

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
 Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
 Fernsprecher: C I Steinplatz 0011
 Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
 zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang

BERLIN, 4. Januar 1935

Heft 1

Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg.

Konstruktion, Belichtung, Messung der Auflagerbewegungen.

Von G. Mensch V. D. I., Beratender Ingenieur V. B. I., Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Im Westen Berlins, unweit des Messegeländes, hat in den Jahren 1929/30 die Berliner Verkehrs-Gesellschaft einen neuen Straßenbahnhof errichtet. Von außen nur an den beiden Einfahrten in der Königin-Elisabeth-Straße erkennbar, liegt die ganze Anlage im Innern des Häuserblocks, der an den beiden Längsseiten von der Fredericiastraße und der Knobelsdorffstraße, an den Schmalseiten von der Soorstraße und der bereits genannten Königin-Elisabeth-Straße begrenzt wird (Bild 1).

Die für den eigentlichen Bahnhof zur Verfügung stehende Fläche beträgt rd. 27 500 m². Davon entfällt der größere Teil auf die Halle, die bei einer Länge von rd. 132 m und einer Breite von 117 m eine Fläche von rd. 15 500 m² überdeckt. Die restlichen 12 000 m² dienen als Bahnhofsvorgelände.

Bei derart großräumigen Hallen gewinnt neben der Frage der zweckmäßigen Anordnung des Tragwerkes und der Belichtung auch die der Aus-

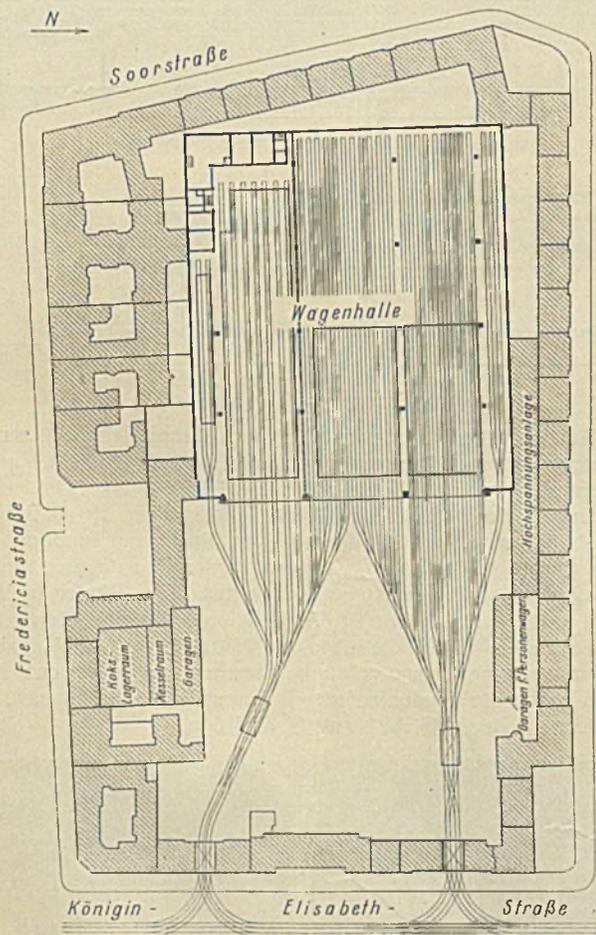


Bild 1. Lageplan.

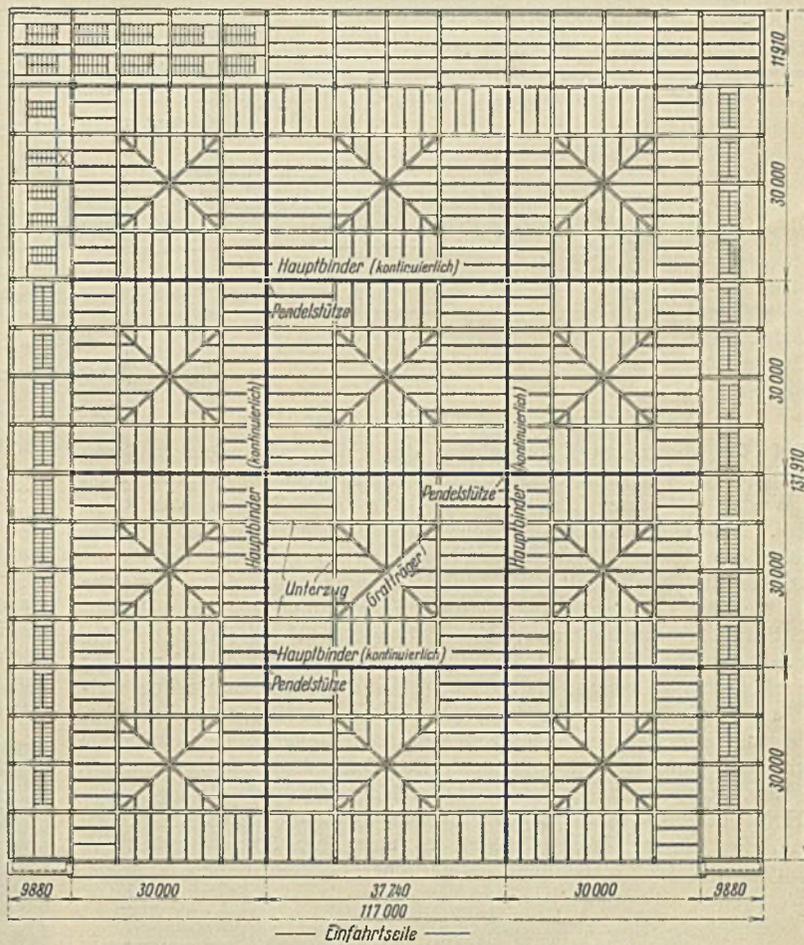


Bild 2. Dachgrundiß.

Dem glücklichen Umstande, daß das Gelände an diesen Straßen noch größtenteils unbebaut war, ferner dem weitsichtigen Entschluß der Bauherrschaft, die Planung der gesamten Bauten, sowohl des Bahnhofes als auch der darumliegenden Wohnblocks, in eine Hand zu legen¹⁾, ist es zu verdanken, daß eine Anlage entstand, die vom städtebaulichen wie auch vom ingenieurtechnischen Standpunkt gleich beachtlich ist.

Über die Gesamtanlage und die Wohnbauten ist in der Literatur bereits berichtet worden²⁾. Den Ingenieur interessiert daneben auch die Konstruktion der Halle selbst³⁾.

¹⁾ Architekt Jean Krämer, Berlin.

²⁾ Ulf Dietrich, Neuer Betriebsbahnhof und Wohnbauten der Berliner Straßenbahn. Wasmuth, Monatshefte 1930, Nr. 12, S. 577 ff.

³⁾ Die statische und konstruktive Bearbeitung der Halle erfolgte im

dehnungsmöglichkeit bei wechselnder Temperatur besondere Bedeutung. Die letzte Frage ist hier für die Standsicherheit besonders wichtig, weil es sich um eine Halle handelt, bei der die Tore im Sommer und Winter fast stets geöffnet sind und die daher besonders großen Temperaturunterschieden ausgesetzt ist. Wie diese obengenannten Aufgaben bei dem vorstehenden Bauwerk gelöst worden sind, davon soll im folgenden die Rede sein. Weiterhin wird über Messungen berichtet, die bei den verschiedensten Temperaturen vorgenommen wurden und aus denen die Bewegungen des Bauwerkes ersichtlich sind.

Büro des Verfassers. Die Lieferung der Stahlkonstruktion wurde an die Berliner Firmen, Breest & Co., H. Gossen, Berliner Stahlbau G. m. b. H. und Krupp-Druckermüller vergeben. Die Aufstellung der Stahlteile besorgte die Firma Breest & Co.

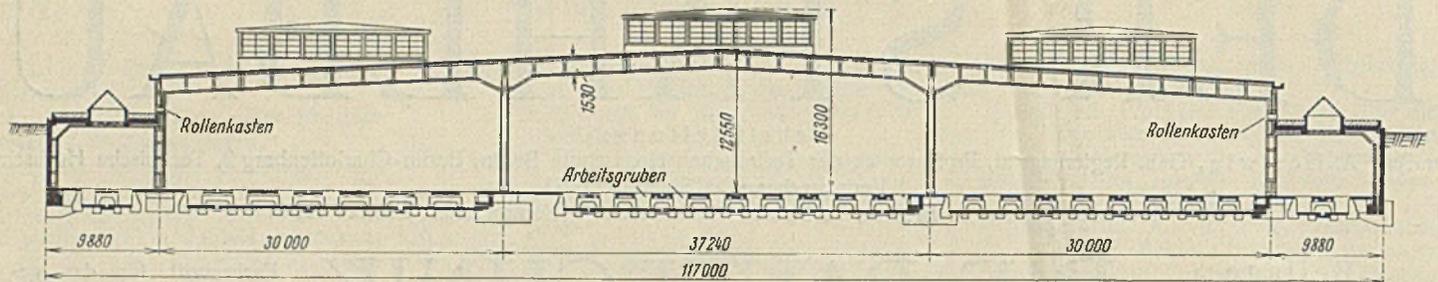


Bild 3. Querschnitt.

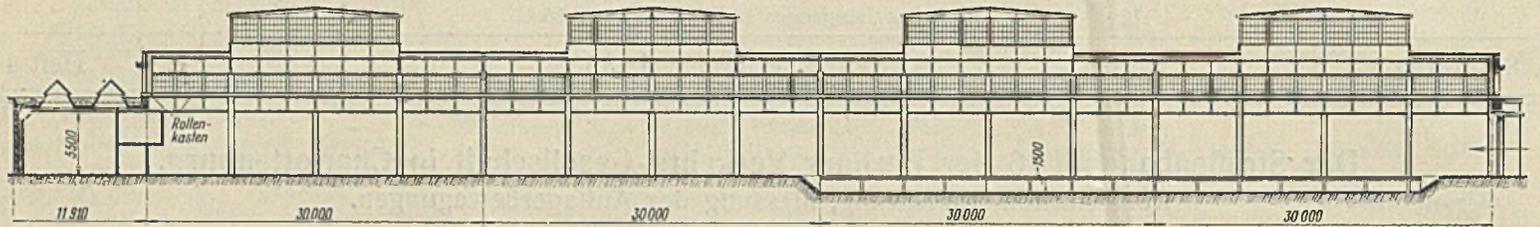


Bild 4. Längsschnitt.

