

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

8. Jahrgang

BERLIN, 21. Juni 1935

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Höchstdruckkraftwerk der I. G. Farbenindustrie Höchst.

Von Reg.-Baumstr. Sudergath, Mainz, und Dipl.-Ing. Vogt, Frankfurt (Main)-Höchst.

Im Sommer 1934 hat das Werk Höchst der I. G. Farben ein neues Höchstdruckkesselhaus in Betrieb genommen. Über die Gründe der Errichtung der Anlage, der Wahl des Kesselsystems, sowie bemerkenswerte technische und energiewirtschaftliche Einzelheiten berichtete Prof. Dr.-Ing. Gramberg in Nr. 33 der VDI-Zeitschrift vom 18. August 1934.

Einen Überblick über die Gesamtanlage bietet Bild 1. Der gesamte Bau wurde als Stahlskelettbau ausgeführt und ist auf Frankipfählen gegründet. Eine Pfahlgründung wurde gewählt, da der tragfähige Baugrund erst in etwa 6 m Tiefe ansteht und mit Grundwasser zu rechnen war. Der Rammvorgang ist aus Bild 2 zu ersehen. Das Charakteristische der Frankipfahlgründung ist, daß das Rohr beim Rammen durch die Reibung zwischen dem verdichteten Beton und der Rohrwand in den Baugrund gezogen wird.

Im Interesse der Arbeitsverteilung und Beschleunigung wurde der stahlbauliche Teil an zwei Firmen vergeben. Das eigentliche Kesselhaus wurde von der MAN, Werk Gustavsburg, errichtet, die Gebäude für Wasserreinigung, Büros, Werkstatt und Schaltraum von der Firma Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.

Das zur Aufnahme der drei Löfflerkessel (Bauart MAN) bestimmte Kesselhaus ist 23 m breit und 34 m lang. Eine Stützenreihe (Bild 3) unterteilt den Bau längs in einen Teil A—C von 9,5 m Breite, in dem die Kesselbeschickung — Hängebahn, Bunker, Misch- und Beschickungsvorrichtung — untergebracht ist, und in den Hauptteil C—E von 13,5 m Breite für die Kessel selbst und den Rauchgaskanal. 5,5 m über Gelände ist die den ganzen Raum mit Ausnahme der Aussparungen für die Kessel überdeckende Heizerstanddecke angeordnet. Im Teil A—C sind ferner Podeste und Bühnen vorgesehen, 6 m über Heizerstanddecke zur Aufnahme der Mischvorrichtung (Wirthsche Schnecke) und weitere 13 m darüber als Abdeckung der Bunker und für deren Notbeschickung durch Kippwagen. Die Unterzüge dieser Podeste und Bühnen zusammen mit den Abfangsträgern der Bunker und den Dachbindern ergeben mit den Stützen A und C ein Rahmenwerk, das neben der an sich klaren Abtragung der senkrechten Lasten die Übertragung der Windkräfte in der Querrichtung des Gebäudes übernimmt. Um bei Windlast auf die Wand E die Hauptposten dieser Wand nicht unnötig schwer zu bekommen und

um bei Wind von links oder rechts im Rahmen A—C nicht zu ungleiche Momente zu erhalten, ist eine Windabstützung Q der Wand E in Höhe der Bunkerunterzüge nach C hin vorgesehen, die sich zwanglos mit den hier vorhandenen Kesselaufstegen verbinden ließ.

Im Grundriß (Bild 3) ergab sich aus der Anordnung der Kessel die Anordnung der Rahmenbinder paarweise mit Abständen von abwechselnd 7 m und 3 m.

Die Steifigkeit in der Längsrichtung des Gebäudes wird hergestellt durch Verbände in den Endfeldern der Längswände A und E und durch Zusammenfassung der Stützenpaare C zu Rahmenwerken auch in der Längsrichtung. Bild 4 zeigt einen Rahmenknoten in Quer- und Längsrichtung des Gebäudes.

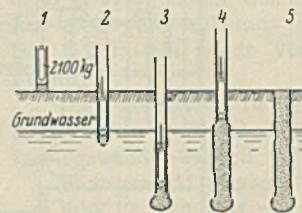


Bild 2. Frankipfähle.
Rammvorgang.

bewehrten Torkretschicht versehen. Die Trennwände zwischen den einzelnen Bunkern sind zwischen je zwei Rahmen von 3 m Entfernung angeordnet. Hieraus entwickelte sich folgende Kräfteübertragung für die Bunker: Die in der Gebäudequerrichtung verlaufenden Bunkerwände geben die auf sie entfallenden Lasten und Kräfte P_R mittels der in regelmäßigen Abständen sitzenden dreieckförmigen Böcke R (Bild 3) auf die großen Unterzüge A—C ab. In der Gebäudelängsrichtung sind die schrägen Bunkerwände die Haupttragelemente, derart, daß die unter irgendeinem Winkel zur Bunkerwand gerichtete Kraft P in eine horizontale Komponente H und in eine solche in der Bunkerschrägwandebene S zerlegt wird. Die waagerechten Kräfte werden durch die waagrecht umlaufenden Aussteifungen zum Ausgleich gebracht, der Hauptunterzug in der Rahmenebene ist demnach durch die Bunker gemäß Bild 5 belastet. In Höhe dieses Unterzuges sind besonders kräftige waagerechte Aussteifungen in Fachwerk vorhanden, die zum Teil auch als Windaussteifungen dienen.

Die Gründung der Kesselstützen und Gebäudestützen erfolgte auf einem gemeinsamen Trägerrost (s. Bild 6), während im übrigen die Kesselkonstruktion von der Gebäudekonstruktion wegen der verschiedenen Wärmedehnung vollständig getrennt bleiben mußte.

Die Ausmauerung der Außenwände ist $\frac{1}{2}$ Stein stark, aber vor die Konstruktion gesetzt, so daß mit Ausnahme der Fensterrahmen von außen keine Stahlteile, die unter Anstrich gehalten werden müßten, sichtbar werden. Die Querschnitte des Bildes 7 lassen einige hierdurch notwendig gewordene Riegelprofile erkennen. Die vorzügliche Außenwirkung des Bauwerks ist zum Teil auf diese Maßnahme zurückzuführen.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion des Kesselhauses beträgt etwa 570 t; die Abwicklung des Auftrages nahm etwa $\frac{1}{2}$ Jahr in Anspruch, wobei die Montage in die Wintermonate 1933/34 fiel.

Weiter wurde der an den Bindern aufgehängte Rauchgaskanal von der MAN Gustavsburg geliefert und montiert. Dieser rechteckige Kanal (K in Bild 3) von 3,6 m Breite und 5,1 m Höhe läuft auf die Länge des Gebäudes durch und besitzt fünf Aschentrichter. Er besteht aus 6 mm starkem Stahlblech

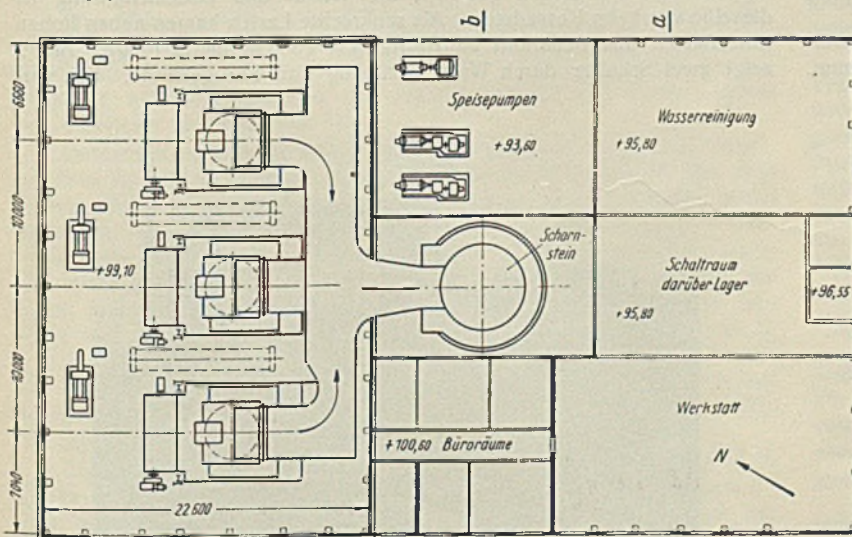
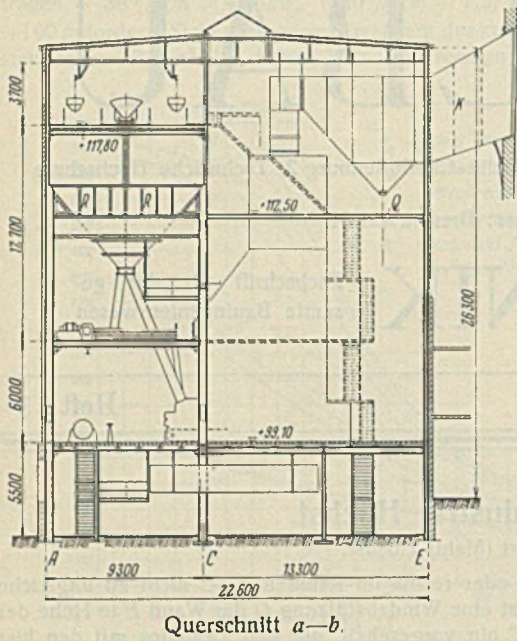
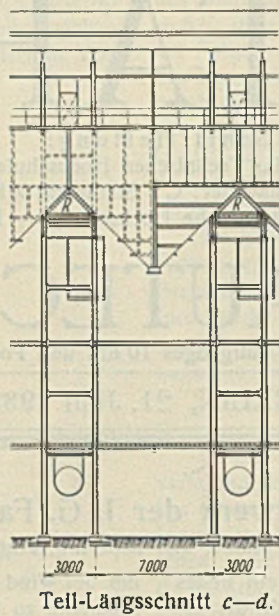


