

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 14. Oktober 1932

Heft 21

Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Dörnen, Dortmund-Derne.

Die im folgenden beschriebenen Dauerversuche sind im Einvernehmen mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit einer Frequenz von acht Krafrichtungswechseln in der Minute durchgeführt worden. Sie unterscheiden sich hierdurch von den meisten anderen Zug/Druck-Dauerversuchen, bei denen die Frequenz durchweg viel höher ist. Durch den langsamen Krafrichtungswechsel kommen die Versuchsverhältnisse der Wirklichkeit näher. Die Versuche gewinnen damit an praktischer Bedeutung.

Zweck der Versuche sollte sein, die Sicherheiten, welche verschiedene Baustähle und mit den zulässigen Spannungen berechnete Schweißnähte gegenüber Wechselbeanspruchungen bieten, zu vergleichen. Um vergleichen zu können, wurden die Beanspruchungen der Versuchsreihen entsprechend diesen zulässigen Spannungen im Versuchsquerschnitt gegeneinander abgestimmt. Als Grundlage für die Vergleiche wurde zunächst die Anzahl Wechsel ermittelt, die gelochte Stäbe aus St 37 nach Abb. 1 bei einer Beanspruchung von rechnerisch $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ im geschwächten Querschnitt aushält, bis sich die ersten Haarrisse beobachten ließen.

Zum Vergleich wurden dann auch Stäbe aus St 52 gleicher Abmessungen untersucht, ferner Stäbe aus St 37 gleicher Abmessungen, welche in dem durch die Bohrung geschwächten Querschnitt durch X-Nähte nach Abb. 2 u. 3 verschweißt waren.

Da die zulässige Spannung für St 52 um 50% höher ist als für St 37, mußte also seine Versuchsspannung gegenüber dem St 37 auch um 50% von ± 1400 auf $\pm 2100 \text{ kg/cm}^2$ erhöht werden.

Für die X-Naht des geschweißten Stabes aus St 37 war die Versuchsspannung entsprechend auf $\pm 1400 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,3}{2} = 546 \text{ kg/cm}^2$ zu erniedrigen. Hierin erfaßt der Faktor 0,6 die nach den Schweißvorschriften vorgesehene Verminderung der zulässigen Spannung in X-Nähten, der Faktor $\frac{1,3}{2}$

die verschiedene Berücksichtigung der Wechselwirkung für den Mutterstoff und die Schweißnaht.¹⁾

Diese Spannungen sind den Versuchen zugrunde gelegt worden. Die Anzahl der bis zum Eintreten von Haarrissen ausgehaltenen Kraftwechsel gibt unmittelbar den gewünschten Vergleich der Sicherheiten zunächst unter den Verhältnissen und für die Spannungen der Versuche. Man kann aber weiter folgern, daß das, was für diese der Wirklichkeit nahekommenden Versuchsverhältnisse und Spannungen gilt, sich auf die Wirklichkeit und für die zulässigen

Spannungen übertragen läßt. Hierbei darf dann ohne weiteres als feststehend angenommen werden, daß Bauteile aus St 37, nach den Vorschriften bemessen, reichliche Sicherheit bieten.

Die Versuchsstücke sind aus Stäben 120/14, also aus dem Vollen herausgearbeitet worden (Abb. 1). Der Versuchsquerschnitt wurde durch das 30 mm-Loch absichtlich um 50% geschwächt, um der verschiedentlich aufgetauchten Ansicht nachzugehen, der St 52 sei gegen derartig starke

Schwächungen empfindlich.

¹⁾ Für den Mutterwerkstoff wird die Wechselwirkung nach den Vorschriften für Stahlbauwerke (B. E.) (S. 42, IV) berücksichtigt, für die Schweißnaht nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (Erläuterungen von Dr.-Ing. Kommerell, S. 32, Gl. 6'). Da bei den Versuchen $\sigma_{\min} = -\sigma_{\max}$ ist, ergibt sich, daß für die Schweißnaht die Wechselwirkung gegenüber dem Mutterstoff im Verhältnis 2:1,3 stärker erfaßt wird. Die zulässige Spannung muß dementsprechend im reziproken Verhältnis vermindert werden.

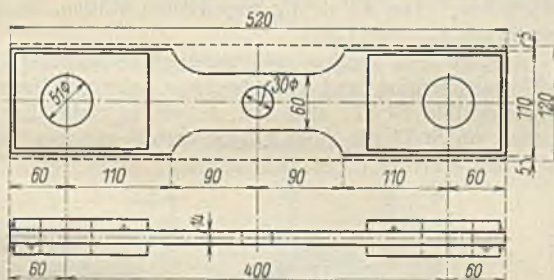


Abb. 1. Ausbildung der Prüfstäbe.

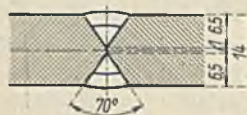


Abb. 2.

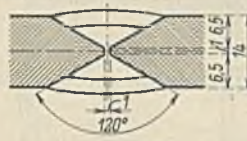


Abb. 3.

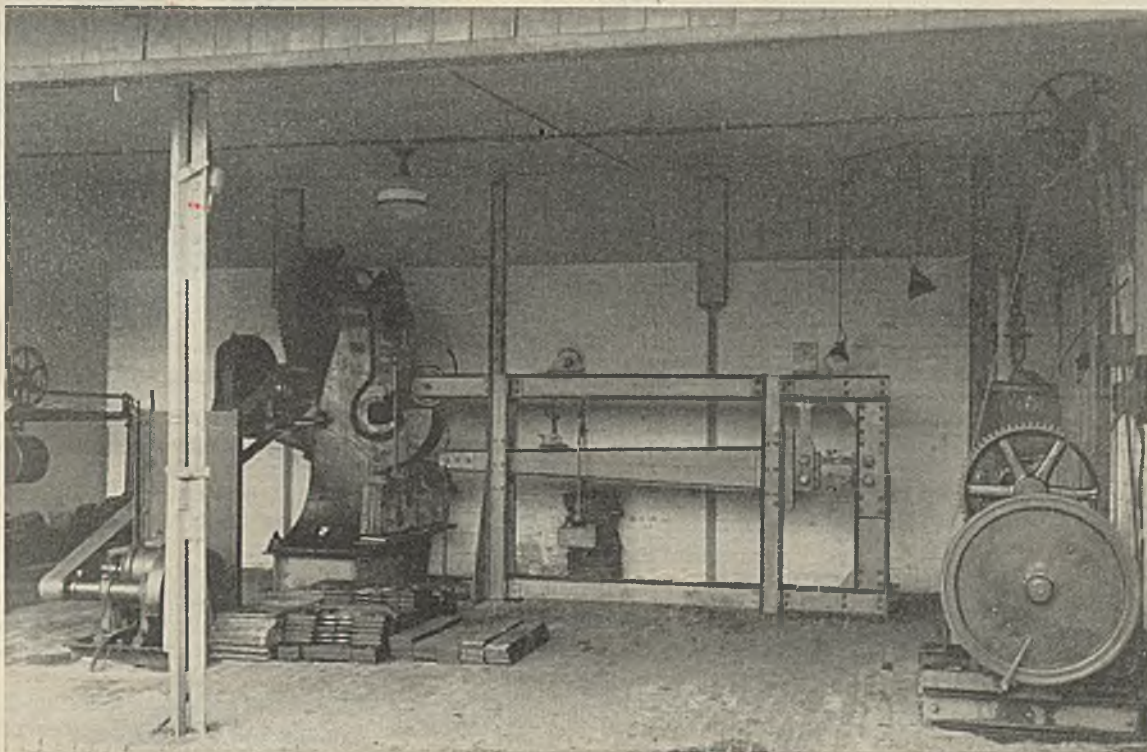


Abb. 4. Versuchsanordnung.

Die Versuchsmaschine ist in Abb. 4 dargestellt. Sie ist vom Verfasser gemeinsam mit Reichsbahnoberrat Blunck entwickelt worden. Um das erste Auftreten von Haarrissen rechtzeitig zu erkennen, wurden die Dehnungen im geschwächten Querschnitt mit Zeiss-Meßuhren genau beobachtet.

Die Wirkungsweise der Versuchsmaschine veranschaulicht das Schema nach Abb. 5, aus welchem auch die abwechselnd wirksamen Hebelbelastungen für $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ Spannung (St 37) ersichtlich sind.

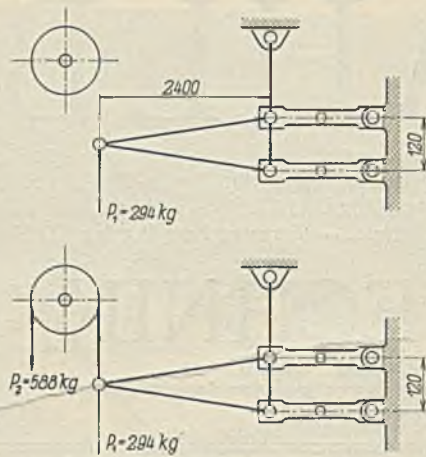


Abb. 5. Schematische Darstellung der Versuchsanordnung.

Tafel 1.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm^2	Bruchgrenze in kg/cm^2	Dehnung auf 200 mm in %
St 37	Ver. Stahlw.	120 · 14	22,3	35,7	31,2

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß
7 A	80 150	} auf einer Seite	Übertrag	471 655	} auf einer Seite
B	56 800		11 A	47 700	
8 A	20 660	} auf beiden Seiten	B	90 800	
B	55 660		12 A	81 280	
9 A	83 030	} auf einer Seite	B	56 750	
B	66 555		13 A	47 400	
10 A	37 640	} auf einer Seite	B	51 310	
B	71 160		Insges.	846 895	

Im Mittel: $\frac{846\,895}{14} \approx 60\,000$.