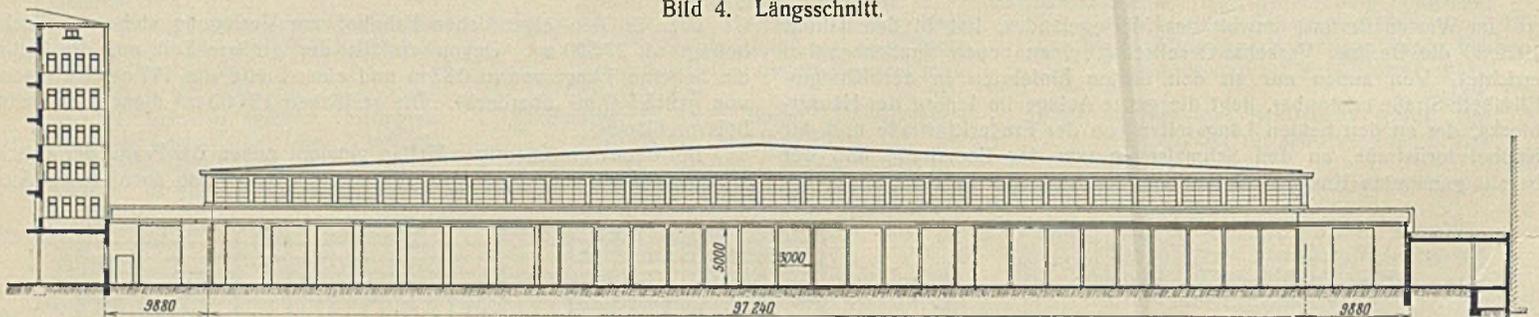


Bild 5. Einfahrtgiebel.

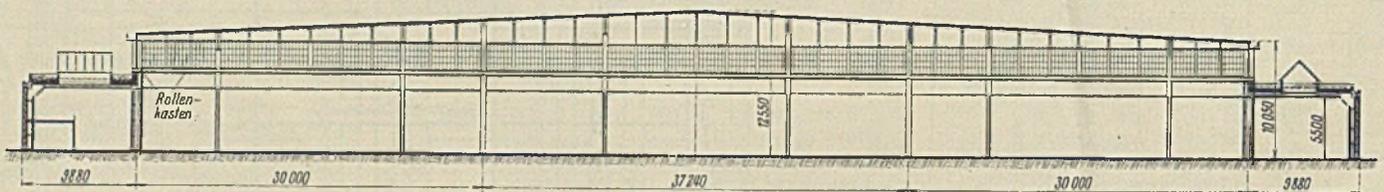


Bild 6. Rückwärtiger Giebel.

Die konstruktive Durchbildung der Halle.

Bei der konstruktiven Gestaltung der Halle war neben anderen Forderungen auch auf das Gelände Rücksicht zu nehmen, das von Osten nach Westen bei einer Länge von rd. 300 m eine Steigung von 7,5 m aufwies. Aus betrieblichen Gründen sollte das ganze Bahnhofsgelände in Höhe der Königin-Elisabeth-Straße liegen, wo sich, wie bereits erwähnt, die Einfahrten befinden. Die Halle mußte also bis zu ungefähr 7 m in den Boden eingelassen werden; Seiten- und Rückwand hatten somit Erddrücke aufzunehmen, die noch verstärkt wurden durch die Auflasten der angrenzenden Höfe. Diese Erddrücke auf die Wände der Halle einwirken zu lassen, erschien nicht zweckmäßig. Es wurden vielmehr an den beiden Längsseiten wie auch an der Hallenrückwand Anbauten angeordnet, deren in kurzen Abständen stehende rahmenförmige Binder diese Erddrücke übernehmen. Das Dach dieser Anbauten liegt, wenigstens im rückwärtigen Teil, in der gleichen Höhe wie die angrenzenden Höfe; es kann somit zur Vergrößerung der Höfe mit herangezogen werden. Zu diesem Zwecke erhielt es eine etwa 50 cm starke Erdaufschüttung, die zur Herstellung gärtnerischer Anlagen dient.

von 30 m, 37 m und 30 m Breite geteilt; der Abstand der Stützen in der Längsrichtung ist zu 30 m angenommen. Die rd. 11 650 m² große Dachfläche ruht also nur auf 6 Innenstützen (vgl. Bild 2 bis 4).

Die Übertragung der Dachlasten auf diese Innenstützen, die als Pendelstützen ausgebildet sind, erfolgt durch einen Rost von Bindern, die kontinuierlich sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung durchgehen. Dem Zuge der Zeit entsprechend sollten diese Binder in Vollwandbauweise ausgeführt werden; zur Verwendung gelangten einwandige Blechträger von 1,50 m Höhe, die über den Mittelstützen zur Aufnahme der großen Stützenmomente voutenförmig heruntergezogen worden sind. An den Enden ruhen die Binder auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden vorderen Giebelwand (s. Bild 5 u. 6).

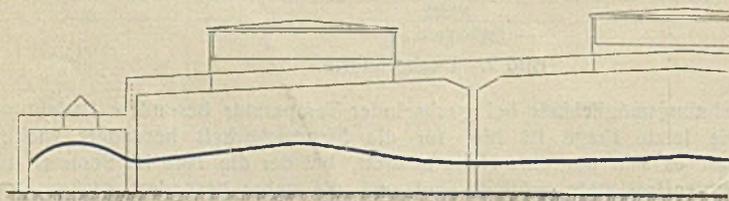


Bild 7. Tageslicht-Quotient.

Die Anbauten an den Längsseiten weisen eine Spannweite von je rd. 10 m, der an der Hallenrückwand eine solche von rd. 12 m auf. Für die eigentliche Halle verbleibt somit eine Breite von rd. 97 m und eine Länge von rd. 120 m. Um die Halle gegebenenfalls auch als Autobushalle verwenden zu können, sollte der Stützenabstand möglichst nicht kleiner als 30 m sein. Damit war die Stützenteilung im großen und ganzen festgelegt. In der Querrichtung wurde die Halle in drei Schiffe

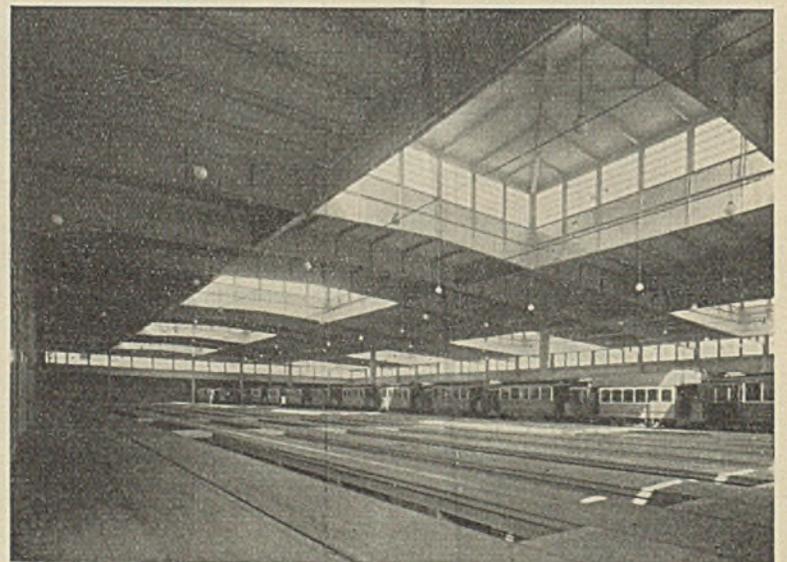


Bild 8. Innenansicht der Halle.

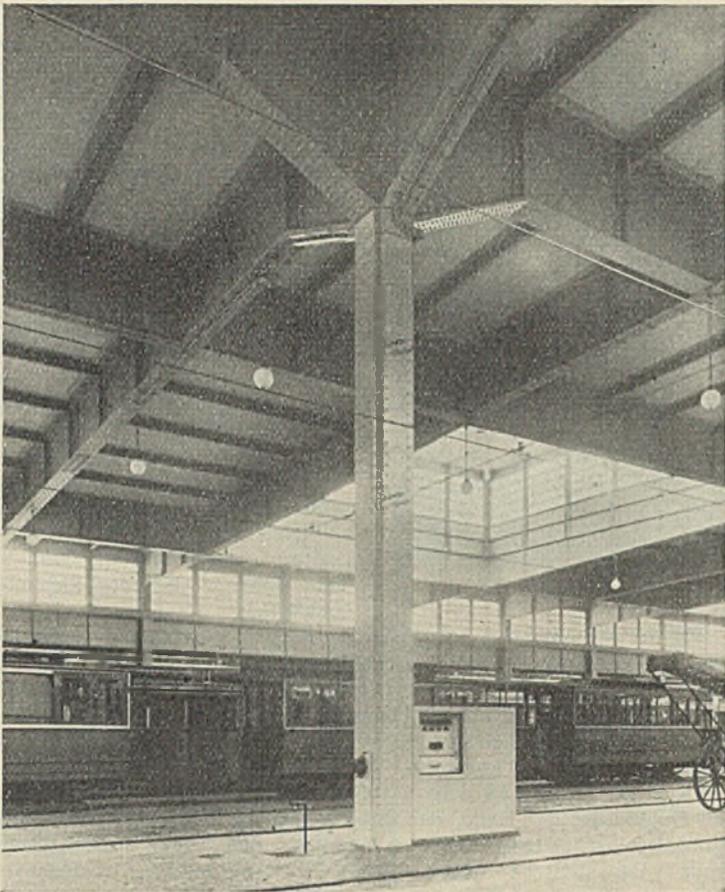


Bild 9. Eine der sechs Pendelstützen.

