

# DER STAHLBAU

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

Beilage  
 zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 7. August 1931

Heft 16

### Die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Gurtplattenstöße bei geschweißten Blechträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. Robert Schönhöfer, Braunschweig.

Der Schweißstahlbau hat die Bautechnik mit einer Reihe ganz neuer, seiner Eigenart entsprechenden Bauformen beschert. Zu den bedeutendsten dieser neuen Bauformen gehört unstreitig der geschweißte Blechträger.

Die Vorteile des geschweißten Blechträgers gegenüber dem genieteten Blechträger springen bedeutend in die Augen. Die beiden Gurtwinkel des Nietträgers schrumpfen beim Schweißträger zusammen zu den beiden Schweißnähten zwischen dem Stehblech und den Gurtplatten. Dadurch erscheint der Querschnitt der lotrechten Gurtwinkelschenkel in wirksamer Weise nach den Gurtkanten verschoben. Die Gurte bestehen nur aus einem einfachen Rechteckquerschnitt, so daß auch die Berechnung der Trägheitsmomente und Widerstandsmomente vereinfacht wird. Die Aussteifwinkel mit ihren Kröpfungen an den Enden bzw. mit den unterlegten Futterstreifen, die den Baustoffaufwand und das tote Gewicht der Nietträger erhöht haben, werden bei den Schweißträgern durch ganz einfache, an der Blechwand und an den Gurtplatten angeschweißte Blechstreifen ersetzt. Wesentlich ist schließlich der Wegfall der Niete, wodurch an Baustoff und namentlich an Löhnen bedeutende Ersparnisse erzielt werden. Dabei soll nicht unerwähnt bleiben, daß die Verumständlichung der Berechnung der Trägheitsmomente und Widerstandsmomente infolge der zu berücksichtigenden Nietverschwächungen beim geschweißten Träger in Wegfall kommt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der geschweißte Blechträger gegenüber dem genieteten Blechträger erhebliche Ersparnisse an Baustoff, an Löhnen und damit an Kosten mit sich bringt.

Der geschweißte Blechträger kann entweder mit aufeinandergelegten Gurtplatten oder mit aneinandergestoßenen Gurtplatten ausgeführt werden. Die ersterwähnte Form entspricht der von dem genieteten Blechträger übernommenen Überlieferung. Die zweitgenannte Form ist dagegen die dem Schweißstahlbau angemessene Bauart. Von dieser Bauform soll nachfolgend ausschließlich die Rede sein.

Wie beim genieteten Blechträger, so wird auch beim geschweißten Blechträger mit gestoßenen Gurtplatten die Dicke der Gurtplatten dem Verlauf der Biegemomente angepaßt. Diese Anpassung ist jedoch hier eine viel vollkommener. Bei den aufeinandergelegten Gurtplatten folgen die einzelnen Gurtplatten stufenförmig dem Verlauf der Biegemomente, wobei die Stufen durch die gewählten Dicken der einzelnen Gurtplatten von vornherein festgelegt sind. Anders ist es aber bei den gestoßenen Gurtplatten, bei welchen die Größe der Stufe beliebig sein kann, so daß ein besseres und weitergehendes Anpassen an den Verlauf der Biegemomente ermöglicht wird. Daneben besteht noch folgender, wesentlicher Unterschied. Die aufeinandergelegten Gurtplatten müssen über die Biegemomentenlinie

kragen, um angeschlossen zu werden, wodurch die Stufe entsprechend herausgerückt wird. Die aneinandergestoßenen Gurtplatten brauchen nicht überkragen, da sie ja gestoßen sind.

In den wenigen bisher erschienenen Veröffentlichungen über geschweißte Blechträger mit gestoßenen Gurtplatten sind diese bloß an-

einandergeschweißte. Das ist entschieden unzureichend und unrichtig. Die Schweißnaht an der Stoßstelle ist für sich allein nicht im Stande, den Stoß zu decken. Es empfiehlt sich daher, auf der Innenseite Stoßdecklaschen anzuordnen, wie dies in Abb. 1 dargestellt ist.

Die Berechnung dieser Stoßdeckenanordnung gestaltet sich folgendermaßen:

Die größte Kantenspannung, nach welcher der Träger ausgenutzt ist, wird mit  $\sigma$  bezeichnet. Wie sich aus den späteren Betrachtungen ergibt, ist die Spannung  $\sigma$  meistens gleich oder fast gleich der zulässigen Spannung  $\sigma_{zul}$ , so daß statt  $\sigma$  ebenso gut  $\sigma_{zul}$  gesetzt werden könnte. Die maßgebende Dicke der Schweißnaht wird mit  $a$  und die zulässigen Beanspruchungen der Schweißnaht auf Zug, Druck, Abscherung werden mit  $\sigma'_{z\,zul}$ ,  $\sigma'_{d\,zul}$  und  $\sigma'_{a\,zul}$  bezeichnet.

Die auf die dickere Platte (mit der Dicke  $d_2$ ) folgende dünnere Platte (mit der Dicke  $d_1$ ) muß an der Stoßstelle mit folgender Kraft angeschlossen werden:

$$P = b d_1 \sigma.$$

Von dieser Kraft wird ein Teil  $P'$  durch die Schweißnaht in der Stoßfuge übertragen

$$\begin{aligned} \text{im Druckgurt: } P' &= b a \sigma'_{d\,zul}, \\ \text{im Zuggurt: } P' &= b a \sigma'_{z\,zul}. \end{aligned}$$

Die Stoßdecklaschen müssen die übrig bleibende Kraft übertragen:

$$P'' = P - P'.$$

Werden in diese Gleichung die obigen Werte eingesetzt und wird berücksichtigt, daß im vorliegenden Fall:  $a = d_1$ , so wird erhalten

$$\begin{aligned} \text{im Druckgurt: } P'' &= b d_1 (\sigma - \sigma'_{d\,zul}), \\ \text{im Zuggurt: } P'' &= b d_1 (\sigma - \sigma'_{z\,zul}). \end{aligned}$$

Die von den Stoßlaschen aufzunehmende Kraft ist also gleich dem Plattenquerschnitt mal dem Unterschied der Spannungen. Man kann also allgemein schreiben:

$$P'' = b d_1 \Delta \sigma.$$

Beträgt oder wird angenommen:  $\sigma = \sigma_{zul}$ , so ist z. B. bei beweglicher Last und bei  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{im Druckgurt: } \Delta \sigma &= 1400 - 875 = 525 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{im Zuggurt: } \Delta \sigma &= 1400 - 700 = 700 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Daraus ergibt sich ohne weiteres, daß die Kraft, die die Laschen übernehmen müssen, erheblich sein wird.

Die erforderliche Dicke der beiden Stoßlaschen berechnet sich mit:

$$\delta' = \frac{P''}{2 b' \sigma'}$$

Bei der Berechnung der Laschenlänge  $l$  ist zu beachten, daß die innen liegende Schweißnaht zugleich Heftnaht für Gurt und Stehblech ist. Wenn schon diese Naht nebenbei auch als Laschenheftnaht wirkt, so sei doch zugunsten einer sicheren Anordnung von ihrer Mitwirkung abgesehen. Demgemäß kommen für die Laschenbefestigung nur die Quernähte und die äußeren Längsnähte in Frage, und es wird beim Druckgurt:

$$P'' = 2 b' a \sigma'_{d\,zul} + l a \sigma'_{a\,zul}.$$

Daraus ergibt sich die erforderliche Laschenlänge

$$\text{beim Druckgurt: } l = \frac{P''}{a \sigma'_{a\,zul}} - \frac{2 b' \sigma'_{d\,zul}}{\sigma'_{a\,zul}},$$

$$\text{beim Zuggurt: } l = \frac{P''}{a \sigma'_{a\,zul}} - \frac{2 b' \sigma'_{z\,zul}}{\sigma'_{a\,zul}}.$$

Im vorliegenden Fall ist  $a = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \delta' = 0,707 \delta'$ .

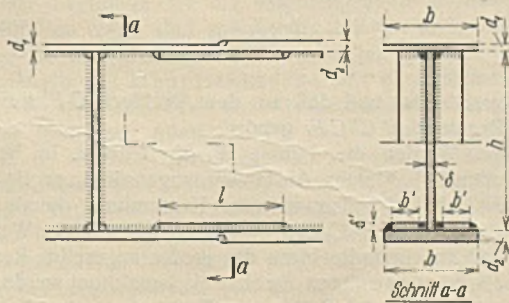


Abb. 1.

Bei Bestimmung der Gurtplattenlänge wurde beim Blechträger mit aufeinandergelegten Gurtplatten in der Regel so vorgegangen, daß zunächst jenes Widerstandsmoment berechnet wurde, welches den Wert  $\sigma_{zul} M_{max}$  überrage.

Dann wurde der Gurtplattenquerschnitt je nach Dicke rein gefühlsmäßig in einzelne Gurtstreifen zerlegt.

Bei der Berechnung der Gurtplattenlängen des Blechträgers mit gestoßenen Gurtplatten empfiehlt sich ein anderer Vorgang, wie er nachstehend beschrieben ist.

Unter Hinweis auf den Trägerquerschnitt in Abb. 1 ergibt sich für das Widerstandsmoment folgender Wert:

$$W = \frac{\delta h^3}{6(h+2d)} + \frac{b(h+2d)^2}{6} - \frac{bh^3}{6(h+2d)}$$

$$W = \frac{1}{6} \left[ \frac{(\delta-b)h^3}{(h+2d)} + b(h+2d)^2 \right]$$

Nun wird das Widerstandsmoment berechnet: für  $d=0$  cm mit  $W=W_0$ , für  $d=1$  cm mit  $W=W_1$ , für  $d=2$  cm mit  $W=W_2$  usw. Man kommt schließlich auf ein Widerstandsmoment, welches das größte Widerstandsmoment  $W_{max} = \sigma_{zul} M_{max}$  entweder gerade überschreitet oder knapp erreicht. Dann wird die Berechnung abgebrochen und es werden die Werte  $W_0, W_1, W_2$  usw. an die Linie der Werte  $\sigma_{zul} M$  (wie sonst üblich) angetragen und Waagerechte gezogen, wie dies in Abb. 2 dargestellt ist.

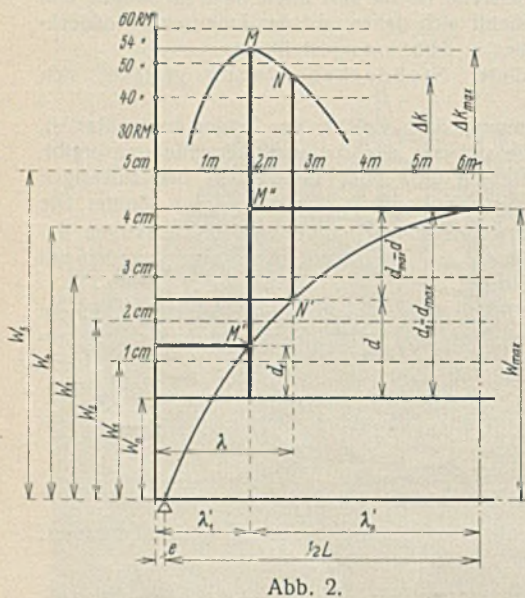


Abb. 2.

Wird nun im Abstand von  $\sigma_{zul} M_{max}$  eine Waagerechte (eine Berührende an den Scheitel der  $\sigma_{zul} M$ -Linie) gezogen, so begrenzt diese das größte Widerstandsmoment  $W_{max}$  und damit auch die größte Plattendicke  $d_{max}$ . Da man die größte Plattendicke naturgemäß auf Millimeter abrunden wird, so wird man durch Einschaltung einer

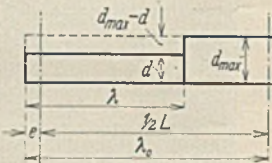


Abb. 3.

Zehnernteilung die in Millimeter ausgedrückte größte Plattendicke sofort erhalten. Zwecks Nachprüfung wird man untersuchen, ob folgende Gleichung bzw. Ungleichung erfüllt wird:

$$\frac{1}{6} \left[ \frac{(\delta-b)h^3}{(h+2d_{max})} + b(h+2d_{max})^2 \right] \equiv \sigma_{zul} M_{max}$$

Damit ist die Größe von  $d_{max}$  in einfacher und rascher Weise auf zeichnerischem Wege bestimmt. Der rechnerische Weg zur Ermittlung von  $d_{max}$  durch Auflösen der obigen quadratischen Gleichung ist jedenfalls überaus umständlich und zeitraubend und dabei auch nicht genauer.

