

ARMIERTER BETON.

1913. OKTOBER.

INHALT:

- Die Verteilung von Radlasten bei Eisenbetonbrücken. Von Bauinspektor Dr.-Ing. W. Frank (Stuttgart). S. 363.
 Beitrag zur Bemessung des Druckgurtes einfach und doppelt bewehrter Plattenbalken. Von Dr. techn. Eduard Proksch (Wien). S. 364.
 Über wirtschaftliches Dimensionieren von Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. Sickinger (Leipzig). S. 368.
 Betrachtungen über die neuerdings vorgeschlagenen Verfahren der Berechnung umschnürter Säulen. Von Ingenieur H. Schlüter (Strelitz i. Mecklbg.). S. 370.
 Konstruktion einer Kaianlage aus Eisenbeton am Panama-Kanal. Von A. Ricker (Charlottenburg). S. 373.
 Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Von Dr.-Ing. Kyrieleis (Breslau). S. 378.
 Nachbildung prähistorischer Skulpturen aus Beton. Von O. Faber (Heidelberg). S. 383.
 Unfallstatistik des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 384.
 Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 386.
 Wirtschaftliche Rundschau. S. 391.
 Mitteilungen über Patente. S. 392. — Bücherbesprechungen. S. 394. — Neue Bücher. S. 394. — Berichterung. S. 394.

DIE VERTEILUNG VON RADLASTEN BEI EISENBETONBRÜCKEN.

Von Bauinspektor Dr.-Ing. W. Frank (Stuttgart).

Über die Verteilung von Radlasten bei Eisenbeton-Balkenbrücken kann durch Vornahme von Probelastungen mit Dampfwalzen oder Lastwagen und Messung der Durchbiegung der einzelnen Unterzüge Aufschluß gewonnen werden.

Da es immerhin interessant ist, zu erfahren, inwieweit sich die Radlasten einer Dampfwalze der Quere nach über die Brücke verteilen, so möge nachstehend das Ergebnis der von dem

Breite der Vorderwalzen zusammen . . . 1200 mm
 „ „ Hinterwalzen je 410 „
 Achsstand 3200 „

Die Stellung der Walze war die in Figur 1 angegebene. Gemessen wurde die elastische Durchbiegung der Unterzüge I, III, IV, V, VI und VII je in Trägermitte.

Die Messung erfolgte mittels einer Mikrometerschraube und hatte folgendes Ergebnis:

Träger:	I	II	III	IV	V	VI	VII	
Ablesung in mm	115,96	—	103,78	112,47	101,72	101,88	111,20	unbelastet
	115,89	—	103,57	112,25	101,56	101,79	111,18	belastet
„	115,93	—	103,77	112,46	101,71	101,88	111,20	unbelastet
Durchbiegung	0,06	—	0,21	0,22	0,16	0,09	0,02	mm.

Verfasser durchgeführten Belastungsprobe einer Eisenbetonbrücke von 7,45 m Spannweite (Brücke über die Eschach in Leutkirch i. A.) mitgeteilt werden.

Die Brücke ist in umstehender Figur 1 dargestellt.

Die Belastung erfolgte durch eine Dampfwalze von 12,4 t Gewicht, wovon 8,4 t auf die Hinterachse und 4,0 t auf die Vorderachse entfallen.

Die Abmessungen der Walze sind folgende:

Gesamtbreite der Walze 1920 mm
 Durchmesser der Vorderwalzen 1100 „
 „ „ Hinterwalzen 1670 „

Wie ersichtlich, gingen die Unterzüge nach Entlastung wieder in ihre ursprüngliche Lage zurück.

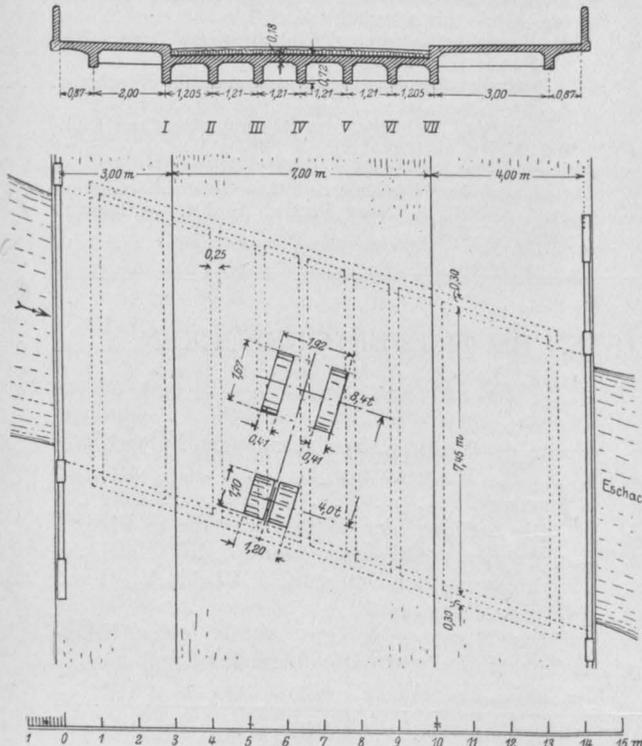
Soweit dies nicht vollständig der Fall war, rührt die Differenz, welche im Maximum $\frac{3}{100}$ mm beträgt, zum Teil von Ungenauigkeiten der Messung, zum andern Teil davon her, daß sofort nach Entlastung abgelesen wurde, während der Träger erfahrungsgemäß stets kürzere oder längere Zeit braucht, um wieder vollständig in die alte Lage zurückzugehen.

Mit den Differenzen in den Ablesungen vor und nach der Belastung steht in Übereinstimmung, daß die Ablesung nach der Entlastung in der Reihenfolge I—VII erfolgte, so daß die letzten

Unterzüge mehr Zeit hatten, in die alte Lage zurückzugehen.

Die Genauigkeit der Messung kann nach anderweitigen Beobachtungen zu $\frac{1}{50}$ mm angenommen werden.

Die Unterzüge flußaufwärts zeigen größere Durchbiegungen als die Unterzüge flußabwärts,



Maßstab 1:200.

Fig. 1.

da bei den ersteren noch der Einfluß der Vorderräder hinzukommt; möglich ist auch, daß die Walze nicht genau in Fahrbahnmitte, sondern etwas mehr flußaufwärts stand.

Die Übertragung der konzentrierten Radkasten nach der Quere der Brücke entspricht dem Verhältnis der Durchbiegungen.

Dieses ist 6:21:22:16:9:2.

Wird bei Unterzug II, wo wegen fehlenden Instruments nicht abgelesen werden konnte, die Zahl 13 interpoliert, so sind die Verhältniszahlen

6:13:21:22:16:9:2

d. h. es entfallen auf die einzelnen Unterzüge.

6,8 14,6 23,6 24,7 18,0 10,1 2,2%

der Gesamtlast.

Wird, um den Einfluß der Vorderräder auszuschalten, für die Verteilung der Hinterraddrücke das Verhältnis

2:9:16:22:16:9:2

angenommen, welches jedenfalls zu ungünstig ist, so entfallen auf die einzelnen Unterzüge

2,6:11,9:21,0:29,0:21,0:11,9:2,6%

der Last von 8,4 t.

Auf Unterzug IV kommt also eine Last von 2,45 t, während man bei der für die Zwecke der statischen Berechnung üblichen Rechnungsweise*) auf 3,4 t kommt.

Es wird sich nicht darum handeln können, auf Grund derartiger Beobachtungen bei Aufstellung der statischen Berechnungen für Balkenbrücken eine weitergehende Verteilung der Radlasten vorzunehmen, als dies nach seitheriger Übung geschah; man muß sich aber bewußt sein, daß infolge dieser günstigen Verteilung der Radlasten der Sicherheitsgrad der Konstruktion größer ist, als er nach der Rechnung erscheint.

Um genauere Anhaltspunkte für die Verteilung der Radlasten zu gewinnen, müßten eingehendere Messungen an einer möglichst großen Zahl von Brücken vorgenommen werden und es ist dies seitens des Verfassers auch zum Teil schon geschehen.

Bei vorliegender Brücke waren weitere Studien nicht möglich, da die Probelastung unter den ungünstigsten äußeren Umständen (Hochwasser) erfolgte und schnell beendet werden mußte.

BEITRAG ZUR BEMESSUNG DES DRUCKGURTES EINFACH UND DOPPELT BEWEHRTER PLATTENBALKEN.

Von Dr. techn. Eduard Proksch,
beh. aut. und beeid. Bauingenieur und Baumeister (Wien).

Nachfolgend sei eine Methode dargelegt, die unter der Voraussetzung einer Proportionalität zwischen nutzbarer Plattenbreite und Plattenstärke in einfachster Weise die Bemessung des Druck-

gurtes eines Eisenbetonplattenbalkens gestattet,

*) Vgl. Frank, Eisenbetonbau, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1911, S. 183.

resp. über die dort zu erwartenden Spannungen einen hinreichenden Aufschluß gibt.

Eine derartige Annahme, ausgedrückt durch

$$b = w d \dots \dots \dots (1)$$

hat vieles für sich, wenn sie auch nicht einwandfrei ist. Ohne auf diese Frage weiter einzugehen, kann man doch sagen, daß die nutzbare Plattenbreite b auch noch von der Stegstärke s , sowie von der Spannweite l abhängig ist. Also

$$b = q (d, s, l) \dots \dots \dots (2)$$

Fügt man zu Gl. (1) jedoch noch die Bedingung, wie es z. B. die österreichischen Vorschriften fordern, daß

$$s \geq 2 d \dots \dots \dots (3)$$

so kann man Gl. (1) jedenfalls mehr empfehlen, als das übliche

$$b = v l \leq \frac{1}{3} l \dots \dots \dots (4)$$

welche Forderung in den weitaus meisten Fällen ohnehin erfüllt sein wird.

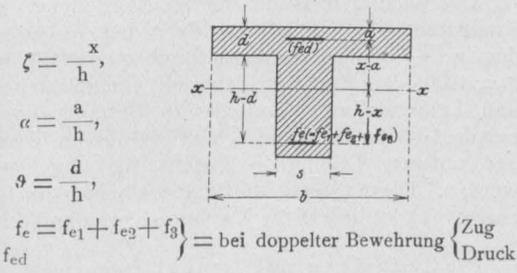


Fig. 1.

Die für unsere Methode grundlegende Beziehung ergibt sich aus der üblichen Formel für x

$$x = \frac{n f_e h + \frac{b d^2}{2}}{n f_e + b d} \dots \dots \dots (5)$$

Durch Transformation erhält man

$$h - x = \frac{h - \frac{d}{2}}{1 + \frac{n f_e}{b d}} \dots \dots \dots (6)$$

führt man die Beziehung zwischen den Randspannungen ein

$$\frac{x}{h} = \zeta = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} \dots \dots \dots (7)$$

so erhält man bei Verwendung von Gl. (1) durch Gleichsetzen von Gl. (6) mit

$$h - x = (1 - \zeta) h \dots \dots \dots (8)$$

die wichtigen Beziehungen

$$\frac{n f_e}{w d^2} = \frac{1 - \frac{d}{2h}}{1 - \zeta} - 1 \dots \dots \dots (9)$$

$$d^2 = \frac{n}{w} \cdot \frac{1 - \zeta}{\zeta - \frac{d}{2h}} \cdot f_e = \epsilon f_e \dots \dots \dots (10)$$

$$\epsilon = q \left(\zeta, \frac{d}{h}, w \right) = \frac{n}{w} \cdot \frac{1 - \zeta}{\zeta - \frac{d}{2h}} \dots \dots \dots (11)$$

Die in der Praxis zur Bemessung des Druckgurtes verwendeten Tafeln sind im Prinzip nur algebraische oder graphische Auswertungen dieser Funktion ϵ . Sie laufen meist darauf hinaus, für ein gegebenes Randspannungsverhältnis und ein angenommenes d und b die erforderliche Höhe zu ermitteln. Bei Verwendung eines Graphikons lassen sich die Aufgaben dann leicht kombinieren. Daß beispielsweise Prof. Mörsch einen Wert $\frac{m d}{b}$ einführt, entspricht dem Resultat, welches die Größe h ergibt, während es uns allgemein auf das Verhältnis $\frac{d}{h}$ ankommt.

Nimmt man nun nebst $w = \text{konstant}$ (siehe Gl. (1)) noch ein gefordertes Randspannungsverhältnis an, so reduziert sich der Beiwert ϵ nach Gl. (11) auf eine Funktion von $\frac{d}{h} = q$

$$d^2 = \epsilon f_e = \frac{P}{1 - \frac{d}{2 \zeta h}} \dots \dots \dots (12)$$

Entwickelt man dies nach dem binomischen Satz und vernachlässigt gleichzeitig die Glieder höherer Kleinheitsordnung, so erhält man allgemein

$$d^2 = \left(a + b \frac{d}{h} \right) \cdot f_e \dots \dots \dots (13)$$

Die Koeffizienten a und b ließen sich unschwer als Funktionen von ζ und w herleiten; da sie aber als Rumpfglieder einer Korrektur bedürfen, ist es vorteilhafter a und b empirisch zu bestimmen.

