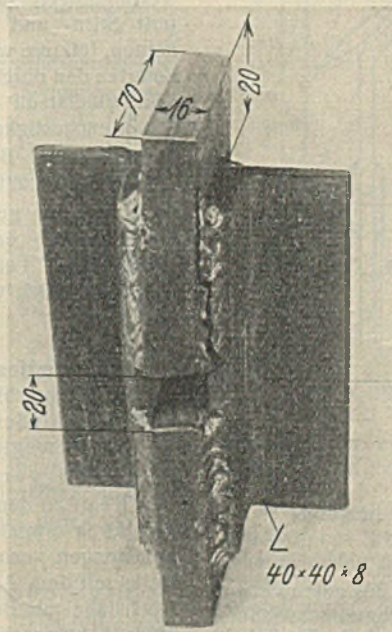


Abb. 29. Lichtbogenschweißung nach 1 421 400 Lastwechseln zwischen $e_u = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und $e_o = 13 \text{ kg/mm}^2$.

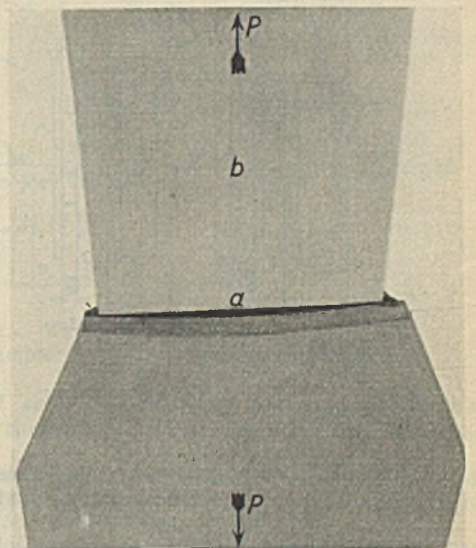


Abb. 30. Gummimodell eines einseitigen Kehlanchlusses mit der Zugkraft P belastet. Bei a wölbt sich das Knotenstück unter dem Einfluß der Quersammenziehung des angeschlossenen Flachstückes b.

d) In bezug auf die Stärke der Naht hat sich bis jetzt gezeigt, daß starke Nähte unter bestimmten Verhältnissen geeignet sind, die an den Anschlußstellen der Stäbe auftretenden Anstrengungen zu mildern 25). Jedoch müssen weitere Untersuchungen für eine allgemeine Klarstellung sorgen.

e) Mit Zunahme der Breite des angeschlossenen Stabes (bei gleichbleibender Dicke desselben) nahm die Ursprungszugfestigkeit ab, wie die Zahlen unter Abb. 28 a erkennen lassen. Die Erklärung für dieses Ergebnis finden wir in dem Umstand, daß die in Abb. 26 skizzierten Kraftlinien bei zunehmender Stabbreite einen Verlauf nehmen, der an der Übergangsstelle die Anstrengungen steigert 26).

24) Entsprechend dem unter B, 2 Gesagten.

25) Vgl. Stahlbau 1932, S. 177 u. f.

26) An den Schweißstellen treten noch Formänderungen auf, welche mit den in Abb. 30 ersichtlichen Formänderungen verbunden sind.

f) Beispiele aus Versuchen mit Schlitznähten finden sich in Abb. 28c, 31 u. 32. Im Vergleich mit den Stücken nach Abb. 28a fand sich eine Steigerung der Ursprungszugfestigkeit D_{zu} von 7 auf 8 kg/mm².

g) Die Ursprungszugfestigkeit D_{zu} fand sich für Laschenverbindungen nach Abb. 28a, b, c, sowie Abb. 33a, b, bis Ende 1932 zu 6 bis 14 kg/mm². Es wird zur Zeit versucht, die Widerstandsfähigkeit

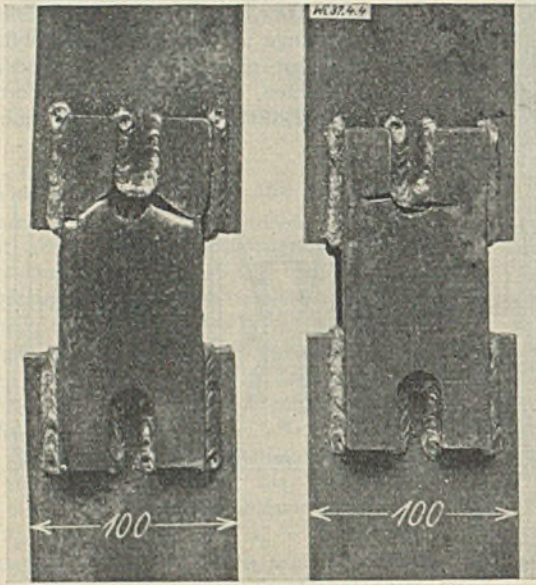


Abb. 31. Abb. 32.
Lichtbogenschweißungen nach Abb. 27c.

Abb. 31: Nach dem gewöhnlichen Zugversuch ($\sigma_z = 34,4$ kg/mm²).
Abb. 32: Nach 1157 600 Lastwechseln zwischen $\sigma_H = 0,5$ kg/mm² und $\sigma_o = 9,0$ kg/mm².

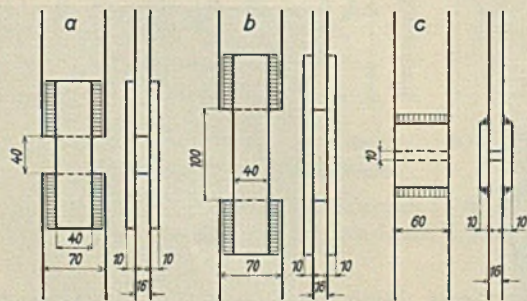
bei Ursprungsbelastung durch Verwendung anderer Schweißstäbe²⁷⁾ und durch konstruktive Maßnahmen zu erhöhen.

h) Die bisherigen Versuche mit Verbindungen durch Flankenkehlnähte lehren folgendes:

α) Verbindungen mit hoher Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederholte Belastung sind bisher nur mit Gasschmelzschweißungen festgestellt worden, die in der Raupe besonders weiches Material enthielten.

β) Durch Einhaltung näher zu erkundender Beziehungen zwischen der Verteilung der Stabquerschnitte und der Nähte lassen sich Verbindungen herstellen, die erhebliche Schwingungswerten ertragen.

γ) Unter Berücksichtigung der späteren Feststellungen unter D kann zur Zeit gesagt werden, daß Verbindungen mit Flankenkehlnähten sowohl mit Gasschmelzschweißung als mit Lichtbogenschweißung neben hohen ruhenden Lasten erhebliche bewegte Lasten dauernd aufnehmen können; beispielsweise erscheint es zur Zeit möglich, von einer Gesamtanstrengung von 12 kg/mm² noch 4 kg/mm² durch oftmals wiederkehrende Lasten als dauernd zulässig hervorzurufen.



	Gasschmelzschweißung		
D_{zu} in kg/mm ²	14	9	11
$\rho \cdot \sigma$	0,5	0,5	11
	Lichtbogenschweißung		
D_{zu} in kg/mm ²	8	6	7
$\rho \cdot \sigma$	0,5	0,5	11

Abb. 33. Dauerzugversuche mit Schweißverbindungen; Laschenanschlüsse, St 37.

²⁷⁾ Zur Beurteilung des Einflusses der Beschaffenheit des geschweißten Materials sei auf folgende Feststellungen verwiesen. Gasschmelzschweißung nach Abb. 33a lieferte $D_{zu} = 14$ kg/mm², also eine relativ hohe Festigkeit. Die Kugeldruckhärte des Materials in den Schweißraupen betrug $H =$ rund 120 kg/mm². Lichtbogenschweißungen nach Abb. 33b lieferten $D_{zu} = 6$ kg/mm² und $H =$ rund 180 kg/mm².

3. Verbindungen nach Abb. 33c mit Stirnkehlnähten.

Zunächst ist das Verhalten von Stirnkehlnähten bei Laschenverbindungen nach Abb. 33c untersucht worden. Dann wurden Stücke untersucht, in denen Stirn- und Flankenkehlnähte gemeinsam wirkten.

a) Bei Verbindungen nach Abb. 33c ist der Bruch nach Abb. 34 u. 35 erfolgt; die Risse haben vermutlich an den Laschen an den Stellen r,

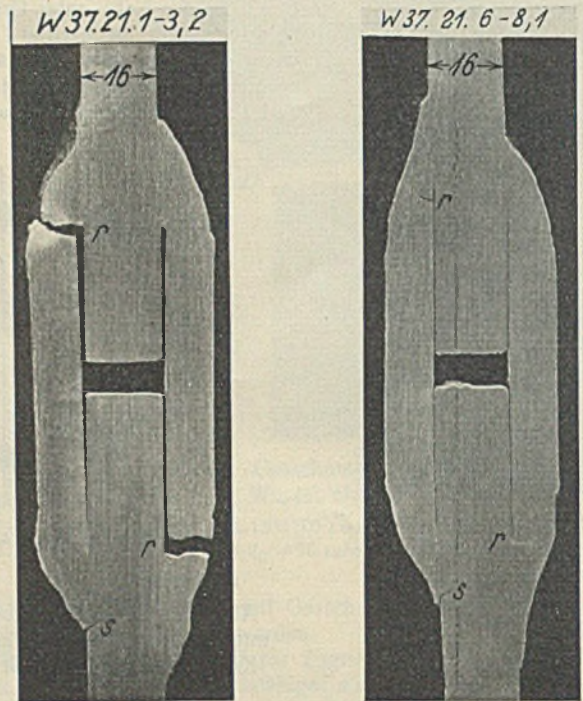


Abb. 34. Abb. 35.
Gasschmelzschweißungen nach Abb. 32c.

Abb. 34: Nach 372 800 Lastwechseln zwischen $\sigma_H = 0,5$ kg/mm² und $\sigma_o = 11,9$ kg/mm² (bzw. $\rho = 0,5$ und 13 kg/mm²).
Abb. 35: Nach 2 001 000 Lastwechseln zwischen $\sigma_H = 14$ kg/mm² und $\sigma_o = 21$ kg/mm² (bzw. $\rho = 15,4$ und 23 kg/mm²).

also am innern Rand der Schweißstelle, begonnen. Weitere Risse erschienen an den äußeren Enden der Schweißstelle bei s. Demnach handelt es sich hier nicht um die Scherfestigkeit der Nähte, sondern um Biegefestigkeiten.

b) Dauerdruckversuche mit Verbindungen nach Abb. 36 (mit Stirn- und Flankenkehlnähten, letztere wie in Abb. 29) lieferten den durchschnittlichen Scherwiderstand der Nähte (Ursprungsfestigkeit) zu $D_{schu} = 11$ kg/mm². Bei Längskehlnähten ist gemäß 2, b) $D_{schu} = 12$ kg/mm² gefunden worden; deshalb erscheinen im vorliegenden Fall die Stirnähte zusätzlich weniger wirksam.

D. Dauerzugfestigkeit von Schweißverbindungen bei verschiedenem Anteil der bewegten Last.

1. Zugversuche.

Wenn zu den Anstrengungen durch oftmals wiederholte Belastungen noch ruhende Lasten hinzutreten, so geht die Schwingungswerte mit dem Ansteigen der ruhenden Lasten allmählich zurück²⁸⁾. Für Flachstäbe mit Bohrung ist diese Veränderlichkeit der Schwingungswerte unter A besprochen. An Stumpfschweißungen und an Verbindungen mit Kehlnähten war zunächst zu erkunden, ob die Verhältnisse bei Schweiß-

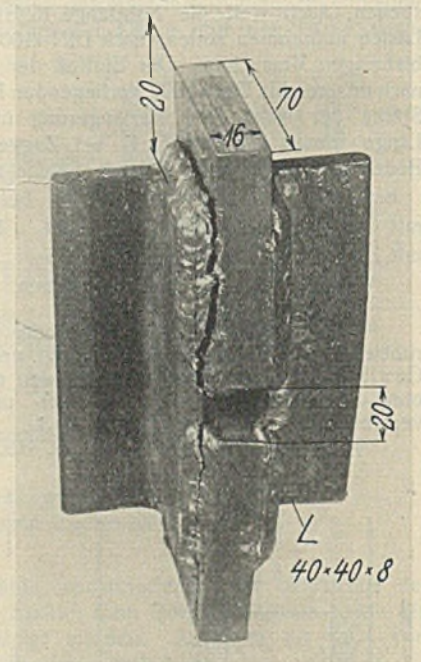


Abb. 36. Lichtbogenschweißung nach 1 305 200 Lastwechseln zwischen $\sigma_H = 0,5$ kg/mm² und $\sigma_o = 12$ kg/mm².

²⁸⁾ Vgl. Abb. 1, sowie Maschinenbau 1931, S. 85.

verbindungen ähnlich liegen wie bei den gebohrten Flachstäben. Dazu sind die Dauerzugfestigkeiten derart ermittelt worden, daß von der Gesamtbelastung $1/3$ bzw. $2/3$ ruhend war ($D_{z^{1/3}}$ bzw. $D_{z^{2/3}}$)²⁹⁾.

a) Bei Stumpfnähten fanden sich folgende Dauerzugfestigkeiten und Schwingungswerten (in kg/mm²):

Stücke aus	Dauerzugfestigkeit			Schwingungswerte bei		
	$D_{zu}^1)$	$D_{z^{1/3}}$	$D_{z^{2/3}}$	D_{zu}	$D_{z^{1/3}}$	$D_{z^{2/3}}$
1. Werk G, St 37, V-Naht, Gasschmelzschweißung	15	—	38 ²⁾	14,5	—	12,7 (0,88)
2. Werk G, St 37, X-Naht, Gasschmelzschweißung	16	(22)	38 ²⁾	15,5	14,6 (0,94)	12,7 (0,82)
3. Werk G, St 52, V-Naht, Gasschmelzschweißung	18	—	40 ²⁾	17,5	—	13,3 (0,76)
4. Werk D, St 37, V-Naht, Lichtbogenschweißung	15	21	34 ²⁾	14,5	14 (0,97)	11,3 (0,78)
5. Werk D, St 37, X-Naht, Lichtbogenschweißung	10	—	25 ²⁾	9,5	—	8,3 (0,87)
6. Werk D, St 52, V-Naht, Lichtbogenschweißung	15	—	39 ²⁾	14,5	—	13,0 (0,90)

1) Untere Lastgrenze 0,5 kg/mm².
2) Streckgrenze $\sigma_s = 25,8$ kg/mm², vgl. Bautechn. 1932, S. 396.
3) Streckgrenze $\sigma_s =$ rund 39 kg/mm².

Hiernach sind die Schwingungswerten bei $D_{z^{1/3}}$ nur wenig kleiner ausgefallen als bei der Ursprungsfestigkeit D_{zu} ; bei $D_{z^{2/3}}$ betrug die Schwingungswerte noch 76 bis 90%, im Mittel 0,83 von D_{zu} . Diese Verhältnisse liegen in den Grenzen, die von Versuchen mit gebohrten Stäben bekannt sind.

b) Bei den unter a) aufgeführten Versuchen lag $D_{z^{1/3}}$ bei den drei Reihen 1, 2 und 4 mit St 37 bedeutend über der Streckgrenze; es war demgemäß an den zugehörigen Proben beim erstmaligen Belasten eine erhebliche Reckung erfolgt.

c) Die bisher besprochenen Versuche zeigen, daß gute Stumpfschweißungen bis zu sehr hohen Anstrengungen große schwingende Belastungen ertragen.

d) Bei Verbindungen nach Abb. 13 (mit Längskehlnähten) ergaben sich folgende Dauerzugfestigkeiten und Schwingungswerten (in kg/mm²):

Stücke aus	Dauerzugfestigkeit		Schwingungswerte bei	
	$D_{zu}^1)$	$D_{z^{2/3}}$	D_{zu}	$D_{z^{2/3}}$
1. Werk G, St 37, Gasschmelzschweißung ($\rho: \sigma = 1,1$)	7	17	6,5	5,7 (0,9)
($\rho: \sigma = 0,5$)	14	20	13,5	6,7 (0,5)
2. Werk D, St 37, Lichtbogenschweißung ($\rho: \sigma = 1,2$)	7	15,7	6,5	5,2 (0,8)
($\rho: \sigma = 0,5$)	(5)	16	(5)	5,3 (1) ²⁾
3. Werk D, St 37, Lichtbogenschweißung ($\rho: \sigma = 0,5$)	8	22	7,5	7,3 (1)
4. Werk D, St 52, Lichtbogenschweißung ($\rho: \sigma = 1,0$)	7	21	6,3	7,0 (1) ²⁾

1) Untere Lastgrenze 0,5 kg/mm².
2) Die Verhältniszahlen sind hier zu 1 gesetzt, obwohl die Schwingungswerte bei $D_{z^{2/3}}$ größer als bei D_{zu} ausfiel. Hier ist zu beachten, daß die Schwingungswerten klein sind und daß die Verhältniszahl durch mäßige Streuungen erheblich beeinflußt wird.

Hier betragen die Schwingungswerten bei $D_{z^{2/3}}$ das rund 0,5- bis 1fache, im Mittel das 0,9fache der Schwingungswerte bei D_{zu} . Der Mittelwert liegt nahe dem unter a), der für Stumpfschweißungen gilt.

29) Vgl. Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen VDI-Verlag 1931, S. 10.

Weiter zeigen die Zahlen, daß die Schwingungswerte, die bei gleichzeitig wirkender hoher ruhender Last ertragen wurde, auch bei Verbindungen mittelmäßiger Güte noch mindestens 5,2 kg/mm² betrug.

e) Bei Verbindungen nach Abb. 33c (mit Stirnkehlnähten) wurde folgendes ermittelt.

