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 gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang | BERLIN, 27. Mai 1932 | Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten.

Von Dr.-Ing. A. Eggenschwyler.

Wenn ein beliebiger unregelmäßiger Trägerquerschnitt (Abb. 1) derart auf Biegung beansprucht ist, daß eine beliebige Schwerachse x—x neutrale Faserschicht wird und die Beanspruchungen der anderen Querschnittspunkte dem Abstande y von der x-Achse proportional sind, dann stellt die Resultierende aller Querschnittsspannungen ein Moment M_x dar, das mit der y-Achse den Winkel

$$\alpha = \operatorname{arc\,tg} \frac{I_{xy}}{I_x}$$

einschließt und dessen y-Komponente M_{xx} die Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M_{xx}}{I_x} \cdot y$$

liefert.

Bedeuten x und y die Ordinaten und z die Abszissen der Biegelinie, dann ist

$$\frac{d^2 y}{d z^2} = -\frac{M_{xx}}{I_x E},$$

$$\frac{d^2 x}{d z^2} = 0.$$

In entsprechender Weise wird y—y zur neutralen Faserschicht, wenn das Moment M_y mit der x-Achse den Winkel

$$\beta = \operatorname{arc\,tg} \frac{I_{xy}}{I_y}$$

einschließt. Die Biegungsspannungen sind dann

$$\sigma_b = \frac{M_{yy}}{I_y} \cdot x$$

und die Ordinaten der Biegelinie entsprechen der Beziehung

$$\frac{d^2 y}{d z^2} = 0,$$

$$\frac{d^2 x}{d z^2} = -\frac{M_{yy}}{I_y E} \text{ [1]}.$$

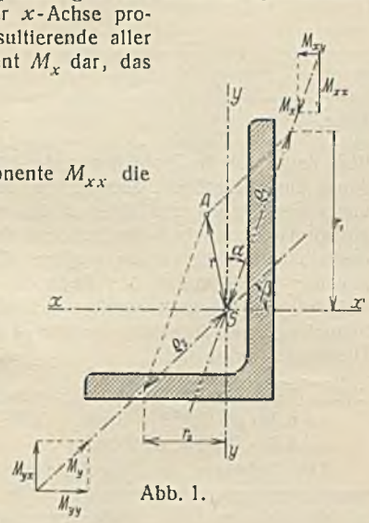

Abb. 1.

Wird der Querschnitt durch eine exzentrisch in einem beliebigen Punkte A angreifende Druckkraft P beansprucht, dann kann diese zerlegt werden in eine im Schwerpunkt S angreifende Axialkraft P und ein Biegemoment

$$M = P r,$$

das wieder zu zerlegen ist in die Momente

$$M_x = P \varrho_1$$

und

$$M_y = P \varrho_2,$$

aus denen sich weiter

$$M_{xx} = P r_1$$

und

$$M_{yy} = P r_2$$

ergeben.

[1]) Zwischen dem in den Profilbüchern meistens nicht angegebenen Zentrifugalmoment I_{xy} und den Trägheitsmomenten I_x, I_y, I_{max} und I_{min} besteht die Beziehung $I_{xy} = \sqrt{\left(\frac{I_{max} - I_{min}}{2}\right)^2 - \left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2}$, für gleichschenklige Winkeleisen $(I_x = I_y)$ also $I_{xy} = I_{max} - I_x = I_x - I_{min}$.

Fall I.

Abb. 2 stelle nun die Abwicklung eines Gittermastes dar, Abb. 3 seinen Querschnitt, Abb. 4 die Ansicht in Richtung A und Abb. 5 die Ansicht in Richtung B (s. Abb. 3). Der Pfosten I sei auf Knicken zu untersuchen. Nimmt man, wie üblich, an, daß das Ausknicken in Richtung einer der beiden anschließenden Fachwerkwände erfolge, z. B. in Richtung x (Abb. 6), dann wäre $\frac{d^2 y}{d z^2} = 0$ und $M_x = 0$; die Stabkraft P müßte irgendwo auf der Linie a angreifen, die durch den verschobenen Schwerpunkt S geht und mit der x-Achse den Winkel β einschließt. Da der

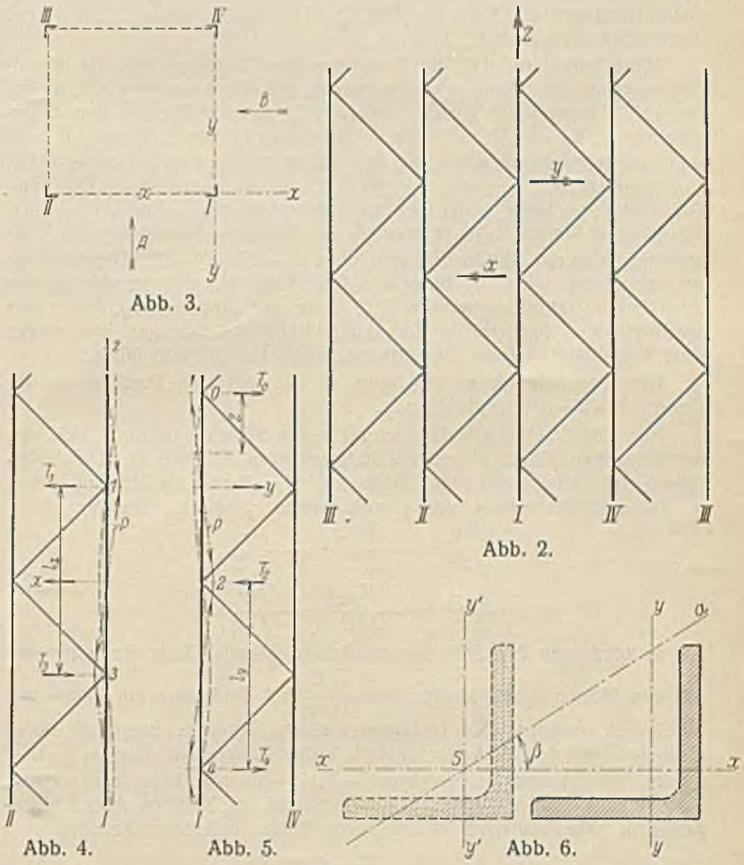

Abb. 3. Abb. 2. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

geometrische Ort aller a-Linien eine Zylinderfläche mit veränderlicher Pfeilhöhe ist, so müßte die Stabkraft dieser Zylinderfläche folgen. Das widerspricht jedoch der Annahme, daß äußere Kräfte nur in den Knotenpunkten angreifen und die Stabkraft infolgedessen zwischen je zwei Knotenpunkten geradlinig verlaufen muß. Daraus folgt, daß ein Stab unmöglich in einer anderen Ebene als einer seiner beiden Hauptträgheitsebenen ausknicken kann. Er wird entweder in einer Hauptträgheitsebene oder in einer räumlichen Kurve ausweichen. Im vorliegenden Falle biegt er gleichzeitig in der x- und y-Richtung aus und es liegt aus Symmetriegründen die Annahme nahe,

