DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Sng. A. Hertwig, Geh. Reglerungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 10. Juni 1932

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten

Geschweißte Blechträger - Straßenbrücke.

Von Dipl.-Ing. Hermann Schütte, Hamburg.

Über den "Querkanal" im linkselbischen hamburgischen Freihafengebiet wurde die Straße "Stillhorner Damm" bisher durch eine genietete Blechträgerbrücke mit Holzbelag überführt. Diese 1885 erbaute Brücke war abgängig und ist im Jahre 1931 durch die im folgenden beschriebene geschweißte Blechträgerbrücke ersetzt worden. Dabei erwies es sich auch wirtschaftlich als zweckmäßig, den bisher vorhandenen Mittelpfeiler zu beseitigen. Die nach den örtlichen Verhältnissen und dem Verkehrsbedürfnis gewählten Hauptmaße der Brücke sind nach Fortfall eines Mittelpfeilers: 24 m Stützweite und 7,50 m Hauptträgerabstand. Die zweispurige Fahrbahn hat 5,20 m Breite; der Rest der Brückenbreite entfällt auf einen seitlichen Fußweg und das gegenüberliegende Schrammbord. Für die Berechnung wurden die Lasten der Dinorm 1072, Brückenklasse I (24 t-Walze und 12 t-Wagen), angenommen.

Die Behörde hatte für die Brücke einen eigenen Entwurf genieteter Bauart ausgeschrieben, weil es bei dem derzeitigen Stande der Schweißtechnik weder sicher war, daß eine geschweißte Brücke billiger herzustellen sein würde, noch, daß jede anbietende Firma die für die Ausführung geschweißter Brücken nötige Eignung würde nachweisen können. Nach dem ausgeschriebenen Entwurf wurde das Gewicht der Brücke auf 76 t berechnet. Die Brücke wurde schließlich — auf Grund eines Sonderentwurfes in geschweißter Bauart — an die Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg, vergeben. Die ausgeführte geschweißte Brücke hat ein Gewicht von nur 62 t, also 81,5 % des Gewichts der genieteten Brücke.

Berechnung und Ausbildung.

Für sämtliche Bauglieder und für die maßgebenden geschweißten Kraftanschlüsse wurden, nachdem die Abmessungen im üblichen Berechnungsverfahren ermittelt waren, die "Beziehungsformeln" 1) zwischen Spannung und Verkehrslast aufgestellt, und zwar sowohl für volle Belastung der Brücke durch Kraftwagen und entsprechende gleichmäßig verteilte Verkehrslast, als auch für ein einzelnes Fahrzeug bei sonst unbelasteter Brücke. Die Zusammenstellung der Beziehungsformeln und deren Auswirkungen für die übliche Stoßzahl und $\sigma_{\rm zul}=1400~{\rm kg/cm^2~bzw.}$ $\rho_{\rm zul}=0.5\cdot\sigma_{\rm zul}=700~{\rm kg/cm^2~ist}$ im folgenden wiedergegeben:

ferner, daß — abgesehen von den Anschlüssen der Tonnenbleche — die Schweißanschlüsse rechnerisch in keinem Falle ungünstiger beansprucht werden als die verschweißten Bauglieder selbst. Im einzelnen seien die folgenden Überlegungen angeführt:

Die Buckelbleche werden bei Brückenbauten oft gar nicht berechnet, weil eine zuverlässige, durch Versuche bestätigte Berechnungsweise nicht bekannt ist, und weil man also auf mehr oder weniger willkürliche und unzutreffende Annahmen angewiesen ist. Um mindestens einen Anhalt für die Bemessung der Schweißnähte zu gewinnen, wurde die Berechnung hier nach den Annahmen der Formeln von Bleich²) ausgeführt. Dabei wird reine Zugbeanspruchung des Bleches angenommen. Die Bleche wurden durch volle Stirnkehlnähte an der Oberseite der Längs- und Querträger angeschlossen. Nach den "Vorschriften für geschweißte Stahlbauten", Dinorm 4100, hat die Naht wegen $a \equiv \frac{t}{\sqrt{2}}$ theoretisch 70~0/0 des Blechquerschnittes. Mit $\rho = 0.5 \cdot \sigma$ können also $0.5 \cdot 70 = 35~0/0$ der vom Blech aufnehmbaren Kräfte angeschlossen werden; dies war im vorliegenden Falle ausreichend. Immerhin führte die Berechnung dazu, sämtliche Nähte in einer Dicke von $a = \frac{t}{\sqrt{2}}$ zu

Die Längs- und Querträger wurden in Walzprofilen ausgeführt. Gegenüber dem ausgeschriebenen Entwurf, der ebenfalls Walzprofile vorsah, konnte dabei keine Gewichtsersparnis erzielt werden, denn auch bei der genieteten Bauweise durften die Walzträger mit dem vollen Widerstandsmoment in die Berechnung eingeführt werden, da Nietlöcher in der Zugzone nicht vorgesehen waren. Die Ersparnis durch Fortfall der Anschlußwinkel und der durchschießenden Laschen der Längsträger mit einem Gewicht von 1,5 t gegenüber 0,32 t Eckbleche bei der geschweißten Bauweise betrug 1,18 t, das sind $20^{\circ}/_{\circ}$ des Gewichts der Längsträger.

Die Hälfte der Längsträger mußte, wie weiter unten beschrieben, auf der Baustelle angeschweißt werden. Diese Schweißungen konnten zwar einwandfrei durchgeführt werden, doch bereiten Bauschweißungen bekanntlich immer Schwierigkeiten und sollen auch nach den Vorschriften

Zusammenstellung.

Zusammenstehung.									
	Normale	a) Vollverkehr bei $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$			b) Einzelfahrzeug bei $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$				
Konstruktionstell	Stoßzahl	$\varphi \cdot P =$	Rad	Wagen	$\varphi \cdot P =$	Rad	Wagen		
1. Tonnenbiech; Anschluß	1,4	$21,1\left(\frac{\sigma}{2}-16\right)$	10,3	30,9	$21,1\left(\frac{\sigma}{2}-16\right)$	10,3	30,9		
2. Längsträger; Biegung	1,4	11,9 (o — 125)	10,8	32,4	11,9 (σ — 125)	10,8	32,4		
2. Längsträger; Anschluß	1,4	$40\left(\frac{d}{2}-35\right)$	19,0	57,0	$40\left(\frac{\sigma}{2}-35\right)$	19,0	57,0		
3. Querträger; Biegung	1,39	9,5 (0 470)	6,35	19,05	16,0 (o — 338)	12,2	36,6		
3. Querträger; Anschluß	1,39	$19,6\left(\frac{\sigma}{2}-124\right)$	8,1	24,3	$63,2\left(\frac{a}{2}-93\right)$	28,0	84,0		
4. Hauptträger; Trägermitte	1,37	9,6 (o — 715)	4,8	14,4	38,0 (d — 650)	20,7	62,1		
4. Hauptträger; Stoßdeckungsanschluß	1,37	$23,2\left(\frac{\sigma}{2}-290\right)$	6,95	20,85	$88,0\left(\frac{3}{2}-216\right)$	31,0	93,0		

Die Zusammenstellung zeigt, daß bei Vollverkehr der Hauptträger in der Trägermitte, bei Belastung der Brücke durch ein einzelnes schweres Fahrzeug jedoch der Tonnenblechanschluß und die auf Biegung beanspruchten Längsträger am ungünstigsten beansprucht werden. Sie zeigt

"tunlichst beschränkt" werden. Fraglich bleibt daher, ob in ähnlichen Fällen nicht auch dann für einen Teil des Bauwerks die Nietung der Schweißung vorzuziehen sei, wenn im ganzen die Schweißung vorteilhafter ist.

¹⁾ Schütte, "Die Beziehungsformel, als Ausdruck der Tragfähigkeit von Straßenbrücken". Der Stahlbau 1931, Heft 20.

²) Fr. Bleich, "Theorie und Berechnung der eisernen Brücken". Verlag Julius Springer 1924.

