

DER STAHLBAU

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 12. Juli 1929

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung des Stahl-Skelettbauwes in Hamburg.

Von Ingenieur A. Rahn, Hamburg.
(Schluß aus Heft 13.)

Schließlich muß aus der Vorkriegszeit noch eines Bauwerkes Erwähnung getan werden, bei welchem infolge besonderer Wünsche des Bauherrn nicht unerhebliche Schwierigkeiten zu überwinden waren: Es ist dies der Geschäftshausbau der Rudolf Karstadt A.-G., der am Pferdemarkt an der Mönckebergstraße und Kleinen Roosenstraße belegen ist (Architekt Franz Bach, Berechnung und Durchbildung der Stahlkonstruktion Zivil-

zu ersehen, und es ergibt sich bei näherer Betrachtung, daß in den Seitenflügeln stützenfreie Räume von 160, 180 und 200 m² Grundfläche vorhanden sind, während der Mittelbau sogar eine Grundfläche von 380 m² frei läßt.

Die Überdeckung dieser großen Flächen ist mit Hilfe von Kragkonstruktionen durchgeführt: Wir sehen im Mittelbau zwischen den Treppenhäusern einen Hauptunterzug, dessen eingehängtes Stück ungefähr 13 m

Abb. 17 bis 21. Warenhaus Rudolf Karstadt.
(Ausführung der Stahlkonstruktion durch die Firmen Gebr. Andersen in Kiel, H. C. E. Eggers & Co., Döbler & Co., jetzt Carl Spaeter G. m. b. H., J. Jansen Schütt G. m. b. H. in Hamburg und Breest & Co. in Berlin.)

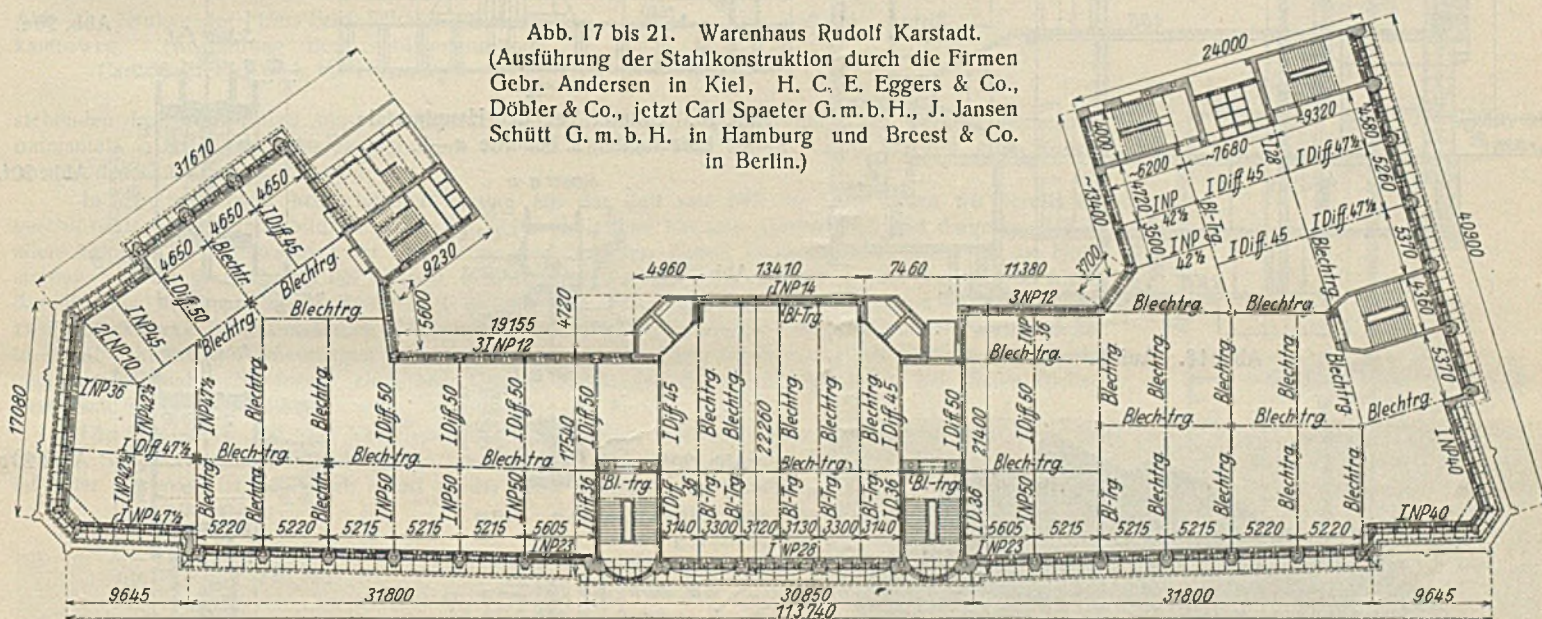


Abb. 17. Grundriß.

ingenieur Franz Hammerstein in Hamburg). Für den Ingenieur ergaben sich die Schwierigkeiten aus den gleichzeitigen Forderungen, daß einerseits die Deckenstärken eine größtmögliche Einschränkung erfahren, andererseits bedeutende Räume von Stützen vollkommen freigehalten werden mußten. Diese Forderungen führten an sich schon zum Stahlbau und bedangen die einheitliche Durchbildung eines Skeletts, von dem alle Kräfte aufgenommen und auf die Fundamente direkt übertragen werden konnten.

Der Grundriß Abb. 17 und der Querschnitt Abb. 18 geben einen allgemeinen Überblick; aus dem ersteren ist auch die Stellung der Säulen

weit spannt und beiderseits auf 2,8 m auskragenden Trägern ruht. Dieser als Kastenträger ausgebildete Unterzug hat die in etwa 3,1 m Abstand liegenden Deckenträger aufzunehmen. Letztere sind wieder gegliedert in einen 9,2 m langen Teil mit einem Kragarm von 2,2 m und einem hier eingehängten 11 m spannenden Teil. Da die Deckenträger an sich schon eine Bauhöhe von etwa 420 mm haben, war es nicht möglich, sie auf den Unterzug einfach aufzulegen, weil dann die Höhe der Decke zu groß geworden oder doch beim Unterzug eine Voute stark hervorgetreten wäre und das innere Bild gestört hätte. So kam es denn dazu, daß die

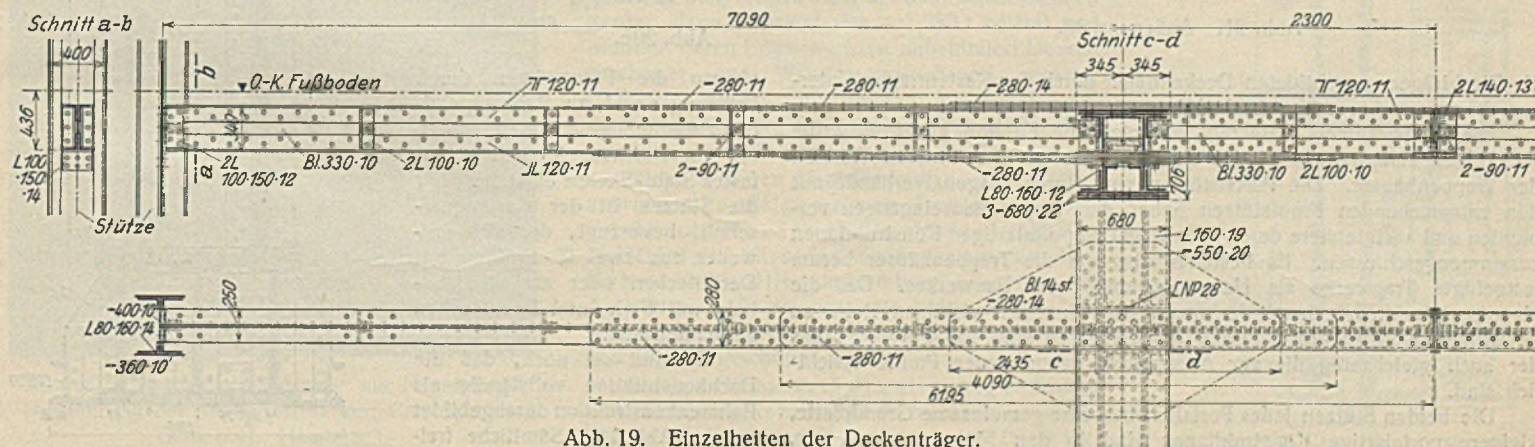


Abb. 19. Einzelheiten der Deckenträger.

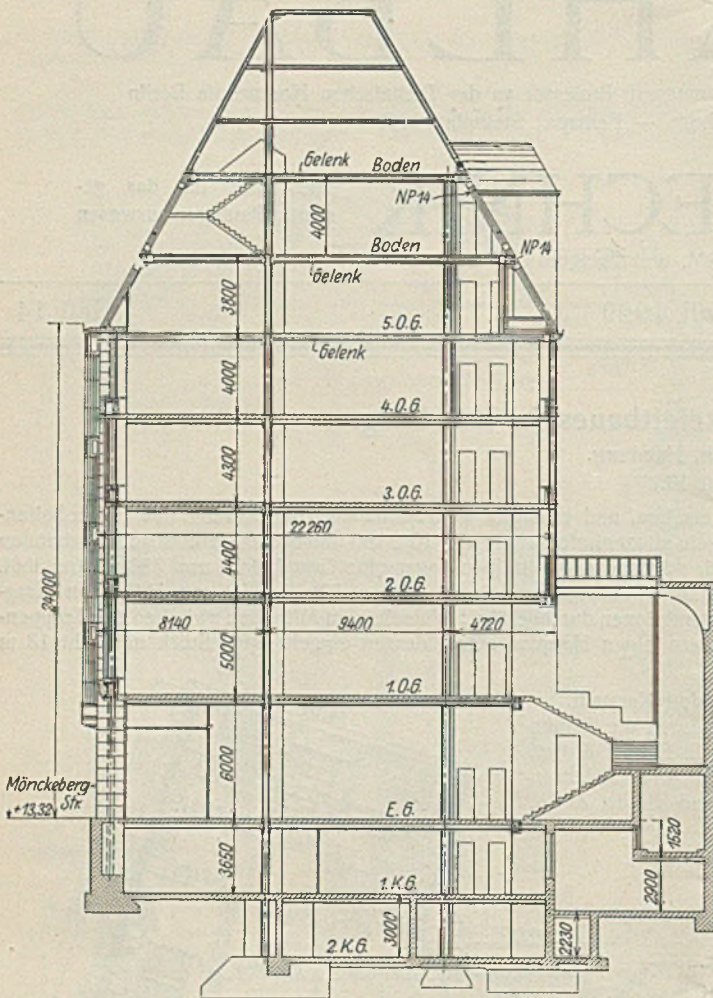


Abb. 18. Aufriß.



Abb. 21. Außenansicht.

als Blechträger ausgebildeten Deckenträger durch den Kastenträger-Unterzug durchgesteckt wurden (Abb. 19).

Die vorerwähnten Unterzug-Kragträger bilden nun gleichzeitig die Riegel der Hauptportale; letztere stehen also in den hinteren Wänden der Treppenhäuser. Die Portalstützen sind durch Diagonalverbände mit den entsprechenden Frontstützen neben den Treppeneingängen verbunden und auch letztere durch Frontriegel zu portalartigen Konstruktionen zusammengeschlossen. Es bestehen also um die Treppenhäuser herum festgefügte Tragwerke als Hauptstützpunkte des Bauwerkes. Daß die Hauptportale entsprechend der ihnen zugewiesenen wichtigen Rolle zu gewaltigen Konstruktionsgebilden ausgewachsen sind, zeigt Abb. 20, aus der auch gleichzeitig die zur Anwendung gekommenen Profile ersichtlich sind.

Die beiden Stützen jedes Portals haben eine gemeinsame Grundplatte, kleinere portalartige Konstruktionen sind in den Flügeln angeordnet,

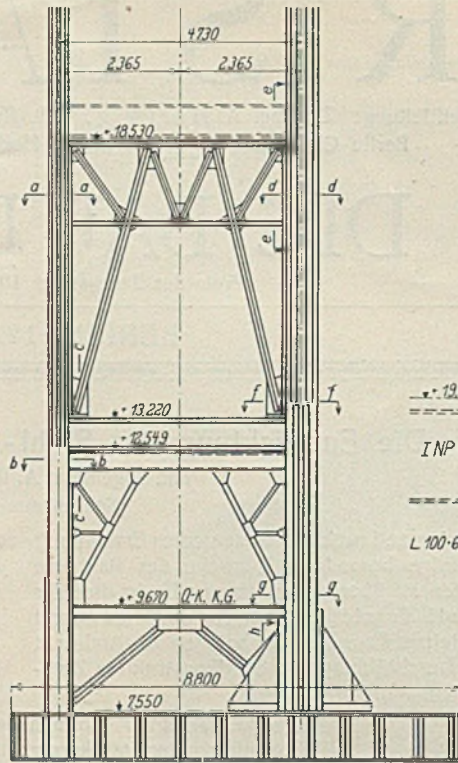


Abb. 20. Unterer Teil der Hauptportale. Einzelheiten s. Schnitte a—h.

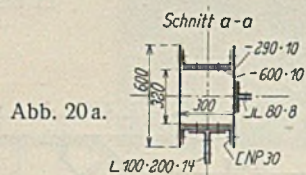


Abb. 20a.

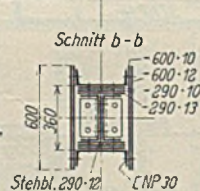


Abb. 20b.