Für die besonderen Werte

$$\begin{aligned} w &= 16 \text{ (österr. Verordnung),} \\ n &= 15, \\ \zeta &= 0,375 \text{ (1000/40 kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ergeben sich für Gl. (12) die besonderen Zahlen

$$d^2 = \frac{1,565}{1 - \frac{d}{0,75 h}} \cdot f_e \dots \dots \dots (12a)$$

In der nachstehenden Tabelle wurde der Koeffizient ausgewertet und ergab sich, daß mit diesen Zahlen am besten die Resultate der folgenden Form übereinstimmen:

$$d^2 = \left(1,35 + 4 \frac{d}{h} \right) \cdot f_e \dots \dots \dots (13a)$$

Für viele Fälle wird auch die leicht zu merkende Form genügen

$$d^2 \sim \left(1,4 + 4 \frac{d}{h}\right) \cdot f_e \dots \dots (13b)$$

$\sigma_e \text{ max}$ $\sigma_b \text{ max}$ $n = 15$ $n = 40$ $n = 15$	$\frac{d}{h} = \vartheta$	0,375	0,3	0,25	0,20	0,15	0,10
	$\varepsilon = \frac{1,565}{1 - \frac{4}{3} \vartheta}$	3,13	2,61	2,35	2,14	1,95	1,80
	$\lambda = 1,35 + 4 \vartheta$	2,85	2,55	2,35	2,15	1,95	1,75

Falls $\frac{d}{h} = \frac{1}{4} - \frac{1}{8}$, was in der Praxis die Regel ist, ergibt sich eine vollständige Übereinstimmung. Reicht die Platte fast bis zur neutralen Achse herab, wird man ohne weiters die gebräuchlichen Plattenformeln anwenden können. Dünnere Platten als $\frac{h}{8}$ gehören zu den Seltenheiten.

Handelt es sich aber nicht darum, eine weitgehende ziffernmäßige Genauigkeit zu erzielen, wird auch Gl. (13b) gute Dienste leisten, um so mehr, als die errechneten Werte etwas größer erhalten werden und man daher den zulässigen Maximalspannungen nicht unnötig nahe kommt.

Die Gl. (13) enthält nebst d und f_e noch h. Von diesen 3 Größen sind aber nur zwei frei wählbar, da auch noch die Gleichung für das Moment

$$m = \sigma_e \cdot f_e \cdot z = \sigma_e \cdot f_e \cdot \left(h - \frac{d}{2} + \lambda\right) \dots \dots (14)$$

erfüllt werden muß. Gl. (13) ist also im engeren Sinne keine Dimensionierungsformel, sondern ein Kriterium für getroffene Annahmen.

Denkt man aber daran, daß der Einfluß von h auf die Formel von niederem Grade ist, kann man das betreffende Glied durch eine passende Konstante ersetzen.

Für $\frac{d}{h} \sim \frac{1}{5}$ erhält man

$$d^2 \sim 2,2 f_e.$$

Mit dieser Beziehung ergeben sich näherungsweise Annahmen wie folgt:

- a) geg.: Moment m und Plattenstärke d,
- ges.: die erforderliche Höhe h

$$I. \left\{ \begin{aligned} f_e &= \frac{d^2}{\varepsilon} \sim \frac{d^2}{2,2} \\ h &= \frac{d}{2} + \frac{m}{\sigma_e f_e} \sim \frac{m}{\sigma_e} \cdot \frac{2,2}{d^2} + \frac{d}{2}; \end{aligned} \right.$$

- b) geg.: Moment m und Höhe h,
- ges.: die erforderliche Plattenstärke d,

$$z = h - \frac{d}{2} + \lambda \sim 0,9 h = \chi h$$

$$II. \left\{ \begin{aligned} f_e &= \frac{m}{\sigma_e z} \sim \frac{m}{0,9 \sigma_e \cdot h} \\ d &= \sqrt{\varepsilon \cdot f_e} \sim \sqrt{2,2 f_e} \end{aligned} \right.$$

Ein geübter Konstrukteur wird nun im speziellen Falle weder 2,2 noch 0,9 einsetzen, sondern diese Koeffizienten immer so zu wählen, daß er es bei einer einmaligen Überprüfung der errechneten Annahmen wird bewenden lassen können, ohne Änderungen treffen zu müssen. Hierbei wird man ε immer reichlich, χ aber knapp nehmen, um die Grenzspannungen nicht zu überschreiten.

Bei der Kontrolle kann für die Berechnung des inneren Hebels das Zusatzglied

$$\lambda = \frac{d^2}{12 x} \sim \frac{d^2}{4,5 h} \text{ (für } \zeta = 0,375)$$

wie üblich vernachlässigt werden. Will man möglichst sparen, wird man den Näherungswert berücksichtigen.

Das wichtigste ist die richtige Beurteilung des Koeffizienten ε . Es können dann bei vorliegendem m — die Unterteilung durch σ_e entfällt bei $\sigma_e = 1000$ — am Rechenschieber mit einer Schieber- und Läuferstellung sämtliche in Betracht kommende Größen — h und f_e auf der oberen, d auf der unteren Teilung — gleichzeitig abgelesen werden. Diese Übersichtlichkeit ist besonders für eine event. erforderliche Variation vorteilhaft.

Plattenbalken mit Druckbewehrung.

Sind nach dem früher gesagten m, d und h gegeben, so sind auch f_e und m_1 wie folgt festgelegt

$$\left. \begin{aligned} f_{e1} &= \frac{d^2}{\varepsilon} \\ m_1 &= \sigma_e f_{e1} z_1 \end{aligned} \right\} \dots \dots (II)$$

Ergibt sich nun eine Differenz der Momente

$$m - m_1 = \lambda m,$$

so muß dieses Zusatzmoment durch eine Druckbewehrung $f_{e,d}$ und eine Zusatzzugbewehrung $f_{e,3}$ aufgenommen werden. Die Methode ist bekannt, soll aber hier noch kurz angedeutet sein:

$$\left. \begin{aligned} S_3 = Z_3 = D_3 &= \frac{\lambda m}{h - a} = \frac{\lambda m}{h(1 - a)} \\ f_{e,3} &= \frac{S_3}{\sigma_e} \\ f_{e,d} &= \frac{S_3}{n \sigma_b \frac{x - a}{x}} = \frac{S_3}{n \sigma_b} \cdot \frac{\zeta}{\zeta - d} = f_{e,3} \frac{1 - \zeta}{\zeta - d} \end{aligned} \right\} (V)$$

Um an der wenig rationellen — und de facto meist gar nicht zur Wirkung kommenden —

Druckbewehrung zu sparen, wird es sich besonders bei breiten Stegen empfehlen, die daselbst auftretenden Spannungen zu verwerten. Ihre Resultierende hat die Größe

$$S_2 = \frac{sh}{2} \left(\frac{\zeta - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \sigma_e \dots \dots \dots \text{(IV)}$$

und entspricht ihr eine Zusatzzugarmierung

$$f_{e2} = \frac{sh}{2} \left(\frac{\zeta - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \frac{\sigma_b}{\sigma_e},$$

der wirkende Hebelsarm ist

$$z_2 = \left(1 - \frac{\zeta + 2\vartheta}{3} \right) h,$$

daher das aufgenommene Moment

$$m_2 = \frac{sh^2}{2} \left(\frac{\zeta - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \left(1 - \frac{\zeta + 2\vartheta}{3} \right) \sigma_b,$$

für die Bemessung der Druckarmierung ist nun maßgebend

$$Am = m - m_1 - m_2.$$

Beispiele:

1. Gegeben: Moment m und Plattenstärke d .

$$m = 1\,300\,000 \text{ cmkg},$$

$$d = 8 \text{ cm}.$$

Nach Formelgruppe I

$$f_e \sim \frac{d^2}{2,2} \doteq 29 \text{ cm}^2,$$

$$h \sim \frac{m}{\sigma_e f_e} + \frac{d}{2} \doteq 45 + 4 \doteq 49 \text{ cm},$$

$$\varepsilon \doteq 1,35 + 4 \frac{8}{49} = 2,0$$

f_e und h können beibehalten werden, da $\varepsilon < 2,2$. Will man aber eine möglichst geringe Konstruktionshöhe, so wiederholt man

$$f_e \sim \frac{d^2}{2,0} \doteq 32 \text{ cm}^2,$$

$$h \sim \frac{m}{\sigma_e f_e} + \frac{d}{2} \doteq 41 + 4 \doteq 45 \text{ cm}.$$

2. Gegeben: Moment und Höhe.

$$m = 1\,200\,000 \text{ cmkg},$$

$$h = 38 \text{ cm}.$$

Nach II.

$$z \sim 0,9h \doteq 34 \text{ cm},$$

$$f_e \sim \frac{1\,200\,000}{1000 \cdot 34} \doteq 35,5 \text{ cm}^2; \quad 6 \varnothing 28 = 36,9 \text{ cm}^2,$$

$$d \sim \sqrt{2,2 f_e} \doteq 8,9 \text{ cm}; \quad d = 9 \text{ cm},$$

$$\varepsilon \doteq 1,35 + 4 \frac{9}{38} \doteq 2,3.$$

$\varepsilon > 2,2$; daher sind die Spannungen überschritten, die Ausführungsmaße müssen reichlich bemessen werden. Mit den angeschriebenen, nach oben abgerundeten Werten ergibt die schematische Berechnung

$$h - x = \frac{33,5}{1 + \frac{15 \cdot 36,9}{16 d^2}} = 23,5 \text{ cm}$$

$$x = 38,0 - 23,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$z = 33,5 + \frac{9^2}{12 \cdot 14,5} = 34 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,200\,000}{34,0 \cdot 36,9 \cdot 1000} = 956 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 956 \frac{14,5}{15 \cdot 23,5} = 39,5 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Gegeben: die Abmessungen des Balkens. Zu suchen: beide Bewehrungen.

Dieser Fall tritt ein, wenn es sich um Rahmenglieder handelt, deren Fleischstärken man nicht gut abändern kann, ohne die Berechnung der Außenkräfte wiederholen zu müssen. Eine event. Einzelkraft wird man (nach Wuczkowsky) vorteilhaft unter Verwendung eines Zusatzmomentes in die Richtung der Zugeisen legen.

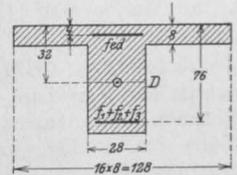


Fig. 2.

Das schrittweise Verfahren nach den Formeln III, IV und V bietet den großen Vorteil der Durchsichtigkeit, so daß größere Fehler leicht vermieden werden können. Vielfach wird auch das Heranziehen des Steges die Druckberechnung entbehrlich machen.

4. Gegeben: Moment, Einzelkraft und Exzentrizität

$$m = 29,5 \text{ mt},$$

$$D = 9,2 \text{ t (Druck)},$$

$$l = 32 \text{ cm}.$$

$$\text{Zusatzmoment} = 9,2(0,76 - 0,32) = 3,6 \text{ mt},$$

$$\text{Gesamtmoment} = 29,5 + 3,6 = 33,1 \text{ mt}.$$

a) Einfachbewehrter Plattenbalken ohne Steg. Nach III:

$$\varepsilon = \frac{1,565}{1 - \frac{4}{3} 0,105} = 1,82$$

$$\vartheta = \frac{8}{76} = 0,105$$

$$f_{e1} = \frac{d^2}{\varepsilon} = \frac{64}{1,82} = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$z_1 = 76 - \frac{8}{2} + \frac{8^2}{4,5 \cdot 76} = 72,2 \text{ cm}$$

$$m_1 = 1000 \cdot 72,2 \cdot 35,2 = 25,4 \text{ mt}.$$

b) Steg als einfach armerter Balken:

Nach IV:

$$\zeta - \vartheta = 0,375 - 0,105 = 0,27$$

$$\frac{\zeta + 2\vartheta}{3} = \frac{0,375 + 0,21}{3} = 0,195$$

$$f_{e2} = \frac{hs}{2} \left(\frac{\zeta - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{76,28}{2} \left(\frac{0,27}{0,375} \right)^2 \frac{40}{1000} = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$m_2 = \frac{sh^2}{2} \left(\frac{\zeta - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \left(1 - \frac{\zeta + 2\vartheta}{3} \right) \sigma_b = \frac{28 \cdot 76^2}{2} \left(\frac{0,27}{0,375} \right)^2 40 (1 - 0,195) = 5,1 \text{ mt.}$$

c) Druckbewehrung: Nach V.
Aufzunehmen bleibt das Moment:

$$J m = 33,1 - 25,4 - 5,1 = 2,6 \text{ mt}$$

$$z_3 = h(1 - a) = 76 - 4 = 72 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{2,6}{0,72} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$f_d = 3,6 \frac{1 - 0,375}{0,375 - 0,053} = 3,6 \frac{0,625}{0,322} = 7,0 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{4}{76} = 0,053.$$

Resultat:

$$\begin{aligned} \text{Zugeseisen} &= f_{e1} + f_{e2} + f_3 - \frac{D}{\sigma_e} = \\ &= 35,2 + 8,3 + 3,6 - 8,2 = 38,9 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

$$\text{Druckeseisen} = f_d = 7,0 \text{ cm}^2.$$

ÜBER WIRTSCHAFTLICHES DIMENSIONIEREN VON EISENBETONBALKEN.

