

## DIE GRUNDLAGEN DER QUERSCHNITTBEMESSUNG KREUZWEISE BEWEHRTER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

Gegen die neuen deutschen Bestimmungen für die Berechnung kreuzweise bewehrter Decken werden zwei wichtige Einwände erhoben. Es wird zunächst behauptet, daß Eisenbetonplatten mit seitenparalleler Bewehrung nach Eintritt der Ribbildung nicht mehr als verdrehungsfest angesehen und daher nicht als homogene Gebilde behandelt werden dürfen. Aus der Feststellung, daß Drillungsmomente durch die Bewehrung nicht aufgenommen werden können, wird weiterhin gefolgert, daß die kreuzweise bewehrte Decke eigentlich nicht als Platte, sondern als Trägerrost berechnet werden müßte. Die in den amtlichen Vorschriften empfohlenen Näherungsformeln würden somit nur dann eine ausreichende Sicherheit gewährleisten, wenn an Stelle der kennzeichnenden Werte  $v_a, v_b, v_c, v_d, v_e, v_f$  für alle Lagerungsarten stets die gleiche Zahl  $v = 1$  in Rechnung geführt wird.

Da sich die neuen deutschen Bestimmungen für die kreuzweise bewehrten Decken im wesentlichen auf meine Arbeiten und Vorschläge stützen, bin ich vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton um Rückäußerung ersucht worden, ob und inwieweit die vorstehenden Einwände und Schlußfolgerungen als begründet anerkannt werden müssen. Diese Frage zu klären und zu beantworten, ist der Zweck der vorliegenden Untersuchungen.

Bevor ich auf die ausführliche Erörterung der einzelnen Bemängelungen eingehe, sei eine kurze Bemerkung vorausgeschickt. Um den Einfluß der Drillungsfestigkeit auf die Tragfähigkeit richtig einzuschätzen, muß man sich vor Augen halten, daß für die Beurteilung der Anstrengung der Platte weder die von den Drillungsmomenten erzeugten Schubspannungen  $\tau_{xy}, \tau_{yx}$  noch die von den Biegemomenten hervorgerufenen Normalspannungen  $\sigma_x, \sigma_y$  an und für sich, sondern stets die resultierenden Hauptspannungen  $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$  maßgebend sind. Lediglich für die Stellen, an welchen die Normalspannungen verschwinden und die schrägen Hauptspannungen den Schubspannungen gleich sind, haben die Größen  $\tau$  ausschlaggebende Bedeutung. Wir finden diesen Spannungszustand in einem lediglich auf Verdrehung beanspruchten Zylinder und auch längs der Null-Linie eines gebogenen Balkens: bei einer ringum freiaufliegenden, gleichmäßig belasteten Platte ist dies jedoch nur an den Rändern der Fall, an allen anderen Stellen treten neben den Schub- auch Biegespannungen auf. Man darf daher aus der Verdrehungsfestigkeit der Welle oder aus der Schubfestigkeit des Balkens durchaus nicht ohne weiteres auf die Drillungsfestigkeit der Platte schließen. Die gleiche Schubspannung  $\tau$ , welche die schrägen Risse in einer Welle oder in einem Balken hervorruft, kann wohl für eine Platte ungefährlich sein, wenn die zugehörigen schrägen Zugspannungen durch ausreichend große Biegedruckspannungen herabgemindert werden.

Vergegenwärtigt man sich also, daß der Einfluß der Drillungsmomente in den Hauptspannungsmomenten bereits zum Ausdruck kommt und daß die letzteren eben für die Rib- oder Bruchgefahr maßgebend sind, so ergibt sich von selbst, daß wir nicht zu untersuchen haben, wie groß die Schubspannungen sind und wie groß die Drillungsfestigkeit ist, sondern einzig und allein, wie groß sind die resultierenden Hauptspannungen, wie ist ihr Verlauf und wie werden sie durch die kreuzweise Bewehrung aufgenommen.

### § 1.

#### Die Beanspruchung der Bewehrung.

Die Untersuchung der Festigkeit biegsamer Platten umfaßt zwei Aufgaben. Wir haben zuerst für jede Querschnittsebene das Biegemoment  $s$  und das Drillungsmoment  $t$  zu ermitteln, und sodann entweder bei vorgeschriebenen Beanspruchungen die erforderlichen Querschnittsabmessungen zu bestimmen oder aber, wenn die letzteren von vornherein gewählt werden, den Nachweis zu erbringen, daß die entsprechenden Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen verbleiben.

Um die Lösung der ersten Aufgabe zu vereinfachen, wollen wir vorbehaltlich einer späteren genaueren Prüfung als richtig unterstellen, daß die für eine isotrope Platte ermittelten Spannungsmomente sich nicht wesentlich von denjenigen unterscheiden können, welche bei gleicher Gestalt, gleicher Auflagerung und gleicher Belastung in einer Eisenbetonplatte entstehen werden. Sind unter dieser Voraussetzung für zwei aufeinander senkrecht stehende  $x, y$ -Ebenen die Biegemomente  $s_x, s_y$  und die Drillungsmomente  $t_{xy} = t_{yx} = t$  errechnet worden, so können wir für jede andere Querschnittsebene, deren Normale  $n$  den Winkel  $\alpha$  mit der  $x$ -Achse bildet, die zugehörigen Spannungsmomente  $s_n$  und  $t_n$  mit Hilfe der bekannten Formeln

$$(1) \quad \begin{cases} s_n = s_x \cos^2 \alpha + s_y \sin^2 \alpha + 2 t \sin \alpha \cos \alpha \\ t_n = t (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) - (s_x - s_y) \cos \alpha \sin \alpha \end{cases}$$

bestimmen. Der Größt- und Kleinstwert des Biegemomentes sind

$$(2) \quad \begin{cases} s_1 \\ s_2 \end{cases} = \frac{1}{2} \left\{ (s_x + s_y) \pm \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2} \right\}.$$

Die Neigung der Ebenen, in welchen diese Hauptspannungsmomente auftreten, ist durch

$$(3) \quad \tan 2 \alpha_1 = \tan 2 \alpha_2 = \frac{2 t}{s_x - s_y}$$

festgelegt, wobei

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \frac{\pi}{2}.$$

In diesen Ebenen ist  $t_n = 0$ .

In den winkelhalbierenden Schnitten zwischen diesen Ebenen erreicht das Drillungsmoment  $t_n$  die Grenzwerte

$$(4) \quad \begin{cases} t_1 \\ t_2 \end{cases} = \pm \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2}.$$

Sind  $s_1$  und  $s_2$  beide positiv oder negativ, so ist nur am unteren oder nur am oberen Rande der Platte eine Zugbewehrung erforderlich: haben jedoch  $s_1$  und  $s_2$  verschiedenes Vorzeichen, so müssen beide Ränder bewehrt werden.

Der Spannungsnachweis ist leicht durchzuführen, wenn Hauptspannungen und Eisenstäbe gleich gerichtet sind. Steht aber die Ebene, in welcher die Hauptspannungen entstehen, nicht senkrecht zu den Eiseneinlagen, so können wir uns entweder die wirklich vorhandene kreuzweise Bewehrung durch eine einzige Schar von Stäben, die senkrecht zu dieser Ebene



liegen sollen, ersetzt denken oder aber an Stelle der wirklichen Hauptspannungsmomente andere Kräftepaare, die in der gleichen Richtung wie die Eisenstäbe wirken, einführen: im ersten Falle werden Ersatzbewehrungen, im zweiten Ersatzmomente der Querschnittsbemessung zugrunde gelegt.

A. Die Ersatzbewehrung.

Nehmen wir zunächst an, daß die Bewehrung aus zwei Scharen von Stäben besteht, die parallel zur x- bzw. zur y-Achse liegen, und bezeichnen wir mit  $f_x$  bzw.  $f_y$  die Bewehrungsdichte, d. h. die auf die Querschnittsbreite  $b = r$  in der x- bzw. y-Richtung entfallende Bewehrungsmenge, so

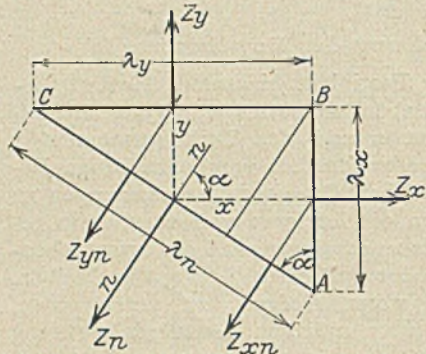


Abb. 1.

müssen wir, um die durch  $s_1$  und  $s_2$  erzeugten Spannungen errechnen zu können, die Bewehrungsdichte  $f_n$  des Querschnittes mit der Normale  $n$  ermitteln.

In den deutschen Bestimmungen wird festgelegt, daß ein Stab mit dem Normalquerschnitt  $F_c$ , dessen Längsachse den Winkel  $\alpha$  mit der Normale zur jeweiligen Schnitt-

ebene bildet, bei der Ermittlung des Widerstands- und des Trägheitsmomentes des schrägen Querschnittes mit dem Inhalt  $F_c \cos \alpha$  in Rechnung gestellt werden soll.

Denken wir uns aus der Platte ein dreieckiges Prisma ABC (Abb. 1) mit den Seitenlängen  $\lambda_x, \lambda_y, \lambda_n$  herausgeschnitten, so hat die Seite AB die Bewehrung

$$F_x = f_x \lambda_x,$$

die Seite BC:

$$F_y = f_y \lambda_y,$$

und die Schräge AC:

$$F_n = F_x \cos \alpha + F_y \sin \alpha = \lambda_x f_x \cos \alpha + \lambda_y f_y \sin \alpha.$$

Setzen wir

$$F_n = \lambda_n f_n$$

und beachten wir, daß

$$\lambda_n = \frac{\lambda_x}{\cos \alpha} = \frac{\lambda_y}{\sin \alpha},$$

so erhalten wir auch:

$$(5) \quad f_n = f_x \cos^2 \alpha + f_y \sin^2 \alpha.$$

Ist mit Hilfe dieser Gleichung die Bewehrungsdichte  $f_n$  bestimmt, so läßt sich das zugehörige Widerstandsmoment  $W_{en}$  für die Spannungsverteilung im Stadium II b in der bekannten Form

$$(6) \quad W_{en} = r_n f_n$$

darstellen und mit Hilfe der Gleichung (1) schließlich die Eisenspannung

$$(7) \quad \sigma_{en} = \frac{s_n}{W_{en}} = \frac{1}{r_n} \frac{s_x \cos^2 \alpha + s_y \sin^2 \alpha + 2t \sin \alpha \cos \alpha}{f_x \cos^2 \alpha + f_y \sin^2 \alpha}$$

errechnen. Unter  $r_n$  ist hierbei der Hebelarm der inneren Kräfte, d. h. der Abstand des Druckmittelpunktes von der Mittelebene der Bewehrung zu verstehen.

Ist  $t = 0$ , liegen also die Hauptspannungen in Richtung der x- bzw. der y-Achse, so liefert diese Formel für  $\alpha_1 = 0$ :

$$\sigma_1 = \sigma_x = \frac{s_x}{r_x f_x},$$

für  $\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$ :

$$\sigma_2 = \sigma_y = \frac{s_y}{r_y f_y}.$$

Diese Werte sind offenbar richtig, wir müssen aber noch prüfen, ob auch bei jedem anderen Spannungszustand die Formel (7) eindeutige und einwandfreie Ergebnisse liefert. Es ist nämlich zu beachten, daß, wenn die Spannungen  $\sigma_1, \sigma_2$  der Ersatzbewehrung zugleich die Hauptspannungen der wirklichen Bewehrung sein sollen, so müssen

$$(7a) \quad \begin{cases} \text{für den x-Stab:} \\ \sigma_x = \sigma_1 \cos^2 \alpha_1 + \sigma_2 \sin^2 \alpha_1, \\ \text{für den y-Stab:} \\ \sigma_y = \sigma_1 \cos^2 \alpha_2 + \sigma_2 \sin^2 \alpha_2 \end{cases}$$

sein. Führt man in diese Gleichungen die nach den Formeln (7) für  $\alpha = \alpha_1$  bzw.  $\alpha = \alpha_2$  errechneten Werte  $\sigma_1, \sigma_2$  ein, so erhält man Werte  $\sigma_x, \sigma_y$ , die mit den aus den gleichen Formeln für  $\alpha_1 = 0$  und  $\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$  abgeleiteten Größen

$$(7b) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{s_x}{r f_x}, \\ \sigma_y = \frac{s_y}{r f_y} \end{cases}$$

nicht unter allen Umständen übereinstimmen.

Ist beispielsweise

$$\begin{aligned} s_x &= 0,08 p l^2 \\ s_y &= 0,04 \quad ,, \\ t &= 0,02 \quad ,, \end{aligned}$$

$$\tan 2 \alpha_1 = \frac{0,04}{0,08 - 0,04} = 1,$$

$$\begin{aligned} \text{d. h.} \quad \alpha_1 &= \frac{\pi}{8}, \quad \alpha_2 = \frac{5\pi}{8} \\ \cos \alpha_1 &= \sin \alpha_2 = 0,92388 \\ \sin \alpha_1 &= \cos \alpha_2 = 0,38268 \end{aligned}$$

und wählt man

$$\begin{aligned} f_x &= 2 f, \\ f_y &= f, \end{aligned}$$

so erhält man nach Gl. (7)

für  $\alpha = \alpha_1$ :

$$\sigma_1 = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0,08 \cdot 0,92388^2 + 0,04 \cdot 0,38268^2 + 2 \cdot 0,02 \cdot 0,92388 \cdot 0,38268}{2 \cdot 0,92388^2 + 1 \cdot 0,38268^2}$$

$$\sigma_1 = 0,0427 \frac{p l^2}{r f},$$

für  $\alpha = \alpha_2$ :

$$\sigma_2 = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0,08 \cdot 0,38268^2 + 0,04 \cdot 0,92388^2 - 2 \cdot 0,02 \cdot 0,38268 \cdot 0,92388}{2 \cdot 0,38268^2 + 1 \cdot 0,92388^2}$$

$$\sigma_2 = 0,0357 \frac{p l^2}{r f},$$

nach Gl. (7a):

$$\sigma_x = \frac{p l^2}{r f} (0,0427 \cdot 0,92388^2 + 0,0357 \cdot 0,38268^2) = 0,0417 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = \frac{p l^2}{r f} (0,0427 \cdot 0,38268^2 + 0,0357 \cdot 0,92388^2) = 0,0367 \frac{p l^2}{r f},$$

nach Gl. (7b) hingegen:

$$\sigma_x = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0,08}{2} = 0,04 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0,04}{1} = 0,04 \frac{p l^2}{r f}.$$

Betrachtet man jetzt den Spannungszustand

$$s_x = 0,08 p l^2,$$

$$s_y = 0,04 \quad ,, \quad ,,$$

$$t = 0,02 \quad ,, \quad ,,$$

so ergibt sich für die gleichen Querschnittsverhältnisse aus den Gl. (7) und (7a):

$$\sigma_x = 0,0421 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = 0,0015 \quad ,, \quad ,,$$



aus Gl. (7b):

$$\sigma_x = 0,04 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = 0,0 \quad ,,$$

In beiden Fällen weichen die zugehörigen Werte  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  von einander ab, die Unterschiede sind aber sehr geringfügig und dürfen daher wohl als belanglos betrachtet werden.

Der Gedanke liegt nahe, die Formel (7) zu benutzen, um diejenigen Eisenmengen  $f_x, f_y$  zu bestimmen, welche bei einer vorgeschriebenen Spannung  $\sigma_e$  zur Aufnahme der Hauptspannungsmomente erforderlich sind. Wendet man diese Formel auf die beiden Hauptspannungsebenen an, so erhält man

für  $\alpha = \alpha_1$ :

$$f_x \cos^2 \alpha_1 + f_y \sin^2 \alpha_1 = \frac{s_1}{r \sigma_e},$$

für  $\alpha = \alpha_2$ :

$$f_x \cos^2 \alpha_2 + f_y \sin^2 \alpha_2 = \frac{s_2}{r \sigma_e}.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen liefert:

$$f_x = \frac{I}{r \sigma_e} \cdot \frac{s_1 \cos^2 \alpha_1 - s_2 \sin^2 \alpha_1}{\cos^2 \alpha_1 - \sin^2 \alpha_1},$$

$$f_y = \frac{I}{r \sigma_e} \cdot \frac{s_1 \cos^2 \alpha_2 - s_2 \sin^2 \alpha_2}{\cos^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_2}.$$

Da  $\alpha_2 = \alpha_1 + \frac{\pi}{2}$ , so ergibt sich auch im Einklang mit Gl. (3):

$$f_x = \frac{I}{r \sigma_e} \mu_x,$$

$$f_y = \frac{I}{r \sigma_e} \mu_y,$$

wobei

$$\mu_x = s_x + \frac{2 t^2}{s_x - s_y},$$

$$\mu_y = s_y + \frac{2 t^2}{s_y - s_x}.$$

So einfach diese Formeln auch erscheinen, so wird ihre Anwendungsmöglichkeit durch den Umstand wesentlich eingeschränkt, daß für  $s_x = s_y$  die Momente  $\mu_x, \mu_y$  unendlich groß werden: dies Ergebnis besagt, daß eine gleichmäßige und vollständige Ausnutzung der beiden Bewehrungsrichtungen in diesem Falle eben unmöglich ist.

Man darf fernerhin nicht außer acht lassen, daß eine ausreichende Übereinstimmung zwischen den Gl. (7a) und (7b) nur dann gewährleistet ist, wenn  $s_1$  und  $s_2$  das gleiche Vorzeichen haben: ist dies nicht der Fall, so wird die gleiche Bewehrung  $f_x, f_y$  durch das eine Moment auf Zug, durch das andere auf Druck beansprucht. Da die Zugspannungen aber von den Eisen allein, die Druckspannungen jedoch auch vom Beton übernommen werden, so darf die Gleichung (7), welche nur für die Zugbewehrung richtig ist, lediglich für diejenige Querschnittsebene, in welcher  $f_x$  und  $f_y$  auf Zug beansprucht sind, benutzt werden.

### B. Die Ersatzmomente.

Um eine andere Grundlage für die Querschnittsbemessung zu finden, führen wir an Stelle der wirklichen Momente  $s_x, s_y, t$  zwei Kräftepaare  $s_x', s_y'$  von solcher Größe ein, daß die zugehörigen Momente  $s_n'$  für die Querschnitte  $\alpha_1, \alpha_2$  mit den wirklichen Hauptspannungsmomenten  $s_n$  übereinstimmen sollen. Wählt man für diese Ersatzmomente die Werte

$$s_x' = s_x + 2 t \sin \alpha \cos \alpha,$$

$$s_y' = s_y + 2 t \sin \alpha \cos \alpha,$$

so ergibt sich in der Tat:

$$s_n' = s_x' \cos^2 \alpha + s_y' \sin^2 \alpha = s_x \cos^2 \alpha + s_y \sin^2 \alpha + 2 t \sin \alpha \cos \alpha = s_n.$$

Für das Wertepaar  $\alpha_1, \alpha_2$  ist entsprechend Gl. (3):

$$2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 = \sin 2 \alpha_1 = + \frac{2 t}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2}},$$

$$2 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 = \sin 2 \alpha_2 = - \frac{2 t}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2}},$$

hieraus folgt:

$$(8) \quad \begin{cases} s_x' = s_x \pm \frac{2 t^2}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2}}, \\ s_y' = s_y \pm \frac{2 t^2}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t^2}}. \end{cases}$$

Da das Vorzeichen derart gewählt werden kann, daß der absolute Wert von  $s_x', s_y'$  stets größer als derjenige von  $s_n$  und erst recht größer als derjenige von  $s_x, s_y$  ist, so erkennt man, daß, wenn diese Ersatzmomente der Querschnittsbemessung zugrunde gelegt werden, stets ein Überschuß von Sicherheit vorhanden sein wird.