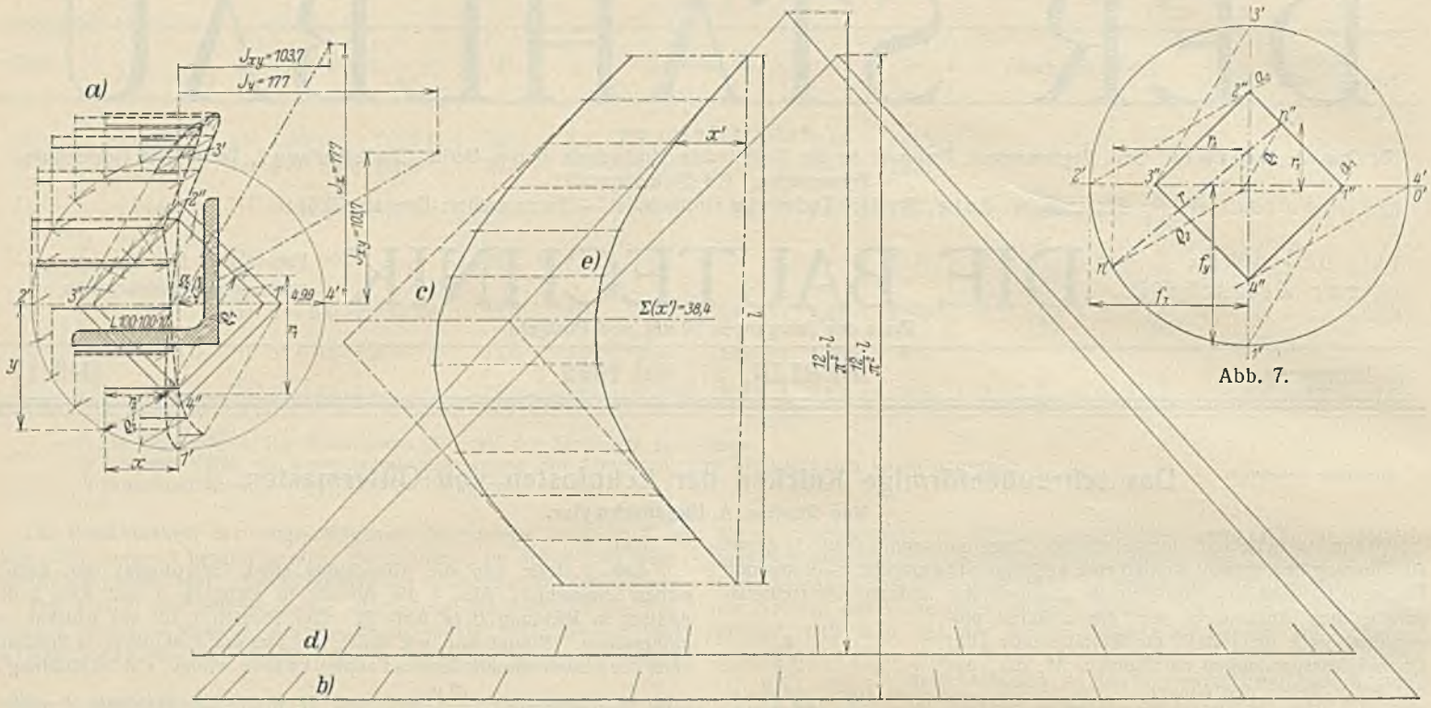

Abb. 8a bis e.

daß diese beiden Ausbiegungen gleich groß seien, daß das Ausknicken also in einer Schraubenlinie erfolge, deren Projektion auf die Querschnittebene annähernd ein Kreis sei (Abb. 7). Die Knotenpunkte 1, 2, 3, 4 usw. verschieben sich nach 1', 2', 3', 4' usw.

Nimmt man an, daß die Projektion der Biegelinie auf die Wandflächen genau einer Sinuskurve entspreche, mit Wendepunkten in 1, 3 usw. für Abb. 4 bzw. in 0, 2 usw. für Abb. 5, dann müßte in den Querschnitten 1, 3 usw. $M_y = 0$ und in den Querschnitten 0, 2 usw. $M_x = 0$ sein, und die Stabkraft müßte den Querschnitt 1 irgendwo auf der a_1-Linie, den Querschnitt 2 irgendwo auf der a_2-Linie usw. schneiden. Die Stabkraft bleibt also nicht in der ursprünglichen Stabachse, sondern folgt einer polygonalen Spirale, deren Projektion auf die Querschnittebene aus Symmetriegründen nur ein Quadrat sein kann, 1''—2''—3''—4''. Diese Spirale ist rechtsläufig, wenn die Biegelinie linksläufig ist, und umgekehrt. An ihren Ecken treten Seitenkräfte T_1, T_2 usw. auf (Abb. 4 u. 5), die in den anschließenden Fachwerken nur axiale Stabkräfte erzeugen und wegen ihrer Kleinheit für deren Dimensionierung außer Betracht fallen.

Die Diagonale dieses Quadrates verhält sich zum Durchmesser des Kreises 1'—2'—3' ... wie $I_{xy} : I_x$.

Für einen beliebigen Querschnitt n des Stabes verschiebt sich also der Schwerpunkt nach n' und die Stabkraft nach n'' (Abb. 7). Durch Zerlegung des Hebelarmes r des Momentes $M = P r$ in die Richtungen von a_1 und a_2 erhält man ϱ_1 und ϱ_2 und hieraus r_1 und r_2. Da aber

$$\frac{d^2 x}{d z^2} = -\frac{M_{yy}}{I_y E} = -\frac{P r_2}{I_y E},$$

$$\frac{d^2 y}{d z^2} = -\frac{M_{xx}}{I_x E} = -\frac{P r_1}{I_x E}$$

ist, so kann man den Stab in eine Anzahl gleicher Teile $d z$ teilen und mit den Werten r_2 als Kräften und $\frac{I_y E}{P d z}$ als Poldistanz ein Kraft- und ein Seileck zeichnen; dann ist letzteres die Projektion der Biegelinie, deren Ordinaten mit den Werten x in Abb. 7 übereinstimmen müssen.

In Abb. 8a sind die Strecken 1'—2', 1''—2'' usw. in je sechs gleiche Teile geteilt. Die gefundenen Werte r_2 sind im Krafteck Abb. 8b aufgetragen. Als Poldistanz ist entsprechend der vorläufigen Annahme

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_y E$$

der Wert

$$\frac{l^2}{d z \pi^2} = \frac{12}{\pi^2} \cdot l$$

gewählt. Das Seileck ist keine genaue Sinuskurve, weil die Hebelarme r_2 teils etwas größer und teils etwas kleiner sind als die in Abb. 8a angenommenen Ausbiegungen x. Die beiden Endtangenten des Seilecks müßten sich in Stabmitte schneiden, weil 1—3 und 3—5 der Biegelinie (Abb. 4) aus Symmetriegründen genau spiegelbildlich sein müssen und die Kurve wegen der ununterbrochenen Biegungssteifigkeit des Stabes in Punkt 3 stetig verlaufen muß. Das tun sie in Abb. 8c nicht. Der Grund liegt darin, daß die Projektionen der Biegelinie auf die Wandflächen nicht genau einer Sinuskurve entsprechen, daß vor allem die Wendepunkte sich etwas verschieben und dadurch die vorstehende Ableitung des Größenverhältnisses zwischen Quadrat und Kreis hinfällig wird. Wir versuchen deshalb mit einem etwas größeren Quadrat (Abb. 8a), bestimmen die neuen r_2-Werte und finden durch das Krafteck Abb. 8d und das Seileck Abb. 8e, daß die Endtangenten sich über Stabmitte schneiden, wenn die Seitenlänge des Quadrates annähernd gleich dem Radius des Kreises ist. Gleichzeitig ergibt sich $\Sigma(x') = 38{,}4$ cm,

$$\Sigma(x) = 4{,}99 \cdot [2 \cdot (\sin 15° + \sin 30° + \sin 45° + \sin 60° + \sin 75°) + \sin 90°]$$
$$= 4{,}99 \cdot [2 \cdot (0{,}259 + 0{,}500 + 0{,}707 + 0{,}866 + 0{,}966) + 1{,}000]$$
$$= 4{,}99 \cdot 7{,}596 = 37{,}9 \text{ cm}.$$

Die Ordinaten der Biegelinie sind 1,3% größer als die in Abb. 8a angenommenenen Ausbiegungen. Sie wären gleich, wenn die Polweite in Abb. 8d um 1,3% größer gewählt worden wäre. Daraus folgt die Knickkraft zu

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_y}{1{,}013} \cdot E.$$

Die Abweichung gegenüber dem gewöhnlich angenommenen Wert

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_y E$$

ist unbedeutend und könnte noch innerhalb der Fehlergrenzen des angewendeten zeichnerischen Verfahrens liegen.

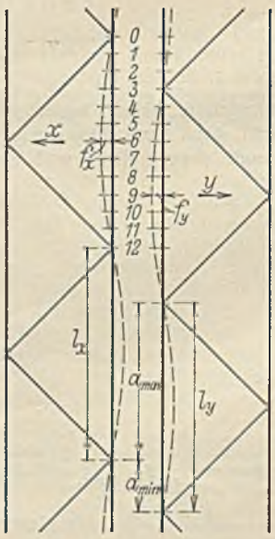

Abb. 9.

Die Abweichung des Seilecks von der Sinuskurve ist augenscheinlich so unbedeutend, daß eine Korrektur der in Abb. 8a kreisförmig angenommenen Biegelinie sich erübrigt.

Fall II.

Sind die Knotenpunkte der beiden an demselben Pfosten anschließenden Fachwerkwände um 1/4 der Feldweite gegeneinander versetzt (Abb. 9), dann wird der Gurtstab wieder gleichzeitig in der x- und y-Richtung ausknicken und wenn die Projektion der Biegelinie auf jede der beiden Wandebenen eine Sinuskurve ist, dann ist die Projektion auf die Querschnittsebene eine Ellipse (Abb. 10a) und die Stabkraft folgt einer entgegengesetzt laufenden polygonalen Schraubenlinie 0''—3''—12'' ..., deren Projektion auf die Querschnittsebene ein Rechteck mit dem Seitenverhältnis 3 : 1 ist. Die Größe dieses Rechtecks folgt wieder aus der Bedingung, daß sich die Tangenten an die Punkte 0 und 12 der x-z-Projektion der Biegelinie in Stabmitte schneiden

müssen, weil die Welle 0—12 aus Symmetriegründen genau spiegelbildlich zur Welle 12—24 und die Kurve in 12 stetig sein muß.