Von Dipl.-Ing. Sickinger
bei Kell & Löser (Leipzig).

In Heft 11 Jahrgang 1912 dieser Zeitschrift hat Herr Dipl.-Ing. Kasarnowsky (Zürich) Formeln abgeleitet, um die wirtschaftlichste Höhe von Balken und Plattenbalken aus dem Biegemoment zu finden. In diesen Formeln vermisste ich vor allem den Einfluß der Schalung, der doch beim Kalkulieren eine nicht unwesentliche Rolle spielt.

Ich will daher in folgender Abhandlung Formeln ableiten, wie ich sie schon seit längerer Zeit in der Praxis anwende.

Die Einhaltung der errechneten Höhen wird in den seltensten Fällen möglich sein, da doch in der Praxis gruppenweise Balken, auch wenn die Biegemomente verschieden sind, gleich hoch und gleich breit aus Schönheitsgründen gemacht werden müssen. Und selbst dort, wo diese Rücksicht wegfällt und die errechneten Höhen ausgeführt werden können, wird man nie das Minimum der Kosten erzielen, da die Grundpreise doch immer nur schätzungsweise festgelegt werden können. Ich erwähne nur das verschiedene Einstampfen, die Abhängigkeit vom Wetter, die schwankenden Förderkosten, der Mehraufwand an Eisengewicht durch Übergreifen in die Nachbarfelder und tausend andere Gründe mehr. Es kann also eine Bestimmung der wirtschaftlichen Höhe stets nur von orientierender Bedeutung sein. Die Ermittlung der Eiseneinlage erfolgt für Balken und Plattenbalken nach der Formel:

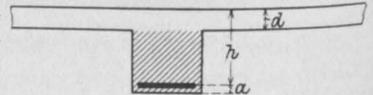
$$f_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) \sigma_e} = \frac{M}{h} k_1,$$

wobei

$$k_1 = \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e}\right) \sigma_e}$$

ist.

Diese Formel gilt streng genommen nur dann, wenn die Nulllinie in die Platte fällt; der begangene Fehler ist aber verschwindend klein gegenüber den schon erwähnten Fehlerquellen der Grundpreise.



Bezeichnen wir nun mit

- B = Kosten pro cbm Beton einschl. Verarbeitung;
- S = Kosten pro qm Schalung einschl. Aufstellen;
- E = Kosten pro kg Eisen einschl. Verlegen;
- γ = spezifisches Gewicht des Eisens;
- Z = Faktor für den Mehraufwand des Eisens durch Abbiegungen, Haken, Bügel, Übergreifen in die Nachbarfelder usw.,

so betragen die Kosten pro lfdm Balken:
(Vergl. den schraffierten Teil der Figur.)

$$\begin{aligned} \underbrace{\text{Kosten/lfdm}}_K &= \underbrace{\text{Beton}}_{B(h+a-d)} \\ &+ \underbrace{\text{Schalung}}_{S(b+2h+2a-2d)} + \underbrace{\text{Eisen}}_{E \frac{M}{h} k_1 \gamma Z} \end{aligned}$$

Dieser Wert K ist eine Funktion von h und wird ein Minimum für

$$\frac{\partial K}{\partial h} = Bh + 2S - E \frac{M}{h^2} k_1 \gamma Z = 0,$$

daraus

$$h = \sqrt{M Z \frac{E k_1 \gamma}{B b + 2 S}} = \sqrt{\frac{M}{\alpha} Z},$$

wobei

$$\alpha = \frac{B b + 2 S}{\gamma k_1 E}.$$

Setzen wir nun $\gamma =$ etwa 0,8 und $k_1 = 1,14$ (entspricht $\sigma_e = 1000$ kg/qcm, wenn M in mt), so wird

$$\alpha = \frac{B b + 2 S}{0,9 E},$$

wobei b in m einzusetzen ist.

Für $\sigma_e = 1200$ kg/qm wird

$$\alpha = \frac{B b + 2 S}{0,75 E}.$$

Der Faktor Z kann stets nur geschätzt werden:

Für frei aufliegende Balken beträgt Z etwa = 1,00,
„ durchlaufende „ „ „ „ „
„ bei Endfeldern = 1,15,
„ Mittelfeldern = 1,30.

Die praktische Anwendung der abgeleiteten Formel wäre nun folgende:

1. Man bestimmt zunächst für ein Bauwerk die Grundpreise, z. B. $B = 26,50$ M/cbm, $S = 2,45$ M/qm, $E = 0,185$ M/kg.

2. Man berechnet für die am häufigsten auftretenden Balkenbreiten die Koeffizienten α :

a) $b = 0,20$ m:

$$\alpha = \frac{0,20 \cdot 26,50 \cdot 2 \cdot 2,45}{0,75 \cdot 0,185} = 73,5,$$

b) $b = 0,25$ m: $\alpha = 83$,

c) $b = 0,30$ m: $\alpha = 92,5$.

Alle Zwischenwerte können genau genug geschätzt werden.

3. Jetzt beginnt die eigentliche statische Berechnung.

Beispiel 1. Mittelfeld eines durchlaufenden Plattenbalkens mit $M = 12,0$ mt, $b = 0,25$ m.

$$h = \sqrt{\frac{12,0}{83} \cdot 1,3} = 0,43 \text{ m.}$$

Beispiel 2. Endfeld, sonst wie Beispiel 1.

$$h = \sqrt{\frac{12,0}{83} \cdot 1,15} = 0,405 \text{ m.}$$

Beispiel 3. Frei aufliegender Balken

$$h = \sqrt{\frac{12,0}{83}} = 0,38 \text{ cm.}$$

Die abgeleiteten Formeln geben keinen Aufschluß über die Betonbeanspruchung, da ja σ_b nicht nur von der Balkenhöhe, sondern auch von der Druckbreite abhängig ist.

Bei Plattenbalken wird wegen der großen Druckbreite in der Regel $\sigma_b < 40$ kg/qcm.

Eine Kontrolle ist aber in zweifelhaften Fällen immer auszuführen, erfolgt jedoch meistens schon durch die baupolizeilich notwendige Spannungsberechnung.

Bei vollen Querschnitten kann die wirtschaftliche Höhe bei den heutigen Preisen nie eingehalten werden, wie an Beispielen gezeigt werden soll:

Beispiel I. Freiaufliegender Balken mit $b = 0,25$ cm.

$M = 4,5$ mt,

$\alpha =$ wie früher = 83,

$Z = 1$,

$$h = \sqrt{\frac{4,5}{83} \cdot 1} = 0,23 \text{ m;}$$

bei $\sigma_e = 40$ kg/qcm muß aber sein

$$h = \sqrt{\frac{4,5}{0,25} \cdot 0,1234} = 0,52 \text{ m.}$$

Die wirtschaftliche Höhe kann also nicht eingehalten werden.

Beispiel II. Decke mit 0,95 mt auf 1,0 m Breite, $Z = 1$.

Bei Decken hat die Schalung keinen Einfluß auf die Nutzhöhe, also

$$\alpha = \frac{B b}{0,75 \cdot E} = \frac{26,50 \cdot 1,0}{0,75 \cdot 0,185} = 191,$$

$$h = \sqrt{\frac{0,95}{191} \cdot 1} = 0,07 \text{ m.}$$

Bei $\sigma_b = 40$ kg/qcm muß sein:

$$h = 0,1234 \sqrt{\frac{0,95}{1,0}} = 0,12 \text{ m.}$$

Die wirtschaftliche Höhe kann also nicht eingehalten werden.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß die Ermittlung der Eiseneinlage für Plattenbalken nach der von Herrn Dipl.-Ing. Kasarnowsky angegebenen Formel

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)}$$

nur in den Fällen genauere Resultate als die hier angewendete Formel ergibt, wenn die Nulllinie wesentlich aus der Platte herausfällt.

Mit dieser Formel wird

$$h = \sqrt{\frac{M}{\alpha} Z + \frac{d}{2}},$$

wobei

$$\alpha = \frac{B b + 2 S}{\gamma E}$$

ist. Die Unterschiede sind so unbedeutend, daß ich für die Praxis nur die erste, von der Plattenstärke unabhängige Formel empfehle, zumal, wie schon eingangs erwähnt, der Bestimmung von h nur orientierende Bedeutung zukommt.

BETRACHTUNGEN ÜBER DIE NEUERDINGS VORGESCHLAGENEN VERFAHREN DER BERECHNUNG UMSCHNÜRTER SÄULEN.

Von Ingenieur H. Schlüter,

Polytechnisches Institut Strelitz in Mecklenburg (Spezialabteilung für Eisenbetonbau.)

Wir haben es besonders mit zwei Formeln zu tun, die zur Bestimmung der Bruchlast vorgeschlagen werden.

Zunächst die von Prof. Mörsch, dargelegt und erläutert in einem Vortrage vor der 15. Hauptversammlung des „Deutschen Betonsvereins“ im Februar 1912:

$$P = F_e \sigma_s + F_k \cdot k_b + m \cdot F_e' \cdot k_b.$$

Hinzugefügt wird ein Diagramm der Werte m für Spiralarmierung und für die verschiedenen in Betracht kommenden Betoneigenfestigkeiten. Die Formel soll auch für einfache Bügelarmierung Gültigkeit haben, indem dann das letzte Glied außer Wirkung tritt. Bei viereckigen Spiralen soll $m = 33$ gewählt werden. Die Gesamteisenmenge soll, damit die Wirkung der Spiralen voll zum Ausdruck kommt, nicht unter 1,5% und nicht über 8% des Kernquerschnittes betragen (Längseisen + Spirale); $F_e : F_e'$ soll 1:1 bis 1:3 betragen. Als Sicherheitsgrad wird 5 empfohlen.

Aus der vom französischen Ministerium eingeführten Bruchlastformel

$$P = k_b \left(1 + m \cdot \frac{v'}{v} \right) (F_k + n F_e)$$

ergibt sich die Mörschsche Formel, wenn man für

$k_b \cdot n \left(1 + m \cdot \frac{v'}{v} \right)$ den Wert $\sigma_s (= 2400 \text{ kg/cm}^2)$ einführt, ein durch die Versuche gedeckter Wert. Es ist ein Vorteil, daß dadurch wenigstens einer der beiden unbestimmten Werte m und n , nämlich n herausfällt.

Indessen sind für m noch keine absolut feststehenden Werte ermittelt.

Es interessiert deshalb die von Herrn Dr.-Ing. A. Kleinlogel vorgeschlagene Formel für die Bruchlast

$$P_k = k_b \cdot F_k + 2400 (F_e + 2,4 F_s),$$

welche der Considèreschen Formel entspricht, wenn man in dieser vom ersten Glied den Faktor 1,5 streicht (vgl. Neuere Versuche mit umschnürtem Beton). Ohne Zweifel ist es ein großer Vorteil dieser Lösungsform, daß nur mit bestimmt feststehenden Werten gerechnet wird. Hiernach übereinstimmend mit ganz wenig Ausnahmen die Versuchsergebnisse die Rechnungswerte, und zwar so, wie dies im Interesse der Sicherheit verlangt werden muß.

Während der gleichen Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ hat Herr Dr.-Ing. Kleinlogel über die seinen (inzwischen in der oben an-

gezogenen Arbeit niedergelegten) Ausführungen zugrundegelegten älteren und neueren Versuche (letztere für die Firma Joh. Odorico, Dresden) gesprochen. Es lag daher der Gedanke nahe, auch die umfangreichen neueren Versuche von Wayß und Freytag, die von Herrn Prof. Mörsch besprochen und die Grundlage der von ihm aufgestellten Formel wurden, zur weiteren Unterstützung der von Kleinlogel aufgestellten, verbesserten Considèreschen Formel auszunutzen. Das ist nachfolgend geschehen. Die Zusammenstellung I entspricht der auf Seite 310 des Berichtes der 15. Hauptversammlung; sie enthält die für den vorliegenden Zweck erforderlichen Ergänzungen. Die letzte Spalte rechts gibt die nach Kleinlogel berechneten theoretischen Bruchlasten, die mit wenigen Ausnahmen (und Nichtberücksichtigung der Säule mit der gerissenen Spirale) unterhalb der Versuchsergebnisse bleiben und zwar in dem Maße, wie es im Interesse der Sicherheit verlangt werden muß.

Zusammenstellung I.