Dieses Verfahren liefert zwar eine brauchbare Grundlage für die Querschnittsbemessung, gestattet jedoch, da die Größen  $s_x', s_y'$  nicht dem wirklichen, sondern einem gedachten Spannungszustand entsprechen, keinen unmittelbaren Einblick in die Spannungsverteilung. Will man ein klares Bild der Anstrengung der Platte gewinnen, so empfiehlt es sich, eine Umformung der Spannungsgleichungen vorzunehmen. Setzt man nämlich:

$$(9) \quad \begin{cases} s_x = r S_x, & t_{xy} = r T_{xy} = r T, \\ s_y = r S_y, & t_{yx} = r T_{yx} = r T, \\ s_n = r S_n, & t_n = r T_n, \end{cases}$$

so erhält man an Stelle der Gl. (1) die Beziehungen:

$$(10) \quad \begin{cases} S_n = S_x \cos^2 \alpha + S_y \sin^2 \alpha + 2 T \sin \alpha \cos \alpha, \\ T_n = T (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) - (S_x - S_y) \cos \alpha \sin \alpha. \end{cases}$$

Diese Formeln stellen die Gleichgewichtsbedingungen zwischen den Spannkraften  $S$  und  $T$  einer ebenen Scheibe dar.

Um den Zusammenhang zwischen diesen Größen und den Spannungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  besser zu veranschaulichen, ist in Abb. 2

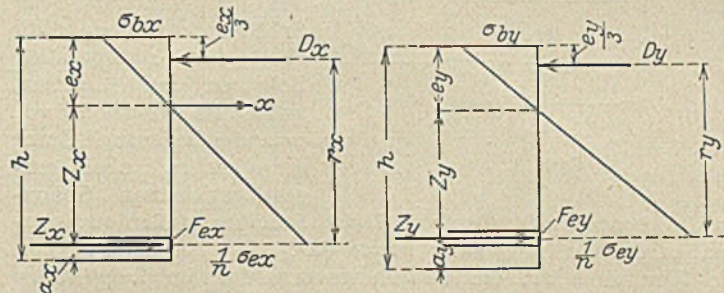


Abb. 2.

das Spannungsdiagramm für ein Moment  $M_x = b s_x$  aufgetragen. Bezeichnet man mit  $e_x$  den Abstand der Nulllinie vom oberen Rande und mit  $a_x$  den Abstand des Schwerpunktes der Bewehrung vom unteren Rande, so bestehen zwischen der Mittelkraft  $D_x$  der Druckspannungen im Beton, der Mittelkraft  $Z_x$  der Eisenzugspannungen und dem Moment  $M_x$  die bekannten Beziehungen:

$$D_x = \sigma_b x \frac{b e_x}{2} = Z_x = \sigma_e x F_x = \frac{M_x}{h - a_x - \frac{e_x}{3}}.$$

Aus dieser Gleichung erhält man auch, wenn

$$h - a_x - \frac{e_x}{3} = r_x,$$

$$D_x = Z_x = b S_x,$$

$$F_x = b f_x$$



gesetzt wird:

$$(11) \quad S_x = \frac{S_x}{r_x} = \sigma_{ex} f_x = \frac{1}{2} \sigma_{bx} e_x.$$

In der gleichen Weise ergibt sich für ein Moment  $M_y = b s_y$ :

$$(12) \quad S_y = \frac{S_y}{r_y} = \sigma_{ey} f_y = \frac{1}{2} \sigma_{by} e_y,$$

wobei 
$$r_y = h - a_y - \frac{e_y}{3}.$$

Die Formeln (11) und (12) stimmen mit den beiden ersten Gleichungen der Gruppe (9) überein, wenn

$$r_x = r_y = r$$

ist. Da sich die Größen  $r_x$  und  $r_y$  bei den üblichen Querschnitts-abmessungen und Spannungsverhältnissen nur wenig voneinander unterscheiden, so dürfen wir die vorstehende Bedingung als erfüllt annehmen und für den Mittelwert

$$r = \frac{r_x + r_y}{2} = h - \frac{a_x + a_y}{2} - \frac{e_x + e_y}{6} \approx \frac{8}{9} h_m$$

ansetzen: unter

$$h_m = h - \frac{a_x + a_y}{2}$$

ist hierbei der Abstand der Mittelebene der kreuzweisen Bewehrung vom oberen Rande zu verstehen.

Da die Kräfte  $S_x, S_y$  der Zugzone in dieser Mittelebene wirken, so folgt aus der Annahme  $r_x = r_y = r$ , daß es mit gleicher Annäherung zulässig ist, auch die Kräfte  $T$ , welche vom Unterschied zwischen den Normalspannungen benachbarter Querschnitte abhängig sind, in die gleiche Ebene zu verlegen.

Bedenkt man noch, daß jeder Zugkraft  $Z$  eine im Abstand  $r$  angreifende, gleich große Druckkraft  $D$  entspricht und daß somit alle Kräfte  $S$  und  $T$  paarweise auftreten, so erkennt man, daß es möglich ist, bei der Untersuchung der Spannungen  $\sigma_x, \sigma_y, \tau$  die Platte durch zwei parallele Scheiben zu ersetzen, welche im Abstände  $r$  von einander liegen und durch die gleichen, aber entgegengerichteten Spannkraften beansprucht werden. Diese Scheiben stellen gewissermaßen die Gurtungen der Platte dar.

Um zunächst die Spannungsverteilung im Zuggurt zu verfolgen, ist in Abb. 3 der Knotenpunkt, an dem sich zwei Stäbe 1, 2 mit den Querschnitten  $F_x, F_y$  kreuzen, gezeichnet. Diese Stäbe liegen in Richtung der  $x$ - bzw.  $y$ -Achse. Als Abgrenzung des Knotenpunktbereichs ist ein Rechteck mit den Seitenlängen  $\lambda_x, \lambda_y$  angenommen. Die Ränder dieses Bereiches werden durch die Spannkraften

$$\begin{aligned} U_1 &= S_x \lambda_x, \\ V &= T \lambda_x, \\ U_2 &= S_y \lambda_y, \\ V_2 &= T \lambda_y \end{aligned}$$

beansprucht. Die Zugkräfte  $U_1$  und  $U_2$  können unmittelbar durch die Bewehrung aufgenommen werden: hierdurch entstehen die Spannungen

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{U_1}{F_x} = \frac{S_x \lambda_x}{F_x}, \\ \sigma_y &= \frac{U_2}{F_y} = \frac{S_y \lambda_y}{F_y}. \end{aligned}$$

Setzen wir

$$(15) \quad \begin{cases} \frac{F_x}{\lambda_x} = f_x, \\ \frac{F_y}{\lambda_y} = f_y, \end{cases}$$

so ist auch

$$(16) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{S_x}{f_x} = \frac{S_x}{r f_x}, \\ \sigma_y = \frac{S_y}{f_y} = \frac{S_y}{r f_y}. \end{cases}$$

Wie werden die Kräfte  $V_1, V_2$  übertragen? Ist die Reißbildung soweit fortgeschritten, daß zwischen dem am Knotenpunkt anliegenden und dem benachbarten Beton eine Fuge längs der Linie ABCD, so müssen diese Kräfte zunächst allein vom Eisen aufgenommen werden. Die am Stabe 1 angreifenden Kräfte  $V_1$  haben, weil sie ein Kräftepaar bilden, das Bestreben, diesen Stab um den Knotenpunkt zu drehen (Abb. 4); ebenso wird durch  $V_2$  dem Stabe 2 eine Drehung

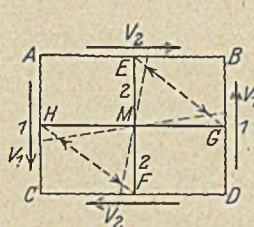


Abb. 4.

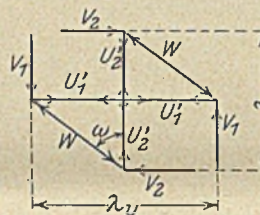


Abb. 4a.

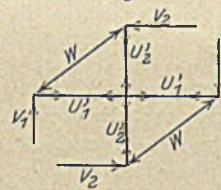


Abb. 4b.

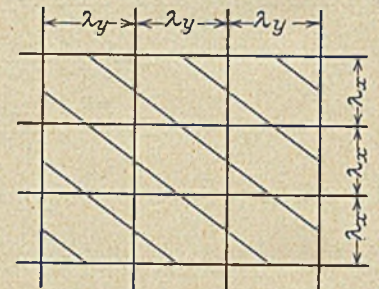


Abb. 5.

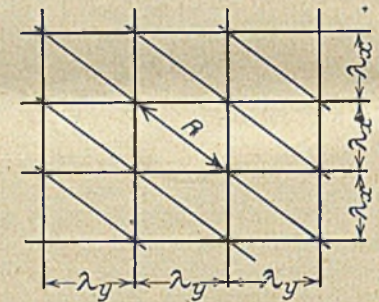


Abb. 5a.

erteilt. Da diese beiden Bewegungen entgegengerichtet sind, so wird der Beton in den Zwickeln EMG und HMF wie durch eine Schere gefaßt: er leistet aber gegen die Zerdrückung einen Widerstand und verhindert hierdurch die gegenseitige Drehung der Eisenstäbe. Die Scheibe ABCD verhält sich somit als ob in Richtung EG und HF zwei Druckstreben vorhanden wären: ihr statisches Ebenbild ist das in Abb. 4 a dargestellte Fachwerk mit den Stabkräften

$$(17) \quad \begin{cases} U_1' = V_2 = T \lambda_y \\ U_2' = V_1 = T \lambda_x \\ W = \sqrt{U_1'^2 + U_2'^2} = T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}. \end{cases}$$

Nimmt man als Seitenlängen  $\lambda_x, \lambda_y$  die Maschenweiten des Eisennetzes, so erhält der Zuggurt die in Abb. 5 veranschaulichte gleichmäßige fachwerkartige Gliederung. Man kann übrigens auch in jedem Falle an Stelle der beiden Streben, welche die Längs- und Querstäbe in der Mitte fassen, wie in Abb. 5 a angedeutet, einen einzigen Schrägstab zwischen den Ecken spannen: die Gurtkräfte  $U_1', U_2'$  bleiben hierbei unverändert, die Stabkraft des Schrägstabes ist aber jetzt

$$(18) \quad R = 2 W = 2 T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}.$$

Wenn  $t$  sein Vorzeichen und hiermit zugleich, wie aus Abb. 4 b ersichtlich, die Kräfte  $V_1, V_2$  ihren Richtungssinn



wechseln, so können auch die wirksamen Druckstreben  $W$  eine andere Lage und Richtung annehmen: Die Stabkräfte  $U_1'$ ,  $U_2'$  behalten aber die gleiche Richtung und Größe, sind also vom Vorzeichen von  $t$  unabhängig. Wir dürfen daher ganz allgemein:

$$\begin{aligned} U_1' &= \pm T \lambda_y, \\ U_2' &= \pm T \lambda_x \end{aligned}$$

setzen. Diese Stabkräfte rufen in den Eiseneinlagen die Spannungen

$$(19) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{U_1'}{F_x} = \pm \frac{T \lambda_y}{f_x \lambda_x} = \pm \frac{t}{r f_x} \cdot \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \\ \sigma_y = \frac{U_2'}{F_y} = \pm \frac{T \lambda_x}{f_y \lambda_y} = \pm \frac{t}{r f_y} \cdot \frac{\lambda_x}{\lambda_y} \end{cases}$$

hervor. Die Überlagerung der Kräfte  $U_1$ ,  $U_1'$ , bzw.  $U_2$ ,  $U_2'$  und der zugehörigen Beanspruchungen liefert im Einklang mit den Formeln (16) und (19):

$$(20) \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_x = \frac{m_x}{r f_x}, \\ \sigma_y = \frac{m_y}{r f_y}, \\ m_x = s_x \pm t \frac{\lambda_y}{\lambda_x}, \\ m_y = s_y \pm t \frac{\lambda_x}{\lambda_y}. \end{array} \right\} \text{wobei}$$

Herr Dr. Leitz, welcher zuerst die Mitwirkung und die Beanspruchung der Bewehrung bei der Aufnahme der Drillungsmomente in seiner Schrift über „Eisenbewehrte Platten bei allgemeinem Biegunszustand“ (Bautechnik 1923, Seite 155) und neuerdings in zwei Aufsätzen über den Stand der Berechnung kreuzweise bewehrter Platten (Bauingenieur 1925, Seite 920) sowie über die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten (Bautechnik 1925, Seite 717) untersucht hat, gibt für die Ersatzmomente die Formeln

$$\begin{aligned} m_x &= s_x \pm t, \\ m_y &= s_y \pm t \end{aligned}$$

an. Sie stimmen mit unseren Gleichungen (20) nur dann überein, wenn  $\lambda_x = \lambda_y$  ist, d. h. wenn die Abstände der beiden Bewehrungen  $f_x$  und  $f_y$  in beiden Richtungen gleich sind. Ob tatsächlich die Beanspruchung der Bewehrung, wie aus den Leitzschen Formeln gefolgert werden müßte, von den Abständen  $\lambda_x$ ,  $\lambda_y$  unabhängig oder aber im Sinne unserer Formel (20) vom Maschenverhältnis  $\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$  abhängig ist, wird nur durch Versuche entschieden werden können.

Um die Anstrengung der Druckstreben des Fachwerkes zu bestimmen, betrachten wir wieder die in Abb. 6 dargestellte Scheibe. Die Stabkraft

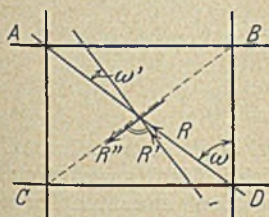


Abb. 6.

$$R = 2 T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}$$

sei in die Teilkräfte

$$R' = R \cos \omega',$$

$$R'' = R \sin \omega'$$

zerlegt. Da

$$\omega' = 2 \omega - \frac{\pi}{2}$$

ist, so hat die zur Diagonale  $CB$  senkrecht stehende Teilkraft  $R'$  die Größe

$$R' = 2 T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2} \sin(2\omega).$$

Setzen wir voraus, daß sie längs der Strecke

$$CB = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}$$

gleichmäßig verteilt ist, so entfällt auf die Breite  $b = r$  der Druck

$$(21) \quad S_d = \frac{R'}{\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}} = 2 T \sin(2\omega) = \frac{2t}{r} \sin(2\omega).$$

Bezeichnet man mit  $\delta$  die Stärke der in den Maschen des Eisengeflechtes eingeklemmten Betonschale und nimmt man an, daß diese Schale gleichmäßig auf Druck beansprucht wird, so erhält man die Betonspannung

$$\sigma_b = \frac{S_d}{\delta} = \frac{2t}{r\delta} \sin(2\omega).$$

Wählt man

$$\delta = 2 \frac{a_x + a_y}{2} = a_x + a_y$$

so ergibt sich für  $|\sin(2\omega)|_{\max} = 1$ ,  $r = \frac{8}{9} h_m$ :

$$(22) \quad \sigma_b = \frac{9}{4} \cdot \frac{t}{h_m(a_x + a_y)}.$$

Es bleibt uns jetzt noch zu prüfen, ob die unter der Voraussetzung einer fachwerkartigen Gliederung des Zug-

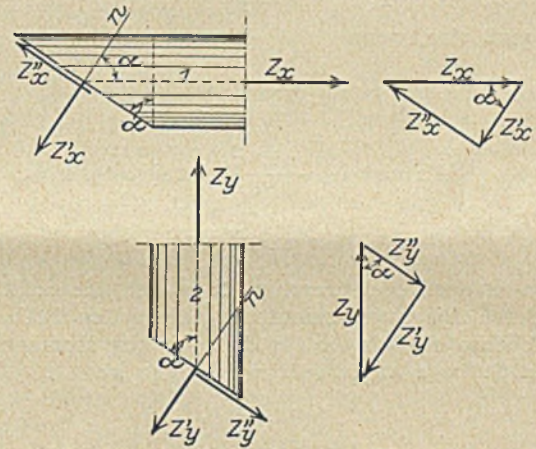


Abb. 7.

gurtes ermittelten Eisenquerschnitte auch zur Aufnahme der Hauptspannungen der vollwandigen Scheibe ausreichen. Betrachten wir zunächst in Abb. 7 den Stab  $r$  mit dem Querschnitt

$$F_x = f_x \lambda_x$$

und der Stabkraft

$$Z_x = \sigma_x F_x = \sigma_x f_x \lambda_x.$$

Um seinen Anteil an den Normalspannungen  $\sigma_n$  eines Querschnittes, dessen Normale  $n$  den Winkel  $\alpha$  mit der  $x$ -Achse einschließt, zu bestimmen, werde  $Z_x$  in die Teilkräfte

$$Z_x' = Z_x \cos \alpha = \sigma_x f_x \lambda_x \cos \alpha,$$

$$Z_x'' = -Z_x \sin \alpha = -\sigma_x f_x \lambda_x \sin \alpha$$

zerlegt. Der Abstand der Eisenstäbe  $r$ , in der Schrägrichtung gemessen, ist:

$$\lambda_x' = \lambda_x \sec \alpha.$$

Die auf die Breite  $b = r$  bezogene Spannkraft dieser Stäbe in der  $n$ -Richtung ist also:

$$S_{1n} = \frac{Z_x'}{\lambda_x'} = \sigma_x f_x \cos^2 \alpha.$$



Für den rechtwinklig zu 1 liegenden Stab 2 mit dem Querschnitt  $F_y = f_y \lambda_y$  ergibt sich ebenso, wenn die Stabkraft

$$\begin{aligned} Z_y &= \sigma_y F_y = \sigma_y f_y \lambda_y \\ \text{in} \quad Z_{y'} &= Z_y \sin \alpha = \sigma_y f_y \lambda_y \sin \alpha, \\ Z_{y''} &= Z_y \cos \alpha = \sigma_y f_y \lambda_y \cos \alpha \end{aligned}$$

zerlegt und  $Z_{y'}$  auf der Strecke  $\lambda_{y'} = \lambda_y \operatorname{cosec} \alpha$  verteilt wird, eine Spannkraft

$$S_{2n} = \frac{Z_{y'}}{\lambda_{y'}} = \sigma_y f_y \sin^2 \alpha.$$

Die Mittelkraft von  $S_{1n}$  und  $S_{2n}$  ist:

$$S_{en} = S_{1n} + S_{2n} = \sigma_x f_x \cos^2 \alpha + \sigma_y f_y \sin^2 \alpha.$$

Im Einklang mit den Gleichungen (20) folgt andererseits:

$$r S_{en} = s_n = s_x \cos^2 \alpha + s_y \sin^2 \alpha + t \left( \cos^2 \alpha \frac{\lambda_y}{\lambda_x} + \sin^2 \alpha \frac{\lambda_x}{\lambda_y} \right).$$

Da für die vollwandige Scheibe die Gleichgewichtsgleichung

$$s_n = s_x \cos^2 \alpha + s_y \sin^2 \alpha + 2 t \cos \alpha \sin \alpha$$

gilt, so erkennt man, daß

$$s_{en} > s_n$$

sein wird, wenn

$$\cos^2 \alpha \frac{\lambda_y}{\lambda_x} + \sin^2 \alpha \frac{\lambda_x}{\lambda_y} > 2 \sin \alpha \cos \alpha$$

ist. Es muß also, wenn

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_x} = \tan \omega$$

gesetzt wird,

$$\cos^2 \alpha \tan \omega + \frac{\sin^2 \alpha}{\tan \omega} > 2 \sin \alpha \cos \alpha,$$

das heißt

$$\tan \omega > \tan \alpha$$

sein. Da in der Regel, wenn  $m_x > m_y$  ist, die zur Aufnahme der größeren Biegemomente  $m_x$  dienenden Stäbe 1 mindestens ebenso eng als die für die kleineren Momente  $m_y$  bestimmten Stäbe 2 angeordnet werden, so ist

$$\tan \omega \geq 1,$$

während, wie aus Gl. (3) ersichtlich, der absolute Wert von  $\tan \alpha$  nur

$$\tan \alpha \leq 1$$

sein kann. Hiermit ist erwiesen, daß die Bedingung

$$s_{en} > s_n$$

erfüllt ist, d. h., daß die auf der Vorstellung einer fachwerkartigen Gliederung des Zuggurtes aufgebaute Berechnung ein größeres Moment der Bewehrung zuweist, als dasjenige, welches in einer vollwandigen Scheibe entstehen würde. Der Unter-

schied zwischen  $s_{en}$  und  $s_n$  ist am kleinsten, wenn  $\lambda_x = \lambda_y$  ist: aus diesem Grunde empfiehlt es sich, tunlichst Geflechte mit quadratischen Maschen zu verwenden.