Durch Probieren wurde gefunden, daß diese Bedingung für die in Abb. 10a gezeichnete Rechteckgröße erfüllt ist. In Abb. 10b sind die Kräfte, d. h. die Hebelarme r_2, gegenüber Abb. 10a $2^1/_2$ mal verkleinert. Die Polweite ist

$$\frac{I_y E}{d z P} = \frac{12}{\pi^2} \cdot l.$$

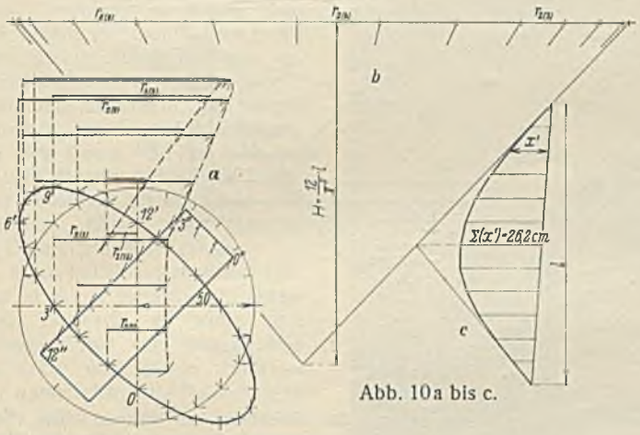

Abb. 10a bis c.

Infolgedessen sind die Ordinaten x' der Biegelinie (Abb 10c) mit 2,5 zu multiplizieren. Dadurch werden sie aber 2,5 · 26,2 : (7,596 · 5,0) = 1,73 mal größer als die in Abb. 10a angenommenen Ausbiegungen. Sie wären gleich, wenn die Polweite 1,73 mal größer wäre. Daraus folgt, daß die Knickkraft im elastischen Bereich

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_y}{1{,}73} \cdot E = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot 102{,}5 \cdot E = 1{,}40 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E \quad \text{ist.}$$

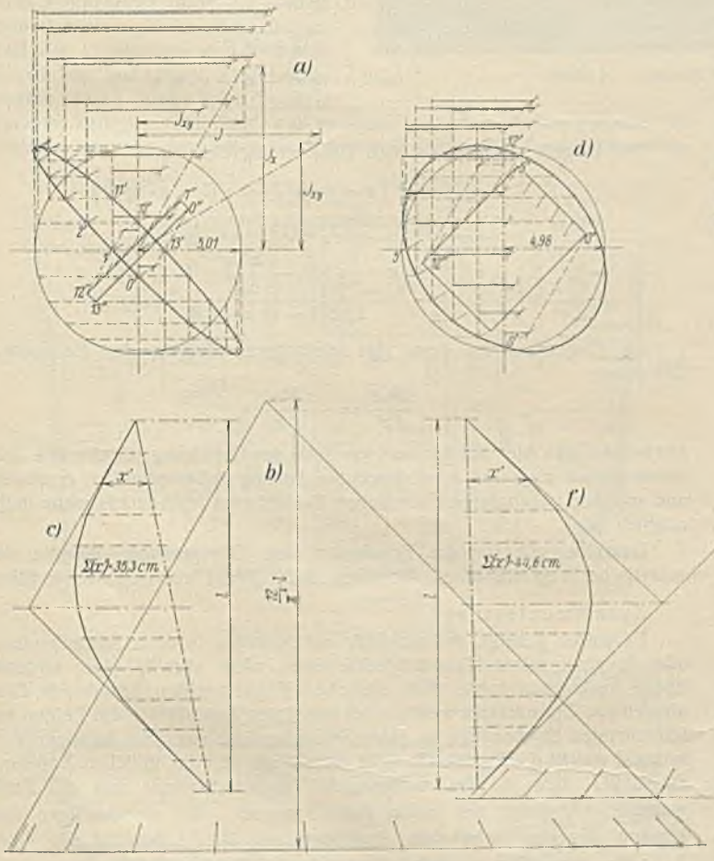

Abb. 12a bis f.

Fall III.

Fallen die Knotenpunkte der beiden an demselben Eckpfosten anschließenden Strebenzüge zusammen (Abb. 11), dann erfolgt das Ausknicken augenscheinlich in Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers. Die Ellipse der Abb. 10a geht in eine Gerade über und die Knickkraft wird

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} E = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_x}{2{,}42} \cdot E.$$

Fall IV und V.

In Abb. 12a bis f ist angenommen, daß die Knotenpunkte um $a_{min} = {}^1/_{12}$ bzw. ${}^5/_{12}$ der Feldweite gegeneinander versetzt seien. Die Projektion der schraubenförmigen Biegelinie auf die Querschnittsebene ist wieder eine Ellipse und es wurde, entsprechend wie für Fall II, durch Probieren gefunden, daß die Endtangenten der Seilecke (Abb. 12c u. f) sich in Stabmitte schneiden, wenn die Stabkraft den in Abb. 12a u. d gezeichneten Rechtecken 0″—1″—12″ bzw. 0″—5″—12″ folgt. In Abb. 12b sind die Werte r_2 gegenüber Abb. 12a wieder 2,5 mal verkleinert. Die in Abb. 12c u. f gefundenen Ausbiegungen sind um

2,5 · 35,3 : (7,596 · 5,01) = 2,32 mal

bzw. 44,6 : (7,596 : 4,98) = 1,18 „

zu groß. Die maßgebenden Trägheitsmomente I sind also (für ein Winkelprofil 100 · 100 · 10):

für $a_{min} = 0$	$I = I_{min} = 73$ cm⁴	
„ „ $= l/_{12}$	$I = I_x : 2{,}32 = 76$ cm⁴	
„ „ $= l/_4$	$I = I_x : 1{,}75 = 102{,}5$ „	
„ „ $= {}^5/_{12}\, l$	$I = I_x : 1{,}18 = 150$ „	
„ „ $= l/_2$	$I = I_x : 1{,}013 = 175$ „	(Abb. 13).

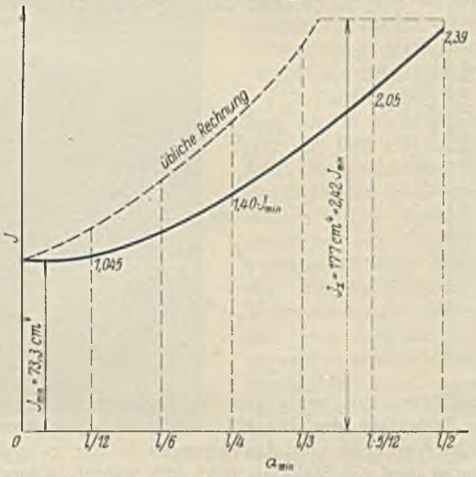

Abb. 13. Maßgebende Trägheitsmomente für ⊥ 100 · 100 · 10.

Würde man dagegen, wie vielfach üblich, an Stelle des schraubenförmigen Knickens annehmen, daß der Stab nur entweder nach I_{min} mit a_{max} als Knicklänge oder nach I_x bzw. I_y mit l_x bzw. l_y als Knicklänge ausknicken könne, dann würde man

Abb. 11.

für $a = 0$	$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E = 1{,}00 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E$	
„ $a = l/_{12}$	$P = \left(\frac{12}{11}\right)^2$ „	$= 1{,}19$ „
„ $a = l/_6$	$P = \left(\frac{6}{5}\right)^2$ „	$= 1{,}44$ „
„ $a = l/_4$	$P = \left(\frac{4}{3}\right)^2$ „	$= 1{,}78$ „

für $a = l/3$ $\quad P = \left(\frac{3}{2}\right)^2 \cdot I_{min} \cdot E = 2{,}25 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E$

„ $a = {}^5/_{12}\, l$ $\quad P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x \cdot E = 2{,}42$ „

„ $a = l/2$ $\quad P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x \cdot E = 2{,}42$ „

erhalten, entsprechend der gestrichelten Linie in Abb. 13. Man würde also für alle zwischen 0 und 0,5 l liegenden Werte von a wesentlich zu hohe Knickfestigkeiten erhalten und finden, daß die Knickfestigkeit zwischen $a = 0{,}356\, l$ und $a = 0{,}5\, l$ unverändert gleich

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x E$$

ist, während in Wirklichkeit dieser Wert nur bei $a = 0{,}5\, l$ spitzenartig annähernd erreicht wird.

Fall VI.

Sind die Feldweiten der beiden anschließenden Strebenzüge ungleich, z. B. $l_x : l_y = 4 : 3$ (Abb. 14), und nimmt man wieder an, daß die Projektion der Biegelinie auf die

Abb. 14.