In der Tafel 1 sind die Ergebnisse der 14 untersuchten Probestücke aus ungeschweißtem St 37 zusammengestellt. Das Mittel der bis zum Eintritt der ersten Haarrisse ausgehaltenen Wechsel beträgt, auf volle Tausend abgerundet, 60 000. Die höchste Wechselzahl ist 90 800 und überschreitet das Mittel um 50 %; die niedrigste bleibt mit 20 660 um rd. 65 % zurück. Zur Beurteilung des Mittels ist zu sagen, daß eine Wechselbeanspruchung von $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ die nach den Vorschriften zulässige Spannung um 30 % überschreitet. Denn unter Berücksichtigung der Wechselwirkung bleibt, wenn die größte Zugspannung und die größte Druckspannung zahlenmäßig gleich sind, nur $\sigma = \frac{1400}{1,3} = \text{rd. } 1080 \text{ kg/cm}^2$ zulässig. In Wirklichkeit beträgt die Randspannung an der Lochleibung des schwächsten Querschnitts bekanntlich rd. das Zwei- bis Dreifache der rechnerischen.

Tafel 2.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm^2	Bruchgrenze in kg/cm^2	Dehnung auf 200 mm in %
St 52	Ver. Stahlw.	120 · 14	40,8	63,4	20

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß		
12 A	57 015	} auf einer Seite	Übertrag	341 965	} auf einer Seite		
B	57 015		15 A	65 080			
13 A	50 175		} auf beiden Seiten	B		68 665	
B	56 630			16 A		48 460	
14 A	59 830		} auf einer Seite	B		43 780	
B	61 300			17 A		50 100	
Zus.	341 965		Insges.	665 250		47 200	auf beiden Seiten

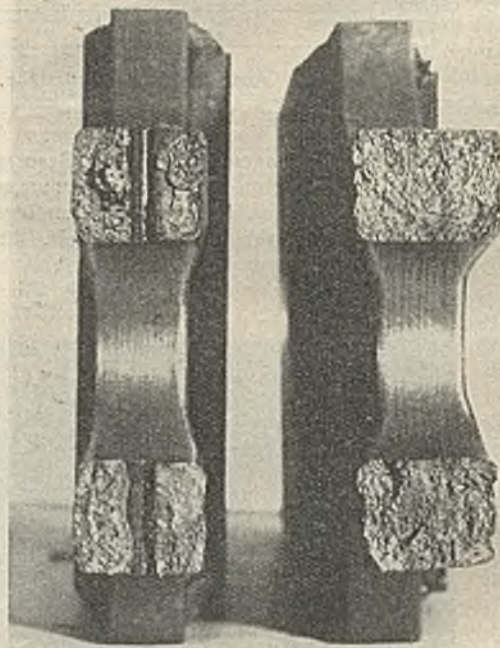
Im Mittel: $\frac{665\,250}{12} \approx 55\,000$.

Die Ergebnisse des ungeschweißten St 52 mit der um 50 % auf 2100 kg/cm^2 gesteigerten Versuchsspannung sind in der Tafel 2 zusammengestellt. Das Mittel der ausgehaltenen Wechsel beträgt bei den zwölf untersuchten Stäben, auf volle Tausend abgerundet, 55 000. Die höchste Wechselzahl ist 68 665, überschreitet also das Mittel um rd. 25 %. Die

niedrigste Zahl unterschreitet mit 43 780 das Mittel um rd. 20 %. Diese Streuung ist wesentlich kleiner als bei St 37 und spricht sehr zugunsten des untersuchten St 52. Der kleine Fehlbetrag am Mittel der ausgehaltenen Wechsel von 55 000 gegen 60 000 dürfte damit nahezu ausgeglichen sein. Man kann also sagen, daß der St 52 bei Spannungen, die dem St 37 gegenüber um 50 % erhöht sind, die praktisch gleiche Sicherheit bietet wie der St 37 und daß die starke Schwächung im Versuchsquerschnitt sich bei dem St 52 nicht anders auswirkt als bei dem St 37.

Für den mit einer X-Naht verschweißten St 37 mußte die Versuchsspannung, wie oben dargelegt, auf 546 kg/cm^2 ermäßigt werden. Die Nähte sind nach den Schweißvorschriften mit einem Flankenwinkel von 70° und unter Benutzung von Kjellberg-Elektroden St 37 A hergestellt worden (Abb. 2). Insgesamt wurden sechs Stäbe untersucht. Von diesen sechs Stäben zeigten sich bei einem nach 130 000 Wechseln die ersten Haarrisse, und zwar auch in der Lochleibung, am schwächsten Querschnitt, wie bei dem ungeschweißten St 37 und St 52. Die übrigen fünf Stäbe wurden nach mehr als 150 000 Wechseln unversehrt ausgebaut. Weitere Versuche wurden in dieser Reihe nicht vorgenommen. Denn bereits aus diesen sechs Versuchen kann gefolgert werden, daß X-Nähte, nach den Schweißvorschriften berechnet und hergestellt, wesentlich größere Sicherheit bieten als der ungeschweißte St 37, der entsprechend im Mittel nur rd. 60 000 Wechsel ausgehalten hat, und daß die starke Schwächung des Versuchsquerschnitts sich bei dem mit einer X-Naht verschweißten St 37 nicht anders auswirkt als bei dem ungeschweißten St 37. Nach diesem Ergebnis liegt, wenigstens für X-Nähte, keine Veranlassung vor, anzunehmen, daß unsere Schweißvorschriften, wenn sie richtig angewendet werden, nicht genügend Sicherheit bieten.

Anschließend wurden zwei weitere Versuchsreihen mit geschweißtem St 37 durchgeführt, und zwar beide mit der gleichen Spannung wie der ungeschweißte St 37, also mit $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$. Es sollte festgestellt werden, ob St 37 mit einer X-Naht bei der gleichen Spannung die gleiche Sicherheit bietet wie der St 37 selbst.



a) b)
Abb. 6. Bruchflächen.

Für die erste dieser Versuchsreihen wurden die X-Nähte den Vorschriften entsprechend und mit einem Flankenwinkel von 70° hergestellt (Abb. 2). Untersucht wurden sechs Stäbe. Alle Stäbe rissen bei weniger als 16 000 Wechseln. Sämtliche Versuche wurden bis zum Bruch durchgeführt. Alle Brüche gingen durch die Schweißnaht selbst. Der Übergang vom Werkstoff zur Schweißnaht blieb bei allen Stäben unbeschädigt. Bei sämtlichen Brüchen zeigte sich ferner, daß die Schweißnaht nicht einwandfrei die Winkelwurzel erfaßt hatte (Abb. 6a). Hierbei waren die Nähte, die mit einer 3 mm-Elektrode vorgeschweißt waren, etwas besser als die, welche mit einer 4 mm-Elektrode und in einer Lage geschweißt waren.

Nach diesem Ergebnis und auf Grund von Zwischenversuchen wurde der Flankenwinkel vergrößert und beim Schweißen zwischen den zu verschweißenden Stücken ein kleiner Abstand gelassen. Schließlich wurden die X-Nähte für die nächste Versuchsreihe nach Abb. 3 ausgeführt.

Tafel 3.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm ²	Bruchgrenze in kg/cm ²	Dehnung auf 200 mm in %
St 37	Ver. Stahlw.	120 · 14	22,3	35,7	31,2

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß
6 A	99 930	auf einer Seite	Übertrag	426 600	
B	46 220		11 A	57 690	
7 A	47 850	auf beiden Seiten	B	52 810	auf einer Seite
B	75 100		12 A	40 310	
8 A	31 300	auf einer Seite	B	29 370	auf beiden Seiten
B	26 400		13 A	36 600	
9 A	49 900	auf beiden Seiten	B	53 000	
B	49 900				
Zus.	426 600		Insges.	696 380	

Im Mittel: $\frac{696\,380}{14} \approx 50\,000$.

Von diesen Stäben wurden gleichfalls mit einer Spannung von $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ 14 Stäbe untersucht. Die Ergebnisse sind in Tafel 3 zusammengestellt. Das Mittel der ausgehaltenen Wechsel beträgt bei den 14 untersuchten Stäben, auf volle Tausend abgerundet, 50000. Die höchste

Wechselzahl beträgt 99 930, überschreitet also das Mittel um fast 100%. Die niedrigste Wechselzahl bleibt mit 26 400 um 40% hinter dem Mittel zurück. Diese Streuung ist etwas größer als bei dem ungeschweißten St 37; sie ist aber weniger auffallend, weil sämtliche Brüche durch die Schweißnaht selbst gehen und die Stärke der Schweißnaht, was sich nicht vermeiden läßt, bei den einzelnen Versuchsstücken naturgemäß verschieden ist. Auch hier blieben die Übergänge vom Werkstoff zur Schweißnaht bei allen Versuchen unverletzt. Die Brüche zeigten alle, daß die Nähte einwandfrei durchgeschweißt waren (Abb. 6b). Durch die beiden Maßnahmen (Vergrößerung des Flankenwinkels und Zwischenraum beim Schweißen) ist die Sicherheit der X-Nähte gegen Dauerbeanspruchungen auf fast das Vierfache gestiegen. In welchem Umfange jede der beiden zu dem günstigen Ergebnis beigetragen hat, kann man aus diesen Versuchen nicht schließen. Nach den Zwischenversuchen dürfte indessen der Hauptanteil auf die Vergrößerung des Flankenwinkels zu setzen sein, da nur so ein einwandfreies Durchschweißen sichergestellt war. Da die Brüche sämtlich durch die Schweißnaht selbst gehen und der Übergang Werkstoff-Schweißnaht bei allen Stücken unverletzt geblieben ist, besteht die Möglichkeit, wechselbeanspruchten geschweißten Bauteilen aus St 37 bei gleichen zulässigen Spannungen die gleiche Sicherheit zu geben wie ungeschweißten, wenn man die Schweißnaht selbst durch höherwertige Elektroden widerstandsfähiger macht. Da im vorliegenden Falle alle Schweißnähte mit einer normalen Elektrode (Kjellberg St 37 A) hergestellt worden sind, ergibt sich diese Möglichkeit ohne weiteres.