Bild 1. Grundriß der Gesamtanlage.



Querschnitt a-b.



Teil-Längsschnitt c-d.

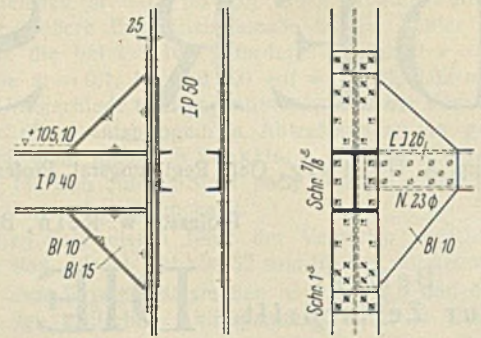


Bild 4. Rahmenknoten Stütze C in Höhe 105,1.

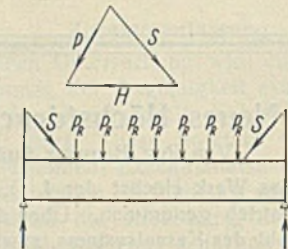


Bild 5. Belastungsschema des Bunkerhauptträgers.

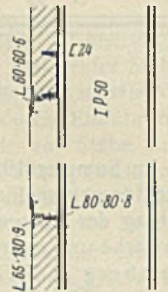
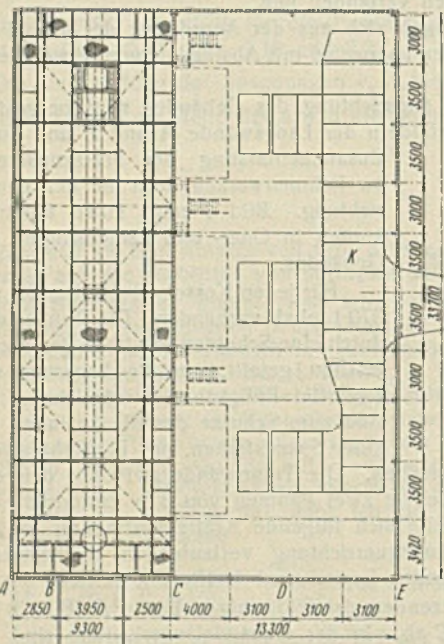
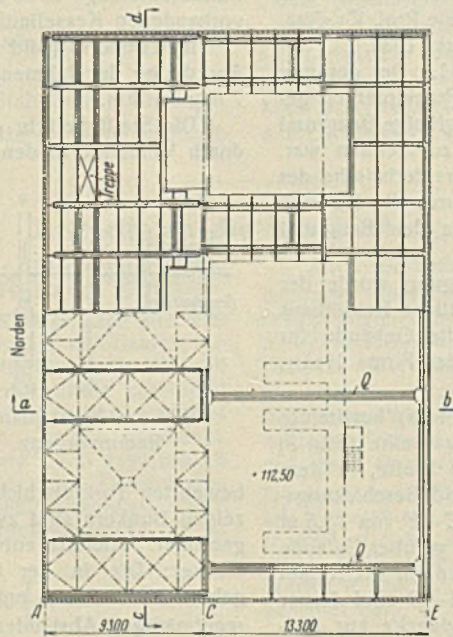


Bild 7. Wandriegel-Einzelheiten.



Bühne in Höhe + 117,8.

Bild 3. Querschnitt, Längsschnitt und Grundrisse des Kesselhauses.



Bühne in Höhe + 99,1.

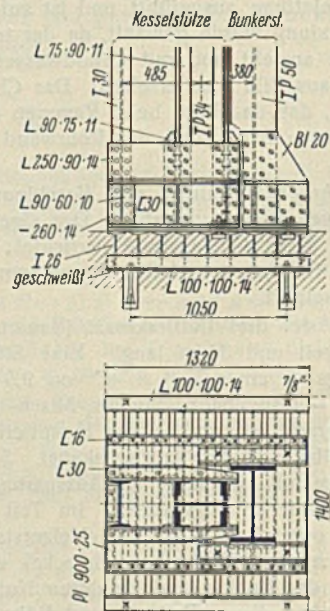


Bild 6. Stützenfußrost Reihe C.

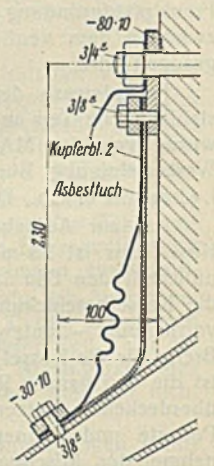


Bild 8. Anschluß des Rauchkanals an den Kamin.

und ist mit Hourdisplatten ausgekleidet, die mit Schlackenwolle unterstopft sind. Von den wegen der hohen Temperaturen allseits beweglichen Anschlüssen zeigt Bild 8 denjenigen an dem Kamin, in den der Kanal, über die Pendelstütze frei auskragend, mündet.

An das eigentliche Kesselhaus angebaut sind die Gebäude für Wasserreinigung, Büros, Wasch- und Aufenthaltsräume, Werkstatt und Schaltraum.

Die Montage der insgesamt hierfür nötigen 350 Tonnen Stahl wurde in zwei Monaten einschl. Baustelleneinrichtung bewerkstelligt. Als Stützen sind IP-Träger gewählt; die Wand- und Dachausbildung ist dieselbe wie beim Kesselhaus. Als senkrechte Lasten kamen neben hohen Einzellasten aus Behältern Nutzlasten bis 1000 kg/m² in Frage. Bild 9 zeigt zwei Schnitte durch Wasserreinigung und Bürogebäude. Die ver-

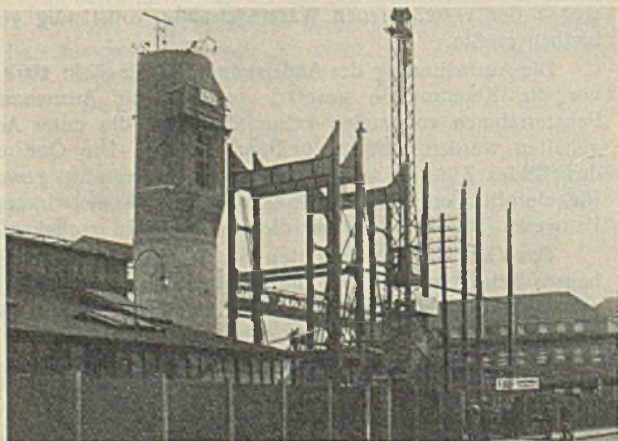


Bild 10. Rahmen A-C des Kesselhauses während der Montage.