Nun sei die Aufgabe gestellt, bei Anordnung nur eines Stoßes auf jeder Trägerhälfte die wirtschaftlich günstigste Lage dieses Stoßes zu finden.

Zunächst Abb. 3 werde der Stoß im Abstand  $\lambda$  vom Trägerende angenommen.

Wird die Dicke der ersten Platte mit  $d$ , das Raumgewicht des Stahls mit  $s$  und die Kosten für die Gewichtseinheit mit  $\times$  bezeichnet, so kann die Berechnung auf Grund folgender einfacher Überlegung durchgeführt werden.

Die kleinsten Kosten werden dann entstehen, wenn die Kosten des in Abb. 3 dargestellten Plattenstreifens von der Länge  $\lambda$  und der Dicke ( $d_{max} - d$ ) einen Größtwert erreichen. Die Kosten dieses Plattenstreifens betragen:

$$\Delta k = \times s b \lambda (d_{max} - d)$$

Werden diese Kosten  $\Delta k$  für verschiedene Abstände  $\lambda$  berechnet und von einer waagerechten Achse aus aufgetragen, wie dies Abb. 2 zeigt, so wird eine Kurvlinie erhalten, deren höchster Punkt  $M$  den Abstand  $\Delta k_{max}$  hat und die wirtschaftlich günstigste Lage des Stoßes anzeigt. Damit ist die gestellte Aufgabe gelöst.

Die beiden Gurtplatten haben außer der Breite  $b$  folgende Abmessungen. Die beiden äußeren Platten haben die Länge  $\lambda_1$  und die Dicke  $d_1$ , und die mittlere Gurtplatte hat die Länge  $2\lambda_0$  und die Dicke  $d_2$ .

Die Kosten der Gurtplatten eines Gurtes für die Trägerhälfte betragen demnach:

$$k = \times s b (\lambda_0' + \lambda_1') d_2 - \Delta k_{max}$$

So einfach sich die Lösung der Aufgabe bei Anordnung eines Stoßes gestaltet, so schwierig wird die Untersuchung bei Anordnung von zwei, drei oder mehreren Stoßes.

Um auch solche Fälle in einfacher Weise lösen zu können, ist es erwünscht, die in Abb. 2 dargestellte Zeichnung der  $\sigma_{zul} M$ -Linie und der  $W$ -Waagerechten in anderer Form zu zeichnen.

Bei Betrachtung der Abb. 2 zeigt es sich, daß die Abstände der  $W$ -Waagerechten nach oben zunehmen, was ja auch aus der oben angeschriebenen Gleichung für  $W$  herausgelesen werden kann.

In Abb. 8 ist nunmehr die  $\sigma_{zul} M$ -Linie derart verzerrt aufgezeichnet worden, daß die Abstände der  $W$ -Waagerechten einander gleich sind. Außerdem werden jetzt diese Abstände in Millimetern aufgetragen oder, mit anderen Worten gesagt, an Stelle der  $W$ -Waagerechten treten die  $d$ -Waagerechten. Wird weiter beachtet, daß für die Ermittlung der Lage des Größtwertes von  $\Delta k$  die Größen  $\times, s$  und  $b$  unmaßgeblich sind, so läuft die Aufgabe, die wirtschaftlich günstigste Lage eines Stoßes bei einstufiger Anordnung zu finden, darauf hinaus, von allen zwischen der verzerrten  $\sigma_{zul} M$ -Linie und den Gurtkanten eingeschriebenen Rechtecken jenes zu finden, das den größten Flächeninhalt hat (Abb. 4).

Bei zweistufiger Anordnung muß die Summe der Flächeninhalte zweier aneinanderstoßender und eingeschriebener Rechtecke und bei dreistufiger Anordnung die Flächensumme

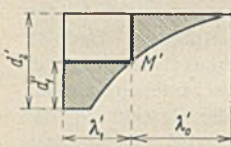


Abb. 4.

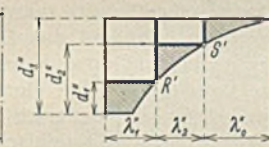


Abb. 5.



Abb. 6.

dreier aneinanderstoßender und eingeschriebener Rechtecke einen Größtwert ergeben (Abb. 5 u. 6).

Der Weg zur Lösung der zuletzt erwähnten Aufgabe gestaltet sich folgendermaßen:

In Abb. 7 sind drei Rechtecke mit ihren Spitzen in  $A, B$  und  $C$  eingeschrieben eingezeichnet. Werden die Flächeninhalte dieser Rechtecke auf der  $y$ -Achse nach oben aufgetragen, so werden die Punkte  $A_1, B_1$  und  $C_1$  erhalten. Nun werden die Geraden  $A_1 A', B_1 B'$  und  $C_1 C'$  gezeichnet. Diese Geraden geben den zunehmenden Flächeninhalt der Rechtecke an, die sich von  $A' A$  nach  $O A''$ , von  $B' B$  nach  $O B''$  und von  $C' C$  nach  $O C''$  erstrecken.

Wird nunmehr das eingeschriebene Rechteck  $O D' D D''$  gezeichnet, so kann sogleich festgestellt werden, welches von den drei angereihten

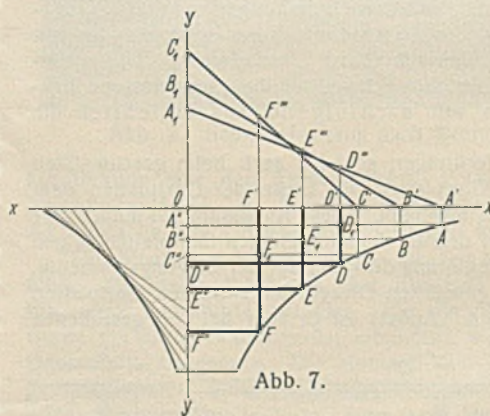


Abb. 7.

Rechtecken mit der Spitze in  $A, B$  oder  $C$  den größten Flächeninhalt aufweist. Man verlängert  $D D'$  und schneidet die Flächeninhaltsgeraden. Da der höchstliegende Schnittpunkt  $D''$  auf der Geraden  $A_1 A'$  liegt, so ist daher von den drei angereihten Rechtecken jenes mit der Spitze in  $A$ , also das Rechteck  $D' A' A D_1$ , das größte. In gleicher Weise läßt sich nachweisen, daß dem Rechteck  $O E' E E''$  das Rechteck  $E' B' B E_1$  als größtes angereiht ist und daß zu dem Rechteck  $O F' F F''$  das größte angereiht Rechteck  $F' C' C F_1$  gehört.

Werden die Punkte  $A', B', C'$  usw. in beliebiger Anzahl und in unendlich kleinen Abständen angeordnet, so liegen die höchsten Punkte  $D'', E'', F''$  usw. auf einer Kurvlinie, die als Einhüllende der Strahlen  $A' A_1, B' B_1, C' C_1$  usw. erhalten werden kann. Weiter erhält ohne weiteres, daß zu einem Rechteck das größte angereihte Rechteck, welches nunmehr als zugeordnetes Rechteck bezeichnet werde, gefunden werden kann, indem von der Spitze des Rechteckes eine Lotrechte bis zu der oben erwähnten Kurvlinie gezogen wird, in dem so erhaltenen Schnittpunkt eine Berührende errichtet wird, welche dann in der Achse  $x-x$  den Endpunkt des zugeordneten Rechteckes herausausschneidet.

Für die zufolge Abb. 7 sich ergebenden unten angereihten größten Rechtecke wird in gleicher Weise eine einhüllende Kurvlinie gezeichnet, die in der Abb. 7 links dargestellt ist.



Alle Rechte vorbehalten.

## Zur Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Prof. a. d. Technischen Hochschule zu Berlin.

**Übersicht:** Es werden die Forderungen erörtert, die entsprechend den Voraussetzungen der Theorie an die Bauart von Knickmaschinen zu stellen sind, ferner die Mängel ausgeführter Maschinen und die Mittel, sie zu vermeiden.

Seit den theoretischen und versuchstechnischen Arbeiten Bau-schingers, Engeßers und v. Tetmajers ist eine Reihe von wissen-schaftlichen Arbeiten über die Knickfrage erschienen — um nur einige der wichtigsten zu nennen, die von v. Kármán, Müller-Breslau und Zimmermann — und eine große Zahl von Knickversuchen ausgeführt worden, u. a. von Müller-Breslau<sup>1)</sup> und dem Deutschen Stahlbau-Verbande<sup>2)</sup>. Die Knickfrage des einteiligen und zum Teil auch die des mehrteiligen Stabes darf hiernach im allgemeinen als gelöst angesehen werden, und es mag manchem eine Erörterung über die Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen verspätet erscheinen. Daß die versuch-technischen Arbeiten auf diesem Gebiete aber noch nicht abgeschlossen sind, beweist die Tatsache, daß die Versuchsanstalt für Luftfahrt kürzlich eine 100 t-Knickmaschine beschafft hat und Japan eine solche von 1000 t.

Die Flugzeugindustrie verwendet andere Baustoffe als das Bauwesen, die eine Prüfung verlangen, und die Entwicklung der Schweißtechnik wird uns bald neue Querschnittsformen bringen, die ihrer Eigenart besser angepaßt sind, und die eine versuchstechnische Prüfung erforderlich machen.

Unter diesen Umständen scheint es angebracht, eine Frage zu erörtern, deren richtige Lösung für die wissenschaftliche Wertung von Knickversuchen von Wichtigkeit ist, und die in vielen Fällen nicht genügende Beachtung gefunden hat.

### 1. Welche besonderen Forderungen sind an die Bauart von Knickmaschinen zu stellen?

Während die Baustoffprüfmaschinen in den letzten Jahrzehnten in der Gesamtanordnung, in bezug auf Zugänglichkeit der einzelnen Teile und in den Einspannvorrichtungen erheblich verbessert worden sind, kann man das von Knickmaschinen nicht in demselben Maße sagen. In jenen werden Druckversuche nur an Probekörpern von geringer Höhe ausgeführt; da genügt es durchaus, eine Druckplatte in einer Kugelfläche zu lagern, um sie so einstellen zu können, daß beide Druckflächen des Probekörpers satt anliegen. Für eine Knickmaschine genügt das bei der Eigenart des Knickproblems nicht, hier sind weitergehende Bedingungen zu erfüllen.

Für die „schlanken“ Stäbe, die im elastischen Bereich, d. h. bei einer Spannung unterhalb der Proportionalitätsgrenze knicken, ist heute

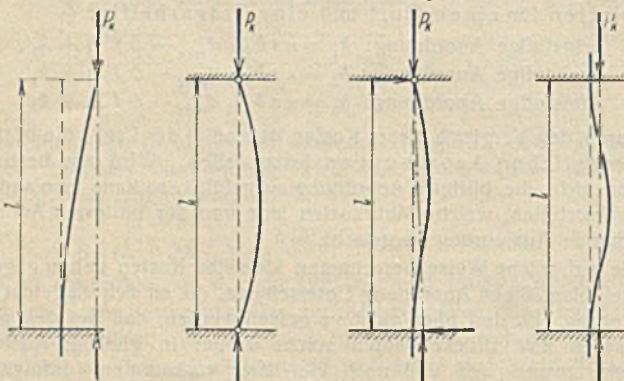


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

allgemein die Eulerformel als richtig anerkannt. Sie lautet für die in Abb. 1 bis 4 dargestellten vier Fälle der Lagerung der Stabenden und für Stäbe mit konstantem Trägheitsmoment  $J$ :

Fall	Knicklast $P_k$	Knickspannung $\sigma_k$
Fall 1. ein Stabende starr eingespannt, das andere frei . . . . .	$\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{EJ}{l^2}$	$\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{E}{l^2}$
Fall 2. beide Stabenden gelenkig gelagert . . . . .	$\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$	$\pi^2 \cdot \frac{E}{l^2}$
Fall 3. ein Stabende starr eingespannt, das andere gelenkig gelagert . . . . .	$2\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$	$2\pi^2 \cdot \frac{E}{l^2}$
Fall 4. beide Stabenden starr eingespannt . . . . .	$4\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$	$4\pi^2 \cdot \frac{E}{l^2}$

<sup>1)</sup> Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Bauing. 1926, Heft 51 u. 52.