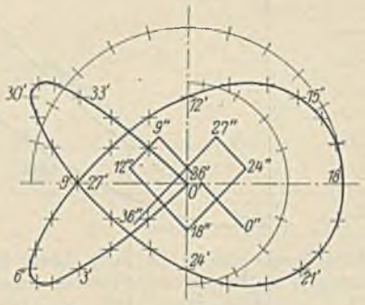

Abb. 15.

beiden Wandflächen nur wenig von der Sinusform abweiche, dann entspricht die Projektion der Biegelinie auf die Querschnittsebene der Abb. 15. Das Verhältnis der Ausbiegungen in der x- und y-Richtung wird unbekannt, und die Stabkraft wird sich wieder in eine gebrochene Schraubenlinie einstellen, deren Form aber erheblich schwieriger zu bestimmen ist. Die Untersuchung wird dadurch wesentlich umständlicher, weshalb hier nicht weiter darauf eingegangen werden kann.

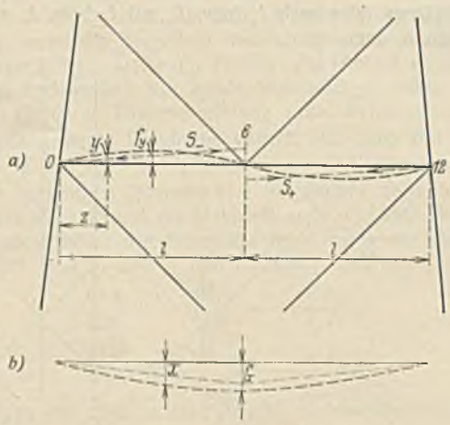

Abb. 16a u. b.

Zu den Druckstäben, die in einer räumlichen Kurve ausknicken, gehören auch die aus einfachen Winkelprofilen bestehenden Pfosten eines K-Systems (Abb. 16), die in der Regel auf der einen Seite eine Druckkraft S_- und auf der anderen eine gleich große Zugkraft $S_+ = -S_-$ erhalten. Nimmt man wieder an, daß die Ausbiegung in der x-Richtung einer Sinuskurve mit einfacher und in der y-Richtung einer Sinuskurve mit doppelter Wellenlänge entspreche (Abb. 16a u. b), dann entspricht die Projektion auf die Querschnittsebene der in Abb. 17 gezeichneten Kurve. Dabei ist das Verhältnis der Ausbiegungen f_x und f_y unbekannt. Außerdem schlägt die Druckkraft in einer unbekannten Richtung und um einen unbekannten Betrag 0—6″ aus und die Zugkraft spiegelbildlich dazu nach der Linie $6''_+$—12″.

Die Untersuchung könnte wieder in der Weise durchgeführt werden, daß man aus Abb. 17 die Hebelarme r_1 und r_2 der Momente M_{xx} und M_{yy} bestimmt, die x—z- und die y—z-Projektion der Biegelinie als Seileck aufzeichnet und das Verfahren so lange wiederholt, bis die Ordinaten der Seilpolygone mit den anfangs angenommenen Ausbiegungen übereinstimmen, die Punkte 0, 6 und 12 der y—z-Projektion auf einer Geraden liegen und die Polweite für beide Seilecke dieselbe Knickkraft P liefert. Außerdem wäre unter allen diesen Bedingungen genügenden Lösungen diejenige auszulesen, die die kleinste Druckkraft ergibt. Es wäre mit

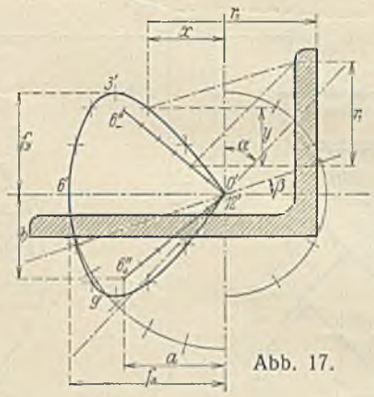

Abb. 17.

erheblichen Abweichungen von der Sinusform zu rechnen. Die Untersuchung würde augenscheinlich ziemlich umständlich und kann deshalb hier nicht weiter verfolgt werden.

Wollte man die Aufgabe analytisch lösen, dann erhält man

$$\frac{z}{l}\, b = x - r_2 + r_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

$$\frac{z}{l}\, a = y - r_1 + r_2 \cdot \operatorname{tg} \beta$$

und hieraus

$$r_1 = \frac{\frac{z}{l}(b + a \cdot \operatorname{tg} \beta) - y - x \cdot \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta},$$

$$r_2 = \frac{\frac{z}{l}(a + b \cdot \operatorname{tg} \alpha) - x - y \cdot \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}.$$

Die Biegelinie entspricht den Differentialgleichungen

$$\frac{d^2 y}{d z^2} = -\frac{P r_1}{I_x E} = \frac{P\left(y + x \cdot \operatorname{tg} \beta - \frac{z}{l}(b + a \cdot \operatorname{tg} \beta)\right)}{I_x E (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta)},$$

$$\frac{d^2 x}{d z^2} = \frac{P r_2}{I_y E} = \frac{P\left(x + y \cdot \operatorname{tg} \alpha - \frac{z}{l}(a + b \cdot \operatorname{tg} \alpha)\right)}{I_y E (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta)}.$$

Im Gegensatz zu dem viel einfacheren Ansatz der Eulerschen Gleichung

$$\frac{d^2 x}{d z^2} = -\frac{P x}{I E}$$

erscheinen also hier auf der rechten Seite der Gleichung jeweils alle drei Unbekannten x, y und z, wodurch die Lösung außerordentlich erschwert und mit den bekannteren Grundlagen der höheren Mathematik nicht mehr möglich wird.

Dasselbe gilt für die Eckpfosten von Gittermasten, für die der analytische Weg auf einen ähnlichen, nicht direkt lösbaren Ansatz führt.

Zusammenfassung.

Es wurde gezeigt, daß ein Stab nur entweder in einer Schraubenlinie oder in einer seiner Hauptträgheitsebenen, nicht aber in einer anderen Ebene ausknicken kann. Aus einfachen Winkelprofilen bestehende Eckpfosten von Gittermasten weichen bei versetzten Anschlüssen der beiden anschließenden Strebenzüge in einer Schraubenlinie aus. Bei hälftiger Versetzung weicht die Knickkraft nicht wesentlich von der üblichen Annahme ab, daß I_x bzw. I_y das maßgebende Trägheitsmoment und die Feldweite $l_x = l_y$ gleich der freien Knicklänge sei. Bei nichthälftiger Versetzung dagegen liefert die Rechnung mit $I_x : l_y^2$ bzw. $I_y : l_x^2$ bzw. $I_{min} : a^2_{max}$ wesentlich zu hohe Werte für die Knickfestigkeit.

Die Untersuchung wurde auf den elastischen Bereich beschränkt und auf graphostatischem Wege durchgeführt. Für ungleiche Feldweiten der beiden anschließenden Strebenzüge und für die Pfosten eines K-Systems wird sie sehr kompliziert und der analytische Weg führt auf noch größere Schwierigkeiten, so daß eine befriedigende Klärung dieser bisher ungelösten Probleme eher durch Versuche zu erwarten ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger A.-G. in Stuttgart.

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiß, München.

Der Neubau des Kaufhauses Breuninger A.-G. in Stuttgart hat allgemein berechtigte Aufmerksamkeit erregt und über die Kreise der Bauwelt hinaus hohe Anerkennung gefunden. Im Septemberheft 1931 der „Modernen Bauformen" (Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart) ist dieses Bauwerk bereits gewürdigt; vom stahlkonstruktiven Standpunkt aus erscheint aber noch eine eingehendere Darstellung erwünscht, und es sei deshalb im nachfolgenden auf diesen Teil des Baues, der in mancher Hinsicht Besonderheiten und glückliche Lösungen bietet, näher eingegangen. Abb. 1 zeigt zunächst ein Gesamtbild des Baues.

Schon in tiefbautechnischer Hinsicht ist dieser Neubau kein alltägliches Bauwerk: er weist zwei Kellergeschosse auf, von welchen das erste von einem zeitweise sehr wasserreichen Bach durchzogen wird. Unter diesen Umständen gestalteten sich die Gründungen schwierig und kostspielig, doch soll auf diesen Teil der Bauarbeiten, da er in dem erwähnten Heft näher behandelt ist, nur ergänzend eingegangen werden.

