

DER STAHLBAU

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 4. Mai 1928

Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

Eine moderne Kraftwagenhalle in Stahl 48.

Von Dipl.-Ing. Walter Goerke, Hamburg.

Die Ausdehnung des Verkehrs mit Autobussen neuester Bauart machte in Hamburg den Bau großer Kraftwagenhallen erforderlich. So wurde im vergangenen Jahre eine Kraftwagenhalle für etwa 120 große Autobusse von der Hamburger Hochbahn A.-G. in Auftrag gegeben, für welche die 41 m

einbart, daß der Ausführung für Stahl 48 der Erlaß des preußischen Ministeriums vom 25. Februar 1925 betr. Bestimmungen über zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl usw. zugrunde gelegt werden sollte. Die Ver-

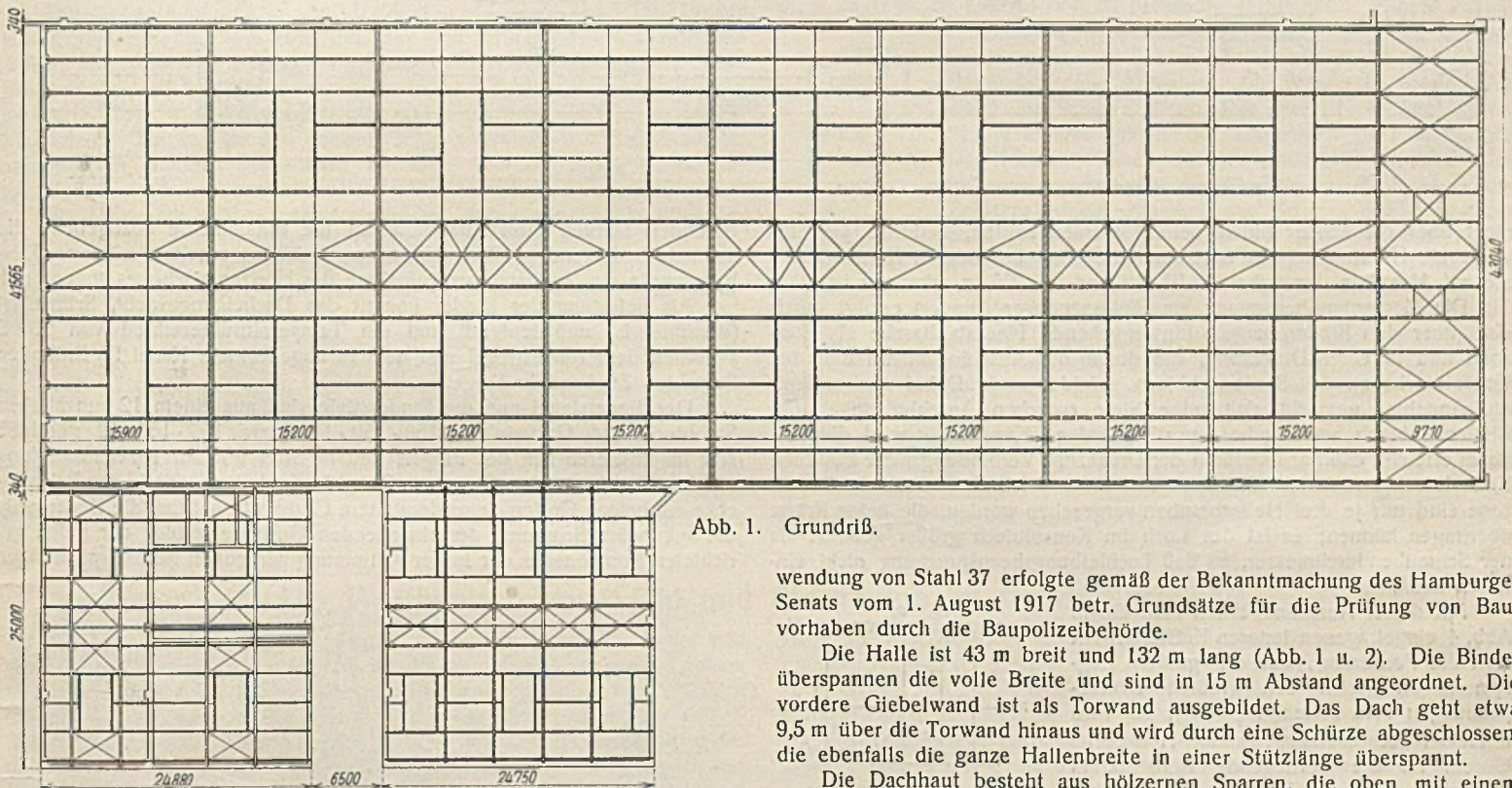


Abb. 1. Grundriß.

weit gespannten Zweigelenkrahnenbinder in Stahl 48 ausgeführt wurden, während man die Nebenkonstruktionen wie Pfetten, Torwand und Schürze in Stahl 37 herstellte.

Die Auswahl der Baustoffe war nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgt, wobei eine gewisse Gebundenheit an die Konstruktionshöhen die Wahl beeinflusste: So war für Stahl 48 günstig, daß über

wendung von Stahl 37 erfolgte gemäß der Bekanntmachung des Hamburger Senats vom 1. August 1917 betr. Grundsätze für die Prüfung von Bauvorhaben durch die Baupolizeibehörde.

Die Halle ist 43 m breit und 132 m lang (Abb. 1 u. 2). Die Binder überspannen die volle Breite und sind in 15 m Abstand angeordnet. Die vordere Giebelwand ist als Torwand ausgebildet. Das Dach geht etwa 9,5 m über die Torwand hinaus und wird durch eine Schürze abgeschlossen, die ebenfalls die ganze Hallenbreite in einer Stützlänge überspannt.

Die Dachhaut besteht aus hölzernen Sparren, die oben mit einem Doppelpappdach auf Holzschalung und unten mit einer Gipsdecke verkleidet sind.

Die Belichtung der Halle geschieht durch raupenartig angeordnete Oberlichter (Abb. 2), von denen je zwei in jedem Binderfelde angeordnet sind. In jedem 2. Binderfelde ist im First eine Entlüftungslaterne von 3,5 m Breite und 15 m Länge angebracht. Die hintere Giebelwand ist in Fenster aufgelöst.

Bei dem einen Nebengebäude ist bemerkenswert, daß zwei Blechträger aus Stahl 48 (Stehblech 1000 · 10 und vier Winkel 150 · 150 · 12) von 24,75 m Stützlänge die Dachkonstruktion tragen.

Die eine Längswand der Halle ist angebaut. Die freistehenden massiven Wände besitzen innerhalb der Pfeilervorlagen in den Fundamenten eingespannte Stahlträger zur Aufnahme

der Windkräfte gegen die Wand. Im übrigen ist überall ein Mindestabstand von 10 cm zwischen Binderkonstruktion und Wand innegehalten worden, um eine gegenseitige Beeinflussung auszuschalten.

Die Pfetten sind als kontinuierliche Träger ausgebildet worden. Sie bestehen, mit Ausnahme der kurzen Zwischenpfetten an den Oberlichtern, aus einem Stehblech 600 · 6 und vier Gurtwinkeln, die der größeren Quersteifigkeit wegen ungleichschenkelig gewählt wurden. Da die Pfetten

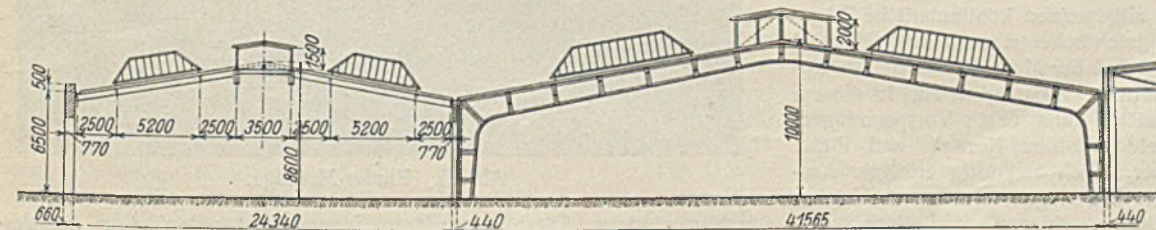
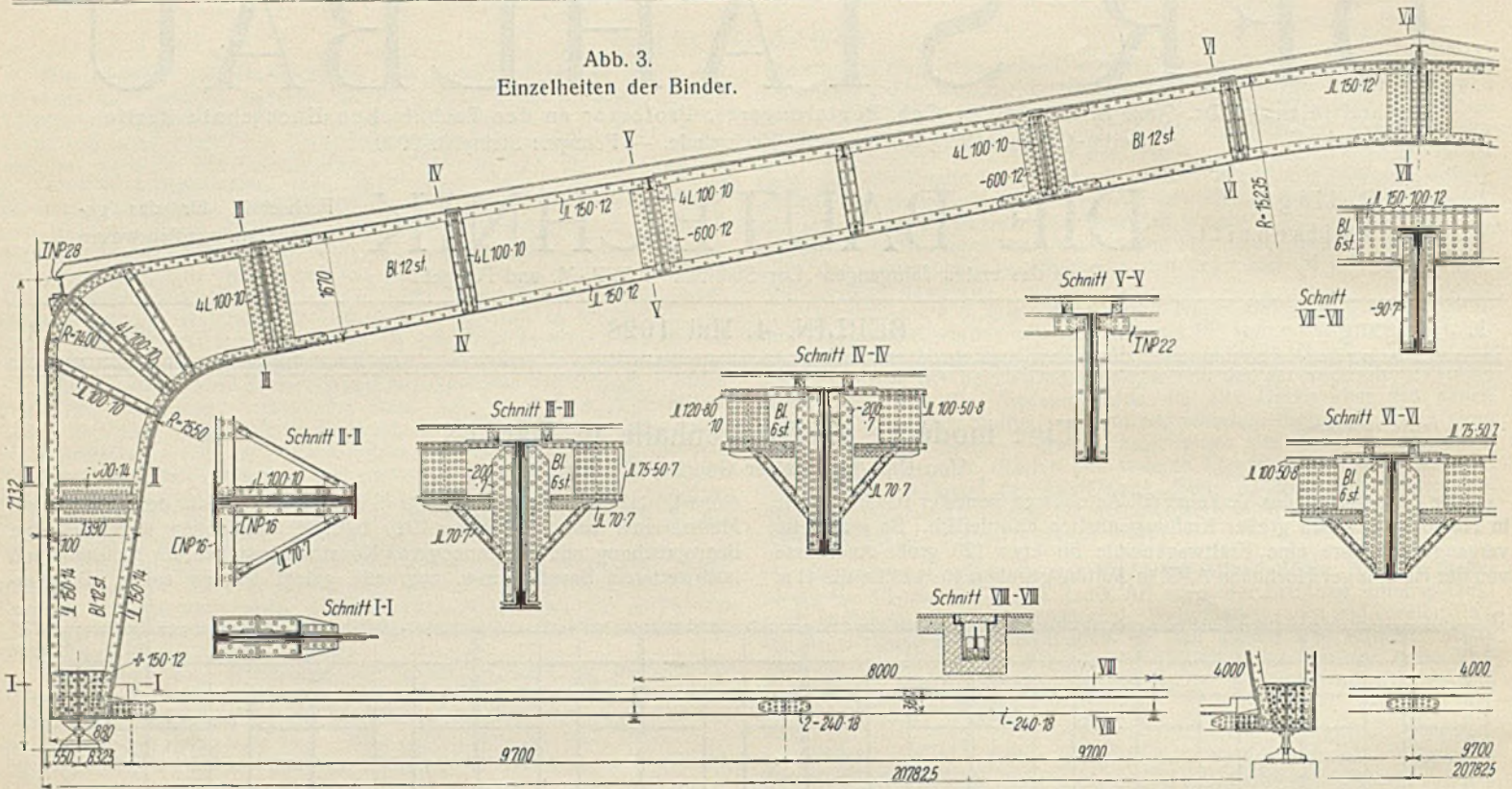


Abb. 2. Querschnitt.

bestimmte Grenzen in der Höhe des Binderquerschnitts nicht hinausgegangen werden durfte. Andererseits wollte man bei den 15 m weit gestützten Pfetten wegen der Durchbiegung ein möglichst großes Trägheitsmoment erreichen, ohne die Pfetten überdimensionieren zu müssen; ein Gesichtspunkt, der für die Pfetten Stahl 37 bevorzugen ließ.

Da Hamburg zurzeit für die Verwendung von Stahl 48 noch keine gesetzlichen Vorschriften hat, wurde mit der Hamburger Baupolizei ver-

Abb. 3. Einzelheiten der Binder.



nicht über die Binder hinweggeführt werden sollten, bedurfte die einwandfreie Übertragung der Stützmomente einer besonderen Konstruktion, die auf Abb. 3 in den Schnitten III—III und IV—IV zu erkennen ist.

Die Momentenübertragung am Pfettenauflager (Binder) erfolgt durch eine über den Binderobergurt hinweggehende Flachstahllasche als Zugzone und in einer Druckzone, die durch die Anschlußkonstruktion des Konsolblechs an das Binderstehblech gebildet wird. Dabei wird statisch die Annahme gemacht, daß keine Niete zwischen Anschlußwinkel und Binderstehblech auf Zug beansprucht werden. Konstruktiv wird dies dadurch erreicht, daß nur innerhalb der Druckzone Verbindungsniete zwischen Konsolblech und Anschlußwinkeln vorhanden sind. Außerhalb der Druckzone sind nur je drei Heftschrauben vorgesehen worden, die keine Kräfte übertragen können; es ist das Loch im Konsolblech größer gebohrt als der Schraubendurchmesser, so daß Lochleibungsbeanspruchung nicht eintreten kann.

Mit dieser Annahme erhält man die in Abb. 4 eingetragenen inneren Kräfte. Stellt man die Forderung, daß die größten Zugspannungen gleich den größten Druckspannungen sein sollen ($\sigma_z = \sigma_d$), so wird unter der Voraussetzung, daß das Hookesche Gesetz für die vorliegende Konstruktion Gültigkeit hat, die Nulllinie in die Mitte von h fallen ($x = \frac{h}{2}$), und es läßt sich ableiten, daß das innere Moment der Druckkräfte in bezug auf die Nulllinie $\frac{2}{5}$ des äußeren Moments und das innere Moment der Zuglasche in bezug auf die Nulllinie $\frac{3}{5}$ des äußeren Moments beträgt. Nach diesen Gesichtspunkten ist der Anschluß ausgebildet worden.

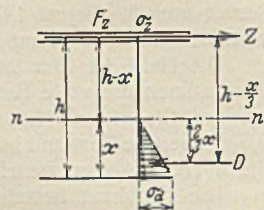


Abb. 4. Verteilung der inneren Kräfte.