Stücke aus	Dauerzugfestigkeit		Schwingungswerte bei	
	$D_{zu}^*)$ (ρ)	$D_{z^{2/3}}$ (ρ)	D_{zu}	$D_{z^{2/3}}$
1. Werk G (St 37, Gasschmelzschweißung)	11 (12)	21 (23)	10,5	7 (0,7)
2. Werk D (St 37, Lichtbogenschweißung)	7,2 (8)	18 (20)	6,7	6 (0,9)

*) Untere Lastgrenze 0,5 kg/mm².

Die Verhältnisse liegen hier in dem Bereich, der unter a) und d) für andere Verbindungen gefunden wurde.

f) Im ganzen ist den Versuchen unter a) bis e) zu entnehmen, daß die Dauerzugfestigkeit von Schweißverbindungen durch gleichzeitig wirkende ruhende Grundlasten ähnlich beeinflußt wird wie die Dauerzugfestigkeit von gebohrten Stäben³⁰⁾.

2. Biegeversuche.

Nach den bisher gewonnenen Erkenntnissen ist zu erwarten, daß geschweißte Träger eine gute Ausnutzung des Stahls ermöglichen, wenn eine sachgemäße Anordnung der Nähte³¹⁾, der Stahlbleche usw. stattfindet. Bei Versuchen für die Vereinigten Stahlwerke (Dortmunder Union) haben geschweißte Träger von 20 cm Höhe höhere Dauerbiegefestigkeiten geliefert als genietete Träger. Hierüber wird ein besonderer Bericht erstattet werden.

E. Über die Bedeutung der Spannungen, die durch das Schweißen entstehen.

In den letzten Jahren sind an verschiedenen Stellen Versuche ausgeführt worden, welche über die Größe und Richtung von Spannungen Aufschluß geben, die beim Herstellen und Verarbeiten des Stahls in Stücken bestimmter Form und Größe entstehen und in diesen Stücken verbleiben, ehe das Material äußeren Kräften ausgesetzt wird³²⁾. Zum Teil waren die Untersuchungen durch Schadenfälle veranlaßt, bei denen hohe Vorspannungen des verwendeten Materials beteiligt sein sollen. Zu einem andern Teil handelt es sich um Versuche, mit denen man die Bedingungen finden wollte, welche hohe Vorspannungen bringen, weil man diese verlangt; hierher gehören die Versuche über die Klemmspannungen der Nieten, die in Nietverbindungen nahe der Streckgrenze des Nietmaterials liegen³³⁾.

Das zuletzt genannte Beispiel erinnert, daß hohe innere Spannungen vor dem Aufbringen äußerer Kräfte vorhanden sein können, in diesem

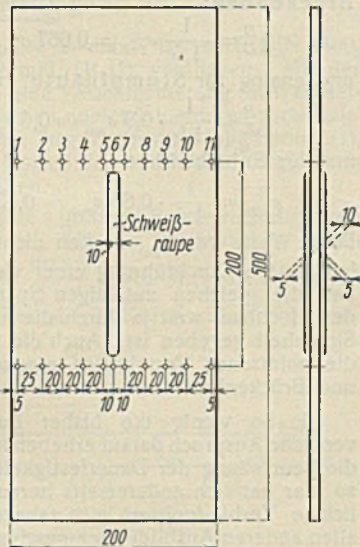


Abb. 37. Probestab für die Messung der Schrumpfungen beim Lichtbogenschweißen.

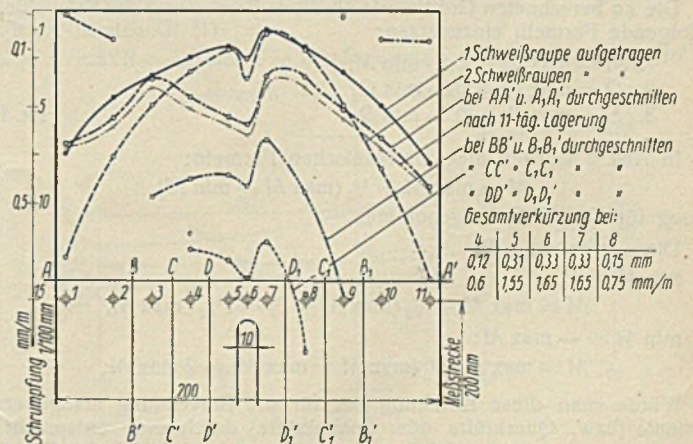


Abb. 38. Schrumpfungen beim Lichtbogenschweißen.

Beispiel sogar erwünscht sind. Außerdem ist bekannt, daß die Walzprofile, Bleche usw. beim Nieten am Rand des Nietlochs über die Streck-

30) Daß die Schwingungswerten mit dem Anwachsen der ruhenden Grundlast bei Schweißungen bestimmter Art und aus bestimmten Stoffen verhältnismäßig mehr zurückgehen können, scheint möglich.

31) Vgl. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Abhandlungen, Zürich 1932, Band 1, S. 223.

32) Vgl. u. a. Buchholz und Bühler, Archiv für das Eisenhüttenwesen, Dezember 1932, 6. Jahrgang, Heft 6, S. 247 u. f.; Dörnen, Stahlbau 1933, S. 22.

33) Vgl. Wellinger, Eigenspannung, Gefüge und Festigkeit warmgeschlagener Nieten, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1932.

grenze hinaus beansprucht werden und daß damit erhebliche Vorspannungen wachgerufen werden. Auch beim Richten der Profile usf. bleiben solche Spannungen zurück. Endlich ist auch wesentlich, ob die Vorspannungen derart gerichtet sind, daß sie maßgebende Anstrengungen durch äußere Kräfte erhöhen oder vermindern.

Wir wissen dazu, daß dieser Zustand zu keinen Anständen führt, wenn der Werkstoff gemäß den heutigen Vorschriften für Stahlbauten, Dampfkessel usf. gewählt und verarbeitet wird. Diese Bedingungen verbürgen die Verwendung eines sehr bildsamen Werkstoffs, der örtliche Überanstrengungen durch plastische Verformung weitgehend mindern läßt.

Diese Sachlage muß beachtet werden, wenn versucht wird, die Bedeutung der Spannungen zu beurteilen, die beim Schweißen entstehen und die in Schweißverbindungen vorhanden sind, wenn sie äußeren Kräften ausgesetzt werden.

In Fortsetzung unserer früheren Versuche³⁴⁾ sind u. a. an einer Platte nach Abb. 37 die unter den Punkten 1 bis 11 gelegenen Strecken l_1 bis l_{11} = 200 mm vor und nach dem Aufbringen von zwei doppelagigen Raupen gemessen worden. Die wichtigsten Ergebnisse finden sich in Abb. 38. Gegenüber dem Zustand vor dem Schweißen zeigte sich eine erhebliche Verkürzung, die in der Mitte am kleinsten war, gegen die Plattenränder hin zunahm. Dieses Ergebnis besagt, daß beim Einschmelzen der Raupen

³⁴⁾ Stahlbau 1932, S. 181 u. 182.

Alle Rechte vorbehalten.

Abänderungsvorschläge zu DIN 4100.

(Schluß aus Heft 11.)

II. Brückenbauten.

Zu § 4: Berechnung von Schweißnähten, Abs. 2:

Die Formeln (1) bis (3) für die Berücksichtigung der Wechselwirkungen scheinen für Brückenbauten zu ungünstig. Es müßten diese Formeln den wirklich auftretenden Lastwechseln bei Brücken angepaßt werden. Bei den vorgenommenen Dauerversuchen liegt die Anzahl der Lastwechsel je Minute bedeutend höher als die bei Brücken in Frage kommende.

Bei den Vorschriften mit $e_{zul} = 0,5 \sigma_{zul}$ für Abscheren können sich Kehlnahtanschlüsse ergeben, die den vierfachen Querschnitt des anzuschließenden Teiles erfordern. Fa. St.

Die in diesem Absatz gestellten Forderungen sind außergewöhnlich schwerwiegend und erhöhen die Material- und Lohnkosten ganz wesentlich. Es ist nicht einzusehen, daß geschweißte Brücken gegenüber genieteten Brücken höhere Sicherheiten haben sollen, um so weniger, als die Überwachung und Prüfung der Schweißer durch den Fachingenieur dauernd gegeben sind. Es ist daher zweckmäßig, die Vorschriften den genieteten Brücken anzupassen und wie folgt zu formulieren:

2. Für die Berechnung der Schweißnähte sind bei Brücken sowohl die größten positiven als auch die größten negativen Momente, Querkräfte und Stabkräfte zu ermitteln. Die von der Verkehrslast herrührenden Werte sind, soweit dies vorgeschrieben ist, mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren.

Die so berechneten Größtwerte sind zur Bemessung der Schweißnähte in folgende Formeln einzusetzen:

1. $M = \max M + 0,3 \cdot \min M$,
2. $Q = \max Q + 0,3 \cdot \min Q$,
3. $S = \max S + 0,3 \cdot \min S$.

Fa. D.

In Abs. 2 wurden die amerikanischen Formeln:

$$M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - \min M)$$

analog für Q und S) aufgenommen.

Diese ergeben z. B.

bei $\min M = 0$:

$$M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - 0) = 1\frac{1}{2} \cdot \max M,$$

bei $\min M = -\max M$:

$$M = \max M \cdot \frac{1}{2} (\max M + \max M) = 2 \max M.$$

Würde man diese Erhöhung der für die Berechnung maßgebenden Momente (bzw. Querkräfte oder Spankräfte) durch eine entsprechende Abminderung der e_{zul} ausdrücken, so ergäbe sich nach § 5 der DIN 4100 für Flankennähte aller Art:

bei $\min M = 0$:

$$e_{zul} = \frac{1}{1,5} \cdot 0,5 \sigma_{zul} = 0,333 \sigma_{zul},$$

bei $\min M = -\max M$:

$$e_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \sigma_{zul} = 0,25 \sigma_{zul}.$$

Diese zulässigen Spannungen sind offenbar zu gering. Die Zerreißeversuche mit dynamisch beanspruchten Konstruktionsteilen haben auch bei Flankennähten in keinem Falle zum Bruch der Schweißnähte, sondern stets zum Bruch der Stäbe geführt.

Würde, wie zu § 5 unter I. Hochbau vorgeschlagen, für Stumpfnahte $e_D = \sigma_{zul}$ gesetzt, so ergäbe sich für den

zunächst eine Verlängerung eintritt, die zum Teil bleibend ist; mit dem Abkühlen der Schmelze und der Platte entstehen allmählich Verkürzungen, die gegenüber dem Zustand vor dem Schweißen hier nicht voll erkennbar sind.

Solche Messungen³⁵⁾ erinnern, daß die Eigenspannungen in geschweißten Stücken von der Streckgrenze der verschweißten Stoffe abhängen, überdies vor allem bei den Enden der Schweißnähte zu beachten sind, wenn es sich um Stücke handelt, die oftmals wiederkehrenden Lasten ausgesetzt werden.

Selbstverständlich wird man versuchen müssen, die beim Schweißen entstehenden Formänderungen und Eigenspannungen einzuschränken, sei es durch Gestaltung der Schweißung, durch die Beschränkung des Einbrands, durch die Wahl des Verfahrens³⁶⁾ usf.³⁷⁾ Als besonders wichtig wird man auch hier für Verbindungen, die oftmaligen Lastwechseln widerstehen sollen, fordern müssen, daß die Schweiße und das Grundmaterial eine hohe Bildsamkeit aufweisen. Dann dürften die Vorspannungen vom Schweißen bei sachgemäßer Bauart und Herstellung der Verbindung für die Festigkeit der Verbindung praktisch unerheblich werden.

³⁵⁾ Über weitere Beobachtungen wird später berichtet.

³⁶⁾ Vgl. auch Stahlbau 1932, S. 181 u. 182.

³⁷⁾ Überdies ändern sich die Vorspannungen im Laufe der Zeit, vgl. u. a. Lawson, Welded Rail Joint Progress Report 1931, S. 35 (Journal of the American Welding Society, August 1931).

Brückenbau:

$$e_D^B = \frac{1}{1,5} \sigma_{zul} = 0,667 \sigma_{zul} \text{ bis } \frac{1}{2} \sigma_{zul} = 0,5 \sigma_{zul}$$

und analog für Stumpfnahte auf Zug

$$e_Z^B = \frac{1}{1,5} \cdot 0,9 \sigma_{zul} = 0,6 \sigma_{zul} \text{ bis } \frac{1}{2} \cdot 0,9 \sigma_{zul} = 0,45 \sigma_{zul}$$

und für Schubnahte

$$e_{Sch}^B = \frac{1}{1,5} \cdot 0,65 \sigma_{zul} = 0,433 \sigma_{zul} \text{ bis } \frac{1}{2} \cdot 0,65 \sigma_{zul} = 0,32 \sigma_{zul}.$$

Diese Werte von e_{zul} dürften nicht zu hoch sein; es könnten daher (vielleicht nach Durchführung einer weiteren Versuchsreihe) für den Brückenbau die gleichen zulässigen Spannungen angenommen werden wie für den Hochbau, weil ja durch die amerikanischen Formeln eine genügende Sicherheit gegeben ist. Auch die vorläufigen Vorschriften der S. B. B. und die polnischen Vorschriften machen keinen Unterschied zwischen Hoch- und Brückenbau. Sch.

1. So wenig die bisher durchgeführten Schweißfestigkeits-Dauerversuche Anspruch darauf erheben können, eine vollkommene Grundlage für die Beurteilung der Dauerfestigkeit geschweißter Verbindungen zu bilden, so klar hat sich andererseits herausgestellt, daß der Stumpfstoß als natürlichste Verbindungsart mit nahezu störungsfreiem Spannungsverlauf vor allen anderen Ausbildungen geschweißter Anschlüsse den Vorzug verdient.

Wenn dahingestellt bleibt, daß das Verhalten des Stumpfstoßes bei außerordentlicher Belastung noch nicht erforscht ist, die Beeinträchtigung seiner Dauerfestigkeit durch Fehlstellen in der Schweiße wahrscheinlich wesentlich stärker ist als beispielsweise beim Flankenkehlnahtanschluß und somit auch seine Prüfbarkeit durch Anfräsung erschwert ist, so ist die Forderung nach Erhöhung der zulässigen Beanspruchung in den Schweißnähten wohl verständlich.

Um die nach DIN 4100 erforderliche, oftmals sehr fragwürdige Verstärkung der Stumpfstoße durch Deckklaschen zu vermeiden, wurde empfohlen, die zulässigen Beanspruchungen für Stumpfnaht und für Werkstoff der Tragkonstruktion gleichzusetzen ($e_{zul} = \sigma_{zul}$), wenigstens für auf Druck beanspruchte Stumpfstoße. Für den Hochbau wäre damit das angestrebte Ziel erreicht, was jedoch im Brückenbau durch die sogenannte „amerikanische Formel“ vereitelt wird. Nach dieser Berechnungsweise ergibt sich für die Schweißnaht stets eine größere rechnerische Stabkraft als für die Tragkonstruktionsglieder nach den maßgebenden Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE). (Straßenbrücken, für die andere Vorschriften gelten, seien hier außer acht gelassen.) Somit sind also trotz $e_{zul} = \sigma_{zul}$ Stumpfstoße im Brückenbau mit Deckklaschen zu versehen. Dieser Mangel beeinträchtigt in besonderem Maße die zweckmäßige Ausbildung geschweißter Fachwerkknoten.

Da weiterhin bemängelt wird, daß nach dieser Bemessungsformel oftmals außerordentlich lange Nähte anzuordnen sind, was sich im Hinblick auf die stark unterschiedlichen Beanspruchungen im Baustahl und in der Schweißnaht baulich sehr ungünstig auswirkt, lohnt sich eine Nachprüfung der Frage, ob und wie die amerikanische Formel abzuändern ist.

Schwellend, also nur nach einer Richtung unterschiedlich beanspruchte Tragglieder aus St 37 werden nun nach den BE-Vorschriften wie statisch belastete behandelt. Mit Recht, denn der St 37 hat sich gegen schwellende Beanspruchungen (nahezu Ursprungsfestigkeit) außerordentlich günstig verhalten. (Bei St 52 ist es anders, er soll aber mit Rücksicht auf allgemeine Schwierigkeiten bezüglich seiner Einordnung in Schweißvorschriften ausschalten.) Nach dem Stand der Entwicklung und den experimentell gewonnenen Erkenntnissen ist eine entsprechende Behandlung schwellend

beanspruchter Schweißnähte nicht möglich. Unsere bisherigen Dauer- versuche mit Schweißverbindungen beziehen sich ja nur auf Schwell- festigkeit, in Pulsationsmaschinen meist auf Ursprungsfestigkeit, die mit der unteren Spannungsgrenze Null (aus maschinentechnischen Gründen meist nicht ganz Null) einen Grenzfall der schnellenden Beanspruchungen darstellt.

Fraglich ist, ob man diesen Unter- schied der zulässigen Beanspruchungen für Baustahl und Schweißanschluß schwellend belasteter Tragglieder nicht mildern kann. Eine Handhabe bietet die wertvolle, auf Versuchen von Professor Graf beruhende Erkenntnis, daß für Stumpf- und Flankennähte die er- tragbare Schwingungsweite mit wachsender Grundlast nur wenig abnimmt, selbst bis in die Bereiche, wo die obere Spannung etwas über der Streckgrenze liegt. Eine entsprechende Ab- wandlung der Formel könnte also nach der Richtung erfolgen, daß Schweiß- nähte mit größerer Grundlast höher beansprucht werden dürfen. Dieser und der weiteren aus dem Voranstehenden folgenden Forderung, daß im Bereich der Ursprungsfestigkeit dieselben Er- gebnisse wie nach der bisherigen amerikanischen Formel zu erzielen sind, entspricht folgende Beziehung:

$$(1) \quad S = \max S + 0,5 (\max S - 2 \min S), \text{ gültig für } S \geq \max S.$$

In Abb. 8 sind die Werte für x , wenn $S = x \cdot \max S$ ist, nach DIN 4100, BE-Vorschriften und voranstehender Formel, Gl. (1), verglichen. Mit der Verbesserung im Schwellbereich ist also eine Verschlechterung im Wechselbereich verbunden. Bei der im allgemeinen ungleich kleineren wirtschaftlichen Bedeutung wechselnd beanspruchter Tragglieder dürfte die Formel (1), im ganzen gesehen, zweifellos einen Vorteil für die Weiterentwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau darstellen.