Die Anordnung der Fundamente, die in Portland-Jurazement 1:5 ausgeführt wurden, läßt die Abb. 2 erkennen; unschwer ersieht man daraus auch im rückwärtigen Teil die Fundierung der Treppenhaustürme auf zwei Eisenbetonplatten, deren Stärke 2,4 m beträgt. Diesem Teil der Gründung war insofern besondere Aufmerksamkeit zu widmen, als, wie wir unten noch sehen werden, die Treppenhaustürme die Windkräfte in die Fundamente abzuleiten haben. Zwischen den beiden Kellergeschossen ist eine Eisenbetonrippendecke mit 34 cm Rippenabstand und 33 cm Bauhöhe eingebaut. Der Nesenbach trennt das erste Kellergeschoß in zwei Teile. Das in stark armierter und isolierter Betonkonstruktion ausgeführte Bett des Baches hat 4,3 m Lichtweite und 2,9 m Höhe. Das Profil des Bachbettes sowie die Abmessungen der einzelnen Bauteile sind aus Abb. 3 ersichtlich. Die Umfassungsmauern des zweiten Kellergeschosses sind durch eine schwach armierte Futtermauer, die isoliert ist, gegen die Einwirkungen des Grundwassers geschützt. Die Decke des ersten Kellergeschosses ist als Trägerdecke ausgeführt und zu diesem Zwecke sind auch die Stützen der Stahlkonstruktion bis zur Decke des zweiten Kellergeschosses hinabgeführt; lediglich im zweiten Bauabschnitt ist für die zweigeschossige Unterführung der Karlstraße Eisenbetonkonstruktion gewählt.

Abb. 1. Ansicht des Kaufhauses.

Außer den bereits beschriebenen beiden Kellergeschossen umfaßt der Bau ein Erdgeschoß und acht Obergeschosse. Das System des Gebäudes im Querschnitt zeigt Abb. 4. Die Abb. 5 zeigt die Anordnung der Stahlstützen und Trägeraufteilungen des Erdgeschosses. Für die Erzielung der Standsicherheit des Bauwerkes sollte von der Anwendung teurer Steifrahmen abgesehen werden. Wie auch sonst häufig, hat man vorgezogen, die Windkräfte durch besondere Fachwerkkonstruktionen aufnehmen zu lassen (s. Abb. 4). Dementsprechend mußten die Decken in massiver Bauart derart ausgebildet werden, daß sie, als steife Platten wirkend, die Windkräfte auf die Windverbände übertragen konnten. Dieser Funktion dienen sechs Windböcke, die zu je dreien beiderseits des Baues im rückwärtigen Teil als mit Bimsbeton ausbetonierte steife Fachwerkwände die Treppenhäuser bilden. In Abb. 5 sind diese sechs Fachwerkwände durch stark umrahmte Flächen kenntlich gemacht. Die konstruktive Ausführung ist die meist übliche mit Knotenblechen und Füllstäben und geht zur Genüge aus den Aufnahmen während der Aufstellung des Skeletts, den Abb. 6 u. 7 hervor. Die Abb. 6 zeigt auch deutlich die solide Verbindung der Stahlkonstruktion der Windböcke mit den Eisenbetonwänden der Untergeschosse. Die hieraus nicht ersichtliche Verankerung einer solchen Wind-

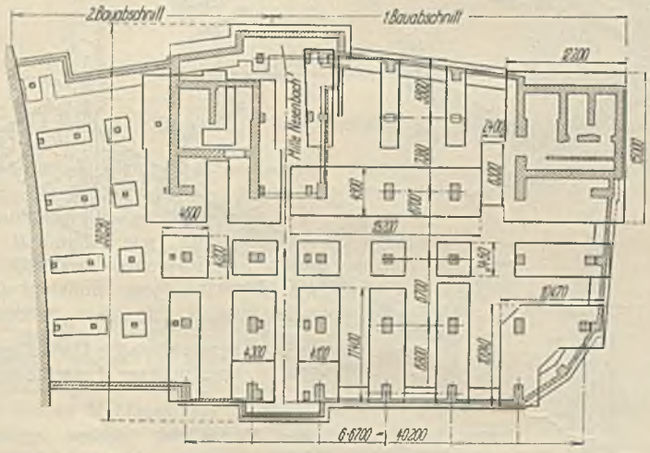

Abb. 2. Fundamentplan.

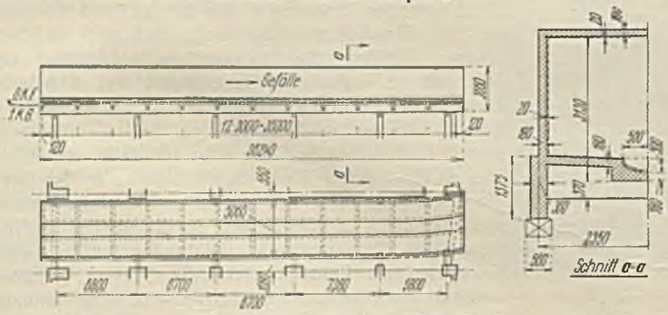

Abb. 3. Das Nesenbach-Bett.

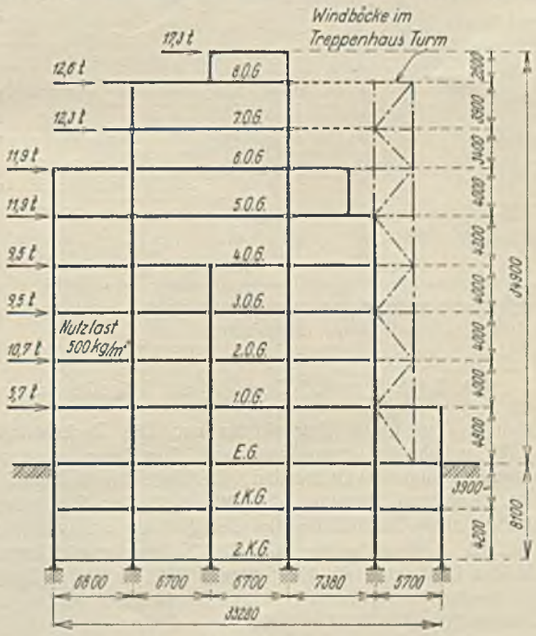

Abb. 4. Systemskizze.

Abb. 6. Montage des Stahlskeletts.

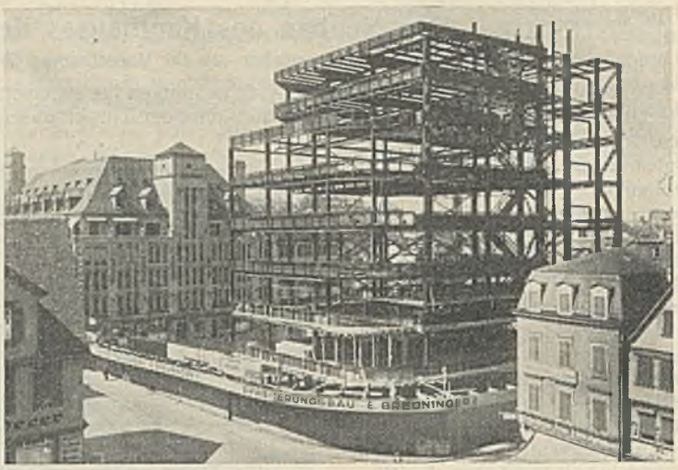

Abb. 7. Das fertig montierte Stahlskelett.

Fachwerkwand ist in Abb. 8 konstruktiv dargestellt. In der Abb. 4 sind die zu übertragenden Windlasten eingetragen und die Konstruktion eines Windbockes durch Systemlinien angedeutet. Ferner sind die Längs- und Höhenabmessungen, sowie auch die Nutzlasten des Gebäudes daraus zu ersehen.

Beim Breuninger-Neubau ist bezüglich der Stützen der ⊏⊐-Querschnitt einheitlich durchgeführt; in den unteren Geschossen ist dieser Querschnitt, den wachsenden Stützenbelastungen entsprechend, durch Platten verstärkt. In Abb. 5 sind einzelne Stützenbelastungen eingetragen. Die größte Stützenlast beträgt 780 t. Bei Festlegung der Stützenentfernungen war zu berücksichtigen, daß das genormte Mobiliar leicht umzustellen sein mußte. Dieser Forderung entsprechend wurden die Stützenentfernungen bzw. der lichte Abstand zwischen den Stützen nach beiden Richtungen gleich groß gewählt. Dieser Mittenabstand beträgt 6,7 m. Bei der Ausbildung der

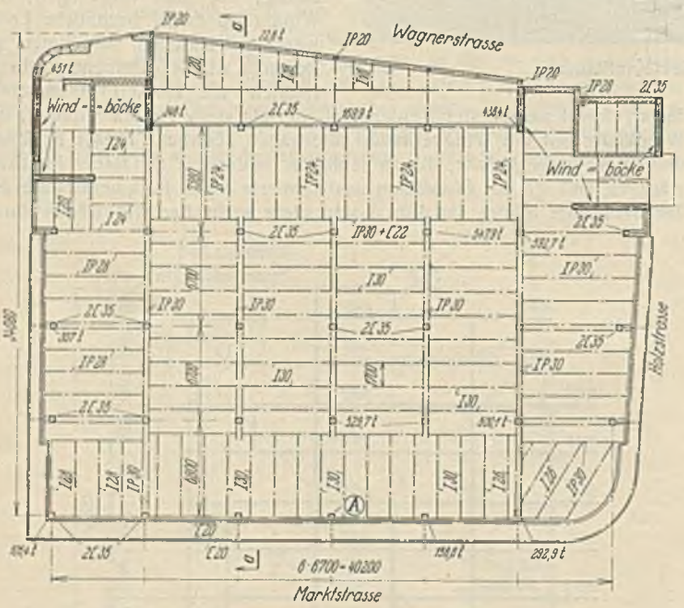

Abb. 5. Erdgeschoß-Grundriß und Trägerlagen.