Entsprechende Versuche an Kehlnähten sind in Vorbereitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schaefels, Krefeld.

Von Oberingenieur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Der zu beschreibende Stahlskelettbau zeichnet sich nicht durch besondere Größe aus, er ist aber richtungweisend für die bauliche Ent-

wicklung des Geschäftsviertels der Stadt Krefeld, da er dort der erste Bau dieser Art ist. Wie in engen Geschäftsstraßen im Mittelpunkt der Städte üblich, war auch bei diesem Bauvorhaben größtmögliche Raumausnutzung und Anpassung an örtlich bedingte Fluchtlinien geboten. Eingehende Überlegungen aller technischen und wirtschaftlichen Vorteile und Notwendigkeiten führten zur Stahl-

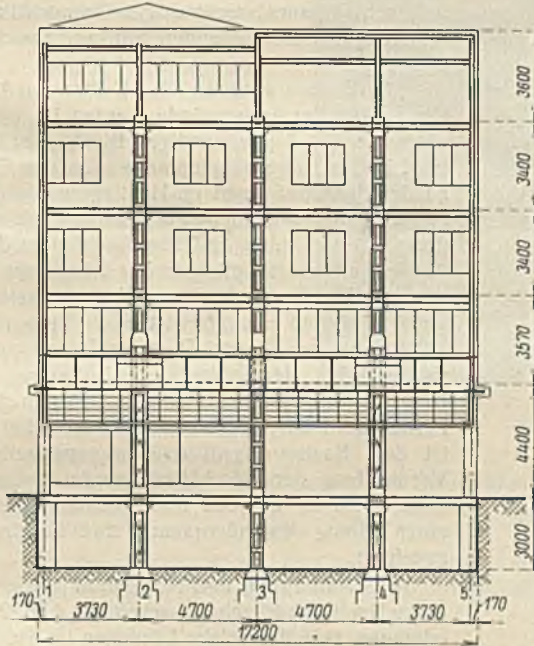


Abb. 1a. Ansicht, Reihe D.

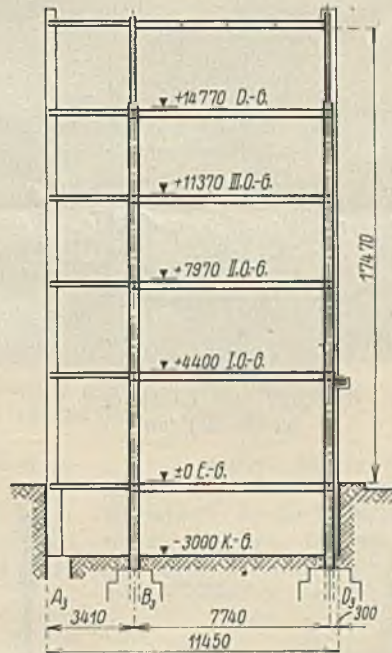


Abb. 1b. Querschnitt bei Reihe 3.

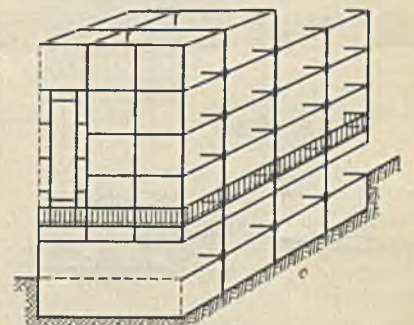


Abb. 1d. Systemskizze.

skelettbauweise. Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des Architekten Regierungsbaumeister Herbert Frank, Krefeld.

Der Neubau wurde an Stelle von zwei alten Häusern errichtet und sollte Raum für Läden und Wohnungen schaffen. Er liegt an zwei schmalen, mit starkem Verkehr belasteten Straßen, der Hoch- und Quartelstraße und schließt in der Hochstraße an ein vorhandenes Gebäude an (Abb. 1c).

Die Abmessungen gibt die Übersicht Abb. 1a bis d an. Die Hauptfront, an der Hochstraße gelegen, hat 11,45 m Breite, die Nebenfront an der Quartelstraße 17,2 m Länge.

Die Stahlkonstruktion reicht bis 3 m unter Straßenflur und überragt diesen um etwa 17,5 m. Die einzelnen Stockwerke über Flur haben Höhen von 4,4; 3,57; 3,4; 3,4 und 2,7 m im Dachgeschoß.

Angaben über Belastungen, Ausbildung von Decken, Wänden usw. werden an anderer Stelle ausführlicher gebracht¹⁾.

Das Haupttragssystem besteht aus drei mehrstöckigen Querrahmen in den Reihen 2, 3 und 4 und aus zwei in den Reihen B₂-B₄ und D₂-D₄ liegenden mehrstöckigen Doppel-Längsrahmen. Eine schematische Darstellung gibt Abb. 1d wieder. Die Quer-

¹⁾ Eine Beschreibung des gesamten Bauwerkes folgt von Herrn Regierungsbaumeister Frank.

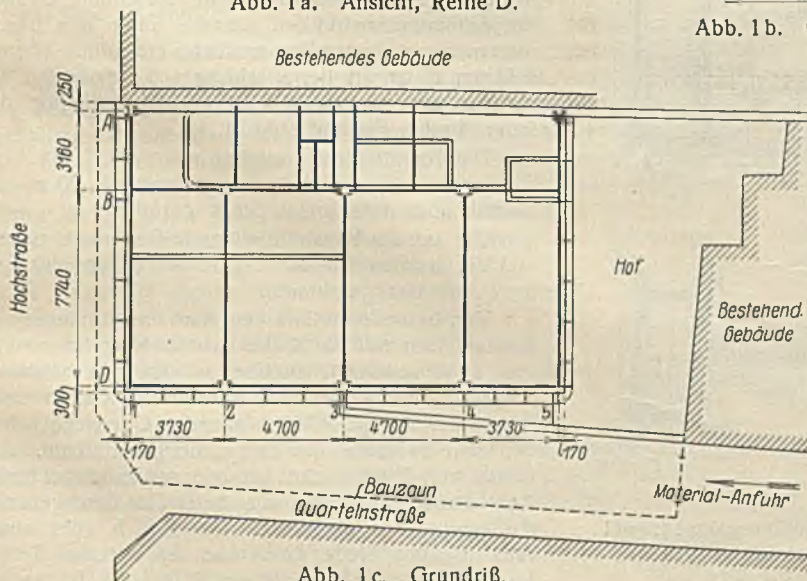


Abb. 1c. Grundriß.

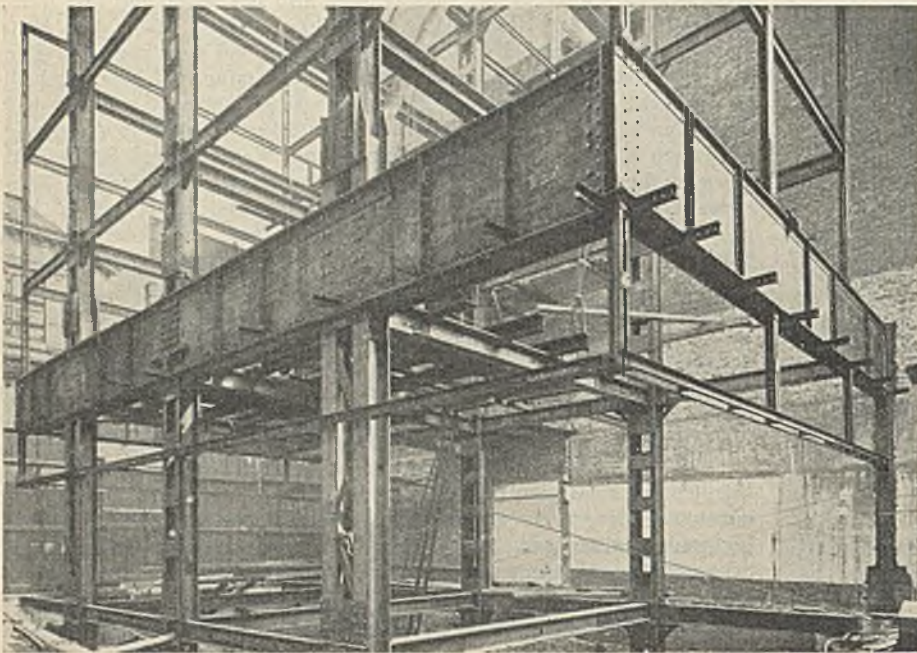


Abb. 2. Hauptstützen und Blechträger von der Hofseite gesehen.

rahmen haben 7,74 m Breite und die Längsrahmen 4,7 + 4,7 m. Die Verwendung von Rahmen an Stelle sonst üblicher Verbände mit Pfosten und Schrägen ergab den großen Vorteil, daß überall in der Quer- und Längsrichtung freier Durchgang bleibt und die durchgehenden Lichtbänder der

Wände nicht von störenden Stäben durchbrochen werden. Die Rahmen ließen sich gut anordnen. Durch die geschickte Aufteilung des an sich schrägen Grundrisses in einen aufgehenden rechteckigen Block und Verwendung des übrigbleibenden Zwickels für einen besonderen Anbau im Erdgeschoß wurde die Grundbedingung des rationalen Stahlbaues, rechteckiger Grundriß mit in den Achsen gegenüberstehenden Stützen, zweckmäßig erfüllt.