Wir haben bei den bisherigen Betrachtungen stillschweigend vorausgesetzt, daß sich die Richtungen 1 und 2 nicht mit den Hauptspannungsrichtungen decken. Ist dies jedoch der Fall, so wird  $t = 0$ ,  $m_x = s_x$ ,  $m_y = s_y$  und somit für jede Schnittrichtung  $n$

$$s_{en} = s_n.$$

Die zweckmäßigste Lage einer rechtwinkligen kreuzweisen Bewehrung ist also stets diejenige, bei welcher die Eisenscharen den Hauptspannungen gleich gerichtet sind.

Eine Eigentümlichkeit verdient noch hervorgehoben zu werden: im Falle einer Schubbeanspruchung müßte aus den Gleichungen

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{t}{r} \frac{\lambda_y}{f_x \lambda_x}, \\ \sigma_y &= \frac{t}{r} \frac{\lambda_x}{f_y \lambda_y} \end{aligned}$$

gefolgert werden, daß  $\sigma_x$  wächst, wenn entweder der Abstand  $\lambda_x$  der Stäbe 1 verkleinert oder der Abstand  $\lambda_y$  der Stäbe vergrößert wird. Dieses Ergebnis würde von vornherein als richtig anerkannt werden können, wenn für die Aufnahme der Drillungsmomente keine andere Art von Fachwerken als die bisher benutzte in Betracht kommen würde: da aber bei gleicher Lage und Gestalt des Eisennetzes verschiedene Einstellungen der Druckstreben und somit auch andere Beanspruchungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  denkbar sind, so ist es wohl möglich, daß das in der Wirklichkeit wirksame Fachwerk eine günstigere Gliederung aufweist und daß die durch obige Formeln festgelegten Zusatzspannungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  nicht erreicht werden. Eine eindeutige Darstellung der Spannungsverteilung mit Hilfe des Fachwerkes bietet besondere Schwierigkeiten, wenn eine der Beanspruchungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  oder beide zugleich Druckspannungen sind, weil dann kein Grund mehr vorliegt, die Stabkräfte  $U_1$ ,  $U_2$  lediglich der Bewehrung zuzuweisen: diese Kräfte können ganz oder zum Teil unmittelbar vom Beton übernommen werden und rufen Beanspruchungen hervor, die sich wiederum mit den Betonspannungen der Streben zusammensetzen. Je nach Lage und Richtung, welche für diese gedachten Streben gewählt sind, wechseln Größe und Wirkungssinn der resultierenden Spannungen, und es ist daher nicht leicht, in einwandfreier Weise die Anstrengung der Platte zu bestimmen.

Im Hinblick auf diese Schwierigkeiten erscheint es vorteilhafter, das zweite Verfahren mit den Ersatzmomenten  $s_x'$ ,  $s_y'$  der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen: es ist an keine Voraussetzungen über das Vorzeichen von  $s_x$ ,  $s_y$ ,  $t$  gebunden und liefert Werte, welche vom Maschenverhältnis  $\lambda_y : \lambda_x$  unabhängig sind. Wenn die Gleichungen (8) zur Ermittlung der Plattenstärke und der Bewehrungsmenge benutzt werden, so kann man dennoch, besonders bei schwachen Platten, um die Steifigkeit des Geflechtes zu erkennen, die Formel (22) heranziehen und somit auch die Nebenspannungen im Beton des Zuggurtes verfolgen. (Fortsetzung folgt.)

## STAHLHÄUSER.

Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin.

In der Baufachpresse werden seit einiger Zeit mehrfach die Bestrebungen einzelner Firmen der eisenverarbeitenden Industrie Englands besprochen, eine Bauweise für Kleinhäuser in Aufnahme zu bringen, bei der im weitestgehenden Maße Eisen verwendet wird, und zwar nicht nur für tragende Bauteile, sondern auch für Verkleidung bzw. Ausfüllung der Wände und Abdeckung der Dächer. Diese Bestrebungen zielen darauf hin, Typen von Kleinhäusern zu schaffen, die in wirtschaftlicher, gesundheitlicher und ästhetischer Beziehung allen, vom neuzeitlichen Siedlungsbauwesen gestellten

Ansprüchen genügen. Man ist sich wohl bewußt, nur dann mit dem traditionellen Baugewerbe erfolgreich in Wettbewerb treten zu können, wenn es gelingt, die mit den oben genannten Forderungen verbundenen Probleme einwandfrei und überzeugend zu lösen, und so eine neue Bauweise ins Leben zu rufen, die zwar aus einer Notlage heraus entstanden ist, darüber hinaus aber nicht nur vorübergehenden Zwecken dient, sondern sich auch in Zeiten normalen Wohnraumbedürfnisses durchsetzen kann.

Die in England dahin gerichteten Bemühungen verdienen als Pionierarbeit die größte Aufmerksamkeit auch von seiten



der deutschen Eisenkonstruktoren, weshalb an dieser Stelle erneut darauf hingewiesen werden soll.

Die Forderung größtmöglicher Wirtschaftlichkeit bedingt in erster Linie eine sorgfältige Durchbildung des Konstruktiven im Entwurf, wodurch es ermöglicht wird, alle Einzelteile in der Fabrik und in Massen herzustellen und an Ort und Stelle möglichst durch ungelernete Arbeiter schnell zusammensetzen. Was zur Erfüllung dieser Forderungen gehört, dürfte dem deutschen Eisenkonstrukteur einigermaßen geläufig sein und braucht daher nicht im einzelnen erörtert zu werden. Es interessiert aber selbstverständlich, wie die Engländer sich bisher mit Lösung dieser Aufgabe abgefunden haben. Aus begrifflichen Gründen ist hiervon wenig in die Öffentlichkeit gedrungen, denn es handelt sich hierbei natürlich in den meisten Fällen um Patente und Fabrikationsgeheimnisse. Immerhin läßt sich aus dem vorhandenen Material manche Anregung entnehmen.

Die in England bisher vorgeschlagenen und größtenteils auch schon ausgeführten Bauweisen lassen sich vorerst in vier deutlich unterscheidbare Gruppen einteilen, je nach der Art, wie das Eisen dabei zur Verwendung kommt:

1. Das Eisen wird in Form von Pfosten, Riegeln und Trägern nur zum Gerippe des Hauses verwendet, während die Wände ausgemauert oder mit einem anderen Material ausgefüllt werden.

2. Das Eisen wird in Form von Blechen nur zur Verkleidung der Wände und Dächer verwendet; die tragende Konstruktion wird in Holz hergestellt.

3. Eisengerüst wie bei Gruppe 1, aber Verkleidung mit Eisenblechen.

4. Das Eisen dient gleichzeitig als tragende und ausfüllende Wand- und Dachkonstruktion.

Von Häusertypen der 1. Gruppe ist bisher nur die sogenannte „Dennis-Bauweise“ bekannt geworden. Sie wird ausgeführt von der Firma James Wild & Co. in Manchester, nach Entwürfen des Architekten E. D. Dennis in Blackpool. Auf einem durchlaufenden, gemauerten oder betonierten Bankett werden die Stahlpfosten errichtet und an ihnen die Riegel und Träger, sowie weiterhin die Dachkonstruktion befestigt. Es wird als ein besonderer Vorteil dieser Bauweise gerühmt, daß so in kürzester Zeit ein vollständiges Gerippe des Hauses hergestellt und alle weiteren Arbeiten nunmehr unter Dach ausgeführt werden können. Das Gerippe für einen Block von vier Häusern kann angeblich durch 3 Arbeiter in 7 Stunden aufgestellt werden. Die Wände des Erdgeschosses werden massiv ausgemauert, die darüber liegenden sowie das Dach mit Schiefeln oder Dachziegeln verkleidet. Die Gesamtbauzeit eines 4-Häuserblocks beträgt nach den neuesten Angaben nach Herstellung der Grundmauern 9 Tage. Die Bauweise erfreut sich besonders in nördlichen England anscheinend einer großen Beliebtheit, vielleicht, weil das Gewohnheitsmäßige hierbei am meisten zu seinem Recht kommt. Etwas grundsätzlich Neues liegt ja hier auch nicht vor, vielmehr zeigt der amerikanische Hochhausbau, im vergrößerten Maßstabe, die nämlichen Konstruktionsprinzipien.

Zu der 2. Gruppe gehört vor allem das „Weir-Haus“, das fabrikmäßig von der Firma G. & J. Weir in Cardonald bei Glasgow hergestellt wird. Ein in der zweiten Hälfte des Jahres 1924 eingesetzter Ausschuß des englischen Wohlfahrtsministeriums zur Untersuchung neuer Häuserbauweisen, der am 4. Oktober 1924 Glasgow besuchte und dort eingehende Informationen einholte, bezeichnet es als ein Holzfachwerkhäuser, das außen mit Stahlplatten verkleidet ist. Im übrigen wird versichert, daß Lord Weir sich schon seit längerer Zeit mit Versuchen und Entwürfen beschäftigt hat, die alle darauf hinzielen, die Konstruktionsmethoden zu vervollkommen, insbesondere was Vereinheitlichung der Einzelteile, Verbilligung durch Massenproduktion und Schnelligkeit des Aufbaues durch ungelernete Arbeiter betrifft. Die von oben genannten Ausschuß seinerzeit geäußerten Bedenken bezogen

sich insbesondere auf die größere Wärmedurchlässigkeit, ferner auf die Bildung von Schwitzwasser an den Innenseiten der Blechplatten, die schwer zugänglich und infolgedessen dem Verrosten ausgesetzt seien, und schließlich auf das leichtere Einnisten von Ungeziefer; auch wurde die zum Teil sehr geringe Stärke der Einzelteile bemängelt. Alle diese Bedenken sollen inzwischen durch weitere Versuche und entsprechende Gegenmaßnahmen behoben sein. Neuerdings stellt man das Holzfachwerk auf ein Betonfundament, das mit einer Isolierschicht versehen ist, um das Haus gegen aufsteigende Feuchtigkeit zu schützen. Die Verminderung der Wärmedurchlässigkeit sowie die Verhütung der Schwitzwasserbildung wird durch eine Doppelzellen-Luftschicht erzielt. Der beiderseitige Farb-anstrich der Bleche braucht somit nur an der äußeren Seite erneuert zu werden, da die innere Seite dem Verwittern nicht ausgesetzt ist. Hierdurch wird auch die schwierige Zugänglichkeit der Innenflächen bedeutungslos. Bezüglich der Ungezieferbekämpfung stellte der Ausschuß fest, daß beim Weirhaus in dieser Beziehung keine größeren Schwierigkeiten bestehen, als bei Häusern mit ähnlicher Innenverkleidung. Die bisher hergestellten Häuser waren vom sogenannten Bungalowtyp, also einstöckige Einzelhäuser mit einer nutzbaren Wohnfläche von 56,5 qm, einer gesamten bebauten Fläche von 64 qm und 174 cbm umbautem Raum. Die lichte Höhe der Zimmer betrug 2,56 m. Der Preis stellte sich auf 390 £. Neuerdings ist man dazu übergegangen, zweistöckige Blocks von je vier Häusern, bestehend aus je 3 Zimmern, kleiner Küche und Bad zu errichten, wobei es gelungen ist, den Preis auf 357 £ herabzudrücken. Das erste Haus dieses sogenannten Blenheim-Typ wurde auf dem Fabrikgelände der Firma bei Cardonald errichtet.

Auf einem ähnlichen Konstruktionsprinzip beruht der von der Firma Consteelwood & Co. in London herausgebrachte Haustyp, insofern nämlich, als die tragende Konstruktion ebenfalls aus Holz besteht, die diesmal beiderseitig mit 1/2 mm starkem Blech verkleidet wird. Die sehr geringe Blechstärke erfordert aber eine besondere regalartige Holzkonstruktion, bestehend aus etwa 10 cm breiten und 2,5 cm starken Brettern, die zu Fachen von 60 x 60 cm Größe zusammengesetzt und verkämmt werden. Die Fache werden mit trockenen Asbeststeinen ausgefüllt. Da die dünnen Bleche leicht durchrosten, so ist auf einen guten Farbanstrich besondere Sorgfalt zu verwenden. Das innere Verkleidungsblech erhält ein eingepreßtes Muster.

Die 3. Gruppe ist eine Kombination der Haustypen der 1. und 2. Gruppe und wird bisher nur durch das Athollhaus vertreten. Von der Konstruktion dieses Hauses ist nur bekannt geworden, daß es aus einem Fach- und Rahmenwerk aus Stahlträgern besteht und außen mit Stahlplatten verkleidet ist, deren Innenfläche mit einer besonderen Masse zur Verhinderung der Schwitzwasserbildung versehen ist. Es soll von vier gewandten Arbeitern in 14 Tagen herstellbar sein.

Die 4. Gruppe umfaßt diejenigen Haustypen, die man im eigentlichen Sinne „Stahlhäuser“ nennen kann, da die aus Stahlplatten bestehenden Wände und Dachflächen die tragende und ausfüllende Funktion in sich vereinigen. Viel und eingehend besprochen wurde in der Fachpresse als hierher gehörig die Konstruktion der Firma Braithwaite & Co. in Birmingham, die auch als „Telford-Bauweise“ bezeichnet wird. Etwa 3 m lange und 1 m breite Bleche von 3 mm Stärke werden am Rande umgebogen und an den so entstehenden, etwa 6 cm breiten Flanschen miteinander verschraubt. Diese so gebildeten Wand- und Dachflächen tragen sich selbst und bedürfen keiner weiteren Stützkonstruktion (Abb. 1<sup>1</sup>). Die Verbindung mit dem Grundmauerwerk wird verschieden angegeben. Nach der einen Mitteilung heißt es, daß die Bleche unmittelbar im Fundamentbeton eingelassen, nach einer anderen, daß sie auf das Fundament gestellt und mittels

<sup>1</sup>) Die Abbildungen sind einem Aufsatz des Herrn Reg.-Baum. a. D. Carl Fest in der Dt. Bauzeitg. 1925, Nr. 77, entnommen.



Tackbolzen befestigt werden. Die Balken der Zwischendecke werden durch besondere, in horizontaler Richtung durchlaufende U-förmige Zwischenstücke aufgenommen (s. Abb. 2a). Die Deckenbalken selbst erhalten ebenfalls eine eigenartige Ausbildung, angeblich, weil einfache Balken auf den Flanschen der Blechwände ein zu geringes Auflager finden würden. Zu diesem Zweck wird ein 3 mm starker und 20 cm hoher Blechstreifen an dem Zwischenstück befestigt und beiderseitig durch je eine Bohle von 2,5 cm Stärke und 20 cm Höhe, die zusammen mit dem Blechstreifen mehrfach verbolzt werden,

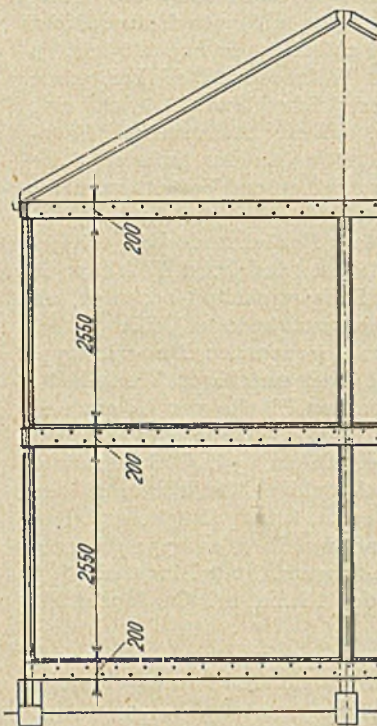


Abb. 1. Telford-Bauweise.

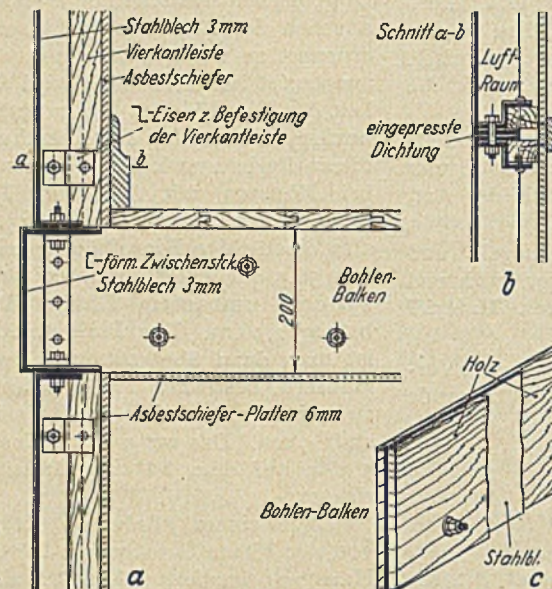


Abb. 2.

verstärkt (Abb. 2c). Zur Schalldämpfung erhält die Decke eine Filzeinlage. Die innere Verkleidung besteht aus einer 9 mm starken Asbestplatte; der verbleibende etwa 8 cm starke Luftraum wird mit einem Wärmeschutzmittel ausgefüllt. Die Befestigung dieser Verkleidung an den Außenwänden ist aus Abb. 2b ersichtlich. Sie geschieht einfach durch Aufnagelung an senkrechten hölzernen Leisten, die mittels Z-förmiger Zwischenstücke an den senkrechten, umgebördelten Flanschen der Wandplatten befestigt werden. Die inneren Scheidewände werden entweder aus einem gewöhnlichen Holzfachwerk mit Asbestschieferbekleidung oder aus „Sundeala“-Platten gebildet. Die Treppen werden ebenfalls in Eisen hergestellt und mit Holzaufritten versehen. Die Angaben über die Baukosten schwanken zwischen 8000 bis 9000 RM.

Schließlich sei noch eine Bauart als unter diese Gruppe gehörig angegeben, die neuerdings in Dudley (Worcestershire) angewendet wurde. Allerdings handelt es sich hierbei um Verwendung gußeiserner Platten, die Bauart verdient aber in diesem Zusammenhange erwähnt zu werden, weil ihr dieselben Vorteile nachgerühmt werden, wie den oben erörterten Konstruktionen. Man verspricht sich aber außerdem von ihr eine längere Lebensdauer. Erbauer ist die Firma Eclipse Foundry & Engineering Cy, Churchstreet-Dudley. Die quadratischen, gußeisernen Platten haben eine Größe von etwa 65 x 65 cm und sind mit 5 cm breiten und 13 mm starken Flanschen versehen, die zur gegenseitigen Verschraubung, ähnlich wie bei der Telford-Bauweise, dienen. Die Innenseite wird mit Holz verschalt, das mit Asbestplatten verkleidet wird und der Luftraum wird mit Schlackenwolle ausgefüllt, die nicht leitend und feuerfest ist, außerdem die Einnistung von Ungeziefer verhüten und als Wärmeschutz dienen soll. Das Dach besteht aus Holz und wird mit Schiefer abgedeckt. Ein geschickter Facharbeiter kann mit Hilfe zweier ungelerner Arbeiter ein

solches Haus in 16 Tagen aufstellen. Beziehbare ist es etwa 5–6 Wochen nach Baubeginn. Die Häuser haben eine Grundfläche von etwa 12,5 x 7,0 m und bestehen aus einem Wohnraum, drei Schlafräumen, Küche, Speisekammer, Kohlenraum, Bad, Latrine und einem Vorraum im unteren Stockwerk.