Wenn die bisher für Stumpfnähte gültige Beanspruchung von $\rho = 0,6 \sigma_{zul}$ beibehalten wird, ergibt sich für die tatsächlichen Bean- spruchungen in den Schweißnähten ($\rho' = \frac{\max S}{S a l}$) nach Gl. (1) die Kurve „1“ in Abb. 9. Nach der amerikanischen Formel gilt Kurve „2“.

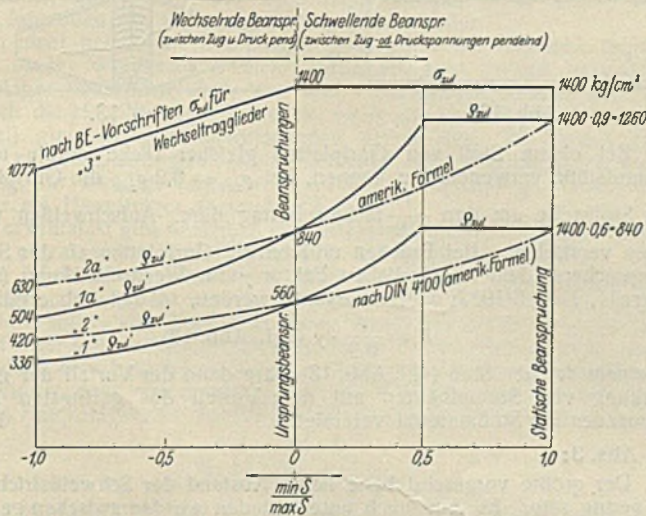


Abb. 9. Arbeitsfestigkeitswerte und zulässige Beanspruchungen ρ und ρ' für Stumpfnähte und Sicherheitszahlen ν .

Im gleichen Schaubild sind noch die zwei weiteren entsprechenden Kurven „1a“ und „2a“ eingetragen für $\rho = 0,9 \sigma_{zul}$. Diese Spannungserhöhung entspricht einem wiederholt erörterten Vorschlag. Diese Annahme war überhaupt der Ausgangspunkt für die nachfolgend kurz erläuterte Aufstellung der Formel (1):

Um dynamisch (wechselnd und schwellend) beanspruchte Tragglieder bei ihrer Bemessung auf die gleiche zulässige Beanspruchung beziehen zu können, müssen die größten Stabkräfte (oder Momente oder Querkräfte) mit einem Faktor multipliziert werden, dessen Größe sich nach dem entsprechenden Wert $\frac{\max S}{\min S}$ richtet, aber mindestens 1 betragen muß. Dr. Kommereil (Bautechn., Heft 9/1933, S. 114) nennt ihn γ ; Dr. Schaechterle wählt die Bezeichnung x (Bauing. 1933, Heft 17/18, S. 239). Nach dem letztgenannten Verfasser ergibt sich für

$$x = \frac{\sigma_s}{\sigma_u} - \frac{(\sigma_u - \sigma_w) \sigma_s}{\sigma_u \sigma_w} \cdot \frac{\min S}{\max S}$$

Hierin ist $\sigma_s =$ Streckgrenze; $\sigma_u =$ Ursprungsfestigkeit; $\sigma_w =$ Wechsel- festigkeit. Für die Schweißung ist σ_w noch gar nicht bekannt, wenn man auch auf Grund besonderer Überlegungen zu der Auffassung kommen kann, daß der Abfall von σ_u zu σ_w nicht allzu beträchtlich ist. Es ist daher nicht möglich, zu der Frage, ob die Verminderung der rechnerischen Stabkraft nach Gl. (1) gegenüber der amerikanischen Formel be- rechtigt ist, entscheidend Stellung zu nehmen. Es ist für die weitere Entwicklung $\sigma_w = 9,6 \text{ kg/mm}^2$ gewählt. Wie schon erwähnt, ist dieser

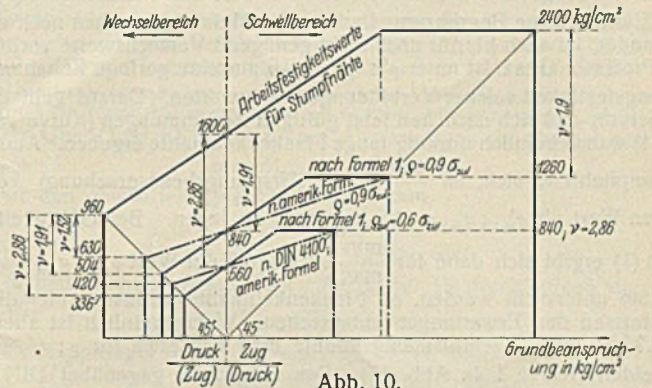


Abb. 10. Gegenüberstellung der zul. Beanspruchungen in Stumpfnähten (St 37) für $\rho_{zul} = 0,6 \sigma_{zul}$ und $\rho_{zul} = 0,9 \sigma_{zul}$ nach Formel 1 (Kurve „1“) und nach der amerikanischen Formel (Kurve „2“)

$$\rho'_{zul} = \frac{S}{F_s} = \frac{\rho_{zul}}{x}$$

Eingetragen ist ferner σ'_{zul} und σ_{zul} für Baustahl St 37 nach BE-Vorschriften (Kurve „3“).

Wert kleiner als der entsprechende Wert der amerikanischen Formel (Abb. 10). Die Wahl dieses niedrigen Wertes ergibt sich nach Abb. 10 aus dem Bestreben, unter Annahme eines geradlinigen Verlaufs der Arbeitsfestigkeitslinie und Beibehaltung einer gewissen Ursprungsfestigkeit bei einem möglichst geringen Wert $\frac{\min S}{\max S}$ die Streckgrenze zu erreichen. σ_u ist für verschiedene Nahtanordnungen ermittelt worden. Auch wenn man sich auf den Stumpfstoß von Flachstäben beschränkt, streuen die im Schrifttum veröffentlichten Werte stark. Zugrunde gelegt ist hier für den Stumpfstoß 16 kg/mm^2 . (S. u. a. Bierett: Elektroschweißung 1933, Heft 2, S. 27.)

Die bereits erwähnten Versuche von Professor Graf lassen erkennen, daß bei entsprechend großer Grundlast die Dauerfestigkeit von Stumpf- stößen die Streckgrenze erreichen kann, mithin kann $\sigma_s = 24 \text{ kg/mm}^2$ gesetzt werden.

In Abb. 10 ist nach Schaechterle die sich mit diesen Werten er- gebende Arbeitsfestigkeitslinie eingetragen. Die Beziehung für x lautet:

$$x = \frac{24}{16} - \frac{(16 - 9,6) 24}{16 \cdot 9,6} \cdot \frac{\min S}{\max S}$$

$$x = 1,5 - \frac{\min S}{\max S}$$

Somit ergibt sich Gl. (1)

$$S = x \cdot \max S = 1,5 \max S - \min S = \max S + 0,5 (\max S - 2 \min S).$$

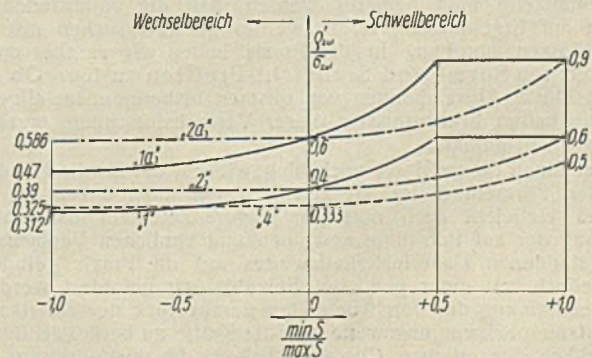


Abb. 11. Darstellung der Werte $\rho'_{zul} : \sigma'_{zul}$, $\rho_{zul} : \sigma_{zul}$, entsprechend $F_s : F$.

($F_s =$ Schweißnahtkechfläche, $F =$ Querschnittsfläche des angeschlossenen Teiles.) (Kurvenbezeichnung s. Abb. 9. Kurve „4“ entspricht DIN 4100 mit $\rho_{zul} = 0,5 \sigma_{zul}$ und amerikanischer Formel.)

Abb. 10 zeigt auch den Verlauf der zulässigen Beanspruchungen für $\rho_{zul} = 0,9 \sigma_{zul}$ und $\rho_{zul} = 0,6 \sigma_{zul}$, je nach Formel (1) und der amerikanischen Formel. Die Sicherheitszahlen sind ebenfalls daraus entnehmbar; sie schwanken zwischen $\nu = 1,9$ und $\nu = 2,86$. Wenn die Streuungen der Dauerfestigkeiten von Stumpfstoßen so weit verringert werden könnten, daß die 1,5fache Sicherheit gewahrt bleibt, ließe sich nach dieser Dar- stellung $\rho_{zul} = 0,9 \sigma_{zul}$ für Stumpfnähte verantworten.

In Abb. 9 ist weiterhin die nach den BE-Vorschriften zulässige Bean- spruchung des Baustahls St 37 eingetragen. Dividiert man diese Werte

(σ_{zul} und σ_{zul}') durch die zulässigen Beanspruchungen der Schweißnähte ρ_{zul} , so gibt diese Zahl das Verhältnis von Stabquerschnittsfläche zu Schweißnahtkehlfläche an (Abb. 11). Mit Hilfe dieser Kennziffer kann man in angenäherter Weise nachprüfen, ob die Formel (1) auch auf Flankenkehlnahtanschlüsse übertragbar ist.

Es ist bekannt, daß sich lange Flankenkehlnähte auf die Spannungsverhältnisse im gefährdeten Querschnitt (i. a. am Beginn der Nähte) des angeschlossenen Flachstabes günstig auswirken können. Fraglich ist, bei welcher Nahtlänge und damit bei welchem Wert des Verhältnisses $\rho' : \sigma_{zul}$ dieser Einfluß seine Begrenzung findet. Die Meinungen gehen noch etwas auseinander, da auch hierfür noch nicht genügend Versuchswerte vorliegen. Nach Professor Graf ist unter $\rho' : \sigma_{zul} = 0,5$ nur eine geringe Zunahme der Ursprungsfestigkeit solcher Verbindungen zu erwarten. Daraus geht einerseits hervor, daß sich nach den jetzt gültigen Bestimmungen (Kurve „4“ in Abb. 11) wahrscheinlich unnötig lange Flankenkehlnähte ergeben. Andererseits empfiehlt es sich, für $\frac{\min S}{\max S} = 0$ (Ursprungsbeanspruchung) keinen größeren Wert als $\rho' : \sigma_{zul} = 0,5$ zugrunde zu legen. Bei Gültigkeit der Formel (1) ergibt sich dann für $\frac{\min S}{\max S} > + 0,5$ der Wert $\rho_{zul} : \sigma_{zul} = 0,75$.

Es müßte untersucht werden, ob Flankenkehlnahtanschlüsse unter diesen Verhältnissen den Erwartungen entsprechen. Wahrscheinlich ist aber die Zahl 0,75 zu groß. Gefühlsmäßig könnte man sich etwa für $\rho : \sigma_{zul} = 0,6$ entscheiden (Kurve 1 in Abb. 11). Das entspräche gegenüber DIN 4100 für Ursprungsbeanspruchung einer Erhöhung von $\rho_{zul} = 0,33 \sigma_{zul}$ auf $\rho_{zul} = 0,4 \sigma_{zul}$. Außerdem würden im oberen Schwellbereich durch Formel (1) noch weitere Einsparungen an Schweißnahtlänge erreicht. Hierzu muß ergänzt werden, daß dynamisch beanspruchte Anschlüsse im Stahlbau möglichst in Verbindung mit Stumpfnähten oder Stirnkehlnähten ausgeführt werden. Dadurch wird der vorerwähnte Einfluß von $\rho' : \sigma_{zul}$ auf die Dauerfestigkeit des angeschlossenen Konstruktionsteiles geringer und die Übertragbarkeit der Formel (1) auf solche Anschlüsse erhärtet.

Hervorzuheben ist, daß sich ganz allgemein die Anwendung der Formel (1) gegenüber den jetzt gültigen Bemessungsbestimmungen im Schwellbereich in einer Verminderung der erforderlichen Schweißnähte auswirkt, was insbesondere bei Kehlnahtverbindungen in konstruktiver Hinsicht zu begrüßen ist. Stumpfstöße bedürfen danach ebenfalls weniger Verstärkungsmittel im Schwellbereich; sie sind für auf Druck beanspruchte Tragglieder mit $\frac{\min S}{\max S} > + 0,5$ ganz vermeidbar, wenn, verschiedenen Anregungen entsprechend, $\rho_D = \sigma_{zul}$ gesetzt würde. Handelt es sich um Stäbe, die mit Rücksicht auf Knickbeanspruchungen zu bemessen sind, so kann für ihre Stöße an den Knotenpunkten, wo nach den BE-Vorschriften nur $\frac{F}{\omega}$ anzuschließen ist, sogar auf Verstärkungsmittel des Stumpfstoßes verzichtet werden, wenn $\rho_D = \frac{\sigma_{zul}}{\omega}$ ist (mit z. B. $\omega = 1,14$, also $\rho_D = \frac{1}{1,14} \cdot \sigma_{zul} = 0,88 \sigma_{zul}$).

Für Stabanschlüsse, die Stumpfnah und Flankenkehlnähte vereinigen (z. B. I-Profil, dessen Steg stumpf gegen das Knotenblech gestoßen ist und dessen Flansche durch daraufliegende, geschlitzte Laschen an das Knotenblech mittels Kehlnähte angeschlossen sind), äußert sich Formel (1) im Schwellbereich in einer Verkürzung der zusätzlichen Kehlnähte.

Einschränkend muß bemerkt werden, daß die voranstehenden Erwägungen auf Ergebnissen von Schwellfestigkeitsversuchen mit Flachstabanschlüssen beruhen. In der Praxis haben wir es aber meist mit Anschlüssen von Form- und Stabstahl-Profilen zu tun. Ob sich für diese Anschlüsse Abweichungen von unseren bisherigen, im allgemeinen noch lückenhaften Erkenntnissen dieser Versuchsforschung ergeben, ist wohl noch nicht geklärt.

2. Auf einen Einwand sei noch hingewiesen, der für die Handhabung der meisten Formeln dieser Art zutrifft. Sieht man davon ab, daß bis heute und vielleicht auch noch für längere Zeit kein Maßstab für die Übertragung der auf Pulsationsmaschinen und ähnlichen Versuchseinrichtungen gefundenen Dauerfestigkeitswertes auf die Praxis gefunden ist, so darf jedoch mit einer gewissen Berechtigung gefordert werden, daß für die Bestimmung der durch den Klammerausdruck der amerikanischen Formel erfaßten Schwingungsweite nur die Kräfte zu berücksichtigen sind, die tatsächlich dynamischen Charakter haben. Es dürfte ratsam sein, in der Klammer nur die durch die Verkehrslasten hervorgerufene Differenz der Kräfte oder Momente zu berücksichtigen.

Auf alle Fälle ist es angezeigt, wie allgemein nach den BE-Vorschriften, die Formel sinngemäß anzuwenden auf die beiden Festigkeitsnachweise für geschweißte Anschlüsse und Stöße

- a) Hauptkräfte ($\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$),
- b) Hauptkräfte und Zusatzkräfte ($\sigma_{zul} = 1600 \text{ kg/cm}^2$).¹⁾

Es empfiehlt sich ein besonderer Hinweis in DIN 4100. Eine entsprechende Unterscheidung nach Art der Konstruktionsglieder (Hauptträger oder Verbände) ergibt sich ohne weiteres. Kl.

¹⁾ Dieser Anregung ist in der Sitzung der Arbeitsgruppe „Geschweißte Konstruktionen“ der Fachgruppe „Konstruktiver Ingenieurbau“ bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen am 19. Mai 1933 und in der nachfolgenden Sitzung des Fachausschusses für Schweißtechnik beim VDI

Zu Abs. 6:

Die vorgeschriebene Aufteilung der anzuschließenden Kraft nach Schweiß- und Nietanschluß kann bei Verstärkungen zu unangenehmen Auswirkungen führen. Es wird deshalb vorgeschlagen, durch die Schweißung nur mindestens 10% der gesamten Stabkraft anzuschließen und dafür die zulässige Beanspruchung ρ in solchen Fällen auf die Hälfte zu vermindern. Praktische Beispiele zeigen, daß dann die Einsparung an Schweißnahtanschluß gegenüber der bisherigen Bestimmung außerordentlich groß sein kann. D.

Folgende Ergänzung wird vorgeschlagen:

Die vorhandenen Nietanschlüsse (bei Brückenverstärkungen) sind bei der zusätzlichen Verschweißung zu untersuchen. Sind die Nietanschlüsse nicht einwandfrei, so sind diese außer Betracht zu lassen und der zusätzliche Schweißanschluß entsprechend stärker auszuführen.

Bei der Verstärkung von Stabanschlüssen und von Stäben von Brückenbauten ist besonders darauf zu achten, daß durch die Schrumpfung aus den Schweißnähten zusätzliche Spannungen in den Stäben und Anschlüssen hervorgerufen werden können, die zu beachten und durch eine entsprechende Art der Ausführung und Anordnung der Schweißnähte auf ein Mindestmaß zu beschränken sind. Dies gilt insbesondere für Zugstäbe. Sch.

Zu § 6: Bauliche Durchbildung, Abs. 2:

Die Erfüllung dieser Forderung ist durch die amerikanische Formel (1) bis (3) schon verbürgt, selbst dann, wenn die Beanspruchung der Stumpfnähte und des Muttermaterials gleich gesetzt würden. Kl.