Die Anschlüsse der Querträger an den Hauptträger mußten sämtlich auf der Baustelle geschweißt werden. Um Überkopf-Schweißungen

zu vermeiden, wurden Nähte nur an den Oberseiten der Gurtflanschen und am Steg angeordnet. In der Abb. 1 sind neben dem Längsträgeranschluß die Nähte des Querträgeranschlusses mit den rechnerischen Nahtdicken und unter Abzug der Knotenenden herausgezeichnet. Die anzuschließen-

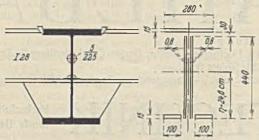
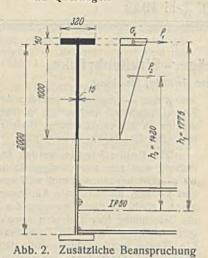


Abb. 1. Verbindung der Längsund Querträger.

den Schweißnähte haben demnach eine Gesamt-Bruchfläche von F = 1,394 cm² und ein Widerstandsmoment von $W = 2020 \text{ cm}^3$. Für die Biegefestigkeit des Anschlusses wurde angenommen, daß der Hauptträger den geringen Verbiegungen der Querträger folge; aus der Belastung der Querträger wurde also kein Biegemoment am Anschluß hergeleitet. Dagegen ruft die (Knick-) Seitenkraft des Hauptträger-Druckgurtes ein Moment (MA) am Querträger-Anschluß hervor. MA ist abhängig von dem Blegemoment MH des Hauptträgers und damit auch von der Verkehrslast. Die Hauptträger-Momente betrugen in Brückenmitte aus ständiger Last $M_{Hg} = 26\,900\,000$ kgcm, aus Ver-



des Querträgeranschlusses.

kehrslast $M_{Hv} = g \cdot P \cdot 5070$ kgcm. Für Schweißnähte war das Moment (Vorschriften II § 4,2) aus Verkehrslast um $\frac{\max M + 1/2 (\max M - \min M)}{\max M}$ das ist $50 \, \%$ für ein $\min M = 0$, zu erhöhen.

$$\sigma_r = \frac{M_{Hg} + 1.5 \ M_{Hv}}{W_H} = \frac{26\ 900\ 000 + \varphi\ P\ 7600}{41\ 500}$$

Die Seitenkraft (H) des Hauptträgers wurde (entsprechend Dinorm 1073) mit $\frac{1}{100}$ der achsrechten Druckkraft angenommen. $H = \frac{1}{100} (P_1 + P_2)$ (Abb. 2) und das Anschlußmoment des Querträgers $M_A = \frac{1}{100} (P_1 h_1 + P_2 h_2) = 379 \sigma_r$. Die Schweißspannung infolge M_A wird:

$$\delta_1 \, \varrho_1 = \frac{M_A}{W} = \frac{26\,900\,000 + \varphi\,P\,7600}{41\,500} \cdot \frac{379}{2020} = 0,0344 \, (\varphi\,P + 3540).$$
 Aus der Querkraft wurde ermittelt $\varrho_2 = \frac{A}{F} = 0,0376 \, (\varphi\,P + 1490)$. Der

Vergleich dieser Werte für ϱ_1 und ϱ_2 zeigt, daß die Biegebeanspruchung die Scherbeanspruchung überwiegt. Die Annahme von Seitenkräften des Obergurtes ist also von erheblicher Bedeutung für die Beurteilung der Festigkeit des Querträger-Anschlusses.

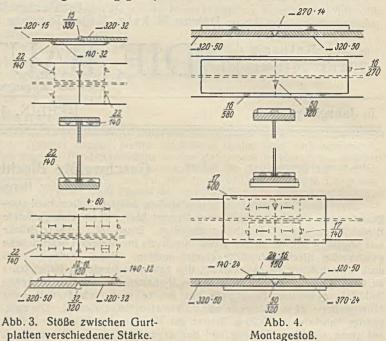
Aus $\varrho=\sqrt{\varrho_1^2+\varrho_2^2}$ folgt nach Einsetzen dieser Werte für ϱ_1 und ϱ_2 die Beziehungsformel φ P=-2430+19.6 $\sqrt{\varrho^2-26\,000}$, der negative Wert unter der Wurzel konnte hier gegenüber dem in Betracht kommenden Werte von ϱ^2 vernachlässigt werden. Danach lautete die Beziehungsformel vereinfacht:

$$\varphi P = 19.6 \ (\varrho - 124) \quad \text{oder wenn } \varrho = 0.5 \cdot \sigma \text{ eingesetzt wird}$$

$$\varphi P = 19.6 \left(\frac{\sigma}{2} - 124\right).$$

Die Hauptträger wurden aus einem Stegblech von 2000·15 mm und Gurtplatten von 320·15, 320·32 und 320·50 mm zusammengesetzt. Die Gewichtsersparnis in den Hauptträgern gegenüber der genieteten Bauweise kommt zustande durch die zur Erzielung eines hohen Trägheitsmomentes günstigere Form des Hauptträgers, durch Fortfall der Nietabzüge und besonders noch durch Fortfall der anliegenden Winkelschenkel und Futterstücke der Ausstelfungen; sie drückt sich in folgenden Zahlen aus: Gewicht eines Hauptträgers in genieteter Bauweise 18 t, in Schweißbauweise 14 t. Um die bei der Schweißbauweise erzielbare Ersparnis an Ausstelfungen in vollem Umfange auszunutzen, wählt man zweckmäßig für den Querträgerabstand ein Vielfaches des nach den Vorschriften (II, § 6, 4) höchstzulässigen Maßes von 1,30 m der Ausstelfungen, weil bei den Querträgern ohnehin Ausstelfungen angeordnet werden müssen. Der Querträgerabstand wurde daher von 3,00 m beim ausgeschriebenen Entwurf

auf 2,67 m = rd. 2·1,30 herabgesetzt. Die Aussteifungen bei den Querträgern haben zugleich die Aufgabe, Seitenkräfte des Druckgurtes auf die Querträger abzuleiten; sie wurden durch je ein Versteifungsblech außenseits und innenseits des Hauptträger-Stegbleches ausgeführt. Für die Zwischenversteifungen genügte ein Blech außenseitig; doch wurde innenseitig noch ein Eckblech unter der Gurtplatte eingeschweißt, um dessen Ausknickungen zu begegnen³).



Die Stöße der Gurtplatten wurden als Stumpfstöße unter Verstärkung durch Laschen ausgebildet (Abb. 3 und 4). Bei den Stößen am Übergang von einem Gurtquerschnitt zum anderen ließ sich die Verstärkungslasche am bequemsten innenseits der Gurte anbringen, weil hier kein Sprung zu überbrücken war. Beim Baustoß wurden, um Überkopf-Schweißungen zu vermeiden, die Laschen nur oben aufgelegt und sämtliche Nähte so angeordnet, daß sie von oben zugänglich waren. Bei der Beurteilung der Sicherheit der Stöße wurde das geringe durch die Außermittigkeit der Kraftübertragung entstehende Moment als unschädlich angesehen. Wichtiger wäre hier die zuverlässige Kenntnis über die Spannungsverteilung beim Zusammenwirken der Nähte verschiedener Art. Da für die Berechnung dieser Spannungsverteilung noch kein Verfahren bekannt war, blieb die Rechnung nach der Formel $\varrho = \frac{P}{\Sigma(a \, l)} \leq 0.5 \, \sigma_{zut}$ durchzuführen, wobei Ungleichheiten in der Spannungsverteilung als durch die geringe zugelassene Schweißspannung berücksichtigt gelten. Aus dem Moment wurde die Achskraft der Gurtplatte bestimmt. Ein Teil der Achskraft in Höhe von $F_s\cdot\varrho=t\,(l-{\rm Kraterende})\,0,5\,\sigma$ wird von der Stumpfnaht aufgenommen. Für den Rest der Achskraft wurden die Nähte an der Lasche bemessen. Als Kraterenden wurden von der Brutto-Nahtlänge zwei Nahtdicken abgezogen. An der ausgeführten Schweißung

(Abb. 5) sind solch große Kraterenden nicht zu sehen. Bei starken Nähten, wie sie hier ausgeführt wurden, wird der größere Teil der Naht durch Füllschweißung hergestellt. Die Füllung, bei der Schweißraupe über Schweißraupe gelegt wird, verbindet die Randfasern der Gurtplatten so gut wie die mittleren Fasern. Kraterenden, die wohl bei der einzelnen Schweißraupe austreten, sind gegenüber der Masse des ausgebrachten Schweißgutes ohne Bedeutung und brauchten daher bei der Berechnung nicht abgezogen zu werden.