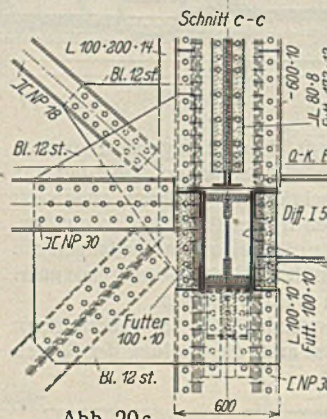


Abb. 20c.

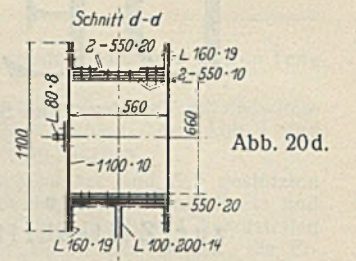


Abb. 20d.

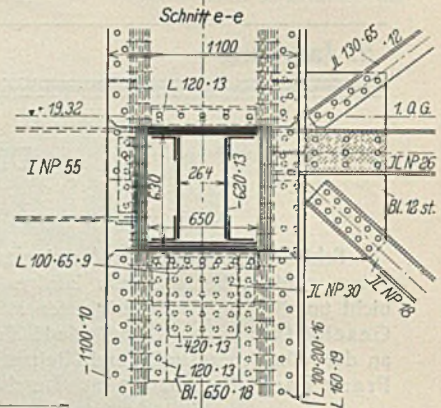


Abb. 20e.

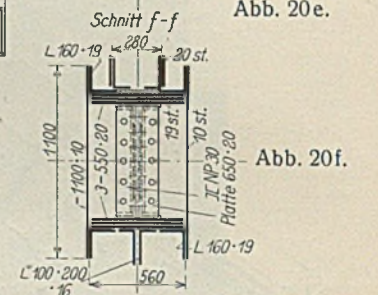


Abb. 20f.

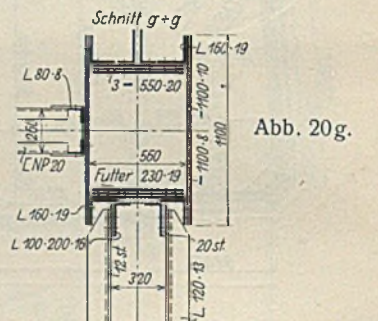


Abb. 20g.

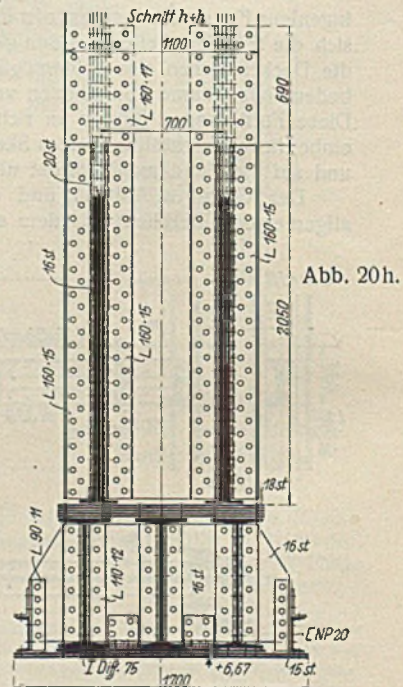


Abb. 20h.

ebenso die Frontstützen durch Brüstungsriegel zu Rahmengebilden zusammengeschlossen, so daß ein einheitliches, in sich standfestes Stahl-Skelett entsteht. Für die Stützen ist der Kastenquerschnitt bevorzugt, der sich entweder aus zwei □-Profilen mit Deckblechen oder aus vier Winkeln mit Steh- und Deckblechen zusammensetzt.

Erwähnt sei noch, daß die Dachkonstruktion vollständig als Rahmenkonstruktion durchgebildet wurde (Abb. 18). Sämtliche frei-

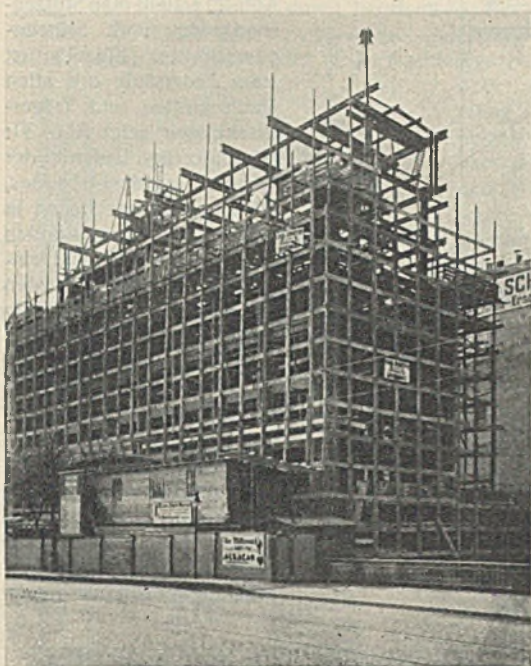


Abb. 22. Neubau der Firma Erich Schüler am Heidkampsweg. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

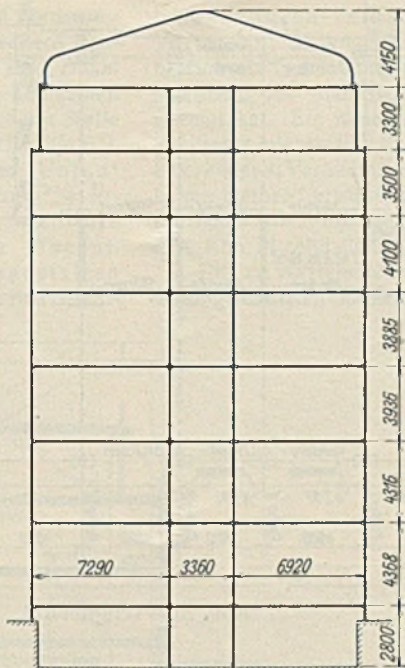


Abb. 24. Aufriß.

stehenden Innensäulen und sonst freiliegenden Konstruktionsteile wurden mit 5 cm starkem Monierputz ummantelt. Die gesamte Stahlkonstruktion hat ein Gewicht von 2600 t. Abb. 21 gibt eine Außenansicht des Gebäudes.

In den vorstehend beschriebenen Bauten aus der Zeit von 1907 bis 1912 haben wir bereits ein geschlossenes Entwicklungsbild vor uns: Der Stahl-Skelettbau hat sich durchgesetzt und dargetan, daß er allen Anforderungen gewachsen ist. Wenn auch in späteren Zeiten Gebäude noch mehr in die Höhe streben und die Querschnitte der Stützen und Rahmenkonstruktionen dadurch größer werden, so bietet das für den Ingenieur nichts Neues und bereitet ihm keine weiteren Schwierigkeiten. Ob acht oder zwölf Stockwerke ist grundsätzlich gleichgültig: Bei Stahlbauten werden die Stützenquerschnitte immer in denkbar kleinsten Abmessungen gehalten werden, so daß allein hierdurch jedem anderen Baumaterial gegenüber in jedem Stockwerk ein großer Gewinn an Grundfläche erzielt wird, der bei hohen Bauten besonders ins Gewicht fällt.

Die Erkenntnis von den Vorteilen der Stahlbauweise hat sich in Hamburg denn auch wach gehalten. Seitdem nach Überwindung der lähmenden Kriegsfolgen die Bautätigkeit in den letzten Jahren lebhafter geworden ist, sehen wir sofort wieder Stahl-Skelettbauten entstehen.

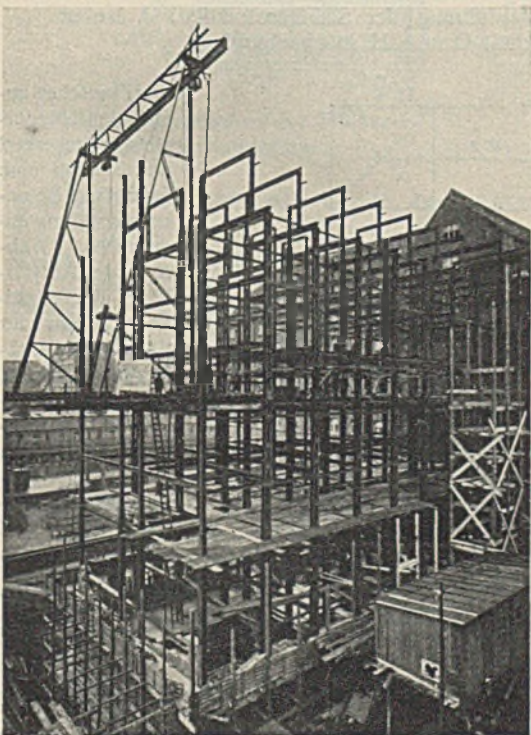


Abb. 23. Neubau „Heimstätte“ am Nagelsweg. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

Erwähnt sei von ihnen der Neubau der Firma Erich Schüler (Leder-Schüler) am Heidkampsweg (Architekt Fr. Höger, Berechnung und Entwurf der Stahlkonstruktion durch die Zivilingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg): Dieses Fabrikgebäude liegt auf einem Eckgrundstück und zeigt winkelförmigen Grundriß, dessen einer Gebäudeflügel eine Länge von 32 m bei 11 m Breite und elf Stockwerken hat, während der andere eine Länge von 28,6 m bei 16 m Breite und vier Stockwerken aufweist. Der Hauptquerschnitt der Stützen besteht aus zwei C-Profilen, deren Stege stellenweise durch Lamellen verstärkt und die durch Schnallen verbunden sind. Die erforderliche Seitensteifigkeit wurde durch den Einbau von Portalen erreicht. Abb. 22 gibt das Bauwerk bei Fertigstellung der Stahlkonstruktionen wieder, deren Gewicht sich auf 280 t beläuft und während deren Emporwachsen unbehindert Decken geschüttet und Wände ausgemauert werden. C-Profile wurden mit Steinen ausgesetzt, alsdann erhielten die Säulen eine 5 cm starke Ummantelung aus Monierputz.

Einen weiteren Stahl-Skelettbau, die „Heimstätte“ des Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbundes am Nagelsweg (Architekten H. Distel u. A. Grubitz, Zivilingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg) zeigt Abb. 23. Auch hier ist zu ersehen, wie während der Aufstellung der Stahlkonstruktion Wände ausgemauert und Decken geschüttet werden.

Bei dem Neubau des Verwaltungsgebäudes der Hamburgischen Elektrizitätswerke am Pferdemarkt (Architekten Herold und H. Distel u.

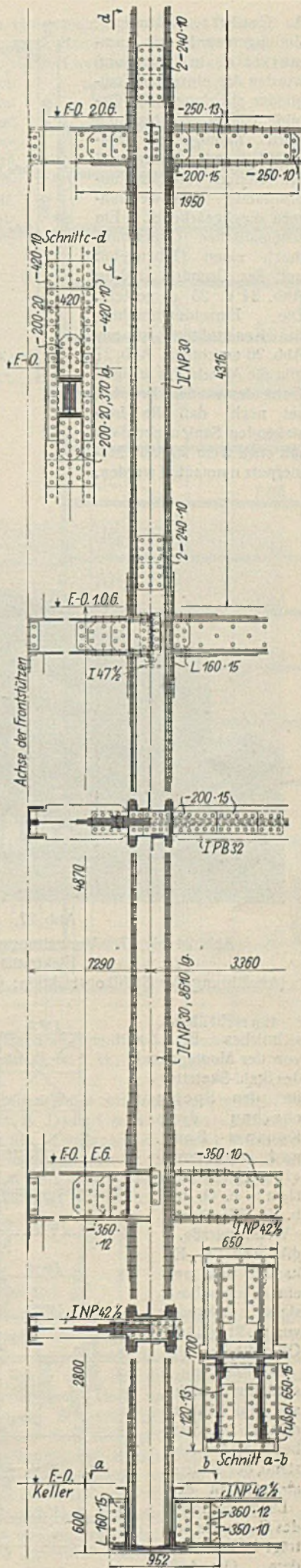


Abb. 26. Einzelheiten der Stützensbildung.

A. Grubitz, Hamburg, Zivilingenieur Franz Hammerstein in Hamburg) wurden die einzelnen Tragglieder als einheitliche Gebilde vom Keller bis zum Dach durchgehend aufgefaßt und demgemäß als vielfach statisch unbestimmte Stockwerkrahmen durchgearbeitet. Ein schematischer Querschnitt durch einen Gebäudeteil und der Grundriß sind in Abb. 24 u. 25 dargestellt. Die Einzeldurchbildung der Konstruktion ist aus Abb. 26 ersichtlich. Abb. 27 gibt die Ansicht des fertigen Gebäudes wieder. Erwähnt sei noch, daß die freistehenden Säulen ebenfalls mit etwa 5 cm starkem Monierputz ummantelt wurden.