$(F_e + 2,4 F_e')$	$(F_e + 2,4 F_e')$ in % von F_k	Säule	Belastung beim Bruch	Bruchlast berechn. n. Kleinlogel
23,2	3,77	B	207,7	170,38
22,6	3,68	C	173,0	146,84
22,68	3,68	D	165,8	147,03
38,76	16,3	E	172,8	185,82
22,48	3,66	G	170,3	146,55
37,36	6,08	H	177,4	182,26
65,60	10,65	I	241,2	250,04
38,56	6,26	K	218,9	185,14
69,92	11,40	L	328,4	260,40

Bei den den Abhandlungen von Herrn Dr.-Ing. Kleinlogel zugrundegelegten Versuchsreihen ergaben sich beispielsweise für die Versuche von Joh. Odorico die theoretisch nach der Formel berechneten Bruchlasten der Reihe nach:

$$12,8\%, 5,9\%, 11,2\%, 11,9\%, 3,7\%$$

geringer als die tatsächlich eingetretenen Bruchlasten.

Und wir erhalten ebenso bei dem Vergleich der beiden betreffenden Spalten der Versuche von Wayß und Freytag 11–20% weniger, nur in drei Fällen 3,66–7,55% mehr.

Die Prozentsätze für „mehr“ sind also im Verhältnis zu denen „weniger“ sehr gering, nament-

lich bei den 7 mm Eisen, so daß allgemein auch hiermit die von Kleinlogel aufgestellte verbesserte Considèresche Formel als richtig anerkannt werden kann. —

Herr Dr.-Ing. Kleinlogel bezeichnet ferner im ziemlichen Gegensatz zu den Vorschlägen von Prof. Mörsch die Eisenarmierung als die richtigste, wenn $F_e = 1,54\%$ von F_k und $F_s = 3,54\%$ von F_k . Begründet wird das Ergebnis aus einer Betrachtung über den Wirkungsgrad, wonach die vorteilhafteste Bewehrung dann vorhanden sein soll wenn

$$(F_e + 2,4 F_s) \text{ in } \% \text{ von } F_k = 10$$

ist (und gleichzeitig $F_e : F_s = 1 : 2,3$ aus den Versuchen entnommen wird). In der Zusammenstellung I ist nun in der ersten linken Spalte $F_e + 2,4 F_s'$ und in der zweiten der zugehörige Prozentsatz zu F_k gebildet. Dieser zeigt nun ein sehr abwechslungsreiches Bild, und besonders gegenüber den enthaltenen kleineren Werten 3,77, 3,68 usw. kann man keinen Zusammenhang mit einem etwaigen Gesetze von 10% finden, obwohl sich die Bruchlasten auch hier in der angegebenen Weise sehr wohl nach der verbesserten Considèreschen Formel von Kleinlogel berechnen lassen.

Entsprechend den in dem Hefte „Neuere Versuche...“ von Kleinlogel gegebenen Zusammenstellungen 10 und 11 Seite 16 gibt nun die nachfolgende Zusammenstellung II das gleiche für die neueren Versuche von Wayß und Freytag, und zwar mit Auswahl derjenigen Versuchsobjekte, deren Bruchlast (nach Kleinlogel berechnet) unterhalb der tatsächlichen geblieben ist.

Zusammenstellung II.
 $k_b = 150,5 \text{ kg/cm}^2$.

Säule	B	C	D	G	K	L
k_u in $\%$ von k_b	223	187	179	184	236	354
$(F_e + 2,4 F_e') \%$	3,77	im Mittel 183 3,68 3,68 3,66			6,26	11,4
Wirkungszahl		im Mittel 3,66				
$w = \frac{k_u \%$ $(F_e + 2,4 F_e')$	59,2	51	48,7	50,5	37,8	31
		im Mittel 50			38	

Darin bedeutet k_u die Bruchfestigkeit des umschnürten Kernes F_k .

Trägt man die Kurven für k_u und w in der von Kleinlogel angegebenen Weise auf (S. 21, 22 und 23 der „neuen Versuche“), so ergibt sich wieder der Durchschnitt beider bei

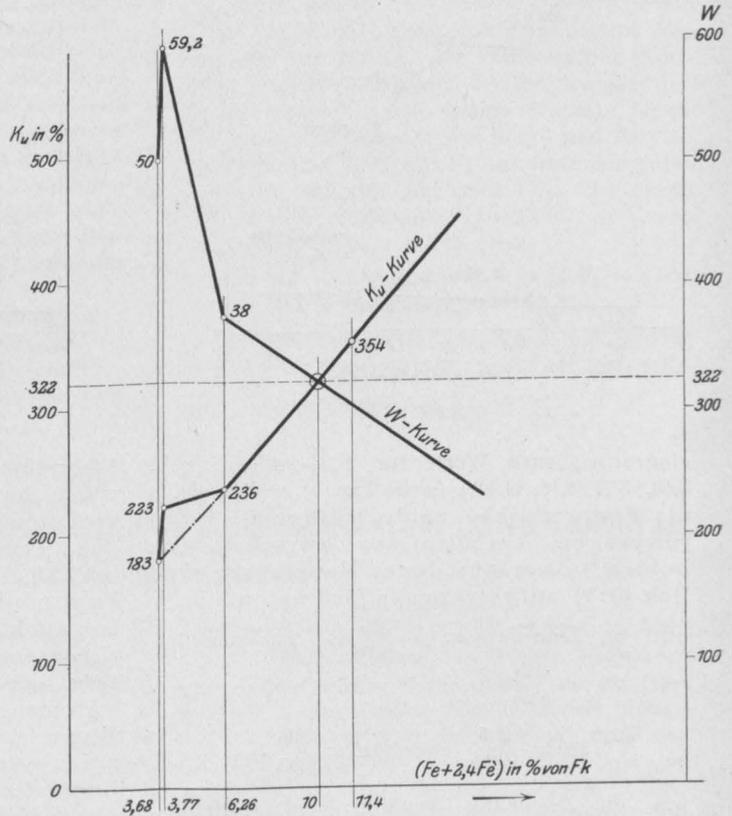


Fig. 1.

$$(F_e + 2,4 F_e') = 10\%$$

(Bild 1 der Tafel). Nun leuchtet sofort ein, daß bei Innehaltung der von Kleinlogel gegebenen Konstruktion dies Ergebnis immer herauskommen muß, wie denn auch Kleinlogel in der Fußnote auf Seite 21 erklärt, daß der Schnitt der k_u - und w -Linienzüge stets bei $(F_e + 2,4 F_e') = 10\%$ stattfinden muß, weil das gewissermaßen im Wesen der Konstruktion läge.

Ein Weg zur Gewinnung des besten Wirkungsgrades ist damit nun aber keineswegs aufgefunden, das Ergebnis hat nichts mit dem, was beabsichtigt ist, zu tun.

Herr Dr.-Ing. Kleinlogel setzt voraus, daß das günstigste Verhältnis herauskommen muß, wenn w dem k_u zahlenmäßig entspricht. Das, was für 31,9 und 319 gesagt ist, würde dann sinngemäß auch für 28,8 und 288 gelten müssen. Bei solcher Voraussetzung muß allerdings stets die Deckung

beider Werte, die sich wie 1 : 10 verhalten, dann bei 10% eintreten, wenn man die w-Werte in 10facher Vergrößerung gegenüber k_u aufträgt. So gezeichnet bedeuten nämlich die

die charakteristische Veränderlichkeit der k_u -Kurve geredet werden (wenn überhaupt das einen Maßstab für den Prozentgehalt abgeben kann). Die Kurve der Ableitung von w wäre eine (ziemlich)

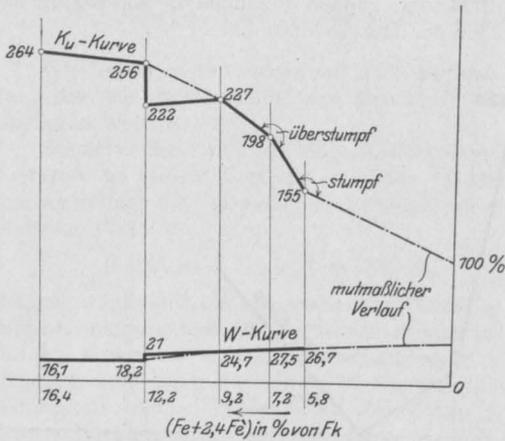


Fig. 2

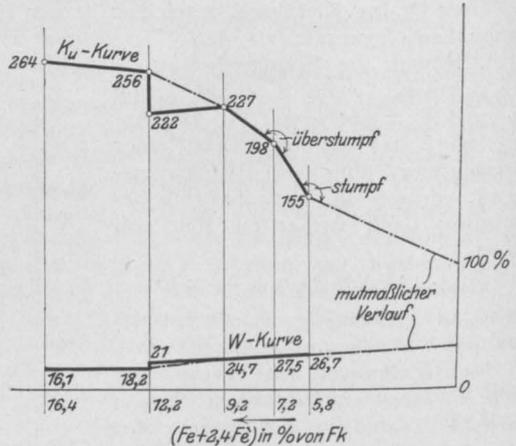


Fig. 3.

eingeschriebenen Werte für $(Fe + 2,4 Fe') = z. B. 3,68, 3,77, 6,16, 11,4\%$ (siehe Fig. 1) weiter nichts als das wirkliche zahlenmäßige Bild des jeweiligen Verhältnisses zwischen den beiden in verschiedenen Maßstäben (nämlich 10:1) aufgetragenen Ordinaten von w und k_u , denn da $w = \frac{k_u}{(Fe + 2,4 Fe')}$ zu zum Beispiel $38 = \frac{236}{6,26}$ ermittelt worden ist, so folgt

$$380 = \frac{236}{0,626} \text{ oder } 0,626 = \frac{236}{380}$$

was die Zeichnung bestätigt; und schließlich folgt

$$1 = \frac{322}{322}$$

d. h. bei 10% decken sich die Ordinaten. Es muß sich also stets bei 10% der Durchschnitt ergeben, weil die Zeichnung auf dieser Voraussetzung entworfen ist. Die 10% rühren also lediglich von der ersten Annahme her, daß das günstige Verhältnis sich ergeben soll, wenn $\frac{k_u}{w} = 10$.

Die Frage ist, wodurch das irgendwie berechtigt ist.

Zeichnet man die Kurven wie in Fig. 2 u. 3 der Tafel angegeben, also mit gleichem Maßstabe für k_u und w, auf, so erscheint zunächst der Wirkungsgrad als nahezu gerade Linie (also für die Einheit stets die gleiche Ab- oder Zunahme).

Von einem günstigen Verhältnis zwischen k_u und w kann also nur im Hinblick auf

Wagrechte; die Kurve der Ableitung von k_u würde dort ihr Maximum haben, wo tang φ am größten wird. Das liegt aber bei der ersten Kurve (Fig. 2) offenbar bei 9,2% bei der zweiten (Fig. 3) bei 7,2%. Bei den Ergebnissen von Wayß und Freytag (Fig. 4) ist die k_u -Kurve ziemlich eine Gerade, die erste Ableitung eine Wagrechte. Dagegen würde die Kurve der ersten Ableitung von w vielleicht erkennen lassen, daß die beste Ausnutzung der Eiseneinlagen bei 3,77% eintritt.

Also läge derjenige Prozentgehalt, welcher mathematisch als der günstigste bezeichnet werden könnte, an ganz verschiedenen Stellen.

Nun kann aber der Vergleich zwischen den beiden Kurven oder deren Ableitungen kein Maßstab für die Feststellung eines günstigen Prozentgehaltes sein. Auch wenn k_u aufhört, von einem gewissen Punkt ab bei gleicher Zunahme an Prozentgehalt so schnell zu steigen wie vordem, so

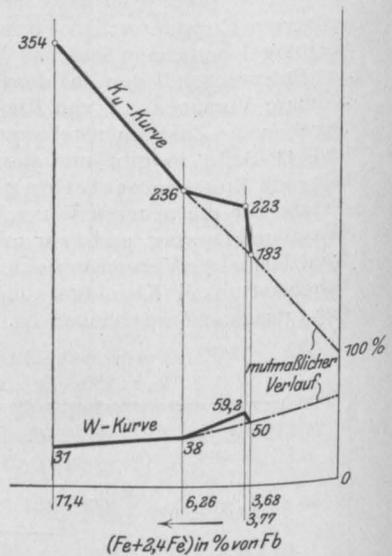


Fig. 4.

ist das noch kein Grund dafür, solchen Prozentgehalt als unpraktisch oder unkonstruktiv zu verwerfen, bloß weil die Zunahme von k_u nicht mehr so schnell wächst wie vorher. Zweckmäßigkeitsgründe dafür, einen mathematisch besten Prozentgehalt beizubehalten, liegen nur vor, wenn von dem zugehörigen Punkt ab sehr wesentlich kleinere Zunahme als vorher einsetzt; also etwa bei 12,2% in Fig. 3. Nach alledem können somit nur **praktische** Gesichtspunkte für die Wahl irgendeines Prozentgehaltes maßgebend sein, und ein bei allen praktischen Fällen gleich günstiger Prozentgehalt läßt sich offenbar nicht auffinden. Es kann gegebenenfalls so viel an einer weiteren Erhöhung von k_u gelegen sein, daß gern mehr Eisen geopfert wird, wenn auch der Wirkungsgrad dabei abnimmt und k_u zuletzt nur noch langsam ansteigt.