Zusammenfassend ist zu bemerken, daß allen oben beschriebenen Bauweisen als Hauptziel möglichste Verkürzung der eigentlichen „Bauzeit“, d. h. Errichtung des Hauses an Ort und Stelle, vorschwebt. Es ist einleuchtend, daß daher ein großer Teil der Arbeitsprozesse, die insgesamt zur Erstellung eines Hauses gehören, in die Fabrik verlegt werden muß, und es ist ferner ohne weiteres einzusehen, daß sich hierzu sowohl das Eisen als Material, insofern es eine große Mannigfaltigkeit der Formgebung gestattet, sowie auch die muster-gültig organisierten Arbeitsmethoden unserer Eisenkonstruktionswerkstätten, die auf diesem Gebiet über eine Unsumme von Erfahrungen verfügen, ganz besonders eignen. Es ist sehr wohl denkbar, daß ein Haus in der Fabrik in allen seinen Teilen so vollkommen durchkonstruiert werden kann, daß die eigentliche Bautätigkeit sich ausschließlich auf das Zusammensetzen dieser Teile beschränkt.

Die Notwendigkeit, die bisherigen Baumethoden wirtschaftlicher zu gestalten, wird neuerdings von allen Seiten als unumgänglich bezeichnet, um die dringend erforderliche Steigerung der Bautätigkeit zu ermöglichen. Man spricht vielfach von einer Industrialisierung des Baugewerbes. Dies ist gleichbedeutend mit einer Verlegung der Hauptarbeit in die Fabrik bzw. die Eisenkonstruktionswerkstätte, nachdem die bisherigen Methoden, die vielfach das gegenteilige Prinzip verfolgten, wozu auch die oft mit Recht in Mißkredit gekommenen sogenannten „Ersatzbauweisen“ gehören, versagt haben.

Die Meinung, daß der Stahlhausbau für Deutschland nicht in Betracht käme, die, allerdings ohne nähere Begründung, in letzter Zeit mit Bezugnahme auf die englischen Stahlhausbauten mehrfach aufgetaucht ist, scheint doch nicht allgemein verbreitet zu sein, nachdem bekannt geworden ist, daß Siedlungsverbände des besetzten Gebietes, Rheinlands und Westfalens sich ernstlich bemühen, die Bauerlaubnis für das oben beschriebene Weir-System zu erhalten. Fraglich ist aber, ob dies der richtige Weg ist, um auch in Deutschland den Stahlhausbau einzuführen, abgesehen von der Frage, ob das Weir-System überhaupt das für hiesige Zwecke geeignetste ist. Man hat anscheinend gerade mit den Weir-Häusern sehr viele Versuche gemacht, so daß hierfür bereits ein großer Schatz von Erfahrungen zur Verfügung steht. Vielleicht ist es aber auch bei uns noch nicht zu spät, den gleichen Weg einzuschlagen. Es wäre jedenfalls sehr zu wünschen, daß die deutsche eisenverarbeitende Industrie, insbesondere unsere großen, vielfach bewährten Eisenkonstruktionswerkstätten, die ja schließlich auch ein großes Interesse an einer Verbreiterung ihres Absatzgebietes haben, nach dieser Richtung hin die Initiative ergreift.

Bevor auf den deutschen Stahlhausbau eingegangen wird, möge zunächst noch auf die Tätigkeit der Amerikaner auf diesem Gebiete ein Blick geworfen werden. Die amerikanischen Eisen- und Stahl-Industriellen machen neuerdings ebenfalls eine starke Propaganda für den Stahlhausbau; sie gehen dabei aber von anderen Grundsätzen aus. In England besteht die Tendenz, reine Typenhäuser von möglichst gleichartigen Formen zu schaffen. Das ganze Haus als solches wird bis in alle Einzelheiten im Konstruktionsbüro und in der Werkstatt vorgearbeitet, um eben, wie schon gesagt, die Kosten durch beschleunigte Aufstellung unter Ausschaltung des teuren Bauhandwerks möglichst niedrig zu halten. Natürlich ging es



dabei nicht ohne heftigen Widerstand von seiten eben dieses Bauhandwerks ab. Die Kämpfe, welche insbesondere Lord Weir dieserhalb mit den Gewerkschaften zu bestehen hatte, sind ja hinlänglich bekannt. Aber auch die örtlichen Bauunternehmer und die Händler mit Baumaterialien fühlten sich benachteiligt, wenn Gemeinden Tausende von Häusern bauen ließen, die fertig aus der Fabrik bezogen und von ortsfremden Arbeitern aufgestellt wurden. Die amerikanische Zeitschrift „The Iron Age“, die kürzlich eine ganze Serie von Artikeln über Stahlhäuser brachte, sagt in ihrem diesjährigen 13. Heft hierüber etwa folgendes:

Man ist mit diesen Häusern (d. h. den englischen Stahlhäusern) nicht zufrieden gewesen. Nicht allein wegen ihres Aussehens, obwohl die Kritik nach dieser Richtung hin in vielen Fällen nicht unberechtigt war, sondern hauptsächlich

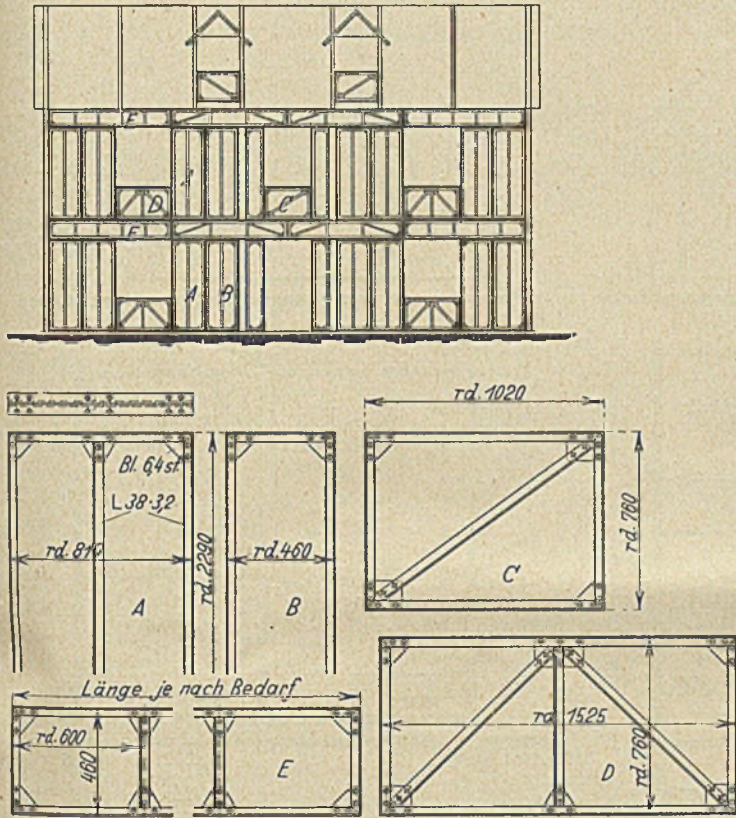


Abb. 3. Broderick-System (Amerika).

von seiten der Bauunternehmer. Wenn eine große Anzahl gleichförmiger Häuser in der Werkstatt hergestellt und als Massenprodukt aufgestellt wird, so hat der örtliche Bauunternehmer keine Verdienstgelegenheit und die Bauarbeiter werden natürlich aufsässig, wenn sie sehen, daß dadurch die Löhne herabgedrückt werden sollen. Im Londoner „Economist“ wird nachgewiesen, daß, obwohl für den Bau von Telford-, Weir-, Atholl- und Dennis-Wild-Typenhäusern bereits zu Anfang des Jahres 1914 28000 £ angewiesen wurden, doch erst im Dezember desselben Jahres nur 51 Häuser dieser Art hergestellt worden sind. Es ist das hauptsächlich der Unzufriedenheit und dem Widerstand der Bauunternehmer und der Arbeiter zuzuschreiben und außerdem einem stillschweigenden Einverständnis, daß es den Häusern an Schönheit und vielleicht auch an Brauchbarkeit fehlt.

Man darf allerdings nicht vergessen, daß die Entwicklung des Stahlhausbaues in den Vereinigten Staaten auf einer anderen Grundlage beruht. Es ist nicht die Wohnungsnot mit ihren Folgen allein, die dort die Eisenindustrie auf den Plan rief, sondern vor allem der Gegensatz zu dem bisher besonders auf dem Lande noch üblichen Holzbau. Bei dem unendlichen Holzreichtum, den Nordamerika noch bis in die jüngste Zeit hinein besaß, war das Holz das gegebene Bau-

material, besonders in Gegenden, wo Steine und Bindemittel nicht in wirtschaftlicher Reichweite waren. Allmählich ist das Holz aber bei dem planlosen Raubbau, der mit den Wäldern betrieben wurde, kostspieliger geworden. Es ist nur etwa noch die Hälfte des ursprünglichen Waldbestandes vorhanden, und noch heute ist die Lage so, daß für vier abgeschlagene Bäume immer nur einer nachwächst. Hierzu kommt die Feuergefahr. Nach statistischen Ermittlungen brennt in den Vereinigten Staaten durchschnittlich etwa alle vier Minuten ein Holzhaus ab. Die Vorteile des Stahlhauses sind also dort schon aus diesen Gründen in die Augen springend. Eine Folge dieser Sachlage ist es aber, daß man dort in erster Linie bestrebt war, alle auch in massiven und halbmassiven Häusern verwendeten Holzteile durch Eisen zu ersetzen. Es entstanden so in der Hauptsache Stahl-Fachwerk-Häuser, die dann schließlich auch noch anstatt der ausgemauerten Wände Verkleidungen aus Stahlblech erhielten. Hierher gehört das sogenannte

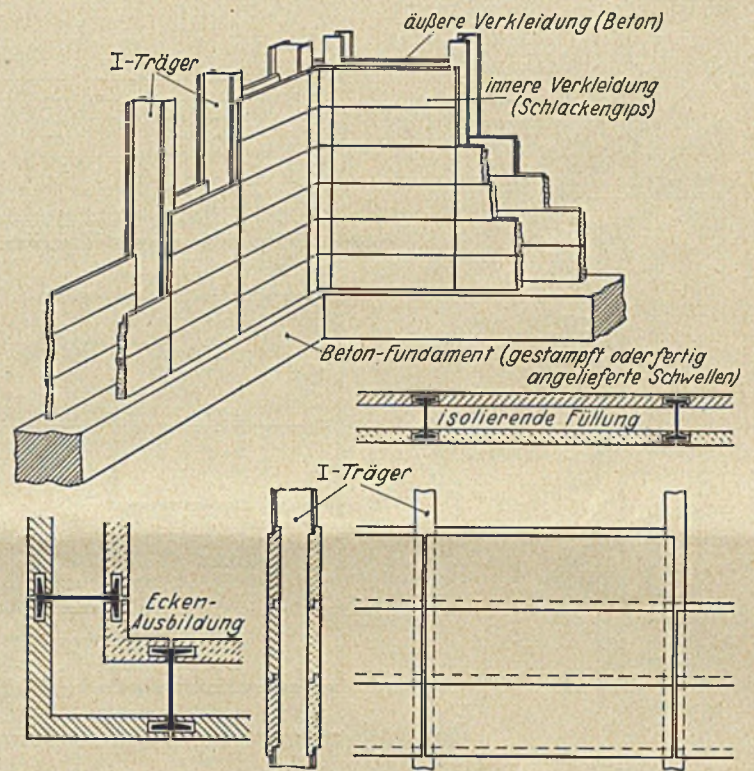


Abb. 4. „Phoenix“-Bauweise.

„Weldcrete“-System der Firma James G. Dudley, New York, die ein Gerüst aus gewöhnlichem Walzeisen aufstellt und mit Eisenblech verkleidet, welches mit angeschweißten Rippen versehen ist, damit der Putz besser haftet, und ferner die ganz ähnliche Eslien-Methode der Eslien Cy. in Milwaukee. Das „Stuko Steel“-Haus der Firma William Horn Structural Iron Works, Chicago, verwendet ein Fachwerk aus kaltgewalzten U-Eisen, die zu einheitlichen Rahmen zusammengeschweißt sind. Diese Rahmen haben eine Größe von etwa 1,1 x 1,8 m, so daß sie noch leicht zu handhaben sind, und werden mit irgendeiner feuersicheren Verkleidung versehen. Auf einem ähnlichen Konstruktionsprinzip beruht das Broderick-Stahl-Fachwerkhaus-System, das in Tarrytown, N. Y., hergestellt wird. Hier bestehen die verschieden großen Rahmen aus zusammengenieteten Winkeleisen. Abb. 3 zeigt, wie mit Hilfe dieser Rahmen ein Haus aufgebaut werden kann. Jeder, der mit einem Schraubenschlüssel, einem Bleilot und einem Zimmermannswinkelmaß umzugehen versteht, soll ein solches Haus in jeder beliebig gewünschten Anordnung aufstellen können.

In allen diesen Fällen besteht der grundlegende Unterschied gegenüber dem englischen System darin, daß weniger auf Schaffung einheitlicher Haustypen, sondern mehr auf die







Die Abbildungen 4 geben über das grundlegende Konstruktionsprinzip der von der „Phönix“-Baugesellschaft G. m. b. H., Berlin, in Vorschlag gebrachten Bauweise Aufschluß. Das Traggerippe des Hauses wird durch eiserne Stützen gebildet. Zur Ausfüllung der Wandflächen werden maschinell hergestellte Wandplatten über die Flanschen dieser Stützen geschoben, wobei die horizontalen und vertikalen Fugen zur Abdichtung mit Zementmilch versetzt werden. Die Stützen haben, um die Verwendung genormter Fenster und Türen zu ermöglichen, im allgemeinen einen Abstand von 1,14 m von Mitte bis Mitte. Die äußeren Wandplatten werden aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:5 hergestellt. Ihre Außenseite erhält von vornherein die gewünschte Farbe und Struktur, so daß ein Anstrich oder Putz nicht mehr erforderlich ist. Die Innenplatten bestehen aus einer Mischung von Koksasche und Gips, sind daher nagelbar. Die Zwischenwände werden aus je zwei solcher Gipskoksascheplatten hergestellt, auf welchen die Farbanstriche bzw. die Tapeten unmittelbar angebracht werden können. Die Hohlräume der Wände können, falls erforderlich, durch ein besonderes Isoliermaterial ausgefüllt werden. Die Herstellung sämtlicher Platten geschieht in einer eigens dazu konstruierten transportablen Stampfform, zu deren Bedienung zwei Mann genügen. Die Bauweise macht allerdings nicht den Anspruch, speziell unter die „Stahl-Bauweise“ gerechnet zu werden, denn natürlich kann man statt der eisernen Stützen auch hölzerne Pfosten verwenden, für welche die Firma besondere Schrauben konstruiert hat, um die Funktion der Trägerflanschen zu ersetzen. Andererseits läßt sie aber auch die Verwendung von Eisen für alle tragenden Bauteile im weitestgehenden Maße zu, so daß der Eisenkonstrukteur sehr wohl ein Interesse an ihr haben könnte. Vor allem in die Augen fallend ist die große Einfachheit, die ein schnelles und billiges Bauen verspricht. Auch ist sie nach Meinung der ausführenden Firma durchaus nicht auf den Bau von Kleinhäusern beschränkt, sondern läßt sich in derselben Weise für mehrstöckige Häuser verwenden. Es sei nicht veräußert, darauf hinzuweisen, daß die Bauweise gesetzlich geschützt ist und sich im Besitze der „Phönix“-Baugesellschaft m. b. H. befindet, die auch Baulizenzen sowohl für das Ausland wie für das Inland abgibt.

Ein der zweiten Gruppe angehörendes Stahlhaus wird von dem Eisenwerk Gebr. Wöhr in Unterkochen bei Aalen (Württemberg) hergestellt. Die Hauptkonstruktionselemente dieses Hauses sind Wandplatten von rd. 1,0 m Breite und rd. 2,5 m Höhe, bestehend aus einem Holzrahmen, auf den ein 2 mm starkes feuerverzinktes Siemens-Martin-Flußstahlblech aufgenagelt ist. Der Holzrahmen ist in diesem Fall die tragende Konstruktion, während das Blech nur zur äußeren Verkleidung dient. Es bildet zufolge seiner Beschaffenheit gewissermaßen die äußere wetterfeste Schale des Hauses. Gegen Verrosten schützt die Verzinkung schon an sich. Da jedoch die Außenseite ohnehin einen Farbanstrich erhalten wird, so wirkt auch dieser noch überdies schützend. Schwitzwasser an der Innenseite kann sich nach den Erfahrungen der Firma bei der vorhandenen doppelten Luftschicht nicht bilden. Diese doppelte Luftschicht entsteht, wie aus dem in

Abb. 5 dargestellten Wandquerschnitt hervorgeht, durch eine doppelte Lage von Gipsdielen oder ähnlichen im Handel erhältlichen Wandplatten (z. B. Enso-Platten), die auf den Holzrahmen genagelt werden. Der mittlere hölzerne Riegel, der ganz durchgeht, verhindert gleichzeitig die Zirkulation der Luft in senkrechter Richtung. Die lotrechten Fugen zwischen den Stahlplatten werden durch eine besondere, von der Firma erfundene, nietlose Verbindung abgedichtet. Durch den unteren Abschluß der Platten wird das Eindringen von abfließendem Aufschlagwasser in die Bodenfuge verhindert. Da alle sonstigen, zum Hause gehörigen Einzelheiten in der Fabrik genau vorgearbeitet werden, so kann die Aufstellung des Hauses so schnell gefördert werden, daß es bereits nach 1-2 Tagen unter Dach gebracht und in etwa einer Woche schlüsselfertig übergeben werden kann. Abb. 6 zeigt ein nach diesem Prinzip entworfenes einfaches Haus in Ansicht, Grundriß und Schnitt, dessen Preis sich ohne Grundmauern auf etwa 6000 M. stellt.

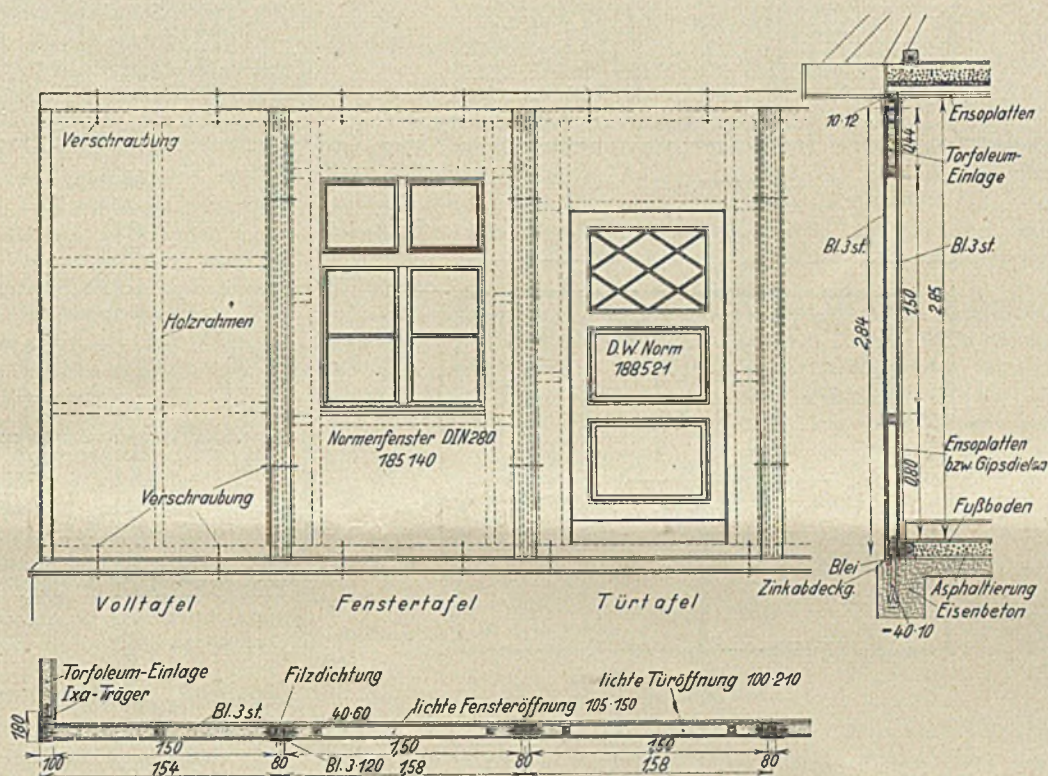


Abb. 7. System „Scherrer“. Wandtafeln.