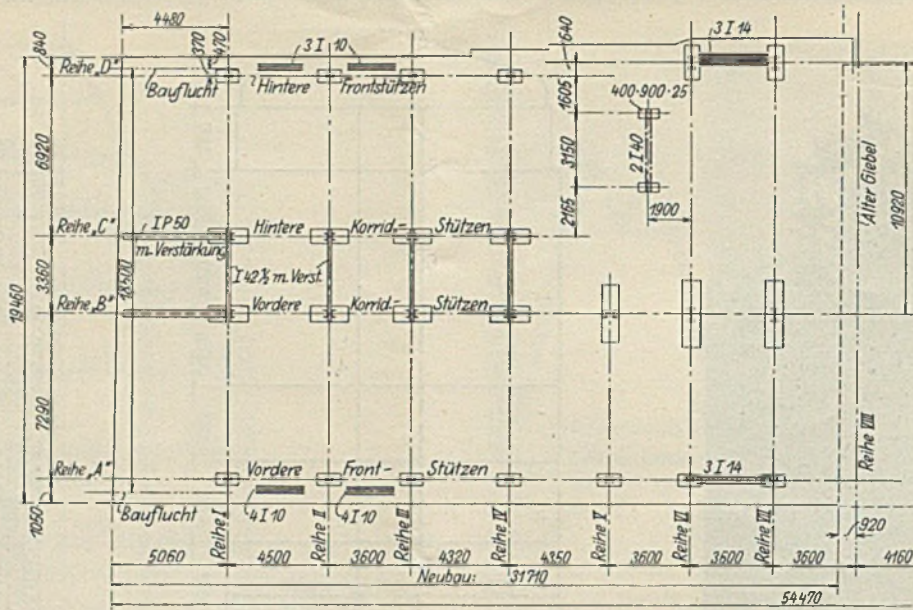


Abb. 25. Teilgrundriß.

Abb. 29 ersieht man Stützenanordnung und Stützenquerschnitte. Einzelheiten einer Frontsäule mit allen Querschnitten und Trägeranschlüssen zeigt Abb. 30: Die Unterzüge laufen in der Querrichtung des Gebäudes, die Deckenträger liegen in halben Säulenabständen voneinander und sind eingewinkelt, also mit den Unterzügen oben bündig angeordnet.

Zur Aufnahme der Horizontalkräfte sind die Unterzüge und die betreffenden Deckenträger an den Säulen eingespannt, außerdem an den Giebeln des Gebäudes Diagonalverbände angeordnet. Bei allen Säulen ist der Zwischenraum zwischen Stegen



Abb. 27. Ansicht.

Abb. 24 bis 27. Verwaltungsgebäude der Hamburgischen Elektrizitätswerke.

(Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

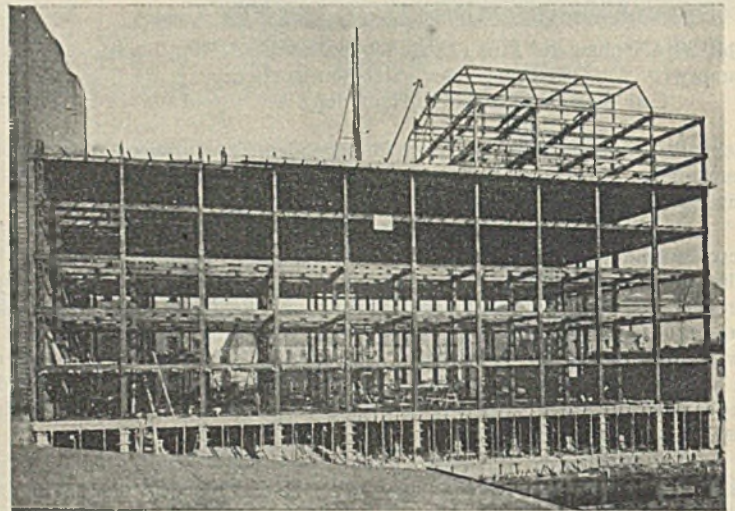


Abb. 28. Ansicht des Stahlskeletts.

Abb. 28 bis 30. Speicher des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion“. (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H. in Hamburg.)

Ein recht übersichtliches Bild von der Montage des Stahl-Skeletts für den Speicherbau des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion“ e. G. m. b. H., Hamburg, Wendenstraße, gibt Abb. 28. Es handelt sich um ein neugeschossiges Gebäude von rd. 21 x 48 m Grundfläche. Die Stahltragkonstruktion besteht aus fünf Säulenreihen in 5,19 bzw. 5,14 m Abstand, der Säulenabstand in der Längsrichtung des Gebäudes beträgt 4,95 m. Aus dem Grundriß

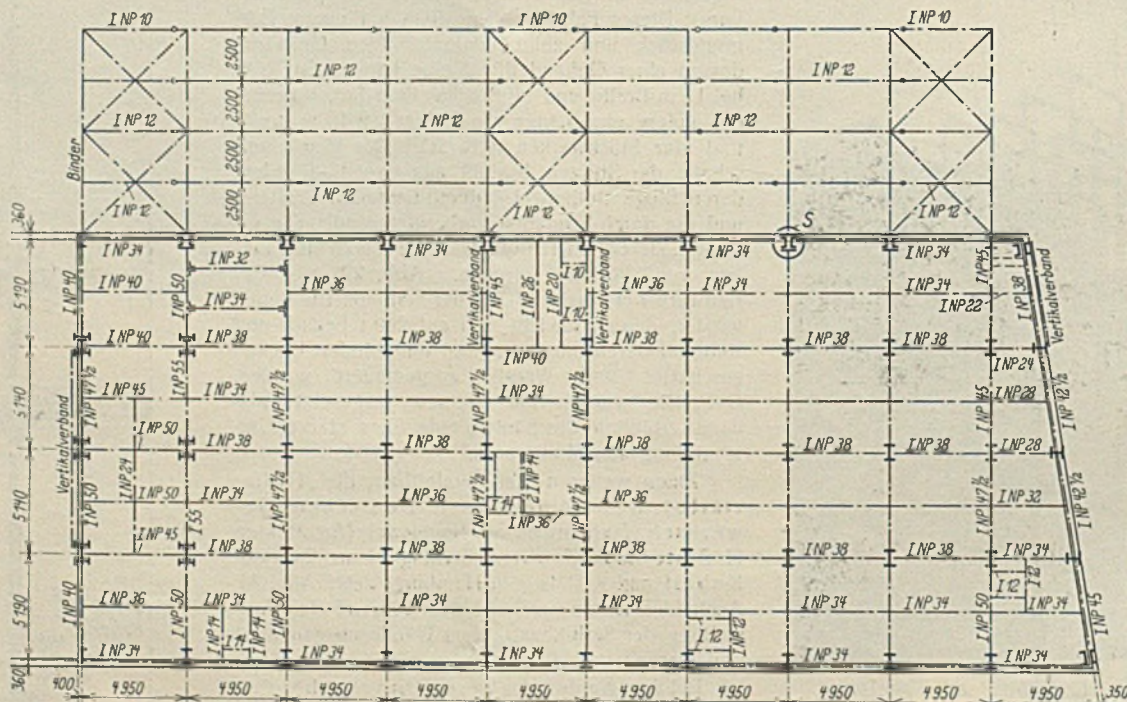


Abb. 29. Grundriß mit Stützenstellung und Trägerlage.

und Flanschen zunächst mit Mauersteinen ausgesetzt und sodann eine 5 cm starke Betonummantelung angebracht. Während der Aufstellung der Stahlkonstruktion für die oberen Stockwerke konnte unten ungehindert an den Wänden und Decken gearbeitet werden. Die Gesamtkonstruktion hat ein Gewicht von rd. 1000 t.

Abschließend kann hier schon gesagt werden, daß sich der Stahl-Skelettbau in Hamburg wachsender Beliebtheit erfreut, da seine Vorteile klar

zutage treten, und daß er durch berufene Fachleute Pflege und Förderung erfährt. Es dürfte daher nicht erforderlich sein, noch auf weitere Bauwerke näher einzugehen, die in der Nachkriegszeit entstanden sind, zumal über einen Teil derselben schon früher an anderer Stelle eingehend berichtet ist, wie z. B. über die Kühlhäuser „Union“ und „Behr & Mathew.“¹⁾ Erwähnt seien nur noch die Neubauten der technischen Staatslehranstalten und vor allem das in Bau befind-

lungsgehilfen-Verbandes am Holstenplatz (Architekten Sckopp und Vortmann, Zivilingenieur G. Timm in Hamburg). Es handelt sich hierbei um ein Gebäude mit 12 bzw. 16 Stockwerken, bei dem sich die Überlegenheit des Stahlbaues deutlich gezeigt hat. Ein näheres Eingehen auf dieses interessante Bauwerk muß einer anderen Veröffentlichung vorbehalten bleiben; erwähnt sei nur, daß es 2900 t Konstruktion in St 48 enthält. Abb. 31 zeigt einen Querschnitt.

Die zu vorstehender Veröffentlichung benutzten Unterlagen wurden

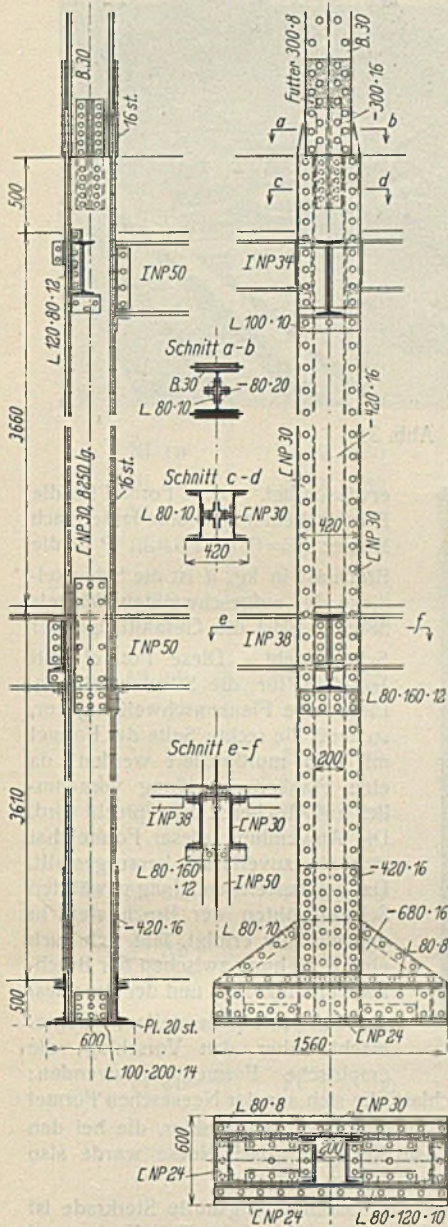


Abb. 30. Einzelheiten der Stützen- und Trägeranschlüsse.

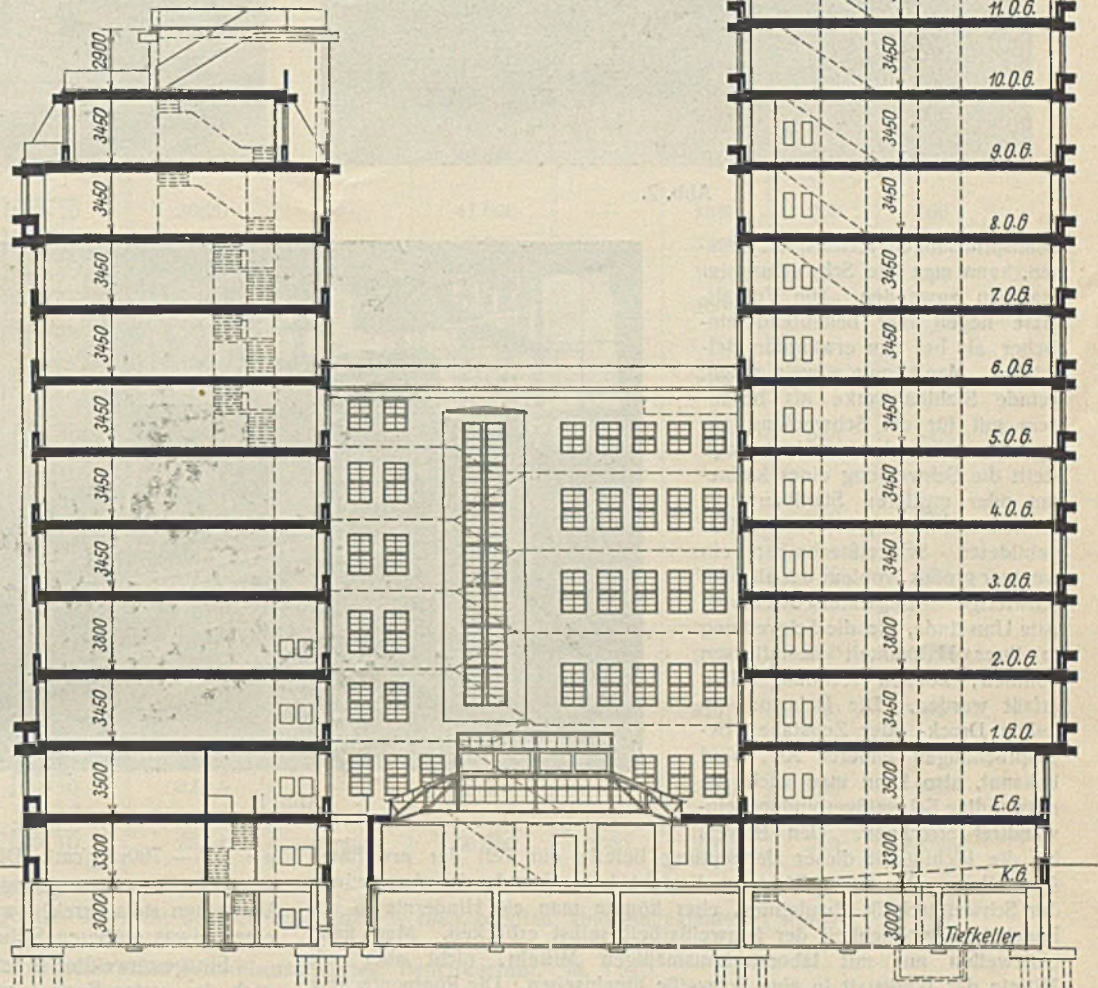


Abb. 31. Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes. (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg.)

liche große Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Hand-

¹⁾ Vergl. u. a. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 4: Schmuckler, Das neue Kühlhaus der Firma Behr & Mathew im Hamburger Freihafen. Ebenda 1928, Heft 9: Einige neuere Industriebauten in Stahlskelettbauweise der Firma J. Jansen Schütt in Hamburg. Ebenda 1928, Heft 10: Schneider, Geschäftshausbauten in Stahl.

dem Verfasser in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt von Herren Architekten Franz Bach, H. Distel & A. Grubitz, Herold, Fr. Höger, Sckopp & Vortmann, Zivilingenieur Franz Hammerstein und von den Hamburger Stahlbaufirmen H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., J. Jansen Schütt G. m. b. H. und Carl Spaeter G. m. b. H., denen an dieser Stelle nochmals gedankt sei.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißen im Stahlbau.