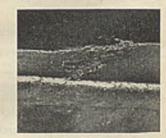


Abb. 5. Seitenansicht der Laschenstumpfnaht mit Kraterende.

Zusammenbau und Bauüberwachung.

Für den Zusammenbau wurde im voraus ein genauer Plan gemacht, durch den als erstes die in der Werkstatt und die auf der Baustelle zu schweißerden Nähte unterschieden wurden. Abb. 6 gibt eine Übersicht über die Fahrbahn und den westlichen Hauptträger, in der die Werkstattschweißungen und die Bauschweißungen unterschiedlich gekennzeichnet

³⁾ Siehe hierzu auch Hoening, "Vergleichende Belastungsproben an einem einstieligen Bahnsteigbinder in Niet- und Schweißkonstruktion". Der Stahlbau 1931, Heft 19.

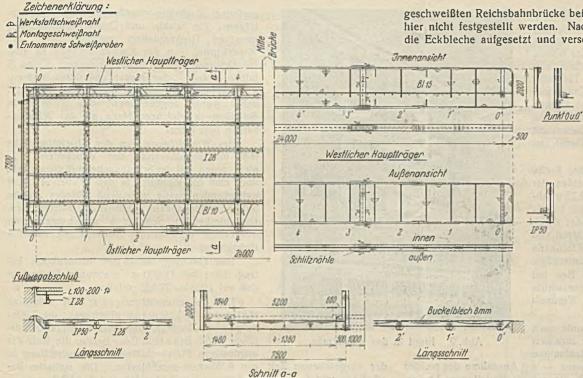


Abb. 6. Übersichtszeichnung mit Kennzeichnung der Werkstatt- und Baustellenschweißung.

geschweißten Reichsbahnbrücke bei Münster 1) beobachtet wurden, konnten hier nicht festgestellt werden. Nach Fertigstellung der Gurtstöße wurden die Eckbleche aufgesetzt und verschweißt. Nachdem derart bei aufrecht

gestelltem Stegblech beide Gurtungen an diesem befestigt waren, wurde der Träger flach gelegt und die Aussteifungen eingeschweißt.



Abb. 7. Anbohrung einer Schweißnaht.

sind. Aus der Abbildung ist zu sehen, daß die Fahrbahn in einzelnen Teilen von je zwei Querträgern und den dazwischen befindlichen Längsträgern und Buckelblechen in der Werkstatt fertiggestellt wurde. Die Hauptträger wurden zu je drei Teilen in der Werkstatt fertig geschweißt. Auf der Baustelle waren die Hauptträgerteile in den Baustößen zusammenzusetzen, die fertigen Fahrbahnteile anzubringen und die danach noch bestehenden Lücken der Fahrbahn auszufüllen. Das Verhältnis von Werkstattschweißung und Bauschweißung war danach ungefähr wie 2:1.

Beim Zusammenbau der Hauptträger wurde mit der Schweißung der Stumpfnähte zwischen den Gurtplatten verschiedener Stärke begonnen. Verwendet wurden getauchte Elektroden G. S. 4-Elektrogen. Bei so starken V-Nähten, wie sie hier herzustellen waren, ist die Gefahr groß, daß Verziehungen durch ungleichmäßige Erwärmung eintreten. Um dem zu begegnen, wurde jeweils eine größere Reihe der Gurtstumpfnähte nebeneinander gleichmäßig gefördert. Nachdem an einem Stoß eine Raupe gezogen war, wurde nachelnander an sämtlichen übrigen Nähten gearbeitet. So konnte die zuerst gezogene Naht vollständig abkühlen, bevor die nächste Schweißung aufgebracht wurde. Die Erwärmung konnte so auf ein Mindestmaß eingeschränkt und Verziehungen vollständig vermieden werden. Ähnlich wurde in der Folge beim Aufbringen der Laschen und danach beim Anschweißen der Gurte an die Stegbleche verfahren. Auch leichte Verbiegungen der Gurtflanschen, wie sie beim Bau der ersten

Für die Beurteilung der Güte der Schweißungen war man hier wie überall hauptsächlich auf die Ergebnisse der nach der Dinorm 4100 durchgeführten Schweißerprüfung und auf die Beobachtung der Schweißer und die Besichtigung der Nähte angewiesen. Zur Beurteilung und Belehrung der Schweißer ist es wichtig, bei etwa sich herausstellenden Mängeln einer Naht den betreffenden Schweißer feststellen zu können. Zu diesem Zwecke wurde in der Übersichtszeichnung bei jeder Naht vermerkt, wer sie geschweißt hatte. Als weltere Überwachungsmaßnahmen wurden die fertigen Nähte stichprobeweise angebohrt. Die Anbohrung (Abb. 7) deckt Poren, Schlackeneinschlüsse und Einbrand der Naht an der betreffenden Stelle auf. Wenn diese Stichproben nicht gerade weitgehenden Anhalt für die Gütebeurteilung bieten, so zwingen sie doch den Schweißer, keinen Augenblick in der Sorgfalt der Schweißarbeit nachzulassen, da er vor einer späteren Aufdeckung von Mängeln nie sicher ist.

Für die Gütebeurteilung selbst wurden von Zeit zu Zeit für Zerreiß- und Ätzproben besondere Probestücke neben dem Werkstück geschweißt, die bei gleichen Querschnittsmaßen und Stahlstärken, wie diese mit den gleichen Elektroden am gleichen Orte ausgeführt, auf die ähnliche Beschaffenheit der Schweißungen am Werkstück selbst schließen lassen.

4) Witte, "Die erste geschweißte Reichsbahnbrücke", Die Elektroschweißung 1930, S. 140.

Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania Versicherungsgesellschaft, Stettin. Von Karl Martin, Beratender Ingenieur V. B. I., Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Ende 1930 wurde das neue Bürohaus nach den Plänen des Architekten Rudolf A. Kesseler errichtet. Das Gebäude war ursprünglich als Geschäftshaus mit Verkaufsräumen im Erdgeschoß und 1. Stock und mit Büroräumen in den übrigen Geschossen geplant. Während der Ausführung jedoch wurde beschlossen, das Gebäude als Hauptverwaltung des Konzerns zu verwenden und später die benachbarten, dem Konzern gehörlgen Grundstücke Koch- und Charlottenstraße im gleichen Sinne auszubauen. - Proportion und Gliederung der Fassade wirken kraftvoll und wuchtig(Abb. 2); nach Ausbau der geplanten Erweiterung dürfte sich diese Wirkung noch verstärken. Dem ursprünglichen Zweck entsprechend erfolgte



Abb. 1. Buroraum im II. Stock.
Beachtlich der Verzicht auf ebene Deckenunteransicht.)

die Ausbildung der Fenster im 1. Obergeschoß als ein durchlaufend vorgebauter Schaukasten zu Ausstellungszwecken. Dicht unter der Decke ebenfalls durchlaufend angeordnete Entlüftungsflügel im Keller, Erdgeschoß und 1. Stock sorgen für reichliche Entlüftung.

Das Dachgeschoß ist entsprechend dem Lichteinfallwinkel zur Straße zurückgesetzt angeordnet.