Auch die dritte Gruppe unserer Einteilung ist bereits durch ein deutsches System vertreten, und zwar durch das System „Scherrer“, über welches im Zentralbl. d. Bauverw. v. 3. II. 26 schon einige Andeutungen zu lesen waren. Es hat mit dem vorher geschilderten System insofern einige Ähnlichkeit, als auch hier ganze Wandplatten zum Aufbau des Hauses verwendet werden. Die Firma Franz Scherrer, Düsseldorf, welche diese Bauweise unter der Bezeichnung: Deutsche Stahlhäuser „System Scherrer 1915“ herausbringt, hat dieses Prinzip schon früher bei ihren zerlegbaren Holzhäusern angewandt. Der Unterschied gegenüber dem „Wöhr“-System liegt jedoch darin, daß als tragender Konstruktionsteil ein Rahmen von U-Spezial-Formeisen, sog. Ixa-Trägern, dient, der beiderseits mit 3 mm Stahlblech abgedeckt ist. Die innere Holzaukreuzung hat hier nur den Zweck, die Bleche gegeneinander zu versteifen. Zum Aufbau eines Hauses gehören Volltafeln, Fenstertafeln und Türtafeln (s. Abb. 7).

Der Raum zwischen den Blechen wird mit Torfoleum ausgefüllt und die Innenseite der Platten mit Gipsdielen oder Enso-Platten verkleidet. Die Fenster- und Türtafeln haben entsprechende Aussparungen für die Fenster und Türen bei etwas abgeänderter Anordnung der Holzaukreuzung, die



gleichzeitig den Zwischenraum der Tafeln gegen die Fenster- bzw. Türöffnung abschließt. Die Tafeln werden unten auf eine Blei-Isolierschicht gesetzt und mittels vorher in das Grundmauerwerk (meist aus Beton) eingelassener Flacheisenanker befestigt. Die vertikalen Fugen der Platten werden durch Bohlen von 6 cm Stärke ausgefüllt, an denen gleichzeitig die innere Verkleidung befestigt wird. Zur Abdichtung dient eine doppelte Filzeinlage zwischen Plattenrand und

weisen besitzt, insbesondere gegenüber der Betonbauweise. Hier tritt dem Stahlhaus ein sehr scharfer Mitbewerber entgegen, sind doch nach einer Bekanntmachung des englischen Gesundheitsministers in England im Jahre 1925 insgesamt 24000 Betonhäuser erbaut worden. Die Vorteile des Stahlhauses seien im folgenden noch einmal zusammengefaßt: Die Entwicklung eines Normalheitstyps mit auswechselbaren Metallteilen, die genügende Anpassungsfähigkeit an jeden

gewöhnlichen Hausbauplan besitzen, gestattet die weitestgehende Anwendung der Fabrikarbeit mit allen ihren Vorteilen der maschinellen, unter Umständen sogar automatischen Herstellung. Mit den so genau vorgearbeiteten Einzelteilen läßt sich die eigentliche Errichtung des Hauses auf der Baustelle auf eine sehr kurze Zeit zusammendrängen, wodurch an kostspieliger Handarbeit und an Arbeitszeit gespart wird. Die Arbeit des Aufstellens erfordert keine ausgebildete, handwerkliche Fertigkeit, so daß mit billigeren Arbeitskräften gerechnet werden kann. Beim Bau selbst entsteht kein Materialabfall, was Ersparnis an Material bedeutet. Die Werkstattarbeit, die in Zukunft den Hauptteil der Herstellungsarbeit eines Hauses darstellt, kann über das ganze Jahr verteilt werden, so daß man von der

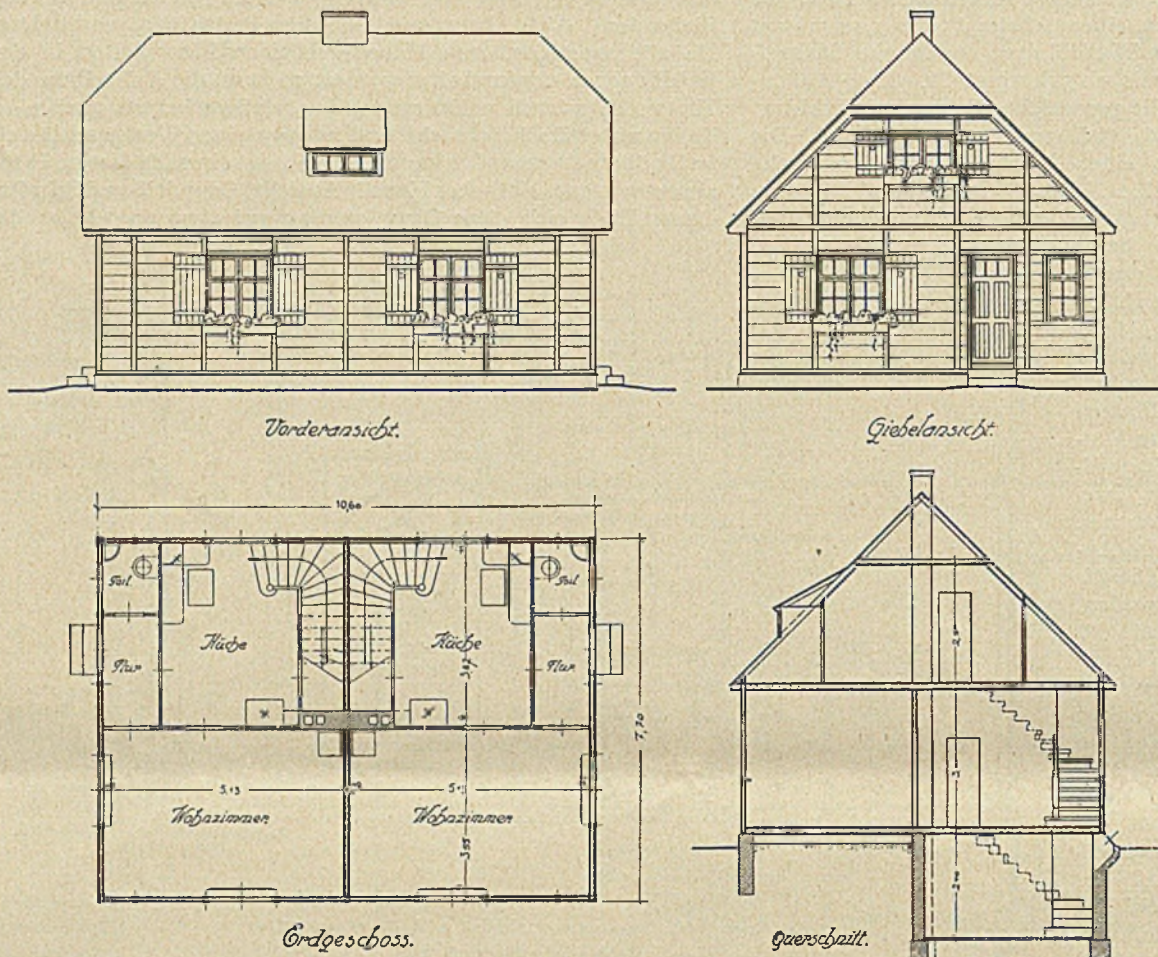


Abb. 8. Stahlhaus System „Scherrer“.

Bohle. Die ganze Fuge wird außerdem noch außen durch eine eiserne Lasche abgedeckt. Die senkrechten Rahmenträger bilden zusammen mit den mit ihnen verschraubten Hölzern die Wandstützen des Hauses. Auf ihnen ruht eine durchgehende Rähm, welche die obere Holzbalkendecke und die Dachsparren trägt. Auch die Ecken lassen sich in verhältnismäßig einfacher Weise ausbilden, wie Abb. 7 (Grundriß) zeigt. Das Dach ist ein einfaches Holzdach und wird dem jeweiligen Grundriß angepaßt. Die Gesamtansicht eines auf diese Weise hergestellten kleineren Zweifamilienhauses ist in Abb. 8 nebst Grundriß und Schnitt dargestellt.

Die Aussichten des Stahlhausbaues hängen von der Erkenntnis seiner Vorteile ab, die er gegenüber anderen Bau-

eigentlichen Bausaison unabhängiger wird. In den Monaten, wo nicht gebaut wird, kann auf Lager gearbeitet werden. Die große Feuersicherheit, insbesondere der Blitzschutz, den ein vollkommenes Stahlhaus bietet, setzt die Feuerversicherungsprämien herab. Die Instandhaltung ist einfacher. Beschädigte Teile lassen sich leichter ersetzen. Schließlich sei noch die Ersparnis an Raum und Gewicht bei Transport und Lagerung erwähnt.

Es ist im Interesse unserer gesamten Volkswirtschaft sowohl wie insbesondere unseres Wohnungsbauwesens zu wünschen, daß es dem deutschen Stahlhausbau gelingt, sich auf Grund seiner geschilderten Vorzüge erfolgreich durchzusetzen.

## SIND BLOCKEINLAGEN IN GUSSBETON VORTEILHAFT?

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Die Gewichtsstauwand stellt für den Betonbau sowohl nach dem Umfang der zu bewältigenden Massen wie auch nach der Größe der damit verbundenen Verantwortung eine der gewaltigsten Aufgaben dar, und nirgends anders tritt die Bedeutung der beiden sich widerstrebenden Faktoren Wirtschaftlichkeit und Sicherheit, unter denen eigentlich das ganze

Denken und Handeln des Ingenieurs steht, so eindrucksvoll in Erscheinung wie gerade hier. Der solide aber teure Mauerwerksbau ist längst dem Betonbau gewichen, und wiederum hat der an Festigkeit zwar überlegene aber zuviel teure Menschenarbeit erfordernde Stampfbeton dem weniger festen aber billigeren Gußbeton das Feld geräumt; und der Tal-



sperrbau war es, der zu vielen wertvollen, gründlichen Untersuchungen über Gußbeton, die in jüngster Zeit erschienen sind, den Anstoß gab.

Bei diesen großen Mauer Massen hat man nun öfters in den Beton große rohe Steinblöcke eingelegt, die bei der Schwarzenbachsperre beispielsweise insgesamt etwa 25% des Mauerinhalts ausmachen und im einzelnen eine Größe bis zu 2 m<sup>3</sup> haben. Abgesehen von der Verbilligung glaubte man durch diese im Verhältnis zum Beton sehr festen Körper die Bruchsicherheit der Mauer noch zu erhöhen. Nun stellt Prof. Kreuter in seinem Aufsatz: „Beitrag zur Berechnung und Ausführung der Staumauern“ in der Wasserkraft 1925 Seite 253 dieses Verfahren als äußerst gefährlich und bedenklich hin und sagt ihm nach, daß es „unvermeidlich zu gefährlichen ungleichen Setzungen, falschen Spannungen, Sprüngen, Rissen und unganzen, undichten Stellen im Gemäuer führen muß“. In der Tat müssen diese Blockeinlagen, die sich dem Schwinden des Betons widersetzen, innere Spannungen hervorrufen, und es erscheint deshalb angezeigt, sich einmal theoretisch Rechenschaft über die Größe der entstehenden Spannungen zu geben, um von einem sicheren Boden aus das Für und Wider ihrer Anwendung beurteilen zu können.

Von vornherein muß festgehalten werden, daß der Beton keineswegs ein homogener Baustoff ist. Spannungen infolge des Schwindens, wie sie die großen Einlageblöcke erzeugen, treten im kleinen an jedem im Bindemittel eingelagerten Zuschlagskorn auf, ob es nun größer oder kleiner ist, und die Untersuchung wird beiläufig auch darüber Aufschluß geben, wie weit diese Spannungen von der Größe der Einlage- oder Zuschlagskörper abhängen und ob in Hinsicht auf die vom Schwinden hervorgerufenen Eigenspannungen einem kleineren oder größeren Zuschlagskorn der Vorzug zu geben ist.

Die Untersuchung geht zweckmäßigerweise von einem einzelnen kugelförmigen in einem unendlichen Grundstoff eingebetteten Zuschlagskorn aus, dessen Halbmesser mit  $a$  bezeichnet sei. Es habe das Dehnmaß  $E_z$ , während für den Grundstoff (Bindemittel oder Beton) ein davon verschiedenes Dehnmaß  $E_g$  vorausgesetzt sei. Die Querdehnung sei für beide Stoffe vernachlässigt, die Poissonsche Zahl  $m$  also gleich Unendlich gesetzt, was man bei Beton mit um so größerem Recht tun kann, als  $m$  an und für sich groß ist ( $m = 8$  bis  $10$ ) und die Ergebnisse also wenig beeinflusst<sup>1)</sup>.

Wenn nun der Grundstoff gegenüber dem Zuschlagskorn eine Schwindung im Maße  $\epsilon_s$  erfährt, so entsteht dadurch ein symmetrischer Dehnungs- und Spannungszustand. Die Rechnung wird etwas einfacher, und der Spannungszustand ist derselbe, wenn man statt der Schwindung des Grundstoffes eine Dehnung des Zuschlagskornes vom selben Maße annimmt. Diese Dehnung kann nicht voll zur Ausbildung kommen, da sich ihr der umschließende Grundstoff widersetzt. Hierbei erfährt eine in diesem angenommene konzentrische Kugelschale eine Ausdehnung, durch die der Halbmesser  $r$  auf  $r + \varrho$  vergrößert wird, und die dabei entstehenden Radial- und Tangentialspannungen  $\sigma_r$  und  $\sigma_t$  hängen mit  $\varrho$  nach folgenden Gleichungen zusammen

$$(1) \quad \begin{cases} \sigma_r = E_g \frac{d\varrho}{dr} \\ \sigma_t = E_g \frac{\varrho}{r} \end{cases}$$

Denkt man sich nun eine Kugelschale mit der Dicke  $dr$  längs eines Größtkreises aufgeschnitten (Abb. 1), so muß die Gesamtheit der Spannungen  $\sigma_r$  an der Innenseite,  $\sigma_{r+dr}$  an der Außenseite und  $\sigma_t$  am Rande dieser Halbkugelschale sich das Gleichgewicht halten. Es ist also

$$(2) \quad \sigma_r \pi r^2 + \sigma_t 2 \pi r dr = \sigma_{r+dr} \pi (r + dr)^2.$$

Setzt man hier in den Wert von  $\sigma_{r+dr} = \sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$  ein,

<sup>1)</sup> In Föppl, Zwang und Drang, 1. Auflage, § 93 findet sich eine ähnliche Ableitung unter Berücksichtigung der Querdehnung.

so führt diese Gleichung nach Kürzung und Vernachlässigung der Glieder höherer Ordnung zu der Beziehung der Spannungen:

$$(3) \quad \sigma_t \cdot 2r = \sigma_r \cdot 2r + \frac{d\sigma_r}{dr} r^2.$$

Drückt man hierin die Spannungen nach Gl. (1) in der Verschiebung  $\varrho$  aus, so erhält man die Differentialgleichung der Verschiebung:

$$(4) \quad r^2 \frac{d^2\varrho}{dr^2} + 2r \frac{d\varrho}{dr} - 2\varrho = 0,$$

die das allgemeine Integral hat:

$$(5) \quad \varrho = C_1 r + \frac{C_2}{r^2}.$$

Da für  $r = \infty$  die Verschiebung verschwindet, ist  $C_1 = 0$  zu setzen, es wird

$$(6) \quad \varrho = \frac{C}{r^2};$$

die Verschiebung nimmt also umgekehrt mit dem Quadrat des Halbmessers ab.

Die Konstante  $C$  ist nun daraus zu bestimmen, daß am Rande des Zuschlagskornes, also für  $r = a$ , Verschiebung und Spannung  $\sigma_r = \sigma_a$  für Grundstoff und Zuschlagkorn einander gleich sind.

Die Formänderung des Zuschlagskornes setzt sich zusammen aus der Dehnung vom Maße  $\epsilon_s$  und einer Zusammenpressung infolge des Gegendrucks  $\sigma_a$  durch den Grundstoff. Der Druck  $\sigma_a$  pflanzt sich in der Kugel wie in einer Flüssigkeit nach allen Teilen und in allen Richtungen gleichmäßig fort und erzeugt eine lineare Zusammenpressung von  $\frac{\sigma_a}{E_z}$ .  $\sigma_a$  läßt sich nach Gl. (1) unter Benutzung des Integrals 6) ausdrücken als

$$\sigma_a = -2 E_g \frac{C}{a^3}$$

und der Halbmesser  $a$  des Zuschlagskornes erfährt also eine Dehnung im Betrage von

$$a \left( \epsilon_s - 2 \frac{E_g}{E_z} \cdot \frac{C}{a^3} \right).$$

Diese Dehnung ist der aus Gl. (6) sich ergebenden Verschiebung des Grundstoffes für  $r = a$  gleichzusetzen, woraus sich zur Bestimmung von  $C$  die Gleichung ergibt:

$$a \left( \epsilon_s - 2 \frac{E_g}{E_z} \cdot \frac{C}{a^3} \right) = \frac{C}{a^2},$$

daraus folgt nacheinander:

$$(7) \quad \begin{cases} C = \frac{a^3 \epsilon_s}{1 + 2 \frac{E_g}{E_z}} \\ \varrho = \frac{a^3 \epsilon_s}{r^2 \left( 1 + 2 \frac{E_g}{E_z} \right)} \\ \sigma_r = -2 \cdot \frac{a^3}{r^3} \cdot \frac{\epsilon_s E_g}{\left( 1 + 2 \frac{E_g}{E_z} \right)} \\ \sigma_t = \frac{a^3}{r^3} \cdot \frac{\epsilon_s E_g}{\left( 1 + 2 \frac{E_g}{E_z} \right)} = -\frac{\sigma_r}{2} \end{cases}$$

Für die größte Radialspannung an der Kugel ist also

$$\sigma_a = -2 \epsilon_s \frac{E_g}{1 + 2 \frac{E_g}{E_z}}.$$

Sie ist ganz unabhängig vom Radius der Kugel. Ein Ergebnis, das anfangs wohl kaum erwartet wird, aber schließlich, wenn

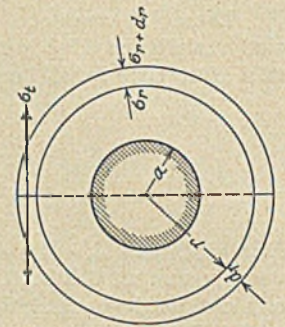


Abb. 1.



man sich überlegt, daß jede Kugel, ob groß oder klein, zum unendlich ausgebreiteten Grundstoff immer im gleichen Verhältnis steht, nicht mehr befremden kann.

Diese Spannungen unmittelbar am Rande der Kugel sind verhältnismäßig groß. Sie betragen, wenn man die Dehnzahl für Grundstoff und Zuschlag aneinander gleich setzt,

$$\sigma_a = -\frac{2}{3} \varepsilon_s E$$

$$\sigma_t = \frac{1}{3} \varepsilon_s E$$

Das gibt, bei  $E = 150\,000 \text{ kg/cm}^2$  und einem Schwindmaß von  $0,3 \text{ mm/m}$ , das bei Gußbeton durchschnittlich in 80 Tagen erreicht wird (nach Bethke, Das Wesen des Gußbetons), eine radiale Druckspannung von 30 und eine tangentielle Zugspannung von  $15 \text{ kg/cm}^2$ . Zugspannungen dieser Größe können wohl zu Rissen in der Umgebung des Zuschlagkorns Veranlassung geben. Sie fallen jedoch in der Entfernung von der Kugel sehr schnell ab und sind beispielsweise in einem Abstand von der Oberfläche, der gleich dem Kugeldurchmesser ist ( $r = 3a$ ), schon auf den 27. Teil gesunken.