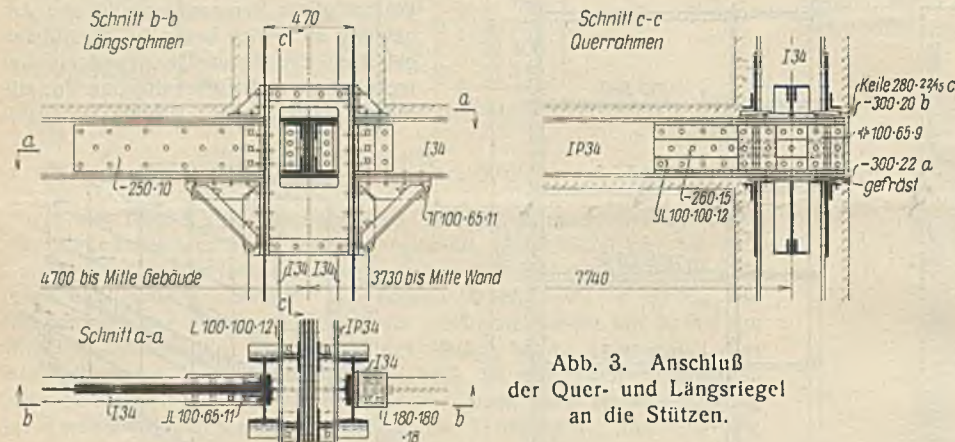


Abb. 3. Anschluß der Quer- und Längsriegel an die Stützen.

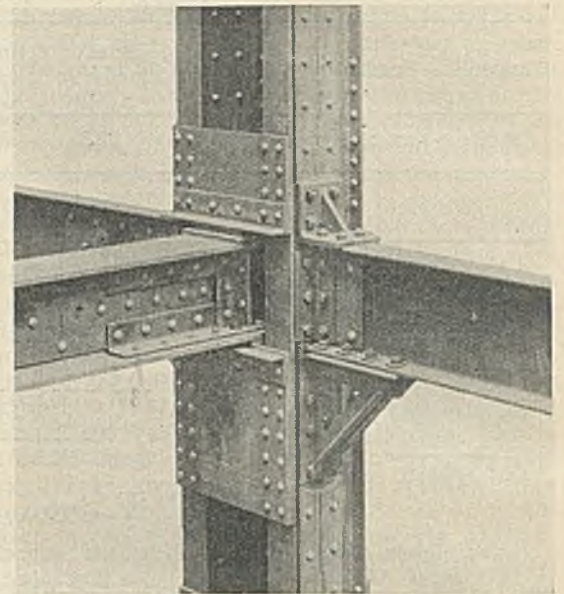


Abb. 4. Knotenpunkt der Doppelrahmen (s. a. Abb. 3).

Wände nicht von störenden Stäben durchbrochen werden.

Die Decken spannen über Felder von 4,7 · 7,74 m. Die Lasten der Außenwände werden im ersten Stockwerk durch doppelwandige Blechträger von 1,35 bzw. 1,30 m Höhe aufgenommen. In den Querfronten an der Hofstraße und im Hof lagern diese auf einer Stütze in der vorhandenen Wand des Nachbargebäudes (Reihe A) und ruhen in Reihe D auf dem 3,73 m weit überkragenden Hauptträger der Längsfront Quartelstraße. Am Kragende dieses Trägers greift eine Last von 81 t an und erzeugt mit anderen Lasten zusammen auf die Stützen D₂ und D₁ einen Druck von je 270 t, während bei der Stütze D₃ bei diesem Lastfall in Höhe der Fußplatte 52 t Zug aufzunehmen sind. Durch Fortfall der früher vorgesehenen Stützen bei D₁ und D₃ ist dem Bauherrn größere Bewegungsfreiheit in der Verwendung der Geschäftsräume im Erdgeschoß gegeben. So ist es jetzt ohne weiteres möglich, bei einer Teilung des Ladenraumes zwei Eckeingänge einzurichten.

Die Anordnung und Ausbildung dieser Gebäudeecken im Rohbau zeigt anschaulich Abb. 2, die auch erkennen läßt, daß solche Lösungen im Stahlbau keine Schwierigkeiten bereiten. Auf der Abbildung ist auch die Aufhängekonstruktion für die unter den Blechträgern vorgesehenen Fensterbänder ersichtlich, ebenso sind am Untergurt der Blechträger die Konsolen für ein Vordach zu erkennen, das als Lichtblende der vorerwähnten Fenster gedacht ist.

Die Hauptstützen bestehen aus zwei IP 34 bzw. I 34 und sind auf ihrer Länge von rd. 20 m nur einmal über dem ersten Stock gestoßen.

Um auf der Baustelle störende Geräusche zu vermeiden, wurden alle Montageverbindungen nicht genietet, sondern geschraubt.

Von besonderem Interesse sind die Rahmenecken; mußten doch hier die Kräfte aus den Riegelmomenten von zwei senkrecht zueinander stehenden Rahmen aufgenommen werden. Einen dieser Knoten zeigt Abb. 3. Die aus IP 34 bestehenden Querriegel schieben sich zwischen die doppelstieligen Stützen. Auf Grund von Erfahrungen bei anderwärts ausgeführten Anschlüssen wurde hier eine besondere durchgehende Auflagerplatte *a* eingelegt. Der Keil *b* geht ebenfalls in einem Stück durch und ist mit dem Träger fest verbunden. Unter diesen Keil sind Futter ge-

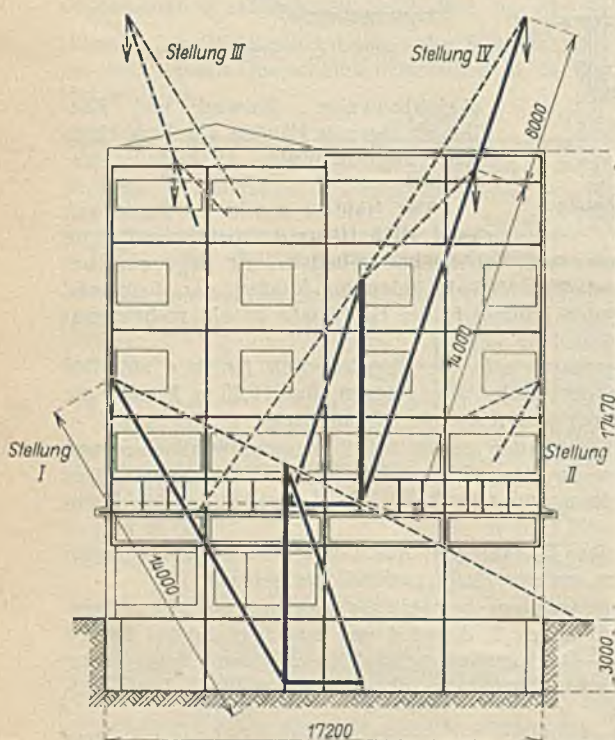


Abb. 6. Stellungen des Montagemastes.

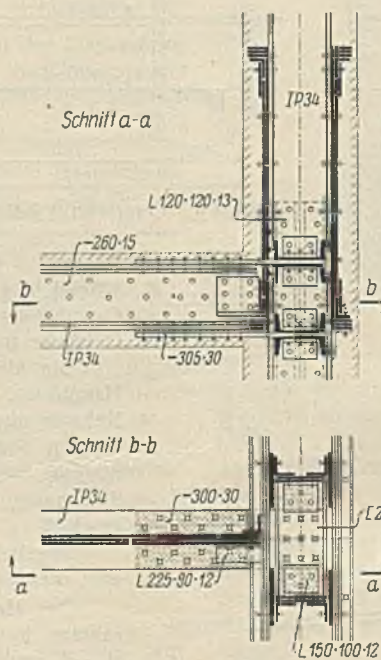


Abb. 5. Anschluß der Querrahmenriegel an die Hauptblechträger der Reihe D.

legt, um die Walztoleranz in der Höhe der Träger auszugleichen und um dadurch das Maß von Unterkante Träger bis Oberkante Keil genau einzuhalten, wodurch die Gewähr gegeben ist, daß die Keile *c* auch genau passen. Diese sind nur mit dem Handhammer leicht eingetrieben, um keine größeren Zusatzlasten in die Quertraversen zu bekommen. Um ein Lösen dieser Keile zu vermeiden, sind sie nach dem Ausrichten des Gebäudes an den Ecken autogen verschweißt worden. Die hier zum ersten Male ausgeführte Anordnung hat sich sehr gut bewährt²⁾.

Das Ausrichten bot in diesem Falle keine Schwierigkeiten, und die Rahmen waren vollständig steif.

In der Längsrichtung sind die Kräfte aus den Rieglmomenten durch steife Ecken aus elektrisch geschweißten Konsolen mit entsprechenden Versteifungen zwischen den Stützenstielen aufgenommen. Da in den Ebenen der Längsriegel Wände eingezogen werden, verschwinden die Ecken in diesen bzw. in den Decken. Das Bauwerk hat also nur glatte Raumlflächen. Einzelheiten gibt Abb. 3 wieder.

Das ansprechende und wirkungsvolle Aussehen dieses Knotenpunktes zeigt Abb. 4. Die im Bild ersichtlichen offenen Löcher in den Riegeln dienen zur Durchführung von Rundstählen für die kreuzweise bewehrten Decken.

Eine besondere Lösung zur Aufnahme des Momentes aus den Querträgern mußte gefunden werden für den Anschluß dieser Träger an die durchgehenden großen Blechträger im ersten Stockwerk. Wie Abb. 5 zeigt, ist das Moment in ein Kräftepaar aufgelöst, welches durch waagerechte Laschen aufgenommen wird. Diese Laschen sind durch den geschlitzten Blechträger gesteckt, und dort werden durch Traversen die Kräfte auf die Stützen übertragen.

Nach Klärung der Unterlagen wurde die Anfertigung der Werkzeichnungen, Beschaffung des Materials und die Anfertigung im Werk in 28 Arbeitstagen erledigt.

²⁾ Über die Berechnung dieser und anderer Knoten usw. wird der Verfasser in einer Studie über die zweckmäßige Ausbildung von Steifknoten in Kürze in dieser Zeitschrift berichten.