Von Dr.-Ing. H. Neese, Beratender Ingenieur für Schweißtechnik, Berlin-Zehlendorf.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hatte auf der diesjährigen Technischen Messe in Leipzig in der Halle Stahlbau eine kleine Ausstellung veranstaltet, die den heutigen Stand der Schweißtechnik im Stahlbau zeigen sollte. Trotz der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit sind einige Unterlagen zusammengetragen worden, über die im Zusammenhang berichtet werden soll.

Die Bestrebungen, die Nietung im Stahlbau durch ein Schweißverfahren zu ersetzen, sind in Deutschland etwa zehn Jahre alt. Als Schweißverfahren kommt hauptsächlich die Lichtbogenschweißung in Frage, da die Gasschmelzschweißung, wenn es sich nicht um sehr dünne Profile handelt, zu große Spannungen bewirken kann. In Berichten über das ausländische Schrifttum liest man oft von geschweißten Ausführungen. Beispiele für derartige Ausführungen sind in Deutschland bis jetzt noch nicht vorhanden. Die allgemeine Vorstellung derjenigen, die sich mit dem Stahlhochbau und dem Stahlbrückenbau befassen, dürfte wohl die sein, daß kein Grund vorliegt, die Nietung durch die Schweißung zu er-

setzen. Die Nietung hat sich ja seit Jahrzehnten gut bewährt. Die Berechnungsgrundlagen kann man als ziemlich einwandfrei betrachten. Die Werkseinrichtungen entsprechen im allgemeinen hohen Anforderungen. Die Anwendung des Schweißens würde nach der üblichen Ansicht eine Unsicherheit in die Konstruktion bringen. Ganz unberechtigt erscheint diese Ansicht nicht, da Versager der Schweißtechnik nicht unbekannt sind. Diese betreffen jedoch — wenn nicht ausgesprochen minderwertige Arbeit vorliegt — meist die Anwendung im Behälterbau, wo man die Erfordernisse der Schweißung nicht richtig erkannt hat und infolgedessen Fehlschweißungen erhielt, oder aber die Beseitigung von Maschinenbrüchen mittels Schweißverfahren, die, ähnlich wie ärztliche Operationen, stets die Gefahr in sich bergen, daß sie mißlingen aus Gründen, die nicht dem Verfahren als solchem zur Last zu schreiben sind.

Ohne Kunstgriffe irgendwelcher Art anzuwenden, ohne Schwierigkeiten aus der gewählten Bauform erwarten zu müssen, ohne mit unbekanntem

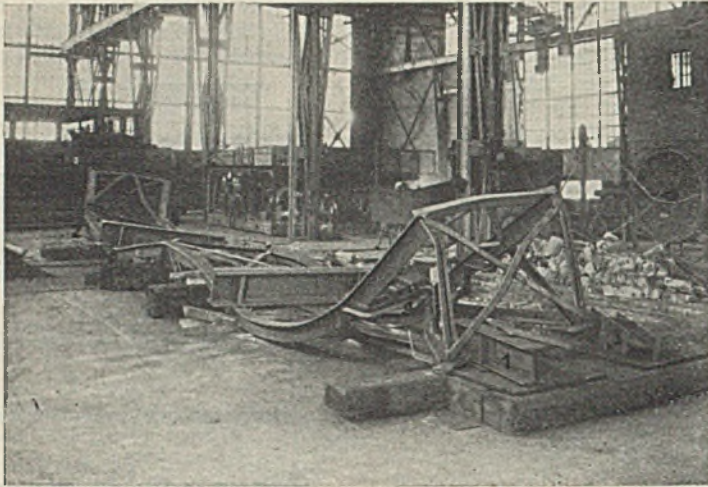


Abb. 2.

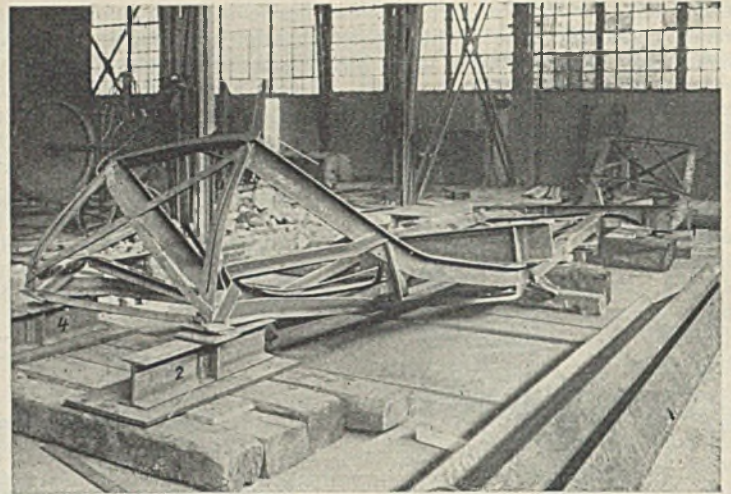


Abb. 3.

Beanspruchungen rechnen zu müssen, kann man die Schweißung im Stahlbau anwenden. Die Verhältnisse liegen hier bedeutend einfacher als bei den erwähnten Beispielen. Man könnte soweit gehen, gerade Stahlbauwerke als besonders gut für die Schweißung geeignet zu bezeichnen. Heutzutage stellt die Schweißung eines kleineren oder mittleren Stahlbauwerks für den erfahrenen, wissenschaftlich gebildeten Schweißtechniker ein weniger großes Problem dar als eine schwierige Reparaturschweißung. Alle Umstände, die die Schweißung in ihrer Haltbarkeit beeinflussen könnten, können rechnerisch erfaßt werden. Die Belastung in jedem Druck- oder Zugstabe, Beanspruchungen anderer Art, sind bekannt, also kann man auch die notwendige Schweißverbindung einwandfrei errechnen. Den Beweis für die Richtigkeit dieser Behauptung lieferte ein Teil der erwähnten Ausstellung. In dieser Richtung besteht kein Grund, die Anwendung der Schweißtechnik abzulehnen, eher könnte man ein Hindernis in der Beurteilungsmöglichkeit der Schweißarbeit selbst erblicken. Man kann einstweilen nur mit laboratoriumsmäßigen Mitteln, nicht aber mit Mitteln der Werkstatt in eine Schweißung hineinschauen. Die Röntgentechnik ist im Augenblick noch nicht so weit, daß sie in jeder Werkstatt Anwendung finden könnte. Man muß einstweilen eine fertige Schweißung nach äußeren Merkmalen beurteilen. Es ist dies bedeutend leichter als etwa die gleichartige Beurteilung einer Nietverbindung. Der wirkliche Schweißfachmann kann während und nach der Ausführung einer Schweißverbindung einwandfrei feststellen, ob die Verbindung den gestellten Anforderungen entsprechen wird oder nicht. Dennoch ist naturgemäß eine durchaus gründliche Ausbildung der Schweißer auf das entschiedenste zu fordern. Darüber hinaus muß auch das Überwachungspersonal ausgebildet sein. Meister und Ingenieure dürfen nicht abhängig sein von dem, was ihnen der ausführende Schweißer aus Erfahrung zu übermitteln gewillt ist. Einwandfreie Maschinen und Geräte müssen als selbstverständlich vorausgesetzt werden. Die Preise der Schweißanlagen sind heute derart gering, daß in dieser Neubeschaffung niemals ein Grund liegen könnte, die Schweißtechnik im Stahlbau auszuschließen. Kenntnisse der Ingenieure sind naturgemäß notwendig, man kommt also wieder zurück auf die Frage nach den Berechnungsgrundlagen.

Bereits vor Jahren wurden auf Veranlassung des Deutschen Stahlbauverbandes kleinere Schweißproben bei dem Materialprüfungsamt in Dresden, Professor Dr. Gehler, zerrissen. Es handelte sich um Winkelprofile, die beiderseits auf Knotenbleche aufgeschweißt waren, und zwar mit Schweißnähten quer zur Krafttrichtung (Stirnschweißung) wie auch mit Schweißnähten parallel zur Krafttrichtung (Flankenschweißung). Die Ergebnisse waren derart befriedigend, daß die Versuche in größerem Maßstabe fortgesetzt wurden, zum Teil im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Die Tafel 1 gibt die Dresdner Werte wieder. Die Tafel 2 zeigt eine Übersicht über die Dahlemer Versuche. Es ist dabei nicht nur wichtig, daß festgestellt wurde, welche Festigkeit in kg/cm² von der Schweißung erwartet werden darf, sondern auch, daß sich eine einfache Formel als richtig

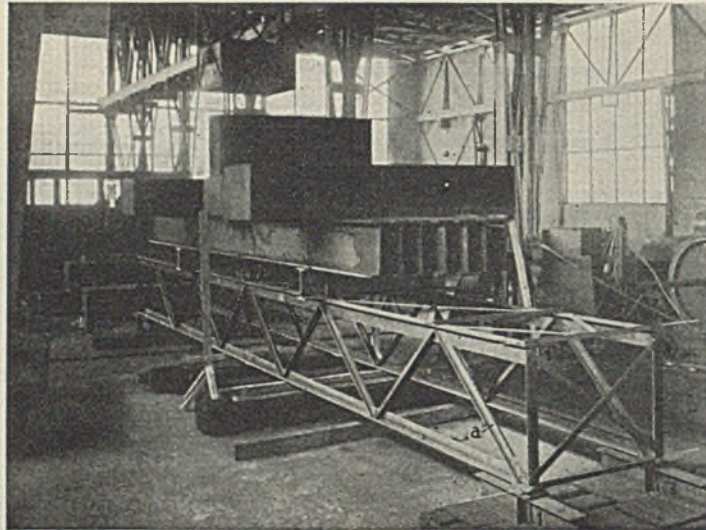
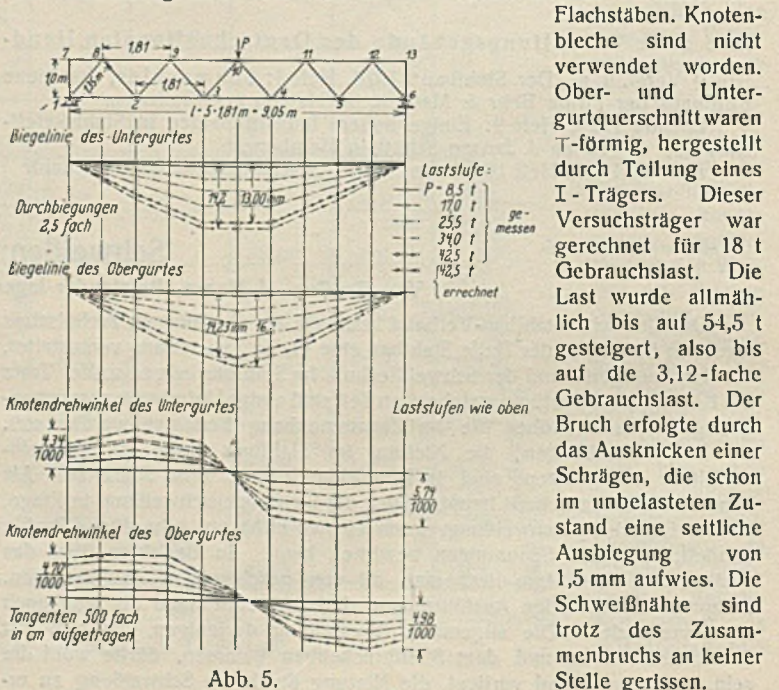


Abb. 1.

erwiesen hat. Diese Formel für die Bruchlast einer Schweißung lautet nach Neese: $P = 0,5d \cdot l_s \cdot \sigma_F$. P ist die Bruchlast in kg, d ist die Schenkeldicke des aufgeschweißten Winkels in cm, l_s ist die Gesamtlänge der Schweißnaht. Diese Formel gilt lediglich für die Stirnschweißung. Liegt eine Flankenschweißung vor, so muß die rechte Seite der Formel mit 0,75 multipliziert werden, da eine Flankenschweißung vornehmlich auf Abscheren beansprucht wird. Die Anwendung dieser Formel hat sich als zuverlässig herausgestellt. Da bei ausreichend lang gewählten Schweißnähten der Bruch stets in den Winkeln erfolgt, läßt sich auch eine Beziehung zwischen der Bruchlast der Winkel σ_α und der Bruchlast der Schweißung ρ herstellen. Gehler macht daher den Vorschlag, die empirische Formel anzuwenden:

$\rho = (\sigma_\alpha - 700) \text{ kg/cm}^2$. Die Bruchlast, die sich aus der Neeseschen Formel errechnet, ist etwas geringer als die Bruchlast nach Gehler, die bei den Versuchen stets erreicht wurde. Die Rechnung nach Neese würde also einen etwas größeren Sicherheitskoeffizienten darstellen.