Zur Belichtung der Halle dienen außer dem in den Umfassungswänden rings um die Halle herumlaufenden Lichtband noch die lotrechten Fensterflächen von 12 kuppelartig ausgebildeten Aufbauten. Jeder dieser Dachaufbauten hat eine Grundfläche von 15×16 m. Sämtliche Glasflächen der Halle sind somit lotrecht angeordnet; eine schnelle Verschmutzung der Fensterscheiben ist also nicht zu befürchten. Lediglich die Anbauten weisen kleine Raupenoberlichte auf. Die Kurve des Tageslicht-Quotienten⁴⁾ für einen Hallenquerschnitt ist in Bild 7 dargestellt. Der verhältnismäßig waagerechte Verlauf dieser Kurve ließ eine gleichmäßige Lichtverteilung vermuten, eine Erwartung, die, wie Bild 8 u. 9 deutlich zeigen, sich auch bestätigt hat.

Die kuppelartigen Dachaufbauten werden von zwei Gratbalken überspannt, die sich in der Mitte biegungsfest durchdringen; die Lasten übertragen sich also gleichmäßig

⁴⁾ Vgl. z. B. Maier-Leibnitz, Der Industriebau, 1. Bd.: Die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden. Berlin 1932, J. Springer. S. a. Hütte, Bd. III, 26. Aufl., S. 302.

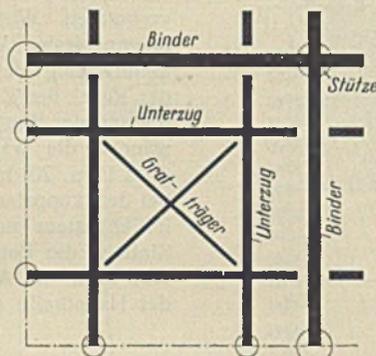


Bild 10. Anordnung des Haupttragwerkes.

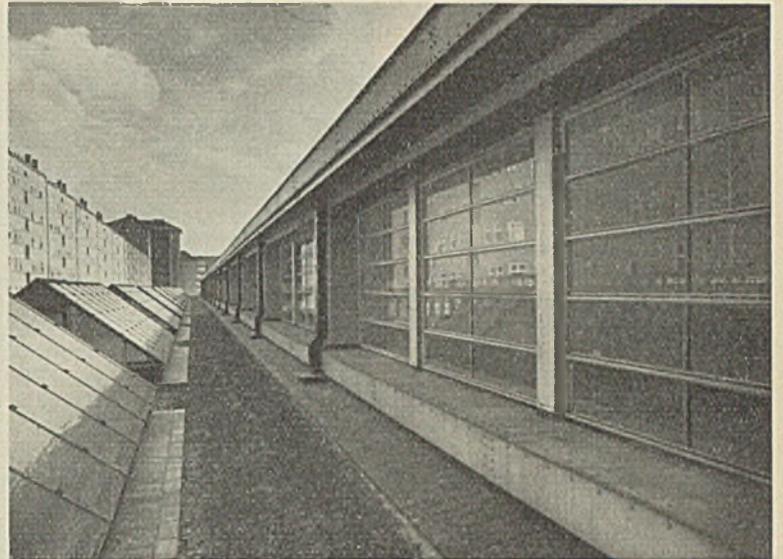


Bild 12. Seitliches Lichtband. Oben der Rinnenkasten.

nach allen vier Eckpunkten. Dort werden sie von vier sich kreuzenden Unterzügen übernommen, die sich wieder rostartig in die einzelnen Gefache des Binderrostes einfügen (s. Bild 2, 8 u. 9). An den Außenseiten der Halle stützen sich die Unterzüge ebenso wie die Binder auf die Rahmen der Anbauten bzw. auf die freistehende Giebelwand. Der größeren Deutlichkeit halber ist die statische Wirkungsweise der sich rostartig durchdringenden Binder, Unterzüge und Gratbalken in Bild 10 nochmals dargestellt.

Über den Bindern und Unterzügen liegen dann die Pfetten. Von den Gratbalken über den Oberlichtaufbauten ausgehend, verlaufen sie bald in der Längs- und bald in der Querrichtung der Halle (s. Bild 2). Pfetten, Pfosten der Oberlichte und Aussteifungen der Blechträger bilden also durchgehende Linienzüge, die, wie Bild 8 u. 9 zeigen, durch die farbige Umrandung der einzelnen Felder der Dachhaut noch besonders hervorgehoben sind. Den Aufbau des Tragwerkes zeigt anschaulich Bild 11 nach beendeter Aufstellung und noch ohne Dacheindeckung.

Die Dacheindeckung der Haupthalle erfolgte durch eine 7 cm starke eisenbewehrte Hohlsteindecke mit aufgeklebter doppelter Papplage. Zur Entwässerung des Daches dienen die an den beiden Längsseiten der Haupthalle angebrachten geräumigen Kastenrinnen, deren Abfallrohre an den Stielen des durchgehenden Lichtbandes befestigt sind (Bild 12).

Für die Dachdecke der Anbauten wurden mit Rücksicht auf die Erdüberschüttung 15 cm starke Hohlsteine mit Überbeton verwendet. Die Decke selbst liegt horizontal; das erforderliche Gefälle nach den an den Außenwänden liegenden Rinnen wurde durch Anwachsen der Stärke des Überbetons geschaffen.

Die größte Bodenpressung sollte den Wert von 3 kg/cm^2 nicht überschreiten. Für die mit je 512 t belasteten Innenstützen wurden damit Fundamente erforderlich, deren quadratische Bodenflächen Kantenlängen von 4,80 m aufweisen.

Einen Überblick über das gesamte Bauwerk gibt Bild 13, aus der sowohl die Halle als auch die kleineren Bauten im Bahnhofsvorgelände

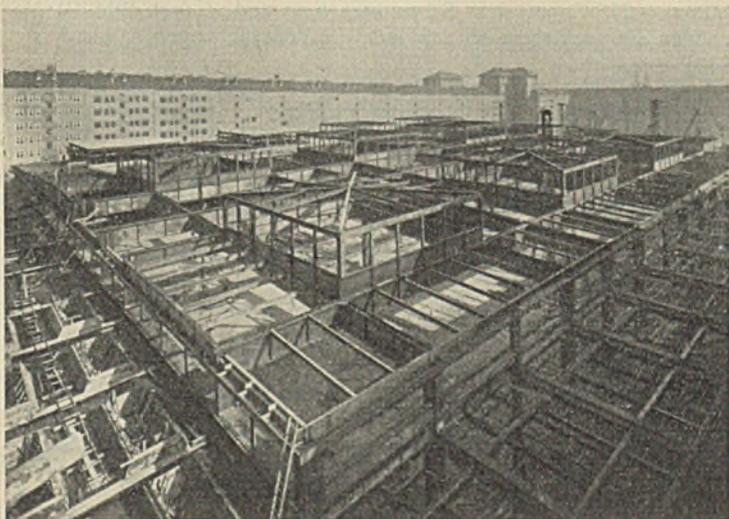


Bild 11. Gesamttragwerk nach der Aufstellung.



Bild 13. Gesamtüberblick.

ersichtlich sind. Einen Blick vom Innern der Halle nach dem Hofe zu zeigt schließlich Bild 14; man erkennt deutlich die schmalen Torstützen, die wegen der tunlichst geringen Gleisentfernungen in ihren Breitenabmessungen so klein wie irgend möglich gehalten werden mußten.

Dazu sei noch besonders bemerkt, daß die bauliche Gestaltung des Gesamttragwerkes und auch die der einzelnen Tragglieder durch ständige Zusammenarbeit zwischen dem Architekten (Jean Krämer) und dem Bauingenieur (der Verfasser) entstanden sind.

Die Ausdehnungsmöglichkeit der Halle.

Über die Frage, ob bei stählernen Hallen Bewegungsfugen notwendig sind, gehen die Meinungen der Ingenieure noch weit auseinander. Im allgemeinen werden Hallenbauten in Stahlbauweise ohne Dehnungsfugen erbaut. Dagegen ist auch nichts einzuwenden, solange es sich um Bauwerke von üblichen Längen- und Breitenabmessungen und um geschlossene Hallen handelt. Bei der vorliegenden großräumigen Halle dagegen, deren Mittelteil, wie bereits erwähnt, eine Länge von rd. 120 m und eine Breite von rd. 97 m überdeckt, erschien eine solche Ausführung nicht unbedenklich zu sein, vor allem auch deshalb nicht, weil die Tore der Einfahrtsgiebelwand im Sommer und Winter fast immer aufstehen und daher mit großen Temperaturunterschieden gerechnet werden muß. Wie eine Überschlagsrechnung ergibt, bewirkt eine Temperaturänderung um 40°

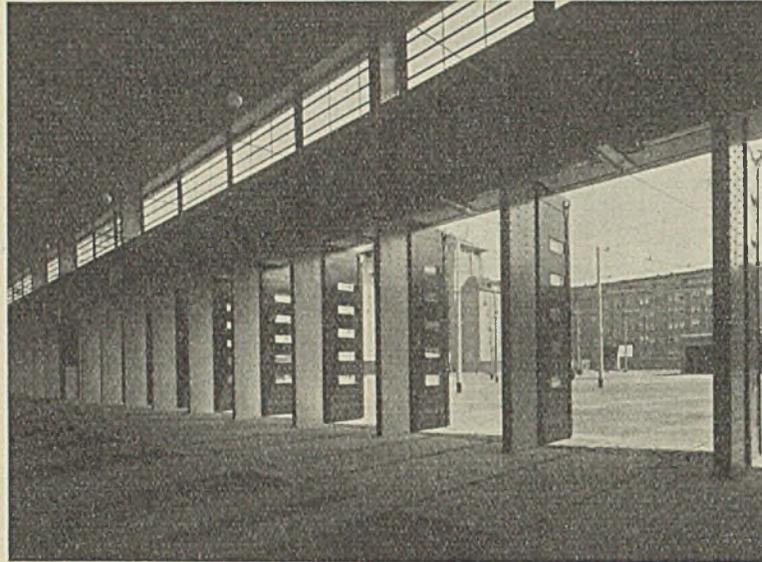


Bild 14. Blick vom Innern nach dem Hofe.

In Bild 15 ist eine Lagerungsmöglichkeit bei Balkenbrücken angegeben. Das eine Auflager ist fest, die übrigen Lager sind in Richtung der Pfeile verschieblich. Nach demselben einfachen Grundsatz sind auch die Lager unserer Halle ausgebildet worden (Bild 16 und 17). Es ist auch hier wieder ein Auflager fest ausgebildet worden, während alle übrigen Lager sich in Richtung der Pfeile ungehindert bewegen können⁵⁾. Man erreicht dies, indem man die seitlichen Stützen der Binder bzw. Unterzüge auf Rollen auflagert; in Bild 12 unterhalb des Lichtbandes ist der Rollenkasten, in dem die Rollen angeordnet sind, sichtbar. Die sechs Mittelstützen sind als Pendelstützen ausgebildet (s. Bild 9) und daher nach jeder Richtung beweglich.