Wie Abb. 3 zeigt, besteht die Grundrißform aus einem schmalen Streifen an der Kochstraße und einem ebensolchen an der Charlottenstraße mit einem fast zentrisch angeordneten hinteren Treppenhause. Das aus Keller und sieben Geschossen bestehende Bauwerk mit etwa 29,0 m Höhe über Terrain ist in Stahlskelettbauweise ausgeführt. Die Fun-

dierung erfolgte mit Rücksicht auf den Grundwasserspiegel in Eisenbeton, die Ummantelung der Stützen mit hochgestellten Hartbrandsteinen in Zementmörtel. Zur Ausmauerung der Wände dienten gebrannte Leichtsteine; die Verblendung der Fassade erfolgte mit Weibernen Tuffsteinplatten von 10 cm Stärke sowie Grünfelder Muschelkalk von 3 cm Dicke. Sämtliche Decken sowie das Dach sind massiv mit Kleineschen Deckensteinen, und zwar für die Decke mit 500 kg/m² Nutzlast und für das Dach mit 350 kg/m² Belastung ausgeführt.

Da die Gebäudeflügel auf die ganze Breite von Stützen frei zu halten waren, wurden der architektonischen Gliederung gemäß in 4,75 m Abstand Stockwerkrahmen angeordnet (Abb. 1 u. 4). Diese Stockwerkrahmen werden gebildet durch die aus zwei Profilen bestehenden Stützen und die hindurchgesteckten und mittels Flachkeile in üblicher Art eingespannten Deckenunterzüge.

In statischer Hinsicht bietet der Bau bei dem heutigen Stande der Stahlbauweise nichts Außergewöhnliches; jedoch soll die Windaufnahme kurz besprochen werden.

Als wirtschaftlichste Anordnung wurde nach überschläglicher Ermittlung das nahezu zentrisch gelagerte Treppenhaus für die Windaufnahme

herangezogen, so daß die Stockwerkrahmen - mit Ausnahme des rechten Endrahmens Kochstraße, bei dem auch die spätere Erweiterung berücksichtigt wurde — nur für vertikale Lasten zu berechnen waren.

Die hintere Wand des Treppenhauses als Grenzmauer ist massiv ausgeführt, die drei übrigen Treppenhauswände A bis C als Fachwerkscheiben Ausmauerung in Leichtsteinen. auf die vielen Fenster- und Türöffnungen mußten die Strebenführungen diesen angepaßt werden. Auf die Streben ganz zu verzichten und die Wände mit Vollziegeln auszumauern, ging nicht an, da infolge der Kragwirkung der Decken die großen Schubkräfte von den schmalen Wandstreifen nicht aufgenommen werden konnten. Abb. 5 zeigt die Systemskizze der Fachwerkwände A und B mit den gebrochenen Strebenzügen.

Die massiven Decken wirken bei der Windübertragung als horizontal liegende Kragträger. Die bei der großen Höhe der Deckenscheibe auftretenden

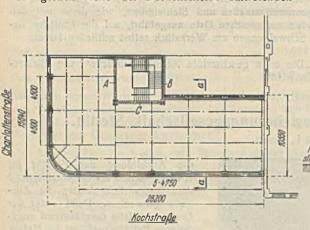


Abb. 3. Grundriß.



Front in der Kochstraße.

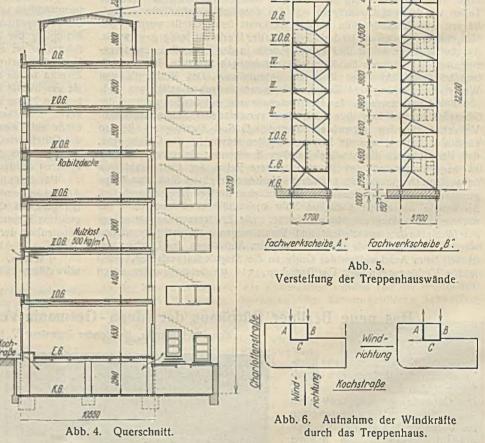
geringen Zugkräfte werden von den Sturz-trägern, die Schub- und Druckkräfte von den massiven Deckenplatten aufgenommen. Bei Windrichtung von der Kochstraße (Abb. 6) muß die Deformation der beiden Scheiben A und B infolge Starrheit der Decken und deren Wirkung als Kragträger angenähert die gleiche sein, und daher wurde angenommen, daß sich beide Scheiben in gleichem Maße an der Windaufnahme beteiligen.

Bei Windrichtung von der Charlottenstraße fällt die Resultierende der Windlasten zwar nicht genau mit der Scheibenebene C zusammen, doch sind die hierdurch in den Ebenen A und B entstehenden Kräfte bedeutend geringer als die bei der erstgenannten Windrichtung auftretenden. Die hierbei in Scheibe A mit umgekehrten Vorzeichen entstehenden Strebenkräfte sind berücksichtigt.

Das Gesamtgewicht der Konstruktion betrug 300 t bei 11 000 m3 umbautem Raum, so daß auf 1 m3 ~ 27 kg entfallen.

Die Gesamtausführung war der Baufirma Heilmann & Littmann übertragen; die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion erfolgte durch Breest & Co., Berlin, die trotz der ungünstigen Platzverhältnisse die Aufstellung in

der vorgesehenen Zeit von 6 Wochen durchführten. Die statische Bearbeitung und konstruktive Leitung lag in den Händen des Verfassers.



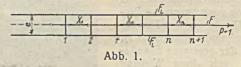
Alle Rechte vorbehalten

Spannungsverteilung in einer Flankenschweißnaht.

Von Dr.=Ing. Petermann, a. o. Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Übersicht: Aus der Kraftverteilung auf die einzelnen Niete einer Niet-reihe wird durch einen Grenzübergang die Spannungs-verteilung in einer durchgehenden Flankennaht gefunden und das Ergebnis der Rechnung an einem Zahlenbeispiel gezeigt.

In einer früheren Veröffentlichung1) ist die Verteilung einer Kraft 1 auf eine Nietreihe untersucht worden für einen Flacheisenstab, dessen Stoß beiderseits durch gleich starke Laschen gedeckt war. Dabei war die vereinfachende Annahme gemacht worden, daß die Spannung in den



1) A. Hertwig u. H. Petermann: "Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietreihe". Stahlbau 1929, Heft 25.

einzelnen Feldern von Stab und Laschen - also je für eine Nietteilung konstant sei. Die Niete wurden als einfache Balken betrachtet, und als Unbekannte wurden die Kräfte X_r in den einzelnen Feldern des Stabes eingeführt (s. Abb. 1).

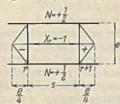


Abb. 2 zeigt den Zustand $X_r = -1$ und Abb. 3 den Zustand X = 0.



Abb. 2. Zustand $X_r = -1$.

Abb. 3. Zustand X = 0.

Bezeichnet man mit

F den Stabquerschnitt,

F_L den Querschnitt einer Lasche,

F_b den Nietquerschnitt,

J_b das Trägheitsmoment des Nietquerschnitts,

s die Feldlänge (Nietteilung),

e den Abstand der Laschen,

so ergab sich

$$\begin{split} \delta_{r\,r} &= \frac{e^3}{24} + \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2\,F_L}\right)s + \frac{1}{2}\cdot \star \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = \beta, \\ \delta_{r,\,r-1} &= \delta_{r,\,r+1} = -\frac{e^3}{48} - \frac{1}{4}\cdot \star \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = -\alpha, \\ \delta_{r,\,r-2} &= \delta_{r,\,r+2} = 0, \\ \delta_{o,\,r} &= \frac{1}{2}\cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s = \gamma. \end{split}$$

Man erhielt ein System dreigliedriger Gleichungen von der Form:

$$-\alpha X_{r-1} + \beta X_r - \alpha X_{r+1} = \gamma.$$

Diese Gleichung kann man in der Form schreiben

$$\begin{split} -X_{r-1} + 2X_r - X_{r+1} &= \frac{\gamma}{\alpha} - \frac{\beta - 2\alpha}{\alpha} \cdot X_r, \\ \mathcal{L}^2 X_r &= -\frac{\gamma}{\alpha} + \frac{\beta - 2\alpha}{\alpha} \cdot X_r. \end{split}$$