Ein geschweißter Brückenträger der Gutehoffnungshütte Sterkrade ist nach der ersten Formel geschweißt worden (Abb. 1 bis 3). Er bestand aus zwei Hauptträgern von 10 m Stützweite und 0,9 m Netzwerkhöhe. Die Gesamtträgerhöhe war 0,96 m. Die Kreuzverbände bestanden aus



Flachstäben. Knotenbleche sind nicht verwendet worden. Ober- und Untergurtquerschnitt waren T-förmig, hergestellt durch Teilung eines I-Trägers. Dieser Versuchsträger war gerechnet für 18 t Gebrauchslast. Die Last wurde allmählich bis auf 54,5 t gestelgert, also bis auf die 3,12-fache Gebrauchslast. Der Bruch erfolgte durch das Ausknicken einer Schrägen, die schon im unbelasteten Zustand eine seitliche Ausbiegung von 1,5 mm aufwies. Die Schweißnähte sind trotz des Zusammenbruchs an keiner Stelle gerissen.

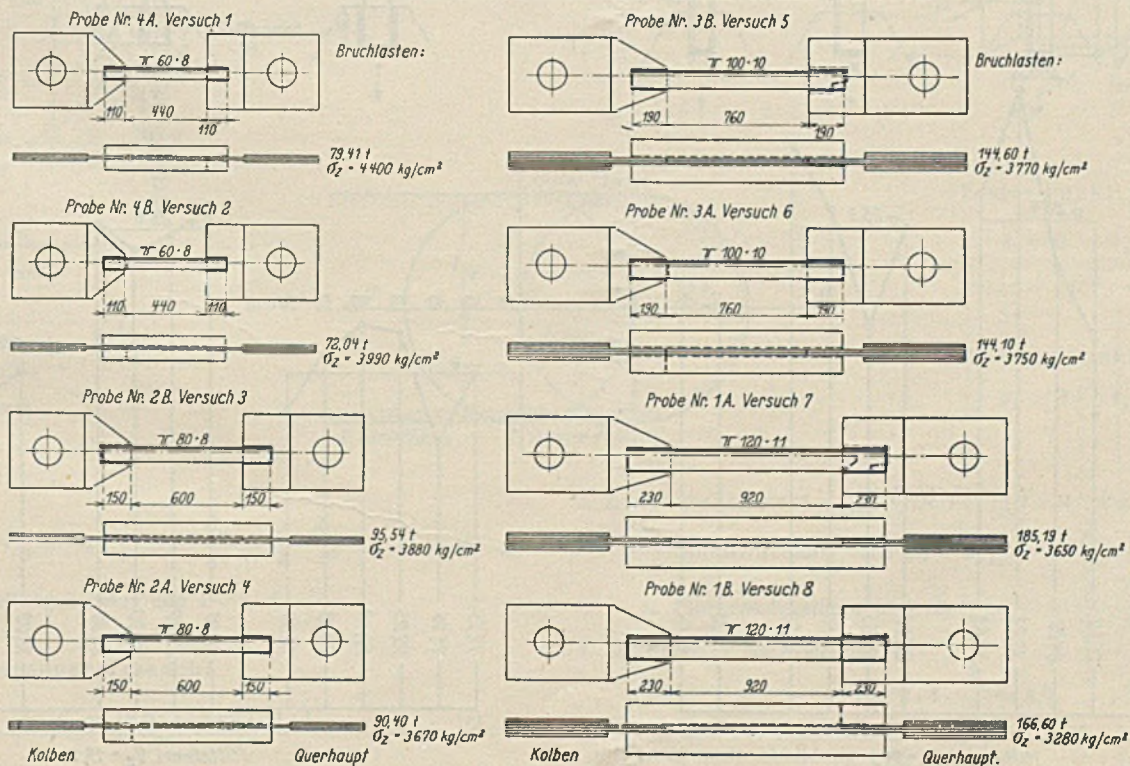
Abb. 5.

Tafel I. Winkelprofile.

Bezeichnung der Probe	Art der Schweißung u. gesamte Schweißlänge an einem Blech mm	Abmessungen der beiden Winkelblechen eines Stabes in mm und Lage zueinander	Querschnitt beider Winkel cm ²	Belastung		Spannung		Meßlänge	
				a. d. Fließgrenze kg	beim Bruch	a. d. Fließgrenze kg/cm ²	beim Bruch	vor dem Versuch mm	nach dem Versuch mm
1	2	3	4	5		6		7	
II 1a	St 2 × 60		13,82	—	14 780	—	1070	250	250
II 1b	St 2 × 60		13,82	—	17 270	—	1250	250	250
II 1c	St 2 × 60		13,82	—	23 910	—	1730	250	250
II 1d	St 2 × 60		13,82	—	20 000	—	1450	250	250
II 2a	Fl 4 × 60		13,82	38 000	38 800	2750	2810	250	252/252
II 2b	Fl 4 × 60		13,82	36 360	36 360	2630	2630	250	250/250
II 2c	Fl 4 × 60		13,82	—	35 000	—	2530	250	250
II 2d	Fl 4 × 60		13,82	34 500	37 280	2490	2700	250	251/251
III 1a	St 2 × 80		30,20	—	41 690	—	1380	250	250
III 1b	St 2 × 80		30,20	—	32 890	—	1090	250	250
III 1c	St 2 × 80		30,20	—	42 850	—	1420	250	250
III 1d	St 2 × 80		30,20	—	48 310	—	1600	250	250
VI 1a	St 2 × 60		22,14	—	25 510	—	1150	250	250
VI 1b	St 2 × 60		22,14	—	26 440	—	1200	250	250
VI 2a	Fl 4 × 60		22,14	—	43 140	—	1950	250	250
VI 2b	Fl 4 × 60		22,14	—	40 140	—	1810	250	250
VI 3a	Fl 4 × 80		22,14	(48 970)	53 640	(2210)	2430	250	251/250
VI 3b	Fl 4 × 80		22,14	(49 900)	50 100	(2260)	2270	250	250/250
VI 4a	Fl 4 × 90		22,14	—	56 530	—	2550	250	250
VI 4b	Fl 4 × 100		22,14	55 490	56 660	2500	2560	250	254/255

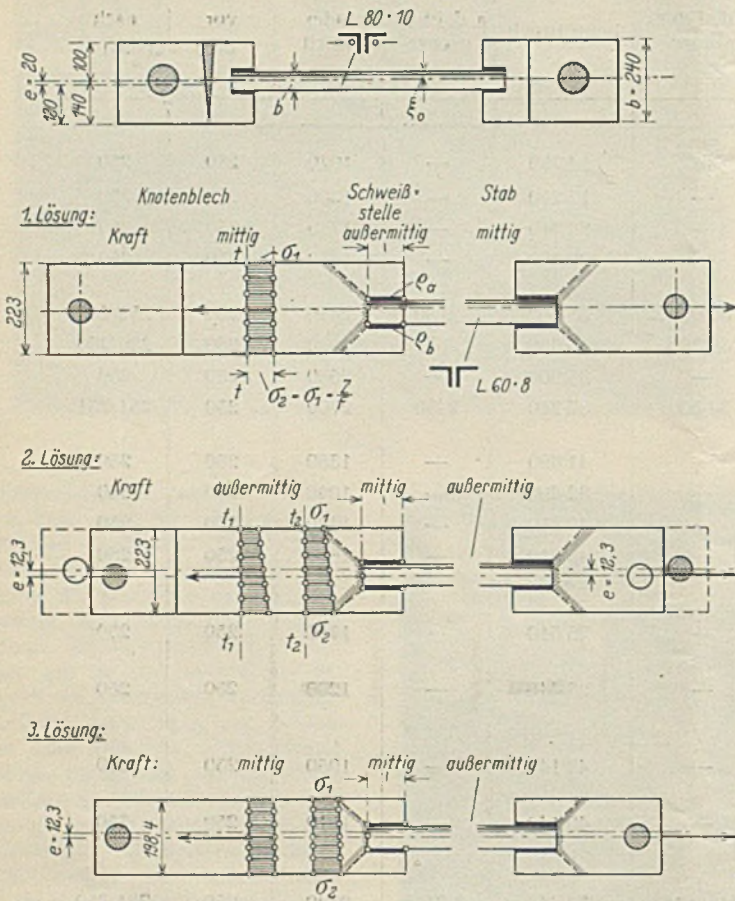
Bemerkung: St = Stirnschweißung. Fl = Flankenschweißung.
Die Werte für die Fließgrenze, die nicht deutlich beobachtet werden konnten, sind eingeklammert worden.

Tafel 2. Geschweißte Winkelanschlüsse. Bruchverlauf. M. 1:10.



Tafel 3.

Dehnungsmessungen am Knotenblech, an das Doppelblech durch Flankenschweißung angeschweißt sind. Dresdner Versuche 1924.



1. Veranlassung: Bruch im Knotenblech bei einigen Proben.

Grund: Randspannung $\sigma = \frac{Z}{F} + \frac{M}{W} = \frac{Z}{F} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$.

Für $b = 24$ cm und Exzentrizität $e = 2$ cm wird

$$\sigma = \frac{Z}{F} \left(1 + 6 \cdot \frac{1}{12}\right) = 1,5 \cdot \frac{Z}{F}$$

mithin Bruch bei $\sigma = 2670$ anstatt bei 4000 kg/cm².

2. Dehnungsmessungen mit Doppelspiegel von Dr. Findeisen.

(Genauigkeit $\frac{1}{100\,000}$ mm).

3. Ergebnisse:

1. Lösung:

Spannungsverteilung im Knotenblech gleichmäßig trotz außermittigen Kraftangriffes innerhalb der Schweißstelle. Nur möglich, wenn

$$\rho_a > \rho_b, \text{ z. B. } \rho_a : \rho_b = (b - \xi_0) : \xi_0 = 100 : 42.$$

2. Lösung:

$$\sigma_1 : \sigma_2 = 152 : 228 = 100 : 150.$$

Zwar $\rho_1 = \rho_2$, aber ungünstige Spannungsverteilung im Knotenblech und Winkel.

3. Lösung:

$$\sigma_1 : \sigma_2 = 202 : 228 = 100 : 113.$$

Wiederum $\rho_1 = \rho_2$, trotzdem $\sigma_2 > \sigma_1$, weil außermittiger Kraftangriff im Doppelwinkel.

4. Geplante Versuche:

Kraftübertragung im Bereiche der Schweißstellen durch Dehnungsmessungen.

Tafel 4.

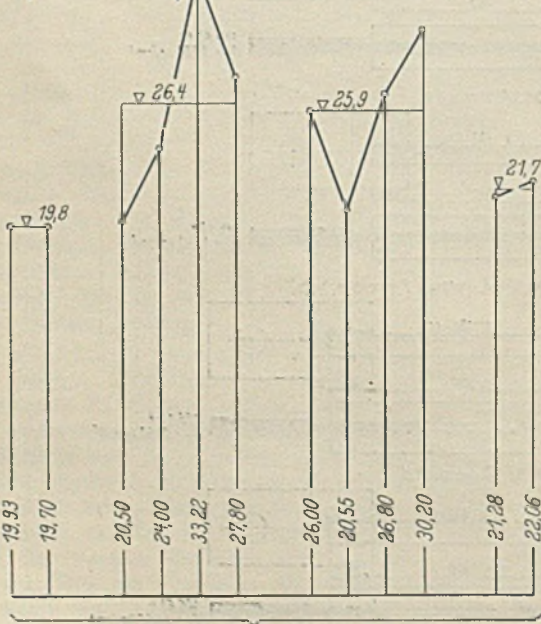
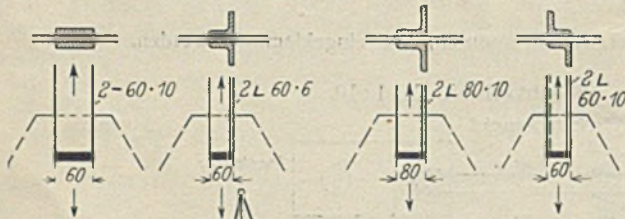
Gütezahlen φ auf Grund der Dresdner Versuche.

Bruchlast $Z = \varphi d(nl)$ oder $\varphi = Z : d(nl)$.