Die Hamburger Baupolizei läßt im allgemeinen kontinuierliche Träger in Stahlkonstruktion unter der Annahme gleich hoher (starrer oder elastischer) Auflager nicht zu, da eine Kontrolle der bei der Montage der Binder eintretenden Stützenverschiebungen der Pfetten nicht möglich ist. In diesem Falle wurden, um Montageungenauigkeiten (und damit Vorspannungen) auszuschalten, die Löcher der Stoßniete zwischen Konsole und Pfette kleiner gebohrt als die Nietdurchmesser. Nach endgültig erfolgter Ausrichtung der Binder (und Vergießen der Lagerfugen) wurden die Löcher aufgerieben und jetzt erst die Stoßniete geschlagen. Auf diese Weise dürften Montagespannungen in den Pfetten vermieden sein. Der Einfluß elastischer Stützenverschiebungen, wie sie z. B. zwischen dem Endauflager, d. h. den Mauerpfellern der Giebelwand (Abb. 1, links) und der ersten Mittelstütze auftreten können, wurde untersucht, und die Größe der auftretenden Zusatzspannungen ermittelt. Der Einfluß war in diesem Falle nicht sonderlich groß.

Die Binder (Abb. 2 u. 3) sind als Rahmen mit Zugband und, wie anfangs erwähnt, aus Stahl 48 hergestellt. Da die Halle mit der einen Längswand unmittelbar an ein bestehendes Gebäude anstößt, verbot es sich, die auf-

tretenden starken Horizontalkräfte an die Fundamente abzugeben, die dadurch bedeutend größere Abmessungen hätten erhalten müssen. Deshalb wurde ein Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubes angeordnet.

Als Belastung der Binder kommt das Dacheigengewicht, Schneelast (Windlast ist unbedeutend) und ein Temperaturunterschied von 20° C zwischen dem Binderriegel und dem in abgedecktem Kanal im Erdboden liegenden Zugband in Frage.

Der Binderriegel und die Binderstiele sind aus einem 12 mm starken Stehblech und Gurtwinkeln 150 · 150 · 14 bzw. 150 · 150 · 12 gebildet. Nur im mittleren Teil des Riegels und im Stiel war zur Knickaussteifung auf dem Druckgurt eine Gurtplatte 350 · 10 erforderlich. Die in der Rahmenecke auf beiden Gurten liegende weitere Gurtplatte hat nur die Bedeutung, die sekundäre Spannung der abstehenden Gurteile infolge der radial gerichteten Komponente der in der Krümmung wirkenden Normalspannungen

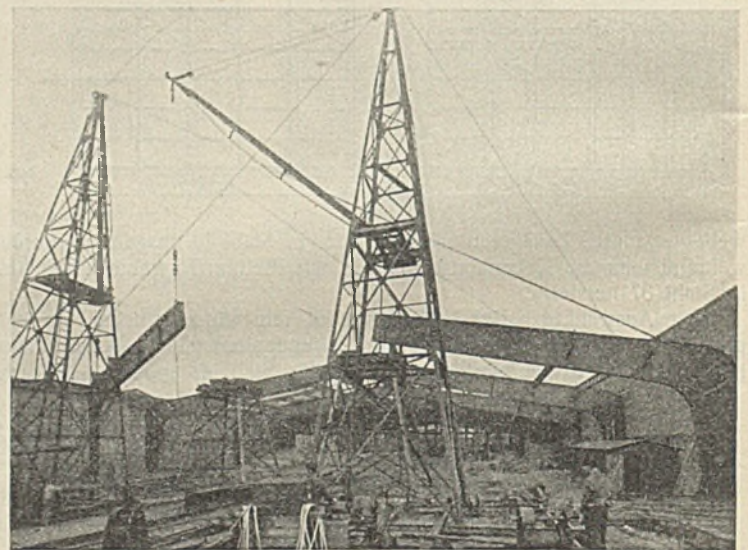


Abb. 5. Binder-Montage.

herabzumindern. Diese sekundären Spannungen hätten ohne die Verstärkungsplatte einen bei weitem die zulässige Spannung überschreitenden Wert erreicht, sofern man von einer Gewölbewirkung absah. Es dürfte überhaupt angebracht sein, bei Gurtkrümmungen mit kleinem Krümmungshalbmesser diesen Spannungen erhöhte Beachtung zu widmen.

Das Zugband besteht aus einem hochkant gestellten Flachstahl 240 · 18. Um Montagespannungen zu vermeiden, wurde der letzte Stoß des Zugbandes auf der Baustelle sorgfältig angepaßt, eventl. kleine Ungenauigkeiten glich man durch Aufreiben der Nietlöcher unmittelbar vor dem Nieten aus. Das Zugband lagert in einem bedeckten Betonkanal auf

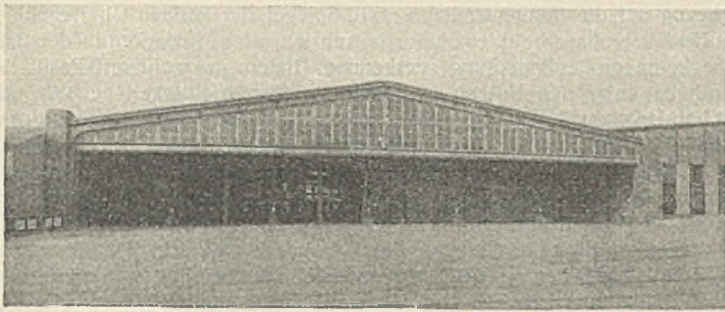


Abb. 6. Vorderansicht mit Torwand und Schürze.

besonderen Böcken, die in 8 m Abstand vorgesehen sind. Die Böcke sind so eingerichtet, daß das Zugband in seiner Höhenlage jederzeit nachgerichtet werden kann (Abb. 3).

Erschwerend war, daß der Grundriß der Halle in seinem größeren Teil trapezförmig ist, wodurch jeder Binder eine andere Länge erhielt.

Die Lager — ein Zylinderzapfenkipplager und ein Einrollenlager —, die naturgemäß noch tiefer liegen müssen als das Zugband, sind in je einer besondern Kammer untergebracht, die ebenso wie der Zugbandkanal durch abnehmbare Platten leicht zugänglich gemacht ist (Abb. 3).

Die Aufstellung begann an der hinteren Giebelwand. Der Binder wurde in drei Teilen, und zwar mit Hilfe von zwei auf Gleisen laufenden Aufstellungstürmen aufgestellt. Die beiden Seitenteile wurden mit ihrem mittleren Ende auf verschiebbaren, ebenfalls auf Gleisen laufenden Böcken gelagert, dann wurde der Mittelteil eingesetzt (Abb. 5). Bei derselben Stellung der Türme, die den ganzen Raum zwischen den beiden zuletzt aufgestellten Bindern bestreichen konnten, wurden die Pfetten eingehängt.

Die Torwand und die Schürze bilden den vorderen Abschluß der Halle (Abb. 6). Die Torwand ist oberhalb der Tore mit $\frac{1}{2}$ Stein ausgefacht; die Stiele bestehen aus I. N. P. 30 verstärkt gegen seitliches Ausknicken durch \perp L 80 · 120 · 10 und sind in Abständen von 3,92 m angeordnet.

Der obere Riegel hat \square -Querschnitt, um die Stiele vorbeiführen zu können, und besteht aus Stehblech 600 · 6 und zwei Winkeln 50 · 75 · 7, während der untere Riegel aus zwei senkrecht zueinander stehenden \square -Profilen \square N. P. 10 und \square N. P. 16 gebildet ist.

Die Schürze ist statisch ein Rahmen mit Zugband von 41 m Stützweite. Die Holzrahmenfenster, die die Schürzenwand verkleiden, sind mit \perp -förmigen Stielen (Stehblech und zwei Winkel) am oberen Riegel aufgehängt. Die Stiele der Schürze sind durch lange Kopfbänder gegen

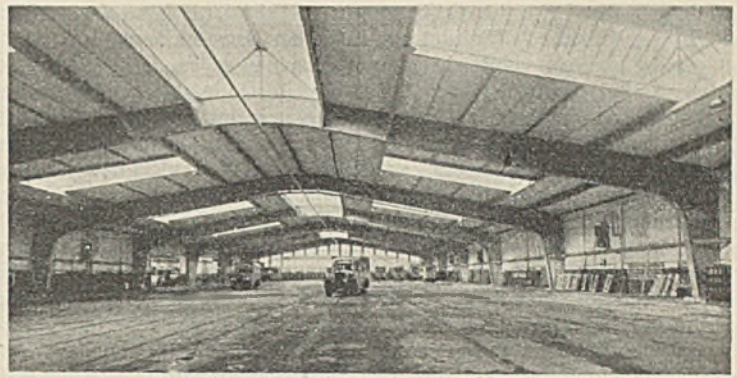


Abb. 8. Innenansicht.

die Pfetten abgestützt. In Abb. 6 ist zu beachten, daß die dort sichtbaren Stiele und Tore der Torwand etwa 9,5 m hinter der Schürze liegen.

Der Normalquerschnitt des Schürzenriegels ist in Abb. 7 dargestellt. Er erhält senkrechte Lasten aus Dach, Schürzeneigengewicht und infolge der Kopfbänder auch aus Wind, zweitens wagerechte Lasten aus Wind. Diesen Lasten entspricht seine unsymmetrische Form. Der Riegelobergurt dient zugleich als Gesims und ist profilartig verkleidet.

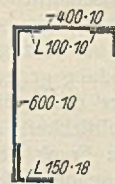


Abb. 7. Schürzenriegel.

Zwischen Torwand und Schürze liegt als einziger Querverband der Halle ein Dachverband, der in der Hauptsache zur Aufnahme der Windkräfte gegen Torwand und Schürze dient. Der obere Torwandriegel und Schürzenriegel bilden die Gurtungen der Windträger. Der Schürzenrahmen wie die mittlere Torwandstütze erhalten aus dem Knick des Windträgers im Dachfirst eine Zusatzbelastung, die bei der Schürze senkrecht nach oben gerichtet ist. Da aus den senkrecht nach unten gerichteten Lasten sich in Rahmenmitte ebenfalls ein negatives Moment ergibt, erhält für diesen Querschnitt die Zusatzlast ausschlaggebende Bedeutung.

Die Abb. 8 zeigt die riesige Ausdehnung der Halle mit ihren vorzüglichen Lichtverhältnissen. Das unter der Decke sichtbare Rohrsystem gehört zur Sprinkleranlage, die einen zeitgemäßen Feuerschutz bildet. Die Streifen auf dem Fußboden quer zur Hallenachse zeigen die Abdeckplatten der Kanäle für die Zugbänder.

Die Bauleitung lag in den Händen von Architekt Rosenbaum der Hamburger Hochbahn A.-G., die ausführende Eisenbauanstalt war H. C. E. Eggers & Co. G. m. b. H., Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wettbewerb von Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau.

Mit Geschoßgroßbauten bezeichnet man mehrstöckige Bauwerke von großer Grundfläche, die im Innern nur die zur Abschließung der Treppen und Innenhöfe erforderlichen Mauern aufweisen, sonst aber ausschließlich die Stützen enthalten, die zur Unterstützung der Decken oder ihrer Trägeroste notwendig sind. Sie stellen das typische Fabrik- und Geschäftshaus der Großstadt dar, und die stetig zunehmende Raumknappheit im Innern der Großstädte zwingt auch in Deutschland die Bauaufsichtsbehörden, ihren Widerstand gegen eine Steigerung der Geschoßzahl und damit der Gebäudehöhe über das Jahrzehnte lang festgehaltene Maß aufzugeben.

Lange Zeit war auf diesem besonderen Gebiete eine Ausführungsart vorherrschend: Steinmauern, Stützen und Deckenträger mit Unterzügen aus Stahl zur Aufnahme der Stein- oder Eisenbetondecken. Seitdem der Eisenbeton besonders durch die Ausführungen von Hennebique seine Eignung auch für das eigentliche Traggerippe erwiesen hat, ist ein scharfer Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton entbrannt, wobei die Anhänger jeder Bauweise deren wirtschaftliche Überlegenheit behaupten.

Es ist daher besonders zu begrüßen, daß in letzter Zeit die Wirtschaftlichkeit beider Bauarten auch wissenschaftlich genauer untersucht worden ist. In einer Dissertation von Erich Frank¹⁾ werden die Baukosten eines sechsstöckigen Gebäudes über einem rechteckigen Grundriß von 60 × 66 m Seitenlänge mit einem Innenhof von 18 × 24 m Grundfläche ermittelt. Die Stützenabstände betragen 6 m nach beiden Richtungen, die Nutzlasten nehmen vom Erdgeschoß bis zum Dachgeschoß von 2000 bis 250 kg/m² ab. Die Trägerfelder sind 3 m breit angenommen, nur bei den größten Nutzlasten von 1500 und 2000 kg/m² sind auch Felder von 2 m Breite vergleichsweise untersucht worden. Es wurden in Vergleich gezogen: Trägerlagen mit Kleineschen Hohlsteindecken und reine Eisenbetonkonstruktionen, letztere in verschiedener Ausführung, und

zwar als durchlaufende Decken mit Deckenbalken und Unterzügen, als kreuzweis bewehrte Platten von 6 × 6 m Seitenlänge und als Pilzdecken.

Für die Stützen sind dem Vergleiche Stahlstützen und Eisenbetonstützen zugrundegelegt worden. Als Baumaterial sind einerseits St 37 und St 48, andererseits Eisenbeton aus Handels- und hochwertigem Zement angenommen worden, die errechneten Kosten wurden zuletzt stets auf 1 m² Gebäudegrundfläche bezogen.

Das Ergebnis der Untersuchungen des Verfassers, der dem Eisenbetonbau angehört, läßt sich kurz dahin aussprechen, daß die Deckenkonstruktionen aus Stahlträgern mit Hohlsteindecke sich am billigsten stellen, während Eisenbetondecken in jedem Falle unwirtschaftlicher sind. Bei den Stützen ist das Umgekehrte der Fall, für Decken und Stützen zusammen bleibt nach Franks in den meisten Fällen der Eisenbeton im Vorteil, nur bei sehr geringer Geschoßzahl (2), oder wenn aus besonderen Gründen die Innenstützen weitgehend durch ohnehin erforderliche Wände ersetzt werden können, kann der Stahlbau wirtschaftlicher sein. Auch für die Konstruktionshöhe erscheint nach Franks Untersuchungen der Eisenbetonbau etwas günstiger, allerdings nur bei Verwendung von kreuzweis bewehrten Platten oder besonders von Pilzdecken, die, wenn auch im allgemeinen unwirtschaftlicher, unter Umständen dadurch die beste Lösung ergeben können, daß sie innerhalb einer vorgeschriebenen Gebäudehöhe die Geschoßzahl zu steigern erlauben.

Den Schluß von Franks interessanter Studie bildet eine Erörterung der „allgemeinen Vorzüge und Nachteile der Stahl- und Eisenbetonbauweise“, die in dem Anspruch gipfelt, nachgewiesen zu haben, „daß unter der Annahme der gleichen Wirtschaftslage des Eisenbetonbaues und der Betonunternehmungen für den vorliegenden Bau der Eisenbeton die wirtschaftlichere Ausführung ist und der Stahlbau nur in beschränktem Umfange noch eine wirtschaftliche Berechtigung für den Geschoßbau hat“.