Mit der Ausbildung der Lager ist die Frage der Aufnahme der Windkräfte eng verbunden. Irgendwelche Schwierigkeiten ergaben sich bei der gewählten Konstruktion nicht. Die Walzen in der Wand a—d nehmen den Druck infolge Wind auf die Längswände, die in der Wand a—b den infolge Wind auf die Giebelwände auf und übertragen diese Drücke auf die Rahmenbinder der Anbauten. Die Überleitung der Windkräfte auf die Lager ist in Bild 18 u. 19 systematisch dargestellt. Bild 18 zeigt einen Querbinder der Halle, der mit den Stielen in den Seitenwänden biegungsfest verbunden ist und im Innern auf den beiden Pendelstützen aufruht. Das statische System eines Unterzugstranges — wieder in Richtung der kurzen Hallenseite — ist in Abb. 19 dargestellt. Wie man erkennt, sind auch hier wieder die Wandstiele, sowohl die der Seitenwände als auch die der Laternenwände, mit den Unterzügen biegungsfest verbunden. Wesentliche zusätzliche Beanspruchungen treten durch diese biegungsfesten Verbindungen nicht auf, da die Windangriffsflächen verhältnismäßig klein sind. Für die Bemessung der Stahlteile war daher in der Regel der Zustand Eigengewicht und Schnee maßgebend. Zur Übertragung der Winddrücke auf die biegungsfesten Stiele sind in den Seitenwänden die waagerechten Bleche des Rinnen- und des Rollenkastens (Bild 12 u. 20) herangezogen worden; eine ähnliche Überlegung ist auch bei den kuppelartigen Aufbauten angestellt worden. Die Ausbildung des Rollenkastens und der Rollenlager zeigt Bild 20. Die dort gezeichnete Stellung der Rollen gilt für die Seiten a—b und a—d (Bild 16). Bild 20 läßt auch die Auflagerung der Seitenhallenbinder an den Außenstützen der Haupthalle erkennen.

Messungen der Auflagerbewegungen.

Hallen mit einer derartig großen Zahl beweglicher Auflager (1 festes und 61 bewegliche Lager, davon 6 Pendelstützen und 55 Rollenlager) waren bisher noch nicht ausgeführt worden. Es lagen daher auch keine Erfahrungen vor, wie sich eine derartige Konstruktion in der Praxis bewähren würde. Die Lagerung der Reichstagskuppel, die dem Verfasser als Vorbild diente, hatte sich allerdings glänzend bewährt, jedoch hat diese nur eine Grundfläche von 36,2×30,0 m und nur 12 Lager⁶⁾.

Um über die Bewegungen der Halle Aufschluß zu bekommen, wurden nach beendetem Aufbau am 5. September 1929 (16 Uhr, Temperatur im Schatten +27°C) an den Eckpunkten b, c und d (vgl. Bild 21) Markierungen eingeschlagen, so daß man die Verschiebungen δ_1 bis δ_4 stets

⁵⁾ Es sei hier noch auf die bewegliche Lagerung der Reichstagskuppel hingewiesen; ihr ist es zu verdanken, daß die Kuppel beim Reichstagsbrande trotz der großen Ausdehnungen fast unbeschädigt geblieben ist.

⁶⁾ Über das Verhalten der Reichstagskuppel und ihrer Lager beim Brande s. Aufsatz des Verfassers Z. d. VdI 1934, Heft 19.

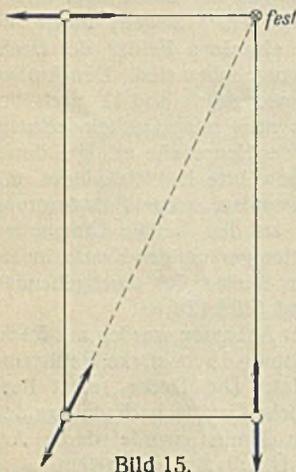


Bild 15. Lagerung einer Balkenbrücke.

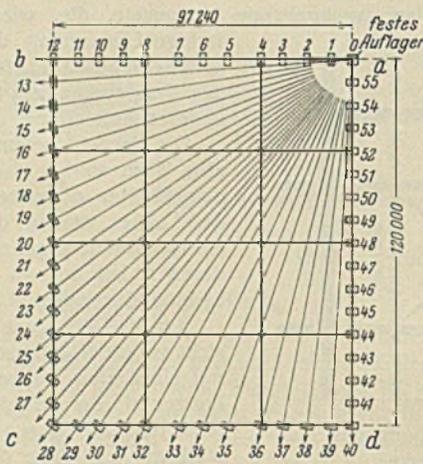


Bild 16. Lagerung der Halle.

theoretisch eine Ausdehnung in der Diagonalenrichtung (154 m) von $0,000012 \cdot 40 \cdot 154 = 74$ mm. Das Stahlgerippe als Ganzes betrachtet hält eine Verformung von etwa 1/2000 der Länge ohne weiteres aus. Dagegen sind schlimmere Folgen durch Überbeanspruchung einzelner Tragglieder dabei nicht immer zu vermeiden. Unangenehm bemerkbar macht sich die Formänderung auch bei den Glasscheiben, bei den Wänden, der Steineisdachdecke und bei der Dachpappe.

Dehnungsfugen in üblicher Weise ließ jedoch die gewählte Konstruktion nicht zu. Die nach beiden Richtungen kontinuierlich durchlaufenden Binder bilden mit den dazwischen eingeschalteten Unterzügen und den Pfetten sowie auch mit der Dachhaut ein einziges starres Raumbild. Auf Vorschlag des Verfassers entschloß man sich daher, die Auflagerung der Haupthalle auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden Giebelwand beweglich auszubilden.

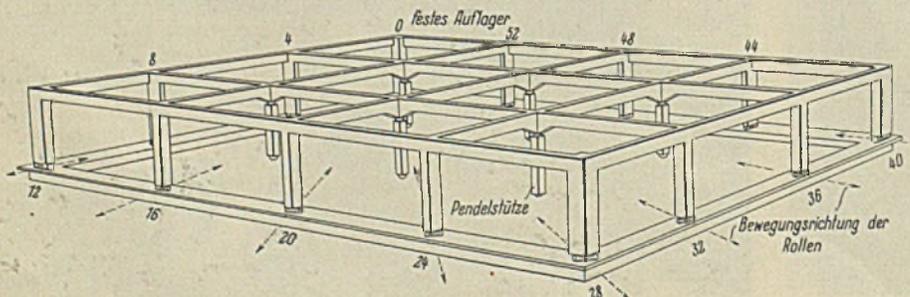


Bild 17. Lagerung der Hauptbinder.

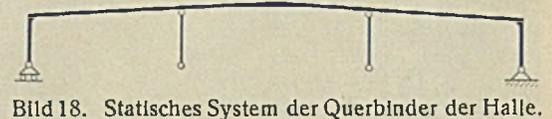


Bild 18. Statisches System der Querbinder der Halle.

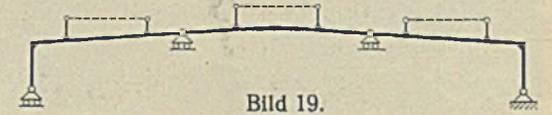


Bild 19. Statisches System des Unterzuges im Dach.

verfolgen kann. Die bisher ausgeführten Messungen zeigten die folgenden Ergebnisse:

Nr.	Datum der Messung	Zeit h	Temp. °C	Unterschied gegenüber Ausgangs-temperatur °C	$\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$			
					in mm			
1	5. 3. 1930	9	+ 4	- 23	- 9	- 24	- 17	- 11
2	14. 6. 1930	13	+ 31	+ 4	+ 5	+ 7	+ 6	± 0
3	27. 1. 1933	11	- 10	- 37	- 20	- 30	- 25	- 12
4	22. 7. 1933	12	+ 26	- 1	-	- 5	- 10	± 0
5	5. 12. 1933	10	- 13	- 40	- 10	- 20	- 20	- 15
6	18. 7. 1934	15	+ 30	+ 3	+ 14	+ 12	+ 10	+ 1
Größtwerte der Verschiebung:					+ 34	42	35	16

Wie man aus dieser Zusammenstellung leicht abliest, betragen die größten bisher gemessenen gegenseitigen Verschiebungen

$$\max \delta_1 = 34 \text{ mm}; \max \delta_2 = 42 \text{ mm}; \max \delta_3 = 35 \text{ mm}; \max \delta_4 = 16 \text{ mm}.$$

$$\text{Größte Diagonalverschiebung des Punktes } c = \sqrt{42^2 + 35^2} = 55 \text{ mm}.$$

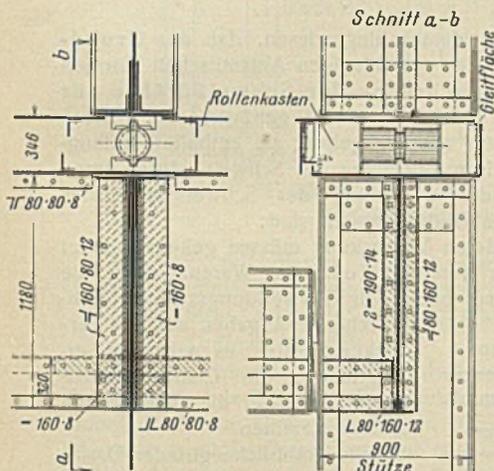


Bild 20. Rollenlager, Rollenkasten und Lagerung der Seitenhallenbinder.