I. Stirnschweißung.

Mittelwert $\varphi_I = 24,3$ (nach Neese $\varphi_I = 20$ kg/mm²)

$d(nl) = 10 \cdot 2 \cdot 60 \quad 6 \cdot (2 \cdot 60) \quad 10 \cdot (2 \cdot 80) \quad 10 \cdot (2 \cdot 60)$

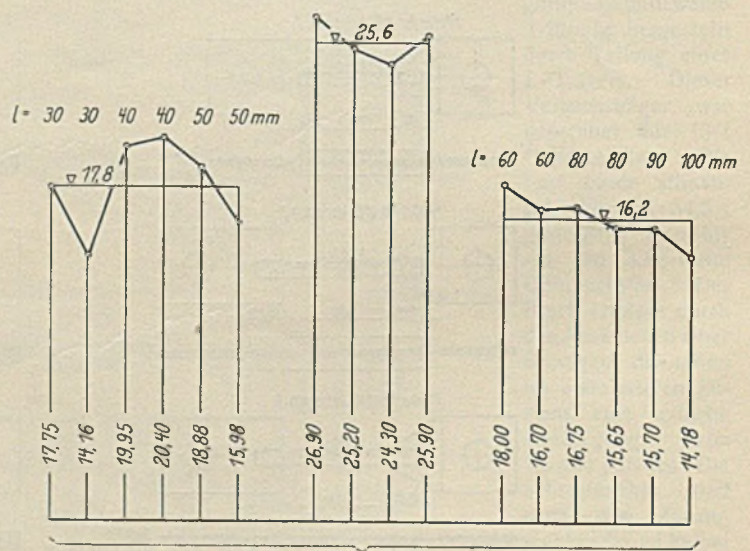
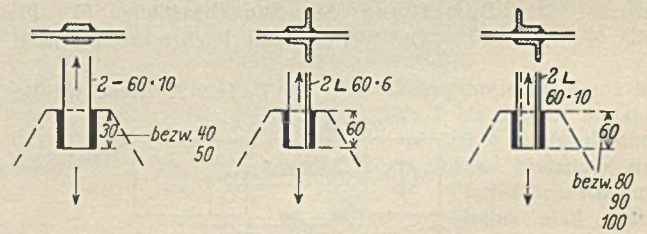


Mittelwert $\varphi_I = 24,3$

II. Flankenschweißung.

Mittelwert $\varphi_{II} = 19,1$ (nach Neese $\varphi_{II} = 15$ kg/mm²)

$d(nl) = 10 \cdot (4 \cdot 30) \text{ bis } 10 \cdot (4 \cdot 50) \quad 6 \cdot (4 \cdot 60) \quad 10 \cdot (4 \cdot 60) \text{ bis } 10 \cdot (4 \cdot 100)$



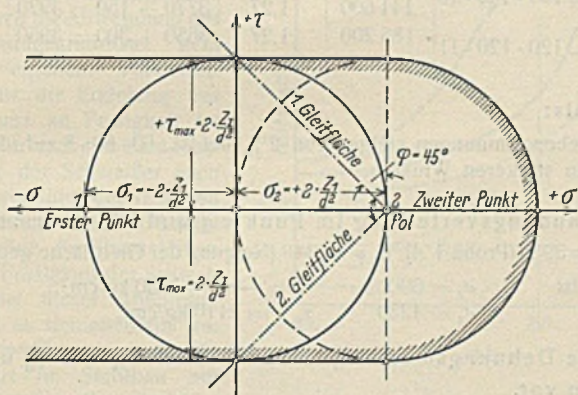
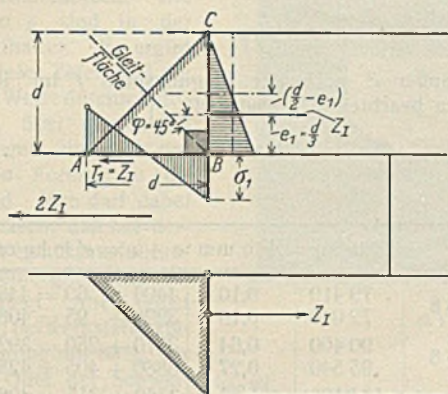
Mittelwert $\varphi_{II} = 19,1$

Tafel 5.
Spannungsverteilung bei symmetrischer Stirnschweißung von Flachstäben.

Ebenes Problem.
Tiefe $b = d$ gewählt.

Aufgabe: Gegeben die Richtung der Gleitfläche beim Bruch $\varphi = 45^\circ$ (nach Versuchen).

Gesucht a) Lage von Z_1 ;
b) Spannungsverteilung.



1. Wagerechter Schnitt AB: Biegung.

$$M = Z_1 e_1 \quad W = \frac{b d^2}{6} = \frac{d^3}{6}$$

$$-\sigma_1 = \frac{M}{W} = 6 \cdot \frac{Z_1}{d^2} \cdot \frac{e_1}{d} \quad \dots \quad (1)$$

2. Lotrechter Schnitt BC: Biegung mit Achsialzug.

$$+\sigma_2 = \frac{Z_1}{d^2} + 6 \cdot \frac{Z_1}{d^2} \left(\frac{1}{2} - \frac{e_1}{d} \right) \quad \dots \quad (2)$$

3. Elementarwürfel in B (Randpunkt).

Es ist $\varphi = 45^\circ$, wenn $-\sigma_1 = +\sigma_2$ und $\tau_1 = -\tau_2 = 0$.
Somit aus (1) und (2)

$$6 \cdot \frac{e_1}{d} = 1 + 3 - 6 \cdot \frac{e_1}{d} \quad \text{also} \quad \frac{e_1}{d} = \frac{1}{3} \quad \dots \quad (3)$$

Dann wird nach (1) und (2)

$$-\sigma_1 = +\sigma_2 = 2 \cdot \frac{Z_1}{d^2} \quad \dots \quad (4)$$

$$\tau_{\max} = 2 \cdot \frac{Z_1}{d^2} \quad \dots \quad (5)$$

Ergebnis: 1. Z_1 liegt im Abstand $e_1 = \frac{d}{3}$.

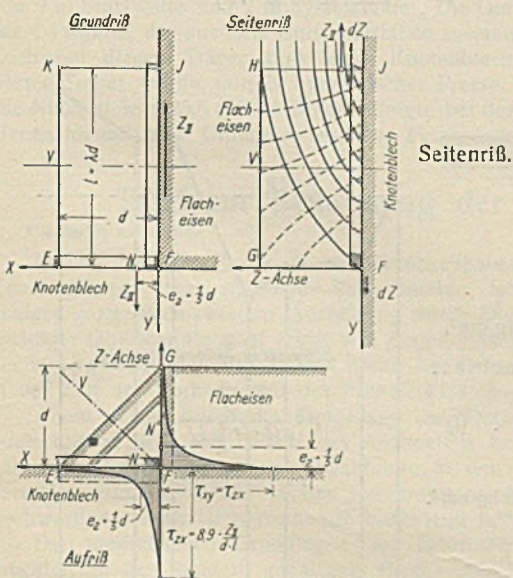
2. Spannungsverteilung s. Abbildung.

3. Gleitflächenneigung $\varphi = 45^\circ$.

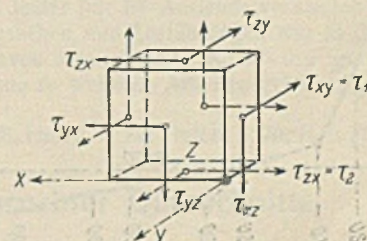
Zweck-weiterer Versuche: Bestätigung.

Tafel 6.

Spannungsverteilung bei symmetrischer Flankenschweißung von Flachstäben. - Räumliches Problem. Torsion.



1. Elementarwürfel in Punkt F.



Erster Punkt:

$$\sigma_1 = 0 \quad \tau_{xy} = \nu \cdot \frac{Z_{II}}{d l}$$

Zweiter Punkt:

$$\sigma_2 = 0 \quad \tau_{zx} = -\tau_{xy}$$

3. Bruchursache sei τ_{Bruch} . Für $\lambda = l : d = 4$ ist z. B.

$$\left. \begin{array}{l} \text{I. Stirnschweißung nach (5)} \quad \tau_{\max I} = 2 \cdot \frac{Z_I}{d^2} = \tau_{\text{Bruch}} \\ \text{II. Flankenschweißung nach (6)} \quad \tau_{\max II} = \nu \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{Z_{II}}{d^2} = \tau_{\text{Bruch}} \end{array} \right\} \quad (8)$$

4. Ergebnis: Nach (8) und (7)

$$\nu = 2 \cdot 4 \cdot \frac{Z_I}{Z_{II}} = 8,9 \quad \dots \quad (9)$$

$$\text{Ferner nach Abbildung} \quad e_2 \approx \frac{1}{5} d. \quad \dots \quad (10)$$

$$\text{Schubspannung } \tau_{xy} = -\tau_{zy} = \nu \cdot \frac{Z_{II}}{d l} = \frac{\nu}{\lambda} \cdot \frac{Z_{II}}{d^2} \quad \dots \quad (6)$$

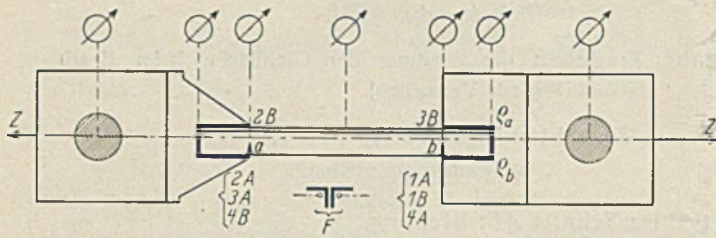
wobei ν = Verteilungsbewert und $\lambda = l : d$.

2. Ergebnis der Dresdner Versuche.

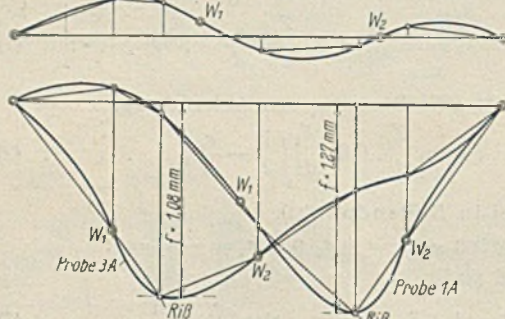
$$Z_I : Z_{II} = 19,8 : 17,8 = 1,11 : 1 \quad \dots \quad (7)$$

Tafel 7.

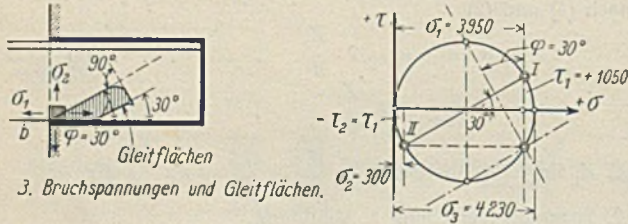
Die Nebenspannungen ν infolge Verbiegung geschweißter Doppelwinkel bei zentrischem Kraftangriff. Dahlemer Versuche September 1925.



1. Normale Biegelinie im elastischen Bereich.



2. Verschiedene Formen der Biegelinien vor dem Bruch.



3. Bruchspannungen und Gleitflächen.

1. Gedanke der Auswertung: Betrachtung des Doppelwinkels.

Ohne Biegung ist

$$\sigma = Z : F \dots \dots \dots (1)$$

Gemessen ist außer Z noch der Biegepfel f im Reißpunkte, d. g. $M = Zf$ (zu beachten W_{max} oder W_{min})

$$\text{also } \nu = M : W \dots \dots \dots (2)$$

2. Übersicht:

Probe	Stab	Z in kg	A in mm	$\sigma + \nu = \sigma'$ in kg/cm ²	$\nu : \sigma$
4 A)	2L 60 · 60 · 8	79 410	0,10	4400 + 60 = 4460	1,4%
4 B)		72 040	0,18	3990 + 95 = 4085	2,4%
2 A)	2L 80 · 80 · 8	90 400	0,64	3670 + 250 = 3920	6,8%
2 B)		95 540	0,27	3880 + 405 = 4285	10,5%
3 A)	2L 100 · 100 · 10	144 100	1,08	3750 + 315 = 4065	8,4%
3 B)		141 600	1,27	3770 + 150 = 3920	4,0%
1 A)	2L 120 · 120 · 11	185 200	1,27	3650 + 300 = 3950	8,2%
1 B)					

3. Ergebnis:

Die Nebenspannungen steigen von 2% bei 2L 60 · 60 · 8 auf rd. 10% bei den stärkeren Winkeln.

4. Die Spannungsverteilung im Punkte a und b ist bestimmt durch

I. $\sigma_1 = 3950$ (Probe 1 A), II. $\varphi = 30^\circ$ (Neigung der Gleitfläche gegen σ_1).

Dann ist $\sigma_2 = 300$ $\tau_1 = -\tau_2 = 1050$ kg/cm²
 $\sigma_3 = 4230$ $\tau_{max} = 2110$ kg/cm².

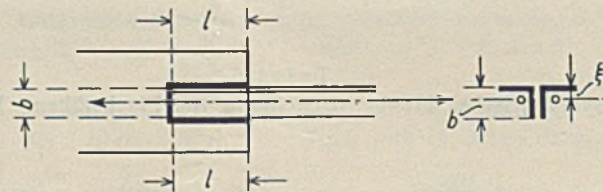
5. Weitere Dehnungsmessungen zur Ermittlung von e_a und e_b liegen vor.

Tafel 8.

Folgerungen aus den Dahlemer Versuchen (September 1925) betreffend Gütezahlen ρ .

I. Vorschlag:

Für Bemessung ρ besser in kg/cm² auszudrücken anstatt in kg/mm².