Es wird die Verwendung von Stumpfnähten allein nicht gestattet. Nach den für die Stumpfnähte sehr günstig verlaufenen Versuchen der letzten Zeit müßte diese Vorschrift abgeändert werden. Bei Lamellenstößen von verschiedenen Stärken könnte man die stärkere Lamelle so weit vorziehen, daß der Stoß an eine Stelle gerückt wird, wo infolge des geringeren Biegemomentes die Randspannung in dem Trägerteil mit der dünneren Lamelle gleich der zulässigen Schweißbeanspruchung ist. In diesem Falle genügt die Stumpfnah allein zur Stoßdeckung. Der Mehraufwand an Material in der stärkeren Lamelle dürfte (ganz besonders wenn $\rho_{zul} = 0,9 \sigma_{zul}$ für Zug und Druck in Stumpfnähten eingeführt würde) geringer sein als das zusätzliche Gewicht von Laschen bei Verwendung von Kehlnähten. Vgl. Abb. 12.

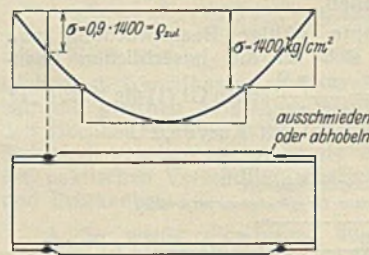


Abb. 12.

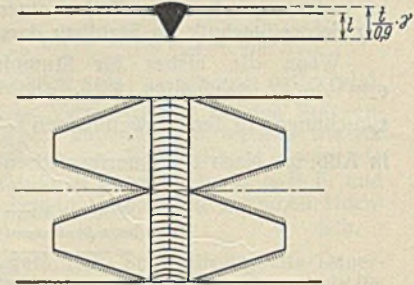


Abb. 13.

Bei einem Stoß von Gurtplatten gleicher Dicke müßte man, um Stumpfstöße verwenden zu können, bei $\rho_{zul} = 0,9 \sigma_{zul}$ die Gurtplatten an der Stoßstelle um den $\frac{1}{0,9}$ fachen Betrag durch Aufschweißen von Belagen verstärken. Bei Brücken müßten die Gurtplatten an der Stoßstelle entsprechend dem erforderlichen Faktor γ für Wechselwirkung (s. Kommerell, Heft 6/1933) weiter verstärkt werden, so daß sich ergibt

$$t' = \frac{t}{0,9} \cdot \gamma \text{ (vgl. Abb. 13).}$$

In einem solchen Stoß (vgl. Abb. 13) wäre dann der Vorteil der günstigen Wirkung von Stumpfnähten mit dem Vorteil des geringsten Materialaufwandes für Stoßmaterial vereinigt. Fa. St.

Zu Abs. 3:

Der größte vorgeschriebene lichte Abstand der Schweißstriche dürfte zu gering sein. Es muß auch unterschieden werden zwischen gedrückten Konstruktionsgliedern, bei denen Knickgefahr vorliegt (Lamellen), und solchen, bei denen dies nicht der Fall ist. Bei gezogenen Stäben oder knickfesten Teilen könnten die Abstände der Schweißstriche größer gehalten werden.

am 20. Mai 1933 grundsätzlich entsprochen worden. Abgesehen von Nachweisen auf Knicksicherheit sollen danach die beiden Festigkeitsnachweise lauten:

- 1. $S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S) + S_t$ für $\sigma_{zul} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$, also z. B. für den neuen Wert von auf Zug beanspruchten Stumpfnähten $\rho_{zul} \leq 0,75 \sigma_{zul} = 1050 \text{ kg/cm}^2$.

In $\max S$ sind enthalten: ständige Last, Verkehrslast und Fliehkraft mit Stoßzuschlag; $\min S$ unterscheidet sich von $\max S$ nur durch den Anteil der Verkehrslast und damit der Fliehkraft. S_t entspricht der größten Stabkraft infolge Temperaturschwankung.

- 2. $S' = S + \max S_{\text{Zusatzkräfte}}$ für $\sigma_{zul} \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$; unter gleichen Voraussetzungen wie im obigen Fall wäre also $\rho_{zul} \leq 0,75 \cdot 1600 \text{ kg/cm}^2 = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Als Zusatzkräfte gelten im allgemeinen Windkräfte, Bremskräfte, Seitenstöße, Reibungswiderstände der Lager, Ausweichen der Widerlager, Setzen der Pfeiler usw.

Bei Konstruktionsteilen, bei denen Knickgefahr besteht, sollte der größte Abstand der Schweißstriche statisch ermittelt werden. Bei Stabteilen, die, sei es durch eigene Steifigkeit oder durch konstruktive Maßnahmen, nicht ausknicken können, ebenso bei Zugstäben, wäre zu setzen: $l \leq 10 d$ (d = Materialstärke).

Werden leichte Dichtungskehlnähte angewendet, so sind diese im allgemeinen als genügend anzusehen. Bei stark belasteten Druckstäben ist bezüglich der Festigkeit eine Nachprüfung dieser durchlaufenden Heft- und Dichtungsnahte durch statische Berechnung zu führen. Sch.

Zu Abs. 4:

Die Vorschrift, daß die Aussteifung der Blechträger in nicht größeren Abständen als 1,3 m vorgesehen werden soll, ist zu allgemein gehalten. Es ist zweckmäßig, hier vorzuschlagen, daß die Abstände rechnerisch bestimmt werden, etwa nach Bleich oder Timoschenko. Fa. D.

Vgl. auch § 6, Hochbauten.

Blechträgeraussteifungen müssen, um Verwerfungen bzw. Ausbeulungen der Stegbleche infolge der Erwärmung entgegenzuwirken, bei geschweißten Konstruktionen bedeutend dichter gesetzt werden als bei Nietkonstruktionen. Fa. St.

Aus statischen und schweißtechnischen Gründen (Rahmenwirkung, Schrumpfspannungen) empfiehlt es sich nicht, die Aussteifungen von Blechträgern am Flansch der Hauptträger anzuschweißen. Es dürfte im Gegenteil empfehlenswert sein, die Aussteifungen nicht einzupassen. Ist es notwendig, den Flansch des geschweißten Blechträgers auszusteifen (z. B. bei unmittelbar auf dem Hauptträger aufliegenden Schwellen), so erfolgt das zweckmäßig durch besondere dreieckförmige Ecken, die Flansch und Steg verbinden. Fa. E.

Zu Abs. 5:

Hier wird gefordert, daß beim Anschluß von biegungsfesten Trägern die auftretenden Einspannungsmomente bei der Berechnung der Schweißnaht berücksichtigt werden müssen. Eine Vorschrift, wie hoch das Einspannungsmoment zu wählen ist, wird nicht gegeben; Kommerell empfiehlt in seinen „Erläuterungen“, es in allen Fällen zu $\frac{3}{4}$ des größten Feldmomentes eines auf zwei Stützen frei aufliegenden Trägers zu wählen, also die in den BE angegebene Vorschrift für durchlaufende Längsträger auch für andere Fälle, z. B. für den Anschluß eines Querträgers an den Hauptträger zu übernehmen. Nun ist aber ein so berechnetes Einspannungsmoment so außerordentlich hoch und durch Schweißung so schlecht anzuschließen, daß durch diese Forderung schwere und unhandliche Konstruktionen entstehen, um die notwendige Schweißnahtlänge unterbringen zu können.

Nun kann man aber im allgemeinen das tatsächlich auftretende Moment rasch abschätzen. In der Mehrzahl der Fälle wird es sich bei geschweißten Konstruktionen heute noch um Blechträger handeln. Für solche soll daher im folgenden die Rechnung durchgeführt werden.

Wenn nicht gerade die Blechträger ganz unter der Fahrbahn liegen, wird ein oberer Windverband nicht vorhanden sein. Wenn außerdem Punktkipplager vorhanden sind, was hier vorausgesetzt werden soll, so können sich die Hauptträger frei drehen, wenn alle Querträgerbelastungen bei überall gleichen Querträgerabständen gleich sind. In diesem Fall kann also ein Einspannungsmoment überhaupt nicht auftreten. Es wäre also richtig, für ständige Last überhaupt kein Einspannungsmoment der Querträger am Hauptträger anzunehmen.

Bei Verkehrslast gibt bezüglich des Einspannungsmomentes am Hauptträger ein einzelner belasteter Querträger die ungünstigen Werte. Nun werden in Wirklichkeit mindestens auch die beiden Nachbarquerträger belastet sein müssen; da es sich aber nur um einen ersten Näherungswert handelt, sollen alle Querträger außer einem unbelastet vorausgesetzt werden. Ferner soll der Hauptträger bezüglich der Verdrehungssteifigkeit an den beiden dem belasteten Querträger benachbarten in erster Näherung als starr eingespannt vorausgesetzt werden. Dann ist der Verdrehungswinkel des Hauptträgers an der Einspannstelle des belasteten Querträgers:

$$\delta_H = \frac{M_b \cdot \lambda}{2 G \cdot J_{dH}}$$

wenn λ die Feldweite, M_b das Einspannmoment, G den Schubmodul und J_{dH} die Verwindungssteifigkeit des Hauptträgers bedeutet. Dabei ist angenommen, daß der Querschnitt des Hauptträgers innerhalb der betrachteten doppelten Feldweite konstant ist.

Die Einspannstelle des Querträgers verdreht sich um

$$\delta_q = \frac{F_m}{2 E J_q} - \frac{M_b \cdot b}{2 E J_q}$$

wenn F_m der Inhalt der Momentenfläche des als Balken auf zwei Stützen gelagert angenommenen Querträgers ist, J_q das als konstant angenommene Trägheitsmoment des Querträgers, b die Hauptträgerentfernung. Die Berücksichtigung eines veränderlichen Trägheitsmomentes ist natürlich nicht schwierig, hat aber bei dem Charakter einer Näherungsrechnung keinen besonderen Sinn.

Da sein muß $\delta_H = \delta_q$,

wird

$$\frac{M_b \cdot \lambda}{G \cdot J_{dH}} = \frac{F_m}{E J_q} - \frac{M_b \cdot b}{E J_q}, \quad M_b = \frac{F_m}{b} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\lambda}{b} \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_q}{J_{dH}}}$$

Der hiernach berechnete Wert von M_b ist sicher zu hoch, denn in Wirklichkeit geben die benachbarten Querträger nach, wodurch M_b verkleinert wird, ebenso verringert die Belastung der benachbarten Querträger den Wert von M_b . Durch eine Näherungsrechnung ließe sich der Einfluß der Nachgiebigkeit der Einspannung des Hauptträgers leicht berücksichtigen, da aber der nach der obigen Formel berechnete Wert von M_b sehr klein ist, hat eine genauere Rechnung keinen Wert.

Beispiel:

Zweigliedrige Eisenbahnbrücke, Lastenzug N , Schwellen auf Längsträgern gelagert, geschweißte Schienenstöße, Stützweite $l = 25$ m, Feldweite $\lambda = 2,5$ m, Hauptträgerentfernung $b = 9$ m. Material St 37.

(Aus Platzmangel mußte leider auf Wiedergabe einiger Abbildungen, die die gewählten Querschnitte und die Momentenfläche des Querträgers darstellen, verzichtet werden. Die Schriftzüg.)

Der Querträger hätte bei diesen Abmessungen zu übernehmen

$$\max M_{g+qp} = 180 \text{ tm.}$$

Für den gewählten Querschnitt ist

$$W_n = 13\,000 \text{ cm}^3, \quad \sigma = 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

Das Trägheitsmoment dieses Querschnitts, der als durchlaufend angesehen wird, ist:

$$J_q = 672\,000 \text{ cm}^4.$$

Der Hauptträger erhält bei einer ständigen Last von $g = 2,9$ t/m

$$M_{g+qp} = 226 + 1,40 \cdot 1078 = 1736 \text{ tm.}$$

Für den größten Querschnitt ergibt sich

$$W_n = 126\,000 \text{ cm}^3, \quad \sigma = 1,38 \text{ t/cm}^2.$$

M_b wird am größten, wenn J_{dH} seinen Größtwert hat, also in Trägermitte.

Nun ist nach Versuchen von A. Föppl (Versuche über die Verdrehungssteifigkeit der Walzisensträger, Sitzungsberichte der bayerischen Akademie der Wissenschaften 1921, S. 295) die Verdrehungssteifigkeit eines I-förmigen Trägers:

$$J_{dH} = \mu \cdot \frac{1}{3} \Sigma h \delta^3,$$

wobei μ ein Erfahrungskoeffizient ist und mit 1,3 angesetzt werden kann, h die Höhe eines einzelnen rechteckigen Querschnittselementes und δ dessen Dicke. Für den Träger ist dieser Wert

$$J_{dH} = 1,3 \cdot \frac{1}{3} (244,0 \cdot 1,6^3 + 2 \cdot 30,0 \cdot 12,0^3 + 4 \cdot 25 \cdot 9,0^3 + 4 \cdot 25 \cdot 6,0^3 + 4 \cdot 25 \cdot 3,0^3) = 87\,400 \text{ cm}^4.$$

Die Momentenfläche des Querträgers ergibt sich bei der gewählten Längsträgerentfernung zu

$$F_m = 1,85 \cdot 122 + 1,80 (122 + 180) + 1,70 \cdot 180 = 1076 \text{ tm}^2.$$

Demnach:

$$M_b = \frac{1076}{9,0} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2,5}{9,0} \cdot \frac{2,1}{0,81} \cdot \frac{672\,000}{87\,400}} = 18,3 \text{ tm.}$$

Dieses Moment beträgt also nur 10% des größten Feldmomentes im Querträger.

Es dürfte nicht schwierig sein, durch diese oder eine ähnliche Formel in jedem Einzelfall das Moment zu berechnen. Ein solch niedriges Moment ist auch leicht durch Herumschweißen um den Träger anzuschließen, was bei einem Moment, das zu 75% des größten Feldmomentes berechnet wird, niemals möglich ist.

Es ist daher auch in den seltensten Fällen möglich, Längsträger an Querträger dadurch anzuschließen, daß rings um das Profil herum eine Schweißnaht gelegt wird, denn in diesem Fall ist das anzuschließende Moment mit 75% des Feldmomentes eines Balkens auf zwei Stützen in Rechnung zu setzen. In den Beispielen der „Erläuterungen“ von Kommerell ist jedoch im ersten Beispiel ein Längsträgeranschluß in dieser Weise durchgerechnet. Das ist hier aber nur dadurch möglich, daß das Längsträgerprofil IP 30 ein Anschlußmoment von $\max M_{g+qp} = 8,0$ tm übertragen muß, das einem Feldmoment von

$$M = \frac{8,0}{0,75} = 10,66 \text{ tm}$$

entspricht. Bei Dimensionierung des Längsträgers nach diesem Feldmoment reichte ein IP 24 aus, für das gilt

$$W_y = 974 \text{ cm}^3, \quad \sigma = \frac{1066}{974} = 1,095 \text{ t/cm}^2.$$

Für dieses IP 24 würde sich das Anschlußmoment durch einfaches Herumschweißen um das Profil nicht herstellen lassen. In den meisten praktisch vorkommenden Fällen läßt sich auch durch Anschweißen von Eckblechen unter dem Profil die nötige Schweißnahtlänge nicht erreichen, da meistens die Querträgerhöhe nicht ausreicht. Es wäre daher ein besonderer Vermerk in den Vorschriften am Platze, der ausdrücklich darauf hinweist, daß das Anschlußmoment des Längsträgers in voller Höhe aufzunehmen ist, d. h. zu 75% des Feldmomentes. Fa. E.

Als Ergänzung für die Bestimmung der baulichen Ausführungen werden noch folgende Vorschläge unterbreitet:

Die Vermeidung bzw. Verminderung von Schrumpfspannungen ist bei Brücken besonders zu beachten. Vgl. auch I, § 6.

Geeignete Mittel zur Vermeidung bzw. Verminderung der Schrumpfspannungen sind:

- a) richtiger Arbeitsvorgang beim Schweißen (z. B. bei Blechträgern von der Trägermitte nach beiden Enden hin und gleichzeitig durch zwei Schweißer auf beiden Seiten des Stegbleches),
- b) Ausführung der Nähte nicht stärker als rechnerisch notwendig,
- c) Anwendung von Hohlkehlnähten an Stelle von Vollkehlnähten,
- d) Vermeidung von durchlaufenden Kraftnähten bei Aufschweißung der Vertikalen auf das Stegblech.
- e) Verbindung der Vertikalaussteifungen mit dem Stegblech durch Zickzack-Festigkeits- und zusätzliche dünne Dichtungsnähte (Abb. 3). Die Schrumpfung wächst mit der Nahtstärke und vermindert sich mit der Größe des Stabquerschnittes. Die Querschrumpfung (bei Stumpf- und Stirnnähten) ist beträchtlich größer als die Längsschrumpfung von Flankenähten.

Über diese Schrumpfungsfrage sind noch systematische Versuche anzustellen.

Einen Anhalt geben die Versuche von Lottmann (vgl. Schiffbau 1932, Heft 13 bis 16). Einfache Schrumpfungsversuche, die in den Werkstätten von Steffens & Nölle angestellt wurden, mögen als weiterer vorläufiger Anhalt dienen:

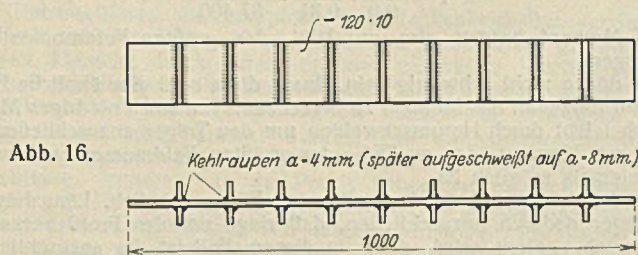
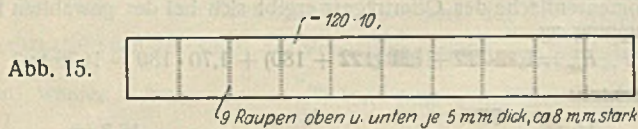
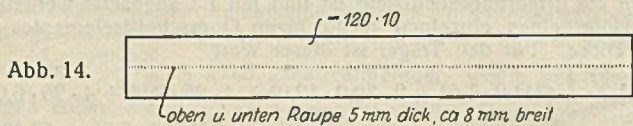
Abb. 14. Zwei Längsnähte sind auf ein Flachblech 120/10, 1000 mm lang beiderseits, 5 mm dick, 8 mm breit aufgeschweißt.
Schrumpfung etwa 0,4 mm/m.