Die Verschiebungen sind in Bild 21 in verzerrtem Maßstabe für die einzelnen Messungen dargestellt. Es ist je eine Messung im Sommer und im Winter vorgenommen. Man sieht, daß die Verschiebungen der Seiten $b-c$ und $c-d$ nicht parallel zu der ursprünglichen Lage vor sich gegangen sind. Das dürfte seinen Grund darin haben, daß die Seite $c-d$ morgens von der Ostsonne und die Seite $b-c$ mittags und nachmittags von der Süd- bzw. Südwestsonne beschienen wurden. Da der Rollenkasten und die Traufträger der unmittelbaren Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren, trat eine größere Verlängerung dieser beiden Seiten auf. Zu der Messung 1 sei bemerkt, daß die ausgezogene Stellung diejenige darstellt, die sich ergeben hat gegenüber der Messung am 5. September 1929 bei $+ 27^\circ \text{C}$. Diese letzte Stellung ist punktiert gezeichnet und als im Grundriß überall rechtwinklig angenommen. In Wirklichkeit dürfte aus den vorgenannten Gründen der Punkt c vorgeeilt gewesen sein; bei der niedrigen Temperatur von $+ 4^\circ \text{C}$ bei Messung Nr. 1 wird dagegen die rechtwinklige Lage vorhanden gewesen sein.

Daß bei Messung 2 die Seite $a-b$ sich verhältnismäßig mehr verlängert hat als die Seite $a-d$, dürfte seinen Grund darin haben, daß am Nachmittag auch schon der Rollenkasten der Seite $a-b$ der Sonne ausgesetzt war, während die Seite $a-d$ stets im Schatten liegt.

Wenn man Messung 4 bei $+ 26^\circ \text{C}$ vergleicht mit der Ausgangsstellung bei $+ 27^\circ \text{C}$, so fällt zunächst auf, daß bei dem Unterschied von 1° der Eckpunkt c noch zurückgeblieben ist. Wenn man jedoch die Zeiten vergleicht und beachtet, daß die Messung Nr. 4 bereits um 12 Uhr erfolgte, die Feststellung bei der Grundstellung jedoch um 16 Uhr, so erklärt sich das Zurückbleiben des Eckpunktes c . Aus demselben Grunde ist auch bei der Messung 6, die um 15 Uhr bei $+ 30^\circ$ er-

folgte, eine größere Ausdehnung vorhanden als bei Messung 2 bei $+ 31^\circ$ um 13 Uhr.

Schließlich fällt zunächst noch bei der Messung 5 auf, daß bei $- 13^\circ$ die Verschiebungen von δ_1 und δ_2 sowie auch δ_3 geringer sind als die gleichen Verschiebungen bei Messung 3 bei $- 10^\circ$ und daß nur die Verschiebung δ_4 größer ist als die gleiche bei der Messung 3. Eine Erklärung hierfür liegt nämlich darin, daß der linke Teil der Halle zwischen der Wand $b-c$ und der ersten Stützenreihe rechts neben dieser Wand ein geschlossener Raum vorhanden ist (s. Bild 1 u. 16), weil von der hinteren Giebelwand bis zur Torwand in der Ebene dieser Stützenreihe eine Wand gezogen ist, welche die Bewegung der Pendelstützen mitmacht. Wenn nun die Tore vor diesem abgeschlossenen Raum geschlossen sind, so bleibt die Temperatur darin höher als in dem rechten Raum daneben, wenn darin die Tore geöffnet sind, und das war an dem Tage der Messung 5 der Fall. Die Wand $b-c$ und Teile der Wände $a-b$ und $c-d$ waren daher nicht so sehr abgekühlt wie die Wand $a-d$, bei der dann die größte Bewegung auftrat (vgl. hierzu auch die Tabelle).

In dem Bild 22 ist die Diagonalverschiebung des Punktes c (s. Bild 16) in der Abhängigkeit von der Temperatur bei den Messungen 1 bis 6 noch einmal dargestellt.

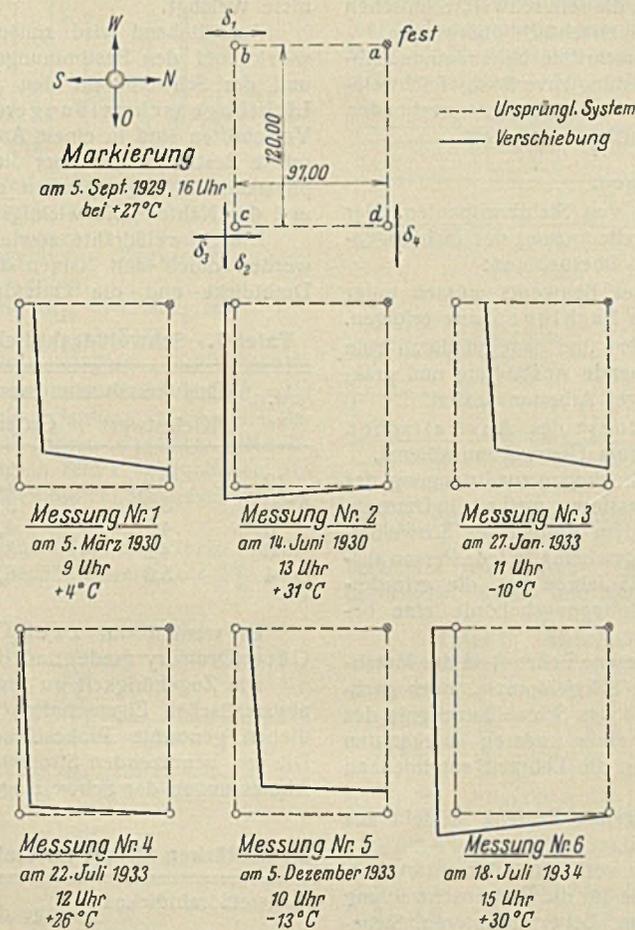
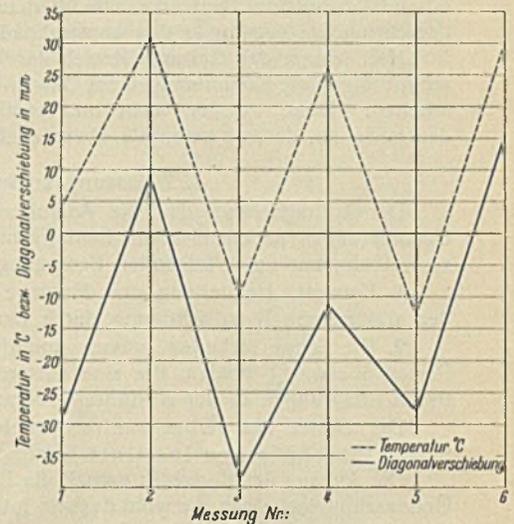


Bild 21. Darstellung der Formänderungen der Mittelhalle infolge Bewegung der Lager bei Temperaturänderungen.



Diagonalverschiebung

Messung 1:	$-\sqrt{24^2 + 17^2} = -29,4 \text{ mm}$
2:	$+\sqrt{7^2 + 6^2} = + 9,2 \text{ „}$
3:	$-\sqrt{30^2 + 25^2} = -39,0 \text{ „}$
4:	$-\sqrt{5^2 + 10^2} = -11,2 \text{ „}$
5:	$-\sqrt{20^2 + 20^2} = -28,3 \text{ „}$
6:	$+\sqrt{12^2 + 10^2} = +15,6 \text{ „}$

Bild 22. Diagonalbewegung des Punktes c (Bild 16) in Abhängigkeit von den Temperaturen.

Man sieht, daß die Verschiebung ziemlich genau den Temperaturschwankungen gefolgt ist.

Auf Grund der Meßergebnisse wie auch der Tatsache, daß das Bauwerk nach fünfjähriger Benutzung keinerlei Mängel aufweist, weder Glasbruch noch Decken- oder Wandrisse, kann wohl mit Recht behauptet werden, daß die gewählte Konstruktion sich bewährt hat. Wären die Bewegungsmöglichkeiten der Halle nicht vorgesehen, so würden sich nicht unbedeutende Nebenspannungen und außerdem wahrscheinlich auch Beschädigungen an der Hallenkonstruktion ergeben haben.

Schlußbemerkung.

Die zusätzlichen Kosten, die durch die oben beschriebene Lagerung der Mittelhalle entstanden und bei der Nebenspannungen so gut wie ausgeschlossen sind, haben im Vergleich zu den Gesamtkosten keine besondere Bedeutung. Immerhin besteht aber die Tatsache, daß der Konstrukteur, der durch besondere Maßnahmen, ohne dazu gezwungen zu sein, die Nebenspannungen ausschaltet, noch besondere Kosten aufwenden muß, während es folgerichtig wäre, wenn für derartig durchgeführte Bauwerke die zulässigen Beanspruchungen heraufgesetzt würden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke.¹⁾

Von Dr.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Die Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau ist gegenwärtig in starkem Maße von den baupolizeilichen Vorschriften abhängig, während die Niettechnik im gleichen Stadium ihrer Entwicklung kaum an behördliche Bestimmungen gebunden war. Diese Tatsache ist für die an der Schweißtechnik interessierten Kreise Grund genug, ganz allgemein der Förderung der Schweißvorschriften ihre besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Auch das Studium ausländischer Vorschriften gehört zu diesen Aufgaben, denn es läßt sich dadurch manche wertvolle Anregung gewinnen. Im vorliegenden Falle kommt hinzu, daß es sich um die Schweißvorschriften eines Landes handelt, das auf schweißtechnische Erfahrungen verweisen kann, die beim Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau im Jahre 1932 in Paris überraschen mußten. Schon damals hatten die Australier eine beträchtliche Anzahl geschweißter Stahlbauwerke aufzuweisen.

Die von einem Sonderausschuß für Schweißtechnik ausgearbeiteten und vom Australischen Normenausschuß herausgegebenen Vorschriften gelten nur für Hochbauten. Demgemäß enthalten sie auch keine Formeln und Angaben für die Berechnung und formgerechte Durchbildung dynamisch beanspruchter Bauwerke, wie überhaupt die rein schweißtechnischen Gesichtspunkte gegenüber den konstruktiven beträchtlich überwiegen.

Nach einem das Geltungsbereich der Vorschriften behandelnden Abschnitt folgen die Bestimmungen zur Gewährleistung zuverlässiger Schweißarbeiten. Diese weichen nicht unwesentlich von den entsprechenden deutschen ab, deshalb seien sie etwas ausführlicher dargelegt.