Alle Rechte vorbehalten.



Abb. 7. Stahlskelett nach beendeter Montage von der Hochstraße her gesehen.

Mit der Aufstellung der Montagegeräte wurde am 12. August 1932 begonnen und bereits am 15. August waren die ersten Stützen aufgestellt. Die gesamten Aufstellungsarbeiten wurden ohne jeden Unfall am 30. August 1932 beendet; mithin waren dazu also nur 14 Arbeitstage nötig. Beachtet man dabei, daß das Montagegerät mit Rücksicht auf den engen Raum auf der Baustelle zweimal gedreht und einmal vom Kellerfußboden auf das erste Stockwerk versetzt werden mußte, so ist diese Zeit als recht günstig zu bewerten. Die verschiedenen Stellungen des Montagegerätes sind in Abb. 6 eingetragen. Auf der Baustelle waren etwa 5300 Schrauben einzuziehen, während im Werk etwa 15 000 Niete geschlagen wurden.

Wegen der beschränkten Verhältnisse an der Baustelle und mangels eines Lagerplatzes war genaues, planmäßiges Arbeiten bedingt, da alle Bauteile zur festgelegten Stunde zur Verfügung stehen mußten. — Wegen der ungünstigen Anfuhr war kein Montagestück schwerer als 5 t.

Die Konstruktion wurde mit Rücksicht auf das Einmauern nicht gestrichen, nur die Kastenblechträger erhielten innen einen zweimaligen Werkanstrich mit Bleimennige.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion von 103 t ergibt bei 4300 m³ umbautem Raum nur 24,5 kg/m³ und verteilt sich wie folgt:

Blechträger	21,00 t
Stützen	36,50 t
Querrahmenriegel	24,00 t
Längsrahmenriegel	11,60 t
Dachaufbau	3,90 t
Treppenhaus	5,00 t
Rabitzträger	1,00 t

Zusammen: 103,00 t.

Das fertige Stahlskelett zeigt Abb. 7.

Die Aufstellung der statischen Berechnung erfolgte durch Zivilingenieur Regierungsbaumeister Schranz, Krefeld.

Die gesamte konstruktive Ausbildung, die Hauptwerkslieferung und die Montage lag in Händen der Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf. An der Werkslieferung war ferner die Firma Ludwig Kaeten Söhne, Krefeld, beteiligt. Gute Zusammenarbeit aller am Bauwerk Beteiligten gewährleistete kürzeste Bauzeit und die Einhaltung der geforderten Ausführungsfristen.

Entwurf eines geschweißten Rahmenbinders.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Im folgenden sollen die Grundsätze erörtert werden, die bei der Bearbeitung eines Hallenbaues für die Formgebung und schweißtechnische Durchbildung des Rahmenbinders maßgebend waren. Über den fertigen Bau in seiner Gesamtheit wird später berichtet werden. Durch Anwendung einer Reihe von neuartigen Konstruktionsprinzipien dürfte es gelungen sein, zu einer in wirtschaftlicher und schweißtechnischer Beziehung recht brauchbaren Lösung zu kommen, die als Anregung für die Durchbildung ähnlicher Bauwerke dienen kann und deren Besprechung daher auch mit Rücksicht auf die stürmische Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau nicht bis zur Fertigstellung des ganzen Bauwerkes verschoben werden soll.

Der zu entwerfende vollwandige Binder sollte die in Abb. 1 dargestellte Form erhalten. Da der Binderabstand und demgemäß die Belastung recht erheblich waren, schied die Verwendung von Walzprofilen von vornherein aus¹⁾. Als Grundprofil kam nur der übliche Blechträgerquerschnitt



Abb. 1. System.

¹⁾ Vgl. jedoch Gottfeldt, Profile aus geteilten P-Trägern. Der P-Träger, 1932, Heft 3; dort wird vorgeschlagen, I-Träger im Steg in diagonalen

aus einem Stehblech mit aufgeschweißten Gurtplatten in Frage. Zu klären blieb die Ausbildung der Rahmenecke, die aus architektonischen Gründen scharfkantig gewünscht wurde, sowie die Anpassung des Querschnittes an den Momentenverlauf. Baustellenschweißungen sollten, wie immer, nach Möglichkeit vermieden werden. Da sich zeigte, daß bei den gegebenen Abmessungen eine Binderhälfte unter Benutzung von Tiefladewagen noch im ganzen verladen werden kann (Abb. 2), wurde die Frage, ob Zwei- oder Dreigelenkbogen, zugunsten des letzteren entschieden. Damit waren alle umfangreicheren Baustellenschweißungen ausgeschaltet.

Die größten Biegemomente treten in der Rahmenecke auf; die scharfkantige Umlenkung der Flansche ergab eine diagonal gerichtete Komponente von beiläufig 200 t, zu deren Aufnahme eine sehr kräftige Rippe erforderlich war. Die Verbindung zwischen dieser Rippe und den Flanschen durch Schweißung hätte, wenn sie überhaupt ausführbar gewesen wäre, außerordentlich viele, starke Nähte erfordert, wäre also sowohl vom wirtschaftlichen wie vom schweißtechnischen Standpunkt zu

Richtung zu teilen und die Teile zu einem trapezförmigen Gebilde zusammensetzen, das an einem Ende nahezu die doppelte Höhe des ungeteilten Trägers erreichen kann. Man erzielt auf diese Weise erhebliche Widerstandsmomente bei einem Mindestaufwand an Nähten.

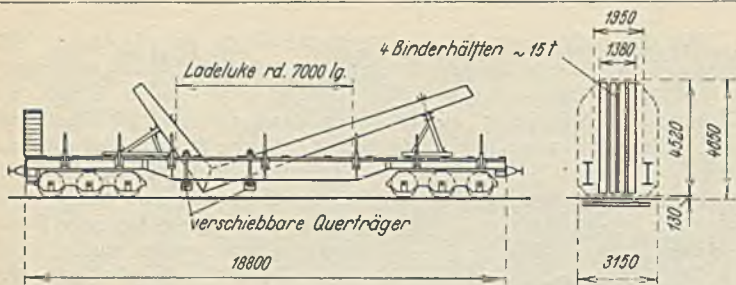


Abb. 2. Versand der Binderhälften in Tiefladewagen.

bemängeln gewesen. Daher wurde in weitestem Maße von unmittelbarer Kontaktübertragung Gebrauch gemacht.

Zu diesem Zweck wurden zunächst die inneren Gurtplatten abgebogen und unmittelbar als Rippen benutzt (Abb. 3). Um diese zweiteilige Rippe zusammenheften zu können und um aus einem sogleich zu erörternden Grunde eine noch größere Rippenstärke zu erreichen, wurde noch ein dritter, dünnerer, aber etwas breiterer Flachstab zwischengeschaltet; in der inneren Rahmenecke steht er etwas vor, die Kanten werden gebrochen und ermöglichen so eine zusätzliche Verbindung der Flanschen mittels der Nähte „1“ (Abb. 3). Dieser mittlere Flachstab ist auch für den Zusammenbau vorteilhaft, da man durch dessen Bearbeitung, gegebenenfalls durch leicht konische Form, den genauen Eckwinkel des Binders herstellen kann.

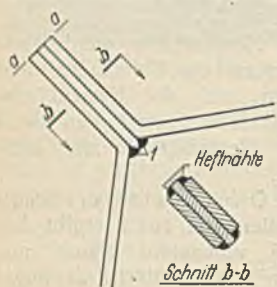


Abb. 3.

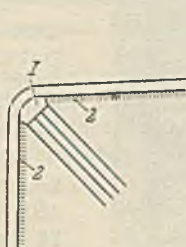


Abb. 4.

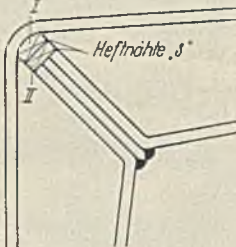


Abb. 5.

Abb. 3 bis 5. Ausbildung der Rahmenecken.

Auf die bearbeitete, recht breite Fläche *a-a* der Rippe sollte nun ein abgerundetes Stahlstück I gelegt werden, um das die äußere Gurtplatte herumgezogen werden konnte (Abb. 4). Gegen diesen Vorschlag traten insofern Bedenken auf, als für eine satte Berührung zwischen diesem Stahlstück und der Gurtplatte keine Gewähr geleistet werden konnte. Die Gurtplatte hätte sich zwar unter der Last gereckt und wäre so zum Anliegen gekommen, jedoch stand dann zu befürchten, daß hierbei zunächst die Nähte „2“ (Abb. 4) erhebliche Beanspruchungen in der Richtung ihrer Achse erleiden würden. Diese Einwände wurden durch Zwischenschaltung eines keilförmigen Stückes II behoben, wie aus Abb. 5, die die fertige Ecke darstellt, zu ersehen ist. Das abgerundete Stahlstück I erhält ebenfalls einen Anzug. Die Keile sollen keine Vorspannungen erzeugen, sondern werden nur mit leichten Schlägen so weit eingetrieben, daß die vorstehend geschilderten Bedenken gegenstandslos werden. Die überstehenden Enden der Keile werden, nachdem noch die Heftnähte „3“ ausgeführt sind, entfernt. Die geschilderte Konstruktion ist für Momente jeder Größe ausführbar; Voraussetzung ist nur, daß auf der Innenseite stets mit genügender Sicherheit Druck, außen entsprechend Zug herrscht.

Für die Abstufung der Gurte sind zwei Verfahren üblich. Das eine ist von der Nietkonstruktion übernommen und besteht in einer Veränderung der Anzahl der Gurtplatten; es erfordert erhebliche Schweißnähtlängen. Das andere läßt Gurtplatten verschiedener Stärke (oder auch Breite) stumpf aneinanderstoßen und ist damit den Besonderheiten der Schweißtechnik an sich besser angepaßt; die Stumpfstoße sind jedoch bei dickeren Platten auch recht teuer, so daß man ihre Anzahl nach Möglichkeit beschränken wird; damit ist aber wieder eine schlechtere Anpassung an den Momentenverlauf verbunden.