<sup>2)</sup> Rein, Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Springer, Berlin 1930.

Aus diesen Formeln geht hervor, von wie großem Einfluß die Art der Lagerung der Stabenden auf die Knicklast bzw. Knickspannung ist. Diese Größen verhalten sich je nach der Art der Lagerung wie 1:4:8:16.

Die Formeln gelten

- im Falle 1 etwa für  $\lambda > 50$
- „ „ 2 „ „  $\lambda > 100$
- „ „ 3 „ „  $\lambda > 140$
- „ „ 4 „ „  $\lambda > 200$ .

In Abb. 5 ist die Knickspannungslinie nach Euler für den am häufigsten vorkommenden Fall 2 und ein  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  eingetragen; sie gilt für alle Baustähle.

„Gedrungene“ Stäbe, deren Schlankheitsgrad unterhalb der angegebenen Grenzen liegt, knicken bei einer Spannung, die oberhalb der

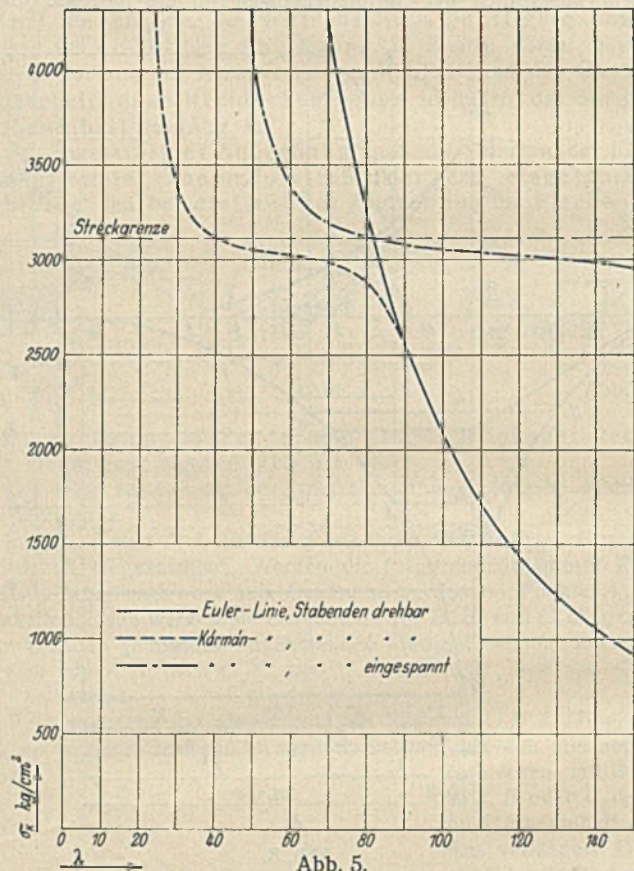


Abb. 5.

Proportionalitätsgrenze liegt, sie gehören dem „unelastischen Bereich“ an und verhalten sich grundsätzlich anders.

Kármán hat für einen Stahl von  $6,8 \text{ t/cm}^2$  Zugfestigkeit und einer Quetschgrenze von etwa  $3,25 \text{ t/cm}^2$  die Knickspannungslinie ermittelt und durch sehr sorgfältig ausgeführte Versuche bestätigt gefunden. Rein hat sie auf Grund gleichfalls sehr sorgfältiger Versuche und eines verfeinerten Berechnungsverfahrens für Stahlsorten mit ausgeprägter Streckgrenze — St 37, St 48 und St Si — ermittelt. Etwa bei  $\lambda = 40$  ist die Knickspannung nach Kármán gleich der Quetschgrenze, die sich von der leichter zu bestimmenden Streckgrenze im allgemeinen nur sehr wenig unterscheidet, und etwa bei  $\lambda = 90$  geht die Linie tangential in die Eulerlinie über.

In Abb. 5 ist für St 48 als Beispiel — Streckgrenze  $3,12 \text{ t/cm}^2$  — angenähert die Knickspannungslinie nach Kármán für Fall 2 eingezeichnet. Die Kármánlinie für dasselbe Material und Fall 4, beide Stabenden eingespannt, ist gleichfalls eingetragen; man erhält sie, wenn man die Ordinaten der Kurve für Fall 2 über den doppelten Abszissen aufträgt.

Während auf die Stäbe im elastischen Bereich eine geringe Einseitigkeit des Lastangriffs nahezu ohne Einfluß ist, sind nach Kármán die Stäbe des unelastischen Bereichs gegen einseitige Belastung außerordentlich empfindlich, so daß schon eine Abweichung der Druckrichtung von der achsrechten Lage um nur  $\frac{1}{200}$  der Stabdicke ein merkliches Sinken der Knickspannung zur Folge hat.

Hiernach ergeben sich für den Bau von Knickmaschinen zunächst zwei Forderungen:

1. Vornehmlich mit Rücksicht auf die Stäbe des elastischen Bereichs muß die Lagerung der Stabenden einem der Fälle 1 bis 4 entsprechen. Da sich infolge der Elastizität des Baustoffs der Maschine eine starre Einspannung nicht verwirklichen läßt, kommt nur Fall 2 in Frage: die Stabenden sind gelenkig drehbar zu lagern.
2. Wegen der Empfindlichkeit der Stäbe des unelastischen Bereichs gegen Einseitigkeit der Belastung muß genaueste achsrechte Belastung angestrebt werden.

Da die angeführten Formeln, deren Richtigkeit durch den Versuch geprüft werden soll, nur eine in Richtung der Stabachse wirkende Druckkraft voraussetzen, müssen anders gerichtete Kräfte, wie sie z. B. bei liegenden Maschinen infolge des Eigengewichts der Stäbe auftreten, ausgeschaltet werden. Das führt zu der dritten Forderung:

3. Die Maschine muß stehend angeordnet werden, so daß die Stäbe in lotrechter Lage geprüft werden können.

## II. Sind diese Forderungen immer erfüllt worden?

Während die letzte Forderung bei neueren Maschinen meistens erfüllt ist, kann man das von den beiden ersten in der Regel nicht sagen, wenigstens nicht, soweit es sich um Maschinen für größere Kräfte handelt.

Ein Beispiel dafür ist die große 4500 t-Maschine des amerikanischen Bureau of Standards in Washington, die eine Knicklänge von etwa 7,5 m hat<sup>3)</sup>. Bei dieser Maschine ist die untere Druckplatte in einer Kugelfläche von etwa 1,5 m Halbmesser gelagert, während die obere Druckplatte durch das an vier Spindeln verstellbare obere Querhaupt der Maschine gebildet wird. Es fehlt hier jede Möglichkeit einer Einstellung der oberen Druckfläche, die Lagerung ist eine nahezu starre Flächenlagerung, der Stab also als oben eingespannt anzusehen. Eine Folge dieser Bauart ist, daß die Stabachse nie mit der Maschinenachse zusammenfallen kann. Denn um ein saftiges Anliegen der oberen Stabendfläche an das Querhaupt zu erreichen, ist es beim Einbau eines Stabes notwendig, ihn nach Einstellung auf der unteren Druckplatte mit dieser so weit zu neigen, bis die obere Stabendfläche parallel zur Druckfläche des Querhaupts liegt. Eine solche Neigung wird immer notwendig sein, da es nicht möglich ist, eine Stabendfläche mit mathematischer Genauigkeit senkrecht zur Stabachse herzustellen. Die Folge ist eine unsymmetrische Belastung der Maschine, die mit Biegebeanspruchungen in den Spindeln und einer Querverschiebung des Querhaupts verbunden ist. Ferner ist mit einem solchen Neigen des Stabes auch eine Querverschiebung der unteren Stabendfläche verbunden, wenn nicht der Krümmungsmittelpunkt der Kugelfläche in der Ebene der Druckfläche liegt, was hier kaum der Fall sein dürfte.

Bei dem großen Halbmesser der Kugelfläche ist mit einem selbsttätigen Einstellen der unteren Druckplatte unter Druck nicht zu rechnen; die Lagerung des unteren Stabendes ist also als eine starre Verbindung mit dem Kolben anzusehen. Solange die Knicklast noch nicht erreicht und die Durchbiegung des Stabes gering ist, kann angenommen werden, daß der Kolben in seiner Führung noch etwas Spiel hat. Die Lagerung des Stabes würde also dem dritten Eulerfall entsprechen: oben Einspannung, unten Gelenk. Nimmt die Durchbiegung des Stabes weiter zu, oder knickt der Stab nun unter einer Last, die dieser Lagerung entspricht, dann kann der Kolben der zunehmenden Drehung der unteren Endtangente nicht folgen, er legt sich auf einer Seite oben, auf der anderen unten an die Führung, und die bisher gelenkige Lagerung des unteren Stabendes geht in eine Einspannung über (Abb. 6). Die Last steigt dann weiter bis zur Knicklast, die der neuen Lagerung entspricht. Dabei ist aber infolge der Elastizität des Baustoffs der Maschine die Einspannung weder oben noch unten starr, der Einspannungsgrad also unbekannt.

Eine genau achsrechte Stellung des Stabes für die ganze Dauer des Versuchs ist bei solcher Lagerung der Stäbe nicht möglich. Man kann zwar, was bei neueren Versuchen auch geschehen ist, in einem Vorversuch Dehnungen der Stabkanten oder Durchbiegungen messen und den Stab so lange verschieben, bis sich annähernd gleiche Dehnungen für alle Stabkanten oder sehr geringe Durchbiegungen ergeben; aber bei zunehmender Belastung und Durchbiegung tritt eine Verlagerung der Kraftachse ein, die immer durch die Wendepunkte der Biegelinie geht.

Die Bauart der Maschine verstößt also gegen die beiden ersten Forderungen und damit gegen den Hauptgrundsatz aller Versuchstechnik,

<sup>3)</sup> Die Maschine ist beschrieben in einer Veröffentlichung von Griffith u. Bragg, Tests of large Bridge Columns. Technological Papers of the Bureau of Standards No. 101, Washington 1918.

die Versuchsbedingungen eindeutig und den Voraussetzungen der Theorie entsprechend festzulegen.

Die Richtigkeit dieser Ausführungen wird bestätigt durch eine größere Versuchsreihe von Knickstäben, über die in einer Veröffentlichung von Tuckermann und Stang in den Technological Papers of the Bureau of Standards No. 328 von 1926/27 und in einer solchen von Professor Müllenhoff: Die Versuche des amerikanischen Bureau of Standards an großen Säulen mit H-Querschnitt, im Bauing. 1929, Heft 5/6 berichtet worden ist. Die geprüften Stäbe waren teils schwere Breitflanschträger, teils zusammengesetzte Stäbe von ähnlicher Querschnittsform und -größe. Bei einer größeren Anzahl dieser Stäbe ergaben sich Knickspannungen, die zwischen den beiden Kármánlinien lagen, was auf teilweise Einspannung schließen läßt. Die den Berichten beigegebenen Abbildungen einiger Stäbe nach dem Versuch zeigen deutlich eine Biegelinie mit zwei Wendepunkten, die das Vorhandensein einer beiderseitigen Einspannung beweist. Ein weiterer Beweis dafür ist darin zu sehen, daß sich bei diesen Stäben die Stabendflächen zum Teil von den Druckflächen abhoben, da Zugspannungen nicht aufgenommen werden konnten; die Hälfte der Flansche und der ganze Steg lagen frei, und nur durch die andere Hälfte der beiden Flansche wurde die Kraft übertragen. Dem entspricht ein Hebelarm der Last von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  der Flanschbreite, das sind bei einer Flanschbreite von 14' in diesem Falle 9 bis 12 cm! Es tritt hier also ein beträchtliches Einspannungsmoment auf, das andererseits auch den Kolben stark belastet, das waagerechte Stützkräfte und Reibungswiderstände am Kolben hervorruft. Beim Erreichen der Höchstlast wurde bei einigen dieser Stäbe ein plötzliches Gleiten der Druckplatte auf ihrer Kugelfläche beobachtet, das ein schnelles Sinken der Last zur Folge hatte.