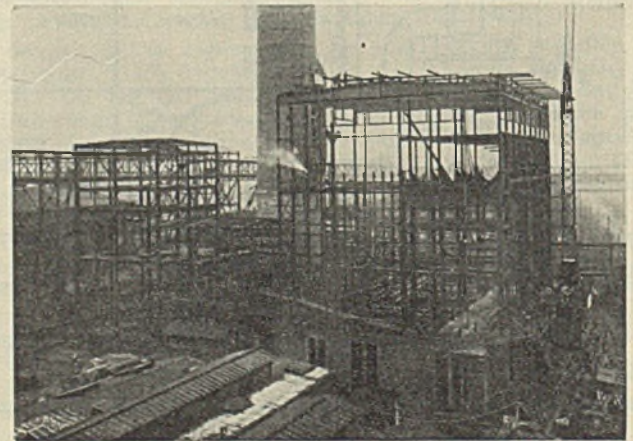


Bild 11. Gesamtes Stahlskelett kurz vor der Fertigstellung.

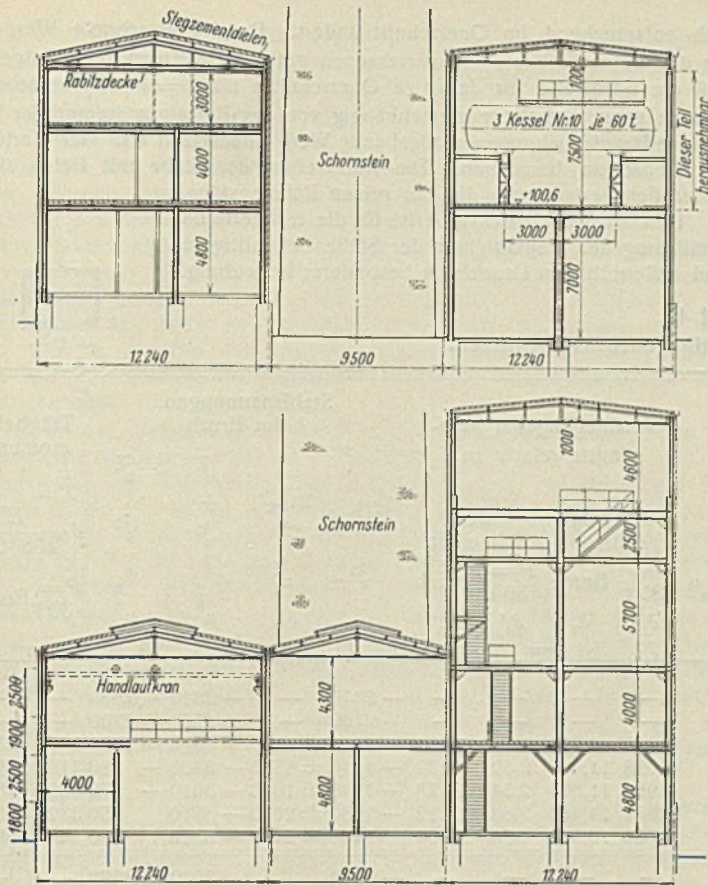


Bild 9. Oben: Querschnitt durch Bürogebäude und Pumpenraum.
Unten: Querschnitt durch Werkstatt, Schaltraum und Wasserreinigung.

schiedene Höhe der beiden Gebäude gab Veranlassung, den Wind in der Wasserreinigung durch Windverbände in deren Längswänden aufzunehmen, während der Winddruck auf die niedrigere Werkstatt und das Büro in

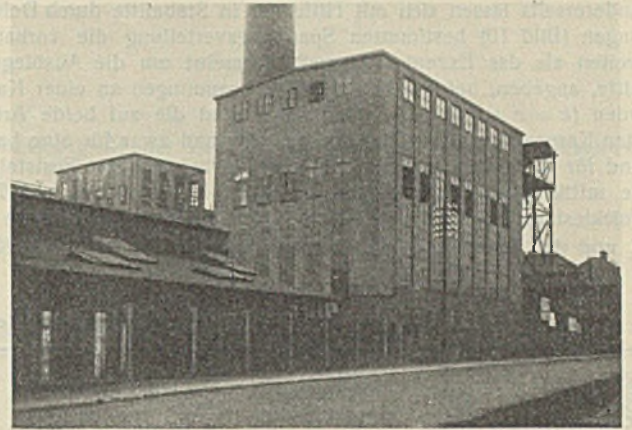


Bild 12.
Der fertiggestellte Gesamtbau.

die Kesselhauskonstruktion übertragen wird. In der Ost-Westrichtung wird der Wind durch Rahmen in jedem Binderfeld aufgenommen.

Die Ostwand der Wasserreinigung mußte auf Bühne + 100,6 m über zwei Binderfelder einschl. der Stütze herausnehmbar gemacht werden, so daß dort eine einhöftige Rahmenkonstruktion nötig wurde.

Bei 15 180 m³ gesamtem umbauten Raum der Anbauten ergibt sich ein Stahlgewicht von 23 kg/m³.

In der Mitte der Gesamtkonstruktion steht der 136,4 m hohe Schornstein. Auch dieser ist auf Frankipfählen gegründet, die durch eine stark bewehrte Kopfplatte zusammengefaßt sind. Die Rauchgase werden erst in 27 m Höhe durch den Rauchgaskanal in den Schornstein eingeführt. Auf eine gute Isolierung des Schornsteins wurde großer Wert gelegt. Der Schornstein wurde von der Firma Franz Hof, Frankfurt a. M., gebaut.

Die gesamten Beton- und Maurerarbeiten führte die Firma Kunz Söhne, Frankfurt a. M.-Höchst, aus. Die 1/2 Stein starken Umfassungswände wurden von einem Torkret-Hängegerüst aus gemauert.

Bild. 10 u. 11 zeigen einige Bilder aus der Bauzeit.

Bild. 12 vermittelt einen Gesamteindruck des fertigen Baues.

Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. K. Memmler †, Dr.-Ing. G. Bierett und Dr.-Ing. G. Grüning. (Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)
(Schluß aus Heft 11.)

4. Das Verhalten der Stützen bei außermittiger Belastung.

Die ganze Untersuchung wurde an Stützen einer einheitlichen Querschnittsform und gleichbleibender Betonbeschaffenheit durchgeführt. Verwendet wurde der aus zwei $\square 14$ bestehende Rahmenstab mit nach innen gestellten Flanschen und einem Lichtabstand von 7,5 cm (Bild 1) und ein Beton von 300 kg/m³ Zementgehalt, dessen Würfelfestigkeit W_{b42} zwischen 245 und 279 kg/cm² schwankte.

a) Versuchsdurchführung.

Wie früher wurde auch hierbei die Schneidenlagerung verwendet, wobei bei dem größeren Teil der Versuche die Schneiden parallel den Stegen der Profile angeordnet wurden. Die Exzentrizitäten wurden mit Rücksicht auf die Kernweiten der Querschnitte gewählt, worüber später noch weiteres zu sagen sein wird.

Gemessen wurden die Ausbiegungen in Stabmitte und in den Viertelpunkten in beiden Hauptrichtungen und zur Berücksichtigung des Einflusses der räumlichen Bewegungen die Bewegungen der Stabenden senkrecht zum Stab (Bild 8 u. 9), außerdem die Stahlstauchungen in Stabmitte nahe den vier Ecken jedes Profils (etwa 3,5 mm von der Kante). An Hand der für kleine Lasten gemessenen Ausbiegungen wurden die Stäbe zunächst auf die im ersten Bericht beschriebene Weise gut zentriert und darauf um das beabsichtigte Exzentrizitätsmaß senkrecht zu den Schneiden verschoben. Dieser Umweg war notwendig, weil sich aus den Durchbiegungswerten des nicht zentrierten Stabes die Endhebel mangels genauer Kenntnis des vorhandenen Biege widerstandes der nicht homogenen Querschnitte nicht genügend genau bestimmen lassen.

Die zwischen den Uhren 1 und 5 (Bild 8) gemessene Ausbiegung δ_3 diente, wie später beschrieben, zur Bestimmung des Biege widerstandes EJ und der Gesamtausbiegung δ_3' . Die Dehnungsmessungen wurden zur Bestimmung der Spannungsverteilung, besonders der Randspannungen verwendet und konnten auch gemeinsam mit der mittleren Ausbiegung zur Bestimmung der wirklichen Kernweiten herangezogen werden.

Die Hauptergebnisse der Untersuchung sind in Zahlentafel 4 zusammengestellt, auf die im einzelnen in den folgenden Abschnitten zurückgegriffen wird.

b) Berechnung der statischen Größen. (Kernweite und Biege widerstand.)