Es konnte nicht ausbleiben, daß diese Schrift mit ihren zum Teil unerwarteten Ergebnissen und weitgehenden Schlußfolgerungen Befremden erregen und zu weiteren Untersuchungen anregen mußte. Vor uns liegt

¹⁾ „Vergleichende Betrachtungen über die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisen und Eisenbeton im Geschoßgroßbau von Dipl.-Ing. Erich Frank, Dissertation Braunschweig.“

eine Arbeit von Dr. techn. G. Spiegel: „Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau.“²⁾ Spiegel stellt an dem Bauwerk Franks noch einmal genau dieselben vergleichenden Untersuchungen an. Bei der Berücksichtigung aller die Kosten beeinflussenden Umstände geht er noch weiter ins einzelne als Frank, z. B. durch Einbeziehung der Fundamente, so daß seine Zahlen starken Anspruch auf Vertrauen haben. Nach Spiegel sind die Ersparnisse durch Verwendung von Eisenbetonstützen nicht imstande, die Mehrkosten der Eisenbetondecken wettzumachen, so daß sich, vom Keller-geschoß abgesehen, in allen Fällen ein Vorteil der Stahlbauweise ergibt. Spiegel kommt also im großen Ganzen gerade zum entgegengesetzten Ergebnis wie Frank. Zweifellos sind die Zahlen Franks in bezug auf die Kosten der Stahlstützen dadurch anfechtbar geworden, daß er als Zuschlag für Bindebleche, Laschen, Bolzen usw., ganz abgesehen vom Stützenfuß, nicht weniger als 65 % des reinen Querschnittgewichtes rechnet, ein Wert, der von Spiegel mit Recht auf etwa 27 % zurückgeführt wird. Betrachtet man daraufhin die Zahlen in den Tabellen Nr. 12 und 13 bei Frank, besser noch in der zweckmäßigeren Anordnung Spiegels (Tafel g), so dürfte die geringe, für die Eisenbetonkonstruktion errechnete Überlegenheit verschwinden.

Der unbefangene Beurteiler erhält aus den beiden Untersuchungen den Eindruck, daß die Kostenziffern der beiden in Wettbewerb stehenden Bauweisen vielfach so nahe beisammen liegen, daß schon geringe, durch die besonderen örtlichen Verhältnisse, durch die allgemeine Wirtschaftslage des Baumarktes usw. bedingte Umstände imstande sind, die Wagschale entscheidend nach der einen oder anderen Seite sinken zu lassen. Man wird also Bedenken tragen, allgemein von einer wirtschaftlichen Überlegenheit der einen oder andern Bauweise zu sprechen. Um so größere Bedeutung werden die Betrachtungen über allgemeine Vorzüge und Nachteile beider Bauweisen besitzen, die bei der Entscheidung gegeneinander abzuwägen sind, zumal hierdurch und insbesondere durch die beim Stahlbau erzielbare Raumsparnis usw. die Wirtschaftlichkeit in starkem Maße berührt wird. In dieser Hinsicht kann man Frank den Vorwurf nicht ersparen, daß er sich, ganz in den Gedankengängen des Eisenbetonfachmanns befangen, die Sache etwas zu leicht macht. Dieses Kapitel ist bei Spiegel doch wesentlich gründlicher behandelt worden.

Die statische Klarheit des Zusammenwirkens aller Bauteile in der beabsichtigten Weise und damit die Wahrscheinlichkeit, daß die wirklichen Materialsparnungen den errechneten einigermaßen entsprechen, ist im Stahlbau unbedingt größer als im Eisenbetonbau, wo die an sich so wertvolle Rahmenwirkung in den Stützen bei verschiedener Belastung benachbarter Felder unvermeidliche Biegemomente hervorruft, welche die Berechnung nur auf zentrischen Druck unsicher machen. Auch in der Ausführung der Bauwerke bestehen bei den beiden Bauweisen grundsätzliche Unterschiede, welche auf die Qualität des fertigen Bauwerks von großem Einflusse sein können. Das Stahlgerüst besteht aus Trägern und Stützen, die in der Werkstatt unter günstigen Arbeitsbedingungen bis zum letzten Nietloch vorbereitet werden können, so daß es auf der Baustelle nur einer Gruppe tüchtiger im Zusammenbau geschulter Arbeiter bedarf, um unter sachkundiger Leitung in kürzester Frist ein stabiles Tragwerk herzustellen, dessen Festigkeitsverhältnisse den Voraussetzungen durchaus entsprechen. Im Gegensatz dazu ist der Eisenbetonbau von den Arbeitsverhältnissen auf der Baustelle selbst abhängig und damit auch von der Witterung, Umstände, welche auf Bauzeiten und Baufristen von großem Einfluß sind und sich häufig in wirtschaftlicher Hinsicht ungünstig bemerkbar machen werden. Es erübrigt sich, auf diese Dinge, die ja allgemein bekannt sind, näher einzugehen, es muß anerkannt werden, daß die großen Eisenbetonbauunternehmungen gewissenhaft bemüht sind, Schädigungen der Bauwerke durch diese Zufälligkeiten nach Möglichkeit zu vermeiden. Spiegel bespricht weiterhin ausführlich die Fragen der Änderungs-, Erweiterungs- und Aufstockungsmöglichkeiten, die Vorkehrungen zur Unterbringung der Versorgungsleitungen, die Fragen der Raumaussparnung und der Bauhöhe. Die größere Anpassungsfähigkeit der Stahlbauweise in allen erstgenannten Fällen ist unbestreitbar und wird sich auch wirtschaftlich geltend machen.

²⁾ Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich von Dr. techn. Gustav Spiegel mit fünf Textabbildungen und 25 Zahlentafeln. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer.

In bezug auf die Raumaussparnung will Spiegel der kleinen Überlegenheit des Eisenbetonbaus bei kreuzweise bewehrten oder Pilzdecken in der Bauhöhe keine große Bedeutung zuerkennen, indem er wohl mit Recht der Lichthöhe unter den Unterzügen nicht dieselbe Wichtigkeit beimißt, die sie bei Brücken hat, sondern die lichte Raumhöhe in den Vordergrund rückt. Für den Stahlbau errechnet er dagegen einen gewissen Vorteil in der Ausnutzung der Grundfläche durch geringere Querschnittsflächen der eisernen Stützen einschließlich Ummantelung gegenüber den Eisenbetonstützen. Unter Anführung einiger Grundstückspreise deutet Spiegel auch an, wie der Stahlbau infolge dieses Vorteils wirtschaftlich erheblich günstiger abschneidet. Endlich werden auch die Fragen der Wärme-, Schall- und Feuersicherheit und die Lebensdauer behandelt. Beide Verfasser können sich für ihre entgegengesetzt lautenden Urteile in den beiden letzten wichtigen Eigenschaften auf amerikanische Quellen berufen.

Mit der Frage der Lebensdauer hängt zusammen der Abbruchwert eines Bauwerks, und in dieser Beziehung besitzt der reine Stahlbau eine unbestreitbare Überlegenheit. Nicht nur daß der Abbruch weit schneller und billiger vonstatten geht, behält das Stahlgerippe auch dann noch einen recht hohen Materialwert. Derartige Bauwerke sind nicht für die Ewigkeit bestimmt, soweit sie sich im Kern der Großstädte befinden, wo bei dem hohen Bodenwert der Grundstücke mehr und mehr auch solche Gebäude rücksichtslos dem Abbruch verfallen, deren Lebensdauer bei weitem nicht ausgenutzt worden ist, sobald sie für den veränderten Benutzungszweck ungeeignet sind. Die hohe Lebensdauer eines Geschoßbaues im Innern einer Stadt wie Berlin wirklich auszunutzen, dürfte unmöglich sein, im Gegenteil wird die Sprödigkeit einer Bauweise gegenüber den Wünschen neuer Benutzer nach Abänderung (Entfernung von Stützen) sich oft sehr unbehaglich fühlbar machen.³⁾

Es sei noch besonders darauf aufmerksam gemacht, daß es sich bei dem von Frank und Spiegel einem Vergleiche unterzogenen Gebäude um ein solches von 25 m Höhe, also kaum um ein Hochhaus, geschweige denn um einen Wolkenkratzer handelt. Mit zunehmender Höhe machen sich Umstände geltend, welche die Vergleichsgrundlagen vollständig verändern. Es sind dies die Berücksichtigung des Winddrucks und damit im Zusammenhange die geringste Seitenlänge des Gebäudegrundrisses. Werden die Eisenbetonrahmen durch den Winddruck stark auf Biegung beansprucht, so erweist sich der quadratische Stützenquerschnitt hierfür als recht ungünstig. Eine Vergrößerung dieser Querschnitte über ein gewisses Maß hinaus wird schnell unwirtschaftlich, während im Stahl noch die Möglichkeit besteht, durch Gurtplatten die Stützen zur Aufnahme von Biegemomenten geeignet zu machen, ohne ihre Breitenabmessungen nennenswert zu vergrößern. Auch die Ausbildung der Rahmenecken zur Aufnahme großer Biegemomente ist eine schwer lösbare Aufgabe, weniger im Entwurf als in der Ausführung, wo durch die vielfache Kreuzung von Stützeisen, Balkengurtungseisen in zwei Richtungen, Bügeln usw. die allseitige Einbettung in Beton und damit die vorausgesetzte Verbundwirkung nur bei allerpeinlichster Überwachung erreicht werden wird. Es soll im Gegensatz dazu nicht behauptet werden, daß die Ausbildung der Rahmenecken im Stahlbau bei Verwendung von I-Profilen für Träger und Stützen in allen Fällen durchaus befriedigt, bei Querschnitten in rechteckiger Kastenform ist eine wirkungsvolle Eckenbildung jedenfalls leichter möglich. Vielleicht wird sich diese Aufgabe einmal mit Hilfe der Schweißtechnik besser lösen lassen. Die Anordnung von Verbänden bietet jedenfalls ein Mittel, die Steifigkeit des Stahlgerüsts gegen Winddruck bis zu den größten Höhen in wirtschaftlichster Weise zu erreichen.

Soweit derartige erswerende Verhältnisse noch nicht vorliegen, also bei Geschoßbauten gewöhnlicher Art, bietet die besprochene Schrift von Spiegel in ihrem umfangreichen Zahlenmaterial, das auch alle wesentlichen Ergebnisse von Frank enthält, ein gutes Hilfsmittel, um gegebenenfalls für andere Preisgrundlagen ähnliche Untersuchungen anzustellen; ihr Studium kann daher allen Bauherren und Baufachleuten empfohlen werden, die sich mit der Planung und Kostenberechnung derartiger Bauwerke zu befassen haben.

Pohl.

³⁾ Vergl. u. a. auch „Baustoffwahl und Baugeldverzinsung“ auf S. 35 dieses Heftes.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl als Baustoff für das Führungsgerüst der Kübelförderung.

Von Dipl.-Ing. Fritz Walter, Ber. Ing., Berlin, Filialleiter der B. Walter Ges. f. Ingenieurbau m. b. H., Gleiwitz.

Zusammenfassung: Es wird an Hand des Führungsgerüsts der Kübelförderung für Bergwerke gezeigt, wie in diesem Falle nur die Stahlbauweise die Möglichkeit bietet, den besonderen Bedingungen des Bergwerksbetriebs, vor allem an äußerster Raumbeschränkung, gerecht zu werden.

Die Kübelförderung ist in Deutschland noch sehr jung, und erst in den letzten Jahren sind einige Förderungen dieser Art gebaut worden, die den Anlaß bildeten, der Gefäßförderung auch bei uns mehr Beachtung zu schenken. Der Unterschied zwischen der bisher üblichen Gestellförderung und der Kübelförderung liegt bekanntlich in der Art des Förder-

guttransportes durch den Schacht. Bei der Gestellförderung werden die Förderwagen in besonderen Gestellen im Schacht gehoben und über Tage zum Zwecke des leichteren Abtransportes des Fördergutes über umfangreiche Gleisanlagen geführt. Dieses Verfahren ist sehr umständlich und mit vielen Nachteilen verbunden, die bei der Kübelförderung vermieden werden. Hier wird das abgebaute Gut am Schacht in besondere Kübel entleert, welche ihrerseits das eingefüllte Fördergut über Tage in einen Bunker entladen, von wo es unter Zwischenschaltung eines Transportorganes direkt nach der Sieberei usw. gelangt. Auf diese Weise ist eine völlige Trennung zwischen Gruben- und Maschinenbetrieb erzielt. Auf

Einzelheiten sei hier nicht näher eingegangen, sondern auf die diesbezüglichen Veröffentlichungen verwiesen.¹⁾

Die Kübelförderung des Ostfeldes der Königin-Luise-Grube O/S., die von der B. Walter-Gesellschaft entworfen und durchgebildet worden ist, muß als erste Förderung dieser Art in Deutschland bezeichnet werden. Wohl bestanden vorher zwei Gefäßförderungen in Deutschland (Salzwerk Heilbronn und Kaliwerk Ransbach)²⁾; doch haben beide nur kleine Förderleistungen aufzuweisen und bilden nur eine Kompromißlösung zwischen Gestell- und Kübelförderung. Im ausländischen Bergbau (vor allen Dingen in Amerika) ist die Kübelförderung bereits seit langer Zeit bekannt und bildet das hauptsächlichste Fördermittel für große Leistungen.

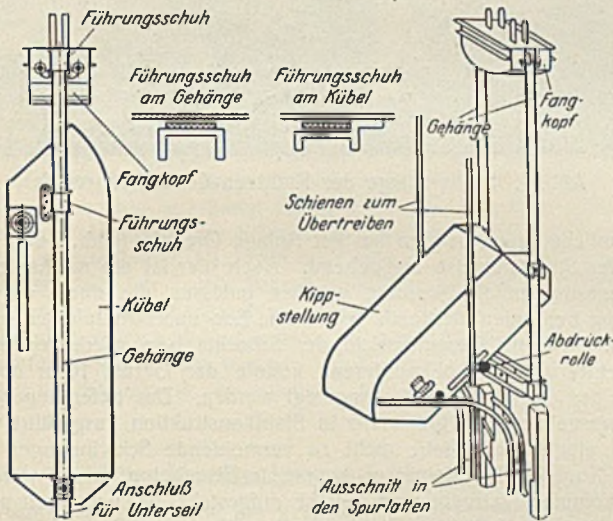


Abb. 1. Kippvorgang des Walter-Kübel.

Der Bau der Kübelförderung auf dem Ostfelde war auf Grund einer eingehenden Wirtschaftlichkeitsrechnung beschlossen worden: Man stand vor der Notwendigkeit, entweder einen neuen Schacht niederzubringen oder den völligen Umbau der vorhandenen Gestellförderung vorzunehmen, um die erforderlich gewordene größere Förderleistung zu erzielen. Man entschloß sich für eine dritte Lösung: die Kübelförderung, die in einem vorhandenen Nebenturm eines Gestellförderschachtes untergebracht werden konnte und trotz des beschränkten Platzes das Doppelte der alten, im Schacht befindlichen Gestellförderung leistet (Ab. 3). Die Daten der Kübelförderung sind folgende:

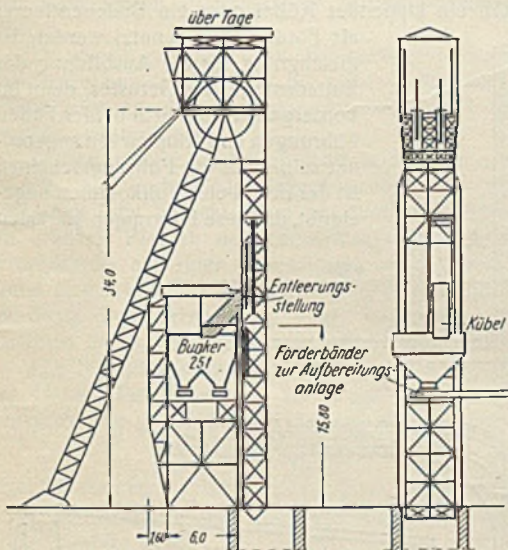


Abb. 2.