Dividiert man durch s² und geht man vom Differenzenquotienten zum Differentialquotienten über, so erhält man den Ausdruck für eine kontinulerliche Verbindung von Stab und Laschen, wie sie bei einer Flankennaht vorliegt:

$$\frac{d^2 X}{d x^2} = -\frac{\gamma}{s^2 \alpha} + \frac{\beta - 2 \alpha}{s^2 \alpha} \cdot X.$$

$$\frac{\beta - 2 \alpha}{s^2 \alpha} = k^2$$

Mit

geht die Gleichung in die Form über:

$$\frac{d^2X}{dx^2} - k^2X = -\frac{\gamma}{s^2\alpha}.$$

Die Lösung lautet

$$X = C_1 \cos i k x + C_2 \sin i k x + C \quad \text{oder}$$

$$X = A \operatorname{\mathfrak{Gof}} k x + B \operatorname{\mathfrak{Sin}} k x + C^2.$$

Hierin ist

$$C = \frac{\gamma}{s^2 k^2 \alpha}$$

und A und B ergeben sich aus den Grenzbedingungen:

$$X = 0 \text{ für } x = 0,$$

$$X = 1 \text{ für } x = l$$

$$A = -C$$

$$B = \frac{1 - C(1 - \text{Cof } k l)}{\text{Sin } k l}$$

zu

Die Schubkraft T, bezogen auf die Längeneinheit sämtlicher Flankennähte zusammen, ist

mit
$$T = \frac{dX}{dx} = A k \otimes \inf k x + B k \otimes \inf k x = K_1 \otimes \inf k x + K_2 \otimes \inf k x$$

$$K_1 = -C k$$

$$K_2 = k \cdot \frac{1 - C(1 - \otimes \inf k l)}{\otimes \inf k l}$$

Zahlenbeispiel.

Für das Zahlenbeispiel sind dieselben Abmessungen gewählt wie bei dem Zahlenbeispiel in dem oben erwähnten Aufsatz im Stahlbau für eine genietete Verbindung.



Damit wird

$$\alpha = 1,2202$$
 $\beta = 2,9204$ $\gamma = 0,24$.

Hieraus ergibt sich

$$k = \frac{1}{s} \left| \frac{\beta - 2\alpha}{\alpha} \right| = 0,0896$$

$$C = 0.5$$

$$K_1 = -0.0448$$

$$K_2 = 0.0896 \cdot \frac{1 - 0.5(1 - \text{Coj } k \text{ l})}{\text{Sin } k \text{ l}}$$

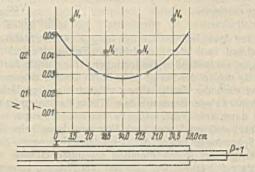


Abb. 4. Nahtlänge 28 cm.

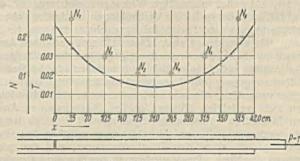


Abb. 5. Nahtlänge 42 cm.

In der folgenden Tafel sind für drei verschiedene Längen der Schweißnähte, und zwar für

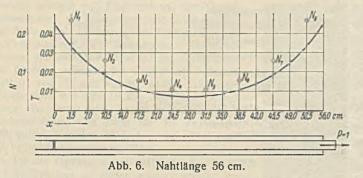
$$l = 4 s = 28 \text{ cm}, \quad l = 6 s = 42 \text{ cm}, \quad l = 8 s = 56 \text{ cm}$$

die Werte von T zusammengestellt. In den Abb. 4 bis 6 sind sie aufgetragen. Zum Vergleich mit der Kraftverteilung bei einer genieteten Verbindung sind die früher errechneten, auf die Niete entfallenden Kraftanteile N auch angegeben.

Vertellung einer Kraft 1 auf die Flankennähte von der Länge:

			d
All marganes	<i>l</i> = 28 cm	l=42 cm	<i>l</i> == 56 cm
x cm	T für 1 cm	T für 1 cm	T für 1 cm
0 3,5 7,0 10,5 14,0 17,5 21,0 24,5 28,0 31,5 35,0 38,5 42,0 45,5 49,0 52,5 56,0	0,0527 0,0411 0,0335 0,0292 0,0278 0,0292 0,0335 0,0411 0,0527	0,0469 0,0350 0,0265 0,0206 0,0168 0,0147 0,0140 0,0147 0,0168 0,0206 0,0265 0,0350 0,0469	0,0454 0,0334 0,0246 0,0184 0,0139 0,0108 0,0088 0,0077 0,0073 0,0077 0,0088 0,0108 0,0139 0,0184 0,0246 0,0334 0,0454

²⁾ Prof. Dr. Fillunger hat auf anderem Wege und in etwas anderer Form dieselbe Lösung gefunden. Österreich. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919, Heft 7/8, "Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen".



Die Größe der Höchstspannung nimmt mit zunehmender Länge der Naht nur verhältnismäßig wenig ab; es empfiehlt sich daher nicht, die Nähte zu lang zu machen.

Die Kurve der Schubspannungen in der Flankennaht liegt symmetrisch

zur Mitte der Naht. Das gilt aber nur für das hier angenommene Verhältnis 1:1 vom gesamten Laschenquerschnitt 2 F, zum Stabquerschnitt F. Ist $2F_L \lesssim F$,

dann ist die Spannungsverteilung unsymmetrisch. Bei schwächeren Laschen verschiebt sich der Scheitel der Kurve nach dem Laschenende zu, und die größten Schubspannungen treten am Stoß auf; bei stärkeren Laschen verschiebt sich der Scheitel nach dem Stoß zu, und die größten Schubspannungen treten am Laschenende auf. Im ersteren Falle liegen die Größtspannungen erheblich über denen des Symmetriefalles.

Die Rechnung setzt voraus, daß die elastische Nachgiebigkeit der Flankennähte der der Niete entspricht. Ist die Schweißverbindung steifer, dann verlaufen die Kurven steiler, ist sie weicher, dann verlaufen sie flacher, die Unterschiede in der Spannung sind geringer. An dem grundsätzlichen Bilde der Spannungsverteilung ändert sich aber nichts. Maßgebend ist hier der Faktor k, den durch Versuche zu bestimmen eine dankenswerte Aufgabe wäre.

Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.=Ing. G. Bierett, Berlin-Dahlem. (Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt.)

Die neuen deutschen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten befassen sich eingehend mit den hinsichtlich Festigkeit und Zähigkeit an Schweißungen zu stellenden Bedingungen. Eine dritte Forderung konnte dort vorläufig nur in der Form: "Die Schweißnähte müssen so ausgeführt werden, daß nach der Fertigstellung möglichst geringe Nebenspannungen zurückbleiben" aufgenommen werden. Diese Forderung ist sehr allgemein gefaßt und durch kein größtzulässiges Maß von Nebenspannungen erhärtet, dennoch aber wird man den durch Wärmewirkung beim Schweißen entstehenden Spannungen wegen der besonderen Spannungs-Formänderungs-

Bedingungen größere Aufmerksamkeit zuwenden müssen.

Dem darauf bezüglichen und oft vertretenen Hinweis, daß auch bei Bolzen und Nietverbindungen vielfach mit Anfangsspannungen zu rechnen ist, ohne daß nachteilige Wirkungen eintreten, ist entgegenzuhalten, daß es sich hierbei um Verbindungen handelt, welche hinsichtlich Kraftübertragung und Formänderungsmechanismus von der Schweißverbindung sehr verschieden sind. Zwar läßt sich auch ohne Anwendung der Schweißung eine Überbeanspruchung gegenüber den zulässigen Werten bei Vorhandensein unbekannter Anfangsspannungen oder bei Bedingungen, dle im Rechnungsgang nicht genügend berücksichtigt werden können, nicht immer vermeiden. Gedacht sei hier der im gewöhnlichen Rechnungsverfahren nicht verfolgten örtlichen großen Spannungen in Anschlüssen oder den in statisch unbestimmten Systemen oft nicht zu umgehenden Überbeanspruchungen, die aus Abweichungen zwischen den Grundlagen der Rechnung, vor allem den Stützbedingungen, und den praktischen Verhältnissen herrühren. Die Vertiefung in den Spannungsformänderungsmechanismus derartiger Gebilde hat jedoch in bezug auf die Sicherheit dieser Konstruktionen günstige Ergebnisse gezeitigt. Wenn auch dieses Problem keineswegs — und dies besonders im Hinblick auf die zur Zeit sehr im Vordergrunde stehende Frage der Dauerfestigkeit - als vollkommen geklärt angesehen werden darf, so kann doch geschlossen werden, daß Bauwerksteile sich gegen Überlastungen, verursacht durch Anfangs-spannungen oder sonstige nicht zu erfassende Einflüsse, günstig verhalten, wenn vermittels verhältnismäßig formänderungsfähiger Werkstoffe und entsprechend formänderungsfähiger Anschlüsse eine Gewähr für eine Ableitung derartiger Wirkungen auf andere Teile gegeben ist.