2L 60 · 60 · 8
 2L 80 · 80 · 8
 2L 100 · 100 · 10
 2L 120 · 120 · 11 } 8 Versuchskörper

1. Gütezahlen oder Spannungswerte ρ

$$Z = \rho d (b + 2l)$$

$$\rho = \frac{Z}{d (b + 2l)}$$

2. Bruchspannungen im Stab.

$$\sigma_L = \frac{Z}{F_L}$$

3. Differenz $\rho - \sigma_L =$ i. M. 670 kg/cm² = rd. 700 kg/cm².

4. II. Vorschlag: Neue Formel für die Bruchlast geschweißter Doppelwinkel

$$\rho = (\sigma_L - 700) \text{ in kg/cm}^2 \dots \dots (1)$$

5. Beispiel:

$$\sigma_L = 3700 \text{ kg/cm}^2, \text{ also } \rho = 3700 - 700 = 3000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Für } 2L 100 \cdot 100 \cdot 10 \text{ ist } F_L = 38,4 \text{ cm}^2,$$

$$Z = F_L \sigma_L = 38,4 \cdot 3700 = 142000 \text{ kg}$$

$$\rho = \sigma_L - 700 = 3000 = \frac{Z}{d (b + 2l)}$$

$$d (b + 2l) = \frac{142000}{3000} = 47,3 \text{ cm erforderlich.}$$

Gewählt:

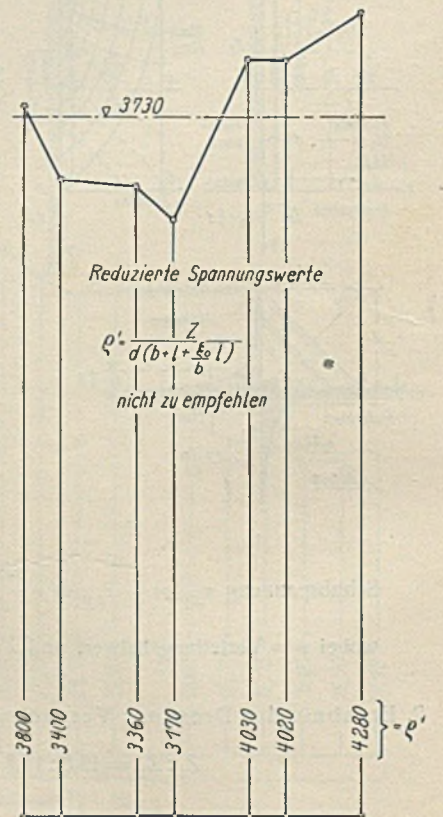
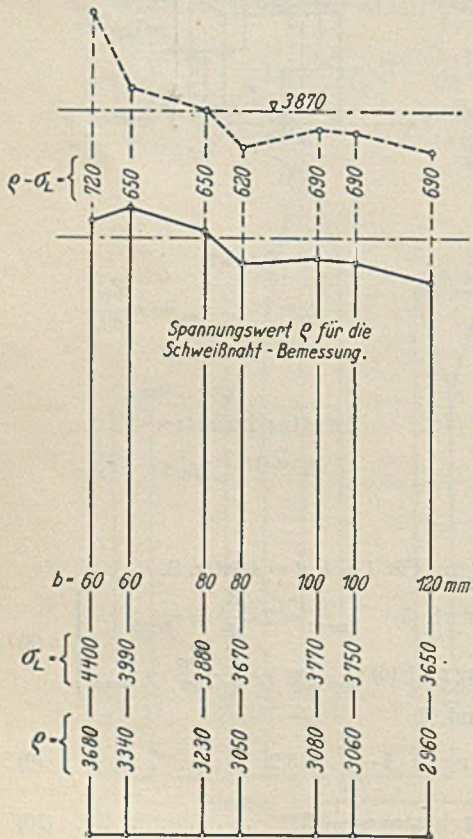
$$d = 1,0 \quad b = 10 \quad \text{also } l = 18,5,$$

$$\text{also } d (b + 2l) = 1,0 (10 + 37) = 47,0 \text{ cm.}$$

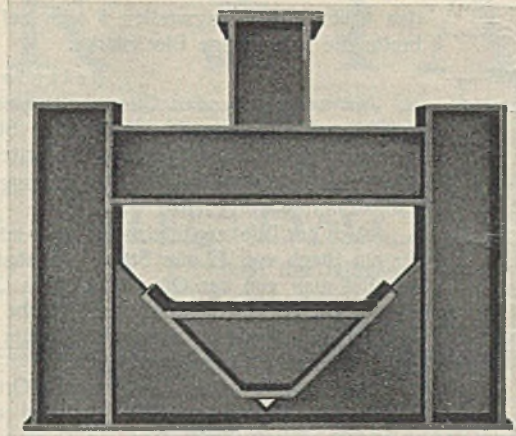
6. III. Vorschlag: Fünffache Sicherheit:

also hier

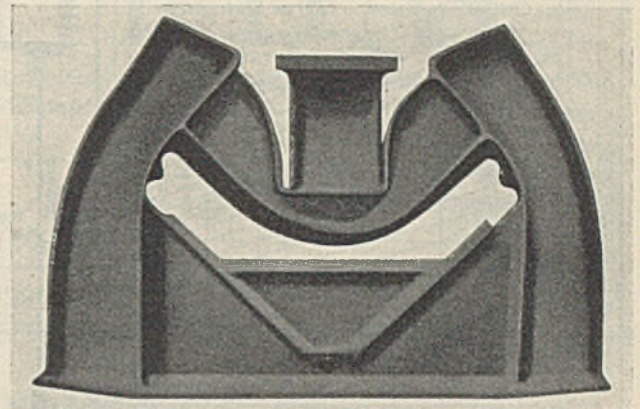
$$Z_{zul} = \frac{1}{5} Z = \frac{142000}{5} = 28400 \text{ kg.}$$



Die einzelne Auswertung der Dresdner Versuche ist dargestellt in den Tafeln 3 u. 4. Die erstere zeigt die Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Knotenblech. Die Gütezahlen ρ sind in der Tafel 4 enthalten. Es ergibt sich aus dieser Tafel, daß die erhaltenen Werte durchschnittlich 20 % über denjenigen Werten liegen, die nach der Neeseschen Formel zu erwarten sind. Man darf dabei nicht vergessen, daß bei derartigen Versuchsausführungen stets eine gute Schweißarbeit vorliegt. Aber selbst dann, wenn bei werkstattmäßiger Ausführung nur 80 % der sonstigen Güte der Schweißungen erreicht werden, würde sich durch die Anwendung der Berechnungsgrundlage kein Fehler ergeben. Voraussetzung für die Erzielung des Optimums an Festigkeit ist außer der sachgemäßen Ausbildung der Schweißer auch die Anwendung der richtigen Stromstärke. Die Abb. 4 zeigt den Einfluß der Stromstärken auf die Festigkeit der Schweißungen. Bei dieser Abbildung handelt es sich ebenfalls um Kehlschweißungen, wie sie bis jetzt im Stahlbau am ehesten anwendbar sind.



a) Vor dem Versuch.



b) Nach dem Versuch.

Abb. 6. Geschweißtes Versuchsstück.

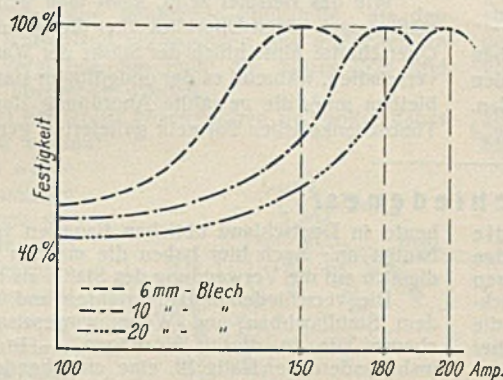


Abb. 4.

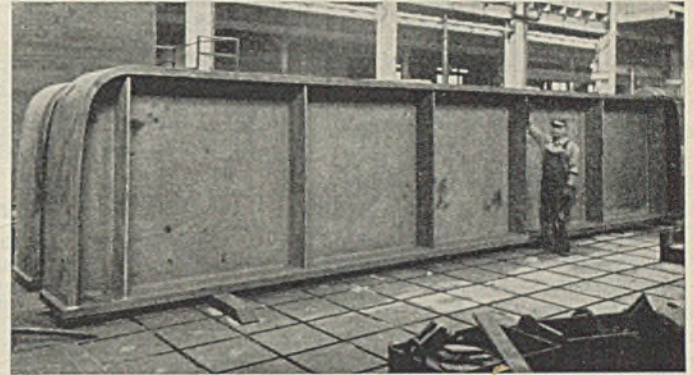


Abb. 7. Geschweißte Blechträger.

(Man beachte die für amerikanische Ausführungen bezeichnende, gerundete Herunterführung der oberen Gurtung.)

Weitere Untersuchungen von Gehler erstrecken sich auf die Spannungsverteilung bei symmetrischer Stirn- und Flankenschweißung von Flachstäben (Tafel 5 u. 6), die Nebenspannungen infolge Verbiegung geschweißter Doppelwinkel bei zentrischem Kraftangriff (Tafel 7) und auf die zu ziehenden Folgerungen aus den genannten Versuchen (Tafel 8).

Auch die Mitteldeutschen Stahlwerke Riesa haben einen geschweißten Versuchsträger zur Untersuchung bereitgestellt. Die Ergebnisse dieses Versuches zeigen sich in der Abb. 5. Es ist ein einwandiger Träger von 9 m Stützweite und 1 m Systemhöhe. Die Gurtquerschnitte bestehen aus T-Profilen, die aus zwei Universalstäben zusammengeschweißt wurden. Auch bei diesem Träger sind keine Knotenbleche verwendet worden. Dieser Träger wurde mittels hydraulischer Presse belastet und entlastet. Die Nutzlast war 25,5 t. Der Bruch erfolgte bei der Erreichung der Streckgrenze im mittleren Untergurtstab. Die Feinmessungen wurden erstmalig

mittels Spiegelapparaten durchgeführt. Auch hier ist ein einwandfreies Ergebnis hinsichtlich der Formänderung erzielt worden, auch hier ist ein Bruch der Schweißnähte nicht erfolgt.

Weitere Versuche mit fünf teils genieteten, teils geschweißten Trägern sind vor einigen Wochen beendet worden. Darüber wird noch besonders berichtet. Auch diese Versuche hatten ein befriedigendes Ergebnis, so daß der Anwendung der Schweißtechnik vom versuchstechnischen Standpunkt aus nichts mehr im Wege stehen dürfte.

Ausführungsbeispiele sind leider nur im Auslande vorhanden.¹⁾ Eine sehr große Zahl Bilder von Versuchen und Ausführungen war in der Halle Stahlbau zu sehen. Einige davon seien hier in Abb. 6 u. 7 gebracht in der Hoffnung, daß sie Anregung zu weiteren Arbeiten geben mögen.

¹⁾ Vgl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 2, S. 24; Heft 6, S. 70; Heft 17, S. 207.

Tafel zur Bemessung der Stegblechstärke durch Druck beanspruchter Querschnitte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Georg

Lewenton, Duisburg.

In der heutigen Praxis des Großbrückenbaues, in der vollwandige Konstruktionen eine bedeutende Rolle spielen, ist der entwerfende Ingenieur gezwungen, bei der Ausbildung durch Druck beanspruchter vollwandiger Querschnitte weit mehr sein Augenmerk auf die Mindeststärken der zu verwendenden Bleche und deren Aussteifung zu richten, als etwa in der Zeit der Vorherrschaft der Fachwerksysteme.

Allein schon durch die Steigerung der Stegblechhöhen von Druckquerschnitten tritt die Gefahr des Ausbeulens bei zu ungünstigen Verhältnissen der Blechstärke zur Blechbreite in den Vordergrund, die noch vermehrt wird durch die in den Konstruktionsteilen bei Ausbildung in hochwertigem Material herrschende bedeutend höhere Spannung.

Die theoretischen Grundlagen der Stabilitätsuntersuchung längsge-drückter, an den Rändern gehaltener Bleche sind durch die Arbeiten von Reißner, Rode, Timoschenko und Bleich geschaffen worden. In der folgenden Tafel soll, basierend auf der Ableitung Timoschenkos, lediglich ein Hilfsmittel geboten werden, um dem Konstrukteur übersichtlich die notwendige Blechstärke oder den Abstand der Längssteifen unterteilter Querschnitte anzugeben.

Timoschenko entwickelt in seinem Aufsatz „Über die Stabilität versteifter Platten“ im „Eisenbau“, Jahrgang 1921, Seite 147, für die an allen 4 Rändern gelagerte, jedoch frei drehbare, rechteckige Platte von der Länge a , der Breite b und der Stärke δ , die parallel zur Kante a durch Längsdruckkräfte beansprucht ist, die kritische Knickspannung:

$$\sigma_k = k \sigma_e,$$

wo σ_e die Eulersche Knickspannung eines Streifens von 1 cm Breite, der Stärke δ und der Knicklänge b darstellt.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E \delta^2}{12 b^2} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1}.$$

Die Funktion $k = \left(n \cdot \frac{b}{a} + \frac{1}{n} \cdot \frac{a}{b} \right)^2$ ist von dem Seitenverhältnis $\frac{a}{b}$ abhängig und der Anzahl n der Halbwellen, die sich bei größer werdender Länge a ausbilden. Für Werte von $\frac{a}{b}$ von 0 bis 1 kommt k aus dem Unendlichen, um bei dem Seitenverhältnis $\frac{a}{b} = 1$ den Minimalwert 4 zu erreichen. Dann steigt der Wert k wieder an, jedoch wird an der Stelle $\frac{a}{b} = \sqrt{2}$ die Funktion k mit 2 Halbwellen maßgebend, die wieder Werte von 4,45 über 4,0 bis 4,18 annimmt. Dasselbe wiederholt sich beim Übergang auf 3 Halbwellen bei $\frac{a}{b} = \sqrt{6}$, bei 4 Halbwellen bei $\frac{a}{b} = \sqrt{12}$ usw. Die Funktion k nähert sich asymptotisch dem Werte 4.