Schematischer senkrechter Schnitt durch die Ostfeld-Kübelförderanlage.

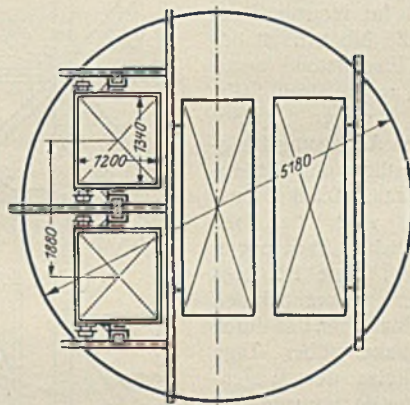


Abb. 3. Schachtscheibe der Ostfeld-Kübelförderung (links Kübel-, rechts Gestellförderung).

Kübelgewicht, einschl. Ober- und Unterseilanschluß	5 100 kg
Nutzlast	5 000 „
Seilgewicht (400 m · 7,25 kg/m)	2 900 „
Seillast	13 000 kg
Seildurchmesser (Dreikantlitzenseil)	42 mm
Bruchfestigkeit	170 kg/mm ²
Bruchlast	129 700 kg
Sicherheit	rd. 10 fach
Fahrzeit	58,2 Sek.

¹⁾ P. Walter, Vor- und Nachteile der Kübelförderung. „Kohle und Erz“ 1925, Nr. 40 u. 41.

Das von der Firma Walter für die Kübelförderung entworfene Fahrtdiagramm hat sich in der Praxis gut bewährt, und es ist anzustreben, auch für andere Anlagen ein gleiches Fahrtdiagramm zu verwenden, da bei dem Kippvorgang (vergl. Abb. 1) ganz erhebliche Kräfte, die von der Fahrgeschwindigkeit abhängen, auf das Gerüst ausgeübt werden.

Die Ostfeldkübelförderung war der Anlaß, daß die polnischen Solvay-Werke auf ihrer Schachtneuanlage Grodziec ebenfalls eine Kübelförderung vorgesehen haben, die gleichfalls von der Firma B. Walter bearbeitet wird und für die ein ähnliches Fahrtdiagramm wie bei der Ostfeldförderung gewählt worden ist.

Die Daten der Grodziec-Kübelförderung sind:

Gesamtfahrgang H	170 m (I. Ausbau)
Gesamtfahrgang H	500 m (II. Ausbau)
Fahrgang in der Kurve s _b	7,5 m
Fahrzeit	76,1 Sek. (I. Ausbau)
Fahrzeit	158,4 Sek. (II. Ausbau)

Die Förderleistung hängt von der Nutzlast des Kübels, der Fahrzeit und der Füllpause ab. Da für das Einfüllen von 1 t Kohle nur 1 Sek. erforderlich ist, beträgt die Förderleistung:

a) der Ostfeldanlage:

$$L = \frac{3600}{58,2 + 5} \cdot 5 = 280 \text{ t}$$

b) der Grodziecanlage:

$$\text{I. Ausbau } L_1 = \frac{3600}{76,1 + 5} \cdot 5 = 220 \text{ t}$$

$$\text{II. Ausbau } L_2 = \frac{3600}{158,4 + 5} \cdot 5 = 110 \text{ t.}$$

Hieraus folgt, daß die Kübelförderung besonders geeignet ist, große Leistungen zu erzielen, wobei darauf hingewiesen sei, daß der äußerst geringe Platzbedarf des Kübels von besonderem Vorteil bei der Kübelförderung ist.

Zu den mit der Eigenart der letztgenannten Förderung zusammenhängenden neuen maschinentechnischen und bergmännischen Aufgaben gesellt sich auch die Frage, welcher Baustoff zweckmäßig für das Fördergerüst bei der Kübelförderung Verwendung findet. Es ist also in erster Linie zu untersuchen, ob für derartige Gerüste neben der für Strebengerüste bisher üblichen Stahlbauweise auch der neuerdings mehrfach vorgeschlagene Eisenbeton³⁾ Anwendung finden kann. Inwieweit er für Gestellfördergerüste als Baustoff geeignet ist, sei hier unerörtert und nur das Kübelfördergerüst betrachtet, das infolge der anders gearteten Förder-

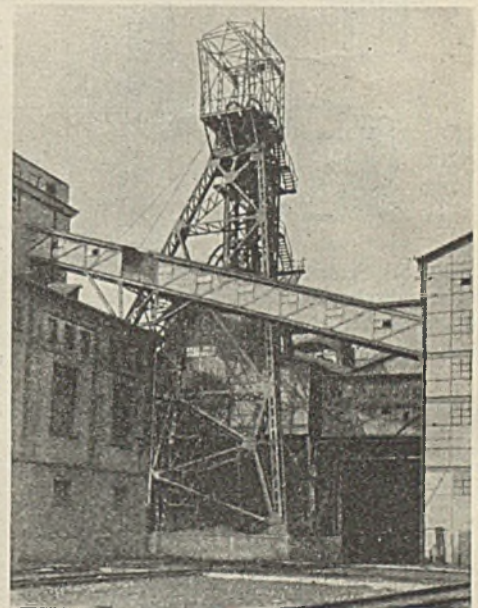


Abb. 4. Gestell- und Kübelfördergerüst im Ostfeld der Königin-Luise-Grube in Zaborze O.-S.

(Im Vordergrund die Kübelförderung.)

methode trotz gleichartigen äußeren Aufbaus erhebliche Unterschiede gegenüber dem Gestellfördergerüst aufweist. Es ist notwendig, daß eine Gerüstseite auf große Höhe vollkommen offen ist, damit der Kübelrumpf aus dem Gehängerahmen herausgekippt bzw. in die normale Fahrstellung zurückgeführt werden kann. Die offene Gerüstseite erfordert naturgemäß sehr erhebliche Aussteifungen der Eck- bzw. Mittelpfosten des Fördergerüsts, da außer der für die Gerüststeifigkeit sehr nachteiligen großen

²⁾ P. Walter, Die Kübelförderung im Bergwerkbetriebe Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 21.

³⁾ P. Walter, Der Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube. „Der Stahlbau“ 1928, Nr. 2.

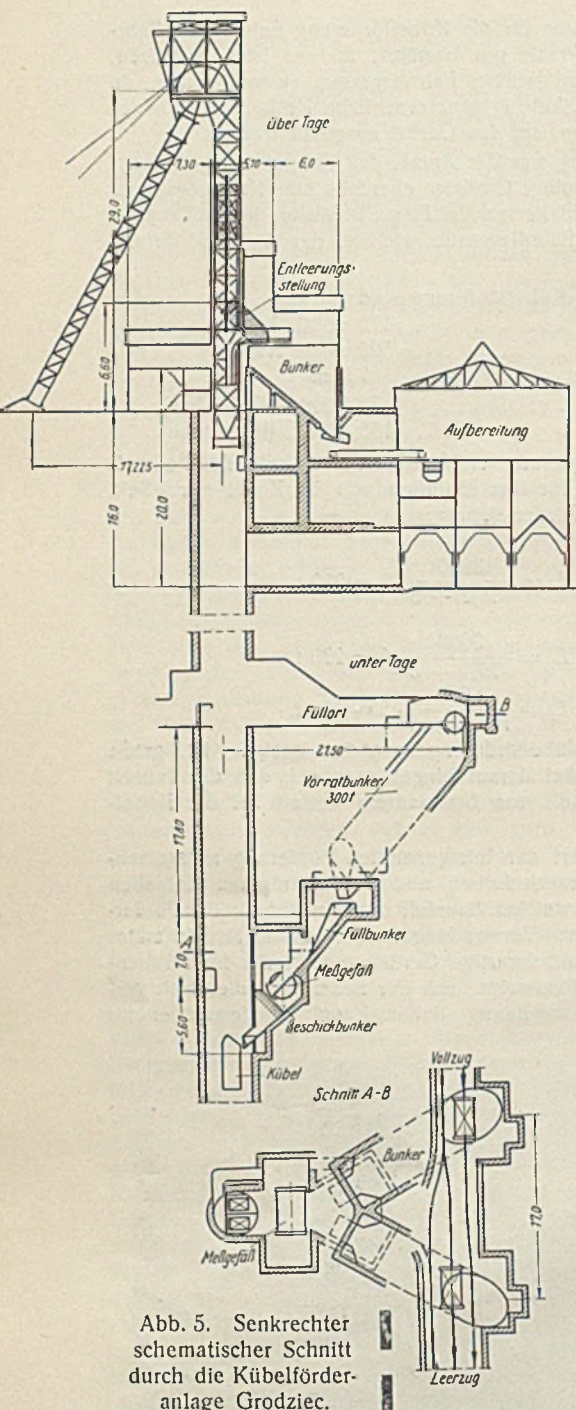


Abb. 5. Senkrechter schematischer Schnitt durch die Kübelförderanlage Grodziec.



Abb. 6. Gerüst, Kippbunker und Separation der Kübelförderung der Polnischen Solvay-Werke, Grodziec. (Kübel in Entladestellung.)

Öffnung starke einseitig wirkende Zusatzkräftedurch den auskippenden Kübel mit z. B. 20 t Gewicht von den Eck- bzw. Mittelpfosten aufgenommen werden müssen. Erscheint die Betonbauweise bereits aus diesen Gründen wenig geeignet, so ist sie aus den weiter unten aufgeführten Ursachen sogar vollkommen ausgeschlossen. Bei der Ostfeldkübelförderung, deren schematisches Bild in Abb. 2 dargestellt ist, kam noch hinzu, daß außerordentlich wenig Platz zur Verfügung stand, da das Kübelfördergerüst an das vorhandene Gestellfördergerüst angebaut werden mußte (Abb. 3). Das Gerüst wurde daher vollkommen in Stahl gebaut, da nur dieser Baustoff die Möglichkeit bot, die großen Kräfte zu bewältigen. Sodann war auf dem Ostfeld der Einbau der II. Förderrichtung ohne Stillsetzung der alten Gestellförderung vorzunehmen, was bei Eisenbeton infolge der notwendigen Rüstungsarbeiten nicht ausführbar gewesen wäre. Die um das Gestellfördergerüst herum vorhandenen Gebäude beschränkten überdies den Platz für die Fundamente, bekanntlich erfordert aber ein Betonbauwerk eine sehr erheblich größere Fundamentgrundfläche als die Stahlbauweise (Abb. 4).

Das Bunkergebäude ist gleichfalls vollkommen in Stahlkonstruktion gehalten. Obgleich für derartige Bauwerke die Möglichkeit besteht, Eisenbeton anzuwenden, wurde doch Stahl gewählt wegen seiner größeren Anpassungsfähigkeit an örtliche und betriebliche Voraussetzungen; namentlich auch da, wo gelegentliche Änderungen leicht und ohne Betriebsstörungen vorzunehmen sind. Hinzu kam, daß durch den Bunker über Tage auch Gleise des Wagenkreislaufes der vorhandenen Gestellförderungen geführt werden mußten. Da bekanntlich jeder Wagenverkehr Erschütterungen hervorruft, ist das Bunkergebäude dauernden elastischen Schwankungen unterworfen. Derartige Vibrationen sind für jedes Eisenbetonbauwerk äußerst schädlich, wie Eisenbetonkonstruktionen unter Kranlaufschienen deutlich zeigen.⁴⁾

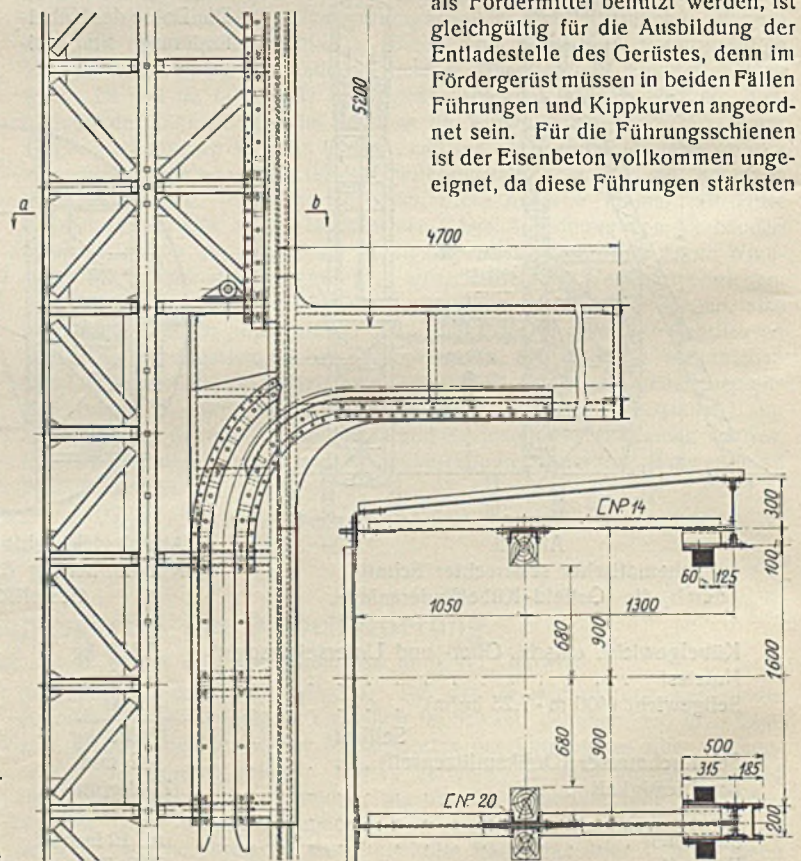
⁴⁾ U. a. Deutsche Bauzeitung 1926, S. 176/178.



Abb. 7. Förderanlage der Kathleen-Grube (Amerika).

Ähnliche Gründe waren bei der Anlage Grodziec (Abb. 5 u. 6) für die Wahl der Stahlbauweise maßgebend. Auch hier ist ein normal gebautes Strebengerüst erstellt worden, welches indessen die durch die Kübelförderung bedingten Merkmale (verstärkte Eck- und Mittelpfosten) aufweist. In Abb. 6 ist die Gesamtansicht der Schachtanlage wiedergegeben. Infolge einer Geländehöhendifferenz konnte das Gerüst 16 m über dem Niveau des Grubenbahnhofes angelegt werden. Das tiefer liegende Aufbereitungsgebäude ist gleichfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt worden, da die eingebauten Siebe nicht zu vermeidende Schwingungen hervorrufen. Nur der Entladebunker konnte in Eisenbeton gebaut werden, da er vollkommen getrennt vom Gerüst aufgestellt ist und auch nicht die Gefahr bestand, daß dieser Bunker evtl. später vergrößert oder umgebaut werden muß. Er dient lediglich als Zwischenorgan für die gleichmäßige Aufgabe der Kohle auf das Transportband. Das Schachtgebäude über dem Bunker ist als Stahlfachwerk ausgebildet worden, da hier Abänderungsmöglichkeiten vorgesehen sein mußten.