Ganz allgemein kann man jedenfalls nur eins sagen: Einer Zunahme von k_u entspricht eine Abnahme von w . Eine Wirkungsanzahl in dem Sinne von Herrn Dr.-Ing. Kleinogel läßt sich nicht auffinden.

Der Prozentgehalt an Längseisenarmierung beträgt bei den Versuchsobjekten der französischen Regierungskommission und bei den neuen Versuchen von Wayß und Freytag etwa 1,5% von F_k ($\frac{4,5}{266} \text{ cm}^2$ und $\frac{8,5}{615} \text{ cm}^2$).

Dagegen weisen die Versuche von Wayß und Freytag bedeutend geringere Prozentsätze von Spiraleisen auf als die der französischen Kommission, obgleich bei beiden der Durchmesser derselbe ist, nämlich 6 mm (einige 10 mm). Jedenfalls machen die Spiralen bei Wayß und Freytag bei weitem nicht 3,5% von F_k aus trotz der guten Ergebnisse, sondern nur etwa 1%. So ergibt sich denn auch ebenda für $(F_e + 2,4 F_e')$ in % von F_k keineswegs = 10, sondern etwa

Säule G (7,6 + 2,4 · 6,2) = 22,45 = 3,6% von 615,
" E (8,04 + 2,4 · 12,8) = 38,74 = 6,3 " " "

Nach den Versuchen von Wayß und Freytag beträgt auch keineswegs — trotz der guten Resultate — das Verhältnis $\frac{F_e}{F_e'} = \frac{1}{2,3}$.

KONSTRUKTION EINER KAIANLAGE AUS EISENBETON AM PANAMAKANAL.

Von A. Ricker (Charlottenburg).

Die in Balboa, der Endstation der Pacificbahn, am Panamakanal kürzlich fertiggestellte Kaianlage aus armiertem Beton ist ein interessantes Bauwerk, dessen Konstruktion im nachstehenden nach den authentischen Mitteilungen des den Bau leitenden Genieoffiziers R. C. Goethals ausführlich besprochen werden soll.

Die Panama-Eisenbahn benötigte dringend einen Umschlaghafen für ihre Frachtgüter an der Südseemündung des Kanals; infolgedessen wurde der Bau einer Kaianlage beschlossen, die gleichzeitig einen Teil des später hier zu errichtenden Güterbahnhofes bilden sollte.

Der Lageplan der neuen Anlage ist aus der Fig. 1 ersichtlich, die auch die Höhenkurven der Baustelle und ihrer Umgebung zeigt.

Das Dock liegt zum größten Teil auf einem Terrain, das früher zur Flutzeit stetig überschwemmt wurde, bis ein künstlicher Damm, über den jetzt das Eisenbahngleis vom sogenannten Sanddock läuft, errichtet wurde. Dort, wo der Damm kurz vor dem Sanddock aufhört, überbrückt eine Bockbrücke die etwa 15,25 m breite offene Stelle. Diese Öffnung stellt eine Verbindung mit dem offenen Wasser dar, so daß das dahinter liegende Dock bis auf die Verladerrampe bei Hochwasserstand stets überschwemmt werden kann. Die Flut erreicht bei Balboa durchschnittlich eine Höhe von 6,10 m.

Während des Baues mußte natürlich durch Schließen dieser Öffnung das Wasser abgesperrt werden. Zu diesem Zwecke wurde in paralleler Lage und genau südlich vom Dock ein Fangedamm errichtet, der mit seinem einen Ende den Damm mit dem Eisenbahngleis berührte und mit dem anderen an das hohe und trockene Ufergelände stieß. Die Innenseite dieses Fangedammes wurde aus einer Holzspundwand gebildet, während die dem Wasser zugekehrte Seite aus Felssteinen gemauert war und den Zwischenraum zwischen Mauer u. Bohlwand mit Lehmenschlag ausfüllte. Um das Dock nach Belieben einfach trockenlaufen zu lassen, wurden mit Ventilen versehene Ausflußrohre in ungefährer Höhe des Niedrigwasserstandes durch den Damm hindurchgeleitet. Zwei andere über Hochwasserstand angeordnete Rohre standen mit zwei zu weiterer Entwässerung dienenden Kreiselpumpen in Verbindung.

Zur Untersuchung des Baugrundes wurden am Außenrande des jetzigen Docks in Zwischenräumen von etwa 12,20 m Bohrungen vorgenommen und außerdem eine etwa 12 m tiefe Grube ausgehoben. Der hiernach und später bei dem Einsenken an Ort und Stelle untersuchte Boden hatte ungefähr folgenden Befund:

Bis zur Tiefe von einigen Fuß Triebsand oder Schlamm, unter dem bis hinab zu ungefähr minus 7,60 m eine sehr kompakte Masse von dunkel

gefärbtem Sande liegt, der mit Muschelteilen untermischt ist. Unter diesem Sande liegt eine schwere Schicht blauen Tons, der sich im allgemeinen bis zu 1,50 bis 1,80 m oberhalb des Felsgesteins hinabzieht. Den Felsen deckt ein

grundes in den Boden gesenkt und das Innere dieses Zylinders alsdann mit Betonmassen ausgefüllt wurde, in die zu weiterer Verstärkung des Pfeilers in nächster Nähe der Zylinderwandung paarweise Eisenbahnschienen in Längen von etwa

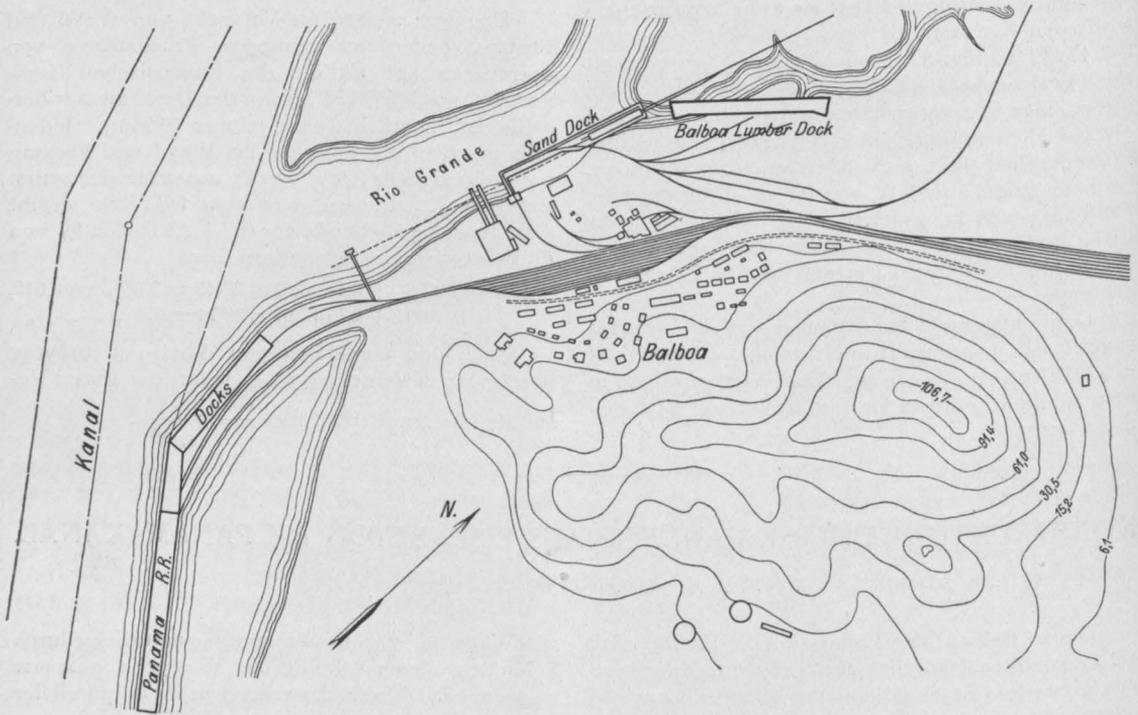


Fig. 1.

Gemisch von Sand und Kies, von dem letzterer Trapp und Achatquarz aufweist. Das Gestein reicht von minus 18,30–21,35 m und ist eine auf dem Isthmus von Panama häufig vorkommende Art toniger Sandstein.

4½ m angeordnet wurden, deren Verbindungsstellen sicher verlascht worden waren. Ein solcher Zylinder hat einen Innendurchmesser von 1,85 und einen äußeren Durchmesser von 2,44 m. Er wurde in Teilstücken von je 1,85 m Länge

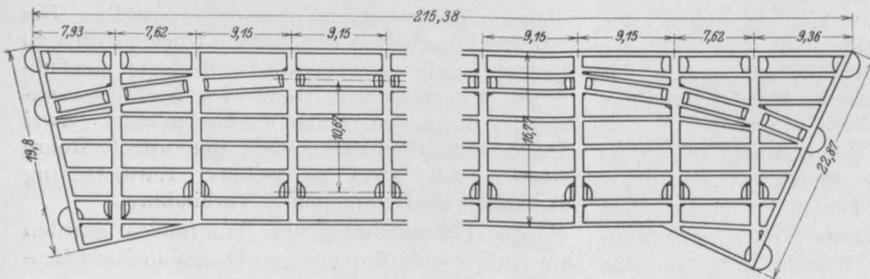


Fig. 2.

Das Bauwerk ist 215,3 m lang und 16,8 m breit und besteht aus einer Docksohle, die von 55 Betonpfeilern (siehe Fig. 2) getragen wird, und einer Verladerrampe. Die Pfeiler wurden in der Weise hergestellt, daß ein kräftig armierter Hohlzylinder aus Beton bis zur Tiefe des Felsen-

fuß stramm gegen die horizontalen und schrägen Platten des Stahlschuhes festgekeilt, und beim Einfüllen des Betons füllt die Masse nur den Teil des Schuhes, der durch die äußere vertikale Platte und durch die Horizontale und Schräge begrenzt wird. Auf diese Weise wurde eine keilförmige

Schneidekante aus Stahl gebildet, die den Beton vollkommen schützt. Der Fuß ist reichlich 2 m hoch und hat einen Innendurchmesser von durchweg 1,85 m, mit Ausnahme des kurzen Teiles am

Senkarbeiten so lange ruhen, bis der Beton fest geworden war. Wegen dieser Umständlichkeiten nahm man seine Zuflucht zu der Methode, die Pfeiler in einzelnen, 1,80 m langen Teilstücken herzustellen, was von bestem Erfolge, wirksam und billig war. Diese zylindrischen Teilstücke wurden auf einer Arbeitsbühne gegossen, die zu diesem Zwecke errichtet worden

unteren Ende, wo die Schneidkante gebildet ist.

Anf der Unterkante beträgt der äußere Durchmesser 3 m und an der Oberkante, von wo aus die gleichmäßige zylindrische Form beginnt, 2,5 m. Zweck dieser Erweiterung am Fuße ist die beim Versenken des Pfeilers entstehende Reibung an der äußeren Pfeilerwand aufzuheben und den Druck auf die Fundierung über eine größere Fläche zu verteilen.

Ungefähr einen Monat, nach dem die Bauarbeiten begonnen hatten, wurden die Pfeiler an Ort und Stelle, gemäß dem Fortschritte, den die Senkarbeiten machten, hergestellt. Die vertikale Armierung wurde zusammenhängend hergestellt. Die mit dem Einbringen der Armierungsarbeiten beschäftigten Arbeiter waren aber sehr in ihrer Bewegungsfreiheit beschränkt und außerdem mußte der Beton wegen Raum-

war, und konnten von hier aus mittels eines Kranes nach jedem Punkte befördert werden, wo sie gerade gebraucht werden sollten. Die Armierung der Teilstücke setzte sich aus einer Zahl innerer und äußerer Längsstangen zusammen, an denen in horizontaler Lage eiserne Ringe befestigt sind. Bei dieser Konstruktionsweise mußte die Längsarmierung allerdings Unterbrechungen erleiden; aber dieser Mangel wurde durch sechs zolldicke stählerne Ankerstangen von 3,7 m Länge völlig ausgeglichen, die nach Zusammenstellung zweier Teilstücke in die für diesen Zweck in der Zylinderwand eingeförmten Hohlräume gesteckt wurden. Auf diese Weise kommt eine Unterbrechung der Armierung nur in jedem zweiten Teilstück vor, wo die Stangen durch Kapselmuttern, die unmittelbar über der Verbindungsstelle angeordnet sind, fest miteinander verbunden sind. Außerdem wurde auf der Innenseite jedes in Betracht kommenden Teilstückes eine kleine keilförmige Vertiefung eingeförm, die den Zweck hat, das Zusammenfügen der Stangen zu erleichtern. Schließlich wurden die Verbindungsstellen noch mit fettem Zementmörtel verstrichen.