Diese Erkenntnisse könnten sich einmal dahin auswirken, daß durch bestimmte konstruktive Anordnung auch bei verhältnismäßig starrem Schweißgut bei Überbeanspruchung ein Kraft- und Spannungsausgleich eintreten kann. Zu erzielen wäre dies durch Anordnung von Stumpfund Stirnkehlnähten überall dort, wo Unsicherheiten über die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Wirklichkeit vorliegen, also Herstellung solcher Verbindungen, die bei Überbeanspruchungen nicht zwangsläufig an den Verformungen des formänderungsfähigeren Werkstoffes teilnehmen müssen. Da ein solches Vorgehen die allgemeine Anwendung der Schweißung sehr hemmen müßte, kann als Idealziel die Herstellung einer Schweiße angesehen werden, die hinsichtlich ihrer Formänderungsgesetze sich denen der gebräuchlichen Konstruktionsstähle möglichst annähert. Dieses Ziel soll sich nun nicht mit der von manchen Seiten gestellten Forderung "100% Festigkeit, 100% Dehnung" decken. Der zweite Teil dieser Bedingung enthält eine Forderung rein werkstofflicher Art, die nicht aus den Spannungsanschauungen des Konstrukteurs erwachsen ist, sogar von diesem Standpunkt aus im Vergleich zur beschränkten Formänderungsfähigkeit einer Nietverbindung bis zum Bruch gegenüber der Bruchdehnung des Werkstoffes als außerordentlich weitgehend angesehen werden muß und die vielleicht auf Grund zukünftiger Versuche dynamischer Art als unberechtigt erkannt werden wird. Das hler angegebene Ziel soll sich vielmehr auf das praktisch wirklich ausgenutzte Formänderungsgebiet beschränken, also auf Formänderungen, die bei Beanspruchungen des Grundwerkstoffes bis zur Fließgrenze und in Berücksichtigung möglicher Anfangsspannungen und Überlastungen bei Fließen des Grundwerkstoffes eintreten.

Im Gegensatz zu den bisher gebräuchlichen Verbindungsmitteln, Bolzen und Nieten, wird die Schweißverbindung in vielen Fällen, vor allem bei Flankenkehlnähten, bei Erfüllung ihrer Aufgabe als Verbindungselement gleichzeitig Bestandteil der verbundenen Teile. Sie erfährt infolgedessen außer den ihr vom konstruktiven Gesichtspunkt aus zugewiesenen Spannungen, die in solchen Fällen im allgemeinen rechnerisch nur als Schubspannungen verfolgt werden, Normalspannungen, die nach Erreichung der Fließgrenze des Werkstoffes je nach dem Formänderungswiderstand der Schweiße sehr schnell anwachsen können. Dieser wesentliche Unterschied bedingt größere Beachtung der Anfangs- oder Schrumpfspannungen und der Bedeutung einer durch diese erfolgenden Überbeanspruchung von Schweißkonstruktionen, als sie bei den bisherigen Bolzen- oder Nietverbindungen erforderlich erschien.

Die wichtigsten Erkenntnisse über Wesen und Auswirkung von Schrumpfspannungen mußten naturgemäß in der Praxis gewonnen werden. Tatsächlich wird die genaue Beobachtung der Schrumpfvorgänge während des Schweißens, soweit diese als augenfällige Verformungen auftreten, die besten Unterlagen zur Herstellung annähernd spannungsfreier Konstruktionen ergeben. Bei den meistens steifen Ingenieurkonstruktionen und ihren Elementen werden dagegen die Verformungen infolge von Spannungen oft nicht deutlich zu beobachten sein. Hier kann eine Verfolgung der Spannungen durch Messungen einfacherer Art schon sehr wertvolle Hinweise auf ihre Größenordnung und auf die zu treffenden Maßnahmen zu ihrer Verminderung geben¹). Häufig werden sich die größten Spannungen auf die nähere Umgebung der Schweißnähte beschränken. Sie bilden dort ein im Gleichgewicht befindliches Spannungssystem, bei dem Spannungen erheblicher Größe auftreten können, während ähnlich große Spannungen in einiger Entfernung von den Nähten auch durch Messung während des Schweißvorganges nicht festzustellen wären. Ein Verfahren, welches zwecks Ermittlung der Spannungen Formänderungsmessungen während des Schweißens an oder in der Nähe der Nähte gestattet und welches die Temperatureinflüsse hinreichend berücksichtigt, ist m. W. noch nicht bekannt. Voraussichtlich ist nur der Weg gangbar, die fertigen und erkalteten Nähte und ihre Umgebung auf ihren Spannungszustand zu untersuchen.

Hierfür könnte das von Heyn und Bauer2) angegebene und entwickelte Zerspanungs-Verfahren sinngemäß auf Schweißverbindungen übertragen werden. Es würde aber eine Auflösung der Schweißkonstruktion in oder neben den Nähten in ihre Elemente unter gleichzeitiger meßtechnischer Beobachtung der eintretenden Formänderungen nahe den Nähten erforderlich machen. In Frage käme hierfür nur ein mechanisches, spanbildendes Schnittverfahren, Autogenschnitte nur in größerer Entfernung von den Meßstellen. Die Meßapparate müßten verhältnismäßig unempfindlich gegen die beim Trennen auftretenden Erschütterungen sein. In Betracht kämen neben anderen z. B. akustische Dehnungsmesser nach Dr. Schäfer. Die Untersuchung an großen, der Praxis entsprechenden Versuchsstücken würde durch die Kosten der mechanischen Trennung und

¹⁾ Obermarinebaurat Lottmann, Schrumpfspannungen und deren Beachtung beim Lichtbogenschweißen, Z. d. V d I 1930, Bd. 74, S. 1340.
2) E. Heyn und O. Bauer, Int. Z. f. Metallographie Bd. 1 (1910), S. 16/50; St. u. E. Bd. 31 (1911), S. 760/65. — E. Heyn, St. u. E. Bd. 32 (1912), S. 2097 u. 98; Mitt. Mat.-Prüf.-Amt Bd. 35 (1917), S. 1/25.

durch Herstellung besonderer Versuchsstücke für diesen Zweck sehr teuer werden. Die Untersuchung kleinerer Stücke dürfte zu Ergebnissen führen, die der Wirklichkeit nicht entsprechen.

Nun konnten bei gelegentlichen Belastungsversuchen an großen, der Wirklichkeit entsprechenden Versuchsstücken oder direkt an Bauwerkteilen in den Messungen Erscheinungen beobachtet werden, die einen anderen aussichtsreichen und verhältnismäßig einfachen Weg zur Vertiefung der Kenntnisse über Anfangsspannungen eröffnen. Bei Ermittlung der Belastungsformänderungskurven an geschweißten Konstruktionen ergeben sich nämlich häufig an Stelle der im nutzbaren Spannungsbereich vorauszusetzenden geraden Formänderungslinien nicht sehr proportionale, gekrümmte Linien. Bei eingeschalteten Zwischenentlastungen treten häufig trotz voraufgegangener geringer Beanspruchung merkliche bleibende Formänderungen auf. Bei mehreren in der Ausbildung gleichartigen, doch unter verschiedenen Bedingungen geschweißten Konstruktionen ergeben sich Formänderungsverhältnisse verschiedenster Art, deren Verfolgung oft unschwer erkennen läßt, welche Schweißbedingungen hinsichtlich der Anfangsspannungen die günstigsten sind, vielfach sogar Schlüsse über die Größe der an den Nähten auftretenden Spannungen zuläßt.