Abb. 15. Neun Quernähte von 5 mm Dicke und etwa 8 mm Breite werden auf ein Flachblech 120/10, 1000 mm lang beiderseits aufgeschweißt.
Schrumpfung 2,6 mm, das ist $\frac{2,6}{9} = \text{rd. } 0,3 \text{ mm/Naht}$.

Abb. 16. Auf ein Flachblech 120/10 von 1000 mm Länge wurden beiderseits neun Querrippen mittels Stirnnähten von $a = 4 \text{ mm}$ aufgeschweißt.

Stabverkürzung durch Schrumpfung $2,5 \text{ mm} = \frac{2,5}{9} = 0,28 \text{ mm je Doppelnah}$.

Nach Verstärkung der Kehlnähte von $a = 4 \text{ mm}$ auf $a = 8 \text{ mm}$ erhöhte sich die Schrumpfung um 2 mm auf 4,5 mm, woraus hervorgeht, daß die Querschrumpfung etwa proportional der Nahtstärke wächst.



Bei Blechträgern sind die Gurtnahtschrumpfungen nicht als bedenklich anzusehen, wenn die Naht nicht zu dick ausgeführt wird (vgl. Dr. Dörnen, Stahlbau 1933, Heft 3, und Dr. Reinhold, Bautechn. 1932, Heft 46). Bei Blechträgern werden Stegblech- und Lamellenstöße am besten durch Stumpfnähte (V- oder X-) ausgeführt.

Querstoßplatten mit Stirnnähten oder die bei Nietverbindungen üblichen Stoßdecklaschen sind für die Schweißtechnik weniger zu empfehlen. Dasselbe gilt für die Anschlüsse der Stege und Profileisen an Knotenbleche (Abb. 17 u. 18), die am besten mit V- oder X-Naht angeschlossen werden.

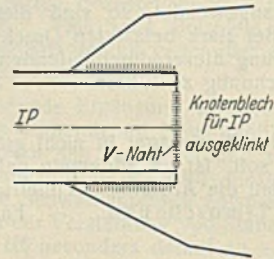


Abb. 17.

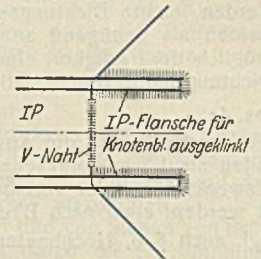


Abb. 18.

An Stelle der Schlitzung von Profilen bei Anschlüssen (Abb. 18) (die leicht innere Spannungen auslösen) ist die Schlitzung des Knotenbleches (Abb. 17) oder die Anordnung von Flanschlaschen vorzuziehen. Schrägstöße und keilförmige Stöße von Lamellen sind im Brückenbau zu vermeiden (wegen der Kerbwirkung).

Der Anschluß von Querträgern an die Hauptträger ist biegungssteif in einem solchen Maße ausgeführt, wie es die Quersteifigkeit der Brücke erfordert.

Stirnnähte bei Kraftanschlüssen sind stets paarweise anzuordnen (Abb. 19). Bei Doppelprofilen, bei denen die paarweise Anordnung von Stirnnähten nicht möglich ist, ist das Exzentrizitätsmoment durch Bindebleche od. dgl. aufzunehmen.

Stabenden sollen abgeschrägt oder abgerundet werden, um plötzliche Krafrichtungsänderungen im Schweißanschlus zu vermeiden.

Die Enden von Flankenähten sollen einen allmählichen Übergang haben, um die Spannungsspitzen an diesen Stellen zu vermindern (Abb. 20 u. 21), besser ist Anfräsung nach Abb. 22. Auch Schlitzte am Stabende oder zusätzliche Hochkantflacheisen können den Anschlus verbessern.

Stoßdecklaschen sollen schmaler sein als der angeschlossene Stab (um die Kraflinien auch in das Stabinnere zu lenken).

Bei Verstärkung schweißereiner Brücken ist große Vorsicht geboten. Das Schweißisen ist vor der Verstärkung zu untersuchen. Bei Vorhandensein von Schichtung im Material ist die schweißtechnische Verstärkung zu



Abb. 19.

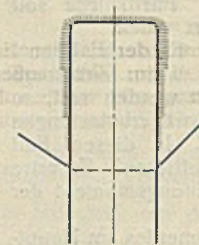


Abb. 20.

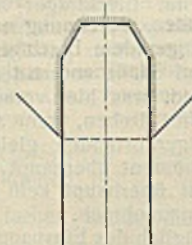


Abb. 21.

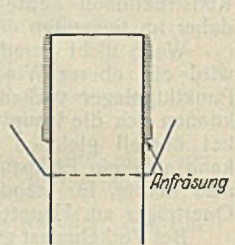


Abb. 22.

unterlassen, wenn nicht durch besondere konstruktive Maßnahmen das Ablösen der oberen Schweißmaterialschichten verhütet werden kann.

In einer Schlußbemerkung sollte betont werden, daß bei der in der Entwicklung befindlichen Schweißtechnik mit einer langen Gültigkeitsdauer von Vorschriften nicht gerechnet werden kann, diese sich vielmehr den Fortschritten laufend anpassen müssen. Dasselbe gilt auch von den obigen Vorschlägen, die vielleicht in manchen Punkten Widerspruch erfahren dürften. Wenn auf diese Weise eine Klärung mancher noch unklaren Fragen der Schweißtechnik erreicht wird, so dürfte der Zweck der Zeitschrift erfüllt sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Spannungsverteilung in geschweißten Blechträgern.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Mittels Schweißung herzustellende Blechträger werden zumeist nur aus einem Stegblech und zwei Gurtplatten zusammengesetzt. Die Nähte, die Steg und Gurte verbinden, liegen in den Gurtmitten, und in breiteren Gurtblechen kann der Spannungsabfall gegen die Längsränder hin schon ansehnliche Größe erreichen. Im folgenden wird nun die Spannungsverteilung in den Gurtblechen untersucht und der Spannungszustand des geschweißten Blechträgers schärfer erfaßt.

1. Grundlagen der Untersuchung. Es werden nur Balkenträger mit symmetrischem Querschnitt nach Abb. 1a betrachtet und nur rein elastische Spannungszustände berücksichtigt. Zur Vereinfachung der Untersuchung wird angenommen, daß die Gurte mit unveränderlichem Querschnitt durchlaufen, eine Ausführungsart, die bei kleineren Stützweiten in der Praxis auch meist zur Anwendung gelangt. Die Verbundwirkung wird durch die durchlaufend gedachten, zwischen Steg und Gurt-

blechen angeordneten Kehlnähte ermöglicht. Diese Schweißnähte haben vornehmlich Scherkräfte zu übertragen. Die Nachgiebigkeit der Nähte und die dadurch verursachte Verminderung der Verbundwirkung werden berücksichtigt. Für die vorliegenden Zwecke reicht die Untersuchung symmetrischer Lastfälle hin. Stabilitätsuntersuchungen bleiben außer Betracht.

Die Gurtbleche stellen Platten dar, die gereckt und gebogen werden. Da nur kleine Trägerdurchbiegungen in Frage kommen und die Biegesteifigkeit der Gurtbleche gering ist, wird der Einfluß der Reckungen überwiegen. Der ebene Spannungszustand der Gurtbleche kann nun unabhängig von den gleichzeitigen Biegewirkungen ermittelt werden; die Biegespannungen wären dann unter Berücksichtigung dieser ebenen Plattenvorspannung zu bestimmen. Der Momentenanteil, den die Gurtbleche zufolge ihrer Biegesteifigkeit übernehmen, ist im allgemeinen

sehr gering und die Biegungsspannungen der Gurtbleche sind ungleich kleiner als die Spannungen des ebenen Zustandes. Zur Vereinfachung soll auch die Ermittlung dieser Plattenbiegungsspannungen nur näherungsweise erfolgen, indem die Gurtbleche dann als „Stäbe“ im Sinne der „Technischen Biegelehre“ berechnet werden. Die Stegblechspannungen werden ebenfalls nach dieser elementaren Berechnungsart bestimmt, wobei es sich um Stegblechhöhen handelt, die selten $\frac{1}{5}$ der Stützweite überschreiten, meist aber bedeutend kleiner sind.

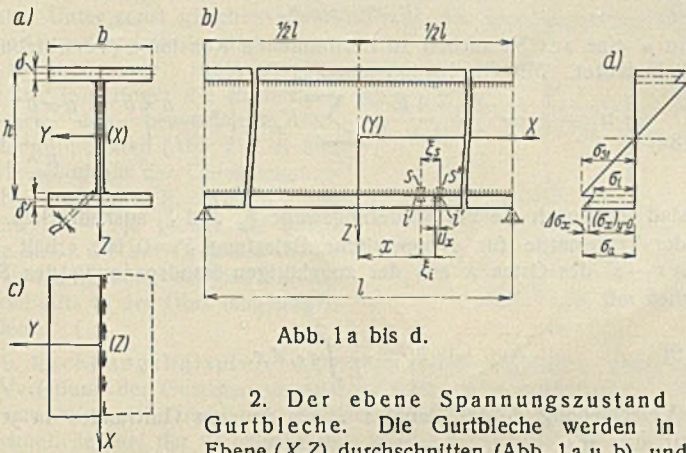


Abb. 1a bis d.

2. Der ebene Spannungszustand der Gurtbleche. Die Gurtbleche werden in der Ebene (XZ) durchgeschnitten (Abb. 1a u. b), und die von den Schweißnähten eingetragenen Scherkräfte werden in den Schnittflächen beider Gurthälften (über die Plattenstärke gleichmäßig verteilt) wirkend gedacht (Abb. 1c). Der Spannungszustand, der in den Gurthälften hierbei hervorgerufen wird, ist durch die folgende Airysche Spannungsfunktion

$$(1) \quad F = \frac{E}{1+\nu} \sum \left\{ \frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi y}{l}} + B_n \left(\frac{n\pi y}{l} - \frac{2}{1+\nu} \right) e^{\frac{n\pi y}{l}} + \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} + D_n \left(\frac{n\pi y}{l} + \frac{2}{1+\nu} \right) e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right\} \frac{l^2}{n^2 \pi^2} \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}$$

bestimmt. Hierin bedeutet l die Stützweite des Balkenträgers, E den Elastizitätsmodul des Werkstoffes und ν den reziproken Wert der Querdehnungszahl; die A_n , B_n , C_n und D_n sind Konstanten. Durch Ausdifferenzieren überzeugt man sich leicht, daß diese Funktion tatsächlich der partiellen Differentialgleichung

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0$$

genügt; daß auch die vorliegenden Randbedingungen erfüllbar sind, wird im folgenden noch zu ersehen sein. Übrigens ist diese Spannungsfunktion von gleicher Art wie jene Airysche Funktion, die A. Timpe in seiner Göttinger Habilitationsschrift¹⁾ für den beliebig belasteten Parallelstreifen verwendet hat.

Die Funktion Gl. (1) wurde hier auf folgendem Wege erhalten: um die Übergangsbedingungen zwischen Steg und Gurten in einfacher Weise für beliebige Belastung erfüllen zu können, war anzustreben, die Verschiebungen ξ der Randpunkte $y=0$ der Gurthälften in Form einer Fourier-Reihe zu erhalten. Unter Beschränkung auf symmetrische Lastangriffe wurde daher der Ansatz

$$\xi = \sum Y_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

gewählt, worin die Y_n noch zu bestimmende, reine Funktionen von y bedeuten. Es war naheliegend, für die Verschiebungskomponenten η den gleichartigen Ansatz

$$\eta = \sum \bar{Y}_n \cdot \cos \frac{n\pi y}{l}$$

zu versuchen. Damit konnten die bezogenen Dehnungen ϵ_x und ϵ_y sowie die Winkeländerung γ mittels der Gleichungen

$$\epsilon_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial \eta}{\partial y}, \quad \gamma = \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

durch die Y_n und \bar{Y}_n ausgedrückt werden. Mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y), \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\nu} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x), \quad \tau = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \gamma$$

des ebenen Spannungszustandes wurden nun auch die Spannungskomponenten σ_x , σ_y und τ durch die Funktionen Y_n und \bar{Y}_n dargestellt. Die so erhaltenen Werte in die Gleichgewichtsbedingungen

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = 0$$

eingesetzt, ergab sich nach Elimination der \bar{Y}_n ein System von linearen Differentialgleichungen 4. Ordnung der Funktionen Y_n mit den Lösungen

$$Y_n = (A_n + B_n y) e^{\frac{n\pi y}{l}} + (C_n + D_n y) e^{-\frac{n\pi y}{l}}$$

Damit konnten nun die Spannungen und aus diesen die zugehörige Airysche Funktion bestimmt werden, deren Brauchbarkeit sich bei Erfüllung der Randbedingungen erwies.

Aus Gl. (1) erhält man für die Spannungskomponenten

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} &= \frac{E}{1+\nu} \sum \left[\frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi y}{l}} + \left(\frac{n\pi y}{l} + \frac{2\nu}{1+\nu} \right) B_n e^{\frac{n\pi y}{l}} \right. \\ &\left. + \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} + \left(\frac{n\pi y}{l} - \frac{2\nu}{1+\nu} \right) D_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right] \cos \frac{n\pi x}{l}, \end{aligned} \right.$$

$$(3) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} &= -\frac{E}{1+\nu} \sum \left[\frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi y}{l}} + \left(\frac{n\pi y}{l} - \frac{2}{1+\nu} \right) B_n e^{\frac{n\pi y}{l}} \right. \\ &\left. + \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} + \left(\frac{n\pi y}{l} + \frac{2}{1+\nu} \right) D_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right] \cos \frac{n\pi x}{l}, \end{aligned} \right.$$

$$(4) \quad \left\{ \begin{aligned} \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} &= \frac{E}{1+\nu} \sum \left[\frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi y}{l}} + \left(\frac{n\pi y}{l} - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) B_n e^{\frac{n\pi y}{l}} \right. \\ &\left. - \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} - \left(\frac{n\pi y}{l} + \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) D_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right] \sin \frac{n\pi x}{l}. \end{aligned} \right.$$

Ferner erhält man für die Verschiebungskomponenten

$$(5) \quad \xi = \sum \left[(A_n + B_n y) e^{\frac{n\pi y}{l}} + (C_n + D_n y) e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right] \sin \frac{n\pi x}{l},$$

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= -\sum \left[A_n e^{\frac{n\pi y}{l}} + B \left(y - \frac{l}{n\pi} \cdot \frac{3-\nu}{1+\nu} \right) e^{\frac{n\pi y}{l}} - C_n e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right. \\ &\left. + D_n \left(y + \frac{l}{n\pi} \cdot \frac{3-\nu}{1+\nu} \right) e^{-\frac{n\pi y}{l}} \right] \cos \frac{n\pi x}{l}; \end{aligned} \right.$$

die Integrationskonstanten sind mit Rücksicht auf $\xi=0$ für $x=0$, und $\eta=0$ für $y=0$, bereits Null gesetzt worden.