Bei einigen der gedruckenen Stäbe mit einem Schlankheitsgrade  $\lambda = 37,8$  wurde ein zweites Maximum der Knickspannung festgestellt, das über der Streckgrenze lag, während sich das erste in deren Nähe befand. Die dafür gegebene Erklärung und der Hinweis auf ähnliche Beobachtungen Kármáns und anderer Forscher befriedigt nicht, da diese Erscheinung bei Kármáns Versuchen nur bei Stäben beobachtet wurde, deren Schlankheitsgrad erheblich unter 40 und deren Knickspannung nach seiner Formel nicht unwesentlich über der Streckgrenze lag. Bei Stäben mit  $\lambda \sim 40$ , für die seine Knickspannungslinie eine Knickspannung von der Höhe der Streckgrenze gibt, trat diese Erscheinung nicht auf. Sie rührt bei den amerikanischen Stäben zweifellos von dem oben erörterten Übergang der Stützung vom dritten zum vierten Eulerfall her.

Das bereits oben erwähnte, bei einseitiger Belastung auf den Kolben wirkende Moment hat noch einen weiteren Übelstand zur Folge. Da der Wasserdruck den Kolben nur achsrecht belasten kann, muß dieses Moment in voller Größe durch waagerechte Stützkräfte  $H$  aufgenommen werden, die die Führung auf den Kolben ausübt (Abb. 6). Da dieser sich in einer dauernden Aufwärtsbewegung befindet, treten infolgedessen an den Berührungsstellen mit der Führung Reibungswiderstände auf, die bei der Art der Kraftmessung in diese eingehen. Die angezeigte Kraft ist also um den Betrag dieser Reibungskräfte größer als die Kraft, die auf den Stab wirkt. Diese Kräfte ihrer Größe nach genau zu bestimmen, ist sehr schwierig, jedenfalls sind sie durch das übliche Eichverfahren unter Verwendung eines achsrecht eingebauten Kontrollstabes nicht zu ermitteln. Sie dürften bei großen Hebelarmen des Kraftangriffs zweifellos einige Prozente der Druckkraft betragen.

Bei deutschen Knickmaschinen hat man in der Regel den Fehler vermieden, der bei der Maschine des Bureau of Standards in dem Fehlen einer oberen einstellbaren Druckplatte liegt. Man kann also hier immer die Stabachse in die Maschinenachse einstellen. Aber die Mängel, die sich aus der Lagerung der Druckplatten in Kugelflächen ergeben, bestehen auch hier: die nicht eindeutige Lagerung und die Ungenauigkeit der achsrechten Belastung. Wenn auch hier die Halbmesser der Kugelflächen entsprechend den geringeren Höchstlasten — stehende Maschinen für mehr als 1000 t dürften kaum vorhanden sein — erheblich kleiner sind, so betragen sie doch immerhin einige Dezimeter und ein solches Maß schließt ein selbsttätiges Sicheinstellen unter Druck aus.

Ist  $r$  der Halbmesser der Kugelfläche und  $\mu$  die Reibungszahl der Ruhe, dann ist das Moment der Reibung unter einer Last  $P$  angenähert

$$M_R = \mu P r.$$

Das Einspannungsmoment des Stabes ist bei einer Durchbiegung  $f$  im Höchstfalle starrer Einspannung

$$M_E = P \cdot \frac{f}{2}.$$

Damit Gleiten in der Kugelfläche eintritt, muß

$$M_E > M_R,$$

also  $f > 2 \mu r$  sein.

Für  $\mu = 0,1$  und  $r = 200$  mm z. B. würde sich hiernach ein Mindestwert für  $f$  von 40 mm ergeben. Bei kleinerem  $f$  würde noch kein Gleiten eintreten, erst bei größerem  $f$  würde sich die Druckplatte einstellen. Bei nahezu achsrechtem Einbau beträgt aber selbst bei Knicklängen von

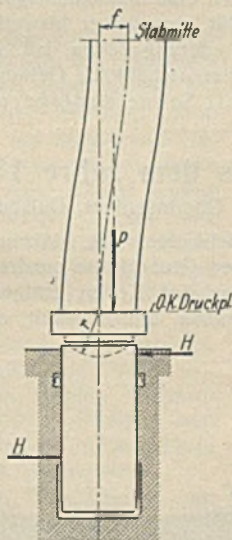


Abb. 6.

5 bis 6 m die Durchbiegung im Augenblick des Ausknickens erheblich weniger. Auch bei kleineren Werten von  $\mu$  und  $r$  wäre immer eine ziemlich erhebliche Durchbiegung notwendig, um eine Bewegung der Druckplatte einzuleiten. Der Zustand des zweiten Eulerfalles, der ein selbsttätiges Sicheinstellen der Druckplatte vom Beginn der Belastung an erfordert, ist hiernach mit Druckplatten, die in Kugelflächen gelagert sind, nie zu verwirklichen.

III. Wie kann man diesem Mangel abhelfen?

Die Möglichkeit, den Zustand des zweiten Eulerfalles nahezu vollkommen zu erreichen, bietet einzig und allein die Schneidenlagerung oder die Spitzenlagerung, von denen aber die letztere nur für kleine Kräfte in Frage kommt. Diese Tatsache haben alle namhaften Forscher erkannt und daraus die Folgerungen gezogen. Auch bei den jüngsten Versuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, über die Professor Rein a. a. O. berichtet hat, wurden auf seine Veranlassung Druckplatten mit Schneidenlagerung verwendet, und zwar in einer von Professor Panzerbieter angegebenen Bauart, bei der die Stabendfläche in Höhe der Schneide lag, so daß das sonst durch die Druckplatte gebildete schädliche „starre Stabende“ vermieden werden. Der erste, der die Schneidenlagerung für große Kräfte angewendet hat, war Müller-Breslau, der im Jahre 1912 zur Prüfung seiner Theorie der Knickfestigkeit mehrteiliger Stäbe für die ihm unterstellte Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen eine stehende 500 t-Maschine mit Schneidenlagerung beschaffte. Die Schneiden dieser Maschine haben eine Länge von 600 mm und sind nach einem Halbmesser von 5 mm abgerundet; sie haben sich bei den vielen Versuchen, die in dieser Maschine schon gemacht worden sind, durchaus bewährt. Bei der letzten Versuchsreihe<sup>4)</sup> mit Rahmenstäben aus St 48, die bei einer Knicklänge von 5 m einen Querschnitt von 96,6 cm<sup>2</sup> besaßen — sie bestanden aus  $\square 26$  — gelang es, die Mehrzahl der Stäbe nahezu achsrecht mit einem Fehlerhebel von weniger als 0,25 mm einzubauen. Das ist eine Genauigkeit, die in keiner anderen Maschine ähnlicher Größe erreichbar ist.

Da auf einer Schneide gelagerte Platten nur durch Drehung um diese einstellbar sind, und die Stabendflächen nie genau senkrecht zur Stabachse, also bei achsrechtem Einbau des Stabes auch nie genau parallel zur Schneide liegen, ist es notwendig, besondere Maßnahmen zu treffen,

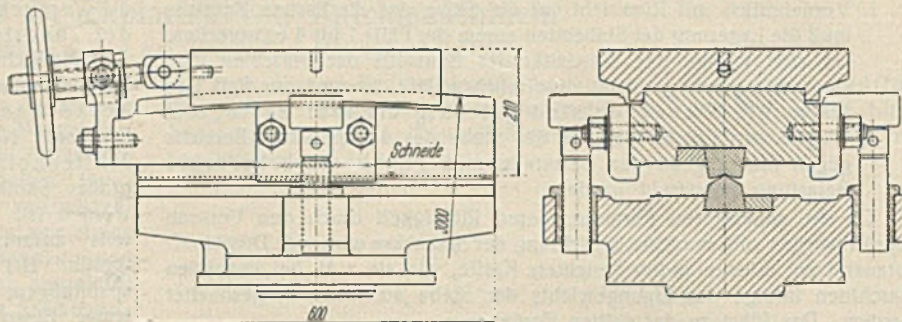


Abb. 7. Verbesserte Schneidenlagerung.

um auch in der Schneidenrichtung ein gleichmäßiges Anliegen des Stabes an die Druckflächen zu erreichen. Dazu ist bei dieser Maschine nach dem Vorschlage des Verfassers die Druckplatte in zwei Teile zerlegt worden, die sich in einer Zylinderfläche großen Halbmessers berühren, deren Achse im Grundriß senkrecht zur Schneide liegt (Abb. 7). Dadurch ist es möglich, die Druckfläche einerseits um die Schneide und andererseits um die Zylinderachse durch Verschieben längs der Zylinderfläche zu drehen, sie also in jede beliebige gegen die Horizontalebene schwach geneigte Lage und damit zum gleichmäßigen Anliegen an die Stabendfläche zu bringen. Die Drehung um die Schneide geschieht durch Stellschrauben, die beiderseits der Schneide sitzen, und die Verschiebung längs der Zylinderfläche mittels einer tangential angeordneten Spindel mit Handrad. Bei dieser Bauart läßt sich die Bauhöhe der Druckplatte niedrig halten, so daß das durch die Druckplatte gebildete starre Stabende so kurz wie möglich ausfällt.

Im Intervall etwa von  $60 < \lambda < 90$  ist der Abstand der beiden Kärmanlinien am kleinsten; in diesem Bereich ist danach der Einfluß des Einspannungsgrades verhältnismäßig gering, so daß für rohe Versuche der Praxis in diesem Bereich auch eine Maschine mit Kugelflächenlagerung Verwendung finden könnte. Für kleinere und größere Schlankheitsgrade ist der Einfluß des Einspannungsgrades aber, wie Abb. 5 zeigt, sehr bedeutend.

Die Müller-Breslau'sche Maschine hat den Nachweis erbracht, daß sich eine Schneidenlagerung auch für große Kräfte einwandfrei ausbilden läßt, was früher bisweilen bestritten wurde. Man muß daher heute die Forderung stellen, daß für Knickversuche auch mit größeren Stäben, die auf wissenschaftliche Geltung Anspruch machen, nur stehende Maschinen mit Schneidenlagerung verwendet werden.

<sup>4)</sup> Ein Bericht darüber ist erschienen im Bauing. 1931, Heft 28.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein Stahlskelettbau aus dem Jahre 1890.

Von Dipl.-Ing. E. Teichmann, Oberingenieur, Duisburg.

Der Stahlbau-Ingenieur begegnet bei Besprechungen mit Bauherren, Architekten und Unternehmern oft der Ansicht, daß der Stahlskelettbau eine neue, noch uncrprobte Bauweise sei, der man mit einem gewissen Mißtrauen begegnen müsse, solange nicht die Beständigkeit des Stahlskeletts, insbesondere gegen korrodierende Einflüsse, sich an den in den letzten Jahren ausgeführten Bauten erwiesen habe. Diese irrige Auffassung verhilft nicht selten anderen Bauweisen auch dort zur Anwendung, wo das Stahlskelett den Vorzug erhalten müßte. Immer wieder muß man deshalb darauf hinweisen, daß zahlreiche Stahlskelettbauten seit Jahrzehnten bestehen und sich bewährt haben. Als ein besonders schönes und überzeugendes Beispiel sei hier ein Gebäude beschrieben, das im Jahre 1890 errichtet wurde und — nach dem Urteil seiner Besitzerin — heute noch allen Anforderungen durchaus gerecht wird: das Elblagerhaus in Magdeburg.



Abb. 1. Elblagerhaus Magdeburg; Aufnahme aus dem Jahre 1890.

Abb. 1 zeigt eine Aufnahme, welche während der in die Jahre 1890/91 fallenden Bauzeit gemacht wurde.

Der am Ufer der Elbe stehende Speicher hat 25 m Tiefe und 90 m Länge; er bedeckt also eine Gesamtfläche von 2250 m<sup>2</sup> (Abb. 2). Zwei äußere und vier innere Stützenreihen laufen parallel zur Längsachse des

Gebäudes. Die Stützen jeder Reihe stehen in 5 m Abstand, so daß sie den Grundriß in quadratische Felder einteilen. Der 30 m lange Mittelbau hat Keller, Erdgeschoß, sechs Obergeschosse und einen Lüftungsaufbau und erreicht eine Höhe von 31,5 m; die beiden Seitenteile haben außer Keller und Erdgeschoß fünf Obergeschosse.

Die Kellerstützen sind eigenartigerweise aus Gußeisen gefertigt; sie haben kreisrunden Querschnitt von 400 mm äußerem Durchmesser und 50 mm Wandstärke. Vom Erdgeschoß an bauen sich auf ihnen aus Universaleisen und Winkeln zusammengesetzte Stützen von I-förmigem Querschnitt auf, welche in den oberen Stockwerken der geringeren Belastung entsprechend schwächer gehalten sind. In Abb. 3 ist ein solcher Stützenzug dargestellt.