Diese Untersuchung erfordert für den praktischen Nachwels, daß Schweißkonstruktionen nicht übermäßig mit Anfangsspannungen behaftet sind, nur die Ausführung einer gewissen Zahl von Feinmessungen bei der meistens ohnehin vorgenommenen Probebelastung. Sie erfordert auch bei planmäßiger Behandlung der Schrumpfspannungsfrage nur die Ausführung von Feinmessungen an konstruktiv gleichartigen, doch unter verschiedenen Bedingungen geschweißten Konstruktionen. Zur Ermöglichung quantitativer Auswertung der Ergebnisse wären die Messungen in diesem Fall durch eingehende Materialuntersuchung zu unterstützen. In keinem Fall ist eine Zerstörung der Konstruktionen notwendig, so daß die Untersuchungen ohne weiteres an Bauwerken durchgeführt werden können, welche vordem noch keine größere Belastung erfahren haben.

Einige charakteristische Erscheinungen bei derartigen Untersuchungen mögen diese Ausführungen erläutern, und zwar einmal an Stücken, die direkt für den Versuch hergerichtet waren, und dann an großen Bauwerkträgern, die der Probebelastung unter-

worfen wurden.

Abb. 1 zeigt das Mittelstück einer 6,0 m iangen, auf 3,3 m Länge prismatischen, 1,9 m breiten Platte. Die verbleibende Länge von 2,7 m entfällt auf die breiteren, zur Einspannung in die Zerreißmaschine benötigten Köpfe. Die drei aus einem Blech geschnittenen Längsbahnen waren in zwei V-Längsnähten durch elektrische Lichtbogenschweißung miteinander verbunden. Die mittiere Bahn war außerdem gestoßen und durch eine Quernaht

Abb. 1. Versuchsplatte mit Dehnungsmeßstellen.

wieder zusammengeschweißt. Ohne daß hier auf die besonderen Schweißbedingungen eingegangen werden kann, können in Abb. 2 u. 3 die für die hier behandelte Frage wesentlichen Ergebnisse für zwei konstruktiv gleichartige Platten wiedergegeben werden.

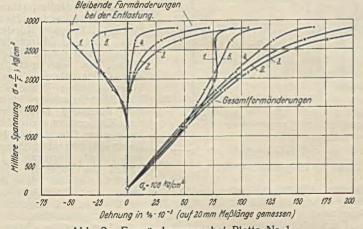


Abb. 2. Formänderungen bei Platte Nr. 1.

Die Anordnung der Dehnungsmeßstellen geht aus Abb. 1 hervor. Die Formänderungskurven der Abb. 2 u. 3 entsprechen den Mittelwerten der auf Wulst- und Wurzelseite auf 20 mm Meßlänge gefundenen Dehnungswerte.

In den Abbildungen sind besonders eindringlich die Kurven der Entlastungswerte, die gezeichnet sind, indem jeder bei der Entlastung auf eine kleine, aus versuchstechnischen Gründen gewählte Anfangsspannung von $\sim 100 \text{ kg/cm}^2$ gemessene Wert als Abszisse und die der Entlastung

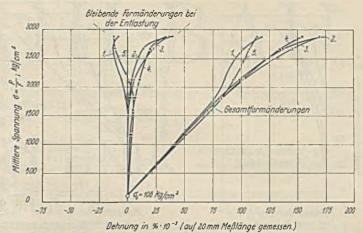
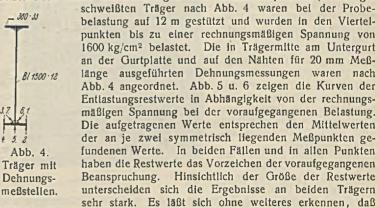


Abb. 3. Formänderungen bei Platte Nr. 2.

voraufgegangene Beanspruchung als Ordinate aufgetragen worden ist. Die Ordinate zeigt die mittleren rechnungsmäßigen Beanspruchungen des Quer-Durch besondere Messungen wurde nachgewiesen, daß die Spannungsverteilung über die Plattenbreite im prismatischen Tell nahe den Köpfen sehr gleichmäßig, also gute Krafteinleitung vorhanden war. Die dargestellten Kurven der Gesamtdehnungswerte am Stoß zeigen dementsprechend anfänglich sehr gleichmäßige Dehnungsverteilung. größeren Spannungen zweigt die Dehnungskurve an den Längsnahtmeßstellen in eigenartiger Weise von den anderen ab. Dem Wesen nach sind die Erscheinungen gleichartig für beide Platten, in der Größe jedoch sehr verschieden. Bei der Platte Nr. 1 treten an den Meßstellen 1 und 5 nach steigender Beanspruchung relative Zusammendrückungen gegenüber dem Anfangszustand bis zu etwa 2/8 der Größe der bei Belastung festgestellten Dehnungen an diesen Stellen auf. Zur Deutung dieser Ergebnisse ist zu sagen, daß es sich hierbei nicht um absolute Druckspannungen handeln wird, sondern um die durch die Vorbelastung hervorgerusene Verminderung um etwa 1000 kg/cm² sehr wesentlicher anfänglicher Zugspannungen, denen in Nähe der Achse, wahrscheinlich auch in den äußeren Bahnen, Druckspannungen gegenüberstanden. Wird dabei in Erwägung gezogen, daß solche starken Änderungen des Anfangsspannungszustandes nur durch Verformungen plastischer Art innerhalb des Spannungsfeldes eintreten können, und beachtet, daß diese Erscheinungen bei Platte Nr. 1 schon wenig über 1200 kg/cm2 mittlerer Beanspruchung beginnen, so dürfte auf Grund dieser Messungen erwiesen sein, daß die Schweißbedingungen ungünstiger waren als bei Platte Nr. 2.

Ob sich Nr. 1 im Dauerbetrieb ungünstiger verhalten hätte als Nr. 2, ist aus diesen Feststellungen nicht mit Sicherheit zu entnehmen, da gerade die Stellen mit Zugvorspannungen an den Längsnähten geringere Kräfte aufnehmen. Für die Frage der Erkennung der Anfangsspannungen sind diese Feststellungen jedenfalls sehr aufschlußreich.

Etwas anders geartet sind die bei der Probebelastung zweier Hauptträger einer Eisenbahnbrücke gefundenen Ergebnisse, die wieder für die Untersuchung der Anfangsspannungen wertvolle Hinweise geben. Die Einzelheiten dieser Untersuchungen sind bereits besprochen³). Die ge-



der Träger 2 (s. Abb. 6) unter ungünstigeren Bedingungen geschweißt worden ist als der Träger 1. Die bleibenden Verformungen bei verhältnismäßig geringen Spannungen sind hier kaum anders zu deuten als durch erhebliche Vorspannungen, die in Zusammenwirkung mit den Spannungen aus der Belastung eine vorzeitige Überschreitung der Elastizitätsgrenze zur Folge hatten. Nimmt man für den Werkstoff die Spannung, bei der eine bleibende Verformung von 0,005 % eintritt, niedrig zu 1500 kg/cm² an und entnimmt man den Kurven für den Träger 2, daß diese bleibende

³⁾ A. Massenberg, Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m, Bauing. 1931, S. 705, Heft 40.

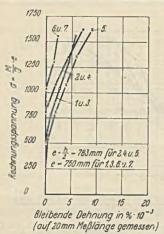
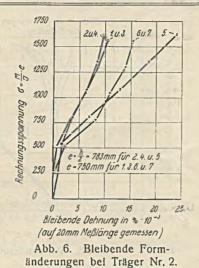


Abb. 5. Bleibende Formänderungen bei Träger Nr. 1.