Am Orte x ist die Normalkraft eines gesamten Gurtquerschnittes

$$S_x = 2 \delta \int_0^{\frac{1}{2}b} \sigma_x dy;$$

mit Gl. (2) entsteht hieraus

$$(7) \quad \left\{ \begin{aligned} S_x &= \frac{E \delta}{1+\nu} \sum \left\{ \frac{n\pi}{l} \cdot A_n \left(e^{\frac{n\pi b}{2l}} - 1 \right) + B_n \left[\frac{n\pi b}{2l} \cdot e^{\frac{n\pi b}{2l}} \right. \right. \\ &\left. \left. - \frac{1-\nu}{1+\nu} \left(e^{\frac{n\pi b}{2l}} - 1 \right) \right] + \frac{n\pi}{l} \cdot C_n \left(1 - e^{-\frac{n\pi b}{2l}} \right) - D_n \left[\frac{n\pi b}{2l} \cdot e^{-\frac{n\pi b}{2l}} \right. \right. \\ &\left. \left. - \frac{1-\nu}{1+\nu} \left(1 - e^{-\frac{n\pi b}{2l}} \right) \right] \right\} \frac{l}{n\pi} \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}. \end{aligned} \right.$$

3. Randbedingungen (für eine Gurthälfte im Bereiche der $+y$). Zufolge des bestehenden Zusammenhanges zwischen den beiden Hälften des durchgeschnittenen gedachten Gurtbleches müssen die Verschiebungen η längs der Schnittländer $y=0$ verschwinden. Aus Gl. (6) entstehen damit die Beziehungen

$$(I) \quad \frac{n\pi}{l} \cdot A_n - \frac{3-\nu}{1+\nu} \cdot B_n - \frac{n\pi}{l} \cdot C_n - \frac{3-\nu}{1+\nu} \cdot D_n = 0.$$

Am Gurtrande $y = \frac{1}{2}b$ müssen die Schubspannungen τ Null sein. Damit erhält man aus Gl. (4) die Bedingungen

$$(II) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi b}{2l}} + \left(\frac{n\pi b}{2l} - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) B_n e^{\frac{n\pi b}{2l}} - \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi b}{2l}} \\ - \left(\frac{n\pi b}{2l} + \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) D_n e^{-\frac{n\pi b}{2l}} = 0. \end{aligned} \right.$$

Am Gurtrande $y = \frac{1}{3}b$ müssen auch die Normalspannungen σ_y Null werden. Aus Gl. (3) folgen damit die Beziehungen

$$(III) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{n\pi}{l} \cdot A_n e^{\frac{n\pi b}{2l}} + \left(\frac{n\pi b}{2l} - \frac{2\nu}{1+\nu} \right) B_n e^{\frac{n\pi b}{2l}} + \frac{n\pi}{l} \cdot C_n e^{-\frac{n\pi b}{2l}} \\ + \left(\frac{n\pi b}{2l} + \frac{2\nu}{1+\nu} \right) D_n e^{-\frac{n\pi b}{2l}} = 0. \end{aligned} \right.$$

Mit Einführung der neuen Unbekannten

$$(IV) \quad K_n = \frac{n\pi}{l} (A_n + C_n)$$

können nun die A_n bis D_n und damit auch alle Spannungskomponenten und Verschiebungsgrößen durch die K_n ausgedrückt werden. Mit den Hilfsgrößen

$$(8) \quad \phi_n = \frac{1}{\left(\frac{3-\nu}{1+\nu} + e^{\frac{n\pi b}{l}} \right) \left(\frac{3-\nu}{1+\nu} + e^{-\frac{n\pi b}{l}} \right) + \frac{n^2 \pi^2 b^2}{l^2}}$$

¹⁾ Probleme der Spannungsverteilung in ebenen Systemen, einfach gelöst mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion, Zeitschr. f. Math. u. Physik 1905.

erhält man z. B. für σ_x der Orte $y=0$

$$(2a) \left\{ \begin{aligned} (\sigma_x)_{y=0} &= \frac{E}{1+\nu} \sum K_n \phi_n \left[2 \cdot \frac{5-\nu}{1+\nu} + 2 \cdot \frac{3+\nu}{1+\nu} \cdot \cos \frac{n\pi b}{l} \right. \\ &\quad \left. + \frac{n^2 \pi^2 b^2}{l^2} \right] \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

und für σ_x in $y=1/2b$

$$(2b) \left\{ \begin{aligned} (\sigma_x)_{y=1/2b} &= \frac{8E}{1+\nu} \sum K_n \phi_n \left(\frac{2}{1+\nu} \cdot \cos \frac{n\pi b}{2l} - \frac{n\pi b}{2l} \cdot \sin \frac{n\pi b}{2l} \right) \\ &\quad \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

ferner aus Gl. (3) für σ_y in $y=0$

$$(3a) \left\{ \begin{aligned} (\sigma_y)_{y=0} &= -\frac{4E}{1+\nu} \sum K_n \phi_n \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \cdot \sin^2 \frac{n\pi b}{l} + \frac{n^2 \pi^2 b^2}{4l^2} \right) \\ &\quad \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

sodann aus (4) für τ in $y=0$

$$(4a) (\tau)_{y=0} = -\frac{4E}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \sin \frac{n\pi x}{l}$$

und schließlich aus (7)

$$(7a) S_x = \frac{8E\delta}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \cdot \frac{l}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \cos \frac{n\pi x}{l}$$

4. Biegungsspannungen der Gurtplatten und des Stegbleches. Nach der Technischen Biegungslehre erhält man für die Gurtplatten und für das Stegblech die Biegungs-Randspannungen

$$(9) \Delta \sigma_x = \frac{M_G}{W_G} \quad \text{und}$$

$$(10) \sigma_{St} = \frac{M_{St}}{W_{St}}$$

Hierin bedeuten M_G und W_G den Momentenanteil und das Widerstandsmoment einer Gurtplatte, M_{St} und W_{St} die gleichartigen Größen für das Stegblech. Die Krümmungen, die unter der Einwirkung einer Belastung das Stegblech und die Gurtplatten an beliebigem Orte x erfahren, können näherungsweise als gleich groß angesehen werden. Somit gilt

$$(11) -\frac{E}{R} = \frac{M_G}{J_G} = \frac{M_{St}}{J_{St}}$$

An Stelle der Trägheitsmomente die Widerstandsmomente in (11) eingeführt (Abb. 1a), erhält man hieraus

$$(11a) M_G = \frac{W_G}{W_{St}} \cdot \frac{\delta}{h-\delta} \cdot M_{St}$$

Mit (9) u. (11) entsteht daher

$$(12) \Delta \sigma_x = \frac{\delta}{h-\delta} \cdot \sigma_{St}$$

Diese Gleichung besagt, daß die Spannungslinien in Abb. 1d parallel verlaufen.

5. Übergangsbedingungen Steg—Gurtplatten. a) Gleichgewichtsbedingung. Das Biegemoment, welches von einer symmetrischen Belastung hervorgerufen wird, kann dargestellt werden durch

$$(13) M_x = \sum m_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}$$

Dieses Angriffsmoment steht mit den inneren Momenten $S_x h$ (von den Normalkräften der Gurtbleche), $2M_G$ (Momentenanteil beider Gurtplatten zufolge ihrer Biegesteifigkeit) und M_{St} (Momentenanteil des Stegbleches) im Gleichgewicht. Es muß daher die Bedingung gelten

$$(14) \sum m_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} = S_x h + 2M_G + M_{St}$$

Daraus erhält man mit Gl. (7a), (9), (10) u. (12)

$$(15) \left\{ \begin{aligned} \sum m_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} &= \frac{8E\delta h}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \frac{l}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \\ &\quad \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} + \sigma_{St} \left(W_{St} + \frac{2\delta}{h-\delta} \cdot W_G \right) \end{aligned} \right.$$

b) Formänderungsbedingung. In der Schnittfläche (XZ) jeder Gurthälfte wirken die Schubspannungen $(\tau)_{y=0}$ gemäß Gl. (4a), die bei der Gurtdicke δ einer Scherkraft von $2\delta(\tau)_{y=0}$ je Einheit Trägerlänge entsprechen. Diese Scherkraft wird durch die beiden Kehlkräfte in jeden Gurt eingetragen. Die bezogenen Spannungen e_x der Nähte sind bei einer nutzbaren Nahtstärke a (Abb. 1a)

$$(16) \left\{ \begin{aligned} e_x = \frac{\delta}{a} (\tau)_{y=0} &= -\frac{\delta}{a} \cdot \frac{4E}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \\ &\quad \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

Unter der Einwirkung dieser Scherspannungen verformen sich die Nähte, und zwei beliebige, im unbelasteten Tragwerk benachbarte Punkte s und i

des Stegblech- und Gurtrandes (Abb. 1b) gelangen nach s' und i' , so daß eine gegenseitige Verschiebung u_x zustandekommt. Gemäß Abb. 1b ist

$$(17) \xi_i = \xi_s - u_x$$

Nach den Ergebnissen der Versuche von Hammond Smith²⁾ kann diese Verschiebung u_x der am gleichen Ort wirkenden Nahtspannung e_x verhältnismäßig gesetzt werden. Unter Berücksichtigung der getroffenen Vorzeichenfestlegungen gilt demnach

$$(18) u_x = -\mu e_x$$

worin μ eine aus Versuchen zu bestimmende Konstante (Verschiebungszahl) bedeutet. Mit Gl. (16) entsteht aus Gl. (18)

$$(18a) \left\{ \begin{aligned} u_x &= +\mu \cdot \frac{\delta}{a} \cdot \frac{4E}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \\ &\quad \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

Es sind jetzt noch die Formänderungswege ξ_s und ξ_i auszudrücken. Da in der Trägermitte für symmetrische Belastung $\xi=0$ ist, erhält man $\xi_s = s - s'$ des Ortes x aus der zugehörigen Randspannung des Stegbleches mit

$$(19) \xi_s = \frac{1}{E} \int_0^x \sigma_{St} dx$$

Die Verschiebung ξ_i des Punktes i des inneren Gurtrandes in $y=0$ erhält man aus

$$(20) \xi_i = (\xi)_{y=0} + \Delta \xi$$

Der Verschiebungsanteil $(\xi)_{y=0}$ gehört zum ebenen Spannungszustand der Gurtplatte und ist durch die Gl. (5) u. (IV) bestimmt:

$$(5a) (\xi)_{y=0} = \sum \frac{l}{n\pi} \cdot K_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$\Delta \xi$ entsteht zufolge der Plattenbiegung und kann aus

$$(21) \Delta \xi = \frac{1}{E} \int_0^x \Delta \sigma_x dx$$

ermittelt werden. Da für den inneren Gurtrand nach G. (12)

$$\Delta \sigma_x = -\frac{\delta}{h-\delta} \cdot \sigma_{St}$$

ist, erhält man

$$(21a) \Delta \xi = -\frac{1}{E} \cdot \frac{\delta}{h-\delta} \int_0^x \sigma_{St} dx$$

Mit Gl. (19), (20) und (21a) entsteht aus Gl. (17)

$$(17a) (\xi)_{y=0} = -\frac{1}{E} \cdot \frac{h}{h-\delta} \int_0^x \sigma_{St} dx - u_x$$

σ_{St} aus Gl. (15) in Gl. (17a) eingesetzt und die Integration nach x dort durchgeführt, erhält man mittels der Gl. (5a) und (18a)

$$(15a) \left\{ \begin{aligned} \frac{l}{n\pi} \cdot K_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} &= \frac{h}{E[(h-\delta)W_{St} + 2\delta W_G]} \cdot \\ &\quad \cdot \sum \frac{l}{n\pi} \left[m_n - \frac{8E\delta h}{(1+\nu)^2} \cdot K_n \phi_n \cdot \frac{l}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \right] \\ \sin \frac{n\pi x}{l} - \mu \cdot \frac{\delta}{a} \cdot \frac{4E}{(1+\nu)^2} \sum K_n \phi_n \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right) \sin \frac{n\pi x}{l} & \end{aligned} \right.$$

Aus Gl. (15a) können nun die K_n berechnet werden. Mit Einführung der abkürzenden Bezeichnung

$$(22) W_0 = \frac{h-\delta}{h} \cdot W_{St} + 2 \cdot \frac{\delta}{h} \cdot W_G$$

gelangt man zu

$$(V) EK_n = \frac{m_n}{W_0 + \frac{4\delta}{(1+\nu)^2} \cdot \phi_n \left(\frac{2lh}{n\pi} + W_0 \cdot \frac{n\pi}{l} \cdot \frac{E\mu}{a} \right) \left(\sin \frac{n\pi b}{l} + \frac{n\pi b}{l} \right)}$$

Alle Spannungs- und Formänderungsgrößen sind nunmehr bestimmbar und die vorgelegte Spannungsaufgabe erscheint damit gelöst.

Bei der zahlenmäßigen Auswertung sind zunächst die Gurtspannungen und die Gurtkraft S für den ebenen Spannungszustand der Gurtbleche zu ermitteln. Aus Gl. (14) wird hierauf $2M_G + M_{St}$ berechnet, womit aus Gl. (9), (10) u. (12) auch die Stegblechspannung σ_{St} und die Biegungsspannungen $\Delta \sigma_x$ der Gurte bestimmt werden können.

Gegenüber den Ergebnissen der elementaren Berechnung erhält man für das Stegblech immer einen größeren Momentenanteil, weshalb auch die

²⁾ S. Die Spannungsverteilung in Schweißungen von W. Hovgaard, Z. ang. Math., Bd. 11 (1931), H. 5; vgl. a. d. Zuschrift von E. Höhn, Z. ang. Math., Bd. 12 (1932), H. 5.

Spannungen des Stegbleches die elementar errechneten Werte stets überschreiten. Die Nahtspannungen hingegen sind im allgemeinen etwas kleiner. Der gesamte Momentenanteil der Gurtbleche ($S_x h + 2 M_G$) ist ebenfalls kleiner als nach der üblichen Näherungsrechnung; trotzdem sind aber, wegen der ungleichmäßigen Spannungsverteilung in den Gurtblechen, höhere Spannungen in $y = 0$ der äußeren Gurtränder zu erwarten.

Der Unterschied zwischen den mittleren Gurtspannungen σ_x in $y = 0$ und $y = \frac{1}{2}b$ hängt von den Anlageverhältnissen und von der Belastungsart ab. Unter sonst gleichen Umständen ist die Spannungsverteilung in einem Gurtquerschnitt im allgemeinen um so ungünstiger, je breiter der Gurt ist, je geringer die Entfernung zwischen den benachbarten Momentennullpunkten (Abb. 2a) ist und — wie schon aus den Untersuchungsergebnissen von E. Melan³⁾ zu folgern ist — je größer die Scherkräfte sind, die am Orte und in der nächsten Umgebung des betrachteten Querschnitts in den Gurt eingetragen werden.

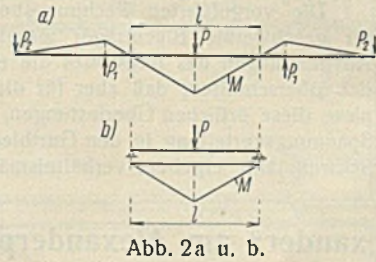


Abb. 2a u. b.

6. Rechnungsbeispiele. Um nun einen einfachen, hinsichtlich der Verteilung der Gurtspannungen aber schon sehr ungünstigen Fall zu erfassen, wird auf Grund vorstehender Überlegungen ein Balkenträger berechnet, der bei der verhältnismäßig großen Gurtbreite von $b = 40$ cm auf nur $l = 400$ cm frei aufliegt, und der in Feldmitte eine (am Steg angreifend gedachte) Einzellast P trägt (Abb. 2b). Der Querschnitt des Trägers ist in Abb. 3a dargestellt. Die nutzbare Stärke der Kehlnähte wird mit $a = 0,57$ cm angenommen. Nach elementarer Rechnung und unter Zugrundelegung eines $\rho_{zul} = \frac{1}{2} \sigma_{zul}$ erreicht dann bei voller Ausnutzung des Trägerquerschnitts auch die Nahtspannung ρ_x bereits den zulässigen Höchstwert. Für die Biegemomente des Trägers wird die Fourier-Reihe

$$M_x = \frac{2Pl}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}, \quad (n = 1, 3, 5 \dots)$$

verwendet. Dieser Entwicklung liegt wieder die Periode $2l$ zugrunde, womit auch alle Normalspannungen σ_x in den Auflagerquerschnitten $x = \frac{1}{2}l$ bedingungsgemäß zu Null werden. (An den Schmalrändern $x = \frac{1}{2}l$ der Gurtungen können die Schubspannungen des ebenen Spannungszustandes, die dort Gleichgewichtssysteme bilden, nicht gleichzeitig mit den Normalspannungen σ_x zum Verschwinden gebracht werden; auf die Ergebnisse der folgenden Berechnung ist dies aber praktisch ohne Einfluß.)

Für den vorliegenden Fall eines Trägers mit unveränderlichem Querschnitt interessiert hauptsächlich die Spannungsverteilung am Orte von M_{max} , worauf sich auch die folgenden Auswertungen beziehen. Nach elementarer Rechnung entsteht die größte Biegungsspannung an den Gurt- außenrändern und beträgt

$$\sigma_0 = \pm \frac{M_{max}}{J} \cdot \frac{h + \delta}{2}$$

Durch diesen Spannungswert, der bei voller Ausnutzung des Trägerquerschnitts die zulässige Inanspruchnahme des Baustoffes darstellt, sind die folgenden Rechnungsergebnisse ausgedrückt. Die Rechnung wurde zuerst für eine Verschiebungszahl $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$ durchgeführt. Um den alleinigen Einfluß der ungleichförmigen Spannungsverteilung in den Gurtblechen hervortreten zu lassen, wurden die Spannungen auch für $\mu = 0$ ausgewertet.

Die Reihen für die Spannungen des ebenen Zustandes und für die Längskraft S der Gurtbleche in $x = 0$ konvergieren für den in Betracht stehenden Lastfall verhältnismäßig langsam. Die Auswertung wurde so durchgeführt, daß zuerst die Partialsummen der ersten zehn Reihenglieder ermittelt und die übrigen Glieder, nach Vornahme der für größere n bereits zulässigen Vereinfachungen, nach der Euler-Maclaurinschen Summenformel summiert wurden. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tafel verzeichnet, in der auch jene Spannungen eingetragen sind, die nach der üblichen Näherungsrechnung erhalten werden; der Multiplikator σ_0 der Spannungswerte wurde weggelassen. Die mit $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$ erhaltenen Normalspannungen σ_x des Trägerquerschnitts $x = 0$ sind auch in Abb. 3 abgetragen, und zwar die

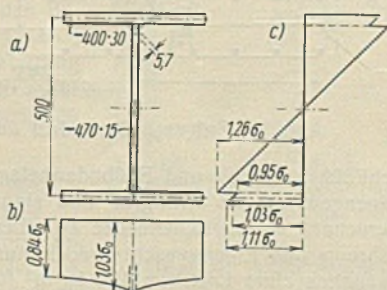


Abb. 3a bis c.

zum ebenen Spannungszustand gehörigen Gurtspannungen in Abb. 3b, die (resultierenden) Spannungen für die Orte $y = 0$ in Abb. 3c.

zum ebenen Spannungszustand gehörigen Gurtspannungen in Abb. 3b, die (resultierenden) Spannungen für die Orte $y = 0$ in Abb. 3c.

Spannungen in $x = 0$ für $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$, $\mu = 0$		nach elementarer Rechnung	
Gurtplatten	Ebener Spannungszustand		
	$(\sigma_x)_{y=0} = 1,03$ 1,14 $(\sigma_x)_{y=\frac{1}{2}b} = 0,84$ 0,85 $(\sigma_y)_{y=0} = -0,06$ -0,08 Mittlere Gurtspannung $\frac{S}{\delta l} = 0,909$ 0,924		0,943
Biegung	Randspannung $\Delta \sigma_x = 0,08$	0,07	
	zusammen in $y = 0$		
Stegblech	Außenrand $\sigma_a = 1,11$	1,21	1,000
	Innenrand $\sigma_i = 0,95$	1,07	0,887
	Randspannung $\sigma_{St} = 1,26$	1,09	0,887
	Momentenanteil 11,3 %	9,8 %	7,96 %

Unter den getroffenen Rechnungsannahmen, die an den Zusammen-schlußorten von Steg und Gurtblechen die gegenseitige Behinderung der Querverformung dieser Stabteile nicht berücksichtigen, bleibt zwischen der inneren Gurtrandspannung σ_i in $y = 0$ und der am gleichen Orte x wirkenden Randspannung σ_{St} des Stegbleches auch unter $\mu = 0$ ein Sprung bestehen, der nur mit $\nu = 0$ verschwinden würde.