Zum Gießen der Teilstücke bediente man sich auseinandernehmbarer Formen aus Stahl, von denen die inneren, die aus vier einzelnen, mit Schraubenbolzen und Keilen aneinandergefügt Teilen bestanden, 1,80 m hoch waren, während die Außenformen nur halb so hoch waren und nur aus drei mit einander verschraubten Teilen bestanden. Die für den äußeren Fußteil des Pfeilers gebrauchten konischen Formen waren in ähnlicher Weise zusammengestellt. Sie wurden mit dem Armierungsgerippe auf die etwa 61 m lange Arbeitsbühne gebracht. In etwa Meterhöhe oberhalb dieser Bühne war der Länge nach ein Feldbahngleis angeordnet, das auf einer alten Lore eine Betonmischmaschine trug, die von einer an ihrem Gestell befestigten Winde an jeden beliebigen Platz gezogen wurde, so daß die fertig gemischten Betonmassen direkt aus der Maschine in die Formen gelangen konnten. Der bei den Formarbeiten verwendete Beton

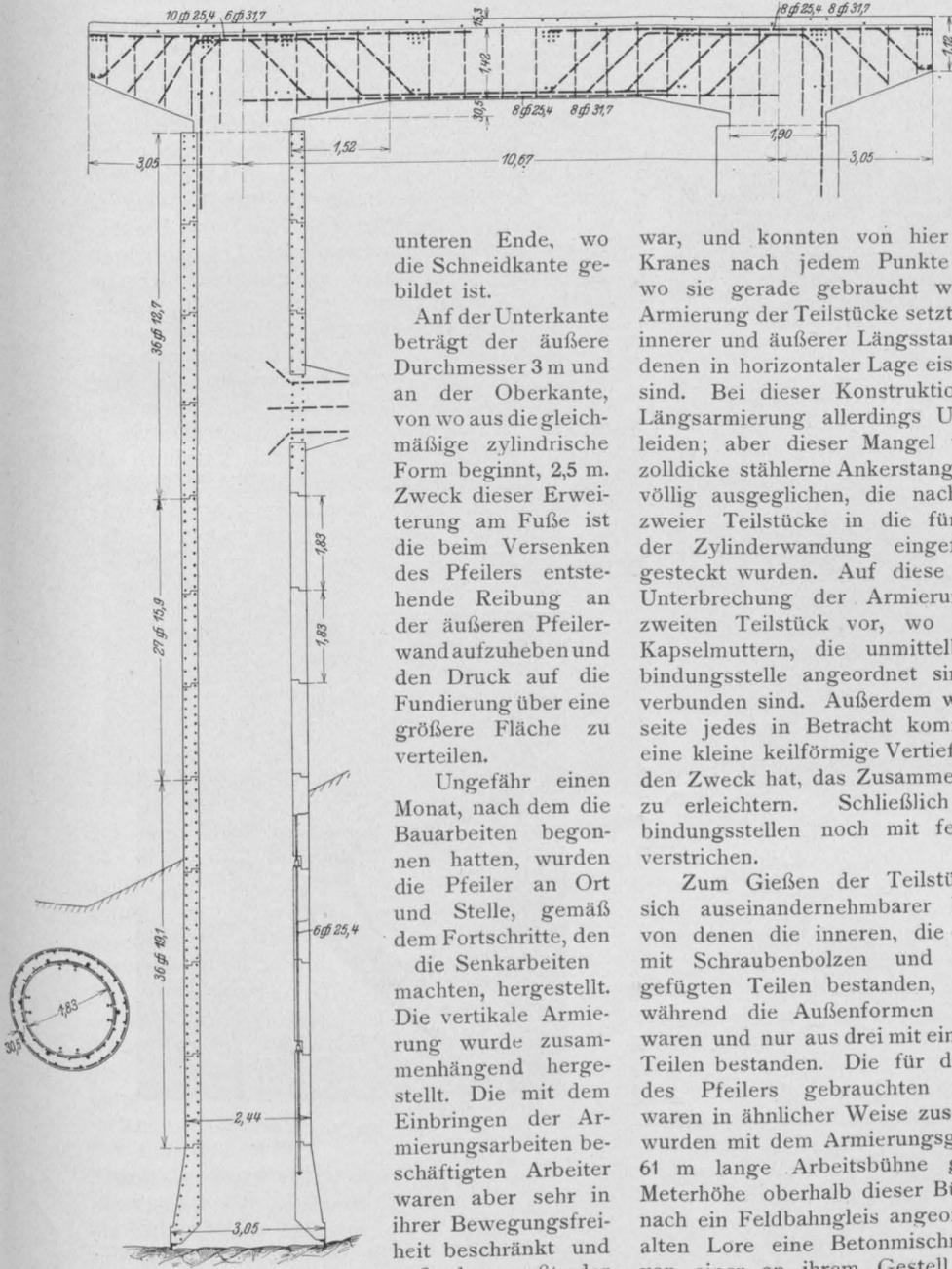


Fig. 3.

mangels in einiger Entfernung gemischt, dann wieder herangeschafft und mühsällig von Hand wieder eingebracht werden. Indessen mußten die

bestand durchweg aus einer Mischung von 1:2:4. Für die Füllung des Hohlraumes im Pfeiler wurde indessen ein Beton von 1:3:5 verwendet.

Für die Senkarbeiten wurde der Länge nach durch die Mitte des Docks ein Feldbahngleis

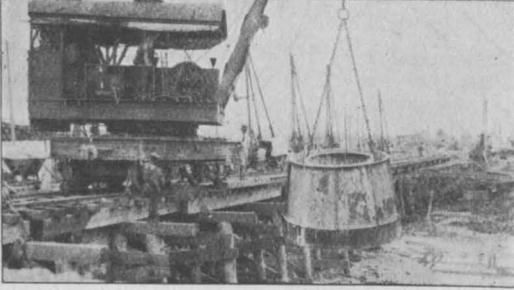


Fig. 4.

gelegt, das zum größten Teil durch Brückenjoche getragen wurde, wobei auf die Belastung durch den sich darauf bewegendem Lokomotivkran Rücksicht genommen wurde. An jedem für einen zu versenkenden Pfeiler bestimmten Platz wurde erst durch einen Bagger die obere Erdschicht einige Fuß tief abgegraben. Alsdann füllte man das hohle Fußstück etwa 2 Fuß hoch mit Beton und stellte das ganze Teilstück samt der Form mit Hilfe des Kranes in die ausgegrabene Vertiefung. Darauf wurde die Betonfüllung von Hand fortgesetzt, bis der Fuß und die ersten 90 cm des zylindrischen Teiles, dessen Oberkante zur Aufnahme des nächsten Teilstückes vorbereitet worden war, ganz gefüllt war. Nachdem dann die Form entfernt war, konnte mit dem Senken begonnen werden.

Zwei innerhalb des zylindrischen Senkkastens stehende Arbeiter schaufelten das Erdreich unterhalb des Stahlshuhes weg, worauf der Zylinder durch eigenes Gewicht tiefer sank. Mehrere „Star“-Bohrmaschinen, die gerade zur Verfügung standen, wurden als Winden für die von den Arbeitern mit Erde gefüllten Eimer benutzt. Der Inhalt der Eimer wurde in die Lories einer Feldbahn gekippt und an passender Stelle ausgeschüttet.

In den meisten Fällen gelangten die Senkkästen ohne Zwischenfall glatt bis zum Felsenrund hinab, wo der Schuh etwa einen Fuß tief eingebettet wurde, indem die passende Vertiefung entweder herausgehauen oder gesprengt und nun auch innerhalb des Zylinders die erste Betonschicht eingefüllt wurde, wodurch der Pfeiler eine innige Verbindung mit dem Felsenfundament erhielt.

Am Nordende des Docks, wo die Erdarbeiten zuerst begannen, stieß man in einer Tiefe von etwa $7\frac{3}{4}$ m minus auf eine 2 bis 3 Fuß starke Schicht merkwürdiger brauner Erde von schwammiger

Beschaffenheit, die mit Schwefelwasserstoffgas gesättigt war. Die Arbeiter trugen, während der Senkkasten diese Schicht passierte, schwere Augenentzündungen davon, und es mußte infolgedessen häufiger Schichtwechsel vorgenommen werden. Glücklicherweise wurde später diesem Übel nicht mehr begegnet. Indessen stieß man in der Nähe, in einer Tiefe von minus 13,10 m, auf ein mit Salzwasser gesättigtes Tonlager, so daß der Senkkasten plötzlich mit wahrnehmbarem Ruck 1 bis 2 m tiefer sank und der Schlamm von unten bis 4 m hoch in den Zylinder hineindrängte. Nun mußte zunächst die Pumpe in Tätigkeit treten, und da das Ausgraben von Hand zur Unmöglichkeit geworden war, wurde der Lokomotivkran mit einem Greifbagger ausgestattet, der im Innern des Senkkastens benutzt werden konnte. Auf diese Weise nahmen die Arbeiten ihren Fortgang, bis dicht über dem Felsenrunde eine feste Erdschicht angetroffen wurde. Es mag nicht unerwähnt bleiben, daß bei Beginn der Senkarbeiten bereits ein Versuch mit dem Greifbagger gemacht wurde, um einen Vergleich mit dem Erfolge des Ausgrabens von Hand aufzustellen. Der Greifbagger kann aber nicht bis unter die Kante des Schuhes greifen, und da das Erdreich fast durchweg sehr fest war, so daß es

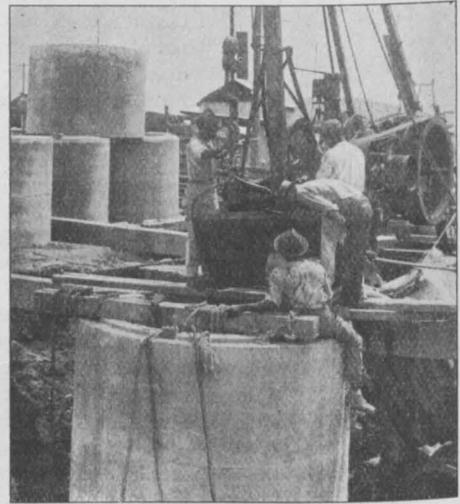


Fig. 5.

nicht von selbst unterhalb der Kante herausfiel, so fiel der Vergleich zugunsten der Arbeit von Hand aus, die darum so lange wie möglich angewandt wurde. Selbst, wo auf der Südseite des Docks zwei Senkkästen voll Wasser liefen, was vermutlich auf die Durchlässigkeit des Bodens, der hier dicht an das Flußbett des Rio Grande stößt, zurückzuführen ist, wurde die Tätigkeit des Baggers nicht mehr in Anspruch genommen;

denn nachdem das Wasser herausgepumpt worden war, konnten die Abgrabungen von Hand ungestört wieder fortgesetzt werden.

Die Pumpen des Bauplatzes waren übrigens fast ununterbrochen in Tätigkeit, und wenn auch die erwähnten Kreiselpumpen meist in der Lage waren, das Dockbassin verhältnismäßig trocken zu halten, so sickerte doch beständig, ganz besonders zur Zeit der höchsten Flut Wasser durch den Bahndamm des sogenannten Sanddocks. Auch bei den Senkkästen mußte beständig eine Pumpe tätig sein, um teils Regenwasser, teils eingedrungenes Grundwasser oder durch die Fugen

an der erforderlichen Stelle konzentrieren zu können.

Es wurde beobachtet, daß die Arbeiten am gleichmäßigsten fortschritten, wenn die Senkkästen, nachdem mit dem Senken begonnen worden war, ununterbrochen in Bewegung blieben, bis der Felsengrund erreicht war. Wenn dies geschah, so hatte es den Eindruck, als ob die größere Tiefe den Fortgang der Arbeiten nicht beeinträchtigte, bis die letzten 2 bis 3 Fuß erreicht waren. Mußte aber notgedrungen in einigen Senkkästen die Arbeit auf kurze Zeit unterbrochen werden, so schienen diese bei Wiederaufnahme der Arbeit

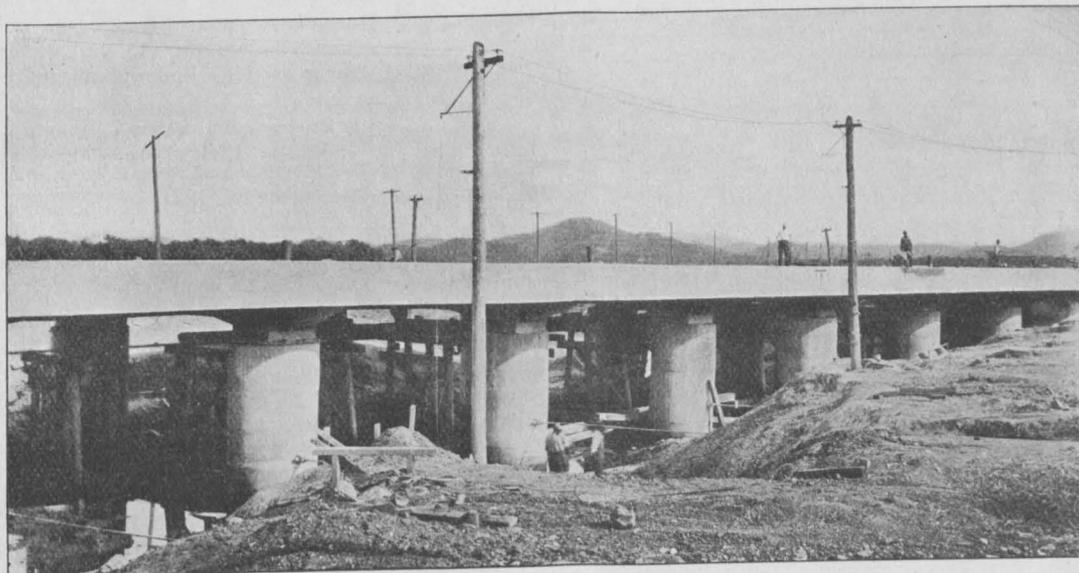


Fig. 6.

dringendes Sickerwasser zu entfernen. Hierzu wurden mit gutem Erfolge Emerson-Pumpen verwendet, die sich mit Flaschenzügen leicht und beliebig tief im Zylinder hinabsenken ließen.