Für das Verhalten außermittig belasteter, gegliederter Stäbe liegen bisher kaum exakte experimentelle Beobachtungen vor. Die bei Durchführung dieser Versuche durchgeführten Messungen sollen deshalb eingehender behandelt werden, da sie für das Verhalten solcher Stäbe bei außermittiger Belastung wertvolle Aufschlüsse ergaben.

Kernweiten der Stäbe. In der Regel werden die als Stützen Verwendung findenden Rahmenstäbe ohne oder mit Betonkern so belastet sein, daß die Druckkraft nicht außerhalb des Querschnittskerns angreift. Die Exzentrizität an den Stabenden muß also vermehrt um die Ausbiegung in den einzelnen Stabquerschnitten kleiner als die Kernweite k der Querschnitte sein. Bei den Versuchen war besonders darauf zu achten, daß das Exzentrizitätsmaß in der Regel nicht größer war als die Kernweite, da in Anbetracht der freien Auflage der Endflächen der Stäbe auf den Druckplatten der Schneidenlager hier keine Zugkräfte übertragen werden konnten. Nur in einem Fall (Versuch Nr. 5) ist das Exzentrizitätsmaß etwas größer als die Kernweite gewählt worden.

Für die Rahmenstäbe ohne Beton läßt sich die Kernweite aus dem Widerstandsmoment und der Querschnittsfläche errechnen zu $k = W : F$. Für die Stäbe mit Betonkern sind die ebenso errechneten Werte von vornherein mit einer gewissen Unsicherheit behaftet, da sie mit Hilfe eines ideellen Widerstandsmomentes W_i und eines ideellen Querschnitts F_i errechnet werden müssen: $k = W_i : F_i$, wo W_i aus dem ideellen Trägheitsmoment $J_i = J_e + \frac{1}{n} \cdot J_b$ und F_i entsprechend berechnet ist. Aus dem mit der Betonbeanspruchung veränderlichen Wert n ergeben sich mit der Betonbeanspruchung veränderliche Kernweiten.

und die Knicklast angegeben. Der Biege­widerstand erfährt mit steigender Belastung eine Abminderung, die in Bild 11 für einige Stützen dargestellt ist. Für die Abminderung sind mehrere Gründe maßgebend.

Von Einfluß ist zunächst die Abnahme des Elastizitätsmoduls für den Stahl bei steigender Beanspruchung. Dieser Einfluß läßt sich annähernd aus dem Ergebnis des Versuches Nr. 14 übersehen, in dem der Rahmen exzentrisch zur Materialachse, Schneiden parallel den Flanschen untersucht worden sind, so daß eine Abminderung wegen der Rahmenstababminderung nicht in Frage kommt. Das wegen der geringen Beanspruchung als nicht abgemindert anzusehende Trägheitsmoment bei $P=30$ t ergibt sich zu 1182 cm⁴ gegenüber einem Tafelwert von 1210 cm⁴, was durch den kleineren Querschnitt (38,2 gegen soll 40,8) zu erklären ist. Bei der Knicklast errechnet sich J' nur zu 1080 cm⁴, so daß der Einfluß des geringer werdenden Elastizitätsmoduls etwa 9% beträgt.

Für den Rahmenstab mit Beton sind für die Abminderung vor allem die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls des Betons und die Querkräfte von Bedeutung. Das Trägheitsmoment der Stäbe der Versuche 2 bis 5 beträgt unter Berücksichtigung des geringeren Stahlquerschnitts im Mittel unter Einsetzung von $n=7,3$ 3410 cm⁴ gegenüber einem bei $P=30$ t aus den Versuchen errechneten Wert von im Mittel $J_1=3310$ cm⁴. Bei der Knicklast errechnet sich das Trägheitsmoment unter Annahme von $n=14,3$ zu $J'=3010$ cm⁴, während sich aus der Durchbiegung ein viel kleinerer Wert ergibt, der je nach der Exzentrizität zwischen 2330 und 2870 cm⁴ liegt. Auch für die Rahmenstäbe mit Beton haben somit die Querkräfte einen erheblichen Einfluß. Beim Knicken der Stäbe mit Beton um die Materialachse (Versuch Nr. 12) ergibt sich bei der Knicklast mit $n=14,3$ $J_1=1439$ cm⁴, während aus der Durchbiegung $J'=1414$ cm⁴ zu errechnen ist.

Für den Rahmenstab ohne Beton ist die ausschlaggebende Ursache für die Abminderung das Auftreten von Querkräften bei größerer Ausbiegung, durch die sowohl Bindebleche wie C-Profile beansprucht werden und durch die größere Durchbiegungen auftreten. Solange bei mittlerer Belastung die Ausbiegung 0 oder nahezu 0 ist, und solange bei außermittiger Belastung die Kräfte und damit die Ausbiegungen so klein gegenüber der Exzentrizität bleiben, daß sie gegenüber dieser vernachlässigt werden können, werden die C-Profile nur auf Druck bzw. nur auf Druck und Biegung beansprucht, wobei in allen Querschnitten eines Profils die gleiche Spannungsverteilung herrscht. Bei größeren Ausbiegungen darf der Einfluß der Querkräfte nicht mehr vernachlässigt werden. Ihr Einfluß ist durch den Abminderungskoeffizienten zu erfassen, unter dem die Zahl β zu verstehen ist, mit der das Trägheitsmoment eines Rahmenstabes zu multiplizieren ist, um ohne Berücksichtigung der Querkräfte in Gurtungen und Bindeblechen dieselbe Durchbiegung zu errechnen, die tatsächlich infolge von Normalkräften, Momenten und Querkräften auftritt.

Aus den Versuchswerten lassen sich nicht nur die Abminderungskoeffizienten für außermittigen Druck β , sondern auch die für mittigen Druck β_0 ermitteln. Die Momentenfläche des Stabes $M=P(e+y)$ wird zerlegt in $M_1=Pe$ und $M_2=Py$ (s. Bild 8), die nacheinander wirkend gedacht seien. Zusammen müssen sie die Durchbiegung δ_3' hervorrufen. $M_1=Pe$ verursacht in allen Querschnitten der C-Profile denselben Spannungszustand, so daß hierfür nur das ungeminderte Trägheitsmoment in Frage kommt. Anders $M_2=Py$. Dies wechselt von Querschnitt zu Querschnitt und ähnelt, abgesehen von der Form der Biegelinie, auf die es beim Knicken nicht so sehr ankommt, dem Biegemoment einer knickenden, mittig gedrückten Stütze. Hier ist also das abgeminderte Trägheitsmoment $\beta_0 J$ maßgebend. Es ergibt sich:

$$\delta_3' = \frac{1}{EJ} \int_{-h/2}^{h/2} M_1 M' dx + \frac{1}{EJ\beta_0} \int_{-h/2}^{h/2} M_2 M' dx,$$

wo $M_1 = Pe$ $M_2 = Py$

und M' das Moment infolge einer in Stabmitte senkrecht zur Stabachse angreifenden virtuellen Last 1 ist

$$M' = 1 \cdot \frac{h}{4} \left(1 - \frac{2x}{h}\right).$$

Unter der vereinfachenden Annahme, daß die Biegelinie eine quadratische Parabel sei (s. a. Müller-Breslau), errechnet man hieraus

$$(4) \quad \beta_0 = \frac{5 \cdot \delta_3'}{8 EJ \frac{e}{\delta_3'} - P h^2}.$$

Die Abhängigkeit der Zahl β von $\frac{e}{\delta_3'}$ ergibt sich aus derselben Rechnung zu

$$(5) \quad \beta = \frac{\frac{e}{\delta_3'} + \frac{5}{6}}{\frac{e}{\delta_3'} + \frac{5}{6\beta_0}},$$

ebenso die Abhängigkeit von der Last P zu

$$(6) \quad \beta = 1 - \frac{5}{48} \cdot \frac{P h^2}{EJ} \left(\frac{1}{\beta_0} - 1\right).$$

Die Gl. (6) ergibt allerdings für β eine lineare Abhängigkeit von P , die mit der in Bild 11 dargestellten Funktion des Trägheitsmomentes J' von der Last P nicht übereinstimmt.