Da nun kleinere Werte als $\frac{a}{b} = 1$ in der Praxis wegen zu enger Aus- teilung der Querschotte kaum vorkommen, scheint es angebracht, für die erste Dimensionierung den Wert $k = 4$ als konstant anzunehmen. Wird nun eine 2fache Sicherheit der Bleche gegen Ausbeulen gefordert, wobei allerdings die größte vorkommende Spannung mit Berücksichtigung der Stoßziffer zugrunde gelegt sein muß, weil sonst besonders mit Rück- sicht auf die mit konstantem Elastizitätsmodul entwickelte Theorie die Sicherheit 2 als zu knapp erscheinen dürfte, so ergibt sich

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{12} \left(\frac{\delta}{b} \right)^2 \frac{m^2}{m^2 - 1}.$$

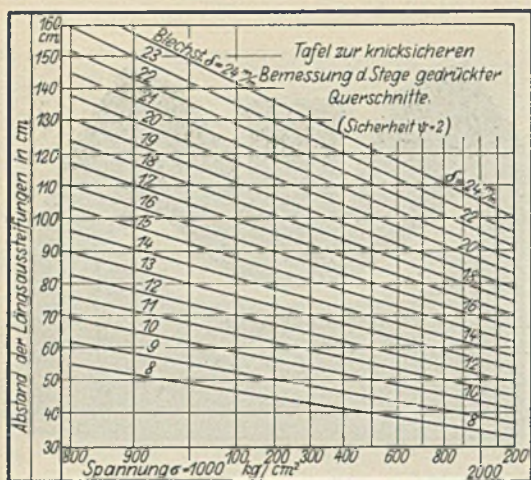


Abb. 1.

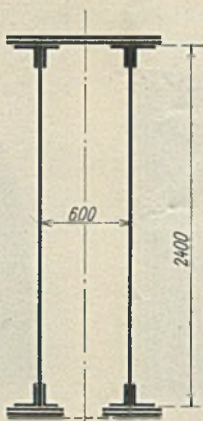


Abb. 2.

Diese Gleichung wird mit $\frac{1}{m} = 0,3$ zu $\sigma = 3,8 \cdot 10^6 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2$.

Diese Funktion ist in der Tafel (Abb. 1) dargestellt, wobei die erforderlichen Blechstärken infolge des verzerrten Abszissenmaßstabes σ als Geraden erscheinen, die sich im Koordinatenursprung $b = 0$ und $\sigma = \infty$ schneiden. Die Tafel gibt bei gegebener Spannung σ und gegebener Blechstärke δ

den Abstand der Längssteifen b oder bei gegebener Spannung und Blechbreite die notwendige Blechstärke.

Beispiel.

Für nebenstehenden Querschnitt einer Bogenbrücke (Abb. 2) sei bei vorläufiger Annahme 12 mm starker Stege die obere maximale Randspannung zu $\sigma_o = 1800 \text{ kg/cm}^2$, die untere zu $\sigma_u = 1700 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt worden. Da die Stege ohne Aussteifungen nicht knicksicher sind, sollen Längsschotten vorgesehen werden.

Nach der Tafel ergibt sich bei einer mittleren Spannung von 1750 kg/cm^2 für ein Blech von 12 mm Stärke ein Abstand der Längssteifen von 55 cm. Rechnet man von der Gesamthöhe des Querschnittes die Gurtwinkel ab, so erhält man eine auszusteiende Höhe von $240 - 2 \cdot 15 = 210 \text{ cm}$. Es sind also 3 Längsschotte notwendig, um das Blech in Streifen von rund $\frac{1}{4}$ der Gesamthöhe zu unterteilen.

Sollen jedoch aus konstruktiven Gründen nur 2 Schotte angeordnet werden, so zeigt die Tafel, daß bei einem Abstand von 70 cm und $\sigma = 1750 \text{ kg/cm}^2$ mindestens ein 15 mm starkes Blech als Steg gewählt werden muß. Bei nur einem Längsschott in halber Querschnittshöhe erhöht sich die Stegstärke auf 23 mm.

Wie das Beispiel zeigt, kann man sich mit Hilfe der Tafel verhältnismäßig rasch einen Überblick über die Bemessung gedrückter vollwandiger Querschnitte hinsichtlich der Stärke der Wandungen und deren Aussteifung verschaffen, während es der endgültigen statischen Berechnung vorbehalten bleiben muß, die gewählte Anordnung durch Anwendung der durch die Timoschenko'schen Formeln gelieferten genaueren Werte k zu überprüfen.

Verschiedenes.

Stahl im modernen Wohnungsbau. Ein Rückblick auf die Veranstaltungen der Leipziger Baumesse. Die diesjährige technische Frühjahrsmesse in Leipzig, die sich von ähnlichen früheren Veranstaltungen und Ausstellungen durch eine nachdrücklichere Berücksichtigung des Stahlbaues wirkungsvoll abhebt, hat insbesondere die Anwendung des Stahls im Wohnungsbau in weit höherem Maße als bisher gezeigt. Immer mehr bricht sich die Erkenntnis Bahn, daß eine Förderung und Verbilligung unserer Wohnbauten nur auf dem von der überlieferten Bauweise völlig abweichenden Wege einer Trennung der Konstruktion in tragende und raumabschließende Teile zu erreichen sind unter gleichzeitiger Entwicklung und Verbesserung der verwendeten Wand- und Füllbaustoffe, verbunden mit einer wohlgedachten Organisation des Baubetriebes: eine Forderung, die vor allem im neuzeitlichen Stahlskelettbau zum Ausdruck kommt.

Dies trat auch deutlich anlässlich der bauwissenschaftlichen Vorträge hervor, die am 6. und 7. März im Rahmen der Leipziger Baumesse stattfanden und in denen hervorragende Fachleute vor allem auch den Stahlbau in den Bereich ihrer Erörterungen zogen; so hat Professor Siedler, Berlin, auf die außerordentlich vielseitigen Verwendungsmöglichkeiten des Stahls im Hochbau hingewiesen und die Annahme vertreten, daß wir erst am Anfang einer ungeheuren Umwälzung im Bauwesen stehen.

Ganz besonders eingehend beschäftigte sich aber Professor Dr.-Ing. chr. Gropius, Berlin, in einem groß angelegten Sondervortrag mit den vielfachen Vorteilen in der Verwendung des Stahls im Wohnungsbau.¹⁾ Er sieht sie in einer Ersparnis an Masse, Gesamtgewicht und Raum und so hier mit verhältnismäßig geringen Mitteln die höchste Zweckmäßigkeit erreicht. Sie ist schon nach den heutigen Errungenschaften soweit gediehen, daß — übereinstimmend mit den amerikanischen Erfahrungen — auch für deutsche Verhältnisse festgestellt werden kann, daß schon für Wohngebäude von nur mäßiger Stockwerkszahl, wie sie zurzeit in unseren großen Städten üblich sind, der Massivbau in bezug auf Wirtschaftlichkeit und Ertragswert als eine zeitgemäße Bauweise kaum noch angesprochen werden kann. Der Stahlbau wird sich aber auch bei geringerer Stockwerkszahl und bei Flachbauten von ein bis zwei Geschossen noch günstig stellen können, falls — wie zu erwarten — die einschlägigen baupolizeilichen Bestimmungen den neuen Erkenntnissen entsprechend sinngemäß angepaßt werden.

Was die konstruktive Ausbildung anbelangt, kommt auch für den mehrgeschossigen Wohnungsbau fast lediglich das Stahlskelettgebäude in Frage. Von Wichtigkeit ist in der Zusammenfügung des Stahlgerippes für mehrgeschossige Bauten die richtige Durchbildung mit Rücksicht auf die Windkräfte. In dieser Hinsicht ist in dem bereits von baupolizeilicher Seite erkannten Anteil der ganzen Deckenkonstruktion bei der Aufnahme des Winddrucks ein wichtiger Fortschritt für die richtige Bemessung des Stahlskeletts zu verzeichnen. Eine rahmenartige Durchbildung für die gewöhnlich vorliegenden Verhältnisse erweist sich nicht immer als wirtschaftlich. Mehrfach ist in der letzten Zeit auch die Herstellung der Anschlüsse mittels elektrischer Lichtbogenschweißung versucht.²⁾ Über die Aussichten vollständig durch Schweißung hergestellter Stahlgerippe, wie sie in Amerika bereits mehrfach ausgeführt wurden, ist noch die weitere Entwicklung abzuwarten. Eine der wichtigsten Aufgaben ist die Errechnung des wirtschaftlichsten Stützenabstandes, der für Raumaussnutzung und -Einteilung von grundlegender Bedeutung ist. Nicht unerwähnt soll hier bleiben, daß neuerdings besondere Wohnbauprofile von den deutschen Stahlwerken gewalzt werden — I- und C-Träger — deren auf die besonderen Erfordernisse des Wohnungsbaus zugeschnittenen Querschnitte erhebliche Ersparnisse für die Stützens Ausbildung ermöglichen. — Professor Gropius führte in seinem durch bemerkenswerte Lichtbilder erläuterten Vortrag auch die

heute in Deutschland üblichen Bauarten von Stahlhäusern für Siedlungsbauten an. Auch hier haben die meisten Aussichten wohl die Bauarten, die sich auf die Verwendung des Stahls als reines Traggerippe beschränken.

Die verschiedenen Bauverfahren und baulichen Einzelheiten, die mit dem Stahlhochbau und Wohnungswesen zusammenhängen, fanden — ebenso wie in diesen Vorträgen — in den Räumen der Baumesse, insbesondere der Halle 19, eine eingehende Berücksichtigung. Vor allem seien hier die in der vom Deutschen Stahlbau-Verband zusammen mit dem Stahlwerks-Verband errichteten Halle „Stahlbau“ gebrachten Filmvorführungen erwähnt, von welchen besonders ein dem Gebiet des Stahlfensterbaues gewidmeter in äußerst anschaulicher und lehrreicher Form dessen Vorzüge in der Durchbildung, Wirkungsweise, Hygiene und Instandhaltung gegenüber den üblichen Holzfenstern zeigte und seine Einbürgerung auch in Anbetracht der größeren Wirtschaftlichkeit erwarten läßt. — Ein wichtiges Bauelement für Decken wie Wände ist das Streckmetall, das nunmehr in Deutschland, ebenso wie in Amerika auch im Hochbau Eingang findet. Allerdings zurzeit noch nicht in gebührendem Maße, obschon nach den Vorführungen der Baumesse seine Verbreitung überaus wünschenswert erscheint.

Die vielen für den nichttragenden Teil des Bauwerks in Betracht kommenden Füllstoffe, die vor allem genügenden Schutz gegen äußere Einflüsse (Witterung, Schall usw.) bieten sollen, fanden gerade in der letzten Zeit eine eingehende Erforschung, da die bisher im Massivbau zum Raumabschluß wie zum Tragen verwendeten Baustoffe, wie der Vollziegel und der Kiesbeton, den hier zu stellenden Anforderungen nur unvollkommen entsprechen. — Die Untersuchungen dieser mindestens hierfür neuen Baustoffe wie Zellenbeton, Bimsbeton, Gasbeton, fertige Leichtbauplatten sowie eine Reihe reiner Isoliermittel sind für die volle Ausnutzung der Möglichkeiten des Stahlskelettbau offenbar von großer Bedeutung.

Die Überlegenheit des Stahlbaues gegenüber anderen Bauweisen kommt allerdings erst im Großgeschoßbau — nicht nur bauwirtschaftlich, sondern auch bauhygienisch — voll zur Geltung. Und zwar in dem Maße, als die Stadtverwaltungen und Siedlungsbaugesellschaften den Forderungen der Wohnungsnot und des Verkehrs entsprechend, notgedrungen zum Bau von Wohngebäuden größerer Stockwerkszahl übergehen müssen. Auch hier wird für uns in mancher Beziehung Amerika anregend sein können, wo der Prozentsatz der Stahlbauten, verglichen mit der Zahl der gesamten Hochbauten, in den letzten acht Jahren von 15% auf 50% gestiegen ist. Um all diese von der Gegenwart durchaus geforderten und schon heute in unserem Bauschaffen schlummernden Voraussetzungen zu geben, ist allerdings die richtige Zusammenarbeit des Bauingenieurs mit dem Architekten und die Erfassung des Bauwerks und seiner stilgerechten und ästhetischen Durchbildung unmittelbar aus seiner Konstruktion und statischen Wirkungsweise heraus vonnöten. Der Stahlbau wird in hervorragendem Maße zur Mitarbeit an der Lösung dieser Aufgaben berufen sein und die kommende Entwicklung wird zeigen, ob es über den Weg der historischen Baustile, die der Baukunst des ganzen vorigen Jahrhunderts ihren Stempel aufgedrückt haben, gelingen wird, auch unseren Wohnbauten ein unserer Zeit entsprechendes Gepräge zu geben.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Bild der Leipziger Baumesse ebenso wie anderer kleinerer Veranstaltungen der jüngsten Zeit eine Einstellung und Richtung des neuzeitlichen Bauwesens zeigen, die noch vor wenigen Jahren in Baukreisen nicht erwartet wurde. Der bedeutende Anteil des Stahls bei der Gesundung unserer Wohnwirtschaft ist nicht mehr auszuschalten. Die diesjährige Frühjahrsmesse war ein Beweis dafür.

INHALT: Die Entwicklung des Stahl-Skelettbau in Hamburg. — Schweißen im Stahlbau. — Tafel zur Bemessung der Stegblechstärke durch Druck beanspruchter Querschnitte. — Verschiedenes: Stahl im modernen Wohnungsbau.

¹⁾ Vergl. „Der Stahlbau“ 1929, Heft 7, S. 84. — ²⁾ Vergl. u. a. Faltus: Ein neues Stahlhochhaus in Prag. „Der Stahlbau“ 1929, Heft 3.