I. Zulassungsprüfungen.

Der Auftragnehmer darf die Ausführung von Stahlhochbauten oder Umänderungen an bestehenden Bauten unter Benutzung der Lichtbogenschweißung nur unter folgenden Bedingungen übernehmen:

1. Entwurf, Herstellung und Montage des Bauwerks müssen unter der allgemeinen Beaufsichtigung durch einen Fachingenieur erfolgen.
2. Die Schweißarbeiten müssen unmittelbar und dauernd durch eine Person überwacht werden, die eine entsprechende Ausbildung und praktische Erfahrungen in der Ausführung derartiger Arbeiten besitzt.

Der Besitz des „Überwachungsscheines“ des Australischen Schweißtechnischen Instituts befähigt zum Überwachungsdienst.

Der Anhang der Vorschrift enthält die Bedingungen zur Erlangung des Überwachungsscheines, die wohl deshalb interessieren, weil wir in Deutschland jetzt auch vor ähnlichen Aufgaben bei dem Aufbau des Schweißberufes stehen. Danach kann der „Überwachungsschein“ an jede Person ausgegeben werden, die ein Mindestalter von 25 Jahren hat, die erforderliche Ausbildung nachweist und vor der Eintragungsbehörde eine befriedigende Prüfung ablegt.

An Ausbildung wird gefordert: Nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und daran anschließend vierjährige Schweißpraxis, oder nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und das Schweißerzeugnis des „Working Men's College“, Melbourne (oder einer anderen anerkannten Fachschule), und zwei Jahre Schweißpraxis, an die Lehrzeit anschließend oder sieben Jahre Schweißpraxis.

Die vor der Eintragungsbehörde abzulegende Prüfung besteht aus einem theoretischen und einem praktischen Teil.

Bei der theoretischen Prüfung werden verlangt: Elementarkenntnisse aus der Elektrizitätslehre, soweit sie für die Elektroschweißung in Betracht kommt (Gleichstrom, Wechselstrom, Leiter, Isolatoren, Sicherungen, Transformatoren, Drosseln, Widerstand, Umformer, Polarität, Bau der Apparate und Geräte, Anschluß und Behandlung der Apparate und Geräte, Auffindung von Fehlern in der elektrischen Ausrüstung, Kraftversorgung und Stromverbrauch, wirksame Erdungsanlagen); Schutz der Schweißer (erste Hilfe bei elektrischen Unfällen); Metallurgie (Kenntnis der Warmbehandlung schweißbarer Metalle, deren Zusammensetzung, Anwendung der verschiedenen Schweißdrähte, Wirkung von Einschlüssen, Lichtbogenlänge usw.); Festigkeitslehre (Festigkeit des Schweißwerkstoffes, Eigenschaften schweißbarer Metalle, Schrumpfspannungen, Seitenschweißung, Stumpfschweißung, Ausbesserungsarbeiten); praktische Kenntnisse (Vorbereitung der Werkstücke, allgemeine Anlage des Arbeitsplatzes, Reihenfolge der Schweißungen zur Vermeidung von Verformungen, Auftragsschweißung für abgenutzte Teile, Schweißung mehrlagiger Nähte, Herstellung von Prüfstücken für die Schweißerprüfungen, Prüfung der Schweißnähte). Hinweise auf Kenntnisse in der Baustatik fehlen, dagegen entsteht der Eindruck, als ob Schrumpfspannungen in ihrer Bedeutung für die Festigkeit von Schweißverbindungen vollkommen geklärt und dementsprechend leicht erfaßbar sind.

Bei der praktischen Prüfung sind Schweißungen unter Benutzung nackter und ummantelter Schweißdrähte in senkrechter und waagerechter Lage sowie überkopf herzustellen.

¹⁾ Nach einem Vortrag in der Stunde der Schweißtechnik des Ausschusses für Schweißtechnik beim VDI am 8. Oktober 1934 im Ingenieurhaus, Berlin.

3. Die Schweißarbeiten müssen von Schweißern ausgeführt werden, welche eine entsprechende Ausbildung und praktische Erfahrungen haben. Als Befähigungsnachweis gilt der „Schweißerschein A“ des Australischen schweißtechnischen Institutes.

Nach den Bedingungen zur Erlangung des „Schweißerscheines A“ kann dieser an jede Person ausgegeben werden, welche die erforderliche Ausbildung nachweist und vor der Eintragungsbehörde eine befriedigende Prüfung ablegt. An Ausbildung wird gefordert:

Nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und daran anschließende zweijährige Praxis als Schweißer oder nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und das Schweißerzeugnis des „Working Men's College“, Melbourne, oder einer anderen anerkannten Schule. Das Schulzeugnis kann entweder während der Lehrzeit oder daran anschließend erworben werden. Als gleichwertig gelten fünf Jahre Praxis als Schweißer.

Die Prüfung umfaßt wiederum einen praktischen und einen theoretischen Teil. Die praktische Prüfung ist die gleiche wie beim „Schweißungsüberwachungsschein“, während die theoretische Prüfung weniger umfangreich ist, aber für einen Handwerker immer noch erstaunlich viel Kenntnisse verlangt.

Anschließend wird zunächst darauf hingewiesen, daß der Grundwerkstoff den Bestimmungen der einschlägigen Australischen Normen und der Schweißdraht den „Vorschriften für Schweißdrähte für Lichtbogenschweißungen“ (A. S. S. Nr. A 18) genügen soll. Diese Vorschriften sind in einem Anhang wiedergegeben; sie enthalten umfangreiche Bestimmungen über die Kennzeichnung der Schweißdrähte, deren physikalische Eigenschaften und die Prüfung des Schweißwerkstoffes und der Nähte. Die wichtigsten Bestimmungen sind:

Die Schweißdrähte sowie deren Verpackung müssen gekennzeichnet werden durch den Namen des Herstellers oder das Warenzeichen, die Drahtdicke und die Güteklasse oder den Verwendungszweck. Entsprechende Angaben auf der Verpackung sollen es außerdem ermöglichen, die Charge festzustellen, aus der die betreffenden Drähte stammen.

Als Drahtdicke gilt der Drahtkerndurchmesser, der sich in den Grenzen gemäß Tafel 1 halten muß. Diese gibt die vorgesehenen Drahtdicken nach der englischen Drahtlehre (S. W. G.) wieder.

Es werden nur zwei Güteklassen unterschieden: Gewöhnliche Güte (Ordinary grade) und Bau-Güte (Structural grade).

Die Zugehörigkeit zu einer der beiden Güteklassen wird durch die physikalischen Eigenschaften des Schweißwerkstoffes bestimmt. Hierzu dienen genormte Probestücke, die vorschriftsmäßig herzustellen sind. Die zu benutzenden Stromstärken (Gleich- oder Wechselstrom) und die Abmessungen der Schweißlagen gibt Tafel 2 an.

Tafel 2.
Stromstärken für die Herstellung von handgeschweißten Prüfstücken.

S. W. G. Nr.	Drahtkerndurchmesser mm	Länge der gelegten Raupe in mm je 425 mm Schweißdrahtlänge	Schweißstrom	
			Amp.	
12	2,6	102 bis 152	80 bis 110	
10	3,3	152 „ 203	110 „ 130	
8	4,1	203 „ 254	130 „ 160	
6	4,9	279 „ 330	160 „ 200	
4	5,9	356 „ 357	180 „ 250	

Die allgemeinen Regeln für die Herstellung der Prüfstücke sind ausführlicher gehalten als bei uns. Die Prüfkörper dürfen nach der Schweißung nicht ausgeglüht oder einer sonstigen Warmbehandlung unterworfen werden. Bleche und Stäbe für Probestücke müssen aus weichem (niedrig gekohltem!) Stahl bestehen, entsprechend den „A. S. S. Nr. A 1, Baustahl“.

Folgende Versuche sind durchzuführen: 1 Schweißwerkstoff-Zugversuch, 1 Stumpfnahzugversuch, 1 Kaltblegeversuch, 5 Kerbschlagversuche, 1 Stirnkehlnahtversuch, 1 Längskehlnahtversuch.

Bild 1 zeigt das Probestück, das unterteilt wird für den Schweißwerkstoff-Zugversuch und die 5 Kerbschlagproben. Zwei Bleche werden durch eine V-Naht mit einem Winkel von 90° verbunden. Der Schweißwerkstoff wird in mehreren Lagen aufgebracht, bis die Naht eine Wulst von rd. 3 mm aufweist. Durch eine einfache Raupe ist die Naht auf der Rückseite zu verstärken.

Zuerst wird der für den Schweißwerkstoff-Zugversuch bestimmte Teil herausgeschnitten und aus ihm der in Bild 1 punktiert eingezeichnete

Normalprüfstab gedreht. Seine Einspannungen sind schon vorher durch Aufschweißungen verstärkt. Der Prüfstab wird mit feinem Schmirgelleinen poliert, um etwaige Bearbeitungsrillen oder Kratzer zu beseitigen.

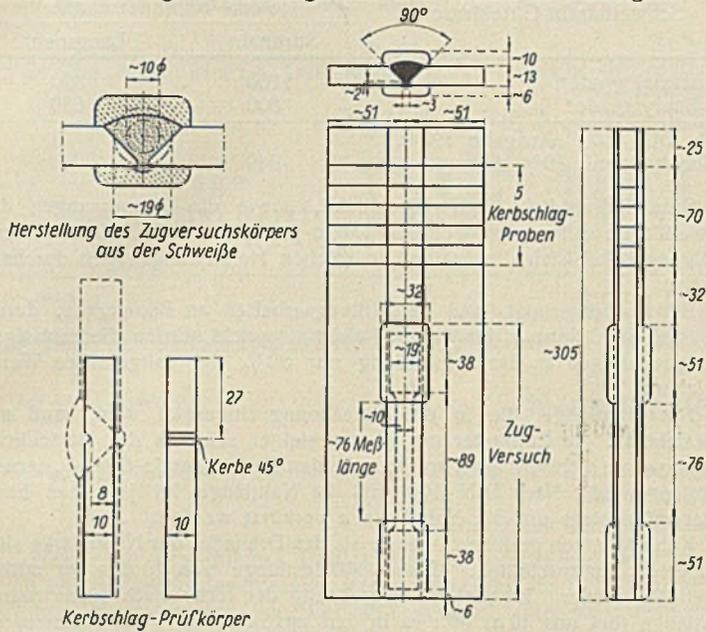


Bild 1. Prüfkörper für Schweißwerkstoffzugversuch und Kerbschlagversuch.