Verformung an der Meßstelle 5 schon bei 700 kg/cm² Belastungsspannung erreicht worden ist, so dürfte daraus hervorgehen, daß bisweilen doch recht große Anfangsspannungen vorhanden sind, deren Verfolgung bei der Eigenart der Schweißverbindung besonders angezeigt ist. Aus den Abbildungen ist weiter ersichtlich, daß an den Kanten der Gurtplatte die bleibende Versormung gleicher Größe erst bei größeren Spannungen eintritt als in der Mitte der Gurtplatte. Bei gleichen Werkstoffeigenschaften der Platte in der Mitte und an den Kanten würde durch diese Feststellung eine von der Mitte der Gurtplatte nach außen stark abfallende Anfangsspannung angezeigt. Zur genauen Verfolgung dieser Umstände bedürfte es einer eingehenderen Werkstoffuntersuchung, vor allem der Feststellung des Formänderungsgesetzes des Werkstoffes bis zur Streckgrenze, die bei planmäßigen Versuchen auszuführen wäre. — Über die Vorbeanspruchung

der Nähte ist aus den Kurven nichts Sicheres zu entnehmen. In Beachtung des zwangsläufigen Formänderungszusammenhanges von Naht und umgebendem Werkstoff können jedoch größere Unterschiede in den Anfangsspannungen in der Naht und in der Gurtplatte nicht angenommen werden. Die Feststellung der Anfangsspannungen in der Gurtplatte dürfte deshalb auch für Rückschlüsse auf die Anfangsspannung der Naht genügen. Die an den Nähten festgestellten bleibenden Formänderungen können entweder plastischer Art sein und aus den werkstofflichen Eigenschaften des Schweißgutes erklärt oder als Restzugspannungen infolge der plastischen Verformungen des Grundwerkstoffes gedeutet werden,

Dieser innige Zusammenhang zwischen den Formänderungen des Grundwerkstoffes und des Schweißgutes in Konstruktionen, bei denen die Spannungen in den Nähten, vor allem die zwangsläufig in den Nähten auftretenden Normalspannungen von dem Formänderungsverhalten des Grundwerkstoffes abhängen, geben dieser ganzen Frage ihre besondere Bedeutung. Für die statische Festigkeit wären diese Zusammenhänge vielleicht als nicht so wesentlich anzusehen. Bei einzelnen eigenen Versuchen wurden tatsächlich keine bedeutenden Unterschiede in den Bruchlasten gleichartiger Konstruktionen festgestellt, obwohl diese hinsichtlich ihrer Anfangsspannungen sehr verschiedenen Bedingungen unterlagen. Der bei Bruchbelastung regelmäßig zu beobachtende Spannungsausgleich führt auch hier bei anfänglich ungünstigen Verhältnissen wie häufig zu recht günstigen Ergebnissen, die aber Rückschlüsse auf das Verhalten im Betriebe nur im geringen Maße zulassen. Jedenfalls werden hierüber nur Dauerversuche Aufschluß geben können. In Anbetracht der starken Abhängigkeit der Nahtbeanspruchung von dem Verhalten des Grundwerkstoffes, die sich in ungünstigen Fällen bei großen Anfangsspannungen und Nähten von größerem Formänderungswiderstand in starkem Anwachsen der Nahtspannungen auswirken kann, ist deshalb der Frage der Anfangsspannungen große Bedeutung beizumessen. Die im vorliegenden gegebenen Hinweise auf die Möglichkeiten zur Erkennung von Anfangsspannungen sollen dazu beitragen, auch diese für die Entwicklung der Schweißung bei Ingenieurbauten wichtige Frage zu einer befriedigenden Lösung zu bringen.

Verschiedenes.

Neubau des Geschäftshauses der Deutschen Bau- und Boden-bank AG., Berlin, Taubenstraße. Das sieben Obergeschosse und ein

Kellergeschoß umfassende Gebäude ist als Stahlskelettbau mit ein Stein starker Ziegelausmauerung und vorgesetzter Verblendung ausgeführt.

Für diese Bauweise hat man sich aus mehreren Gründen ent-Der wichtigste war schlossen. die schnellere Ausführungs-möglichkeit. Außerdem gestatteten die geringen Ausmaße der tragenden Stahlkonstruktion weitestgehende Ausnutzung des wertvollen Grundstücks. Da ferner an einigen Stellen der Baugrund nicht ganz ein-wandfrei war, schien es auch aus diesem Grunde zweck-mäßig, das Haus in Stahlkonstruktion zu errichten. Liefe-rung und Montage der Stahl-konstruktion erfolgte durch die Firma Krupp-Druckenmül-ler G. m.b. H., Berlin-Tempelhof. Das Gewicht des aus St 37 ausgeführten Stahlskeletts be-trägt 328 t. Die Deckenunterzüge sind als kontinuierliche, über drei Stützen laufende Träger ausgeführt.

Die Stützen bestehen aus Die Stützen bestehen aus Die Stützen bestehen aus auch auch aus I-Profilen und Differdinger Breitflansch - Profilen.

Durch Einziehen von I-Trägern in den äußeren Umfassungswänden wurde für die notwendige Windversteifung gesorgt.

Abb. 1. Ansicht.

Die Bauzeit war außerordentlich kurz. Die Montage der Stahl-konstruktion, die in Tag- und Nachtschicht durchgeführt wurde, war in sechs Wochen beendet. Die Gesamtbauzeit einschließlich Innenausbau z. B. auch der Tresoranlage im Keller — betrug elf Monate.

Bemerkenswert ist die Gestaltung der Fassade, die aus besonders gebrannten Steinen ausgeführt ist (Abb. 1). Der besseren inneren Aufbei desselen ausgehalt ist (Abb. 1). Der desselen anleien Anteilung wegen hat man sehr schmale Fensterbreiten von 1,2 m gewählt. Die Fenster der Vorderfront sind als Stahlfenster ausgeführt, die mit Ihrem schmaleren Rahmen einen größeren Lichteinfall gewähren als Holzfenster. Die Hoffronten sind mit weißglasierten Steinen verblendet. Bei der Ausführung der Decken ist besonders Wert auf eine gute Schallisolierung

gelegt worden. Die Decke ist folgendermaßen hergestellt: Über der tragenden Steineisendecke ist eine Schicht Torf mit etwas Sand gemischt aufgefüllt. Auf dieser Füllung 5550 5000 worden. 0594 Hof Oberlicht 4850 ans

Kasse

8000

25230 Taubenstraße

4800

ist eine etwa 3 cm starke Schicht flacher Hohlziegelplatten angeordnet (Silenzium-decke). Dann folgt eine Schicht Ausgleichbeton in etwa 3 bis 4 cm Stärke einschließlich Glattstrich, hierauf ist das Linoleum verlegt

Die Einteilung des Hauses ist folgende: Im Keller be-finden sich die Heizung, die Garderobenräume für die Angestellten, ein Werkraum für den Hausmeister, ein größerer Tresor und einige Archivräume. Im Erdgeschoß befinden sich die Kasse und die Buchhaltung (Abb. 2). Ein besonderer Hauseingang führt zum Kundenraum. Im ersten Obergeschoß befinden sich die Direktionsräume, das Sekretariat und ein kleines Sitzungszimmer. In zweckmäßiger Weise sind die Direktionsräume durch die Direktionsräume durch eine besondere Treppe mit dem Kundenraum verbunden. Im zweiten Obergeschoß be-finden sich der große Sitzungs-saal und die Registratur. Im

Abb. 2. Erdgeschoß-Grundriß.

dritten bis sechsten Obergeschoß sind die Büros der einzelnen Abteilungen untergebracht. Im Seiten- und Rückflügel des fünften Obergeschosses ist der Kasinobetrieb für etwa 200 Angestellte einzerlichtet. Auf dem Einschlach ist ein gerichtet. eingerichtet. Auf dem Flachdach ist ein größerer Dachgarten vorgesehen.
Die statische Berechnung erfolgte durch das Ingenieurbüro Kuhn &
Schaim, Berlin. Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des verstorbenen Reg.-Bmstr. Hans Jessen, Berlin. Dr. Bauer, Essen.

5200

INHALT: Geschweißte Blechträger-Straßenbrücke. — Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania Versicherungsgesellschaft, Stettin. — Spannungsverteilung in einer Flankenschweißnaht. — Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen. — Verschledenes: Neubau des Geschäftshauses der Deutschen Bau- und Bodenbark 40. Berlin Teubarstraße bank AG., Berlin, Taubenstraße,

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.