Die Unterzüge aller Decken liegen in der Richtung der Querachse des Gebäudes; sie sind paarweise zu beiden Seiten der Stützen angeordnet und ruhen, wie Abb. 3 zeigt, auf Konsolen. Im Kellergeschoß bestehen die Unterzüge aus I 45, in den übrigen Stockwerken aus I 36. Die eigentliche Deckenkonstruktion ist in den verschiedenen Stockwerken verschieden ausgeführt. Die Kellerdecke ist massiv in preußischen Kappen zwischen I-Trägern ausgebildet. Zu

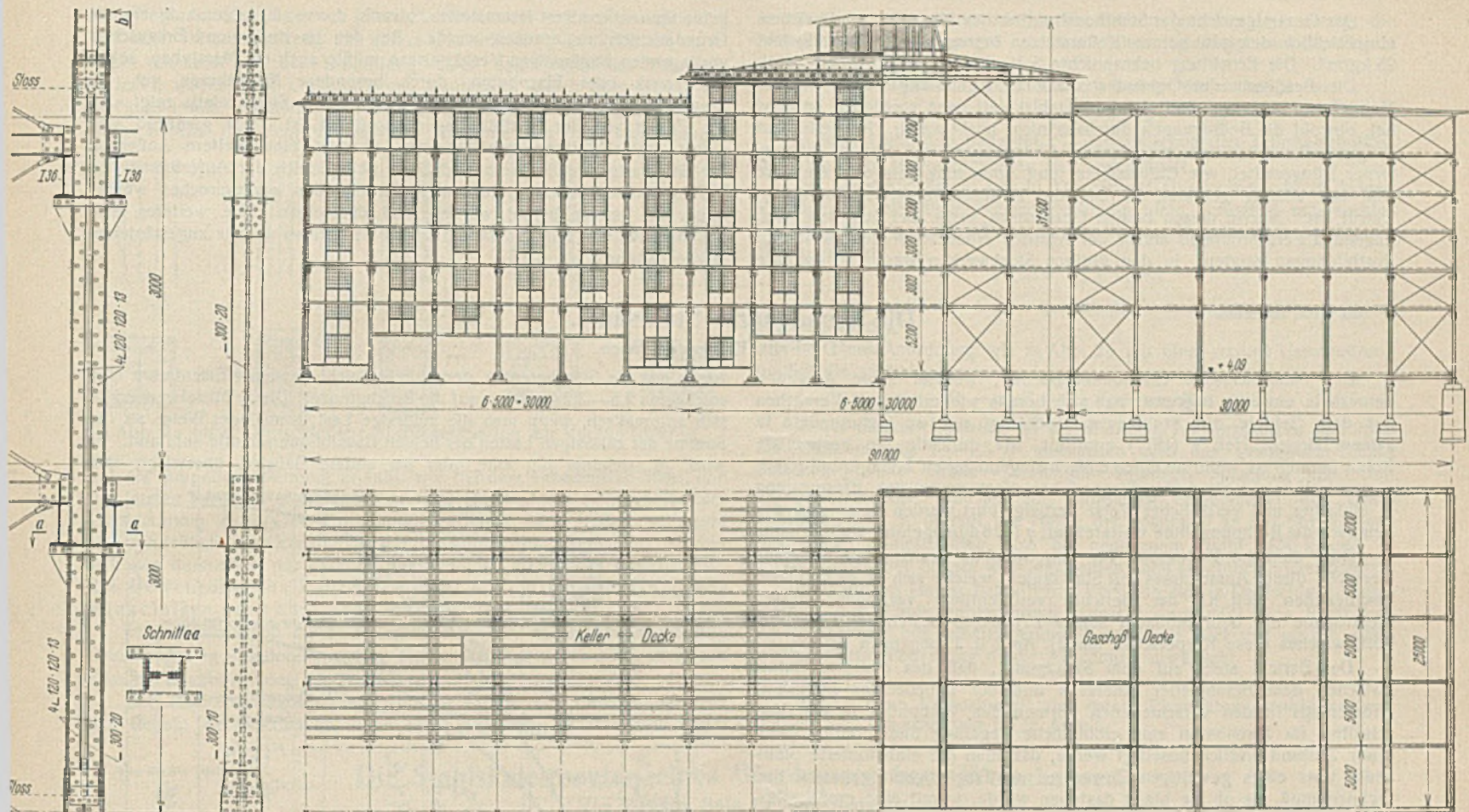


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

diesem Zweck wurden auf die oben erwähnten Unterzüge in der Längsrichtung des Gebäudes I-Träger verlegt, welche einen gegenseitigen Abstand von 800 bis 900 mm haben; zwischen diesen Trägern wurden die Kappen mit Backsteinen eingewölbt. Auf den Kappen sind 80/100 starke Lagerhölzer verlegt, welche einen 50 mm starken Bohlenbelag tragen. Alle übrigen Decken sind Holzbalkendecken. Auf den Unterzügen liegen in der Längsrichtung des Gebäudes kräftige Balken von 240/280 Querschnitt in rd. 650 mm Abstand. Sie tragen einen 50 mm starken Bohlenbelag. Das Dach wurde mit Pappe auf Holzschalung, hölzernen Sparren und Pfetten eingedeckt.

Bei den Treppenanlagen wurden Treppentwangen und Podestträger aus I-Profilen hergestellt, hierauf wurden die Podeste in Backsteinen eingewölbt, die Treppenstufen aufgemauert.

Die Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit  $\frac{1}{2}$  Stein starker Ausmauerung, äußerer Verblendung und gußeisernen Fenstern. An der Wasserseite steht die äußere Stützenreihe auf der Kaimauer. Die Längswand des Erdgeschosses ist hier um 5 m, also bis in die zweite Stützenreihe zurückgesetzt, so daß die Uferstraße gewissermaßen als Laubengang durch das Gebäude hindurchgeführt ist. Die Längswand der oberen Stockwerke steht in der Flucht der äußeren Stützenreihe und wird von Unterzügen getragen. Die übrigen Wände sind als verblendete Fachwände vom Flur bis zur Traufe durchgeführt.

Zu erwähnen ist die Art, wie die Windkräfte aufgenommen wurden. Um den bei der großen Höhe und freien Lage des Gebäudes nicht unbeträchtlichen Winddruck in die Fundamente zu leiten, wurden in verschiedenen senkrechten

Heute würde man, selbst bei einem Speicherbau, den Fortfall solcher Verbände fordern. Sie hätten sich auch bei der hier beschriebenen Konstruktion mit Leichtigkeit vermeiden lassen, da man die Unterzüge, welche zu beiden Seiten der Stützen durchlaufen, in einfachster Weise mit diesen zu mehrstieligen Stockwerkrahmen hätte verbinden können. Die statischen Anschauungen der damaligen Zeit forderten offenbar eine statisch bestimmte Lagerung der einzelnen Konstruktionsteile. Auch an die Deckenkonstruktion, die sich in ihrer Einfachheit bis heute durchaus bewährt hat, würde man bei einem Neubau weitergehende Anforderungen unter dem Gesichtspunkt der Feuersicherheit stellen. Im Laufe der Jahre sind verschiedene Massivdeckenkonstruktionen entwickelt worden, deren Einbau bei diesem Bauwerk jetzt noch ohne konstruktive Änderungen möglich wäre. Unter gleichzeitiger Ummantelung der Stützen würde sich dadurch dieser vierzigjährige Stahlskelettbau ohne Änderung der Konstruktion und mit verhältnismäßig geringen Mitteln den höchsten neuzeitlichen Ansprüchen in einer Vollkommenheit anpassen lassen, wie das bei keinem in anderer Bauweise errichteten gleich alten Gebäude möglich sein würde.

Wenn uns auf dem Bilde aus dem Jahre 1890 der Speicher schlechthin modern erscheint, so hat das seinen Grund nicht nur in der äußeren Form oder in dem konstruktiven Aufbau des Gebäudes, sondern mehr noch darin, daß der Bauvorgang, den uns die Aufnahme lebendig vor Augen führt, mit unserer jetzigen Auffassung vollkommen übereinstimmt. Wir erkennen, daß das Stahlskelett frei und selbständig errichtet wurde, daß man dann Dach und Decken aufgebracht hat, wir sehen, wie das Gebäude durch Ausmauerung der Fachwände nach außen abgeschlossen wird, ohne daß irgendwelche Rüstungen notwendig sind: Das Stahlskelett bildet die Arbeitsbühnen für alle seiner Errichtung folgenden Bauvorgänge. Diese hier gewählte Reihenfolge wird heute wieder wegen ihrer zahlreichen großen Vorteile allgemein bevorzugt. Ermöglicht wurde sie erst durch die im Stahlskelettbau durchgeführte Trennung der Bauglieder in solche, welche statische Funktionen haben (Stützen und Unterzüge), und andere, welche nur raumabschließend sind (Decken und Wände). Beim Eiblagerhaus in Magdeburg ist diese Trennung bereits mit einer bewundernswerten Folgerichtigkeit durchgeführt. Der mit dem Entwurf, der Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts beauftragten Aktiengesellschaft f. Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg lagen damals schon Erfahrungen an einem ähnlichen Speicherbau vor, mit dessen Errichtung sie im Jahre 1887 in Hamburg begonnen hatte.

Abb. 3. Innenstütze.

Ebenen, sowohl in der Längs- wie auch in der Querrichtung, Verbände aus Rundstäben eingebaut, die, um ein straffes Anziehen zu ermöglichen, an den Enden mit Gewinde versehen und sorgfältig abgeschlossen sind.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Magdeburger Speichers einschließlich der gußeisernen Kellerstützen betrug 1390 t, also ungefähr 25 kg/m<sup>3</sup>. Die Errichtung beanspruchte 5 Monate.

Die Besitzerin des Gebäudes, die Elblagerhausgesellschaft in Magdeburg, bestätigt, daß sich das Stahlskelett ganz vorzüglich bewährt hat, obwohl die Bedingungen durchaus nicht leicht waren. Im Keller und Erdgeschoß werden fast ausnahmslos Chemikalien und ätzende Säuren, ferner Düngemittel, wie Chilesalpeter und Ammoniak gelagert; die Tore sind fast ständig geöffnet, so daß die Luftfeuchtigkeit ungehinderten Zutritt hat. Nur in diesen beiden Geschossen sowie bei den im Freien liegenden Fensterahmen mußte der Anstrich erneuert werden, weil sich Rostbildungen zeigten. In den übrigen Stockwerken waren so gut wie

keine Spuren von Rost festzustellen, obwohl der vor 40 Jahren aufgebrachte Grundanstrich nie erneuert wurde. Bei den im Keller und Erdgeschoß vorliegenden ungünstigen Verhältnissen müßte auch ein Massivbau, sei es Mauerwerk oder Eisenbeton, durch besondere Maßnahmen vor der Zerstörung geschützt werden. Das Verhalten des Stahlskeletts zeigt, daß die Furcht vor der Rostbildung unbegründet ist. Wie glänzend sich dieser Stahlskelettbau gehalten hat, beweist eine weitere Äußerung der Besitzerin, welche besagt, daß ihr gelegentlich der Anfertigung von Taxen stets das höchste Lob über den Stahlbau ausgesprochen wurde; ferner sei immer betont worden, daß demselben ohne weiteres eine Lebensdauer von hundert Jahren und weit darüber hinaus zugeschrieben werden könne.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die umschnürte Stahlsäule.

Von Dr. Fritz Emperger, Wien.

Der österreichische Eisenbetonausschuß, welcher seine Aufgaben keinesfalls einseitig begrenzt, hat sich bereits wiederholt mit Versuchen aus dem Gebiete des Stahlbaues beschäftigt und so insbesondere in seinem Bericht Heft V (1917) ermittelt, wie unrichtig die bestehende Praxis beraten ist, wenn sie einen einfach eingemauerten I-Träger mit  $q l^2/8$ , also aus Vorsicht als frei aufliegend berechnet, wenn eine Einspannung in einfacher und verlässlicher Weise herbeigeführt werden kann, und daß demnach die Rechnung ohne weiteres mit  $q l^2/16$  durchgeführt werden kann.