Die beiden Anlagen Ostfeld und Grodziec sind ein typisches Beispiel dafür, daß man die einzelnen Baustoffe ihrer Eigenschaft entsprechend verwenden soll. Bei Bauwerken, für die genügend Platz vorhanden ist, die keinen Schwingungen unterworfen sind und bei denen spätere Umbauten ausgeschlossen bleiben, z. B. frei stehenden Bunkern, kann sich der Eisenbeton empfehlen, für das Führungsgerüst des Fördergerüsts ist er jedoch ungeeignet. Ob ein kippender Kübel oder ein Bodenentleerer als Fördermittel benutzt werden, ist gleichgültig für die Ausbildung der Entladestelle des Gerüsts, denn im Fördergerüst müssen in beiden Fällen Führungen und Kippkurven angeordnet sein. Für die Führungsschienen ist der Eisenbeton vollkommen ungeeignet, da diese Führungen stärksten



a) Kübelkippkurven. b) Schnitt a-b. Ausbildung d. Gerüst-Eckpfosten. Abb. 8. Kippstelle des Walter'schen Kübelförder-Führungsgerüsts. (Vergl. a. Abb. 3.)

Stößen und die horizontalen Kipparme ebensolchen Biegungsbeanspruchungen unterworfen sind. Man hat erwogen, das Führungsgerüst und die an ihm angebrachten Kipparme aus Eisenbeton herzustellen und die stählernen Führungsschienen auf Eisenbetonkonsolen aufzusetzen. Der Kübel ruft aber beim Durchfahren der Schienen Erschütterungen hervor (vergl. das Fahren eines Zuges über Schienen, wobei das Schotterbett dauernd auf und ab schwingt), welche die Eisenbetonkonsolen sehr rasch zerstören würden. Es ist auch nicht angängig, stählerne Konsolen in die Betonkipparme einzulassen, denn der Kipparm würde mit der Zeit an der Einspannstelle im Führungsgerüst durch die dauernd auftretenden positiven und negativen Biegemomente zerstört werden. Der Stahlbau erscheint für das Führungsgerüst die einzig brauchbare Lösung.

Wenn in einzelnen Projekten für dieses und für die Kipparme Eisenbeton vorgeschlagen worden ist, so ist dies wohl darauf zurückzuführen, daß man amerikanische Ausführungen falsch verstanden hat. Abb. 7 stellt ein typisches amerikanisches Kübelfördergerüst dar, dessen äußerer Anblick Eisenbeton vermuten läßt. Das ist aber ein Irrtum: Die meisten Kübelförderanlagen über Tage sind in Amerika in Stahl erstellt. Die Förder-schächte besitzen dort jedoch in der Mehrzahl rechteckigen Querschnitt und die auf dem Bild sichtbaren Seitenwände des Gerüstes bilden nur die natürliche Fortsetzung der Eisenbeton-Sehwand, an die der Entladebunker angeschlossen ist, und auf welcher — wie aus der Abbildung erkenntlich ist — das Führungsgerüst steht, während die Kippführungen an das eiserne Gerüst angeschlossen sind.

Die Kippführungen und die Kipparme müssen in solidester Weise an das Führungsgerüst angeschlossen werden; Um ein klares Bild über die Art der Ausbildung der Kippkurven zu erhalten, sei in Abb. 8a u. b ein Teil

des Führungsgerüstes wiedergegeben. Zum Zwecke der Befestigung der Führungsschienen sind bei den Walterschen Kübelfördergerüsten Blechträger vorgesehen, die am Führungsgerüst angeschlossen sind. Abb. 8b zeigt auch, in welcher Weise der Eckpfosten des Gerüstes ausgebildet ist. Wenn man den mittleren Kipparm des Gerüstes betrachtet, erkennt man, daß es unmöglich sein würde, bei Eisenbeton mit dem geringen zur Verfügung stehenden Raum auszukommen. Wollte man diese Mittelpfosten in Eisenbeton ausführen, so würde entweder eine Verkleinerung des verfügbaren freien Fördertrums oder aber, da diese Fläche infolge der vorgeschriebenen Förderleistung bzw. Kübelgröße unbedingt festliegt, eine Vergrößerung des Schachtdurchmessers, zum mindesten eine stark verringerte Ausnutzungsmöglichkeit des Schachtquerschnittes, eintreten.

Nicht zu vergessen sind die Vorteile, die der Stahlbau für Fördergerüste bei Leistungssteigerungen bietet, da in einfachster Art Verstärkungen entsprechend der höheren Seilbruchlast vorgenommen werden können. Bei Erdsenkungen und der damit verbundenen Verschiebung der Gerüstmitten oder bei plötzlichen Zerstörungen bietet nur das Stahlgerüst die Möglichkeit, während des Betriebes schnell und billig Abhilfe zu schaffen. Diese Möglichkeit ist sehr wichtig, da derartige Arbeiten sofort und ohne Förderstörungen ausgeführt werden müssen.

Auch unter Tage an der Kübelfüllstelle sind Stahlbauten infolge ihrer leichteren Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonbauweise vorzuziehen. In Fällen, wo der Stahl chemischen oder Witterungseinflüssen zu stark unterworfen ist, z. B. in Kalibergwerken, wird man allerdings zweckmäßig zu einer Ummantelung des Stahlgerippes greifen und das ganze Füllort torkretieren.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern.

(Aufgestellt auf Grund der Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg vom Juni/Juli 1926.)

Von Diplom-Ingenieur E. G. Stelling, Hamburg.

Zwei stegrecht aufeinander gelegte und auf Biegung beanspruchte I-Träger wirken als einheitliches Profil, wenn die sich berührenden Flanschen so fest miteinander verbunden werden, daß die hierbei durch Biegung erzeugten Schubkräfte aufgenommen werden können. Diese schubfeste Verbindung wird in üblicher Weise durch Vernietung oder Verschraubung der aufeinanderliegenden Flanschen erreicht, wobei die Bolzen entsprechend dem Verlauf der Querkräfte über den ganzen Träger verteilt angebracht werden. Anstatt der Verbindung durch Niete oder Schrauben läßt sich neuerdings eine schubfeste Verschmelzung der sich berührenden Flanschkanten mittels elektrischer Verschweißung erreichen.

Es würde genügen, diese Schweißung entsprechend dem Verlauf der Querkräfte punktweise über die ganze Trägerlänge anzuordnen, oder die Schweißung an den Auflagerenden über eine gewisse Länge ununterbrochen auszuführen.

Dieses letztere Verfahren wird immer dann zweckmäßig sein, wenn es gilt, auf vorhandene Träger nachträglich Verstärkungsträger aufzuschweißen. Es braucht dann zur Erzielung einer guten Kehlschweißung ein breiter Flansch des Verstärkungsträgers nur über die erforderliche Schweißlänge auf einer dem unteren vorhandenen Flansch entsprechenden Breite ausgeklinkt zu werden, während eine nach dem Kräfteverlauf angeordnete Punktschweißung eine Bearbeitung des Verstärkungsträgerflansches auf ganze Trägerlänge erforderlich macht.

Die Hamburger Hochbahn A.-G. hat diese Schweißung bei Umbauten der Haltestelle Millerntor zur Verstärkung der durch Wegnahme an Tunnelstützen geschwächten Deckenträger ausgeführt:

Nach Aufgrabung der Tunneldecke wurden die oberen Flanschen der Deckenträger so weit aus dem Beton freigestemmt, daß die Verstärkungsträger auf diese aufgelegt und über eine gewisse Länge an den Auflagerenden verschweißt werden konnten. Da weder Erfahrungen noch Versuche über derartig übereinandergelegte und an den Enden geschweißte Träger bekannt waren, sah sich die Hamburger Hochbahn A.-G. genötigt, die Verwendbarkeit solcher Trägerverstärkungen durch Schweißung zu erproben.

Versuche in der Gleisbauwerkstätte der Hamburger Hochbahn A.-G. zu Stellingen.

Es wurden 2 Paar Träger, die je aus einem unteren Profil I20 und einem oberen I18 zusammengesetzt waren, in einer Länge von 10 m zum Versuch bereitgestellt. Die Versuchsstücke wurden, wie aus Abb. 1 ersichtlich, an den Enden in einer Länge von 1,65 m auf beiden Seiten der sich berührenden Flanschkanten miteinander elektrisch verschweißt. Sie waren mit einer Stützweite von 9,70 m gelagert; ein seitliches Kippen der Träger wurde durch einen Diagonalverband verhindert. Quer dazu wurden, symmetrisch zur Trägermitte und in 1,20 m Abstand, 2 IP20 gelegt und auf sie die aus Straßenbahnschienen von je 900 kg Gewicht bestehende Probelastung bis zu einer Gesamtlast von 13 t mittelst Kran aufgebracht.

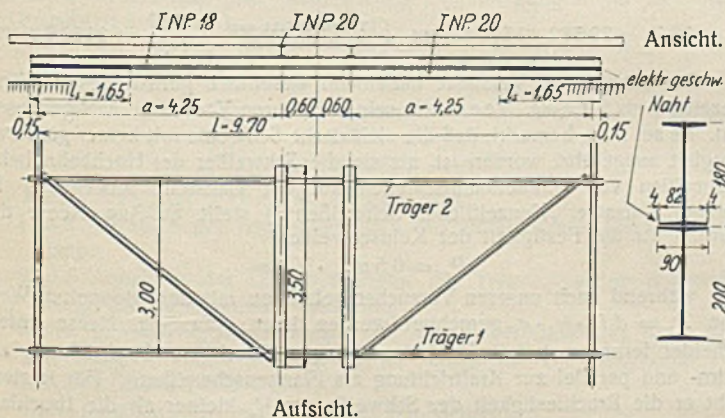
Die Tafel 1 (S. 32) enthält die Versuchsergebnisse. Aus derselben geht hervor, daß bis zur Beanspruchung innerhalb der Elastizitätsgrenze die gemessenen Durchbiegungen mit den errechneten Durchbiegungen für Verbundträger gut übereinstimmen. Eine Zerstörung erfolgte durch Ausknicken des oberen gedrückten Trägers, ohne daß eine Veränderung an der Schweißnaht wahrzunehmen war.

Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg.

Die genannten Versuche gestatteten jedoch keine Feinmessungen. Es wurden deshalb auf Verlangen der Hamburgischen Behörde sowie im Auftrage und nach Angabe der Hamburger Hochbahn weitere Versuche mittels Feinmessungen ausgeführt. Es sollte durch sie festgestellt werden:

1. welche Schweißlänge erforderlich ist, um eine gesicherte Aufnahme der bei Biegung entstehenden Schubkräfte zu erreichen;
2. welche Schweißlänge erforderlich ist, damit beide Träger als ein einheitliches Profil wirken.

Zur Beantwortung der ersten Frage wurden nach Abb. 2 Versuchsstücke aus zwei 30 cm langen Eisen I12 hergestellt, zwischen welche ein gleich langes Eisen I10 auf eine nur kurze Länge geschweißt war. Das mittlere Stück wurde auf einer Universalprüfmaschine von 50 t der Firma Spieß in Siegen bis zur Zerstörung der Schweißnaht belastet. Die Versuchsergebnisse sind in der Tafel 2 enthalten. Um eine rechnerische Unterlage für die Beurteilung der erzielten Scherfestigkeit der Schweißnaht zu gewinnen, ist in Abb. 3 der Querschnitt der geschweißten Flansch-



Aufsicht.

Abb. 1. Probelastung von zwei aufeinandergeschweißten Trägern I20 und I18. Versuche in der Gleisbauwerkstätte der Hamburger Hochbahn-Akt.-Ges. zu Stellingen im Mai 1926. Belastung mit Straßenbahnschienen von je 900 kg Gewicht.

Tafel 1.

Ergebnis der Biegeversuche von 2 Paar 10 m langen, aufeinandergeschweißten Trägerprofilen I 20 und I 18 bei 1,65 m Schweißlänge an den Trägerenden und 9,70 m Stützweite in der Gleisbauwerkstatt „Stellingen“.

	I 18:	$W_x^o = 161 \text{ cm}^3$	$J_x^o = 1446 \text{ cm}^4$	$J_s = 9048 \text{ cm}^4$
Statische Werte der Trägerpaare:	I 20:	$W_x^u = 214 \text{ cm}^3$	$J_x^u = 2142 \text{ cm}^4$	$W_s = 467 \text{ cm}^3$
		$W_x^o + W_x^u = 375 \text{ cm}^3$	$J_x^o + J_x^u = 3588 \text{ cm}^4$	

Auswertung der Probelastung.

Aufgebrachte Belastung in kg		Spannung	Unverbund. Träger	Verbundene Träger	Beobachtet	Aufzunehmende Schubkraft insges. pro Flansch	rechnerisch
$4P$	P	$\sigma = \frac{Pa}{W_s} = 0,91 P$	$f = \frac{Pa}{EJ_{24}} (3l^2 - 4a^2) = 0,0048 P$	$f = \frac{Pa}{E(J_o + J_u) 24} (3l^2 - 4a^2) = 0,0019 P$	f	$Q = \frac{Pa S_x}{2 J_x} = 6,8 P$	
440 + 900	335	305	1,61	0,64	0,4	2,28	
2 240	560	510	2,69	1,07	0,8	3,80	
3 140	785	715	3,77	1,49		5,35	
4 040	1010	920	4,85	1,92		6,87	
4 940	1235	1125	5,92	2,35	2,3	8,40	
5 840	1460	1330	7,00	2,78		9,95	
6 740	1685	1530	8,10	3,21	3,3	11,45	
7 640	1910	1740	9,15	3,64		13,00	
8 540	2135	1940	10,25	4,06	4,1	14,50	
9 440	2360	2150	11,30	4,50	5,8	16,05	
10 340	2585	2350				17,60	
11 240	2810	2560			7,3	19,10	
12 140	3035	2760			13,0	20,60	
13 040	3260	2960					
13 940	3485	3170					

Bruchlast $P = \frac{3}{4} \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1500 \cdot 40 = 90 \text{ t}$
 bei 4 facher Sicherheit zulässig
 $P = \frac{1}{4} \cdot 90 = 22,5 \text{ t}$

Beide Träger liegen auf dem Hallenfußboden auf. Bei beiden ist das obere Profil ausgeknickt. Beide Schweißarten zeigen keinerlei Veränderungen.