Zum Vergleich für den nach Gl. (4) zu errechnenden Wert β_0 steht der von Müller-Breslau angegebene Wert β_0 zur Verfügung. Danach wird die Abminderung für den zentrisch gedrückten Stab wie folgt errechnet:

$$J' = J_1 \cdot \frac{\mu}{\left(1 + 0,4 \cdot \frac{J_1 + 2J_2}{n^2 J_2} \cdot \mu\right) \left(1 + \frac{5}{4} \cdot \epsilon\right)} = \beta_0 J_1.$$

Hierin ist

- F_e der Querschnitt der C-Profile = $40,8$ cm².
- F_{bl} der Querschnitt zweier Bindebleche = $2 \cdot 14 \cdot 0,8 = 22,4$ cm².
- h der Abstand der Schwerachsen der C-Profile = 16 cm.
- h' der Abstand der Nietlinien beider C-Profile = $12,5$ cm.
- b die Breite der Bindebleche = 14 cm.
- λ der Abstand der Bindebleche von Mitte zu Mitte = 60 cm.
- n die Anzahl der Felder = 5 .
- J_2 das Trägheitsmoment eines C-Profils = $62,7$ cm⁴.
- $J_1 = \frac{F_e h^2}{4} + 2J_2$ das ungeminderte Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts = 2737 cm⁴.
- $\mu = \left(\frac{2n}{\pi}\right)^2 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{2n}\right) = 1,069$.
- $\epsilon = \frac{2F_e h}{n^2 F_{bl} \lambda} \left(3 + \frac{h h'}{b^2}\right) = 0,156$.

β_0 der Abminderungskoeffizient bei zentrischem Druck.

Es wird also danach

$$J' = J_1 \cdot \frac{1,069}{\left(1 + 0,4 \cdot \frac{2737 + 2 \cdot 62,7}{5 \cdot 5 \cdot 62,7} \cdot 1,069\right) \left(1 + \frac{5}{4} \cdot 0,156\right)} = J_1 \cdot 0,503$$

und

$$\beta_0 = 0,503.$$

In Zahlentafel 6 sind die aus den Versuchen errechneten Abminderungskoeffizienten für die Rahmenstäbe ohne Beton angegeben, und zwar der Wert β_0 nach Gl. (1) für den mittig gedrückten Stab und der Wert β für den außermittig gedrückten Stab, der sich als Quotient aus dem in Zahlentafel 4 angegebenen Wert J' bei der Knicklast und dem ungeminderten Trägheitsmoment ergibt. Dieses ist zur Berücksichtigung der Abminderung des Biege­widerstandes infolge der größeren werdenden Dehnungszahl bei höheren Spannungen, die bei der Betrachtung der Abminderung infolge

Zahlentafel 6.
Abminderungskoeffizienten.

Versuch	Druck	
	mittig β_0	außermittig β
7	0,523	0,786
8	0,527	0,820
9	0,587	0,863
10	0,517	0,849

der Querkräfte außer acht bleiben muß, in allen Versuchen zu $2737 \cdot \frac{1080}{1210} = 2444$ cm⁴ (gemäß Versuch 14, bei dem nur die Abminderung infolge Veränderlichkeit der Dehnungszahl in Frage kommt und den Sollwerten für J nach den Tabellen) eingesetzt worden.

Mit Ausnahme von dem Wert für Versuch 9 ergeben sich somit Werte, die dem nach Müller-Breslau berechneten Wert $0,503$ recht nahe kommen.

Der Vergleich der Zahlen läßt erkennen, daß die Abminderung des Biege­widerstandes beim zentrisch gedrückten Stab mit Knickgefahr am größten ist. Bei diesem ruft das ganze Stabmoment Py Querkräfte hervor, die die Abminderung herbeiführen, während für den nur gebogenen Stab mit $P=0$ und $e=\infty$ keine Abminderung eintritt. Der zwischen diesen beiden Grenzfällen liegende außermittig gedrückte Stab mit $M=P(e+y)$

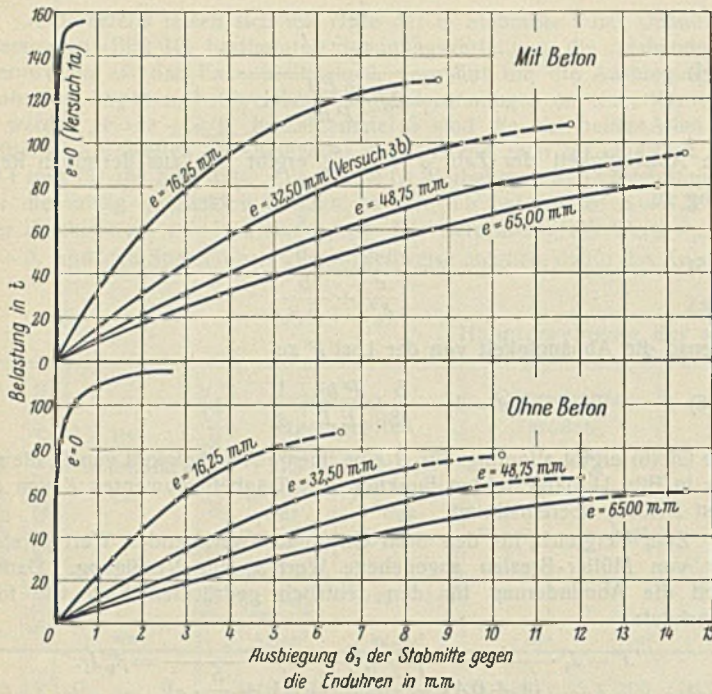


Bild 9. Last-Ausbiegungsdiagramme der außermittig gedrückten Stützen.

erfährt eine um so größere Abminderung, je größer y gegenüber e wird. Nach den Ausbiegungsmessungen (Zahlentafel 4 und Bild 9) steigt zwar die Ausbiegung mit wachsender Exzentrizität. Die Ausbiegung gegenüber der Anfangsexzentrizität fällt dagegen mit größer werdenden Endhebeln von 50 auf 28% bei den Rahmenstäben und von 67 auf 28% bei den Stäben mit Kern. Die Abminderung wird also geringer, je größer die Exzentrizität ist, wie es aus den Werten β für die Rahmenstäbe und noch deutlicher aus den Werten J' beim Bruch für die Stützen mit Kern (Zahlentafel 4) hervorgeht.

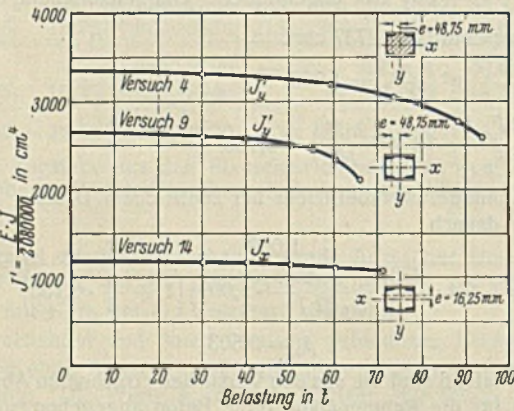


Bild 11. Trägheitsmomente J' in Abhängigkeit von der Last.

c) Die Tragfähigkeit der Stützen.

Die in Zahlentafel 4 angegebenen Knicklasten sind in Bild 12 in Abhängigkeit von der Exzentrizität dargestellt. Die Verbindung der einzelnen Punkte läßt die sehr geringe Streuung der einzelnen Versuchsergebnisse erkennen. Die Tragkraft nimmt bei kleinen Exzentrizitäten zunächst stark ab, wird dann jedoch bei größeren Exzentrizitäten gegen weitere Vergrößerung derselben unempfindlicher. Würde man die Knicklast aus einer zunächst konstant angenommenen kritischen Randspannung $\sigma = \frac{K}{F} + \frac{Ke}{W}$ zu $K = \sigma \cdot \frac{FW}{W + eF}$ bestimmen, so würde sich für die Knicklast in Abhängigkeit von der Exzentrizität eine gleichgeartete Kurve ergeben.