Die Formeln (7) geben nun auch Aufschluß darüber, wie weit bei einem weicherem Zuschlagmaterial die Spannungen heruntergehen. Granit, der für Sperrbauten als Zuschlag oder Blockeinlage wohl meist in Frage kommt, hat nach Messungen, die Studer in der Schweizer Bauzeitung Bd. 86 S. 258 mitteilt, ein Dehnmaß, das nur  $\frac{3}{4}$  so groß wie das von Gußbeton ist, womit sich dann die Eigenspannungen auf  $\frac{9}{31}$  des oben berechneten Betrages, also auf  $24\frac{1}{2}$  und  $12\frac{1}{4} \text{ kg/cm}^2$  ermäßigen. Die Dehnzahl von Stampfbeton kann man etwa gleich der 1,5fachen des Gußbetons, der 2fachen des Granits setzen. Das Schwindmaß beträgt etwa nur  $\frac{2}{3}$  von dem des Gußbetons, wonach sich also in Stampfbeton Eigenspannungen von 16 und  $8 \text{ kg/cm}^2$ , nur rund  $\frac{2}{3}$  von denen des Gußbetons, errechnen. Bei der an und für sich geringeren Festigkeit wird also Gußbeton durch diese Eigenspannungen verhältnismäßig viel mehr geschwächt als Stampfbeton.

Der Zuschlagkörper weicht nun in seiner Gestalt mehr oder weniger von der Kugelform ab, insbesondere haben gebrochene Materialien ganz unregelmäßige Oberflächen mit scharfen Ecken und Kanten, bei denen selbstverständlich andere Eigenspannungen zu erwarten sind, wie bei der Kugel. Allgemein kann gesagt werden, daß die Spannungen bei einem einzelnen im unendlich ausgedehnten Grundstoff eingebetteten Körper auch nur von der geometrischen Form dieses Körpers und den Dehnzahlen abhängen, aber nicht von dessen Größe. Daraus, daß die Kugel im Verhältnis zum Rauminhalt die kleinste Oberfläche hat, kann man weiterhin folgern, daß bei der Kugel die radialen Druckspannungen an der Oberfläche größer, die tangentialen Zugspannungen kleiner sein werden, als bei jeder andern Körperform. Für einen langen zylindrischen Körper mit kreisförmigem Querschnitt kann man beispielsweise die Spannungen auf dieselbe Art ausrechnen, wie es oben für die Kugel geschehen ist. Man erhält dann für die Zugspannung in Richtung der Kreistangente den Wert

$$\sigma_t = \varepsilon_s \frac{E_g}{\left(1 + \frac{E_g}{E_z}\right)} \cdot \frac{a^2}{l^2} = -\sigma_r$$

ebenso groß wie die radiale Druckspannung, während die Zugspannung  $\sigma_x$  in Richtung der Zylinderachse ebenso groß ist wie  $\sigma_t$  bei der Kugel. Bei gleichen Dehnmaßen  $E_g = E_z = E$  läßt die folgende Gegenüberstellung in der Tat erkennen, daß die Zugspannung größer, die Druckspannung kleiner ist als bei der Kugel.

Bei scharfen ausspringenden Ecken und Kanten sind die

	Kugel	Zylinder
$\sigma_r$	$-\frac{2}{3} \varepsilon_s E$	$-\frac{1}{2} \varepsilon_s E$
$\sigma_t$	$\frac{1}{3} \varepsilon_s E$	$\frac{1}{2} \varepsilon_s E$
$\sigma_x$	$\frac{1}{3} \varepsilon_s E$	$\frac{1}{3} \varepsilon_s E$

Zugspannungen noch größer. Sie werden ungefähr doppelt so groß anzunehmen sein, wie bei der Kugel, wie man aus Festigkeitsversuchen an eingekerbten Zugstäben schließen kann (Föppl, Zwang und Drang, 1. Auflage, § 52), auf alle Fälle bleiben sie unter dem Grenzwert  $\varepsilon_s E$ .

Aus den bisherigen Betrachtungen über die Eigenspannungen lassen sich zwanglos einige Festigkeitseigenschaften des Betons auf eine bisher noch nicht beachtete Art erklären. Diese Eigenspannungen sind für kugeliges Zuschlagmaterial am kleinsten. Infolgedessen muß Beton aus rundlichem Flußgeschiebe eine größere Festigkeit aufweisen als Beton aus gebrochenem Material. Das wurde auch in der Tat von J. Bolomey in größeren Versuchsreihen entgegen der bisher üblichen landläufigen Anschauung festgestellt (Bulletin technique de la Suisse Romande 1925). Bolomey führt diese Tatsache auf den geringen Wasserbedarf zurück, ein Grund liegt aber jedenfalls auch in den kleineren Eigenspannungen.

Auch die größere Festigkeit von feucht gehaltenem Beton läßt sich durch diese Eigenspannungen erklären. Die Feuchtigkeit hält das Schwinden und damit die Eigenspannungen zurück. Diese treten erst in stärkerem Maße auf, wenn der Beton schon mehr erhärtet ist.

Die Festigkeitsverminderung durch die Eigenspannungen hängt nun nicht allein von der nur durch die Form des Zuschlagkörpers bedingten Größe dieser Eigenspannungen, sondern auch von ihrer Ausbreitung, der Größe des durch sie gestörten Raumbereichs ab. Insofern ist ein großer Zuschlagkörper natürlich gefährlicher als ein kleiner. Als Maß für diese Festigkeitsverminderung kann man die gesamte im Grundstoff von den Eigenspannungen hervorgerufene Formänderungsarbeit auffassen. Diese Formänderungsarbeit ist proportional dem Rauminhalt des Zuschlagkörpers, wie sich rechnerisch leicht nachweisen läßt, wenn man den Zuschlagkörper als Kugel voraussetzt, und auch für alle Körperformen ohne weiteres aus der Tatsache folgt, daß der Spannungsabfall für Körper gleicher Form und verschiedener Größe geometrisch ähnlich erfolgt, also so, daß die Strecke, innerhalb deren die Spannung um ein bestimmtes Maß fällt, den Abmessungen des Körpers proportional ist. Da also die Formänderungsarbeit durch den Rauminhalt des Zuschlagkörpers gegeben ist, so ist sie für eine bestimmte Zuschlagmasse gleich groß, ob diese nun in wenigen großen oder in vielen kleinen Körpern verteilt ist. Vom Standpunkt der Eigenspannungen aus ist also nur das Gesamtvolumen des Zuschlagmaterials, nicht seine Kornzusammensetzung maßgebend. Bei Blockeinlagen ist also eine besondere Festigkeitsverminderung, die, abgesehen von ihrer Masse, noch in ihrer Größe begründet wäre, nach den bisherigen Betrachtungen nicht zu befürchten.

Wenn man nun allerdings den Abbindevorgang und die dabei auftretende Wärmeerzeugung näher ins Auge faßt, so zeigt es sich, daß auch die Größenverteilung der Körper in der Tat zusätzliche Eigenspannungen hervorrufen kann. Beim Abbinden tritt in der Betonmasse eine nicht unbedeutende Erwärmung auf, die bei Gußbeton und den üblichen Mischungsverhältnissen rd  $20^0$  beträgt. Diese Wärme verschwindet bei den großen Talsperrkörpern nur langsam, und es dauert einige Jahre, bis die Übertemperatur auf einen Bruchteil ihres Anfangswertes abgeklungen ist. Das Schwinden selbst ist zum Teil nur auf die Abkühlung zurückzuführen, aber keinesfalls ausschließlich, wie daraus folgt, daß kleine, längst abgekühlte Betonkörper im Laufe der Jahre dauernd weiterschwinden. Besteht nun der Zuschlag nur aus kleinen Körpern, so kann man bei Erwärmung und Abkühlung mit einer über die ganze Masse gleichmäßig verteilten Temperatur rechnen, diese kleinen Körper geben zu besonderen Temperaturspannungen keinen Anlaß. Sind jedoch diese Körper größer, so folgen sie der ziemlich rasch ansteigenden Erwärmung der Grundmasse nur mit einer gewissen Verzögerung. Die Grundmasse wird einige Zeit nach dem Eintritt der Höchsttemperatur zu erhärten beginnen. Wenn nun die Zuschlagkörper nach dem



Beginn der Erhärtung noch weiterhin beträchtlich Wärme aufnehmen, so geben sie zu anfänglichen Temperaturspannungen Veranlassung, die sich dann den nachträglich noch hinzukommenden Schwundspannungen überlagern.

Um sich von der Verzögerung im Temperaturgang des Zuschlagkörpers ein Bild zu machen, sei angenommen, daß ein als kugelförmig vorausgesetzter Zuschlagkörper in eine Grundmasse eingebettet sei, die plötzlich auf eine Temperatur von  $T^{\circ}$  gebracht werde. Ein vollständiger Temperaturengleich wird bei Körpern jeder Größe theoretisch erst nach unendlich langer Zeit erfolgt sein; dagegen wird die Zeit, innerhalb welcher der Körper eine Mitteltemperatur von einem bestimmten Prozentsatz der Endtemperatur  $T$  erreicht, von der Größe des Zuschlagkörpers abhängig sein. Um das Problem zu vereinfachen, sei von der Abkühlung der Grundmasse in der Umgebung des Zuschlagkörpers abgesehen und angenommen, daß Grundmaße und Oberfläche der Kugel dauernd die Temperatur  $T$  behalten. Eine Aufgabe ähnlicher Art findet sich bei Gröber, Grundgesetze der Wärmeleitung und des Wärmeübergangs, Berlin 1921 S. 54—56, behandelt. Die Zeit für eine bestimmte prozentuale Wärmeaufnahme ist proportional dem Quadrat des Kugelhalbmessers. Geht man nun von der dort im Anhang S. 258 für Granit gegebenen Konstanten  $a = 0,0059 \text{ m}^2/\text{h}$  aus, so kann man die Zeit für die Erwärmung der Kugel auf das 0,8-, 0,9-, 0,95fache der Temperatur des Grundstoffes in Abhängigkeit vom Halbmesser oder Rauminhalt der Kugel in einem Diagramm nach Abb. 2 darstellen. Dank des verhältnismäßig großen Wärmeleitungsvermögens des Granits sind die Zeiten ziemlich gering. Blöcke von  $2 \text{ m}^3$  Inhalt haben in rd 20 Stunden 90%, in 25 Stunden 95% der Endtemperatur erreicht. 25 Stunden nach Eintritt des Temperaturanstieges ist beim Beton mit einer nennenswerten Verfestigung noch kaum zu rechnen. Man sieht also, daß selbst die größten in der Praxis verwendeten Blöcke nur Zusatzwärmespannungen erzeugen, die einer Temperaturerhöhung von kaum über  $1^{\circ}$  entsprechen.

Die Erwärmung des Zuschlagkörpers wird nun allerdings wesentlich langsamer — wohl nur etwa mit der Hälfte der Geschwindigkeit — erfolgen, die sich durch obige Betrachtung ergab. In der Umgebung des Zuschlagkörpers muß infolge des Wärmeentzuges die Temperatur sinken, der Wärmeübergang in die Kugel also langsamer erfolgen. Dafür wird jedoch, falls die Erhärtung vor vollzogenem Temperaturengleich stattfindet, die Umgebung der Kugel bei niedrigerer Temperatur erhärten, und dann zufolge ihrer eigenen noch fortschreitenden Erwärmung der noch folgenden Ausdehnung der Kugel weniger Widerstand entgegensetzen. Beide Einflüsse, größere Ver-

zögerung in der Erwärmung der Kugel, nachträglicher Temperaturanstieg in der Kugelumgebung werden sich ziemlich aufheben, und die Abschätzung der Zusatzwärmespannung nach obigen Kurven wird sich wohl nicht allzuweit von der Wirklichkeit entfernen. Eine Zugabe von Traß, der die Erhärtung verzögert, wird übrigens diese geringen Zusatzwärmespannungen noch weiter herabsetzen.

Nach allem Obigen ist also bei Blockeinlagen eine Verminderung der Festigkeit, die über das Maß dessen hin-

ausgeht, die durch die Verminderung des Mischungsverhältnisses zu erwarten ist, nicht zu befürchten. Im Gegenteil ist anzunehmen, daß ein Beton, der beim gleichen Zementzuschlagverhältnis einen Teil des Zuschlags als grobe Blöcke enthält, fester wird, weil er bei der gleichen Fließbarkeit weniger Wasser beansprucht. Außerdem wird ein solcher Beton bei entsprechender Baustelleneinrichtung billiger. Ferner bilden die Blöcke bei den unvermeidlichen Arbeitsfugen eine sehr günstige und auch notwendige Verzahnung, weil die Arbeitsfugen mit der Richtung der größten Scherspannung meist nahe zusammenfallen.

Eine Nachprüfung dieser Ergebnisse durch den Versuch ist wohl nur in kleinem Maßstab möglich, etwa durch größere (30 cm) Würfel aus Mörtel mit und ohne grobe, im Verhältnis zum Würfel jedoch noch kleine (etwa 5 cm Durchmesser) Zuschläge. Da der Würfel vor Eintritt der Erhärtung schon ziemlich erkaltet ist, werden die Ergebnisse allerdings günstiger sein als bei großen Mauerkörpern. Falls solche Versuche, wie aus schon bekannten Erfahrungen nicht anders zu erwarten ist, die obigen theoretischen Schlußfolgerungen bestätigen, wird also die bei der Schwarzenbachsperre in Deutschland zum ersten Male durchgeführte Verwendung großer Blockeinlagen vollkommen gerechtfertigt dastehen, und sie werden wohl in Zukunft bei solchen Massenbauten ein von der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit in gleicher Weise gefordertes und gerechtfertigtes Bauelement bleiben.

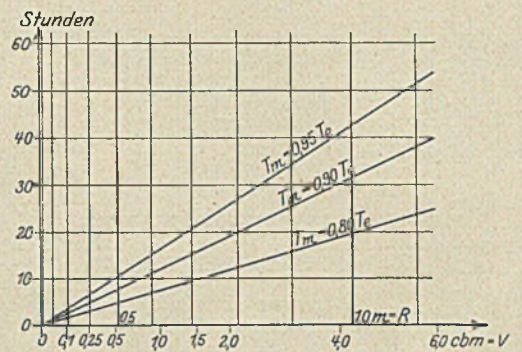


Abb. 2. Verzögerungszeiten in der Erwärmung einer Granitkugel, abhängig von Radius und Volumen.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Neuere selbsttätige Heberüberfälle in Deutschland und Italien.

Zu den Aufsätzen auf Seite 176/177, Heft 9 und Seite 387, Heft 19 der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ über neuere selbsttätige Heberüberfälle in Italien darf nicht unerwähnt bleiben, daß die genannten italienischen Anlagen nach den Entwürfen und italienischen Patenten der deutschen Firma J. Heyn-Stettin gebaut worden sind. Außer den im letzten Aufsatz (Seite 387) kurz genannten Verbesserungen und Neuerungen ist besonders noch hervorzuheben die Ausbildung der Heberüberlaufkrone in Abb. 1 und 2 auf Seite 387, die ein schnelles Anspringen, eine der wichtigsten Forderungen an den selbsttätigen Heber, mit Sicherheit gewährt und durch die der für das Anspringen des Hebers bisher erforderliche größere Überstau (die sogenannte Anspringtoleranz) auf ein sehr geringes, nicht ins Gewicht fallendes Mindestmaß eingeschränkt ist.

Auch mag auf die Ausbildung der Luftregleröffnungen und ihre Vorverlegung um ein beträchtliches Stück vor den eigentlichen Heberlauf aufmerksam gemacht werden, wodurch die lästige und unzulässige O. W.-Spiegelerhebung während des Heberbetriebes (die sogenannte Betriebstoleranz) so gut wie ganz beseitigt ist.

In Erweiterung der beiden genannten Aufsätze wird in der umstehenden Abbildung eine Neugestaltung des selbsttätigen Hebers gezeigt,

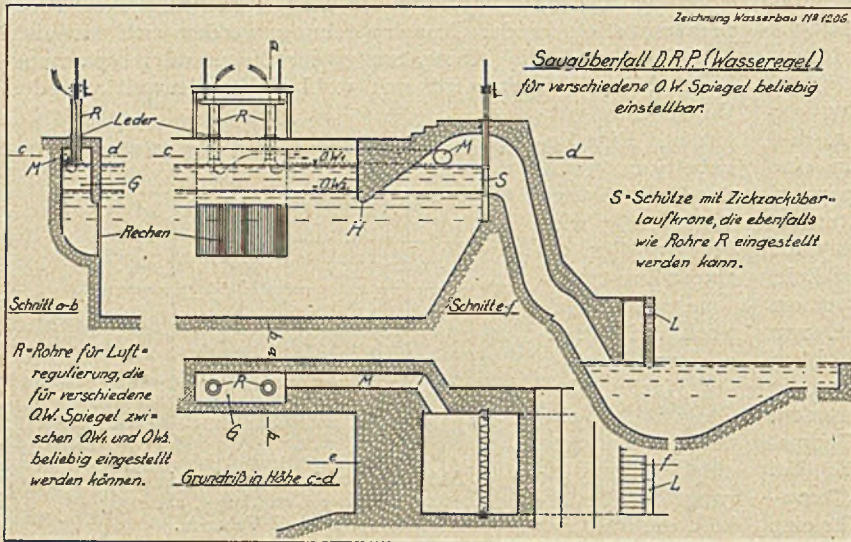
bei der ortsfeste in Eisenbeton ausgeführte Heber auf verschiedene Stauhöhen zwischen den fast beliebig weiten Grenzen O. W. 1 und O. W. 2 leicht eingestellt werden können.

Die Hauptsaugschnauze H reicht bis unter den niedrigsten Stau O. W. 2. Die das Arbeiten des Saugüberfalls feinstmöglich regelnde Außenluft wird dem Heberinnern durch die Rohre R und die Verbindungsleitung M zugeführt; die Rohre R durchdringen die Decke einer Tauchglocke G, die durch eine mit Rechen gegen Treibzeug gesicherte Öffnung mit dem O. W. verbunden ist; da der Spalt zwischen der Außenwand der Rohre R und der Decke der Tauchglocke G durch Ledermanschetten vollkommen luftdicht abgedichtet ist, ist der Raum unter der Tauchglocke G und damit das Heberinnere von der Außenluft abgeschlossen, sobald der O. W.-Spiegel die Unterkante der Rohre R etwas übersteigt.

Dadurch, daß die Rohre R in den Ledermanschetten mit einem Zahnstangengetriebe beliebig auf- und niederbewegt werden können und ihre Unterkante jedesmal maßgebend ist für die Stauhöhe, die der Heber regelt, ist die Einstellbarkeit für jede gewünschte Stauhöhe zwischen O. W. 1 und O. W. 2 gewährleistet.

Voraussetzung für ein zweckmäßiges Arbeiten ist allerdings weiter, daß auch die Überlaufkrone des Hebers gleichzeitig mit den Rohren R auf- und niederbewegt und auf die gewünschte Stauhöhe





eingestellt werden kann; das ist dadurch erreicht, daß die oben genannte das Anspringen wesentlich beschleunigende Zickzacküberlaufkrone D.R.P. auf einer Schütze S befestigt ist, die mit zwei Rundisen luftdicht die Heberdecke durchdringend ebenfalls mit Zahnstangengetriebe auf jede gewünschte Höhe zwischen O. W. 1 und O. W. 2 gehoben oder gesenkt werden kann.