Der Vergleich zwischen den Ergebnissen für $\mu = 0$ und $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$ zeigt die ungünstige Beeinflussung der Stegblechspannungen durch die Nachgiebigkeit der Schweißnähte, die sich unter anderen Anlageverhältnissen auch noch stärker auswirken könnte. Allerdings dürfte die in Rechnung gestellte Verschiebungszahl $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$ reichlich hoch sein; zu einer verlässlicheren Abschätzung der jeweils geltenden μ -Werte reichen jedoch die bisherigen Versuche noch nicht hin. Je unnachgiebiger nun die Nähte sind, um so ungünstiger wirkt sich wieder die ungleichmäßige Verteilung der Gurtspannungen in der Beanspruchung der Gurtbleche aus. Die größte Normalspannung σ_x der Gurtplatten entsteht immer am Außenrande in $y = 0$. Die gleichzeitig wirkende Normalspannung σ_y (zu der im Nachbarbereiche auch die Schubspannung τ tritt) erhöht noch die Anstrengung des Baustoffes. Die Eintragung der Scherkräfte in die Gurtbleche erfolgt allerdings nicht in Plattenmitte, sondern an den Orten der Kehlnähte, weshalb auch die Normalspannungen der Gurtbleche nicht bis zu den errechneten Spitzenwerten ansteigen werden.

Bei der Beurteilung der vorstehenden Ergebnisse ist zu berücksichtigen, daß dieselben schon sehr ungünstigen Annahmen zugehören. Der in Rechnung gestellte Verhältniswert $l/b = 10$ wird bei den häufigeren Trägersausbildungen meist wesentlich überschritten. Auch der zugrunde gelegte Lastangriff kommt als maßgebende Belastung seltener in Frage. Schließlich besitzt die als Einzelkraft in Rechnung gestellte Last immer eine endliche Verteilungsbreite, wodurch die Spannungsspitzen eine weitere Minderung erfahren. Soweit es sich daher um die Spannungsverteilung in den Gurtblechen handelt, werden die für Blechträger des Stahlbaues in Betracht kommenden Anlage- und Lastverhältnisse im allgemeinen viel günstiger sein als jene, die dem Rechnungsbeispiele zugrunde lagen.

Derselbe Träger soll nun für eine totale, gleichförmig verteilte Belastung p/m , unter Annahme einer durchschnittlichen nutzbaren Nahtstärke von je $a = 0,57$ cm, durchgerechnet werden. Für die Biegemomente des Trägers wird hierbei die Fourier-Reihe

$$M_x = \frac{4pl^2}{\pi^3} \sum \left\{ \cos \frac{\pi x}{l} - \frac{1}{3^3} \cdot \cos \frac{3\pi x}{l} + \frac{1}{5^3} \cdot \cos \frac{5\pi x}{l} - \dots \right\}$$

verwendet. Alle Reihen konvergieren hier sehr rasch, so daß nur wenige Reihenglieder ausgewertet werden müssen. Für den nach elementarer Rechnung wieder voll ausgenutzten Träger ergibt diese genauere Untersuchung der Spannungen in $x = 0$:

$$\begin{aligned} \text{zu } \mu = 18 \cdot 10^{-7} \dots \sigma_a &= 1,007_0 \sigma_0 \text{ und } \sigma_{St} = 0,91_1 \sigma_0 \\ \text{zu } \mu = 0 \dots \sigma_a &= 1,007_2 \sigma_0 \text{ und } \sigma_{St} = 0,89_0 \sigma_0. \end{aligned}$$

Trotz der ungünstigen Anlageverhältnisse entsprechend $l/b = 10$ kommt nur eine ganz geringe, gegenüber den Einflüssen der vereinfachten Rechnungsannahmen und der schwankenden Baustoffeigenschaften belanglose Überschreitung der zugrunde gelegten zulässigen Inanspruchnahme zustande. Damit ist der Einfluß der Belastungsart aufgezeigt.

Zum Schluß soll nochmals ein 4 m weit gespannter Träger mit Einzellast in Feldmitte berechnet werden. Der Trägerquerschnitt bestehe aber aus einem Stegblech 480/10 und aus zwei Gurtplatten von je 200/20.

³⁾ Über die Verteilung der Kraft in einem Streifen endlicher Breite, Z. ang. Math., Bd. 5, H. 4.

		Spannungen in $x=0$ für $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$, $\mu = 0$		nach elementarer Rechnung
Gurtplatten	Ebener Spannungszustand	$(\sigma_x)_{y=0} =$	0,98 ₂ 1,03 ₄	
		$(\sigma_x)_{y=1/2 b} =$	0,91 0,92	
		$(\sigma_y)_{y=0} =$	-0,02 -0,03	
	Mittlere Gurtspannung $\frac{S}{\delta b} =$	0,934 0,946	0,962	
	Biegung	Randspannung $\Delta \sigma_x =$	0,04 ₄ 0,04 ₂	
zusammen	Außenrand	$\sigma_a =$	1,026 1,076	1,000
		Innenrand $\sigma_i =$	0,94 0,99	0,923
Stegblech	Randspannung	$\sigma_{St} =$	1,067 1,002	0,923
		Momentenanteil	18,0 % 16,9 %	15,6 %

Im vorliegenden Falle ist also $l/b = 20$. Die nutzbare Nahtstärke sei wieder $a = 0,57$ cm, die Nähte werden daher nicht mehr voll ausgenutzt. Die errechneten Spannungen, ausgedrückt in Einheiten der nach elementarer Rechnung sich ergebenden größten Gurtrandspannung σ_0 , sind in der nebenstehenden Tafel verzeichnet.

Trotz der ungünstigen Belastungsweise beträgt hier die rechnungsmäßige Überlastung der Stegblechränder im Falle $\mu = 18 \cdot 10^{-7}$ nur mehr 6,7 % und die Überlastung der äußeren Gurtränder (in $y=0$) im Falle $\mu = 0$ nur mehr 7,6 %.

Die vorgeführten Rechnungsbeispiele zeigen, daß Anwendungsfälle für geschweißte Blechträger möglich sind, in welchen die wirklichen Anstrengungen des Baustoffes die elementar errechneten Werte beträchtlich überschreiten, daß aber für die häufigeren Anlage- und Lastverhältnisse diese örtlichen Überlastungen, die sich zufolge der ungleichförmigen Spannungsverteilung in den Gurtblechen und zufolge der Verformung der Schweißnähte ergeben, verhältnismäßig klein bleiben.

Die Stahlkonstruktion im Hochhaus „Alexander“ am Alexanderplatz zu Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Bauingenieur A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

I. Allgemeines.

Als vorläufiger Abschluß einer großzügigen Bebauung des Alexanderplatzes in Berlin sind in den letzten zwei Jahren nach den Entwürfen und unter der Oberbauleitung des Herrn Prof. Peter Behrens, Berlin, die Hochhäuser „Alexander“ und „Berolina“ entstanden unter besonderen baulichen Verhältnissen und Schwierigkeiten, die unter anderem durch zwei verschiedene Untergrundbahnstrecken der B. V. G. bedingt waren¹⁾. Die beiden Hochhäuser, die eigentlich den Beginn einer oberirdischen Umgestaltung dieser großen Sammelstelle des östlichen Stadtverkehrs bedeuten sollten, sind ihrer äußeren Erscheinung nach Eisenbetonbauwerke.

Und doch hat der Stahlbau bei beiden Häusern — in besonderem Maße jedoch im Alexanderhaus — einen gewichtigen Anteil an der Bauausführung. Dieser tritt nicht äußerlich in Erscheinung, sondern drückt sich in der vorteilhaften Aufnahme und Übertragung der Lasten aus, die der darüberliegende Eisenbetonbau an ihn abgibt.

Beide Gebäude bestehen aus je zwei Kellergeschossen, einem Erdgeschoß und sieben Obergeschossen von etwa 30 m Höhe über Straßenebene und nehmen in den unteren Räumen Läden und Gaststätten, in den oberen Geschossen Büros und Ausstellungsräume auf.

Das Haus „Berolina“ von 22,27 m Breite und 74,55 m Länge hat eine reine Eisenbeton-Tragkonstruktion, mit Ausnahme der Kragträger über der Decke des oberen Kellers, die die Frontstützen des Hochhauses über dem U-Bahntunnel der Nord-Südbahn abfangen. Diese Auslegerträger sind ebenso wie die dem gleichen Zwecke dienenden Kragträger am Alexanderhaus in Stahl ausgeführt.

In dem größeren Alexanderhaus, dessen Erdgeschoßgrundriß Abb. 1 zeigt, mußte jedoch, außer diesen Kragträgern und weiteren Abfangträgern über der alten Stammstrecke der U-Bahn, die gesamte Tragkonstruktion im II. und III. Bauabschnitt vom Tiefkeller bis einschließlich zum ersten Obergeschoß in reiner Stahlbauweise ausgeführt werden, wie sie hier näher beschrieben werden soll. Im Erdgeschoß und ersten Obergeschoß sind hier die Gaststätten und Nebenräume der Aschinger A.-G. untergebracht, die auf Wunsch der Mieterin im Baukern nur eine Mittelstütze statt der zwei Flurstützen in den oberen sechs Geschossen und außerdem niedrige Unterzüge aufweisen sollten. So ergab sich hier zwangsläufig eine Stahlskelettkonstruktion nach Abb. 2, da sonst eine Unterbringung der Scherkräfte in der Trägerstrecke zwischen den oberen Flurstützen und der unteren Mittelstütze bei einer Eisenbetonkonstruktion schwierig gewesen wäre. Diese Stahlskelettkonstruktion setzt sich bis in den Tiefkeller fort. Auch die Kuppelkonstruktion des Rundbaues im Erdgeschoß, die zum Gaststättenbetrieb der Aschinger A.-G. gehört, ist in Stahlbauweise ausgeführt.

II. Statische Unterlagen und Berechnung.

A. Stahlskelett im II. und III. Bautell.

Das Tragwerk des Baues ist sowohl für die Eisenbetonkonstruktion der oberen Geschosse als auch für die hier näher zu betrachtende Stahlkonstruktion der unteren und Kellergeschosse als Stockwerkrahmen in jedem Felde ausgebildet.

Außer den Kräften und Momenten, die die darüberliegenden Eisenbetonrahmen auf das Stahlskelett ausüben, wurden folgende Belastungen der Berechnung der Stahlbauteile zugrunde gelegt:

Decken von 2,04 m Spannweite über Erdgeschoß und erstes Obergeschoß aus 10 cm starken Kleineschen Hohlziegeln mit Aufschüttung und Belag

¹⁾ Vgl. Prof. Dr.-Ing. Peter Behrens, Dipl.-Ing. F. Domány, Bauing. A. Dürbeck: „Technisches vom Bau der Hochhäuser am Alexanderplatz in Berlin“. D. Bauztg. 1933, Heft 18, S. 355.

Eigengewicht	340 kg/m ²
Nutzlast	500 „
Gesamtlast	840 kg/m²;

Decken über den Erkern im ersten Obergeschoß (infolge Ausbildung als Regenrinne und Vordach)

Eigengewicht	600 kg/m ²
Nutzlast	100 „
Gesamtlast	700 kg/m²;

Decken unter den Erkern entsprechend erstgenannten

Eigengewicht	310 kg/m ²
Nutzlast	500 „
Gesamtlast	810 kg/m².

Die Decken über dem Oberkeller bzw. Tiefkeller aus 18 cm starken Sperle-Deckensteinen ($g = 220$ kg/m²) von 5,28 m Spannweite haben ein-

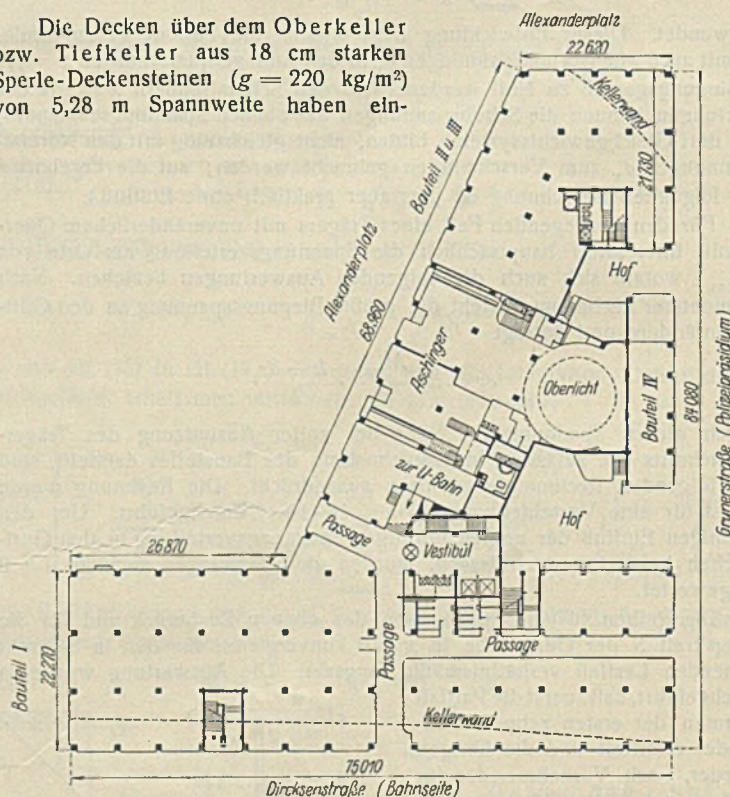


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß des Hochhauses „Alexander“.

schließlich Estrich und Fußbodenbelag und angehängter Rabitzdecke ein Eigengewicht von 364 kg/m² und sind für eine Nutzlast von 500 kg/cm² berechnet, die Zwischendecke zwischen beiden Kellern bei gleicher Ausführung und Eigengewicht jedoch nur für eine Nutzlast von 200 kg/m² zugleich einer Last von 150 kg/m² für Zwischenwände.

Die Windlasten wurden gemäß den amtlichen Bestimmungen ohne Entlastung durch Windschutz benachbarter Gebäude angenommen.

Die zulässigen Beanspruchungen der Stahlkonstruktion aus Eigengewicht, Nutzlast in ungünstigster Stellung und Windlast betragen für die Rahmenregel 1600 kg/cm², für die Rahmenstützen und Deckenträger 1400 kg/cm². Die Pressung zwischen Stützenfuß und Betonfundament beträgt bis 25 kg/cm².

Die Versteifung in der Längsrichtung des Gebäudes erfolgt durch Rand- bzw. Fenstersturzträger in den Fronten und Peiner Träger in der Mittelachse. Die Deckenträger über dem Erd- und dem ersten Obergeschoß sind als Träger auf zwei Stützen von $l = 4,56$ m bzw. $l = 5,28$ m berechnet und ausgebildet, da bei durchlaufenden Deckenträgern die Druckaufnahme an den Kastenträgern schwierig und die Zuglaschen besonders lang geworden wären. Außerdem hätten die erhöhten Schwierigkeiten der Bearbeitung und Aufstellung die Ausführung als durchlaufende Balken nicht wirtschaftlich gemacht.

Hingegen wurden die Deckenträger der Kellergeschosse von 8,15 m Stützweite, da sie gleichzeitig die Rahmenriegel des Skelettes bilden, mit voller Einspannung an den Stützen bzw. in der Betonkellerwand berechnet unter Berücksichtigung einer zulässigen Durchbiegung von $\frac{1}{500}$ der Stützweite. Die zweigeschossigen Stockwerksrahmen in Stahl des Erd- und ersten Obergeschosses sind für die statische Berechnung mit Fußgelenken in Straßenhöhe angenommen. Trotz dieser Ausführung haben nur die Straßenfrontstützen Gelenke auf der Kellermauer erhalten, während die Mittel- und Hoffrontstützen durchgehen und über Erdgeschoßfußboden einen gedeckten Stoß bekommen haben. Um diesen Einfluß auf die Stahlkonstruktion im Keller zu berücksichtigen, wurden den Mittel- und Hoffstützen der Kellergeschosse ein Teil der Windmomente zugewiesen. Bei der Berechnung der Rahmen nach Prof. Löser, Dresden, wurden für die Vertikalbelastung im unteren Drittelpunkte der Stützen für die Horizontalbelastung in Stützenmitte Gelenke angenommen.

B. Kragträger über Keller und Tunnel in der Dircksenstrasse

Entsprechend der Stützenstellung im Bauabschnitt I an der Dircksenstrasse und der infolge der Tunnelführung veränderlichen Kragarmlänge sind hier zehn lange Kastenträger Nr. 1 bis 10 und vier kurze Nr. 11 bis 14 in 5,30 m Mittenabstand angeordnet, deren größte Stützweite 10 m und Kraglänge 4,80 m betragen. Es treten Einzellasten bis 300 t aus den Eisenbetonfrontstützen auf, die durch Brückengelenklager am Kragarmende übertragen werden. Drücke aus den Eisenbetonzwischenstützen bis 388 t werden ohne Gelenke durch Flächenlagerung auf den betreffenden Kastenträger übertragen.