Hinsichtlich der Brucherscheinungen war nicht in allen Fällen klar zu entscheiden, ob das Knicken des ganzen Stabes erfolgte, oder ob der Bruch durch das Ausknicken eines Einzelstabes eingeleitet wurde. Bei den Versuchen 2 bis 5 knickten die Stützen 3a, 3b und 5 über die ganze Länge, wobei jedoch häufig gleichzeitig das druckseitige C-Profilmittelfeld nach außen knickte, was sich aus den Dehnungsmessungen feststellen ließ. Die Stützen 2 und 4 gingen nicht durch Ausknicken im meistbeanspruchten Mittelfeld zu Bruch, sondern durch Fließbeginn in einem dem Mittelfeld benachbarten Feld, wobei dann teilweise auch der Beton an diesen Stellen brach. Bei den unbetonierten Stützen der Versuche 7 bis 10 knickten die Stützen 7, 8 und 9 äußerlich gesehen im ganzen, wobei je-

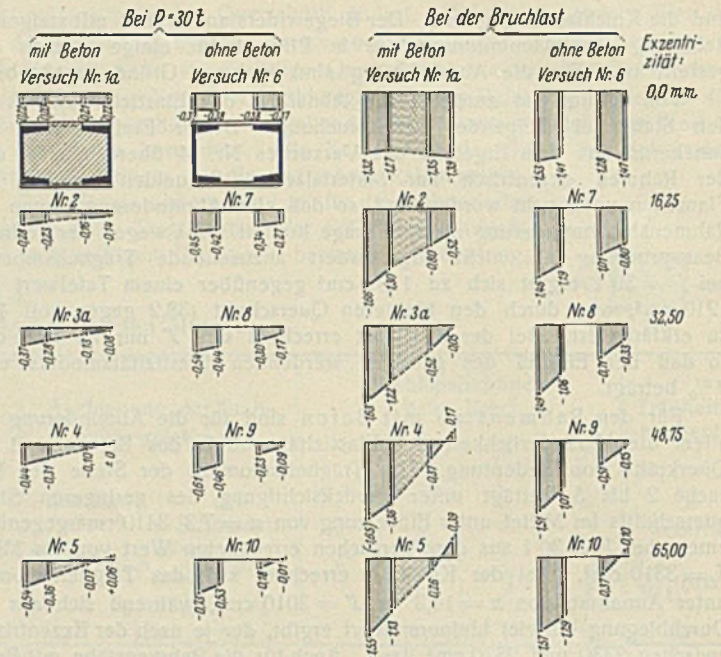


Bild 10. Dehnungen ϵ in ‰ bei den außermittig gedrückten Stützen. (Die Dehnungen der Vorderseite und Hinterseite sind gemittelt.)

doch teilweise aus den Dehnungsmessungen wieder auf ein gleichzeitiges Ausknicken des druckseitig gelegenen C-Profils im mittleren Rahmenfeld geschlossen werden konnte, während beim Versuch 10 das druckseitige C-Profilmittelfeld den Bruch einleitete.

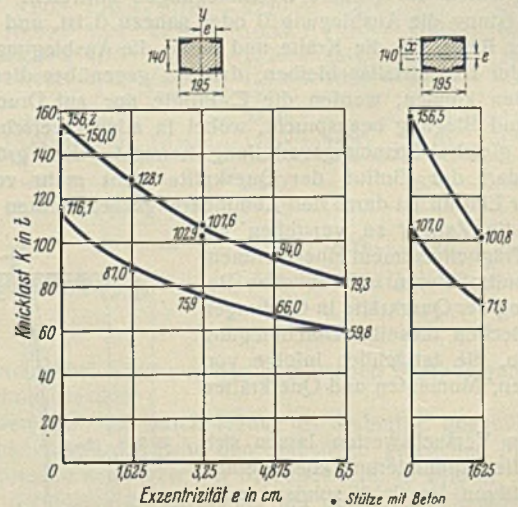


Bild 12. Knicklasten der außermittig gedrückten Stützen.

Bei der mittig gedrückten Stütze und der mit den größten Endhebeln von 6,5 cm untersuchten Stütze beträgt die Erhöhung der Tragfähigkeit etwa $\frac{1}{3}$ der Tragfähigkeit des kernlosen Rahmenstabes. Bei den dazwischenliegenden Versuchen ist die Erhöhung sogar noch größer. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Ausbetonierung bis zu verhältnismäßig großen Exzentrizitäten um wenigstens $\frac{1}{3}$ der Tragfähigkeit des Rahmenstabes kann also vorausgesetzt werden.

Ebenso günstig verhielten sich die bei Schneidenanordnung parallel zu den Flanschen untersuchten Stützen. Hier erhöhte sich die Tragfähigkeit durch den Betonkern bei mittigem und außermittigem Druck um über 40%. Die stärkere Empfindlichkeit der so untersuchten Stützen gegen exzentrischen Druck erklärt sich aus der geringeren Kernweite in dieser Richtung.

Die Knicklast der Stütze mit Kern mit entgegengesetzten, ungleichen Exzentrizitäten (Versuch 15, oben 65,0, unten 32,5 mm) ist nur etwas größer als die Knicklast der mit gleichen Endhebeln von 48,75 mm untersuchten Stütze (Versuch 4). Das größte Biegemoment tritt im Versuch 15 direkt an der oberen Endfläche auf. Infolge der hier vorhandenen Endbindung ist jedoch der Querschnitt in Höhe der untersten Niete des obersten Bindebleches als gefährdet anzusehen, für den deshalb in Zahlentafel 4 auch das Moment berechnet worden ist. Der Hebelarm einschließlich der Ausbiegung betrug hier beim Knicken 62,5 mm gegen 66,9 mm (48,75 + 18,12) im Versuch 4.

In Zahlentafel 4 sind auch die unter Berücksichtigung der die Exzentrizität stark vergrößernden Durchbiegung δ_3' errechneten Randspannungen beim Knicken angegeben. Andererseits lassen sich die Randspannungen aus den Stauchungsmessungen recht genau ermitteln, da diese bis zum Knicken proportional mit den errechneten Spannungen verlaufen, so daß störende Einflüsse infolge merklicher, bleibender Verformungen bei den höheren Lasten nicht anzunehmen sind. Die aus den Stauchungen zu entnehmenden Randspannungen stimmen mit den angegebenen Rechnungsspannungen in fast allen Versuchen sehr gut überein, so daß die angegebenen Werte als tatsächlich aufgetretene Spannungen anzusehen sind.

Sowohl bei den Stäben ohne Kern, wie bei den Stäben mit Kern treten die geringsten Kantenspannungen in Höhe der normalen Fließgrenze beim Knicken bei den mittig gedrückten Stäben auf. Bei zusätzlicher Biegung werden die kritischen Randspannungen ganz wesentlich größer als die normale Fließgrenze. Bei den Rahmenstäben ergeben sich mit der Exzentrizität wachsende Randspannungen von 3030 bis 3470 kg/cm². Auch bei den Stützen mit Kern ergeben sich mit der Exzentrizität stark wachsende Randspannungen. Nach den gemessenen Stauchungen sind bei den Stützen mit Kern Spannungen bis zu 3500 kg/cm² aufgetreten. Die Rechnungsspannungen sind hier wohl etwas zu hoch.

Die vergleichsweise angegebenen Fließgrenzen sind an aus den Flanschen entnommenen Zugstäben ermittelt. Einige vergleichsweise mit dem Stagematerial durchgeführten Versuche ergeben eine im Mittel um 4 bis 5% höhere Fließgrenze. Auch unter Berücksichtigung dieser Werkstoffunterschiede geht aus den Versuchen hervor, daß bei außermittigem Druck Randspannungen ertragen werden können, die merklich größer als die Fließgrenze sind, wobei besonders auf das Ergebnis des Versuches 12 — obere Fließgrenze 3010 kg/cm², Randspannung 3410 kg/cm² — bei dem durch die Schneidanordnung die mechanischen Eigenschaften des Flanschmaterials maßgebend waren, hingewiesen sei. Der Grund hierfür kann in der bekannten Streckgrenzerhöhung bei ungleichmäßiger Beanspruchung zu suchen sein, da Stauchungen plastischer Art, deren Auftreten auch höhere Spannungen gemäß den heutigen Anschauungen über die Spannungsformänderungsvorgänge bei exzentrischem Druck verständlich machen würden, bis zum Knicken nicht eingetreten sind. Eine Berechnung exzentrisch gedrückter Stützen auf der Grundlage einer kritischen Randspannung in Höhe der normalen Streckgrenze schließt infolgedessen bereits eine gewisse Sicherheit ein. Andererseits zeigt sich, daß gegen eine Berechnung exzentrisch gedrückter Stäbe auf Grund eines dem zentrisch beanspruchten Flachstab entsprechenden Spannungsformänderungsdiagramms Einwendungen gemacht werden können, da die Streckgrenzerhöhungen bei zusätzlicher Biegung recht erheblich und vor allem je nach der Biegung verschieden sind.