Decken kam es auf glatte Untersichten an. Die Deckenträger (überwiegend I 30), welche im Abstand von rund 1,7 m liegen, mußten deshalb in die Unterzüge eingewinkelt werden. Bei dem Anschluß der Unterzüge an die Stützen war zu beachten, daß die sämtlichen Rohrleitungen für die Installation ohne Behinderung an den Stützen entlang durchgeführt werden mußten. Daraus ergab sich die Notwendigkeit doppelseitiger Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen. Da hierfür ⊏-Profile nicht ausreichten, fanden im mittleren Teil Breitflanschträger von gleicher Höhe wie die Deckenträger (I P 30) Anwendung. Ausflanschungen bei derartigen Anschlüssen sind natürlich unumgänglich, sie bringen aber für die Installation erhebliche Vorteile und Kostenersparnisse, so daß auf diesem Gebiet der Ausgleich für die Mehrkosten an Werkarbeit gegeben ist. Noch günstiger wird die Anordnung, wenn sich die Rohrleitungen für die Installation um 90° gegen die Unterzuganschlüsse versetzt durchführen lassen; Deckenträgeranschlüsse an die Stützen sind in diesem Fall durch entsprechende Trägereinteilung leicht vermeidlich. Die isometrische Darstellung in Abb. 9 veranschaulicht dies besonders gut. Diese Darstellung entspricht dem in Abb. 5 besonders gekennzeichneten Punkte *A* einer Frontwand und gibt auch sonst einen guten Einblick in die sehr zweckmäßige Lösung aller konstruktiven Fragen.

Hohe Bedeutung, sowohl in baukünstlerischer als auch in stahlkonstruktiver Hinsicht, kommt bei dem Breuninger-Neubau infolge der Betonung der Horizontalen den Lichtbändern der Fenster und dem Band der Fensterbrüstungen zu. Die Art, wie konstruktiv diese baukünstlerische Forderung gemeistert wurde, muß als mustergültig bezeichnet werden; umsomehr, als damit gleichzeitig durch Vermeidung von Fensterstürzen stärkste Lichtzufuhr und gute Entlüftung in einfachster Weise erzielt werden konnte. Die Abb. 10 gibt

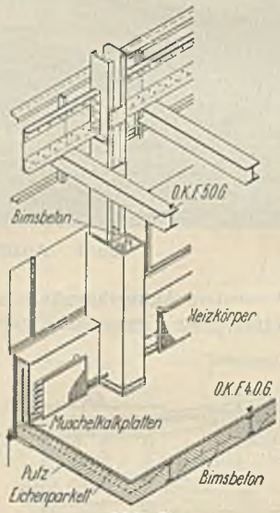

Abb. 9.

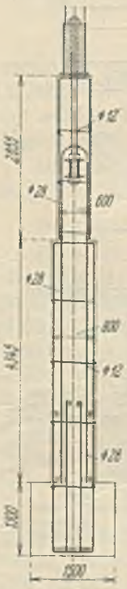

Abb. 8. Verankerung des Skeletts im Eisenbetonpfahl.

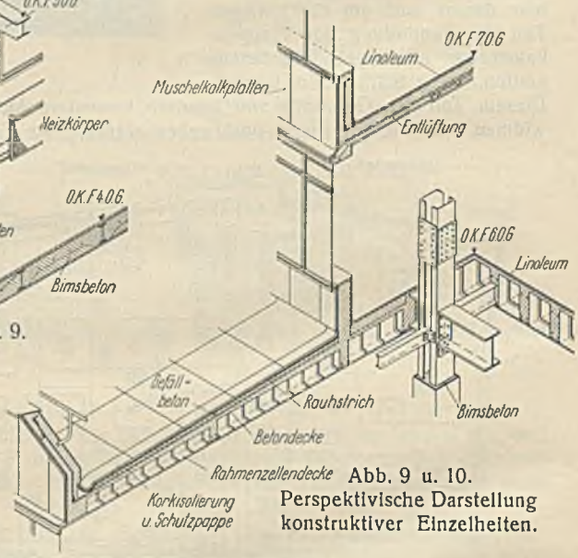

Abb. 9 u. 10. Perspektivische Darstellung konstruktiver Einzelheiten.

uns in isometrischer Darstellung hiervon ein anschauliches Bild. Wir entnehmen hieraus, daß die durchlaufenden Brüstungen aus Blechträgern bestehen, die mit Bimsbeton einbetoniert sind und an deren unterer Gurtung die Deckenträger aufgehängt sind. Die sich so ergebende Gesamthöhe des Bimsbetonkörpers erhielt nach außen einen mit Dollen im Beton verankerten Vorsatz von hellen fränkischen Muschelkalkplatten. Die Abb. 10 läßt weiter erkennen, in welcher Weise durch Schlitze in der Decke die Entlüftung reguliert werden kann und gewährt zugleich Einblick in die Bauart der Decke des 5. Obergeschosses, die abweichend von den Decken der übrigen Geschosse als Rahmenzellendecke System Pohlmann ausgeführt wurde, um bei dieser Decke eine besonders gute Wärmehaltung zu gewährleisten. Die Spannweite wurde, da im Erfrischungsraum keine Stützen stehen sollten, zu 13,8 m festgelegt. Die gleiche Spannweite besitzen auch die Decken des 6. und 7. Geschosses, die für Arbeitsräume bestimmt sind. Für die Aus-

führung der Deckenplatten wurde beim Breuninger-Neubau grundsätzlich Bimsbeton verwendet; auch sonst war die Verwendung von Bimsbeton sehr weitgehend, so daß man feststellen kann, daß alle Stahlteile in Bimsbeton eingebettet liegen. Ebenso wie die Brüstungsträger und die Stahlkonstruktion der Treppenhaustürme sind auch die sämtlichen Stützen mit Bimsbeton umgeben und verputzt. Im Lichte der Bauweisen gesehen, stellt sich somit der Breuninger-Neubau als ein typischer Stahlskelett-Bimsbetonbau dar.

Der Bau wurde in zwei Abschnitten ausgeführt (s. Abb. 2): der Bauabschnitt 1 an der Holzstraße beanspruchte sieben Wochen, der Abschnitt 2 an der Karlstraße sechs Wochen für die Aufstellung. Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion im Gewichte von 1400 t erfolgte durch die Firmen Maschinenfabrik Eßlingen A.-G. und Gebr. Wöhr, Unterkochen; die Abb. 6 und 7 geben einige Baustadien wieder. Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Eisenlohr & Pfennig, Stuttgart, die statische Berechnung und Prüfung der Stahlkonstruktionen war dem bekannten Techn. Büro von Reg.-Baumeister Prof. Kintzinger, Stuttgart, übertragen. Mit dem Breuninger-Neubau hat nicht nur das Stadtbild der Stadt Stuttgart eine reizvolle neuzeitliche Bereicherung erfahren, sondern auch die stattliche Anzahl deutscher hervorragender Stahlskelettbauten ist damit wiederum um ein Bauwerk vermehrt worden, welches der Stahlbauweise weitere Freunde gewinnen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes.

Von Dipl.-Ing. Heinrich Berghaus, Dortmund.