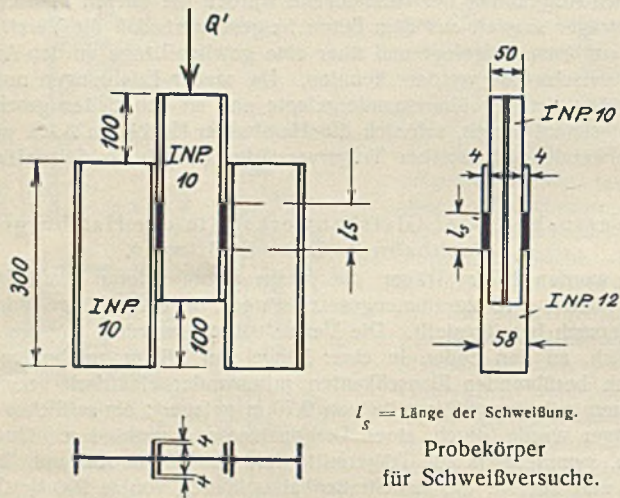


Abb. 2. Scheerversuche an elektrisch geschweißten Trägern.

kanten in vierfacher Vergrößerung dargestellt. Hierin ist als theoretisch kleinster Querschnitt der Schweißnaht das gleichschenklige Dreieck abc einzusetzen, das durch Ziehen einer geraden Linie ab aus der Kante unter einer Neigung von 45° gegen den Flansch gewonnen wird. Die in Rechnung zu setzende Scherfläche der Schweißnaht ermittelt sich dann aus der Schweißnahtlänge l_s , und der Fußbreite d der Schweißnaht, die hier zeichnerisch mit $0,5 \text{ cm}$ ermittelt ist. Die auf diese Scherfläche bezogene Scherfestigkeit aus den Versuchsergebnissen sind in Tafel 2 angegeben und zeigen, daß mit einer Scherfestigkeit von im Mittel 3 t/cm^2 gerechnet werden kann. Diese ist um $\frac{1}{4}$ geringer als die Zugfestigkeit des Schweißmaterials, die 4 t/cm^2 beträgt. Wird also eine vierfache Sicherheit berücksichtig

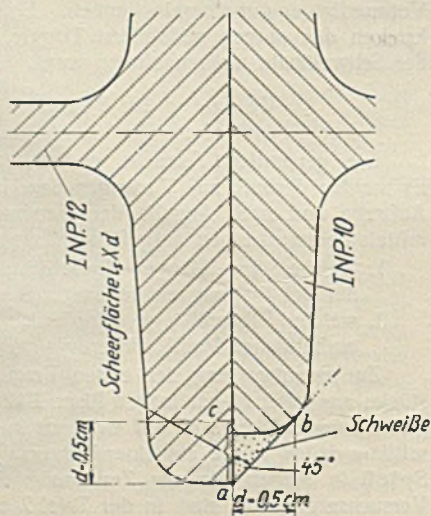


Abb. 3. Trägerprofile an der Schweißstelle.

so würde sich die Schweißnahtlänge der beiderseits in den Flanschen geschweißten Träger rechnerisch bestimmen lassen aus der Formel

$$l_s = n \cdot \frac{1/2 \cdot P_s}{d \cdot \sqrt[3]{4} \cdot \sigma}$$

- P_s die im Trägerflansch wirkende Schubkraft;
- n der Sicherheitsgrad, hier gleich 4;
- σ die Zugfestigkeit des Schweißmaterials;
- d die Fußbreite der Schweißnaht.

Auf die Fußbreite ist zur Erzielung einer guten Scherfläche besonders Bedacht zu nehmen. Wenn erforderlich, wird der eine der sich berührenden Flanschen mehr oder weniger auszuklinken sein, wie Abb. 4 zeigt.

Tafel 2.

Ergebnis der Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg.

Nr.	Gesamtlänge der Schweißnaht in cm	Bruchlast in kg	Bruchlast durch Schweißnahtlänge	Bemerkungen	Bruchlast je cm^2 Scherfläche
1	18,3	26 300	1435 kg/cm	Schweißnaht durch Ausbiegen des Körpers abgewürgt	$\frac{1435}{0,5} = 2870 \text{ kg/cm}^2$
2	19,3	29 900	1550 kg/cm	Träger knickt aus Schweißnaht hält	$\frac{1550}{0,5} = 3100 \text{ kg/cm}^2$
3	18,8	33 250	1770 kg/cm	Schweißnaht abgeschert	$\frac{1770}{0,5} = 3540 \text{ kg/cm}^2$
4	18,7	29 580	1580 kg/cm	Träger knickt aus Schweißnaht hält	$\frac{1580}{0,5} = 3160 \text{ kg/cm}^2$

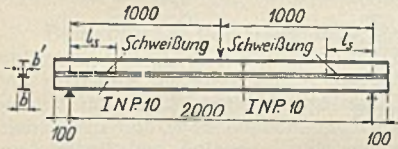
Die angestellten Versuche haben ein wesentlich günstigeres Ergebnis gezeigt, als Dr.-Ing. Neese aus seinen früheren Versuchen nachgewiesen hat. Es sei noch bemerkt, daß die elektrische Schweißnaht mit keiner größeren Sorgfalt ausgeführt worden ist, als sie die Schweißer der Hochbahn beim Schweißen von Straßenbahnschienen auf der Baustelle anwenden. In seinem Aufsatz „Neuzeitliches Schweißen“³⁾ stellt Dr.-Ing. Neese die Formel für die Festigkeit der Kehlschweißnaht

$$P_s = 0,5 d l_s \cdot \sqrt[3]{4} \cdot \sigma$$

auf, während nach unseren Versuchsergebnissen mit dem doppelten Wert von $P_s = d l_s \cdot \sqrt[3]{4} \cdot \sigma$ gerechnet werden kann. Dr.-Ing. Neese unterscheidet ferner zwischen Kehlschweißnaht senkrecht zur Krafrichtung als Stirn- und parallel zur Krafrichtung als Flankenschweißnaht. Für letztere gibt er die Bruchfestigkeit der Schweißnaht um $\frac{1}{4}$ kleiner als die Bruchlast des Schweißmaterials an. Die Schweißnahten unserer Versuchsstücke sind Flankenschweißnahten. Die Versuche an diesen haben die Erfahrungen des Dr.-Ing. Neese bestätigt.

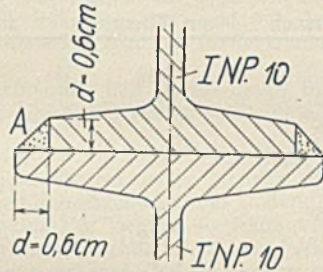
³⁾ „Bauingenieur“ 1924, Heft 19.

Die Beantwortung der zweiten Frage, betreffend die Ermittlung des Einflusses der Schweißnahtlängen auf die Verbundwirkung zweier aufeinander-geschweißter Träger wurde durch Biegeversuche an Trägern untersucht. Zu diesem Zweck wurden nach Abb. 4 u. 5 mehrere Versuchsträger aus 2 I 10 von je 2,20 m Länge an den Enden auf 0, 2, 5, 10, 35 und 50 cm auf beiden Seiten der sich berührenden Flanschen verschweißt. Die Kanten des oberen Flansches wurden um das Maß der Schweißnahtfußbreite $d = 0,6$ cm auf die Schweißnahtlänge ausgebrannt. Diese Träger wurden bei 2,00 m Auflagerabstand ebenfalls mittels einer Universalprüfmaschine von 50 t der Firma Spiess in Siegen in der Mitte belastet und die Durchbiegungen mittels Feinmeßgerät mit hundertfacher Übersetzung gemessen.



b = ursprüngliche Flanschenbreite.
b' = verringerte Flanschenbreite des oberen Trägers.

Abb. 4. Versuchsträger für die Biegeversuche.



A = Kante des Flansches auf die Länge des Schweißes abgebrannt.

Abb. 5. Trägerprofile an der Schweißstelle.

Tafel 3.

Biegeversuche im unelastischen Bereich.
Maximale Belastungen.

Länge der Schweißung in cm	0	2	5	10	20	35	50
Höchstbelastung in t . . .	5,8	6,55	7,65	7,50	7,66	7,86	7,95
Verhalten der Schweißung	—	wird abgesichert	unversehrt				

Zum Verständnis der in den Tafeln 3 u. 4 verzeichneten Versuchsergebnisse seien hier die statischen Werte der Versuchsträger angegeben. Für jeden einzelnen Träger I 10 ist:

der Trägerquerschnitt $F = 10,6$ cm²,
das Trägheitsmoment $J_x = 171$ cm⁴ und

für den Verbundträger aus 2 I 10 (Abb. 6) ist:

der Trägerquerschnitt $F = 2 \cdot 10,6 = 21,2$ cm²,

das Verbundträgheitsmoment $J_s = 2J + 2F\left(\frac{h}{2}\right)^2 = 2 \cdot 171 + 2 \cdot 10,6 \cdot 5^2 = 872$ cm⁴.

Das Biegemoment bei einer Belastung durch P kg in Trägermitte errechnet sich aus $M_m = P \frac{l}{4} = P \cdot \frac{200}{4} = 50P$ kgm.

Die theoretische Durchbiegung für die unverbundenen, ungeschweißten und nur aufeinandergelegten Träger beträgt unter der Last P :

$$f = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E (J_o + J_u)}$$

und für die auf ganze Länge verschweißten Träger:

$$f = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E J_s}$$

Der Elastizitätsmodul für das Trägermaterial war zu $\epsilon = 214 \cdot 10^4$ kg/cm² gefunden, so daß sich die theoretischen Durchbiegungen für den unverbundenen Träger bestimmen aus:

$$\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right) = \frac{200^3}{48 \cdot 214 \cdot 342} = 2,28 \text{ cm/kg}$$

und für den verbundenen Träger aus:

$$\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right) = \frac{200^3}{48 \cdot 214 \cdot 872} = 0,894 \text{ cm/kg}$$

Die Versuchsergebnisse zeigen nun:

1. die Abnahme der Durchbiegungen mit zunehmender Schweißnahtlänge,
2. die Abnahme der Durchbiegungen der Träger gleicher Schweißnahtlänge mit zunehmender Belastung;
3. die gemessene Durchbiegung für die unverbundenen, nicht geschweißten Träger kleiner als die entsprechende theoretisch errechnete Durchbiegung.

Auffallend sind die letzten beiden Beobachtungen:

Man hätte erwarten sollen, daß die Durchbiegungen der Träger gleicher Schweißlängen entsprechend der zunehmenden Belastung größer würden, und daß die Durchbiegungen der ungeschweißten Träger den theoretischen Biegeergebnissen weit näher gekommen wären. Da dieses

aber nicht der Fall war, so ist eine Erklärung dieser abweichenden Erscheinung darin zu suchen, daß Reibungskräfte in den sich berührenden Flanschen entstehen, die einer freien gegenseitigen Bewegung der Träger entgegenwirken. Diese Reibungskräfte erzeugen also eine gewisse Verbundwirkung, die die Ursache der geringen Durchbiegung ist. So wird es auch einleuchtend, daß bei zunehmender Last die Durchbiegungen gleichartiger Träger kleiner wurden, indem die größeren Lasten auch größere Reibungen in den sich berührenden Flanschen hervorrufen und somit die Verbundwirkung der Träger begünstigen.

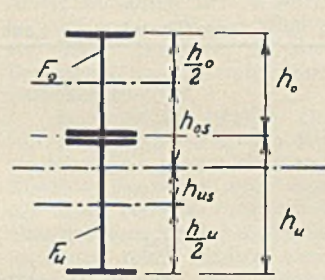


Abb. 7. Verbundträger mit $J_s = J_o + J_u$

Beachtet man, daß das Trägheitsmoment der unverbundenen, aufeinandergelegten Träger die Summe der Einzelträgheitsmomente $J_o + J_u$ ist, daß ferner für den auf ganze Länge geschweißten Träger (Abb. 7) das Trägheitsmoment

$$J_s = (J_o + J_u) + F_o (h_{o_s})^2 + F_u (h_{u_s})^2$$

ist, dann muß für den teilweise geschweißten Träger das entsprechend wirksame Trägheitsmoment zwischen den Trägheitsmomenten der ungeschweißten und vollverbundenen Träger liegen.

In beiden Werten ist der Ausdruck $J_o + J_u$ derselbe; es muß also der Ausdruck $F_o (h_{o_s})^2 + F_u (h_{u_s})^2$ durch Multiplikation mit einem Faktor φ , der als „Verbundfaktor“ bezeichnet werden möge, veränderlich gemacht werden. Der Faktor φ ist von den Schweißlängen der Träger abhängig und wächst von 0 bis 1. Das Verbundträgheitsmoment teilweise geschweißter Träger wäre demnach durch die Formel

$$J_s = (J_o + J_u) + \left[F_o (h_{o_s})^2 + F_u (h_{u_s})^2 \right] \varphi$$

dargestellt.

Aus den durch die Versuche bestimmten Werten $\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)$ ergibt sich bei dem Elastizitätsmodul $E = 214 \cdot 10^4$ ein Verbundträgheitsmoment für die Versuchsträger von:

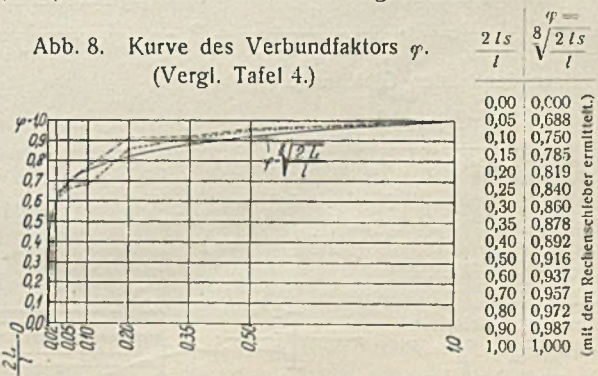
$$J_s = \frac{1}{\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)} \cdot \frac{200^3}{48 \cdot 214}$$

und somit der Verbundfaktor:

$$\varphi = \frac{J_s - (J_o + J_u)}{F_o (h_{o_s})^2 + F_u (h_{u_s})^2}$$

Die auf Grund der Versuche mit diesen Formeln errechneten Werte für das Verbundträgheitsmoment und den Verbundfaktor φ sind in der Tafel 4 (S. 34) und der Kurve in Abb. 8 aufgezeichnet.

Abb. 8. Kurve des Verbundfaktors φ .
(Vergl. Tafel 4.)



--- Werte für φ aus den Versuchen für die Lasten $P = 500 - 1500$ kg
 - - - - - Werte für φ aus den Versuchen für die Lasten $P = 1500 - 2500$ kg
 ——— Werte für φ aus der Formel $\varphi = \sqrt{\frac{8 \cdot 2l_s}{l}}$

Die Werte für φ sind in den Kurven als strichpunktierte Linien in Beziehung zu den Verhältnissen aus doppelter Schweißnahtlänge $2l_s$ zur Trägerlänge l gebracht. Durch Aufzeichnen dieser Kurven auf doppeltem Logarithmenpapier findet man, daß diese der Gleichung

$$\varphi = \sqrt{\frac{8 \cdot 2l_s}{l}}$$

Tafel 4.
Biegeversuche im elastischen Bereich.
Mittelwerte, gemessen und errechnet aus den Belastungen von P.