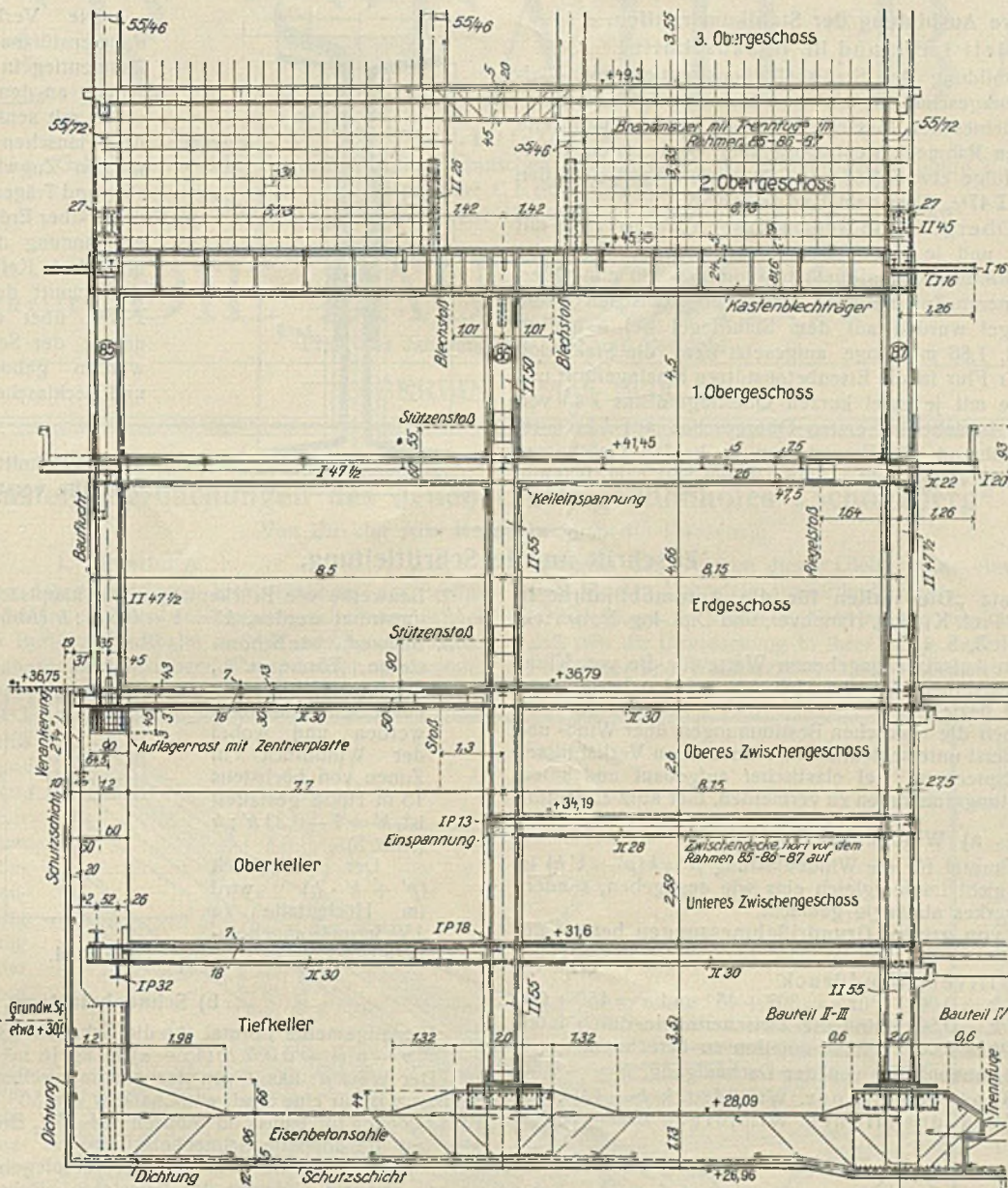


Abb. 2. Querschnitt durch die unteren Geschosse des Hauses „Alexander“ im Bauteil II bis III.

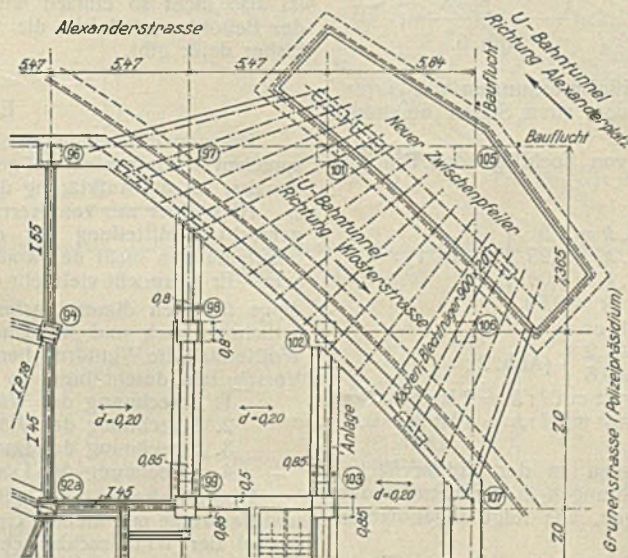


Abb. 3. Abfangekonstruktion an der östlichen Ecke über dem Stammtunnel.

Infolge einer 1,3 m starken Überdeckung durch Beton und Straßenpflaster, einer Nutzlast von 1 t/m^2 der Kellerdecke bzw. des Bürgersteiges entsteht hier für die gewöhnlichen Überbrückungsträger eine Gesamtlast von 4 t/m^2 ; für die drei Kastenträger unter den Frontstützen treten noch Einzellasten bis 311 t hinzu. Die größte aus Biegung und Schub zusammengesetzte Beanspruchung beträgt 1300 kg/cm^2 .

C. Hof-überdachung.

Der Kuppelbau im Hofe zur Überdachung eines Teiles der im Erdgeschoß liegenden Gaststätten der Aschinger A.-G. hat bei unregelmäßigem Grundriß des Raumes einen Durchmesser von rd. 15 m. Die Belastung der Kuppel aus Verglasung, Konstruktion und Staubdecke beträgt 120 kg/m^2 , wozu noch 80 kg/m^2 für Schnee und Wind hinzukommen. Zur vereinfachten Berechnung der Kuppel wurden die Stäbe des ersten und zweiten Ringes nur als Pfetten und in ihrer

Längsachse verschiebbar angenommen, die Rippen als Dreigelenkbogen berechnet. Der achteckige, gleichseitige Stützring lagert sich der unregelmäßigen Grundfläche entsprechend auf fünf Unterzüge auf. Die an die Kuppel anschließenden seitlichen massiven Decken aus 10 cm Hohlsteinen und 5 cm Leichtbeton haben einschließlic der Rabitzdecke und eines Zuschlages für senkrechte Wände von $g = 150 \text{ kg/m}^2$ ein Eigengewicht von 385 kg/m^2 und außerdem 75 kg/m^2 Schneelast aufzunehmen.

Die massiven Decken des Zwischengeschosse am Kuppelbau aus 10 cm Hohlsteinen und der Schüttung mit Belag im Gewicht von 155 kg/m^2 sind bei 400 kg/m^2 Eigengewicht für eine Nutzlast von 200 kg/m^2 bestimmt.

D. Abfangträger an der östlichen Ecke über dem Stammtunnel (vgl. Abb. 3).

Die Kastenblechträger dienen hier zur Aufnahme der Lasten des achtgeschossigen Hochhauses an dieser vom Stammtunnel der Untergrundbahn unterfahrenen Gebäudeecke und zum Übertragen auf die Kellerfrontmauer des Hauses bzw. einen besonders dafür gegründeten Zwischenpfeiler. Dieser durchdringt die Tunneldecke zwischen den zwei Betriebsstrecken. Sein Bau war erst durch Stilllegung eines Abstellgleises zwischen diesen Strecken ermöglicht worden.

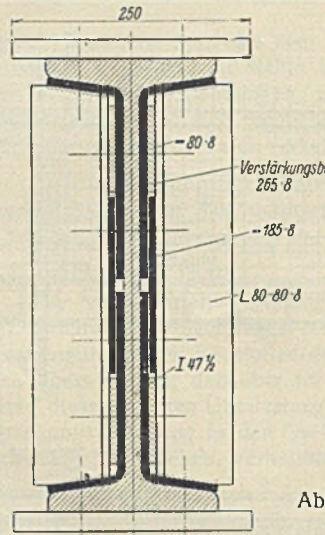
III. Konstruktive Ausbildung der Stahlkonstruktion.

A. Stahlskelett im II. und III. Bauabschnitt.

Die allgemeine Ausbildung der Stahlskelettkonstruktion vom Tiefkeller bis zum ersten Obergeschoß im mittleren Bauteil zeigt Abb. 2.

Zur Aufnahme der Kleineschen Massivdecken von 2,04 m Spannweite dienen I 24 zwischen den Rahmenkastenträgern über dem ersten Obergeschoß bzw. I 26 — infolge etwas größerer Stützweite — zwischen den Rahmenwalzträgern I 47 1/2 über dem Erdgeschoß.

Über dem ersten Obergeschoß wurden Kastenblechträger mit Stehblechen 800 · 8 mm und je einer oberen und unteren Gurtplatte 520 · 8 mm gewählt, um die Eisenbetonflurstützen von 550 · 480 mm Querschnitt auflagern zu können. Zur innigeren Verbindung zwischen Eisenbetonstütze und Stahlriegel wurden auf dem Stahlriegel bei den Flurstützen je 2 I 20 von rd. 1,86 m Länge aufgesetzt bzw. die Stahlfrontstützen etwa 1,70 m über Flur in die Eisenbetonstützen hineingeführt und innen zur Druckaufnahme mit je zwei kurzen Querträgern aus I 45 versehen. Die Mittelstütze besteht im ersten Obergeschoß aus II 50, im Erdgeschoß aus II 55, während die Frontstützen in beiden Geschossen aus II 47 1/2 bestehen. Die vollgedeckten Stöße liegen 550 bzw. 900 mm über Flur.



Die Verbindung zwischen den Rahmenstützen und durchgesteckten Rahmenriegeln zwecks Einspannung geschieht an den oberen äußeren Rahmen-ecken mit senkrechten Druckplatten auf den Flanschen der Stützen und waagerechten Zugwinkeln zwischen Stützensteg und Trägerflansch. Bei den Rahmen-ecken über Erdgeschoß wird die Rahmen-einspannung durch je eine Druckplatte und drei Keillager erzielt. Da der Querschnitt der unteren Rahmenriegel I 47 1/2 über der Mittelstütze zur Aufnahme der Scherkräfte nicht ausreicht, wurden gebogene Verstärkungsbleche und Decklaschen nach Abb. 4 angeordnet. (Schluß folgt.)

Abb. 4. Querschnitt eines zur Aufnahme der Querkräfte verstärkten Rahmenriegels.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Zuschrift zum Aufsatz „Die Hallen für die Automobilfabrik in Nishnj-Nowgorod“ von Prof. Kulka, Hannover, und Dipl.-Ing. Schmitz, Köln, Stahlbau 1933, Heft 3, S. 17.

Die im vorgenannten Aufsatz angegebenen Werte für die von Klima und Lage abhängigen Belastungen können sich nur auf den besonderen, gerade vorliegenden Fall beziehen.

Tatsächlich sind jedoch die russischen Bestimmungen über Wind- und Schneebelastung den äußerst unterschiedlichen, klimatischen Verhältnissen dieses Riesenreiches entsprechend viel elastischer aufgebaut und seien, um Irrtümer in den Belastungsannahmen zu vermeiden, hier kurz angeführt.

a) Windbelastung.

In der angeführten Formel für die Windbelastung $p = k(p' + k'h)$ ist der Strömungsbeiwert k nicht immer gleich eins wie angegeben, sondern von der Form des Bauwerkes abhängig gemacht.

A. Bei Bauwerken von großen Grundrißabmessungen beträgt der Wert k für

1. Dächer mit positivem Winddruck
 - bei $\alpha = 0 + 30^\circ : k = 0,00$
 - bei $\alpha = 45^\circ : k = 0,50$
 - bei $\alpha = 60^\circ : k = 1,00$
- Für $\alpha = 30^\circ + 45^\circ$ und $\alpha = 45^\circ + 60^\circ$ sind die Zwischenwerte durch Interpolation zu berechnen.

Für den Windsog ist, unabhängig von der Dachneigung, $k = -0,50$.

2. Wände eines Gebäudes mit pos. Winddruck $k = 1,00$,
Wände eines Gebäudes mit neg. Winddruck $k = -0,20$.



Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

B. Bei Bauwerken mit kleinen Grundrißabmessungen wie Türme, Schornsteine u. ä. und Brückenträgern, die von allen Seiten umströmt werden, beträgt der Wert für:

1. Vollwand- oder Fachwerkträger von hochliegenden Brücken $k = 1,50$.
2. Türme und Schornsteine
 - a) mit Rechteckquerschnitt $l : b \cong 1 \dots k = 1,5$
 - mit Rechteckquerschnitt $l : b \cong 2 \dots k = 1,25$
 - mit Rechteckquerschnitt $l : b > 2 \dots k = 1,00$
 - b) bei Kreisquerschnitt $k = 0,60$.
3. Dächer direkt über der Erdoberfläche
 - a) bei Satteldach mit $l : h = 2$ ist $k = 1,2$
 - bei Satteldach mit $l : h = 4$ ist $k = 0,6$
 - b) bei Dächern mit kreisförm. Querschnitt mit $l : h = 2$ ist $k = 0,60$
 - bei Dächern mit kreisförm. Querschnitt mit $l : h = 4$ ist $k = 0,25$

II. Der Winddruck p' (in kg/m^2), gemessen an der Erdoberfläche, gründet sich auf die meteorologischen Beobachtungen in der betreffenden Gegend bzw. kann, wenn diese nicht vorliegen, wie folgt angenommen werden:

1. in vom Wind geschützten Gebieten und dicht bebauten Stadtteilen $p' = 30 \text{ kg/m}^2$,
2. in halboffenen Gebieten und wenig bebauten Stadtteilen (Normalfall) $p' = 70 \text{ kg/m}^2$,
3. in offenen Gebieten mit starkem Windanfall, wie an der Küste, großen Strömen und Seen, Steppen, Bergspitzen u. ä. $p' = 110 \text{ kg/m}^2$.

III. Der empirische Beiwert k' hängt von der Art des Bauwerkes ab und beträgt für:

1. verhältnismäßig niedrige Bauwerke, die hauptsächlich von oben umströmt werden, bei gleichmäßiger Verteilung des Winddruckes auf die ganze Höhe $k' = 0,67$,

2. Bauwerke wie Brückenträger, die hauptsächlich von oben und unten umströmt werden, $k' = 1 - 0,5 h' : h$ (Abb. 4),

3. Bauwerke wie Schornsteine, Türme u. ä., die hauptsächlich von einer Seite umströmt werden und wobei der Winddruck in Zonen von höchstens 15 m Höhe gestaffelt ist, $k' = 1 - 0,33 h' : h$ (Abb. 5).

Der Ausdruck $(p' + k' \cdot h)$ wird im Höchstfalle zu 150 kg/m^2 angenommen.

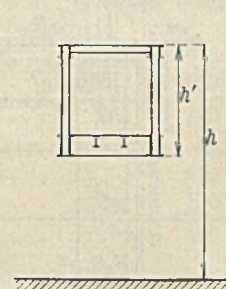


Abb. 4.

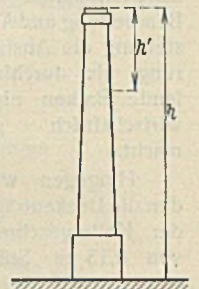


Abb. 5.

b) Schneebelastung.

Die allgemeine Formel für die Schneebelastung lautet:

$$p = p' (1 + 0,002 h) (45 - \alpha) \text{ in kg je m}^2 \text{ der belasteten Fläche.}$$

Der Wert p' hängt von der geographischen Lage des Ortes ab und beträgt z. B. für eine Stadt wie Charkow von $50^\circ 4'$ Breite und $36^\circ 9'$ Länge rd. 1,60 oder für Tomsk in Sibirien auf $56 1/2^\circ$ Breite und 85° Länge rd. 3,0, also fast die doppelte Schneebelastung.

h ist die Höhe über dem Meeresspiegel in Meter.

α ist die Neigung der belasteten Fläche in Grad, die über 45° nicht mehr berücksichtigt wird.

Die Berechnung der Schnee- und Windlasten für russische Bauten ist also nicht so einfach wie es den Anschein hat, da die Vorschriften der Behörden vielleicht die weitgehendst unterschiedlichen sind, die es bisher dafür gibt.

A. Dürbeck.

Erwiderung.

Die von mir wiedergegebenen Daten über die Windbelastungen entsprechen den mir seinerzeit gemachten Angaben. Ich bin Herrn Dürbeck dankbar für die Aufklärung über die Handhabung der russischen Formel.

Nach einer mir von Herrn Professor Dr.-Ing. Flachsbart, Hannover, gemachten Mitteilung hat der Beiwert k der russischen Winddruckbestimmungen nicht den konstanten Wert 1, er kann sogar auch negativ sein. Er entspricht vielmehr unserem c_w , bzw. ξ , also den bei uns neuerdings üblichen dimensionslosen Ausdrücken für die Windkraft bzw. den örtlichen Druck und ist daher von der Gestalt der Bauwerke abhängig. Wollte man die Winddruckberechnung der Halle streng nach den russischen Vorschriften durchführen, so müßte man wie folgt verfahren:

1. Berechnung der Wände auf Überdruck: $k = 1,0$.
2. Berechnung der Wände auf Sog: $k = -0,2$.
3. Berechnung der Dachflächen auf Überdruck: $k = 0,0$.
4. Berechnung der Dachflächen auf Sog: $k = -0,5$.

Herr Dürbeck trennt in Bauwerke von großen Grundrißabmessungen (A) und Bauwerke mit kleinen Grundrißabmessungen (B). In Wahrheit kommt es bei der Winddruckberechnung nicht darauf an, die Bauwerke nach ihren absoluten Grundrißabmessungen zu klassifizieren, sondern nach ihren relativen Grundrißabmessungen, relativ zu ihrer Höhe bzw. zu ihrer Spannweite. Es würde also dem Sinn der Winddruckbestimmungen angemessener sein, wenn man schriebe: Gedrungene Bauwerke (A) und schlanke Bauwerke (B).

Kulka.

INHALT: Über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. — Abänderungsvorschläge zu DIN 4100. — Spannungsverteilung in geschweißten Blechträgern. — Die Stahlkonstruktion im Hochhaus „Alexander“ am Alexanderplatz zu Berlin. — Zuschrift 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.