Die Verwendung eines weniger festen Betons als in den Versuchen würde sich zunächst in einem etwas geringeren Biege widerstand äußern, so daß bei gleicher Belastung die Ausbiegung und damit die Exzentrizität und damit das Moment für die ausgebogenen Querschnitte größer werden würde. Außerdem würde das ideale Widerstandsmoment infolge des größeren Wertes n kleiner werden, so daß die kritischen Randspannungen bei kleineren Lasten erreicht werden als bei dem verwendeten Beton. Obwohl die Abminderung nicht allzu stark sein wird, da in den statischen Größen J_i und W_i die Profile den weitaus stärksten Anteil haben, wird sich bei einer Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Betonkerns bei der Berechnung immer ein guter Beton größerer Würfeltragfähigkeit empfohlen.

5. Zusammenfassung und Schluß.

Mit den vorliegenden Ergebnissen kann die Frage nach dem Einfluß eines Betonkerns zwischen Profilen auf die Knickfestigkeit als in den wesentlichen Punkten geklärt angesehen werden. Die Erweiterung der Ergebnisse auf Beton verschiedenster Festigkeitseigenschaften und die festgestellte sehr gleichmäßige, prozentuale Ausnutzung der Würfeltragfähigkeit ergibt eine sichere Grundlage für eine Bemessung mittig gedrückter Stäbe in Abhängigkeit von der Quetschgrenze des Stahls und der Würfeltragfähigkeit des Betons. Für die Tragfähigkeit ist die Feststellung, daß die Stauchungsfähigkeit des Betons durch die umschnürenden Stahlprofile ganz wesentlich gegenüber der ohne diese Umschnürung vergrößert wird, von Bedeutung.

Die Versuche mit den außermittig belasteten Rahmenstäben ohne Betonkern können eine experimentelle Grundlage für die theoretische Behandlung des außermittig gedrückten Rahmenstabes werden, worauf besonders hinzuweisen ist, weil bisher ähnliche Ergebnisse nicht bekannt geworden sind. Eine Erweiterung dieser Untersuchungen für andere Schlankheitsverhältnisse ist erwünscht.

Die exzentrisch belasteten Stäbe mit Betonkern zeigten bis zu großen Exzentrizitäten gegenüber den gleichermaßen belasteten Rahmenstäben ein ähnlich günstiges Verhalten wie die mittig belasteten Stützen. Bei allen Versuchen unter Anwendung außermittigen Druckes waren die Randspannungen beim Knicken merklich größer als die Fließgrenze des Werkstoffes und zeigten in der Regel ein Anwachsen mit der Größe der Exzentrizität.

Mit der Bekanntgabe der Ergebnisse, die in enger Zusammenarbeit des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem mit dem Deutschen Stahlbau-Verband entstanden sind, darf die Hoffnung ausgesprochen werden, daß diese im Sinne wirtschaftlicher Verwendung der Baustoffe recht bald in den Vorschriften berücksichtigt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl-Getreidesilos.

Von Oberingenieur A. Stünkel, Bad Salzbrunn.

Im nationalsozialistischen Deutschland hat die Regierung zur Sicherstellung der Volksernährung u. a. auch den Mühlen die Verpflichtung auferlegt, ein Mehrfaches der monatlichen Vermahlungsmenge von Brotgetreide einzulagern. Daraus ergibt sich für die Mühlen die Notwendigkeit, große Lagerräume zu schaffen, die den gesetzlichen Vorschriften entsprechen.

Für die Schaffung derartiger großer Lagerräume haben sich Stahlsilos sehr zweckmäßig erwiesen und bei der Ausführung verschiedener derartiger bereits im Betrieb befindlicher Stahlsilos (Bild 1 bis 3) hat die Carlshütte Maschinen- und Stahlbau-Gesellschaft m. b. H., Waldenburg-Altwater, eine Bauweise entwickelt, welche besondere Beachtung verdient.

Der Stahlsilo ist für die Lagerung von Getreide sehr vorteilhaft, vornehmlich im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften des Baustoffes und seiner Luftundurchlässigkeit.

Die Lagerung von Getreide in einzelnen Zellen, die fast hermetisch abgeschlossen sind, nimmt dem Getreide das Atmen und hierdurch wird eine Art Konservierung erzielt, die eine lange Lagerung ermöglicht.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß das Getreide sich in den Stahlsilos außerordentlich gut hält und daß ein Schwitzen der Zellen nicht in Frage kommt und eine Entlüftung nicht nötig ist.

Die Beobachtungen haben gezeigt, daß an den Stahlzellenwänden eine verhältnismäßig dünne Getreideschicht die Temperaturunterschiede ausgleicht.

An den Stahlzellen kann sich auch keine Brut für Ungeziefer bilden. Andererseits wäre die Vergasung einer leeren Zelle sehr leicht möglich, um eine restlose Vernichtung von Getreideschädlingen aller Art vorzunehmen, falls sich Anzeichen von Ungeziefer zeigen.

Die Getreidefüllung erzeugt in jeder Tiefe zugehörige Horizontal- und Vertikalkräfte, welche nach einem bestimmten Gesetz mit der Höhe zunehmen. Die Horizontalkräfte lösen an den Wänden Reibungskräfte aus, welche die Vertikalkräfte verkleinern, und diese wiederum verringern

die Horizontalkräfte. Bei Berücksichtigung der Reibung an den Wänden ergeben sich für die Horizontal- und die Vertikalkräfte die Beziehungen:

$$p_v = \frac{\gamma F}{kU} \left(1 - e^{-\frac{kUy}{F}} \right) \quad p_h = \frac{\gamma F}{fU} \left(1 - e^{-\frac{kUy}{F}} \right),$$

welche Jansen in der Z. d. VdI 1895 entwickelt hat. Der Rechnungsgang ist im Taschenbuch für Bauingenieure S. 106 u. f., II. Band, 5. Aufl., veröffentlicht.

Die Horizontalkräfte erzeugen Ringkräfte, welche im Blechmantel und den Längsnähten der zylindrischen Zellen nur kleine Beanspruchungen verursachen. Die Reaktionen aus den Vertikallasten und Vertikaldrücken beanspruchen die Mantelbleche auf Druck und die Verbindungsmittel auf Scherung- bzw. Lochleibung. Diese Reaktion ist maßgebend für die Mantelblechstärke. Ganz besonders beeinflußt die Lochleibungsbeanspruchung in den Rundnähten die Blechstärke.

Die übliche Bauweise stählerner Getreidesilos ist die Vereinigung mehrerer zylindrischer Zellen. Die entstehenden Hohlräume zwischen den runden Zellen werden als Zwischenzellen ausgenutzt. Der Inhalt dieser Zwischenzellen ist bedeutend kleiner als jener der Rundzellen, was jedoch für die Stapelung verschiedener Getreidesorten nur ein Vorteil ist.

Die Rundzellen haben den statischen Vorteil, daß die Mantelbleche aus der Füllung Zugspannungen erhalten. Die Zwischenzellen haben den Nachteil, daß bei Einzelfüllung (Nachbarzellen leer) die Mantelbleche Druckspannungen erhalten und auf Knickung beansprucht werden. Um das Ausknicken zu verhindern, werden die Zellenwände miteinander durch Anker verbunden. In diesen erzeugt die Füllung der Zwischenzellen nur Zugkräfte. Die Anker werden erfahrungsgemäß stark bemessen.

In den untersten Blechschnitten hängt der trichterförmige Boden. Diese Blechschnitte übertragen die gesamten Lasten auf die Fundamente

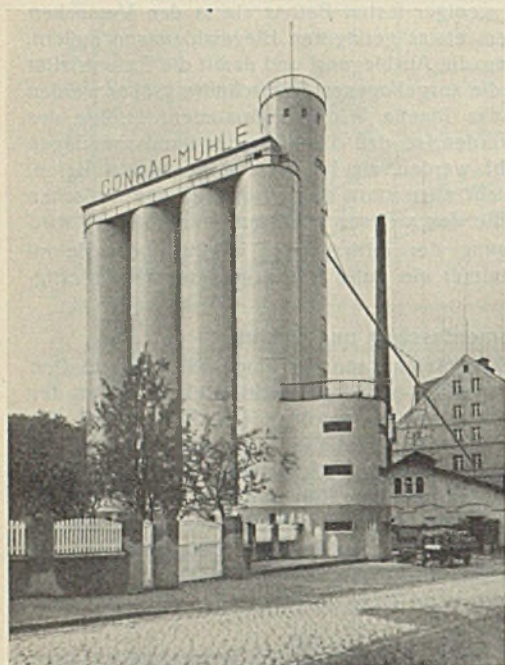


Bild 1. Stahl-Getreidesilo mit mechanischer Beschickungs- und Entleerungsvorrichtung.