Eine ähnliche Bedeutung für den Stahlbau besitzen die neuesten Versuche dieses Ausschusses mit Stahlsäulen, welche sich in dem soeben erschienenen Heft XII der Berichte veröffentlicht vorfinden, dessen Herausgabe mit dem Jubiläum seines 25jährigen Bestehens zusammenfällt, welches diese Körperschaft am 21. April d. J. begangen hat.

Der Bericht steht auf dem Standpunkt, daß das gesamte Gebiet zwischen dem Betonpfeiler einerseits und der unbedeckten Stahlsäule andererseits in den verschiedenen Formen des Verbundes in den Vorschriften für Eisenbeton eine einheitliche Regelung finden soll, damit jener Zustand endlich beseitigt werde, daß man die einbetonierte Stahlsäule trotz eines gewaltigen Zuwachses an Tragfähigkeit genau so berechnen muß, als ob sie blank dastehen würde, womit eine große volkswirtschaftliche Verschwendung begangen wird. Der Vorschlag geschieht in Anlehnung an die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton. Weil das Bestreben hervortritt, dieses Versäumnis nachzuholen, ist es zweckmäßig, auf die auf diesem Gebiete gemachten Vorarbeiten hinzuweisen, welche vom Verfasser in der Überzeugung ausgeführt worden sind, daß die starre Bewehrung im Eisenbetonbau eine besondere Beachtung verdient. Seine Parallelversuche mit einbetonierten Säulen im Jahre 1902 wurden im Forscherheft VIII<sup>1)</sup> veröffentlicht; nachdem er im Jahre 1906 Versuche über den Querverband der Stahlsäule<sup>2)</sup> ausgeführt hatte und den Unterschied ermittelte, der sich bei einer Ausbetonierung ergibt, findet sich im Heft 3 der Berichte des österreichischen Eisenbetonausschusses eine umfangreiche Versuchsserie mit Säulen aus umschnürtem Stahl und umschnürtem Gußeisen vor. In diesem Zusammenhange hat Verfasser die Richtigkeit des von ihm in B. u. E. 1907 auf S. 172 aufgestellten Additions-gesetzes nachgewiesen und diesen Lehrsatz in den späteren Veröffentlichungen<sup>3)</sup> weiterhin ausgebildet. Eine Darstellung desselben gibt die Abb. 1, welche uns die Stauchungskurven der einzelnen Verbundstoffe und des Verbundkörpers darstellt. Wir ersehen, daß die Stauchungskurve des Verbundkörpers eine Summenkurve der Stauchungskurven der beiden Bestandteile Beton und Stahl darstellt, als deren Ergebnis die Bruchlast des Verbundkörpers sich als die Summe der Tragfähigkeiten der beiden Baustoffe herausstellt, sofern man für die nötigen Vorkehrungen, also insbesondere für die Umschnürung sorgt, welche die beiden Verbundkörper bis zum Bruch zusammenhält.

Der Bericht des österreichischen Ausschusses legt Gewicht darauf, daß die Aufgabe der Umschnürung hauptsächlich in der Erhöhung der Stauchungsfähigkeit des Betons zu suchen ist und daß erst in zweiter Linie seine Aufgabe zur Erhöhung der Gesamtfestigkeiten in Frage kommt. Wir finden den Nachweis, daß die Stauchungsfähigkeit des Betons im allgemeinen weit geringer ist, als man allgemein annimmt, und daß er dieser Nachhilfe für seine Mitarbeit bedarf. Besonders interessant sind die Ausführungen mit Bezug auf die Mitarbeit der Betonschale, d. h. jenes Teiles des Betons, welcher sich außerhalb der Umschnürung befindet.

Was nunmehr die zulässigen Lasten solcher Verbundkörper, bestehend aus einer Stahlsäule und einem umschnürten, d. h. entsprechend stauchungsfähigen Beton, betrifft, so steht der Bericht auf dem Standpunkt, daß es zweckmäßig ist, für eine derartige Säule einen Mittelwert der Sicherheit zu benutzen. Der reine Stahlbau benutzt eine Sicherheit von 2 — 1,7 (be-

zogen auf die Streckgrenze), der übliche leicht bewehrte Eisenbeton eine solche von 2,5 — 3,2 (bezogen auf die Bruchgrenze). Dieser Mittelwert ergibt sich automatisch, wenn man die zulässige Last in analoger Weise als die Summe der zulässigen Lasten der beiden Baustoffquerschnitte annimmt. Er wird, je nachdem der eine oder der andere Baustoff überwiegt, sich

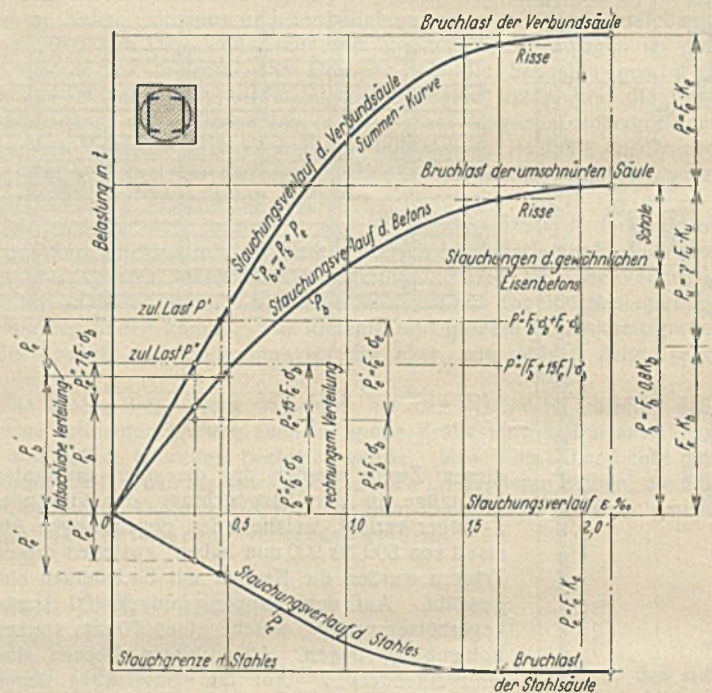


Abb. 1. Stauchungskurven der Verbundstoffe und des Verbundkörpers.

1,7 bzw. 3,2 nähern und bei einer Stahlbewehrung von 10% noch 2,4 betragen. Es bedeutet dies eine Erhöhung um etwa die Hälfte gegenüber dem reinen Stahlbau als das Mindestmaß der Erhöhung der Sicherheit.

Aus der bestehenden Abb. 1 geht der wichtige Umstand hervor, daß die rechnermäßigen und tatsächlichen Spannungen nicht übereinstimmen.

Ohne uns näher über die dabei in Betracht kommenden Gesichtspunkte auszulassen, sei darauf hingewiesen, daß außer der Sicherheit gegen den Bruch noch die Sicherheit gegen das Auftreten von ersten Rissen in Betracht kommt, und daß bei einer schwachen Umschnürung, also bei einer Anordnung, welche keine Erhöhung der Gesamtfestigkeit, herrührend vom Beton, in Betracht zieht, die Bruchlast und das Auftreten der ersten Risse nahezu zusammenfallen.

Es ist nunmehr in der Folge für die Säulenberechnung ein einheitlicher Vorschlag auf Grund dieses Additions-gesetzes zusammengestellt worden, um ihn der Kritik der Fachwelt zu unterbreiten bzw. zu veranlassen, daß durch weitere ähnliche Versuche, wie sie im Heft XII der Berichte des österreichischen Ausschusses für Eisenbeton enthalten sind, die dargelegten Anschauungen eine Überprüfung erfahren. Einer diesbezüglichen Anregung wurde durch ein umfangreiches Versuchsprogramm seitens des holländischen Beton-Vereins bereits entsprochen, und in diesem Zusammenhange finden eine ganze Reihe von Säulenversuchen in verschiedenen Ländern, so in Ungarn<sup>4)</sup>, und insbesondere veranlaßt durch den Deutschen Beton-Verein statt, so daß man auf eine baldige Klärung der Frage rechnen kann. Auch der Deutsche Stahlbau-Verein, Berlin, beabsichtigt demnächst entsprechende Versuche zur Durchführung zu bringen. Hier soll nur versucht werden, eine übersichtliche Zusammenstellung der dabei in Betracht kommenden Regelung zu geben.

<sup>4)</sup> Siehe B. u. E. 1931, S. 241.

<sup>1)</sup> Berlin 1908, Wilh. Ernst & Sohn.  
<sup>2)</sup> B. u. E. 1907, S. 101; 1908, S. 71 u. f.  
<sup>3)</sup> Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, S. 30, Berlin 1913, Wilh. Ernst & Sohn.



Wenn in der Folge von einer Stahlsäule mit einem Querschnitt  $F_e$  und einer Betonumhüllung mit einem Querschnitt  $F_b$  die Rede ist, so ist dabei zunächst an die Umhüllung einer selbsttragenden Stahlsäule gedacht, wobei diese Einbetonierung wenigstens gleich oder größer wie  $10 F_e$  sein soll. Nachdem aber eine einfache Ausbetonierung einer Stahlsäule bereits die Vergrößerung der Abstände der Querverbindungen

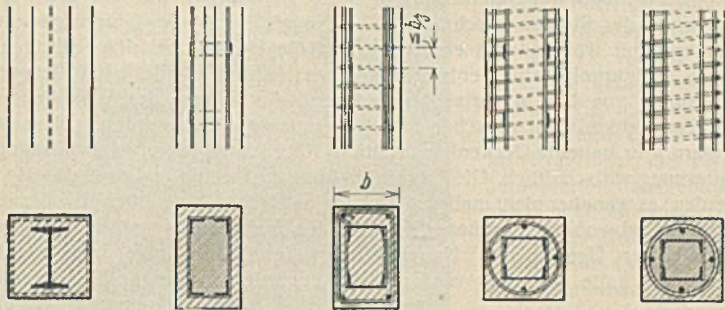


Abb. 2a bis e. Verschiedene Ausführungsarten der Verbundstützen.

auf die doppelte Entfernungen erlaubt, wie bei dem unbedeckten Stahl, und die letzten Versuche erwiesen haben, daß eine Stahlsäule innerhalb einer Umschnürung einer Querverbindung überhaupt nicht bedarf, so ergibt sich schließlich ein Grenzfall zu dem gewöhnlichen Eisenbeton, welcher sich von demselben nur dadurch unterscheidet, daß beim Eisenbeton die Bewehrung aus Rundstählen, hier aber die Bewehrung aus Winkeleisen oder ähnlichen Walzprofilen besteht.

In den folgenden Formeln bedeutet  $\sigma_b$  die im Eisenbeton erlaubte Druckspannung des Betons und  $\sigma_e$  die im Stahlbau unter mittigem Druck erlaubte Druckspannung für Stahl.

Bei einer Anordnung nach Abb. 2a erfolgt die Berechnung nach den Regeln des Stahlbaues, ohne einen Zuschlag, welcher vom Beton

herrührt, derselbe dient nur als Feuerschutz und zur Verstärkung, die Abminderung der zulässigen Last durch Knickung erfolgt nach den Regeln des Eisenbetons.

Bei einer Anordnung nach Abb. 2b beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_k'$$

In ihrer Gleichung bedeutet  $F_k'$  den zwischen den Teilquerschnitten der Stahlsäule eingeschlossenen Betonquerschnitt.

Bei einer Anordnung wie in Abb. 2c mit einer entsprechend dichten Verbügelung (ein bisher versuchstechnisch nicht genügend untersuchtes Gebiet) oder wie in Abb. 2d mit einer leichten Umschnürung beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_b$$

Es kann also der Gesamtquerschnitt der Betonumhüllung herangezogen werden.

Bei einer Anordnung wie in Abb. 2e mit einer starken Umschnürung beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_k + \gamma \sigma_u F_u$$

In der obigen Gleichung ist bei St 37  $\gamma = 1,5$  einzusetzen und muß die Umschnürung 1—1,5% ausmachen und aus gezogenem Draht bestehen.<sup>5)</sup> Die Größe  $\sigma_u$  ist die zulässige Spannung des Umschnürungsdrahtes, welcher auf Längseisen umgerechnet den Querschnitt  $F_u$  hat.  $\sigma_u$  beträgt die Hälfte der Spannung an der Streckgrenze des Umschnürungsdrahtes, also bei gezogenem Draht 1650 kg/cm<sup>2</sup>, in Zweifelsfällen der höhere Wert der beiden oben angeführten Gleichungen.