Im vorliegenden Fall wird daher beabsichtigt, die Breite der

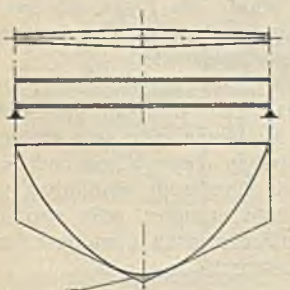


Abb. 8.

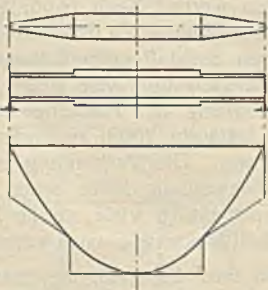


Abb. 9.

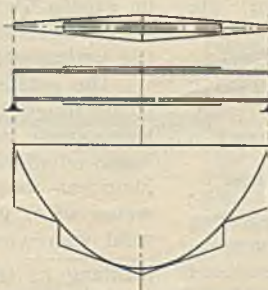


Abb. 10.

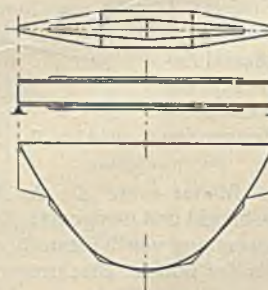


Abb. 11.

Abb. 8 bis 11. Vorschläge für die Abstufung der Gurtungen geschweißter Blechträger.

Platten stetig veränderlich zu gestalten, derart, daß immer ein zusammengehöriges Gurtplattenpaar durch einen Schrägschnitt aus einem entsprechend breiteren Flachstab gewonnen wird (Abb. 6). Bei diesem Vorschlag werden Stoße nur noch durch Versand- und Montagerücksichten sowie durch die vom Walzwerk erhältlichen Plattenlängen bedingt, während die Anpassung an den Momentenverlauf auch ohne Stoße eine recht gute wird. In statischer Hinsicht hat diese Ausführung den Vorteil, daß die durch eine plötzliche Änderung des Gurtquerschnittes erzeugten lokalen Spannungserhöhungen am Übergang zwischen Gurt und Steg fortfallen²⁾. Zwar muß damit gerechnet werden, daß beim autogenen Schneiden gemäß Abb. 6 die Gurtplatten sich verziehen, jedoch steht zu erwarten, daß die Kosten des Richtens weit unter denen der ersparten Stoße bleiben.

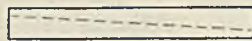


Abb. 6.

Gewinnung der Gurtplatten von veränderlicher Breite.

Da die innere Gurtplatte bereits in der Rahmenecke unterbrochen ist, erfordert also eine ganze Binderhälfte der hier geschilderten Art — abgesehen von außergewöhnlich großen Abmessungen — nur noch einen einzigen Plattenstoß im Obergurt des Riegels. Dieser Stoß kann gegebenenfalls in die Nähe des Momentennullpunktes gelegt werden, so daß u. U. eine einfache V-Naht ohne weitere Decklaschen ausreicht.

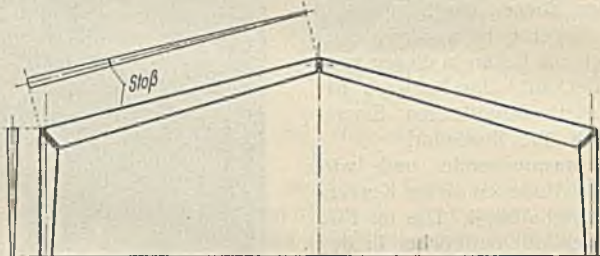


Abb. 7. Rahmenbinder mit scharfer innerer Ecke und stetig veränderlicher Gurtbreite.

Der ganze Binder ist in Abb. 7 dargestellt; Einzelheiten, wie Gelenkausbildung, Ausstufungen usw., sind fortgelassen. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß von der Konstruktion nicht nur ein wirtschaftlicher Erfolg erwartet werden darf, sondern daß sie auch in ästhetischer Hinsicht allen Ansprüchen gerecht zu werden verspricht. Das Schmalwerden der Flansche erscheint zwar zunächst ungewohnt, jedoch harmonisiert es durchaus mit der ähnlichen Form des Steges und betont in einer auch dem Laien verständlichen Weise die Wirkung des Dreigelenkbinders mit seinem momentenfreien Firstpunkt und den stark beanspruchten Ecken. Auch der glatte, durch keinen Absatz und keine Lasche unterbrochene Verlauf der Flanschen ist für die Gesamtwirkung des Binders von Vorteil.

Selbstverständlich kann das gleiche Abstufungsverfahren auch bei Blechträgern angewendet werden. Abb. 8 zeigt das einfachste Beispiel. Der Einwand, daß hier der Stoß gerade an der Stelle des größten Momentes liegt, hat keinerlei Berechtigung. Tatsächlich liegen alle Stumpfstoße bei geschweißten Blechträgern an Stellen voller Baustoffausnutzung, da ein Vorziehen der stärkeren Platte über den theoretischen Anfangspunkt hinaus nicht verlangt wird. Ob dies nun die Stelle des größten oder irgendeines anderen Momentes ist, ist für das Maß der Gefährdung des Stoßes daher ganz gleichgültig. Hat die Momentenkurve in der Mitte keine Spitze, so ist in Abb. 8 an der Stoßstelle sogar ein Baustoffüberschuß vorhanden. — Kombiniert man diesen Vorschlag mit den sonst üblichen Abstufungsarten, so erhält man eine Fülle von Ausführungsmöglichkeiten, mit denen man sich bei geringsten Bearbeitungskosten jedem Momentenverlauf (also nicht nur der in den Abbildungen als Beispiel gewählten Parabel) in nahezu idealer Weise anpassen kann. Einige Lösungen zeigen die Abb. 9 bis 11. Die geringste Gurtplattenbreite ist durch die Rücksicht auf die Knicksicherheit des Druckgurtes, unter Umständen auch durch auflagernde Decken oder Wände bedingt.

²⁾ Von dieser Abstufungsart wird im Schiffbau weitgehend Gebrauch gemacht, insbesondere bei den Spanten; vgl. Vortrag Marineoberbaurat Burkhardt über „Die Entwicklung der Schweißung im Schiffbau“ in der Deutschen Gesellschaft für Elektroschweißung am 15. Juni 1932. Im Anschluß an das Referat Prof. Gehler über „Untersuchungen von dynamisch beanspruchten Schweißverbindungen“ wurde an diesem Abend auch darauf hingewiesen, daß plötzliche Querschnittsänderungen in den Gurtungen vollwandiger Träger Kerbwirkungen zur Folge haben können. Vorträge und Diskussion sollen in der „Elektroschweißung“ veröffentlicht werden.

Verschiedenes.

I. Neuere Stahlbauten in Frankreich. Die Raffinerie de Pétrole du Nord hat vor kurzem nach den Plänen und Berechnungen der Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, eine Mineralöl-Raffinerie in Dünkirchen errichtet, zu welcher diese deutsche Unternehmung auch den wesentlichsten Teil der Einrichtungen geliefert hat. Die Berechnung der Bauten erfolgte nach dem Erlaß des französischen Arbeitsministeriums vom 5. November 1928, und die konstruktive Ausbildung wurde französischen Walzprofilen angepaßt.

Die in Abb. 1 wiedergegebene Schmieröl-Destillationsanlage besteht aus einem zweistöckigen niedrigen Rahmenbau und einem anschließenden

höheren Fachwerkbau, dessen Standsicherheit durch innen angeordnete, von außen nicht sichtbare Verbände gewährleistet ist. Die beiden unteren Decken sind massiver Art, während die oberen Decken des hohen Gebäudeteils, die durch schwere Apparate belastet sind, Riffelblech-Abdeckung auf Stahlträgern aufweisen. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatten und die äußere Verkleidung des Gebäudes aus $\frac{1}{2}$ Stein starken Fachwerk-wänden mit reichlichen, durchlaufenden Drahtglaslichtbändern. Das Gebäude ist auf einer durchgehenden Eisenbetondecke auf Pfählen gegründet.

Bei der Topping-Anlage nach Abb. 2 ist das rahmenartig, also ohne Schrägstäbe durchgebildete 28,5 m hohe Gerüst bemerkens-

wert. In diesem Gerüst sind hohe Apparate mit den entsprechenden Rohrleitungen untergebracht, wobei die durch die rahmenartige Ausbildung erzielte freie Zugänglichkeit besondere Vorteile bot. Die Windkräfte werden durch die zwischen den Apparaten eingebauten Riffelblechbühnen nach den Gerüstwänden abgeleitet. Der niedrigere Bauteil entspricht hinsichtlich seiner konstruktiven Ausbildung dem ähnlichen, zur Schmieröl-Destillation gehörenden Gebäudeteil. Auch die Fundierung ist gleicher Art.

Die Strom-Raffinerie besteht nach Abb. 3 aus einem niedrigen Apparatehaus, dessen Tragkonstruktionen durch Zweigelenrahmen gebildet werden, und einem nebenan befindlichen Gerüst mit hohen Behältern. Diese Behälter sind auf dem 4,9 m hohen unteren Gerüst abgestützt. In dieser Höhe ist eine durchgehende Riffelblechbühne eingebaut, während ein besonderes Bedienungs-podest in 11,65 m Höhe

an den Behältern selbst abgestützt ist. Hinsichtlich der Eindeckung und äußeren Verkleidung entspricht das niedrige Gebäude den bereits erwähnten anderen baulichen Anlagen.