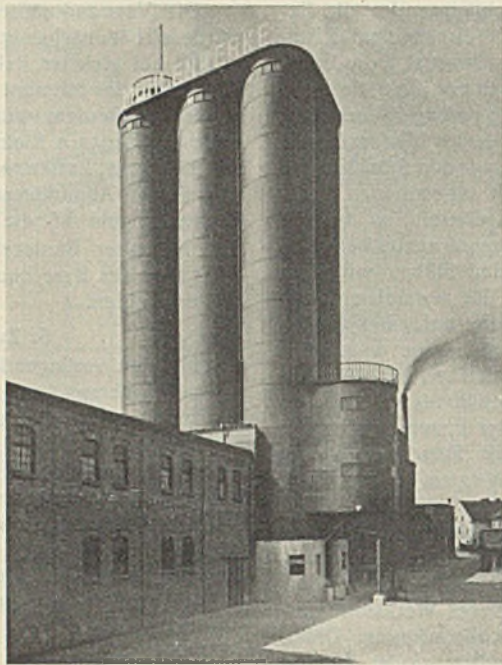


Bild 2. Stahl-Getreidesilo mit mechanischer Einrichtung für 2300 t Fassungsvermögen.



Bild 3. Stahl-Getreidesilo für 2100 t Inhalt.

und erhalten an den Überleitungsstellen der Kräfte reichliche Verstärkungen. An diesen Stellen sind auch die Verankerungen angeordnet, welche die Kräfte aus den Windlasten der leeren Zellen in die Fundamente ableiten.

Die einzelnen Fundamente ruhen auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte, welche die Lasten ins Erdreich verteilt.

Die Vereinigung der Rundzellen und Verankerung mit dem Fundamentkörper stellen ein homogenes statisches Gebilde dar, welches

jederzeit durch Anbau neuer Zellen nach Belieben erweitert werden kann.

Diese Bauart ist nicht die absolut wirtschaftlichste. Die Unterteilung von konzentrisch angeordneten Ringzellen eines großen Zylinders ergibt z. B. eine wirtschaftlichere Lösung, nur erfordert diese Bauweise eine größere Grundfläche, welche nur selten zur Verfügung steht. Die Anwendungsmöglichkeit ist hierdurch beschränkt. Weiter besteht der Nachteil, daß sich diese Bauart nicht erweitern läßt.

Verschiedenes.

Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof. Die Ufa hat mit der Umbauung der Filmateliers 3 und 4 der Universum Film AG. in Berlin-Tempelhof¹⁾ so gute Erfahrungen gemacht, daß sie sich im Jahre 1934 entschloß, die beiden auf dem Gelände in Tempelhof befindlichen Ateliers 1 und 2 ebenfalls nach den gleichen Gesichtspunkten zu umbauen.

Während das Atelier 2 in seinem ursprünglichen Zustande vollkommen bestehen blieb, wurde das Atelier 1 jedoch aus verschiedenen Gründen ganz abgebrochen und von Grund auf neu erstellt. Die Stahlkonstruktion des alten Ateliers 2 ist im wesentlichen die gleiche wie beim Atelier 4,

derselben 23 m. Während die Stahlkonstruktion kaum Unterschiede gegenüber Atelier 4 aufweist, verdient der Montagevorgang beim Umbau des Ateliers 2 insofern Beachtung, als es diesmal nicht möglich war, von einer Holzrüstung aus die Binder zu verschieben. Die bereits früher erwähnten außerordentlich ungünstigen Platzverhältnisse gestatteten diesmal die Aufstellung einer Montagerüstung nicht. Hier kam der aufstellenden Firma ein anderer Umstand zu Hilfe. Im Gegensatz zu Atelier 4, bei welchem die Dacheindeckung vollständig aus Glas bestand, hat das Atelier 2 jedoch eine massive Hohlsteindecke.

Somit bestand die Möglichkeit, auf dem vorhandenen Dach zu arbeiten und auch geringe Lasten abzusetzen. Nachdem das an der südlichen Längswand des Ateliers 2 angrenzende Atelier 1 abgebrochen war, war man in der Lage, auf beiden Längsseiten Standmaste aufzustellen, mittels welcher die Binderelemente hochgezogen wurden. Je eine Hälfte der fünf Rahmenriegel wurde nun in zwei Stücken von den hart an der Glaswand des Ateliers stehenden Standmasten, an welche im oberen Drittel nach dem Atelier neigbare eiserne Ausleger angebracht waren, auf das Dach befördert. Nachdem dann die Rahmenstiele aufgestellt waren, konnten vom Dach aus die Stöße miteinander verbunden werden. Sämtliche Stöße mußten, wie bereits früher erwähnt, mit Rücksicht auf die feuerpolizeilichen Bestimmungen verschraubt werden.

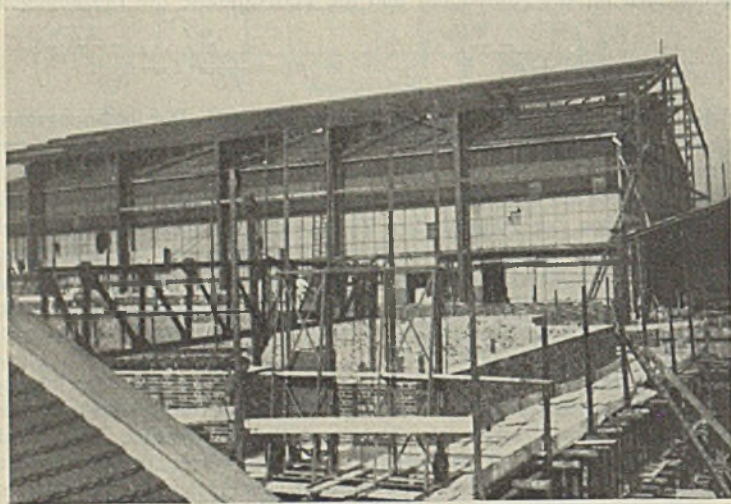
Das Bild zeigt die südliche Längswand mit einem Fachwerkbinder des davorliegenden neuen Ateliers 1. Von den vielen tausend Fensterscheiben ist bei der schwierigen Montage kaum ein Dutzend zertrümmert worden. Die Montage der Binder des neuen Ateliers 1 konnte ohne besondere Schwierigkeiten durchgeführt werden, da man die Binder vom Halleninnern mittels Standbaum aufsetzen konnte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Ateliers 2 beträgt rd. 115 t, das des Ateliers 1 beträgt 65 t.

Die Montage der gesamten Dachkonstruktion zu dem Atelier 2 wurde in der kurzen Zeit von 12 Arbeitstagen bewältigt, die des Ateliers 1 in 6 Tagen.

Der Umbau und die Bauleitung lag wieder in Händen des Herrn Architekten Otto Kohtz, Berlin.

Die statische Berechnung wurde von Herrn Dr.-Ing. Rudolf Roll, Berlin-Lichterfelde, angefertigt. Die Lieferung und die Montage der Stahlkonstruktionen wurde durch die Firma Stahlbau Wittenau, G. m. b. H., Berlin-Borsigwalde, ausgeführt. Ing. Fritz Hanebeck.



da keine Veranlassung bestand, bei dem neu umzubauenden Atelier 2 eine andere Konstruktion zu wählen als bei Atelier 4, zumal sich der vollwandige Zweigelenrahmen für diesen Zweck zweckmäßig erwies. Zunächst wurden wieder in Höhe der vorhandenen Galerie, also ungefähr etwa 8 m über Boden, rund um das Gebäude herum Doppelunterzüge verlegt zur Aufnahme der 51 cm starken Längs- und Giebelwände. Die Stützen der Längswände stehen diesmal nur unmittelbar unter dem Zweigelenrahmen und nehmen gleichzeitig die Dach- und Wandlasten auf. Der Abstand der Zweigelenrahmen beträgt 6,50 m. Die Stützweite

¹⁾ Stahlbau 1932, S. 38.

INHALT: Neues Höchstdruckkraftwerk der I. G. Farbenindustrie Höchst. — Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betonelgenschaften und bei außermittigem Druck. (Schluß.) — Stahl-Getreidesilo. — Verschiedenes: Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.