Well die im Gange befindlichen Versuche sich in Deutschland hauptsächlich mit Rundstahlbewehrung befassen, erscheint eine Ergänzung dieser Versuche mit selbsttragenden Profilen mit Rücksicht auf die volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Anordnung erwünscht.

<sup>5)</sup> Eine neue Versuchsserie des österr. Eisenbeton-Ausschusses mit 0,4—1,5% Umschnürung ist in Arbeit.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Stahlskelettbauten eines Bürohauses bzw. Wohnhauses.

Von Dr.-Ing. Béla Enyedi, Budapest.

Die in der Werkstätte bereits fertiggestellten Stahlkonstruktionen eines Bürohauses wurden infolge Änderung des Bauprogramms zur Errichtung eines Wohnhauses ohne einen erwähnenswerten Aufwand an Material und Arbeit umgebaut; dies ist ein sicherer Beweis dafür, daß die Stahlskelettbauweise eine große Anpassungsfähigkeit besitzt.

In den ersten Tagen des Monats März 1930 kam nämlich der Allgemeine Konsumverein Budapest auf Grund eines rechtskräftigen Urteils in die Lage, seine bisherigen Büroräume am 1. August, d. h. in nicht ganz fünf Monaten, verlassen zu müssen. Ein entsprechendes Gebäude, das für den Verein und seine Tochterunternehmungen zu mieten geeignet wäre, war nicht zu finden; deshalb entschloß sich der Konsumverein, ein neues Bürohaus erbauen zu lassen.

Der Konsumverein erwarb sofort ein Grundstück, VIII. Mária-Terézia-Platz 16, und bereits Mitte März waren die beauftragten Architekten, Heinrich Böhm und Oberbaurat Hermann Hegedüs, mit dem Entwurf des vierstöckigen Bürohauses fertig geworden.

Zur Fertigstellung des Bürohauses standen aber im besten Falle vier Monate zur Verfügung, da die Vergebung der Bauarbeiten wenigstens zwei bis drei Wochen Zeit erforderte. Mit Rücksicht darauf, daß binnen einer so kurzen Zeit kein Ziegelhaus erbaut werden kann, hatten die Architekten die Stahlskelettbauweise vorgeschlagen. Es stand außer Zweifel, daß das Stahlskelett äußerst schnell fertiggestellt werden kann, und da solche Wand- und Deckensysteme gewählt wurden, die schnell und gleichzeitig gebaut werden können und wenig Wasser benötigen, war es auch sicher, daß genügend Zeit zur Fertigstellung der Gewerarbeiten zur Verfügung stehen würde.

Der Bauherr war auch für die Stahlbauweise, obwohl bei dieser Gelegenheit in Ungarn zum ersten Male ein Stahlskelettbauwerk errichtet werden sollte. Er hatte aber eine unbedingte Forderung aufgestellt, daß das stählerne Bürohaus nicht teurer werden dürfe als ein Ziegelhaus. Aus diesem Grunde wurden verbindliche Angebote für beide Bauweisen eingeholt, und da es sich herausstellte, daß zwischen den Baukosten des Stahlskelett- und Ziegelhauses kein Unterschied bestand, hat sich der Bauherr für die Stahlbauweise entschieden. Unter diesen Umständen hat der Verein die großen Vorteile der modernsten Bauweise ohne jedweden Gegenwert erhalten. Die Wände sind nämlich in jedem Stockwerk von gleicher Stärke, die freie Nutzfläche ist daher bedeutend größer; es wird weniger Wasser in das Gebäude hineingetragen, daher trocknet es schneller aus; die Standicherheit wird infolge des zusammenhängenden Skeletts gegen die Erschütterungen des Straßenverkehrs und Erdbeben größer usw.

Die Stahlkonstruktion wurde der Fabrik Ludwig Márkus und die Bauarbeiten der Baugesellschaft Planum übergeben. Als Ende April

die Fundamente für die Stützen fertiggestellt waren und mit der Montage angefangen werden sollte, hat der Verein die Bauarbeiten einstellen lassen, weil er inzwischen mit dem Hausbesitzer vereinbart hatte, seine alten Büroräumlichkeiten weiter beizubehalten. Demzufolge bestand für die bis zur Montage fertiggestellte Stahlkonstruktion zunächst keine Verwendungsmöglichkeit, und der Bauherr war gezwungen, die Bauarbeiten in entsprechend abgeänderter Form fortzusetzen.

Es lag nahe, an Stelle des Bürohauses (Abb. 1) ein Wohnhaus zu erbauen, da die Wohnungsnot in Budapest noch immer sehr stark fühlbar

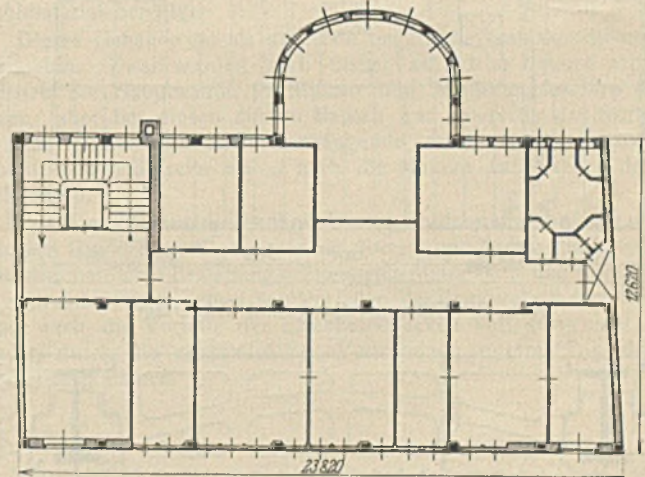


Abb. 1. Grundriß des geplanten Bürohauses.

ist. Um aber das Anlagekapital rentabel zu machen, war es unvermeidlich, das Wohnhaus mit sechs Stockwerken auszubauen.

Das Umarbeiten des Grundrisses war nicht einfach. Die Architekten mußten einerseits die Stahlkonstruktionen beibehalten, andererseits aber war es unbedingt erforderlich, in dem ganzen Hause hauptsächlich solche Kleinwohnungen (mit einem oder zwei Zimmern, höchstens mit drei Zimmern) unterzubringen, welche modernste Anordnungen und Einrichtungen aufweisen.

Die Lösung des neuen Grundrisses ist in jeder Beziehung gelungen (Abb. 2). Die Einteilung der einzelnen Wohnungen, und zwar im ersten und zweiten Stock je zwei, eine und drei Wohnungen mit drei, zwei bzw. einem Zimmer und im dritten bis sechsten Stock je vier und zwei



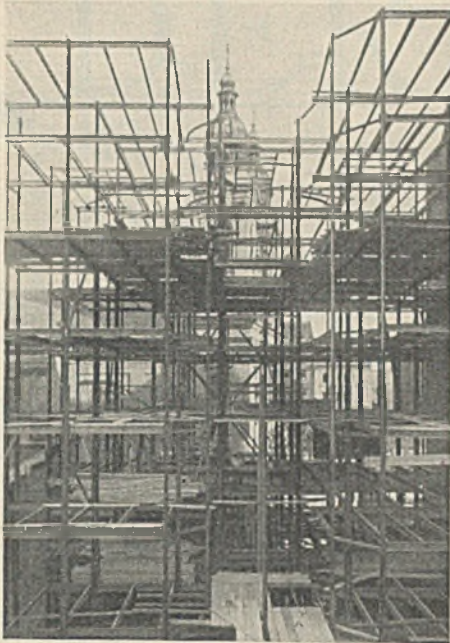


Abb. 9. Das aufgestellte Stahlskelett.

kurze Bauzeit, einer der größten Vorteile der Stahlskelettbauweise, konnte man aber nicht ganz ausnutzen, weil für die sonstigen Bauarbeiten bis zum 1. November noch vier Monate zur Verfügung standen.

Die Decken sind als zwischen Stahlträgern gespannte Eisenbetonplatten (Abb. 5) und die Balkone als Kragträger aus Eisenbetonplatten ausgebildet; das Flachdach wurde als Kieselgur-Hohlsteindecke gebaut (Abb. 4). Die Spannweite der einzelnen Steine samt Randsteinen beträgt 1,20 m; um eine große Festigkeit zu erreichen, besitzen die Hohlsteine eine gewölbartig geformte mittlere Platte, die den einzelnen Hohlsteinen eine so große Widerstandsfähigkeit verleiht, daß sie bei einer

Probelastung unter einem Gewicht von 2400 kg/m<sup>2</sup> noch nicht gebrochen sind. Das Material ist derart leicht, daß das ganze Eigengewicht der Decke ohne Bodenbelag nicht mehr als 80 kg/m<sup>2</sup> beträgt; die entsprechend große Isolierfähigkeit gegen Wärme und Schall wurde nachgewiesen, so daß diese Decke auch für das Flachdach sehr vorteilhaft zu verwenden war.

Die Durchführung der Arbeit ist äußerst einfach. Das Gefälle wurde mit magerem Schlackenbeton hergestellt und die ganze Dachkonstruktion mit dreifacher Asphaltenschicht gedeckt. Diese Dachkonstruktion hat sich gut bewährt, und sie wäre auch als Deckenkonstruktion vorteilhaft zu verwenden, wenn die Entfernung der Stahlträger wenigstens bis 1,50 m vergrößert und damit das Stahlgewicht je Quadratmeter Decke verringert werden könnte.

Die Außenmauern sind auf die Unterzüge gestellt, welche mit den Eisenbetonkonstruktionen der Decken verbunden sind. Die Mauerarbeiten wurden daher erst nach Fertigstellung der Decken angefangen. Sämtliche Außenwände sind aus Kieselgurhohlsteinen gemauert; zwischen drei bis vier Steinschichten wird immer eine waagrecht liegende Kieselgurplatte eingefügt, welche die senkrechtstehenden Hohlräume unterbricht und dadurch eine bessere Isolierung gegen Wärme- und Schallwirkungen bewirkt. Die Hohlräume für die Stahlstützen sind nachträglich mit einem leichten Bimsbeton ausgefüllt, womit das Stahlmaterial gegen Rost und Feuersgefahr gesichert ist (Abb. 10).

Die Kellermauern sind in gebrannten Ziegelsteinen ausgeführt, aber die Stahlstützen wurden auch im Keller der besseren Isolierung wegen mit einer Kieselgurplatte verkleidet und die Hohlräume mit Bimsbeton ausgefüllt.

Die einzelnen Hohlsteine sind 50 cm lang, 25 cm breit und hoch; diese Abmessungen sind sehr praktisch, und daher geht die Arbeit sehr einfach und leicht vonstatten. Der gute Anschluß an den Fenster- und Türöffnungen ist mit besonderen Formsteinen gesichert. Die Versetzung und die Befestigung der verschiedenen Kunststeinrahmen bereitete keine Schwierigkeiten (Abb. 10).

Die Wände im Erdgeschoß wurden zuletzt fertiggestellt, weil sie mit Kunststeinplatten verkleidet wurden.

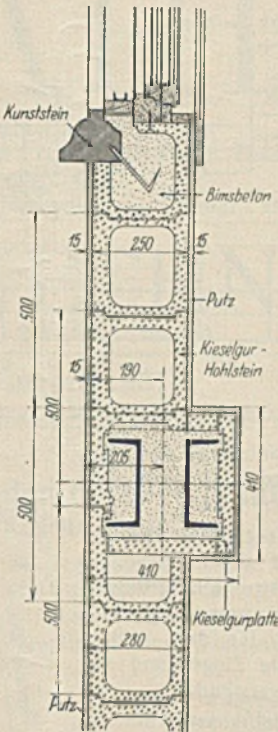


Abb. 10. Grundriß der Außenwände.



Abb. 11. Das fertiggestellte Wohnhaus.

Das Eigengewicht der Hohlwand aus Kieselgur ohne Putz beträgt nur 80 kg/m<sup>2</sup> und ermöglicht, daß die Stahlkonstruktion leicht gehalten werden kann.

Zur Durchführung der Bauarbeiten war eigentlich kein Baugerüst nötig, und ein Hängegerüst hätte gute Dienste leisten können. Da

aber in Ungarn bisher keine ähnlichen Bauwerke ausgeführt wurden, besaß hier niemand diese einfache und zweckentsprechende Ausrüstung. Daher hat die Bauunternehmung ein ganz leichtes Holzgerüst aufstellen lassen, welches für einen Aufzug und für die Fassadenarbeit usw. gedient hat. Besonders in unserem holzarmen Lande besitzt die Stahlskelettbauweise eine besondere Wichtigkeit, weil bei dem Aufbau eines 25 m hohen Baugerüsts viel Holz verbraucht wird.