Um den Einbau von etwa 20 m hohen Steilrohrkesseln im alten Kesselhaus der Schachtanlage Scholven (Bergwerks-Aktiengesellschaft Recklinghausen) zu ermöglichen, wurde die Hebung des Daches dieses

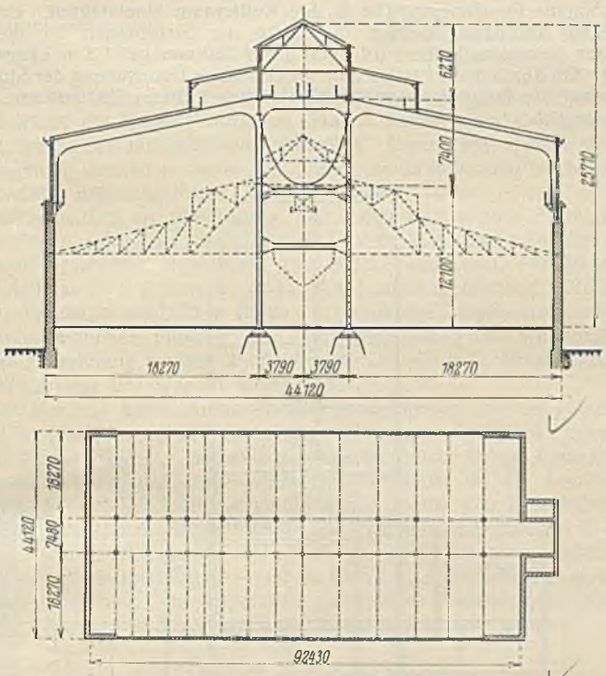

Abb. 1. Querschnitt und Grundriß des Kesselhauses.

Kesselhauses um 9,40 m notwendig. Die Seitenmauern sollten 2,40 m aufgemauert und darüber durch 7 m hohe Stahlfachwände mit großen Lichtbändern ausgefüllt werden.

Bedingung war, die Seitenmauern durch die erforderliche Neukonstruktion sowohl vertikal als auch horizontal möglichst wenig zu beanspruchen. Weiterhin sollte der Kesselhausbetrieb während der Bauzeit in vollem Umfange weitergeführt werden, wobei in erster Linie die Bunkerbeschickungsbahn mit den alten Bunkern während der ganzen Montagedauer erhalten und in Betrieb bleiben mußte. Sämtliche Schutzmaßnahmen, sämtliche Rohrabstützungen usw. sollten alleinige Sache des Unternehmers sein.

Unter diesen Umständen erwies sich als günstige Form für die neue Stahlkonstruktion ein etwa 44 m weit gespanntes und 25 m hohes Rahmensystem, welches in Abb. 1 stark ausgezogen gezeichnet ist, im Gegensatz zu der gestrichelten Darstellung, welche die Konstruktion der Halle in ihrem alten Zustande wiedergibt. Dieser einfach statisch-unbestimmt gerechnete, mehrstielige Rahmen ist mit seinen Seitenpfosten beweglich gelagert, um bei Auftreten von Horizontalkräften (u. a. Wind auf die 7 m hohe Fachwand und auf das gesamte Dach) die Außenmauern nicht zu beanspruchen. An die 19,5 m hohen und 7,58 m breiten dreistöckigen Mittelrahmen lehnen sich einhüftige Rahmen von $l = 18{,}270$ m an. — Zwischen den Mittelstielen ist der Bunker gelagert, der ein Fassungsvermögen von 50 t je lfdm hat und durch ein darüberliegendes Transportband beschickt wird.

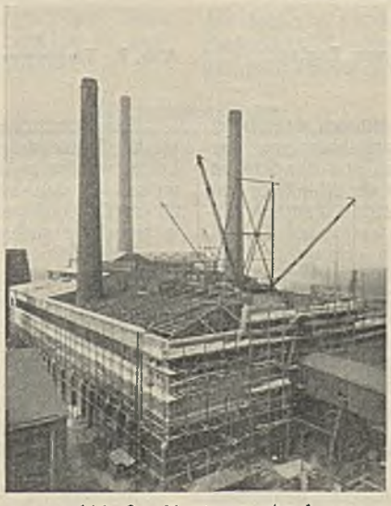

Abb. 2. Montagezustand.

Von Bedeutung war die konstruktive Ausbildung der Mittelstiele und ihrer Füße, die möglichst gedrungen ausgeführt werden mußten, weil sie keinen größeren Raum einnehmen durften als die alten Stützen, die zwischen den vorhandenen in Betrieb befindlichen Kesselbatterien eingeschachtelt waren.

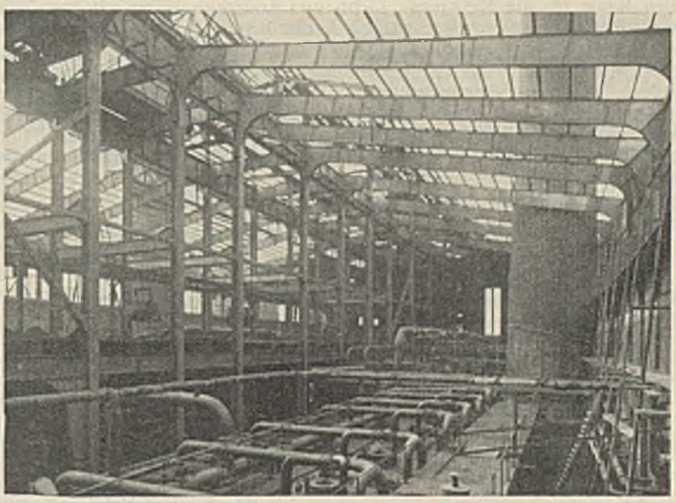

Abb. 3. Blick in das Innere des Kesselhauses während der Montage.

Neben den rein praktischen Vorzügen der Neukonstruktion sei auch kurz auf das gute Aussehen der Rahmen hingewiesen, deren ruhige und sachliche Formen sich gerade während des Umbaues gegen das Gewirr der vielen Maschen der alten Konstruktion wohltuend abhoben.

Das Gebäude trägt weiterhin noch einen 6,21 m hohen und 18,50 m breiten Dachaufbau mit Jalousien und Stahlfenstern. Viele Laufstege mit zweckmäßig angelegten Treppen sorgen für leichte und bequeme Zugänglichkeit zu allen wichtigen Teilen des Gebäudes.

Sämtliche Pfetten, der Dachaufbau und die Dachverbände wurden der alten Konstruktion entnommen.

Mit zur Lieferung gehörte die Abdeckung der alten und die Eindeckung der neuen Halle mit Stegzementdielen unter tunlichster Verwendung des Altmaterials, die Wiederverwendung der Jalousien und der Fenster des Dachreiters.

Die Montage fiel in die Wintermonate 1929/30 und war unter den gegebenen Umständen äußerst schwierig. An den beiden Längsseiten des Gebäudes war kein Platz für die Aufstellung irgendwelcher Montagegeräte. Tiefe Baugruben zur Verlegung von Kabeln und Leitungen aller Art versperrten zum größten Teil den Weg. So entschloß man sich, die neuen Bunkerträger durch behelfsmäßiges Aufklemmen von Schienen als Fahrbahn für einen Montagekran zu benutzen und so von oben her zu montieren. Zunächst mußte allerdings das erste alte Binderfeld von der Giebelwand aus abgebaut, die ersten beiden Rahmen montiert und die Bunkerträger eingebaut werden, um eine Fahrbahn für das vorgesehene Montagegerüst zu schaffen. Jetzt konnte der eigentliche Montagekran aufgestellt werden und mit seinen 22 m langen elektrisch betriebenen Auslegern die alten Teile von innen nach außen und die Neukonstruktion,

die vom Waggon aus durch einen Abladekran auf Kleinwagen umgeladen und herangefahren wurde, von außen nach innen transportieren und an der gewünschten Stelle absetzen. Das Fahrgestell des Kranes war 8 m breit, so daß die Reichweite des ganzen Gerätes 50 m betrug. In ihren tiefsten Ausladungen mußten die Ausleger Stücke von 6 t heben. Die Stöße der Rahmen waren so gewählt, daß sie durch gemeinsames Arbeiten der beiden Ausleger schnell zusammengefügt werden konnten.

Die Montage ging felderweise vor sich. Nach dem Abbruch eines alten Binderfeldes wurde ein Rahmen mit Pfetten, Bunkerträgern, Riegeln und Versteifungen eingebaut, die Kranschienen verlegt und der Kran vorgefahren. Eine gewisse Schwierigkeit bot das Einfädeln der bereits oben erwähnten Mittelstiele in die verhältnismäßig kleinen Öffnungen zwischen den vorhandenen Kesseln. Für das Montieren des Dachaufbaues und des Bunkers wurden besondere Hebezeuge aufgestellt, welche ebenfalls oben auf der Neukonstruktion verfahrbar waren. Hand in Hand mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion ging die Eindeckung der neuen Halle mit Stegzementdielen, so daß bereits die ersten Arbeiten für die Aufstellung der Steilrohrkessel in dem fertig eingedeckten Teil der Halle vor sich gehen konnten. Nachdem die neue Kesselanlage mit den Bunkern in Betrieb genommen war, wurde der alte Bunker mit der Beschickungsbahn abmontiert und verschrottet. Die Abb. 2 u. 3 veranschaulichen deutlich den Vorgang der Montage und das Aussehen der neuen Halle. Trotz der Wintermonate gingen die von der Firma Heinrich Berghaus, Dortmund, ausgeführten Arbeiten ohne Betriebsstörung vor sich und sind terminmäßig beendet worden.