II. Bunker- und Stahlkonstruktionen einer Erzzerkleinerungs-anlage. Auf Grund der tausendfachen, günstigen Erfahrungen, die im Hinblick auf die leichten Änderungsmöglichkeiten bei Stahlkonstruktionen und im Betriebe bei Erzbunkern aus Stahl gemacht sind, kann man die Anwendung der Stahlbauweise für die verschiedensten Industriebedürfnisse immer wieder feststellen. So haben die Unterharzer Berg- und Hüttenwerke in Oker a. H. einen Erweiterungsbau in Anlehnung an eine bestehende ähnliche Anlage durch die Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, in Stahl errichten lassen.

Wie Abb. 1 (S. 168) zeigt, dient die Anlage zur Aufbereitung von Erzen mit einem Raumgewicht von $2,25 \text{ t/m}^3$ und ist neben den erforderlichen Förder- und maschinellen Einrichtungen mit verschiedenen Stahlbunkern versehen. Die Erze werden zunächst durch eine aus Stahlkonstruktionen bestehende Zuführungsbahn nach den tief-

liegenden Stahlbunkern I, II und III gebracht, um dann den Aufbereitungsprozeß zu durchlaufen. Der untere Gebäudeteil weist massive Umfassungswände auf, die Abstützung der Fördereinrichtung, Maschinen und der großen hochliegenden vier Bunker mit je 150 t Fassungsvermögen erfolgt durch Stahlträgerdecken mit Betonplatten bzw. durch eine aus Stützen und Unterzügen mit Verbänden bestehende Stahlskelettkonstruktion. Die Verkleidung des hohen Gebäudeteils erfolgt zum Teil durch die Wände der hochliegenden Bunker (Abb. 2), zum anderen Teil durch Stahlfachwerkwände bzw. Stahlfenster. Zur Übertragung der Windlasten und der waagerechten, durch die Maschinen

Abb. 1. Schmieröl-Destillationsanlage.

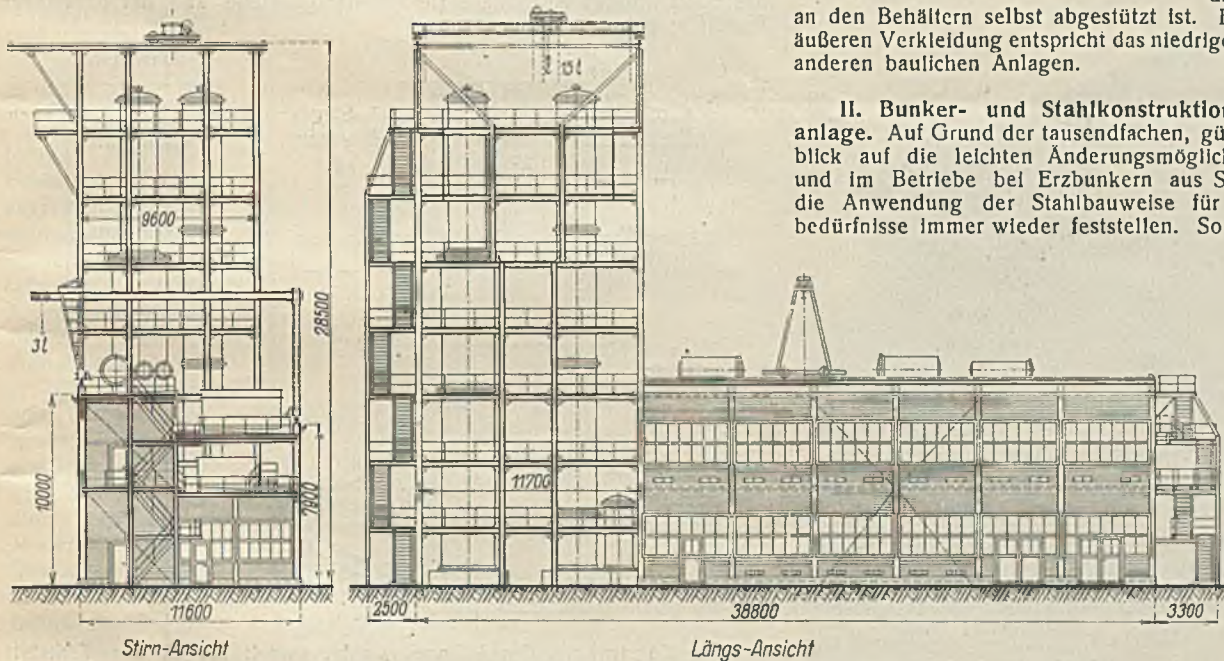
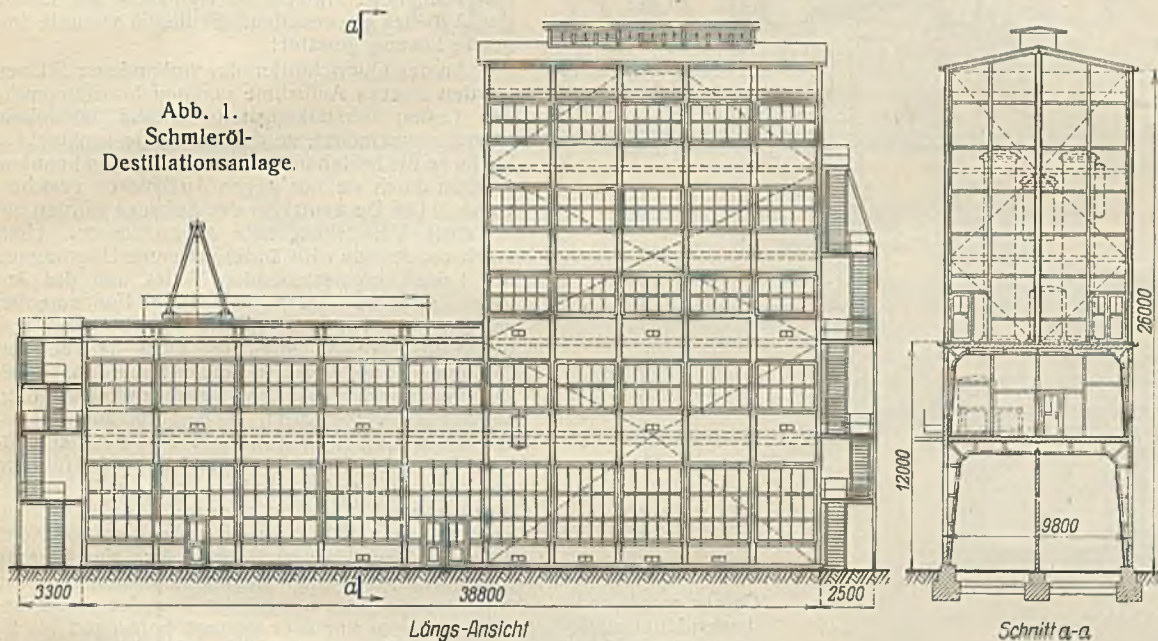


Abb. 2. Topping-Anlage.

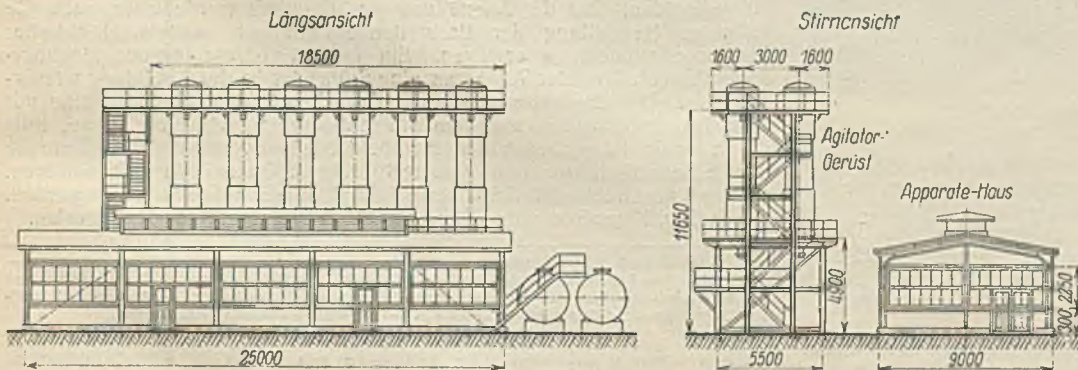


Abb. 3. Strom-Raffinerie.

verursachten Kräfte auf die 52 cm starken, mit Pfeiler-
vorlagen versehenen massiven Außenmauern des
unteren Gebäudes dienen sowohl die Bunkerwände
und massiven Decken des hohen Gebäudeteils, als
auch das Dach des niedrigen Gebäudeteils. Die Stahl-
stützen haben mithin nur lotrechte Lasten zu über-
tragen. Der unmittelbare Anschluß der Bunkerwände
an die Außenstützen des hohen Aufbaues, wie auch