Die Senkkästen hielten sich im allgemeinen beim Niedergehen ziemlich gerade. Um eventuelle Abweichungen von der geraden Richtung feststellen zu können, wurden die Zylinder jeden Morgen abgeschnürt; stellte sich dabei eine Abweichung heraus, so wurde die betreffende Seite mit schweren Bohlen abgestützt, was die Senkkästen in den meisten Fällen bis zur Tiefe von 12 m ohne Schwierigkeit in die richtige Lage zurückbrachte. Waren sie jedoch in größerer Tiefe aus der Lage gekommen, so gestaltete es sich äußerst schwierig, sie überhaupt zu bewegen; Bleilote, die an der Innenwand der Zylinder aufgehängt waren, zeigten beständig an, ob die Achse der Pfeiler vertikal stand, und dienten dem Schachtmeister dazu, die Arbeiter in der Grube

wie festgefroren, und das Weitervorgehen verursachte die größten Schwierigkeiten, indem die Senkkästen erst mit schweren Gewichten belastet werden mußten. Wie aus dem Grundplan (Fig. 2) ersichtlich, ist die lichte Weite zwischen den Pfeilern an jedem Ende des Docks verschieden. An der einen Seite, wo zwei Pfeiler einander sehr nahe eingesenkt wurden, ergaben sich Schwierigkeiten dadurch, daß sie sich einander zuneigten, was auf die Ungleichmäßigkeit des seitlichen Erddruckes zurückgeführt werden mußte. In zwei Fällen verursachte dieser ungleichmäßige Druck den glatten Bruch eines Pfeilers nicht weit vom Boden, wobei sowohl der Betonblock als auch die Armierung zerbrach. In einem anderen Falle, wo der Senkkasten ganz nahe dem Felsen Schaden erlitt, wurde unter dem Schuh die Ausgrabung bis zum Felsengrunde fortgesetzt und dann sofort die Betonfüllung eingebracht. Im ersten Falle, wo er gänzlich abbrach, ebenfalls dicht am Boden,

wurde der abgebrochene Teil bis zum Felsen hinabgebracht, die Ausgrabung ebenfalls bis zum Felsen geführt und die Bruchstelle durch einen Satz der aus Stahl konstruierten Form des inneren Zylinderteiles ausgefüllt.

Eine Bassintiefe des Docks von 13,10 m für die

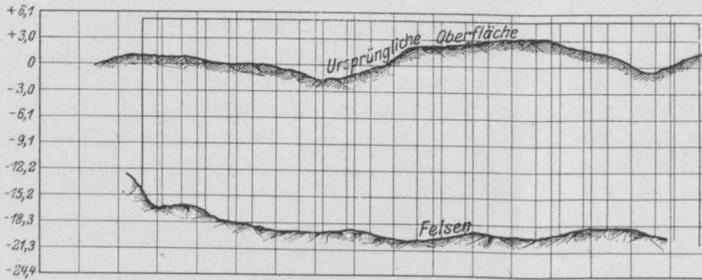


Fig. 7.

Einfahrt und Liegeplätze wurde durch Ausbaggern erreicht. Hierdurch kamen die die Pfeiler umgebenden Erdmassen ins Sacken, wodurch die in Fig. 7 veranschaulichte wellige Oberfläche des Bodens entstand. Darauf wurde der Boden mit Steinschotter geebnet bis zur Höhe der in Fig. 7 begrenzenden Linie nicht nur zwischen den Pfeilern, sondern auch seitlich herum zur Stützung.

Um dem Pfeilersystem die nötige Steifheit zu verleihen, wurden Eisenbetonbinder zwischen

den korrespondierenden Innen- und Außenpfeilern angeordnet. Diese Binder waren an Ort und Stelle eingeformt worden und mit Hilfe eines Kranes betoniert. Außerdem wurde ein Spannriegel bis tief in die hintere Kaimauer geführt. Dieser Spannriegel ist aus einer kräftigen Metallstange konstruiert und in einem starken, draußen im Erdboden eingegrabenen Betonklotz einbetoniert.

Die Pfeilertragen querlaufend Eisenbetonbinder, deren Abmessungen aus Fig. 2 ersichtlich sind und die an jedem Ende mit 3 m langen Kragträgern versehen sind. Über diesen Bindern liegen wiederum Querträger aus Eisenbeton, auf denen endlich die 15 cm dicke, schwer armierte Bodenplatte aufgebracht ist.

Ein Eisenbahngleis läuft unmittelbar über die äußeren Pfeiler und biegt an jedem Ende ab, wie aus dem Plan ersichtlich. Die Eisenbahnschienen liegen direkt den Schienenträgern auf, deren Armierung etwas stärker als die der Zwischenträger ist. Diese Schienenträger sind noch in jedem Pfeiler verankert.

Die Docksohle soll vertragsmäßig eine gleichmäßig verteilte Last von 1700 kg/qm und eine konzentrierte Belastung über den Schienenträgern im Gewichte einer 105 t-Lokomotive tragen können.

GRUNDWASSERABSENKUNG BEI FUNDIERUNGSARBEITEN.

Von Dr.-Ing. Kyrieleis (Breslau).

Die Methode der Grundwasserabsenkung, wie sie im engeren Sinne unter dieser Bezeichnung jetzt bei Verwendung von Rohrburgen verstanden wird, ist seit einer langen Reihe von Jahren angewendet worden. Zunächst nur in kleinem Umfange und bei kleinen, nicht sehr tief liegenden Bauwerken benutzt, hat sie in den letzten 10 Jahren etwa, bei den Fundierungsarbeiten von Tiefbauten jeglicher Art eine immer weitere Verbreitung gefunden; bei immer größeren Bauausführungen und für größere Absenkungstiefen sind dann in immer größerem Maßstabe Wasserabsenkungsanlagen zur Ausführung gekommen, und den größten Verhältnissen und den oft nicht unerheblichen Schwierigkeiten entsprechend ist der Ausbau der Wasserfassungs- und auch der Wasserförderungsanlage erfolgt. Die mit dieser Bauweise verbundenen Vorteile der verschiedensten Art haben zu der jetzigen Verbreitung ihrer Anwendung geführt. Doch trotz der jetzt häufigen Verwendung sind die Mitteilungen in der Literatur außerordentlich spärlich. Die wenigen vorhandenen Aufsätze und Mitteilungen in Zeitschriften stellen gewöhnlich nur allgemeine Beschreibungen dieser Methode dar, erläutern die Vorzüge oder geben einige wenige Beispiele ausgeführter Anlagen, mit zum Teil unvollständigen Angaben, oder auch nur kurze Mitteilungen.

In einem soeben im Verlag von Julius Springer,

Berlin, erschienenen Werk*) unternimmt es der Verfasser, eine Anzahl der für Grundwasserabsenkungsanlagen maßgebenden Gesichtspunkte zusammenzustellen.

Nach einem historischen Rückblick und Angabe der über Grundwasserabsenkung vorhandenen Literatur werden zunächst die theoretischen Grundlagen zusammengestellt; besonders werden die Gleichungen für die Spiegelflächen des abgesenkten Grundwasserspiegels unter Berücksichtigung aller beeinflussenden Faktoren aufgestellt und dadurch die rechnerischen Grundlagen für die Projektierung von Grundwasserabsenkungsanlagen gegeben. Im zweiten Abschnitt wird die Möglichkeit der Vorausberechnung einer Anlage untersucht und über die für die Aufstellung des Projektes nötigen Vorarbeiten und praktischen Voruntersuchungen Angaben gemacht und der Gang eines rationellen Vorgehens erläutert. An Hand von drei Beispielen aus der Praxis wird dann im dritten Teil die Anwendbarkeit der im theoretischen Teil aufgeführten Formeln, als auch die Möglichkeit der Vorausberechnung unter Anwendung der gegebenen Formeln gezeigt.

*) „Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten“ von Dr.-Ing. Wilhelm Kyrieleis. Mit 81 Textfiguren und Tabellen sowie 3 Tafeln. Verlag von Julius Springer, Berlin 1913. Preis M. 6,—.

Es sind dann die maßgebenden Gesichtspunkte für die Ausgestaltung der Absenkungsanlagen selbst zusammengestellt, sowohl die für die Wasserfassungsanlage, als auch die für die Wasserförderungsanlage; die Ausbildung der einzelnen Teile der Anlage ist eingehend behandelt, und zwar werden zunächst für einstufige Anlagen die mannigfaltigen Arten der allgemeinen Anordnung in Rücksicht auf den Verwendungszweck, auf die örtlichen Verhältnisse und im besonderen auf die Anwendung verschiedener Arten von Pumpen und Antriebsmaschinen einer Betrachtung unterzogen. Es gelangen dann die besonderen Ausführungen bei tieferen Absenkungen zur Darstellung sowohl bei Staffeln von Kreiselmanlagen als auch bei der Verwendung von Tiefbrunnenpumpen. Die verschiedenen Arten der Ausbildung der Anlagen werden an praktischen Beispielen erörtert; vor allem werden die großen Absenkungsanlagen für die neuen Schleusenbauten als die ausgedehntesten und in der Ausbildung der Maschinenanlage umfangreichsten herangezogen.

Aus den einzelnen Abschnitten sei kurz folgendes erwähnt:

Theoretische und rechnerische Grundlagen.

Die aus den Untersuchungen von Darcy, Dupuit, Lueger, Thiern u. a. bekannten grundlegenden Formeln über Grundwasserabsenkung können für die Untersuchung der Vorgänge angewendet werden, bei Betrachtung von dem für Grundwasserabsenkungszwecke maßgebenden Standpunkte aus; ferner liefert die von Forchheimer aufgestellte partielle Differentialgleichung für die Spiegelfläche des Grundwassers

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0$$

die Grundlage für die ganz allgemeine Aufstellung von Gleichungen für den gesenkten Grundwasserspiegel bei Entnahme des Wassers aus einer Reihe von Schachtbrunnen.

Mit Hilfe einer großen Anzahl von Gleichungen, die für die verschiedenartigen Gestaltungen der Absenkungsanlagen aufgestellt werden, wird die rechnerische Verfolgung des Absenkungsvorganges vorgenommen; insbesondere wird der Einfluß der einzelnen in Betracht kommenden Faktoren, wie Brunnendurchmesser, Größe der Wasserentnahme, Durchlässigkeit des Untergrundes, Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, Tiefe der Filterstellung in bezug auf den beabsichtigten Zweck der Absenkung, nämlich die erreichte Absenkungstiefe einer genauen Untersuchung auch an Hand von Beispielen unterworfen, sowohl bei Absenkung durch einen einzelnen Brunnen als auch, wie jetzt stets bei Absenkungsanlagen, bei Absenkung durch eine ganze Anzahl von Rohrbrunnen.

Die früher einige Male ausgeführte Absenkung durch einen oder einige wenige große gemauerte Schachtbrunnen kommt jetzt nicht mehr zur Anwendung. Die Vorteile der jetzigen Anordnung werden rechnerisch an Beispielen erörtert.

Es sind dann Formeln entwickelt für die in der Praxis vorkommenden Anordnungen der Brunnenstellungen bei kreisförmigen oder rechteckigen Baugruben oder solchen mit sehr großer Längenerstreckung und verhältnismäßig geringer Breite.

Im besonderen ist Wert gelegt auf die Aufstellung von Formeln, mit deren Hilfe der Vergleich von zwei verschiedenen Anlagen bei verschiedener Größe usw. möglich ist; hierdurch ergeben sich Grundlagen für eine Vorausberechnung bei neuen Anlagen, insbesondere Grundlagen für die Anwendung der bei Voruntersuchungen und Probeabsenkungen gefundenen Resultate auf die spätere Hauptabsenkung.

Ferner ist der Einfluß des Gefälles eines Grundwasserstromes, die Durchlässigkeit des Untergrundes, die Art der Schichtenbildungen, der Einfluß in der Nähe befindlicher offener Gewässer rechnerisch bzw. in ausführlichen Untersuchungen dargelegt sowie die Verschiedenartigkeit der Anlagen, die notwendig ist in feinerem oder größerem

Sande, eingehend erörtert, ein für die Praxis wichtiger Gesichtspunkt, dessen Nichtbeachtung der Grund häufiger Mißerfolge gewesen ist. Undurchlässige, im Untergrunde eingelagerte Schichten verschieben naturgemäß wesentlich die Verhältnisse; ihr Einfluß, abhängig von ihrer jeweiligen Lage zu den wasserführenden Schichten einerseits und zu der Absenkungsanlage andererseits, wird ausführlich besprochen.