1. P = 500 bis 1500 kg.

Schweißnahtlänge l_s in cm	Werte für $\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)$ in cm/kg		Verbundträgheitsmoment $J_s = \frac{1}{P \cdot 10^4} \cdot \frac{200^3}{48 \cdot 214} \text{ in cm}^4$		Verbundfaktor $\varphi = \frac{J_s - (J_o + J_u)}{S_o \frac{h_o^2}{2} + S_u \frac{h_u^2}{2}}$ $\varphi = \sqrt{\frac{8}{2l_s} \frac{1}{l}}$	
	aus Versuch	aus Theorie	aus Versuch	aus Theorie	aus Versuch	aus Theorie
0	2,004	2,280	—	342	—	[0,00]
2	1,197		652		0,585	0,61
5	1,125		692		0,660	0,69
10	1,102		702		0,679	0,75
20	0,977		798		0,860	0,82
35	0,953		820		0,905	0,88
50	0,921		848		0,956	0,92
100	—	0,894	—	872	[1,000]	[1,00]
2. P = 1500 bis 2500 kg.						
0	1,701	2,280	—	342	—	[0,00]
2	1,163		670		0,619	0,61
5	1,093		714		0,701	0,69
10	1,043		746		0,763	0,75
20	0,946		825		0,910	0,82
35	0,939		832		0,920	0,88
50	0,915		852		0,961	0,92
100	—	0,894	—	872	[1,000]	[1,00]

nahezu gerecht werden. Diese Formel ergibt zwar, wie die stark ausgezogene Linie im Kurvenblatt zeigt, kleinere Werte als die durch Versuche errechneten, doch da der unsichere Einfluß der Reibung zwischen den sich berührenden Trägerflanschen unbedingt zu vernachlässigen ist, so sind die kleineren Werte der Formel für die statische Berechnung durchaus als brauchbar und sicher anzunehmen. Für den Konstrukteur bietet die Anwendung dieser Formel keine Schwierigkeit, da die Auswertung durch 3 maliges hintereinander folgendes Wurzelziehen auf dem Rechenschieber leicht auszuführen ist.

Belastungen innerhalb des elastischen Bereiches konnten die Schweißen nicht zum Bruch beanspruchen. Es wurden deshalb auch Biegeversuche an diesen Trägern außerhalb des elastischen Bereiches ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 3 angeführt. Hierbei blieben die Schweißnähte bis auf eine von 2 cm Länge ebenfalls unversehrt. Die 2 cm lange Schweißnaht scherte bei einer Trägerbelastung von 6,35 t ab. Es ist anzunehmen, daß die durch Biegung erzeugten Scherkräfte in Abhängigkeit zu den Schweißlängen stehen. Wie läßt sich nun diese Abhängigkeit zwischen Schubkraft und Schweißnahtlänge rechnerisch festlegen? Die Durchbiegung der Träger wird beeinflusst durch die Trägerbelastung P in Trägermitte und die von dieser erzeugte Schubkraft P_s (Abb. 9a). Theoretisch ist die Durchbiegung aus der Last P

1. für den unverbundenen Träger

$$f_1 = P \cdot \frac{l^3}{48 E (J_o + J_u)}$$

2. für den verbundenen Träger

$$f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48 E J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 E (J_o + J_u)} = P_s \cdot \frac{l^2 \left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2}\right)}{k 8 E (J_o + J_u)}$$

somit folgt aus der letzten Gleichung:

$$P_s \cdot \frac{1}{k 8} (h_o + h_u) = P \cdot \frac{l}{48} \left[\frac{1}{(J_o + J_u)} - \frac{1}{J_s} \right]$$

oder

$$P_s = P \cdot \frac{2}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} \right]$$

Hierin ist noch der Wert k zu ermitteln.

Für den symmetrischen Querschnitt ist $F_o = F_u = F$ (Abb. 9b) und bei Last in Trägermitte und Vollschweißung

$$P_s = \varphi \cdot \frac{S_s}{J_s}$$

= Querkraftsfläche · $\frac{\text{Statisches Moment d. angeschlossenen Fläche}}{\text{Trägheitsmoment d. gesamten Querschnitts}}$

also in diesem Falle

$$P_s = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F \cdot h}{J_s}$$

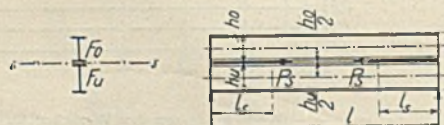


Abb. 9b.

Abb. 9a.

Ermittlung von Trägerdurchbiegung und Trägerbelastung.

Es ist für diesen auf ganze Länge geschweißten Querschnitt

$$J_s = J_o + J_u + F \cdot \frac{h^2}{2}$$

also

$$\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} = \frac{J_o + J_u + F \cdot \frac{h^2}{2} - (J_o + J_u)}{J_s} = \frac{F \cdot \frac{h^2}{2}}{J_s}$$

und somit:

$$P_s = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} \right] = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{F \cdot \frac{h^2}{2}}{J_s} = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot l \cdot \frac{F \cdot h}{J_s}$$

welcher Wert sein soll

$$= P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F \cdot h}{J_s}$$

also muß endlich sein

$$K = \frac{3}{2}$$

Da dieser Wert für Vollschweißung gilt, so wird k mit $\frac{3}{2}$ seinen größten Wert erreichen, und es ist zu vermuten, daß bei teilweiser Schweißung der Wert k eher kleiner wird. Ungünstigst kann also der Wert $\frac{3}{2}$ für k beibehalten werden, so daß die Schubkraft für den teilweise geschweißten Träger bestimmt ist durch:

$$P_s = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}(h_o + h_u)} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} \right] = \varphi \cdot \frac{F_o h_o^2 + F_u h_u^2}{\frac{1}{2}(h_o + h_u) J_s}$$

Für den symmetrischen Querschnitt ist demnach

$$P_s = \varphi \cdot \frac{F \cdot h}{J_s} = \varphi \cdot \frac{S_s}{J_s}$$

Es ist bei den Versuchen beobachtet, daß die Schweißen der Versuchsträger innerhalb der amtlich zugelassenen Spannungsgrenzen weder absicherten noch irgend welche Veränderungen zeigten. Hieraus läßt sich folgern, daß für die rechnerische Bestimmung der Schweißnahtlängen weniger die Sicherstellung gegen Abscherung infolge der durch Biegung hervorgerufenen Schubkraft ausschlaggebend ist, als vielmehr die Rücksichtnahme auf eine genügende Verbundwirkung der Träger. Eine Schweißnaht, die von den Trägerenden aus sich über $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Trägerlänge erstreckt, wird immer den auftretenden Schubkräften genügend Widerstand leisten können und nur eine Spannungserhöhung in den Verbundträgern von 3 bis 7 % gegenüber den Spannungen eines vollwirkenden, auf ganze Länge geschweißten Verbundträgers zur Folge haben.

Verschiedenes.

Ein neues Stahlhochhaus in Prag. Dem Zug der Zeit folgend, wird gegenwärtig auch in Prag ein Hochhaus, — das Geschäftshaus Susicky, — in Stahlkonstruktion erbaut. Das Gebäude, in welchem auch ein Theater untergebracht wird, enthält insgesamt neun Geschosse und zwar zwei Keller- und sieben Obergeschosse; es wird nach dem Entwurf und unter der Bauleitung des Architekten Paul Sydow, Berlin, ausgeführt. Entwurf und Berechnung der Ingenieur-Konstruktion sowie die Bauberatung liegt in den Händen der Zivilingenieure Kuhn & Schaim, Berlin. Die Ausführung des Tragwerkes erfolgt in Siliziumstahl mit Rücksicht auf Gewichtersparnis, kürzere Bauzeit und Raumersparnis und ist der „Witkowitz Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft“ in Mähr.-Ostrau übertragen.

Wir behalten uns vor, über dieses nach Größe und Bauart gleich bemerkenswerte Gebäude nach Fertigstellung noch ausführlicher zu berichten.

Baustoffwahl und Baugeldverzinsung. Die Sicherheit einer Kapitalanlage in Gebäuden hängt von einer Reihe verschiedener Faktoren ab, von denen der bisherige, jetzige und spätere Grundstückwert, der bisherige, jetzige und voraussichtlich spätere Charakter der Gegend — Nähe von Bahnhöfen und Straßenbahnlinien, Geschäftslage, Nachbarschaft von Parks und öffentlichen Anlagen — als solche längst erkannt sind.

In der Fachzeitschrift „The Bank Director“ weist jedoch der bekannte amerikanische Architekt Arthur T. North auf die große Wichtigkeit eines bislang nicht immer genügend beachteten weiteren Hauptfaktors hin, auf die Wahl des Baustoffes. Der von ihm dabei benutzte Vergleich ist so eigenartig und gleichzeitig überzeugend, daß er im folgenden wiedergegeben sei:

Ein Haus ist mehr als ein rein physisches Gebilde, es kann sehr wohl — ähnlich wie jedes Lebewesen — sein besonderes, wechselvolles, bisweilen unregelmäßiges Erleben haben. Auch der Mensch ändert ja seine Beschäftigung, seine Anschauungen und Lebensgewohnheiten, er wird sich unter Umständen — um ein neueres Schlagwort zu benutzen — sehr gründlich „umstellen“ müssen. Aus einem Landwirt, Rechtsanwalt, Ingenieur kann z. B. unter gewissen Verhältnissen ein Politiker, Bankdirektor, Industrieführer werden. Das bedingt natürlich Änderungen in der inneren Einstellung sowohl wie in der äußeren Lebensführung, denen nur ein anpassungsfähiger Organismus gewachsen ist. Menschen, denen diese Fähigkeit fehlt, kommen zurück und scheiden schließlich für das Erwerbsleben aus. Ganz ebenso ist es mit allen für wirtschaftliche oder industrielle Zwecke irgendwelcher Art errichteten Gebäuden. Sie alle sind natürlich zunächst für einen besonderen Zweck zugeschnitten. Bauherr und Architekt müssen jedoch von vornherein weitsichtig genug sein, die Möglichkeit selbst eines durchgreifenden Umbaus infolge veränderter Zweckbestimmung ins Auge zu fassen. Mindestens insofern, als sie bei der Wahl des Baustoffes denjenigen bevorzugen, der späteren Umstellungen die geringsten Schwierigkeiten bereitet. Wo das nicht geschieht, ist ein Umbau nur mit großem Geld- und Zeitaufwand oder gar nicht bezw. nur unvollkommen möglich. Im ersteren Fall droht Unwirtschaftlichkeit, im letzteren tritt mit Sicherheit starke Entwertung ein.

Jede Bank und jeder private Kapitalgeber wird sich also sehr eingehend vor der Hergabe von Baugeldern oder Hypotheken überlegen müssen, inwieweit bei Entwurf und Baustoffwahl des zu beleihenden Gebäudes seinen Interessen Rechnung getragen ist, ob es sich um einen Eintagsbau oder um eine Konstruktion handelt, deren Anpassungsfähigkeit bei einer später nötig werdenden Umstellung Gewähr gegen Entwertung, d. h. mindestens teilweisen Verlust des Kapitals bietet.

Man sage nicht, daß die Notwendigkeit solcher Änderung des Gebäudezwecks zu den Ausnahmen gehören wird. Der Charakter des Berliner Kurfürstendamms heute und vor kaum 20 Jahren beweist — um nur ein Beispiel von vielen zu nennen — das Gegenteil. Die deutschen Großstädte der nächsten zehn Jahre werden diese Beispiele mit Sicherheit vervielfachen.

Aus den Vereinigten Staaten bringt North eine Reihe bemerkenswerter Beispiele:

Das Century-Theater in St. Louis wurde zu einem städtischen Speicher umgebaut. In der gleichen Stadt wurde das Schubert-Theater von der neuen Eigentümerin, der Union Electric Co., zu Geschäfts- und Ausstellungsräumen, das Imperial-Theater zu einem Warenhaus gemacht. Das Holland-Haus, das Manhattan- und das Knickerbocker-Hotel in New York, Planters-Hotel in St. Louis waren für ihren ursprünglichen Zweck veraltet und wurden — um sie wieder zu einer befriedigenden Kapitalanlage zu machen — zu Bureauhäusern umgebaut.

Alle diese doch gewiß durchgreifenden Umbaumaßnahmen waren nur möglich dank der Anpassungsfähigkeit der dabei verwendeten Stahlbaukonstruktion. Auch ohne solche völlige Änderung der Zweckbestimmung werden namentlich bei Industriebauten Umbauten kleineren Umfangs unvermeidlich bleiben: Wechsel der Erzeugung oder des Herstellungsverfahrens, neue Maschinentypen bedingen fast stets auch bauliche Änderungen, die schnell, ohne Betriebsstörung und natürlich möglichst billig durchgeführt werden sollen.

Der Besitzer oder Käufer von Hypotheken solcher Gebäude oder von Aktien solcher Betriebe wird sich fragen müssen, ob der Eisenbeton für solche Notwendigkeiten das geeignete Material darstellt. Aufgebaut auf dem Grundsatz der Monolithät, stellt er dem Versetzen, ebenso dem Verkürzen oder Verlängern von Säulen und Unterzügen, dem Durchbrechen von Decken, dem Ausschneiden einzelner Bauglieder nicht nur infolge seiner Struktur denkbar größten Widerstand entgegen, es würde dadurch auch der ganze Charakter der Konstruktion in Frage gestellt.

Demgegenüber bereitet das Abschneiden, Auswechseln oder Verschieben von Teilen einer Baustahlkonstruktion keinerlei Schwierigkeiten, die statischen Verhältnisse dabei sind genau erfassbar, die erforderliche Bauzeit die denkbar kürzeste, die Aufrechterhaltung des Betriebes in ganz anderer Weise möglich als beim Einrüsten, Schalen, Betonieren und Stampfen einer Betonkonstruktion.

Auch hierfür bezieht sich North auf eine Reihe von Beispielen: Der größte Bäckereikonzerne Amerikas und wohl der Welt betreibt Fabriken in allen größeren Städten der Union, in denen durch Einbau neuer Öfen, Lüftungs- oder Förder-einrichtungen, Treppen u. a. m. ständig Veränderungen, Verstärkung einzelner Bauteile, Deckendurchbrüche u. dergl. notwendig werden. Die sämtlichen Anlagen dieser Gesellschaft sind in Stahlfachwerk ausgeführt mit Ausnahme einer einzigen, während des Krieges — als Stahl nicht zu beschaffen war — in „anderem Material“ hergestellten. Die Direktion ist dadurch — sehr wider Willen — in die Lage versetzt, Vergleiche anzustellen. Während sie nämlich in ihren übrigen, in Stahlfachwerk hergestellten Fabriken Änderungen schnell und ohne Anstände vornehmen kann, sind diese in der letztgenannten nur mit Schwierigkeiten, großen Kosten, z. T. überhaupt nicht möglich. Die Stahlbauweise hat sich für die Gesellschaft als eine sichere Garantie ihrer Kapitalanlage erwiesen, wie sie das zweifellos auch in anderen Fällen ebenso tun wird.

An zweiter Stelle erwähnt North die Hebung einer Zwischendecke in einem hochwertigen Gebäude um etwa 0,45 m, die zur Erhaltung des Nutzungswertes unbedingt erwünscht war. Da es sich um einen Stahlfachwerkbau handelte, gelang die Hebung ohne Zwischenfall und ohne Beschädigung der gehobenen Decke. Sie wäre in einem anderen Material jedenfalls nicht möglich, die Verminderung der Gebäudenutzung davon die Folge gewesen.