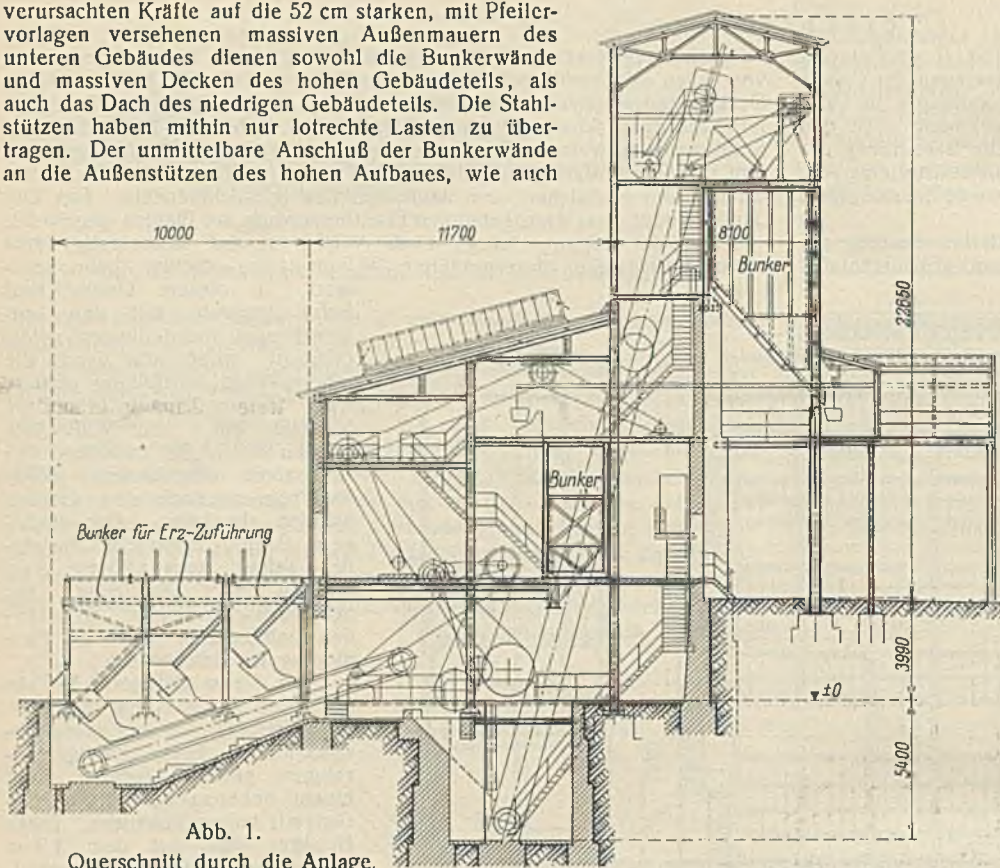


Abb. 1.
Querschnitt durch die Anlage.

einer kleiähnlichen Bodenschicht gegründet. Da
sich mit der Zeit Setzungen gezeigt hatten, wurde
beschlossen, die Fundamente des neuen 7- bis
17stöckigen Teiles bis auf den festen Fels hin-
unterzuführen. Schwierigkeiten ergaben sich bei
der Ausbildung der Stützen der bisherigen Außen-
wand, an welche der Neubau anschließt. Da hier
durchgehende Räume geschaffen werden sollten,
mußte diese Wand fortfallen, und die hier stehen-
den Stützen sollten dieselben Außenabmessungen
wie die übrigen Innenstützen aufweisen. Es war
deshalb unmöglich, unmittelbar neben den vor-
handenen neue Stützen zur Aufnahme der Lasten
des Anbaues zu erstellen. Schließlich wurde fol-
gende Lösung gewählt:

An den Querschnitten der vorhandenen Stützen
wurden zwecks Aufnahme der neu hinzukommen-
den Lasten Verstärkungsteile mittels Schrauben-
bolzen angeklemt, so daß sie keine senkrechten
Kräfte an die bestehenden Stützen abgeben konnten,
sondern durch sie nur gegen Ausknicken gesichert
waren. Die Deckenträger des Anbaues wurden nur
an diese Verstärkungsteile angeschlossen. Hier-
durch wurde eine vollständig getrennte Übertragung
der Lasten des bestehenden Teiles- und des An-
baues erreicht. Über den alten Fundamenten
wurden die Verstärkungsteile durch Kragträger
unterstützt, welche möglichst dicht daneben auf
den neuen Fundamenten gelagert wurden. Nach
Aufbringung der gesamten ständigen Last wurden
die Stützen einbetoniert, so daß sie für die be-
weglichen Lasten in gewissem Maße als einheit-
liche Bauteile wirken. Gegen diese Ausführung
könnte eingewendet werden, daß für die Funda-
mente der alten Stützen auch weiterhin mit, wenn
auch geringen, Setzungen zu rechnen sei, und daß
dann die Verstärkungsteile und ihre Fundamente
die gesamte Last allein aufzunehmen haben. Diese

Gefahr wurde jedoch gering erachtet, da sogar beim Bau der neuen be-
deutend tiefer liegenden Fundamente nur sehr geringe Setzungen bis zu
17 mm beobachtet wurden. Immerhin wurde dieser Möglichkeit durch
besonders kräftige Ausbildung der Verstärkungsteile und der Kragträger
Rechnung getragen.

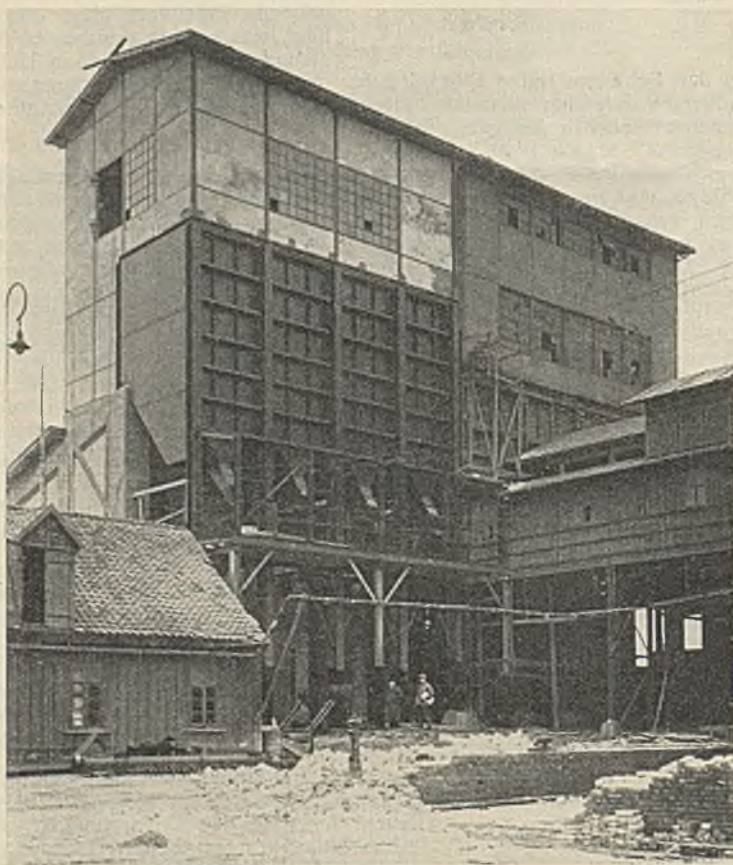
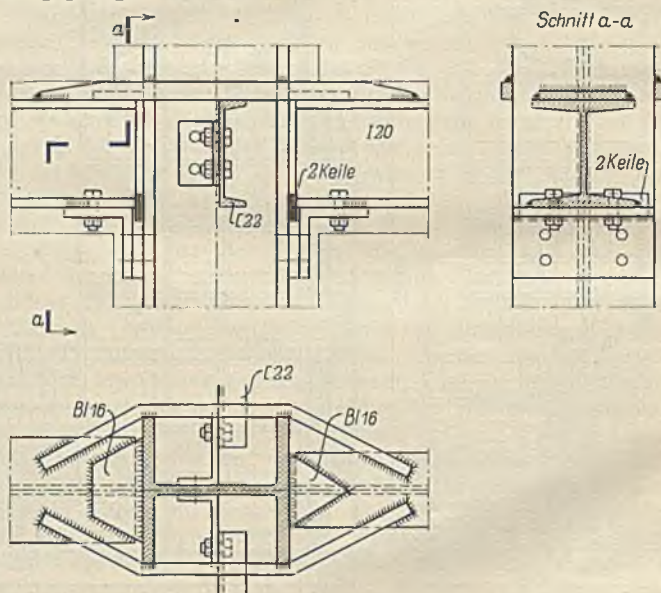


Abb. 2. Ansicht der Bunkerkonstruktion.

die Windkräfte auf den oberen, zum rahmenartigen Ausbau gehörigen
Teil der Außenstützen verursachen zusätzliche Biegemomente, welche
bei der Berechnung dieser Außenstützen genau berücksichtigt sind.

Bei der Errichtung der Anlage wurden die großen Bunker in Einzel-
teilen nach der Baustelle befördert, dort auf ebener Erde fertig zusammen-
genietet und dann im Einzelgewicht von je 16 t hochgezogen und ein-
gebaut.
Oberingenieur H. Maushake, Braunschweig.

Eigenartige Stützenverstärkungen wurden beim Anbau eines neuen
Teiles an ein bestehendes Gebäude der First National Bank in Atlanta,
USA., ausgeführt. Der alte 17stöckige Teil war in geringerer Tiefe auf



Die Konstruktion des Anbaues wurde, soweit sie in der Werkstatt
hergestellt werden konnte, genietet. Alle Baustellenverbindungen jedoch
hatten gedrehte Bolzen, um den mit der Nietarbeit verbundenen Lärm
zu vermeiden. Bei der Aufstellung des Entwurfs wurde aber auch die
teilweise Herstellung der Baustellenverbindungen mittels elektrischer
Lichtbogenschweißung erwogen. Ein hierbei vorgeschlagener biegungs-
fester Anschluß zweier Träger an eine Stütze ist in der Abbildung wieder-
gegeben. Die Zugkräfte im oberen Flansch werden teils durch eine mit
dem Trägeroberflansch und dem Stützenflansch verschweißte Platte, teils
durch zwei mit den oberen Flanschen beider Träger verschweißte und um die
Stütze herumgeführte Stäbe von rechteckigem Querschnitt aufgenommen,
während die Druckkräfte im unteren Flansch durch Kelle übertragen werden.
(Nach Eng. News-Rec. vom 18. Juni 1931.) Dipl.-Ing. Schultz, Breslau.

INHALT: Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Kräfte richtungswechsel. —
Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schafels, Krefeld. — Entwurf eines geschweißten
Rahmenbinders. — Verschiedenes: Neuere Stahlbauten in Frankreich. — Bunker- und Stahl-
konstruktionen einer Erzzerkleinerungsanlage. — Eigenartige Stützenverstärkungen.

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.