Die Fassade ist einfach gehalten; das Gebäude wurde oben mit einem Kunststeingesims abgeschlossen; soweit die Außenwand nicht mit Kunststeinplatten verkleidet ist, wurde Edelputz angewendet (Abb. 11).

Der Grundriß des ganzen Wohnhauses beträgt 597 m<sup>2</sup>, und der umbaute Raum hat eine Größe von 16 170 m<sup>3</sup>; da die ganze Stahlkonstruktion (Stützen, Unterzüge, Deckenträger, Auswechslungen usw.) zusammen nur 185 000 kg wiegt, wurde je Kubikmeter umbauten Raums nur 11,50 kg Stahlmaterial benötigt.

Dieses Gebäude ist als das erste ungarische Stahlskelettbauwerk zu betrachten. Zwar wurden auch bisher zahlreiche Häuser erbaut, bei welchen die Hauptwände in Stützen und Ausfüllungsmauern aufgelöst waren; aber bei diesen älteren Bauten war einerseits das Skelett nicht als eine systematisch zusammenhängende, einheitliche Konstruktion aufgebaut, und andererseits waren auch die Mauern zum Tragen der Lasten einbezogen.

Bei dem Entwurf dieses Wohnhauses wollte man der einzig und allein richtigen Grundregel folgen, wonach überall und immer die in technischer und wirtschaftlicher Beziehung geeigneten Materialien und Konstruktionen zu verwenden sind; neben den Vorteilen der Stahlskelettbauweise wurden daher auch die Vorteile der Eisenbetondecken voll ausgenutzt, die besonders durch die ausschließliche Verwendung unseres Tonerdezements zur Geltung kamen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Eine Stahlskelett-Großgarage in Berlin-Witzleben.

Der Garagenneubau der Delta-Garagen-Betriebs-G. m. b. H. Berlin in Berlin-Witzleben, in unmittelbarer Nähe der Ausstellungshallen am Kaiserdamm, wurde als fünfgeschossige Großgarage (Kellergeschoß, Erdgeschoß und drei obere Stockwerke) geplant. Hiervon ist jetzt der 1. Bauabschnitt, d. h. das Keller- und das Erdgeschoß an der Rognitzstraße sowie ein Turmbau, fertiggestellt. Dieser Turm, der zur Zeit mit seiner Seitenfläche als Träger der Lichtklameschrift dient, wird später das Treppenhaus des höher zu führenden Gebäudes aufnehmen.

Die Garage ist auf einem unregelmäßigen Eckgrundstück errichtet, das von der Rognitz-, der Fredericia- und der Stülpnagelstraße eingefasst wird, und das, wie der Grundriß (Abb. 1) zeigt, weit umfangreicher ist, als die Frontansicht (Abb. 2) vermuten läßt.

Die beiden schematischen Schnittzeichnungen (Abb. 3), nämlich der West-Ost-Schnitt durch die Einfahrt Stülpnagelstraße und der Süd-Nord-

Schnitt durch die Einfahrt Fredericiastraße, lassen in Verbindung mit dem Grundriß deutlich die wesentlichen Einzelheiten der Anlage erkennen. Danach gelangt man in das Keller- und Erdgeschoß mit mäßigem Gefälle bzw. mit mäßiger Steigung. Da die Fredericia- und Stülpnagelstraße 4,5 m höher liegen als die Rognitzstraße, so wird man später von dort aus auch die oberen Stockwerke mit schwach ansteigenden Rampen erreichen können.

Die Sammelgaragen und Boxen gewähren gegenwärtig Platz für 250 bis 300 Wagen. Nach Vollendung des Hochbaues wird die Anlage etwa 600 Wagen aufnehmen können.

Die drei je 9 m breiten Rampenstraßen sind durch automatisch schließende Türen feuersicher getrennt. Im Falle eines Brandes können also die einzelnen Abteilungen so abgeschlossen werden, daß die übrigen nicht gefährdet sind. Die Wendeltreppen ermöglichen in jedem Fall eine

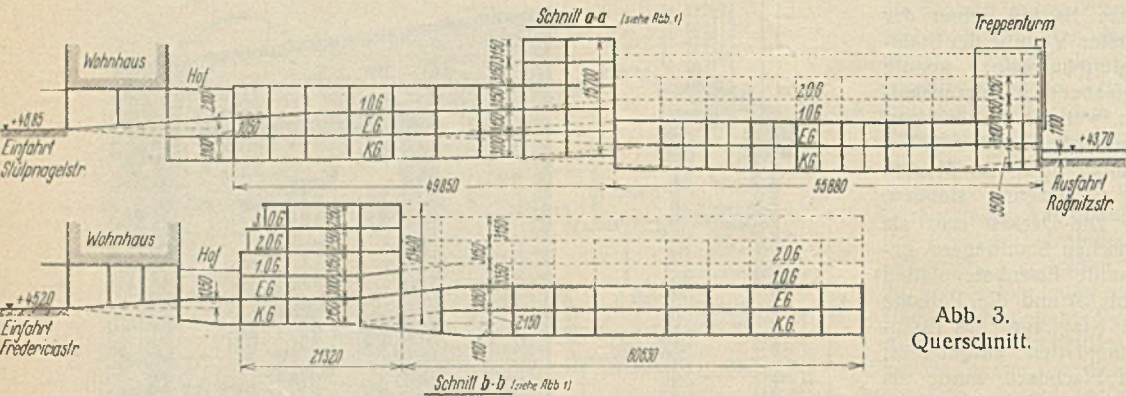


Abb. 3. Querschnitt.

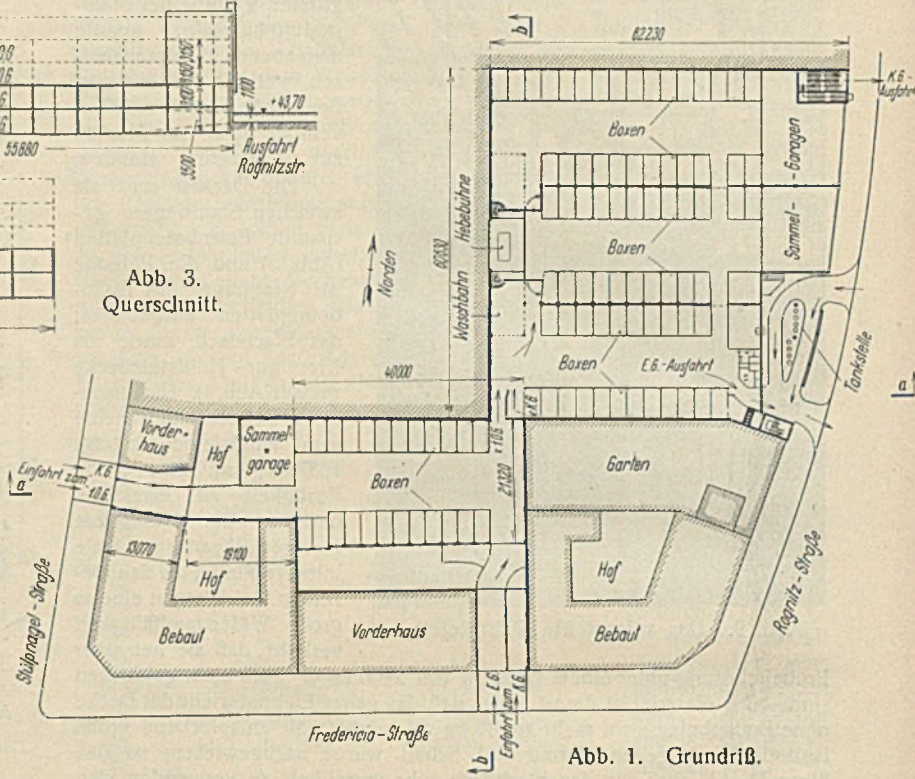


Abb. 1. Grundriß.

rettung. Außerdem sind Schlüpf-türen zur Tankstelle über die Terrassen und Treppenhäuser vorgesehen. Jedes Geschoß hat zwei Waschräume, die mit Lattenrosten versehen sind.

Die gesamte Anlage ist als reiner Stahlskelettbau geplant und der 1. Bauabschnitt als solcher ausgeführt worden (Abb. 4). Lieferung und Montage der Stahlskelettkonstruktion erfolgten durch die Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof. Der Gesamtstahlverbrauch für den 1. Bauabschnitt beträgt 400 t. Als Füllbaustoff wurde Ziegel und zur Verkleidung elfenbeinfarben glasierte Kacheln verwendet.

Das verhältnismäßig große Gewicht der Stahlkonstruktion ist darauf zurückzuführen, daß die Stützen vorgesehen sind für eine Aufstockung von drei weiteren Garagengeschossen und einer darüberliegenden Tennishalle.

Vor Beginn der Bauausführung wurde eine Vergleichsberechnung aufgestellt für die Ausführung in Eisenbeton und eine solche in Stahlkonstruktion. Dabei ergab sich, daß die Preise der Bauausführungen ungefähr gleich hoch waren. Der Bauherr entschied sich jedoch für die Ausführung in Stahlkonstruktion, weil bei der Überspannung der sehr breiten Fahrstraßen (9 m) die Eisenbetonunterzüge eine zu große Höhe erfordert hätten, so daß die Rampenanlagen steiler ausgefallen wären, als es für den Normalbetrieb zweckmäßig ist. Es ergab sich für jedes Stockwerk eine Höhensparnis von etwa 20 cm.

Die Windaussteifung des Gebäudes geschah in folgender Weise:

1. senkrecht zur Straßenfront (Rognitzstraße) durch die beiden Giebelwände und durch die im Innern des Gebäudes liegenden beiden Brandmauern;
2. parallel zur Straßenfront durch die Rückwand des Gebäudes und durch zwei senkrechte Verbände, die in den Boxen-Trennwänden liegen.

Da in der Garage nur Personenwagen untergebracht werden sollen, sind die Decken für die entsprechenden Nutzlasten (400 kg/m<sup>2</sup> bzw. für eine Radlast von 750 kg) berechnet.

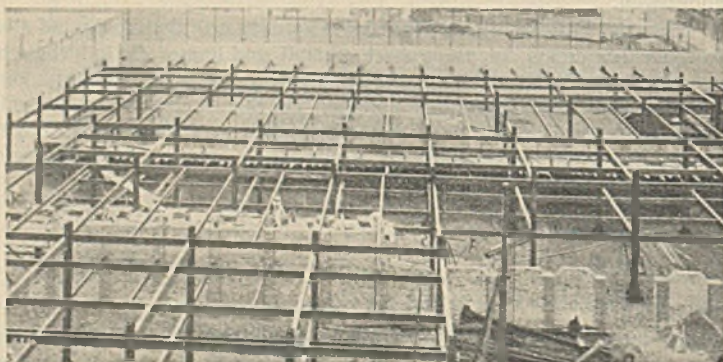


Abb. 4. Montageaufnahme.



Abb. 2. Frontansicht mit Turm.

Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des Architekten Rudolf Maté, Berlin. Die statische Berechnung ist aufgestellt von Zivilingenieur Fritz Hentschke, Berlin-Schmargendorf.

**INHALT:** Die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Gurtplattenslöbe bei geschweißten Blechträgern. — Zur Lagerung der Druckplatten von Kniekmaschinen. — Ein Stahlskelettbau aus dem Jahre 1890. — Die umschürte Stahlsäule. — Die Stahlskelettbauten eines Bürohauses bzw. Wohnhauses. — Eine Stahlskelett-Großgarage in Berlin-Witzleben.

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.

Im übrigen ist die Garage neuzeitlichen Anforderungen entsprechend eingerichtet. Vorhanden sind mehrere Hebebühnen und Kompressoranlagen, sowie Tankstellen, elektrisch betriebene Benzinpumpen und die erste geölte Stempel-Ölfontäne (Ölzapfstelle).

An der Fredericia- und Stülpnagelstraße werden je ein fünfgeschossiges Apartmenthaus mit Einfahrten zur Großgarage gebaut. Nach Beendigung dieses Bauabschnittes werden hier nur die Einfahrten und an der Rognitzstraße nur die Ausfahrten sein.