Bei dem mit diesem Prüfstab durchgeführten Zugversuch sollen folgende Mindest-Bruchfestigkeiten erreicht werden:

- Bei „Structural grade“-Schweißdrähten $\sigma_{Br} = 4410 \text{ kg/cm}^2$
- „Ordinary grade“- „ „ „ $\sigma_{Br} = 3465$

Einen vergleichbaren Versuch enthält weder DIN 4100 noch DIN 1913. Der verbleibende Teil des Probestückes wird dann durch Fräsen oder Hobeln auf eine Dicke von 10 mm gebracht. Saubere maschinelle Bearbeitung genügt. Daraus gewinnt man durch Fräsen oder Sägen 5 Kerbschlag-Versuchstäbe nach Izod mit den in Bild 1 angegebenen Abmessungen. Die Normkerbe liegt in der Mittellinie der Stumpfschweißung und an der offenen Seite der V-Naht.

Der Kerbschlag-Versuch muß ergeben für „Structural grade“-Schweißdrähte 4,15 mkg und für „Ordinary grade“-Schweißnähte 2,76 mkg.

In DIN 1913 sind nur die Probenform und die Temperatur für die Versuchsdurchführung vorgeschrieben, aber nicht die Mindestwerte für die Schlagarbeit.

Bild 2 zeigt das Probestück für den Stumpfnah-Zugversuch. Zwei Bleche mit 3 mm Wurzelabstand werden durch eine V-Naht mit einem Winkel von 90° zusammenschweiß. Nachschweißung auf der Wurzelseite ist Vorschrift. Die Nahtwülste sind auf beiden Seiten zu entfernen. Verlangt werden die gleichen Mindest-Bruchfestigkeiten wie beim Schweißwerkstoff-Zugversuch. Der vergleichbare Wert der DIN 4100 beträgt $\sigma_{Br} = 3700 \text{ kg/cm}^2$. Der zu verwendende Grundwerkstoff hat eine höhere Mindestfestigkeit (etwa 4400 kg/cm²) als unser St 37, daher kann bei dieser Probe für den besseren Schweißdraht $\sigma_{Br} = 4410 \text{ kg/cm}^2$ gefordert werden.

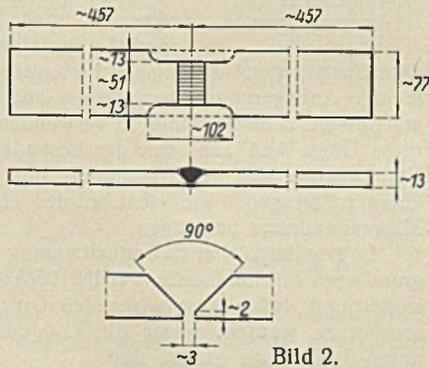


Bild 2. Prüfkörper für Stumpfnahzugversuch.

Das Probestück für den Kaltbiege-Versuch (Biegedehnungsversuch) zeigt Bild 3. Auf ein Blech aus weichem Stahl wird Schweißgut aufgebracht. Das Probestück wird dann so weit abgearbeitet und geglättet, bis der im Bild 3 stark ausgezogene Stab entsteht. Die Schweißgutseite erhält in Abständen von 12,7 mm Teilstriche. Das Probestück wird dann um eine Walze von 39 mm Durchmesser gebogen, wobei sich natürlich die geschweißte Fläche an der konvexen Seite des gebogenen Stabes befindet. Das Biegen ist so lange fortzusetzen, bis Anrisse im Schweißwerkstoff feststellbar sind. Die Dehnung ist über den Anrissen zwischen den nächstgelegenen Teilstücken zu messen. Als Mindestwerte für diese „Biegedehnung“ gelten:

- 25% auf 12,7 cm Meßlänge für „Structural grade“- Schweißdrähte
- 12% auf 12,7 cm Meßlänge für „Ordinary grade“- Schweißdrähte.

Unter der rohen Annahme, daß bei diesem Biegevorgang die Bernoulli-Naviersche Hypothese vom Ebenbleiben der Ouerschnitte noch ungefähr erfüllt wird, lassen sich aus diesen Dehnwerten Biege Winkel von 13°

und 30° errechnen. In DIN 4100 wird für St 37 und St 52 bei einer Stumpfnahprobe ein Biege Winkel von 50° gefordert, der insbesondere bei St 52 und nicht ummantelten Schweißdrähten nicht unbedeutliche Schwierigkeiten bereitet. Der tatsächlichen Dehnfähigkeit der Schweiß-

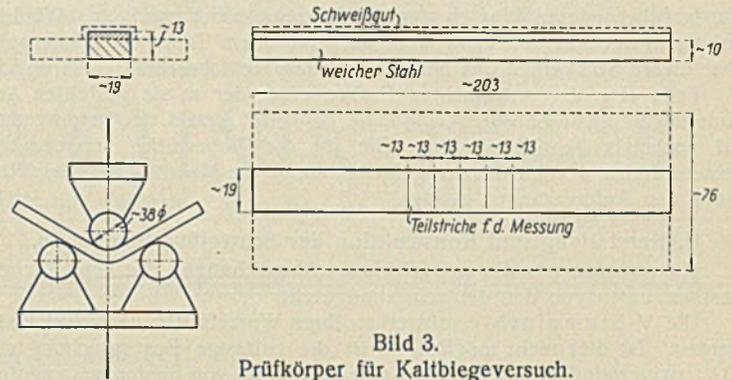


Bild 3. Prüfkörper für Kaltbiegeversuch.

verbindung im Stahlbauwerk wird man wahrscheinlich mit der australischen Biegedehnungsprobe näher kommen als mit dem Kaltbiegeversuch in DIN 4100. Maße für Durchmesser und Abstand der Rollen der Biegeeinrichtung sind nicht angegeben. Sie spielen hier allerdings im Gegensatz zum Kaltbiegeversuch eine gänzlich untergeordnete Rolle.

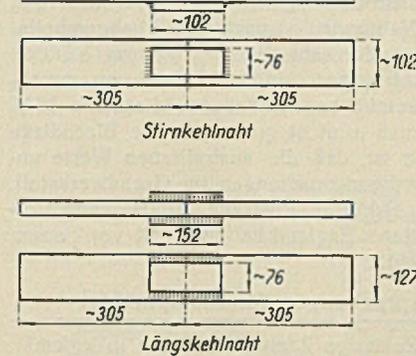


Bild 4. Prüfkörper für Kehlnahtversuch.

Bild 4 zeigt das Prüfstück für den Flankenkehlnaht-Versuch, auf den wir jetzt in DIN 4100 wegen der leichten Befriedigung dieser Forderung

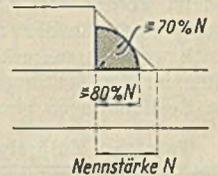


Bild 5. Kehlnahtabmessungen.

verzichtet haben. Außerdem wird hier aber noch eine Stirnkehlnahtprobe untersucht. Blech- und Nahtdicken sind aus Tafel 3 zu entnehmen.

Tafel 3. Abmessungen der Kehlnaht-Versuchstäbe.

Schweißdrahtdicke	Nahtdicke	Nenn-Bruchdicke	Bruchdicke		Geringste Blechdicke				Angenäherte Länge der gelegten Raupe für je 425 mm Schweißdrahtlänge	
			Kleinwert	Großwert	Längsnaht		Stirnnaht			
					Hauptblech	Lasche	Hauptblech	Lasche		
S.W.G.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
12	2,6	4,8	3,3	2,5	4,1	12,7	9,5	12,7	9,5	152
10	3,3	4,8	3,3	2,5	4,1	12,7	9,5	12,7	9,5	203
8	4,1	6,4	4,6	3,8	5,3	15,9	12,7	15,9	9,5	203
6	4,9	7,9	5,6	4,6	6,6	19,1	15,9	15,9	12,7	229
4	5,9	7,9	5,6	4,6	6,6	19,1	15,9	15,9	12,7	330

Die Nahtschenkel müssen eine Länge von 80% der Nenn Dicke (s. Bild 5) besitzen. Die Flankenkehlnähte können durchgehend geschweißt und dann an der Verbindungsstelle der beiden Hauptbleche getrennt werden. Die Endflächen der Nähte sind so weit abzarbeiten, bis sie mit der Stirnfläche der Lasche bündig liegen.

Die erforderlichen Mindestfestigkeiten enthält Tafel 4.

Tafel 4. Kehlnaht-Festigkeit.

Güteklasse	Schweißdrahtdicke		Kehlnahtdicke	Kleinwert der Festigkeit der Naht	
	S. W. G.	φ		Längsnaht	Stirnnaht
	Nr.	mm	mm	t/cm	t/cm
„ordinary grade“	12	2,6	4,8	0,9	1,16
	10	3,3	4,8	0,9	1,16
	8	4,1	6,4	1,3	1,56
	6	4,9	7,9	1,6	1,92
	4	5,9	7,9	1,6	1,92
„structural grade“	12	2,6	4,8	1,2	1,44
	10	3,3	4,8	1,2	1,44
	8	4,1	6,4	1,6	2,00
	6	4,9	7,9	2,0	2,48
	4	5,9	7,9	2,0	2,48

Die Proben, deren Anzahl bereits auf S. 6 angegeben wurde, sind für jede einzelne Drahtdicke und jede Güteklasse durchzuführen. Diese große Probenanzahl wird einigermaßen verständlich, wenn man sich vergegenwärtigt, daß diese Prüfung gleichzeitig eine Zulassungsprüfung für Schweißdrähte und nicht zwangsläufig und regelmäßig zu wiederholen ist. Nur auf besonderen Wunsch der Aufsichtsbehörde kommt eine Wiederholung in Betracht und dann wohl nur von einem Teil. Ganz klar geht aber dieser Sachverhalt aus den Vorschriften nicht hervor.

Falls eine der untersuchten Proben einer der an sie gestellten Anforderungen nicht entspricht, muß die doppelte Anzahl der betreffenden Art nochmals geprüft werden. Die für die Probestücke verwendeten Schweißdrähte werden dann zugelassen, wenn die Mehrzahl der geprüften Stäbe den Anforderungen genügt.

II. Herstellung und Konstruktion der Schweißverbindungen.

Hier werden nur die wesentlichsten Abweichungen der australischen Bestimmungen von den deutschen mitgeteilt.