Auch diese im Staatl. Kraftwerk Wurzen i. Sa. ausgeführte Anlage besitzt den Vorteil, daß sowohl die genannte O. W.-Spiegelerhebung während des Heberbetriebes, wie auch die für das Anspringen des Hebers erforderliche auf ein kaum merkbares Mindestmaß sich einstellt.

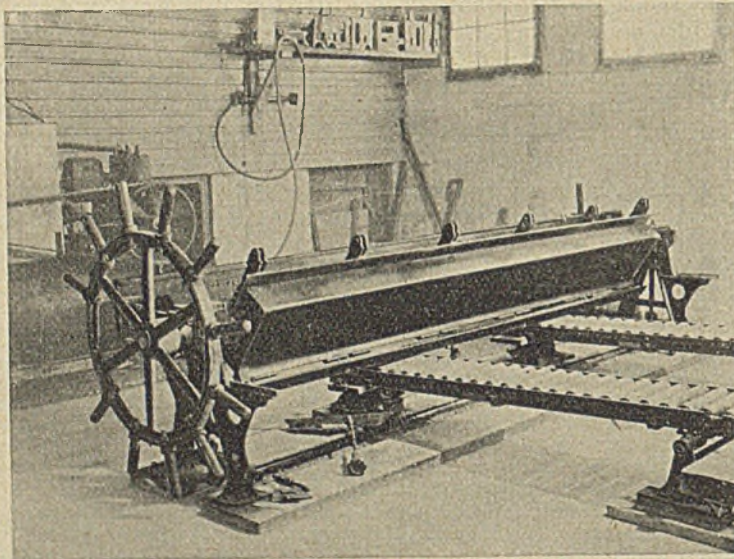
(Alle genannten Verbesserungen sind der Firma J. Heyn-Stettin durch D.R.-Patente und mehrfache Auslandspatente geschützt.)

**Neue Formen für Beton- und Kunststieptreppenstufen.**

Nach Beobachtungen in Amerika von Arch. Franz Hoffmann, Johannisthal.

Beton- und Kunststieptreppen werden für massive Treppen dort angewendet, wo man gegenüber den teuren Werkstieptreppen sparen will. Der Vorzug der ersteren soll also in der Hauptsache in der Billigkeit bestehen; ihre Verwendung wird also in dem Maße steigen, in dem ihre Verbilligung wächst.

Seit Beginn der Herstellung von Betonstieptreppen hat man ihre Form, d. h. ihr Profil dem Werkstieptreppenquerschnitt nachgeahmt und wohl



noch niemals in den vergangenen Jahrzehnten — so lange die Betonstieptreppenfabrikation besteht — ist es einem Konstrukteur oder einem Betonwarenfabrikanten in Deutschland eingefallen, hierin irgendwelche Änderung und Verbesserung von so ausschlaggebender Bedeutung vorzunehmen, wie solche in der in folgendem beschriebenen und durch Abbildungen illustrierten neuen Stufe und Stieptreppenherstellungsform des Amerikaners Barriball in Cleveland, Ohio, auffällt.

Allen, denen die Anfertigung, das Verladen und das Versetzen unserer bisherigen Werkstieptreppen unterliegt, sind gewisse, nun schon seit Jahrzehnten mit in Kauf genommene Mängel bekannt.

Die Mängel bestehen:

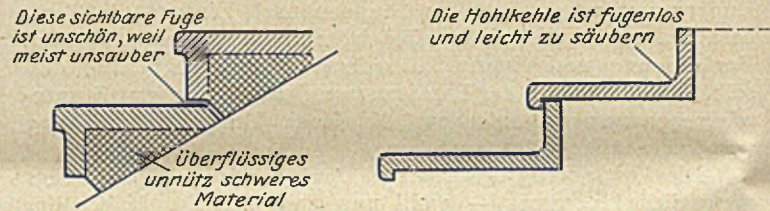
1. In dem unhandlichen, dreieckigen Profil,
2. in der überflüssigen Schwere, die sowohl die Transport- als auch die Versatzkosten erhöht,
3. in der Schwierigkeit des Lagerfugenverstreichens,
4. in der Gefahr des Kantenbruchs, der — wenn er erst einmal aufgetreten ist — trotz aller Reparatur sichtbar bleibt,
5. in der erschwerten Reinhaltung der scharfkantigen Winkel, die am Zusammenstoß der Tritt- und der Setzstufe gebildet sind, und in noch manch anderem mehr.

Die für Deutschland neue Stufe aus Beton und Kunststein, die hier zum ersten Male gezeigt wird, dürfte daher zweifellos für alle hieran Interessierten von großem Wert sein, und es steht zu hoffen, daß diese Form — eine patentierte Erfindung der amerikanischen Betonwarenfirma Barriball Bros Co., Cleveland, Ohio — der Fabrikation und Verbreitung von Beton- und Kunststieptreppen auch in Deutschland mit Riesenschritten voranhilft.

In den sehr deutlichen Detailaufnahmen wird gezeigt:

- a) Die Art und Weise, wie diese Stieptreppen hergestellt werden,
- b) wie sie versetzt werden,
- c) ihre Anwendung insbesondere für Vortreppen.

Zur Erläuterung der vorgenannten Nachteile der alten Stieptreppenprofile und der Vorteile der neuen vereinfachten Profilform dient die hier gezeigte Federskizze.

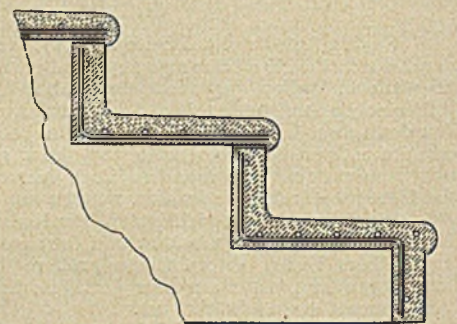


Das Wesentlichste, das daraus ersichtlich und über das neue Stieptreppenprofil zu sagen ist, ist:

1. Die Material-, Gewicht- und somit Kostenersparnis in der Herstellung, im Transport und im Versetzen der Stieptreppen. Beim Versand lassen sich diese Stieptreppen auch leichter verpacken und raumersparend ineinanderreihen.
2. Die Hohlkehle im Winkelansatz zwischen der Tritt- und der Setzstufe gestattet ein weit leichteres Reinigen der Treppe.
3. Die Lagerfuge, die jetzt unter der Trittstufenwulst liegt, ist verdeckt und etwaiger Kantenbruch verschwindet ebenfalls unter diesem Trittstufenwulst.
4. Die verdeckt liegende Fuge kann ganz nach Erfordernis schwächer oder stärker gehalten werden. Der Vorteil, der sich daraus ergibt, ist der, daß die gleiche Stufe ohne jede Formveränderung für verschiedene hohe Treppesteigungen verwendet werden kann.

Eine Eisenarmierung der an sich jetzt leichteren Stieptreppen erhöht ihre Stabilität und gestattet selbst für breiteste Treppe diese Stieptreppenverwendung.

Die Herstellung der Stieptreppen erfolgt nicht in leichten, aus losen Teilen zusammenfügbaren Formen mit zahlreichen Elementen, sondern in einem festen eisernen Gefüge, das zu einer Einheit zusammengeslossen ist und eine unverwüthliche Präzisionsmaschine darstellt.



Auf dieser Maschine werden die Stieptreppen nicht wie bisher bei uns unter Handstieptrepfung hergestellt, was bekanntlich immer nur ungleichmäßig feste Produkte ergibt, sondern diese Maschine läßt die weit zuverlässigere Bearbeitung mit Preßluftstieptrepfen zu.



Die Herstellung von Beton- und Kunststeinstufen mittels Preßluftstampfern garantiert entschieden festere und dauerhaftere Produkte.

Für die Zukunft ist solche Arbeitsweise die einzig richtige.

Die Verwendung solcher Stufen ist eine sehr vielseitige, nicht etwa nur für Vortreppen, Freitreppen, sondern auch für jegliche Etagentreppen.

Tausende solcher Stufen sind im Staate Ohio zu finden. Als Etagentreppen sah ich sie in Chicago und Cleveland nicht nur als

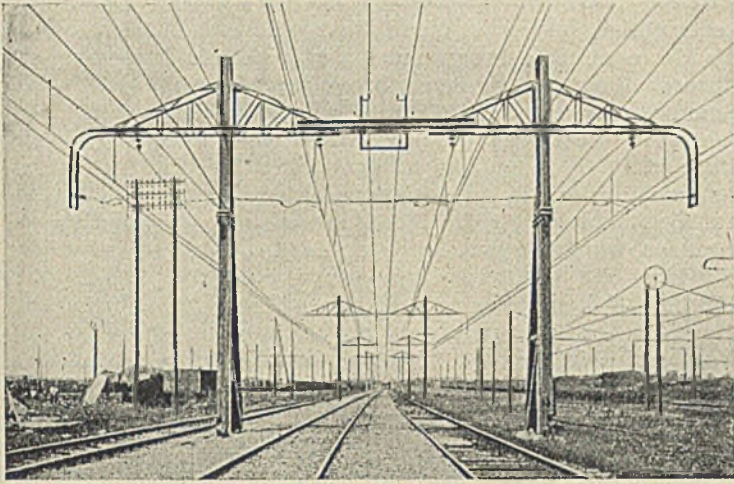


Abb. 1.

freitragende Treppen, sondern auch — und zwar in der Mehrzahl — als aufgelegte Stufen, die also auf eisernen Wangen ruhen.

Für Vortreppen fertigt man zweckmäßig auch das Auflagerwangenmauerwerk in einem Stück aus Beton, schon um möglichst auch hier Fertigware zum Bau zu bringen, die

dort nur aufgestellt zu werden braucht. Man weiß dort die größere Billigkeit der Werkstattarbeit zu schätzen. Alles übrige veranschaulichen die wiedergegebenen Abbildungen.

### Elektrische Ausrüstung der Eisenbahn Paris-Orleans.

Abb. 1 zeigt die Regelausrüstung der eingleisigen Strecke Paris—Etampes mit 64 m Abstand der Maste, Verbund-Kettenaufhängung und doppelten Fahrdrähten. Unter den elferlei Masten der Speiseleitungen sind bemerkenswert die Maste für die Überquerung der Loire mit 490 m Spannweite, 54 m über dem Boden hoch, am Fuße 12 x 12 m weit, 20 t schwer, die bei 120 kg/m<sup>2</sup> Winddruck fünffache und beim Reißen aller drei Leitungen über der Loire noch 1,75 fache Sicherheit haben (Abb. 2). (Aus Revue générale des chemins de fer, S. 194, Fig. 29, vom März 1926 und Engineering, S. 316, Fig. 10, vom 5. März 1926.) N.

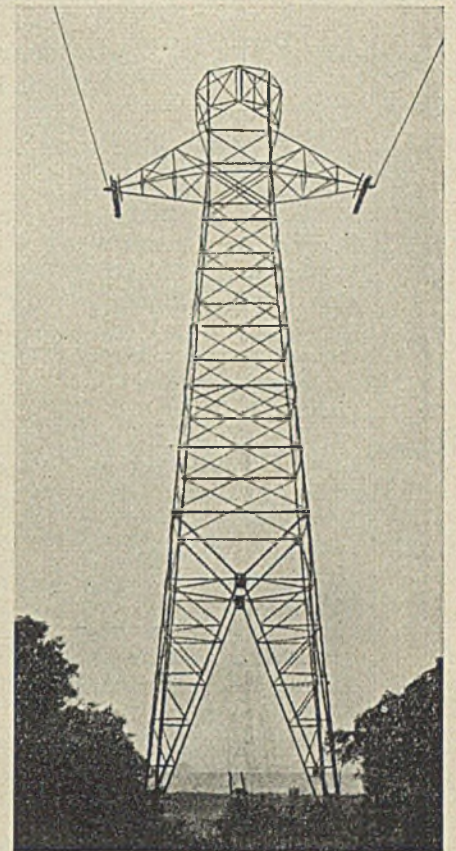


Abb. 2.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Produktive Erwerbslosenfürsorge durch Ausführung von Bauarbeiten.

Der volkswirtschaftliche Ausschuß des Reichstages hat dem Plenum am 26. Juni einen ausführlichen Bericht über die Frage vorgelegt, wie durch die Vergebung von Notstandsarbeiten, Beschaffung anderer Arbeiten usw. in größerem Umfange als bisher Erwerbslose beschäftigt werden können. Darin ist festgestellt, daß seit der im Herbst 1925 einsetzenden Wirtschaftskrise etwa 2,5 Millionen völlig Erwerbslose und mehrere Millionen Kurzarbeiter in Deutschland vorhanden sind. Mit Rücksicht darauf, daß auch in den Sommermonaten die wirtschaftliche Krise in unverminderter Schärfe anhält und keine begründete Aussicht besteht, daß die große Arbeitslosigkeit in absehbarer Zeit eine erhebliche Abschwächung erfährt, wird es für dringend geboten gehalten, daß in organischem Zusammenhang mit den Bedürfnissen der Wirtschaft die notwendigen Maßnahmen getroffen werden, um den Arbeitsmarkt zu heben, die Arbeitsmöglichkeit zu fördern und den Erwerbslosen Beschäftigung zu geben. Es sei notwendig, daß mindestens etwa 500000 Erwerbslose mit produktiven Notstandsarbeiten beschäftigt würden. Hierfür wird auf Grund eingehender Berichte der einzelnen Reichsressorts u. a. die Ausführung folgender Arbeiten empfohlen:

1. Die Schiffbarmachung deutscher Flüsse und deren zweckdienliche Verbindung durch Kanäle;
2. der Straßenbau und die notwendige Erweiterung eines größeren Teiles der Straßendecken, die dem neuzeitlichen Verkehr nicht genügen;
3. die Kultivierung von Ödlandflächen usw.;
4. Fluß- und Bachregulierungen zur Gewinnung von Kulturboden und anderem Gelände sowie zur Verhütung von Hochwasserschäden usw.;
5. Stauanlagen und Schutzwälle usw., um den stets wiederkehrenden Hochwasserschäden vorzubeugen;

6. Anlagen zur Gewinnung von Wasserkräften;
7. der Wohnungsbau.

Nach dem vom Reichsverkehrsministerium dem Reichstagsausschuß vorgelegten Bericht werden aus dem Bereich der Reichswasserstraßenverwaltung die folgenden Bauausführungen (siehe Seite 594) als für Notstandsarbeiten geeignet bezeichnet:

Die Wasserstraßenbauten, die bereits die Genehmigung des Reichstages erhalten haben, und deren Ausführung begonnen hat, sollen beschleunigt und verstärkt zur Durchführung kommen. Es handelt sich hier insbesondere um die Neckarkanalisation auf der Strecke von Mannheim bis Plochingen, um den Rhein-Main-Donau-Kanal, den Kanal Wesel—Datteln, die zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals, um den Ausbau des Oder-Spree-Kanals und um den Mittellandkanal auf der Strecke von Hannover bis Peine.

Für die Vollendung des Mittellandkanals werden die Baukosten der noch nicht in Angriff genommenen Strecken unter Zugrundelegung einer Verteuerung von 30% gegenüber den Vorkriegspreisen auf 448 Millionen Reichsmark veranschlagt, und zwar würden hiervon entfallen: auf den Hauptkanal von Peine bis Burg mit Elbeüberführung und Zweigkanälen 273 Millionen Reichsmark, auf die Verbindung mit dem Wirtschaftsgebiet der oberen Saale (Südlügel) 175 Mill. Reichsmark.

Hinsichtlich weiterer Pläne über größere Kanal- und Kanalisierungsbauten wird berichtet, daß der Dortmund-Ems-Kanal nahezu an der Grenze seiner Leistungsfähigkeit angelangt sei, so daß seine Erweiterung in Aussicht genommen werden müsse. Vorarbeiten zur Erlangung eines baureifen Entwurfs sind bereits eingeleitet und ihre Dauer werde etwa zwei Jahre betragen.

Die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen bezwecke, die Weser zu einer auch bei geringer



Lfd. Nr.	Bezeichnung des Baues	Gesamtkosten Mill. RM.	Dauer Monate	Zahl der Arbeiter
1	Neue Mündung (7 km neuer Kanal) des Ihle-Kanals in die Elbe	8	48	Bei Beginn 300 u. 400, später bis 500
2	Pareyer Durchstich (2,5 km neuer Kanal) vom Ihle-Kanal zum Plauer Kanal	3	12—15	Bei Beginn 200, später 400 bis 600
3	Sicherungsmaßnahmen am Henrichenburger Hebewerk (reine Erdarbeiten)	0,12	3	60
4	Erweiterung der Liegestelle des Dortmund-Ems-Kanals an der Abzweigung des Rhein-Herne-Kanals (reine Erdarbeiten)	0,21	9	90—100
5	Herstellung der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals an der Emscherkreuzung	0,215	7½ 3½	50 50
6	Abflachung scharfer Krümmungen am Dortmund-Ems-Kanal (reine Erdarbeiten)	0,25	9	90—100

Wasserführung voll leistungsfähigen Wasserstraße für 1000-Tonnen-Schiffe zur Verbindung des Ems-Weser-Kanals mit Bremen zu machen. Das kostspielige und zeitraubende Ablichten der Kanalkähne in Minden werde durch die Weserkanalisierung entbehrlich. Es sei der Bau von fünf neuen Staustufen geplant, von denen vier oberhalb und eine unterhalb der Allermündung anzulegen sind. An sämtlichen Staustufen ist die Ausnutzung der Wasserkräfte vorgesehen. Der Kostenanschlag soll noch eine Nachprüfung erfahren.

Der von der Zentralstelle des Hansa-Kanal-Vereins in Bremen dem Reichsverkehrsministerium vorgelegte Entwurf des Hansa-Kanales sieht die Schaffung einer Wasserstraßenverbindung vom rheinisch-westfälischen Industriegebiet nach den deutschen Seehäfen Bremen, Hamburg und Lübeck vor. Nach Ansicht des Reichsverkehrsministeriums muß aber wegen der hohen Baukosten von der Ausführung des stellenweise im hohen Auftrage liegenden Westteils des Hansakanals von Bramsche (am Ems-Weser-Kanal) bis Achim (an der Weser) sowie von der Überführung des Kanals über die Weser mittels Brücke zunächst abgesehen werden. Stattdessen kommt die Linienführung über den „Ems-Weser“-Kanal bis Minden und von da auf der kanalisierten Weser bis zur Abzweigstelle nach Hamburg in Betracht. Durch die Einschaltung der kanalisierten Weser in die Kanallinie werde auch die Speisungsfrage des Hansakanals leichter zu lösen sein.

Die thüringische Kaliindustrie strebe eine Kanalisierung der Werra von Hann. Münden bis Eschwege an, um so den Transport ihrer für den Export bestimmten Erzeugnisse zu verbilligen. Geplant ist der Bau einer Zubringer-eisenbahn von Gerstungen nach Eschwege, wo die Güter auf das Schiff umgeschlagen werden sollen. Erforderlich ist in jedem Falle die Schiffbarmachung der Werra für größere Kähne von Eschwege bis zur Einmündung in die Weser bei Hann. Münden durch Kanalisierung. Vorarbeiten zur Aufstellung eines baureifen Werra-Kanalisierungsentwurfs, an deren Kosten sich die Kaliindustrie beteiligt, sollen in diesem Jahre ausgeführt werden.

Für die Verbesserung der Fahrwasserhältnisse auf der Oder wird der Bau des Staubeckens bei Ottmachau für dringend erforderlich gehalten, damit der

Oder bei niedrigen Wasserständen das erforderliche Zuschußwasser zur Durchführung der Schifffahrt gegeben werden kann. Die bisher gegen den Bau erhobenen Widerstände sind im wesentlichen behoben, so daß der Finanzierung des Unternehmens näher getreten werden kann.