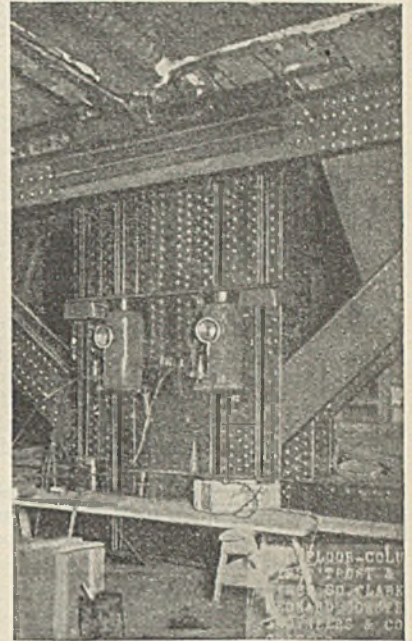


Abb. 1. Schwere Stahlfachwerkträger zum Abfangen der von 14 Geschossen auf die Wandstützen zu übertragenden Lasten. (Bemerkenswert die Keile und hydraulischen Winden zur Sicherung der alten Höhenlage bis zum Einbau der neuen Fundamente und Stützen.)

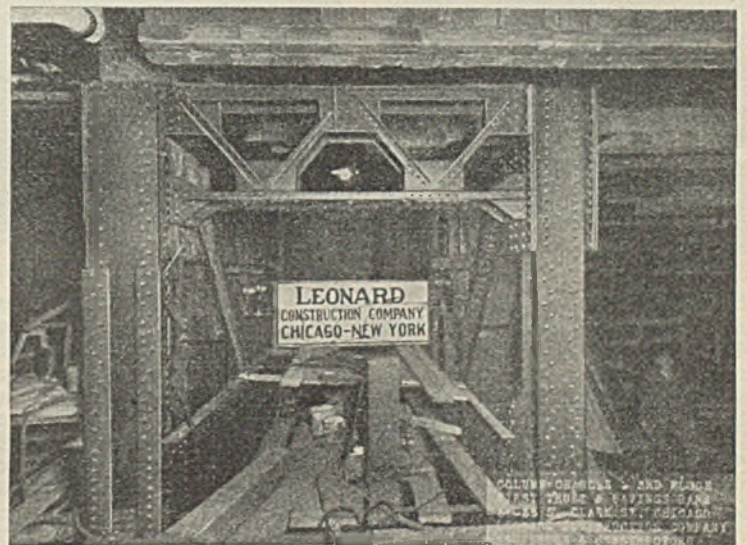


Abb. 2. Schwere doppelte Stahlfachwerkträger zum Übertragen großer Stockwerklasten auf die neuen, gegen die alte Anordnung versetzten Hauptstützen.

Die beigegebenen Abbildungen geben Einzelheiten eines großzügigen Bankumbaus wieder: Für die First National Bank in Chicago ergab sich die Notwendigkeit einer Vergrößerung ihrer Bankräume, so daß sie durch den Kauf des früher der American Trust Co., dann der Dearborn National Bank gehörigen Nachbargrundstückes sowie den eines fünfstöckigen weiteren Hauses ihre Front über die ganze Länge des Blocks zwischen Dearborn- und Clark-Street ausdehnte. Am Westende des bisherigen Hauptgebäudes der Bank befand sich die Eingangshalle mit einer Reihe von Aufzügen, Treppen und Schächten. Um die wichtigsten Bankräume im Erd- und

ersten Obergeschoß auf die ganze neue Länge ohne Hindernis durchzuführen, war es nötig, jene Anlagen zu versetzen und ferner die bisherige Mauer zwischen den beiden Bankgebäuden bis zum vierten Stock zu entfernen. Die stählernen Tragsäulen dieser alten Trennungswand standen nun nicht in der Flucht der Tragsäulen des alten Gebäudes der First National Bank. Es gelang jedoch, vermittels der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Abfangekonstruktionen die alten Stützen in den unteren Stockwerken auszubauen und die Lasten der darüberliegenden 14 Stockwerke auf neue Eisenfachwerksäulen, die in der Achse der übrigen standen, zu übertragen.

Der First National Bank sind dadurch, daß beide Gebäude in anpassungsfähiger Stahlkonstruktion ausgeführt waren, sehr große Werte gerettet; sie ist unter ganz außerordentlich günstigen Bedingungen in die Lage versetzt worden, die Grundfläche ihrer Bankräume um 40% zu vermehren.

Neuartige Aufstellung hoher Stahlschornsteine. Um die kostspieligen Gerüste beim Aufstellen stählerner Schloten zu ersparen und um gleichzeitig die Montagezeit wesentlich abkürzen zu können, wendete die Firma Ernst Pfeffer, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau in Gispersleben-Erfurt, bei der Aufstellung eines 60 m hohen Saugzugschlotes im Durchmesser von 3,5 m die nachstehend beschriebene, neuartige Bauweise an:

Das viereckige Unterteil von etwa 20 m Höhe wurde mit einem Holzmast montiert, die ersten zwei runden Schüsse mit einem 30 m hohen Schwenkmast. Auf den zuletzt aufgebrachten Schuß wird nun ein eigens

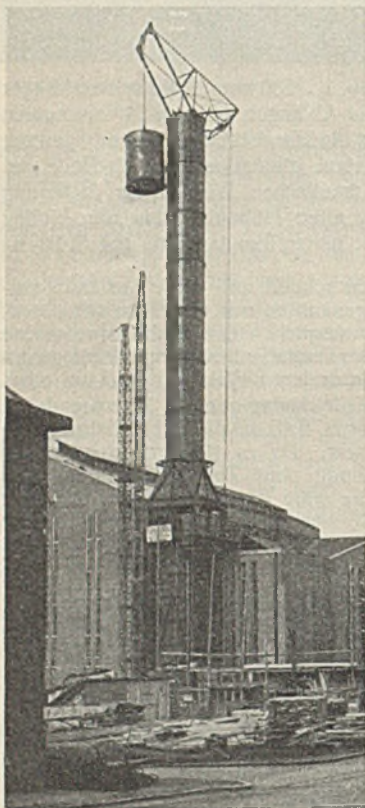


Abb. 1.

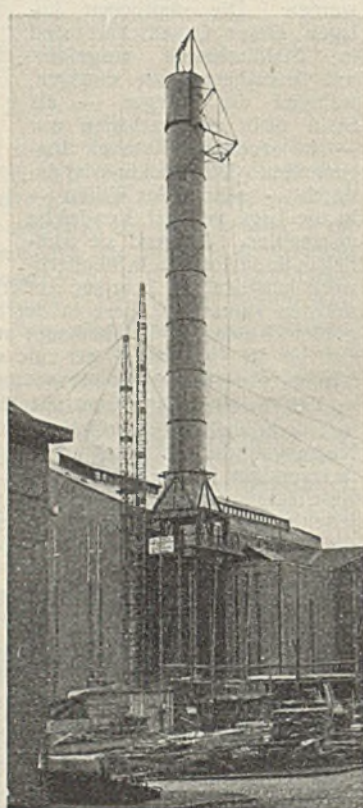


Abb. 2.

hierzu konstruiertes Kipp-Portal aufgesetzt und an den Außenseiten auf zwei Zapfen angebracht. Dann wird das Kipp-Portal nach vorn um etwa 40° geneigt, so daß es genau über die Mitte des am Fuße stehenden nächsten Schusses zu hängen kommt. Eine am Boden aufgestellte Kabelwinde, deren Seil über eine am oberen Querbalken des Kipp-Portals befestigte Rolle läuft, kann nun den angehängten Schuß ohne anzuecken heben (Abb. 1). Hat dessen Unterkante die Oberkante des bereits stehenden Schusses erreicht, wird die Lastwinde stillgesetzt und mit einer anderen Winde das Portal aufgerichtet, bis der Schuß lotrecht über dem Schlot steht und auf denselben herabgelassen werden kann (Abb. 2). Nachdem der Schuß in die richtige Lage gebracht und verschraubt ist, wird das Kipp-Portal mit zwei kurzen Bäumen, die auf einem Podest im Innern des Schlotes stehen, auf dem zuletzt aufgezogenen Schuß befestigt. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis der letzte Schuß aufgebracht ist und das Kipp-Portal außerhalb des Schlotes heruntergelassen werden kann.

Das Kipp-Portal hat den Vorteil, daß es die an ihm wirkenden Kräfte in die Mittelachse des Schlotes überträgt, so daß letzterer während seiner ganzen Aufstellung keinerlei seitliche Kräfte aufzunehmen hat, die ein Umkippen des Schlotes verursachen könnten.

Das Gewicht eines Schusses beträgt etwa 5 t, zur Aufstellung des Schlotes wurden 14 Arbeitstage gebraucht.

R. Storch.

Zur Lage auf dem Baumarkt. In der Stahlbau-Industrie sieht man, wie in vielen anderen Zweigen der Eisen verarbeitenden Industrien, die weitere wirtschaftliche Entwicklung recht unklar an. Vielfach spricht man

vom Ende der Konjunktur des Vorjahres, die zweifellos, namentlich in der Elektrotechnik, einigen Zweigen der Maschinen-Industrie usw. bestand und vielleicht zum Teil auch jetzt noch besteht. Leider kann man für den Stahlbau noch nicht einmal von einem Anfang einer Konjunktur sprechen, da die im vorigen Jahre einsetzende Belegung zum Stillstand kam, ehe sie sich überhaupt zur „Konjunktur“ entwickeln konnte. Ganz abgesehen sei hierbei davon, daß sich die Umsatzsteigerung nur im Absatz äußerte, ohne gleichzeitig auch eine günstigere Gestaltung der Preise herbeigeführt zu haben.

Einen merklichen Impuls könnte auch die Stahlbau-Industrie erfahren, wenn allgemein das Baugewerbe, als eine der wesentlichsten Schlüsselindustrien, die allseitig herbeigesehnte merkliche Belegung erfahren würde. Das Jahr 1927 hat auf diesem Gebiet ja die mannigfachsten und vielversprechendsten Projekte gebracht, die freilich überwiegend Entwürfe blieben. Es gelang nicht, durchführbare Finanzierungspläne aufzustellen. Aufgabe der berufenen Stellen muß es sein, hier mit aller Beschleunigung einzugreifen. Dabei wäre weniger an behördliche Maßnahmen als vielmehr an eine private, aber rasche und tatkräftige Initiative zu denken.

Wenig ermutigend ist es freilich, daß, wie aus den letzten Verhandlungen des Reichstages hervorging, zum mindesten noch 700 Mill. R.-M. des schwebenden Kapitalbedarfs aus dem Jahre 1927 der Konsolidierung harren. Der gemachte Vorschlag, zu diesem Zweck eine Auslandsanleihe von 350 Mill. R.-M. aufzunehmen, dürfte kaum zu einem Erfolge führen. Nicht gering ist deshalb die Gefahr, daß die an sich ja nicht reichlichen Mittel für den Baubedarf 1928 von vornherein einer fühlbaren Verkürzung unterliegen werden.

Neben der finanziellen Frage ist von nicht geringerer Bedeutung die bautechnische Seite des Problems. Hier eröffnen sich auch dem Stahlbau beachtenswerte Aufgaben, durch eine entsprechende Umgestaltung der Bauweisen unter Förderung des Stahlskelett- und Stahlhausbaues Wege zu einer Verrbilligung und Beschleunigung des Wohnungsbaues zu erschließen.

Verdingungsordnung für Bauleistungen. Die im Jahre 1926 fertiggestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen (V.O.B.) [von der hier in erster Linie interessieren: Teil A „Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (DIN 1960)“ und Teil B „Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (DIN 1961)“] ist nunmehr in weitem Umfange zur Einführung gelangt, zunächst allerdings nur probeweise. Es konnte nicht erwartet werden, daß der erste Versuch zur Schaffung von für ganz Deutschland einheitlichen Bestimmungen über die Vergebung und die vertragliche Übernahme von Bauleistungen restlos glücken würde, wiewohl anerkanntermaßen in der V.O.B. ein außerordentlicher Fortschritt gegenüber dem bisherigen Zustand zu erblicken ist. Erfahrungen mit der V.O.B. sollen gesammelt und an den Reichsminister der Finanzen weitergeleitet werden. Es wird anzunehmen sein, daß mancherlei Anregungen für den weiteren Ausbau der Bestimmungen eingehen werden und daß in den hierüber im Reichsverdingungs-Ausschuß aufzunehmenden Verhandlungen dann auch noch mancherlei Wünsche der Bauindustrie, die zunächst noch zurückgestellt wurden, einer Erfüllung zugeführt werden können.

Die V.O.B. ist, wie schon erwähnt, versuchsweise eingeführt im Bereich der wichtigsten Reichsämter, wie des Reichsfinanzministeriums, der Reichspost, des Reichsverkehrsministeriums, und in dem der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Auch die Länder haben sie mit wenigen Ausnahmen eingeführt. Es fehlen nur noch Lippe, Hamburg und Bremen. Bayern hat die Einführung der V.O.B. grundsätzlich beschlossen. Ebenso sind viele Städte dem Vorgehen von Reich und Ländern gefolgt, wenngleich auch hier noch eine Anzahl größerer Kommunen, wie Berlin, Düsseldorf, Frankfurt a. Main, Königsberg, Magdeburg, Mannheim, Stuttgart u. a. fehlen.

Es wäre nur zu wünschen, daß durch eine möglichst schnelle und allgemein stattfindende Einführung der V.O.B. diejenigen Grundlagen geschaffen werden, von denen aus sich am abgeschlossensten ein Überblick über das einzelne Für und Wider gewinnen läßt. Freilich sollten sich diejenigen Stellen, die bislang die V.O.B. noch nicht übernommen haben, dazu entschließen, sie zunächst unverändert einzuführen und nicht, wie es zum Teil geschehen ist, nur mit gewissen Streichungen und Änderungen, wodurch das Gesamtbild zur Beurteilung der fraglichen Dinge nur verwischt werden kann. Zu wünschen wäre ferner, daß neben Reich, Ländern und Kommunen auch die großen Auftraggeber der Privatwirtschaft der Frage einer Übernahme der V.O.B. näher treten würden.

Berichtigung. Von befreundeter und bestunterrichteter Seite werden wir darauf hingewiesen, daß die in Heft 2 des „Stahlbau“ auf Seite 14 gebrachte Abb. 3 zu dem Aufsatz von Weiß: „Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues“ keine Schweizer Ausführung darstellt, sondern eine Brücke über den Frutzbach bei Meiningen im Oberen Rheintal in Vorarlberg, Österreich.

Die Schriftleitung.

INHALT: Eine moderne Kraftwagenhalle in Stahl 48. — Der Wettbewerb von Stahl und Eisenbeton im Gesehloßbau. — Stahl als Baustoff für das Führungsgerüst der Kübelförderung — Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern. — Verschiedenes: Neues Stahlhochhaus in Prag. — Baustoffwahl und Baugeldverzinsung. — Neuartige Aufstellung hoher Stahlschornsteine. — Zur Lage auf dem Baumarkt. — Verdingungsordnung für Bauleistungen — Berichtigung.