Zusammenhängend sei noch erwähnt, daß das ganze Gebäude eine Fläche von 92,43 m × 44,12 m bedeckte, wobei die Rahmenentfernung naturgemäß durch die alte Binderteilung gegeben war.

Verschiedenes.

Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten. (Nach „The Structural Engineer", Februar 1931.) Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch einen elfstöckigen Baublock der „Bank von England". Bemerkenswert sind hier besonders die schweren Blechträger (Abb. 1 rechts), welche die Stützenlasten von zehn Geschossen abfangen, um im Keller einen großen stützenfreien Raum für die Heizungs-, Licht- und Kraftzentrale zu erhalten. Die über diesen schweren Blechträgern ersichtlichen Queraussteifungen der Stützen durch Schrägen in Zwischenwänden bzw. durch Kopf- und Fußbänder dienen nicht nur zur Aussteifung des Gebäudes gegen Windkräfte, sondern auch zur Verrringerung der Durchbiegung dieser Blechträger. Man beabsichtigt mit dieser Maßnahme, Risse in dem darüberliegenden Mauerwerk und außermittige Belastung der Stützen zu vermeiden. Hierdurch kommt natürlich eine vielfache statische Unbestimmtheit in die Konstruktion, und eine einigermaßen genaue Erfassung des Kräfteverlaufs dürfte wohl ausgeschlossen sein.

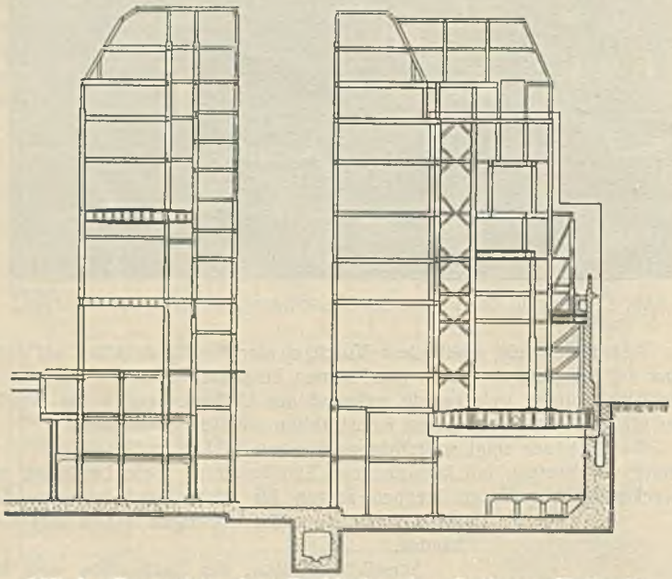

Abb. 1. Tragsystem eines Baublockes der „Bank von England" (Querschnitt).

Abb. 2 zeigt einen Schnitt durch einen anderen Baublock der „Bank von England". Auch hier sind schwere Blechträger zur Abfangung der Mittelstützen angeordnet. Zwischen diesen Blechträgern und den Stützen wurden Eckaussteifungen vorgesehen, welche lediglich der Ableitung von Windkräften dienen sollen. Um zu verhindern, daß schon während der Aufstellung des Stahlskeletts durch die allmählich wachsende Durchbiegung des Trägers Biegungsmomente in den Stützen erzeugt werden, wurde zunächst zwischen den Aussteifungen und den Blechträgern ein Spalt frei gelassen, welcher etwa der Durchbiegung des Trägers infolge der ständigen Last entsprach. Die Aussteifung wärend der Aufstellung wurde durch behelfsmäßige Holzstreben erzielt. Diese behelfsmäßigen Streben waren unmittelbar neben den Stützen auf den Unterzügen einer ebenfalls nur während der Aufstellung eingebauten Zwischendecke abgestützt. Nachdem die gesamte ständige Last auf die Blechträger wirksam war, wurden die Holzstreben entfernt, und der erwähnte Spalt schloß sich fast vollständig, so daß die endgültigen Eckaussteifungen vernietet werden konnten.

Bei diesem Gebäude sind die Stützen nicht mit der üblichen genieteten Fußkonstruktion versehen, und zur Übertragung der Stützenlasten auf die über die ganze Grundfläche des Gebäudes durchgehende Eisenbetonplatte wurden auch keine druckverteilenden Trägerroste verwendet. Für die Übertragung der Stützenlasten wurden hier vielmehr einfache Stahlplatten verwendet, auf welchen die Stützen errichtet wurden. Diese Anordnung soll eine wesentliche Ersparnis an Baukosten erbracht haben, da bei der sonst üblichen Anordnung hoher Fundamentblöcke deren Sohle bedeutend tiefer geführt werden mußte. Außerdem wollte man auch vermeiden, daß einzelne Fundamentblöcke in den Kellerraum hineinragten. Bei der gewählten Anordnung beträgt die Dicke der Stahlplatten für die am höchsten belasteten Stützen (rd. 1000 t) nur 230 mm bei 1,8 m Länge und Breite. Ob durch diese Platten eine gleichmäßige Übertragung der Stützenlasten auf die Betonfuge erreicht wird, ist bei dieser Plattenstärke aber wohl fraglich.

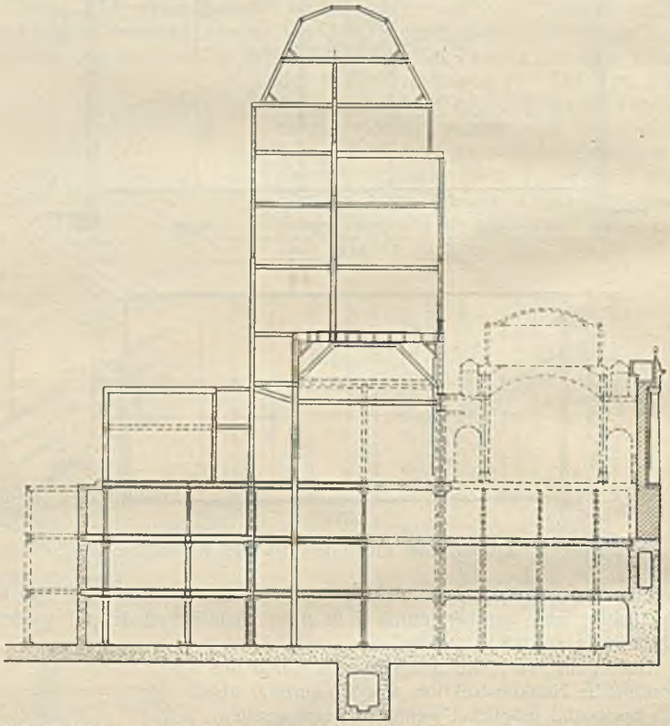

Abb. 2. Tragsystem eines weiteren Baublockes der „Bank von England" (Querschnitt).

Die Bewehrung der Eisenbetonfundamentplatte ist so bemessen, daß sie für Stützendrücke bis rd. 350 t ausreicht. Unter Stützen mit großen Lasten wurden kreuzweise Zusatzbewehrungen angeordnet, welche beispielsweise bei den schwersten Stützen aus ingesamt 80 Rundeisen von 32 mm Durchmesser bestehen, von welchen eine Hälfte gerade geführt ist, während die andere zur Aufnahme der Scherkräfte aufgebogen ist.

Eine weitere in der Abhandlung beschriebene Stahlkonstruktion betrifft den Speisesaal des Haileybury College. Dessen Decke besteht aus einem großen Kreuzgewölbe mit vier anschließenden kleineren Tonnengewölben. Die Kämpfer der aus einer Fachwerkstahlkonstruktion bestehenden Grat- und Wandbogen dieser Gewölbe mußten auf Verlangen des Architekten sehr hoch angeordnet werden, und dort waren die Bogenschübe, nämlich 35 t des Gratbogens und 28 t des Wandbogens, unmittelbar abzuleiten. Aus diesem Grunde wurden Köpfe und Füße der Eckstützen durch die Streben eines Hängewerks, dessen Pfosten in Kämpferhöhe angeordnet ist, verbunden. Köpfe und Füße der gegenüberliegenden Eckstützen sind durch besondere Anker miteinander verbunden, so daß sich die Gewölbeschübe in diesen Ankern gegenseitig aufheben. A. Schultz, Breslau.

INHALT: Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten. — Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger A.-G. in Stuttgart. — Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes. — Verschiedenes: Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.