Die V-Stumpfnähte müssen an ihren Wurzelseiten nachgeschweißt werden. Ist dies nicht möglich, so ist die zulässige Beanspruchung um 50% zu vermindern und die Naht darf dann nicht von Biegemomenten beansprucht werden, deren Wirkungsebene senkrecht zur Längsachse der Stumpfnahht steht. In diesen Fällen sollen der Abschrägungswinkel, der sonst mindestens 70° (bei uns 60°) betragen soll, und der Zwischenabstand der zu verschweißenden Bleche besonders groß gewählt werden, um das Durchschweißen zu erleichtern.

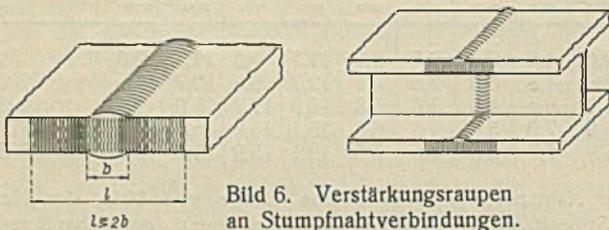
Die Querschnittsdicke der Naht soll etwa um 10% größer sein als diejenige der Bleche. Andernfalls ist die zulässige Beanspruchung um 10% zu vermindern, es sei denn, die Nahtwulst ist nachträglich abgearbeitet worden. Als Maß *a* für die Berechnung der Naht gilt deren gesamte Dicke.

Die zulässigen Beanspruchungen sind in Tafel 5 zusammengestellt und mit unseren Werten verglichen. Dabei sind diese um 10% verringert, weil unser Rechnungsmaß *a* nicht größer als die Blechdicke eingesetzt werden darf. Beachtlich ist, daß die australischen Werte unabhängig sind von den zulässigen Beanspruchungen im Grundwerkstoff, was sich wohl daraus erklärt, daß bisher in Australien umfassende Vorschriften für den Stahlhochbau fehlten. England hat auch erst vor kurzem solche Bestimmungen herausgebracht.

Tafel 5. Zulässige Beanspruchungen für Stumpfnähte.

Schweißdraht-Güteklasse	Zulässige Beanspruchungen in kg/cm ²		
	Zug	Druck	Abscherung
„Structural grade“	1100	1100	880
„Ordinary grade“	790	790	630
Nach DIN 4100 (Ausgabe 1934), Hochbau; mit 10% Abzug	1080	1120 <small>(i. a. Verminderung durch ω-Wert)</small>	940

Die Gegenüberstellung zeigt, daß unsere Werte in der Nähe der für den „Structural grade“-Schweißdraht zulässigen Beanspruchungen liegen, zum Teil auch darüber.



Gemäß Bild 5 sollen die Stumpfnähte an den Seitenflächen des Bleches oder Flansches noch Zusatznähte erhalten, deren Länge mindestens so groß sein muß wie die zweifache obere Weite der Naht. Die beabsichtigte Verstärkung kann bei statisch belasteten Baugliedern eintreten, bei dynamisch belasteten dürfte dadurch aber meist eine Schwächung hervorgerufen werden.

Bei der Kennzeichnung der Kehlnähte spielt die aus Bild 5 ersichtliche Nennstärke *N* eine Rolle. Die „Bruchdicke“ der Naht darf nicht kleiner als 70%, die Schenkellänge nicht kleiner als 80% der Nennstärke sein. Die erste Forderung muß bei annähernd gleichschenkligen Nahtquerschnitt aus geometrischen Gründen stets erfüllt sein, auch bei konkaven Nähten. Sie könnte gegen die Verwendung allzu ungleichschenkliger Nähte schützen, wenn die Tangente stets dort an die Umrißlinie des Nahtquerschnitts zu legen ist, wo die Naht die geringste Dicke hat. Ein näherer Hinweis fehlt leider. Die zweite Forderung verhindert die Verwendung sehr konvexer Nähte (nach DIN 4100 mit großem $\angle a$).

Die zulässigen Beanspruchungen gibt Tafel 6 wieder. Wesentlich ist, daß die Längsnaht nicht so hoch wie die Stirnnaht beansprucht werden darf. Veranlassung hierzu gab wohl die ungleichmäßige Verteilung der Schubspannungen längs der Flankenkehlnähte. Bei dynamischen Belastungen kann aber bekanntlich in besonderen Fällen die Stirnnaht mehr als die Flankenkehlnaht zu Besorgnissen Anlaß geben.

Tafel 6. Zulässige Beanspruchungen für Kehlnähte.

Schweißdraht-Güteklasse	Zulässige Belastungen in kg je cm ² Nahtquerschnitt	
	Stirnnaht	Längsnaht
„Structural grade“	1100	870
„Ordinary grade“	800	630
Nach DIN 4100 (Ausgabe 1934), Hochbau; mit 10% Abzug	940	940

Schweißdrahtdicke und Blechdicke, sowie die Abmessungen der Schweißlagen sollen nach weiteren Tafeln geregelt werden. Nach unseren Erfahrungen hat sich die Freiheit in solchen Herstellungsfragen durchaus bewährt.

Bei Ausbesserungs- und Verstärkungsarbeiten an Bauwerken, deren Werkstoff den Normen für Baustahl nicht entspricht, dürfen die zulässigen Beanspruchungen in der Schweißung nur 80% der mitgeteilten Werte erreichen.

Die Nahtlänge, die in die Berechnung eingesetzt wird, muß mit Rücksicht auf die Endkrater um 13 mm kleiner sein als die tatsächliche Länge, wenn nicht die Naht an ihren beiden Enden um je 6 mm „herumgezogen“ wird. Nach DIN 4100 muß die Nahtlänge für je einen Endkrater mindestens um die Nahtdicke *a* verkürzt werden.

Kehlnähte von geringerer Länge als das Dreifache der Nennstärke sind rechnerisch auszuschalten. Unsere Mindestlänge von 40 mm ist mithin wesentlich größer. Eine obere Begrenzung der rechnerisch ausnutzbaren Nahtlänge (bei uns 40 *a*) gibt es in den australischen Vorschriften nicht.

Unterbrochene Kehlnähte sind gestattet, allerdings mit Mindestlängen der einzelnen Schweißnähte von 76 mm und Größtlängen der Unterbrechungen von 230 mm. In DIN 4100 ist die entsprechende Bestimmung allgemeiner gefaßt.

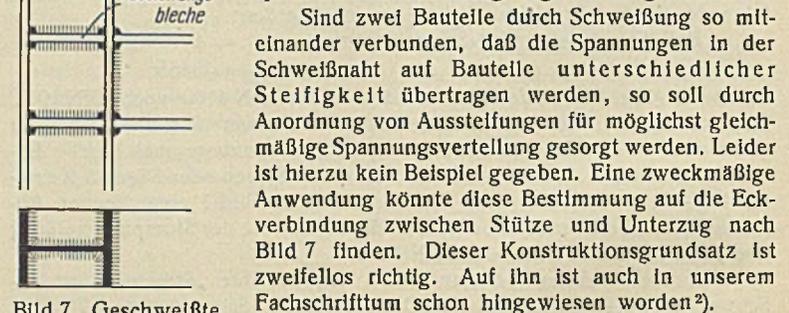


Bild 7. Geschweißte Rahmenecke mit Aussteifungen.

Sind zwei Bauteile durch Schweißung so miteinander verbunden, daß die Spannungen in der Schweißnaht auf Bauteile unterschiedlicher Steifigkeit übertragen werden, so soll durch Anordnung von Aussteifungen für möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung gesorgt werden. Leider ist hierzu kein Beispiel gegeben. Eine zweckmäßige Anwendung könnte diese Bestimmung auf die Eckverbindung zwischen Stütze und Unterzug nach Bild 7 finden. Dieser Konstruktionsgrundsatz ist zweifellos richtig. Auf ihn ist auch in unserem Fachschrifttum schon hingewiesen worden²⁾.

Sonstige baukonstruktive Anweisungen lassen erkennen, daß bei geschweißten Deckenträgeranschlüssen leider nicht näher erläuterte „sekundäre Spannungen“ sehr gefürchtet werden. Daher empfiehlt man, gelenkige Auflagerungen vorzuziehen und für Stoßlaschen von Trägern nur erstklassige Schweißdrähte zu verwenden. Mit unseren Auffassungen über diese Dinge und auch mit der besonderen Eignung der Schweißung als Verbindungsmittel des Kontinuums sind diese Anweisungen kaum in Einklang zu bringen. Vielleicht würden aber nähere Erklärungen mögliche Mißverständnisse beseitigen.

In grundsätzlicher Übereinstimmung mit unseren neuen Berechnungsgrundlagen für Stahlhochbau (DIN 1050) brauchen nur 50% der in Stützen- und -fußpunkten wirkenden Druckkräfte auf die Schweißnähte gerechnet zu werden, wenn die Endquerschnittsflächen der Stützen oder deren Stoßflächen gefräst sind.

Im Anhang werden durch eine Tafel noch Anhaltspunkte für die Wahl des geeigneten Schweißstromes in Abhängigkeit von der Drahtstärke gegeben. Ferner folgen Angaben über Schweißaggregat, Ausrüstungsgegenstände für die Schweißer, Unfallverhütungsvorschriften usw. Die Normen für Schweißdrähte der Lichtbogenschweißung sind nur Richtlinien für die praktische Handhabung der Kennzeichnung und Klassifizierung nach Drahtdurchmesser. Angaben wie unser DIN-Blatt 1913 enthalten sie nicht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß in den australischen Vorschriften der rein schweißtechnische Teil sehr umfassend durchgearbeitet ist, der uns manche Anregung für die Weiterentwicklung unserer Vorschriften bieten kann (z. B. durch den Biegedehnversuch). Dagegen scheint der Einfluß des Statikers verhältnismäßig gering gewesen zu sein; denn Einzelheiten über die Gestaltung und rechnerische Behandlung der elementaren Konstruktionsformen, wie Stöße, Trägeranschlüsse, sind in diesen Bestimmungen seltener als in DIN 4100.

²⁾ Unold, Bemerkungen zur Ausbildung geschweißter Rahmenknoten. Stahlbau 1931, S. 248 u. 311.

INHALT: Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg. — Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke.

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.