Inwieweit die letztgenannten geplanten größeren Kanal- und Kanalisationsbauten allerdings werden durchgeführt werden können, wird sehr wesentlich davon abhängen, inwieweit die Baukosten sichergestellt werden können. Das Reich beabsichtigt, im Herbst eine Inlandsanleihe aufzulegen, durch die das erweiterte Programm der produktiven Erwerbslosenfürsorge finanziert werden soll. Während ursprünglich eine Summe von 200 Millionen Reichsmark vorgesehen war, schweben jetzt Besprechungen über eine Erhöhung dieses Betrages. In einer auf Anregung des Reichstages eingesetzten Ministerialkommission der Reichsregierung wird zurzeit darüber beraten, welche Arbeiten zunächst in Angriff genommen werden sollen.

Über die im Reichstagsausschuß geäußerte Ansicht des Reichsverkehrsministeriums, inwieweit bei der Vergebung von Straßenbauaufträgen in größerem Umfang Erwerbslose beschäftigt werden können, über die Pläne hinsichtlich der Ödlandkultivierung usw. wird späterhin berichtet werden.

#### Beschlüsse der Ständigen Tarifkommission.

Aus den in der Sitzung der Ständigen Tarifkommission vom 23. bis 25. Juni 1926 gefaßten Beschlüssen ist folgendes hervorzuheben.

„Asbestplatten (Asbestpappe), Asbestkieselgurplatten“ sollen unter Schaffung einer entsprechenden neuen Tarifstelle aus Klasse A in die Klasse B versetzt werden.

Der Antrag, Betonmasten und -säulen aus Klasse E in die Klasse D zu versetzen, wurde bis auf weiteres abgelehnt.

In die Klasse D soll folgende neue Tarifstelle aufgenommen werden: „Dachschutz- und Isoliermasse überwiegend aus Erdölrückständen (Erdölpech) mit Zusätzen von erdigen Stoffen sowie Sägemehl und Schiefermehl.“

Es wurde beschlossen, in der Anmerkung zu Ziffer 11a der Klasse D der Tarifstelle Eisen und Stahl, Eisen- und Stahlwaren im ersten Absatz hinter „Trägereisen an den Enden“ zuzusetzen:

„und das Lochen von Spundwandisen (Spundbohlen) an den Enden“.

In die Klasse E soll folgende neue Tarifstelle aufgenommen werden:

„Zementstreckmittel aus mindestens 95% Hochofenschlacken der Klasse F“.

Krangeld. Die Gebühr für die Heranschaffung eines Wagenkranes und eines erforderlichen Beiwagens von einer anderen Station, sofern einem solchen Antrag von der Eisenbahn entsprochen wird, wird von 20 RM. auf 15 RM. ermäßigt.

Deckenmiete. Die Deckenmiete ist mit Gültigkeit vom 1. August 1926 wie folgt festgesetzt:

Für jede Decke bei Verwendung auf eine Entfernung von:	
1—200 km	7,00 RM.
201—300 „	9,00 „
301—500 „	11,00 „
501—700 „	13,00 „
701—1000 „	14,00 „
701—1000 „	14,00 „
1001 und mehr km	15,00 „

Bindende Kraft erhalten die Beschlüsse erst, wenn von den maßgebenden Stellen kein Widerspruch erhoben wird. Infolgedessen kann ein Zeitpunkt für die Durchführung der Beschlüsse in den Tarifen nicht angegeben werden.

#### Rechtsprechung.

Verantwortlicher Bauleiter im Sinne von § 330 StrGB. Nach § 330 StrGB. und der dazu vorliegenden Rechtsprechung ist diejenige Person als „Bauleiter“ zu betrachten, welche über die Art und Weise der technischen Ausführung des gesamten Baues entscheidet, mit anderen Worten die Person, deren Gebote und Verbote in technischer Beziehung für das ganze ausführende Personal maßgebend sind. Wesentlich ist hierbei nicht die rechtliche Stellung der anordnenden Person, sondern das tatsächliche Verhältnis. Aus den folgenden Reichsgerichtsentscheidungen geht hervor, daß unter Umständen der Unternehmer, der die Leitung der Bauarbeiten einem Polier überträgt, oder der vom Auftraggeber bindende Vorschriften erhält, nicht zur Verantwortung gezogen werden kann.

a) Bei Maurerarbeiten an einer Scheune war ein Putzgerüst von 3,30 m Höhe errichtet worden. Obwohl nach § 47 der allgemeinen Unfallverhütungsvorschriften der Sächsischen Baugewerksberufsgenossenschaft alle Gerüstböden in Höhenlage von über 2,50 m mit



festen Schutzgeländern zu versehen sind, ließ der angeklagte Maurerpolier L., dem die Ausführung der Arbeiten von dem Unternehmer K. übertragen war, ein solches Schutzgelande nur teilweise anbringen. Einer der Arbeiter, der auf dem Gerüst beschäftigt war, stürzte an einer ungeschützten Stelle rücklings auf die Straße, erlitt einen Schädelbruch und starb daran. — Das Landgericht Plauen verurteilte den Angeklagten nach § 330 StrGB. zu einer Geldstrafe, da er bei Leitung und Ausführung eines Baues gegen die allgemeinen Regeln der Baukunst verstoßen habe, so daß für andere eine Gefahr entstanden war. Dieses Urteil ist jetzt vom Reichsgericht bestätigt worden. Die Rüge der Revision, daß eine schriftliche Übernahme der Bauleitung seitens des Angeklagten nicht erfolgt sei, kann nicht durchgreifen. Bauleiter ist derjenige, nach dessen Anordnungen der Bau vor sich geht. Das ist zweifellos der Angeklagte gewesen. In der Regel wird allerdings der Unternehmer auch der Bauleiter sein, aber in diesem Fall hat sich der Angeklagte in einer Weise betätigt, daß er als Bauleiter anzusehen ist. (I D 336/25 — 25. Juni 1926.)

b) In einer weiteren Entscheidung ist der Ortsbaumeister einer Gemeinde und nicht der ausführende Unternehmer in einem ähnlich gelagerten Fall für verantwortlich erklärt worden.

Die Gemeinde Birkenfeld ließ im April 1925 wegen Kanalisierungsarbeiten umfangreiche Ausschachtungen an einer Straße vornehmen. Am 26. April wurden mehrere Arbeiter, die in der 2,20 m tiefen Grube mit Rohrlegen beschäftigt waren, durch den Einsturz des Grabens schwer verletzt, ein Mann wurde getötet. Die Verantwortung für diesen Unfall trifft nach der Entscheidung des Landgerichtes Tübingen den bei der Gemeinde amtlich angestellten Ortsbaumeister Heinrich K. K. wurde wegen fahrlässiger Tötung zu 100 RM. Geldstrafe verurteilt. Nach den württembergischen Ministerialvorschriften vom Jahre 1911 sowie nach den Unfallverhütungsvorschriften der Tiefbauberufsgenossenschaft hätte der Graben verschalt und abgesprießt werden müssen, um Einstürze und Nachrutschen des Erdreiches zu verhindern, zumal die Straße schon einmal aufgegraben und die Erde außerdem durch Regenwetter aufgeweicht war. Das Landgericht führt aus, daß der Angeklagte die Maßnahmen des mit der Ausführung der Arbeiten betrauten Baumeisters S. durchkreuzt habe, indem er am 26. April die Arbeiter zum sofortigen Einlegen der Rohre veranlaßte, ohne erst eine Sicherung des Grabens vornehmen zu lassen, wie es der S. angeordnet hatte. — Die beim Reichsgericht eingelegte Revision des Angeklagten wurde verworfen. Die Verurteilung wegen Nichtbeachtung der in Frage kommenden Unfallverhütungsvorschriften besteht zu Recht. (I D; 43/26. 16. Februar 1926.)

Großhandelsindex.

2. 6.	9. 6.	16. 6.	23. 6.	30. 6.	7. 7.
123,7	123,7	124,2	125,3	126,9	128,6

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 15. Juli 1926.)

Bekanntmachung des Gesetzes über den Mieterschutz und Mieteinigungsämter. Vom 30. Juni 1926. (RGBl. I 26, S. 347.) Neue

Bekanntmachung mit durchgehender Paragraphierung nach dem heutigen Stande.

Runderlaß des Reichsfinanzministers betreffend Durchführung des Industriebelastungsgesetzes und des Aufbringungsgesetzes in Fällen der Grundstücksveräußerung, des Konkurses, der Liquidation und dergleichen. Vom 1. Juli 1926. (III R 8100.)

Runderlaß des Reichsfinanzministers über den Steuerabzug vom Arbeitslohn. Nach § 70, Abs. 4, des Gesetzes wird der auf den Arbeitslohn entfallende Steuerbetrag nicht erhoben, wenn er bei Zahlung des Arbeitslohnes für volle Monate 0,80 M. monatlich bzw. für volle Wochen 0,20 M. wöchentlich nicht übersteigt.

Die Verordnungen der Länder, außer Sachsen, Württemberg und Waldeck, über die Durchführung des Anleiheablösungsgesetzes und die Ablösung der Markanleihen der Länder, Gemeinden, Gemeindeverbände und andere öffentlich-rechtliche Körperschaften nebst Verzeichnissen der ausländischen Vermittlungsstellen für den Umtausch der Schuldverschreibungen und der Girozentralen als Annahmestellen für die Ablösung der Anleihen sind im Deutschen Reichsanzeiger abgedruckt. (Deutscher Reichsanzeiger 26/158.)

Berücksichtigung der früheren Eintragung eines Wohnungssuchenden. Der preuß. Wohlfahrtsminister hat angeordnet, daß Wohnungssuchenden, die aus dringenden Gründen den Aufenthaltsort wechseln, die Wartezeit in ihrem bisherigen Wohnorte bei der Eintragung in die Wohnungsliste der neuen Aufenthaltsgemeinde angemessen anzurechnen ist (Reichsarbeitsblatt 26/224).

Zum Umsatzsteuergesetz sind neue Ausführungsbestimmungen im Reichsministerialblatt und neue Durchführungsbestimmungen im Reichsgesetzblatt, beide unterm 25. Juni 1926, ergangen.

Die Ausführungsbestimmungen sind formeller Art und wenden sich in allererster Linie an die Finanzbehörden selbst. (Reichsministerialbl. Nr. 29, S. 623.)

Die Durchführungsbestimmungen sind ein kurzer Auszug der rechtsverbindlichen Vorschriften aus den alten Ausführungsbestimmungen. Die einzelnen Paragraphen sind als Anmerkungen zu den Paragraphen des Gesetzes angeordnet. Es handelt sich im einzelnen um Bestimmungen über die Ein- und Ausfuhr, um Lieferungen an Ausländer durch Versendung an dessen inländischen Spediteur bei der Ausfuhr, um Bestimmungen über Ausfuhrvergütung, um Bestimmungen über den Zwischenhandel usw. (RGBl. I, S. 323.)

Preußischer Ministerialerlaß betreffend Förderung der Neubautätigkeit durch Nichterhebung der Grundvermögenssteuer. Vom 29. Mai 1926. Nach § 15 des Gesetzes wird die staatliche Grundvermögenssteuer von den nach dem 31. März fertiggestellten Wohnungsbauten für die Dauer von 5 Jahren nicht erhoben. Es wird auch den Gemeinden empfohlen, bei den in Frage kommenden Neubauten zu prüfen, ob nicht Stundung oder Erlaß der gemeindlichen Grundvermögenssteuer geboten erscheine. (Preußisches Finanz-Ministerialblatt 26/226.)

Durchführungsverordnung zum Aufwertungsgesetz über die Aufwertung der Guthaben bei Fabrik- und Werk-Sparkassen, sowie der Ansprüche an Betriebspensionskassen. Vom 8. Juli 1926. (Deutscher Reichsanzeiger 159.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 24. Juni 1926.

- Kl. 5 b, Gr. 41. A 44 308. Hubert Adam, Magdeburg, Sternstr. 23. Abbauverfahren, bei dem das Deckgebirge von der abzubauen nutzbaaren Ablagerung entfernt wird. 21. II. 25.
- Kl. 20 a, Gr. 6. K 91 147. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bahn zur Massenbeförderung von Personen. 29. IX. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 3. G 64 279. Fa. Otto Preßler, Dr. Heinrich Geffken, Stallbaumstr. 9, und Dr. Hans Richter, Wiederitzscher Str. 3, Leipzig. Scheinwerfer für Signalzwecke, insbes. für Eisenbahnsignallampen. 9. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 3. G 66 117. General Railway Signal Company, Rochester, New York; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Vorrichtung zur Einstellung der Lichtquelle bei Lampen mit Kondensatorlinsen, insbes. für Eisenbahnsignale. 28. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 9. K 88 489. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schleppweiche, insbes. für Hängeschneellbahnen. 14. II. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 1. K 88 491. Julius Klingelhöfer, Offenbach a. M., Kaiserstr. 117. Formstein zur Herstellung von Mauerwerk mit durchgehenden wagerechten Hohlräumen. 14. II. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 1. L 61 245. Karl Lehr, Dinslaken H. Aus ineinander verschiebbaren durch Feststellbolzen gesicherten Rohren bestehendes Baugerüst. 24. IX. 24.

- Kl. 80 a, Gr. 7. J 27 379. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine. 9. II. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 43. L 63 835. Leo Longert, Essen, Irmgardstr. 19. Formvorrichtung zur Herstellung von Hohlsteinen aus stampfbarer Masse. 14. VIII. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 46. K 90 235. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Kastenartige Form zur Herstellung von Steinformplatten mit flach Z-förmigem Querschnitt. 13. VII. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 5. G 63 866. Gelsenkirchener Bergwerks A.-G., Abteilung Schalke und Emil Opderbek, Gelsenkirchen. Vorrichtung zum Trockenkönnen von flüssiger Schlacke; Zus. z. Pat. 415 230. 26. III. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 8. M 90 127. Musag-Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlackenverwertungsanlagen, Akt.-Ges., und Adolf Grote, Köln-Kalk. Verfahren zur Gewinnung von Formlingen aus Müll. 15. VI. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 25. J 25 850. Joachim Jachzel, Tileagd gara; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Asphaltbitumen aus Pacura und ähnlichen Rückständen sowie zähflüssigen Kohlenwasserstoffen. 3. III. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 62. S 69 030. Fa. Spülkraft A.-G., Nürnberg. Strahlförderanlage zur Förderung von Massen, wie Sand, Abraum u. dgl. 26. II. 25.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 61 565. Alfred Loebell, Berlin-Südende, Mittelstr. 13, u. Albert Lampe, Berlin-Steglitz, Breite Str. 1. Fördergerät. 27. X. 24.



Kl. 85 c, Gr. 1. B 110 732. J. G. Farbenindustrie Akt.-Ges. in Frankfurt a. M. Verfahren zur Behandlung von Flüssigkeiten, insbes. Abwässern mit Gasen. 9. VIII. 23.

#### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 24. Juni 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. 431 358. Fa. Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit umklappbarem Bügel. 17. II. 25. R 63 472.  
Kl. 19 a, Gr. 30. 431 359. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Stopfvorrichtung mit maschinell getriebenem und in verschiedenen Schräglagen einstellbarem Stopfwerkzeug. 11. V. 24. B 114 071.

Kl. 20 k, Gr. 9. 432 364. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Windschiefe Kettenfahrlleitung ohne Nachspannvorrichtungen mit abschnittweiser Vertauschung von Fahrdraht und Trageil für elektrische Bahnen. 8. II. 25. A 44 153.

Kl. 80 a, Gr. 14. 431 301. Curt Schmidt, Großschönau i. Sa. Maschine zum Stampfen von Formsteinen aus Beton o. dgl. 8. XI. 21. Sch 63 393.

Kl. 84 c, Gr. 1. 431 305. Bau und Betongesellschaft m. b. H., München. Zwischenbock für Betonkanal- und ähnliche Schächte. 28. VI. 24. B 114 660.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kalkbenennungen. Von Johann Schimpf. Kalkverlag Berlin W 62 Preis 1,30 RM.

In dieser Schrift werden die chemisch-wissenschaftlichen und Handelsbezeichnungen von Kalkarten und der aus ihm gewonnenen Erzeugnisse behandelt. Der Verfasser tritt dafür ein, die Bezeichnung Ätzkalk für Calciumhydroxyd vorzubehalten entsprechend gleichlautenden Bildungen wie Ätzkali, Ätznatron usw. Die Schrift dient der Klärung der in ihr behandelten Fragen, namentlich auch für den Handelsvertrieb. M. F.

Gesetz und Freiheit in der Kunst. Vortrag gehalten von Hochschulprofessor Dr. Emil Högg, in der Aula der Technischen Hochschule, Dresden am 28. Februar 1926. Verlag Akademische Buchhandlung Dressel, Dresden. Preis 0,50 RM.

Der ganz hervorragende Vortrag bespricht die neuesten Richtungen in der Kunst und wird, da er die auf dem Kunstgebiete wichtigsten Tagesfragen in hervorragender Art kritisch behandelt, auch von allen Bauingenieuren mit Erfolg gelesen werden; ist es doch auch für diese heute eine besondere Notwendigkeit, über die neuesten Richtungen und deren Gegenwarts- und Zukunftserfordernisse sich auf dem laufenden zu erhalten. M. F.

Private und gewerbliche Garagen. Von Dr.-Ing. Richard Koch, Berlin. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. 68 Seiten und 50 Abb. Preis 3 RM.

Bei dem heutigen lebhaften Anwachsen des Kraftwagenverkehrs stellt neben der Forderung des Baues hochwertiger Straßen für den Schnellverkehr die Schaffung von Unterbringungs- und Abstellmöglichkeiten für die Fahrzeuge eine dringende Notwendigkeit dar. Es ist daher zu begrüßen, daß mit der vorliegenden Abhandlung ein praktischer Ratgeber für die Planung und den Bau von Garagen-

anlagen geschaffen worden ist. In der Hoffnung, daß es unserer deutschen Automobilindustrie gelingen wird, auch dem deutschen Volke ein unseren wirtschaftlichen Verhältnissen angepaßtes Auto als Verkehrsmittel breiteren Bevölkerungsschichten zu beschaffen, erörtert der Verfasser, wie der Selbstfahrer in unmittelbarer Nähe seiner Wohnung seinen Wagen zweckmäßig und billig unterbringen kann. An der Hand vorzüglicher Abbildungen wird gezeigt, wie bei der Planung von Garagen zu verfahren und welchen Gesichtspunkten besonderes Augenmerk bei der Bauausführung zu schenken ist. Dabei weist der Verfasser mit Recht auf den wirtschaftlichen Vorteil des Baues von Sammelgaragen für 6—10 Wagen an Stelle von Einzelgaragen hin, die innerhalb der Grundstücksblöcke anzulegen sind. Im zweiten Teile erörtert der Verfasser die Unterbringungsmöglichkeit der Wagen im Inneren der Geschäftsstadt. Hier erfordern der teure Boden und die geringen Freiflächen mehrgeschossige Bauten oder die Unterkellerung von Höfen und Plätzen. In überaus klarer Weise untersucht der Verfasser die Anforderungen dieser meist gewerblichen Garagenbauten und zeigt Mittel und Wege, wie dem Bedürfnis der Abstellung zahlreicher Wagen nachgekommen werden kann, und wie dabei sowohl verkehrstechnisch als auch bautechnisch befriedigende Lösungen geschaffen werden können. Eine weite Verbreitung dieser handlichen Schrift in den Kreisen der interessierten Bauwelt als auch bei den Kraftfahrzeugbesitzern kann wegen des reichen Inhaltes nur empfohlen werden. Dr. Söllner.

Der Unterricht an Baugewerkschulen. Bd. 24. Von A. Schau. Statik IIIa für die Hochbau-Abteilungen. Zweite verb. Auflage mit 238 Abb. im Text. Verlag B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin. Karton. 2,80 RM.

Die Neubearbeitung trägt den neuen Bestimmungen und vorgeschriebenen Bezeichnungen Rechnung, hält sich aber sonst im allgemeinen an die frühere, erst 1920, erschienene Auflage. M. F.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

### Leerlaufarbeit.

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beiträge für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

### Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policegebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außer-

halb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

### Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenktweise zu überlassen.

### Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriften und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.