Über die Möglichkeit der Vorausberechnung einer Anlage und die hierfür vorzunehmenden Voruntersuchungen und Probeabsenkungen wird im zweiten Teil unter anderem folgendes ausgeführt:

Möglichkeit der Vorausberechnung einer Anlage, Voruntersuchungen; Probeabsenkungen.

In allen aufgestellten Formeln und daher für alle Berechnungen spielt die Größe der Durchlässigkeit des Untergrundes eine maßgebende Rolle. Von ihr hängt die mit einer bestimmten Wassermenge zu erreichende Absenkung ab, oder aber für die Erreichung einer bestimmten Absenkungstiefe wird durch sie die zu entnehmende Wassermenge bedingt. Zwar kann, wie bereits früher ausgeführt wurde, eine bestimmte Absenkungstiefe auch in jedem durchlässigen Bodenmaterial erreicht werden. Aber den nach der Verschiedenartigkeit des Untergrundes zu entnehmenden verschiedenen Wassermengen muß die Anlage angepaßt werden, für sie ist also ebenfalls die Durchlässigkeit von grundlegender Bedeutung.

Die Ermittlung der Durchlässigkeit bildet daher einen Hauptgegenstand der der Ausführung der Anlage vorhergehenden Beobachtungen und Voruntersuchungen. Diese sind den allgemeinen hydrologischen Vorarbeiten ähnlich, die angestellt werden für die Ausführung von Anlagen zur Wasserversorgung. Sie unterscheiden sich jedoch von diesen sowohl in ihrer Ausdehnung, weil sie sich im allgemeinen nur auf die Baustelle selbst und die nähere Umgebung erstrecken, als auch dadurch, daß eine Reihe der für die Wassergewinnung aus dem Untergrunde maßgebenden Faktoren hier nur von untergeordneter Bedeutung ist. Die Hauptunterschiede zwischen einer Wassergewinnungsanlage und einer Absenkungsanlage lassen sich, wie folgt, kennzeichnen:

Der Hauptzweck einer Wassergewinnungsanlage ist der, eine bestimmte für die Gebrauchszwecke nötige Wassermenge aus dem Untergrunde zu gewinnen. Die Hauptaufgabe für die Ausführung einer solchen Anlage ist die, eine Stelle bzw. ein Gebiet zu finden, an der sich die Möglichkeit bietet, diese Wassermenge dauernd beziehen zu können. Ein stehendes Grundwasserbecken, selbst ein solches von größerer Ausdehnung, wäre hier wertlos, da nach kürzerer oder längerer Zeit eine Erschöpfung des vorhandenen Grundwasservorrates eintreten müßte und schließlich nur eine geringe, den Niederschlägen und etwaigen Zuflüssen zum Grundwasserbecken entsprechende Wassermenge übrig bleiben würde. Man sucht daher Grundwasserströme auf, also mit Gefälle fließendes Grundwasser, wo bei dauernder Speisung des Grundwasserstromes von irgendeinem Infiltrationsgebiet aus ein dauernd Bezug der gewünschten Wassermenge gewährleistet erscheint.

Die Wasserabsenkungsanlage wird an einer bestimmten Stelle, d. h. dem Platze des zu errichtenden Bauwerkes angelegt, und es muß mit den an der Baustelle vorhandenen Untergrundverhältnissen von vornherein gerechnet werden. Der grundlegende Faktor ist bei der Wasserabsenkungsanlage nicht die Wassermenge, sondern eine bestimmte Absenkungstiefe, die erreicht werden soll, bedingt durch die Tiefe des auszuführenden Bauwerkes. Ob das an der Baustelle vorhandene Grundwasser ein stehendes Becken bildet oder einen in Bewegung befindlichen Strom darstellt, d. h. ob Gefälle oder kein Gefälle an der betreffenden Stelle vorhanden ist, bleibt, wie im ersten Teil ausgeführt wurde, für die Größe der zu erreichenden Absenkung ohne Belang und hat nur eine

Änderung in der Brunnenanordnung zur Folge. Nur insofern wäre, gerade im Gegensatz zur Wassergewinnungsanlage, bei der Absenkungsanlage das Vorhandensein eines Grundwasserbeckens von Vorteil, als bei längerem Bestehen der Anlage durch die allmähliche Erschöpfung des Grundwasserbeckens und die damit zusammenhängende allgemeine Spiegelsenkung die Absenkung an der Baustelle erleichtert und die zu entnehmende Wassermenge verringert werden würde.

Bei der Wassergewinnungsanlage ist also die Erlangung einer bestimmten Wassermenge Grundbedingung. Die bei der Entnahme aus dem Untergrunde auftretende Senkung des Grundwasserspiegels ist dabei nur als sekundäre Erscheinung zu betrachten. Man wird, wenn irgend möglich, danach trachten, diese Absenkung gering zu halten, zunächst um ein allgemeines Tieferlegen des Grundwasserspiegels und die damit verbundenen Folgen möglichst zu vermeiden, vor allem aber, um die zu entnehmenden Wassermengen aus möglichst geringer Tiefe zu fördern, also unter möglichst geringem Arbeitsaufwand.

Entgegengesetzt liegen die Verhältnisse bei der Absenkungsanlage; hier muß eine bestimmte Absenkung erreicht werden, also das Wasser aus einer bestimmten Tiefe gefördert werden. Die geförderte Wassermenge ist die sekundäre Erscheinung, bedingt aber die Größe der gesamten Anlage, sowohl der Wasserfassungs- als auch der Wasserförderungsanlage.

Die allgemeinen Voruntersuchungen erstrecken sich zunächst auf die an der Baustelle vorliegenden geologischen und hydrologischen Verhältnisse. In geologischer Hinsicht ist wichtig die Kenntnis des Vorhandenseins von an der Baustelle befindlichen undurchlässigen Schichten, also sowohl der Lage einer die wasserführenden Sandschichten nach unten abschließenden Ton-, Lehm- oder Mergelschicht als auch von Einlagerungen derartiger undurchlässiger Bodenarten innerhalb der wasserführenden Schicht.

In hydrologischer Beziehung ist besonders die Höhe des Grundwasserspiegels von Bedeutung. Nach ihr bestimmt sich die Größe der nötigen Absenkung einerseits, andererseits die für die betreffende Pumpenart etwa in Betracht kommende Unterteilung der gesamten Förderhöhe in Saughöhe und Druckhöhe. Es ist ferner die Bestimmung vorhandenen Gefälles nötig für die besondere Anordnung der Wasserfassungsanlage. Zur weiteren Beurteilung und für die Anwendung der rechnerischen Grundlagen ist es außerdem wichtig zu wissen, ob man es mit Grundwasser mit freier Spiegelfläche oder mit gespanntem, artesischem Grundwasser zu tun hat, was sich aus der Kenntnis vorhandener undurchlässiger Schichten und aus der Höhenlage des Wasserspiegels in den zu Beobachtungsbrunnen umgewandelten Probebohrlöchern ergibt. Die Hauptuntersuchungen jedoch erstrecken sich auf die Bestimmung der Durchlässigkeit des Untergrundes, auf die als bekannt hier nicht näher eingegangen werden soll.

Hieraus allein auf die zu entnehmende Wassermenge zu schließen, etwa durch Heranziehung von Resultaten an früheren Anlagen bei ähnlicher Bodenbeschaffenheit, ist verhältnismäßig unsicher. Immerhin gibt ein derartiger Vergleich einen gewissen Anhalt und bildet bei Ausführung kleinerer Anlagen häufig das einzige Mittel zur Beurteilung, besonders in Hinsicht auf die Projektierung der Anlage und die Aufstellung der zur Wasserförderung nötigen Maschinen, wenn für genauere Voruntersuchungen keine Zeit oder keine Mittel vorhanden sind, oder die Kleinheit der betreffenden Anlage sie als unnötig oder überflüssig erscheinen läßt. Von größter Bedeutung für die Ausführung der Anlage ist dann natürlich eine gründliche Erfahrung, wie sie ja einer großen Reihe von Ingenieuren und Firmen durch Ausführung einer größeren Anzahl von Wasserabsenkungsanlagen zu eigen ist. Daß jedoch häufig Überraschungen und den eigentlichen Bau hindernde Schwierigkeiten auftreten können, lehrt die Geschichte einer großen Anzahl von Absenkungen.

Je mehr aber mit der Größe der Anlage auch das Risiko der Ausführung wächst, um so mehr wird auch die Ausführung von umfassenderen Voruntersuchungen zu empfehlen sein und als notwendig empfunden werden, auch wird die Regelung der Kostenfrage mit zunehmender Größe der Anlage eine leichtere sein, da die Kosten der Voruntersuchungen einen geringeren Prozentsatz der Kosten der Gesamtanlage bilden werden. Es sind in der Tat auch wohl bei den meisten der in letzter Zeit ausgeführten größeren Anlagen Voruntersuchungen in kleinerem oder größerem Maßstabe vorgenommen worden, die sich im letzten Grunde alle auf die Vornahme eines Probepumpversuches an der Baustelle erstrecken.

In derselben Weise wie bei Wassergewinnungsanlagen gestattet auch bei Absenkungsanlagen die Durchführung einer Probeabsenkung in kleinerem oder größerem Maßstabe Schlüsse zu ziehen auf die Möglichkeit der zu erreichenden Absenkung, die Größe und Ausgestaltung der Absenkungsanlage und die gemäß den zu erwartenden Wassermengen zu erfolgende Projektierung der Maschinenanlage.

Selbstverständlich spielt die richtige Übertragung der bei dem Vorversuch gewonnenen Resultate auf die schließliche endgültige Anlage die größte Rolle, wobei die Kenntnis der theoretischen Grundlagen unerlässlich ist, vor allem aber die Ausführung des Probetriebes unter ähnlichen Bedingungen stattfinden muß, wie sie bei der Gesamtanlage auftreten.

Was erstens die Übertragung der Resultate eines einzelnen Probebrunnens anbetrifft, so ist hierbei zu bemerken, daß dieser Methode alle die Mängel anhaften, die bei der Übertragung von derartig kleinen, allen Zufälligkeiten, besonders in der Zusammensetzung des Bodens in allernächster Nähe des Brunnens, ausgesetzten Verhältnissen auf die um vieles größeren Verhältnisse der Gesamtanlage selbstverständlich sind. Sei es nun, daß man die Durchlässigkeit des Untergrundes bestimmt, oder daß man versucht, durch Formeln, ähnlich den im ersten Teil für den Vergleich verschiedenartiger Anlagen aufgestellten, die Wassermenge und die Absenkung für die Gesamtanlage aus den entsprechenden Werten des Probebrunnens zu ermitteln, so wird doch immer die Unsicherheit eine große sein. Von größter Wichtigkeit ist zunächst, daß sich das Filter in derselben Tiefe, also in denselben Bodenschichten befindet, in denen die Filter der Gesamtanlage stehen werden. Ist dies nicht der Fall, so würde womöglich die Durchlässigkeit ganz anderer Schichtenarten bestimmt werden als derjenigen, aus denen die Filter der Gesamtanlage ihr Wasser beziehen werden. Ferner dürfte die Wasserentnahme nicht in übertrieben großem Maße aus dem Probebrunnen stattfinden, wodurch Veränderungen und Auswaschungen im Untergrunde entstehen können, sondern sich etwa in den Grenzen halten, die der Gesamtanlage entsprechen würden.

Auch die Bestimmung der spezifischen Ergiebigkeit, eines zuerst von Thiem gebildeten Wertes, eines Brunnens an der Baustelle kann Anhaltspunkte geben. Es ist hier jedoch auf den maßgebenden Gesichtspunkt aufmerksam zu machen, daß an ein und derselben Stelle, also bei derselben Durchlässigkeit das Maß der spezifischen Ergiebigkeit abhängig ist von dem Durchmesser des Brunnens, und daß daher nur ohne weiteres solche spezifischen Ergiebigkeiten miteinander verglichen werden können, die bei demselben Brunnendurchmesser bestimmt sind. Für die Tiefe des Brunnens gilt natürlich auch das bereits oben Gesagte; übergroße Wasserentnahme aus dem Brunnen ist zu vermeiden. Wird diese übertrieben groß, so würde man nicht die Durchlässigkeit des Untergrundes, sondern gewissermaßen die Durchlässigkeit des Filters bestimmen. Ferner ist zu bedenken, daß bei einem einzelnen Brunnen doch nur die in seiner nächsten Nähe herrschende spezifische Ergiebigkeit bestimmt wird; um vor Zufälligkeiten bewahrt zu sein, ist die Bestimmung einer Reihe von ein-

zelen Werten durch Anlegung einer Anzahl von auf dem Gebiete der Baustelle zerstreut liegenden Brunnen nötig und der aus den Einzelbestimmungen zu bildende Mittelwert für Vergleiche zu benutzen.

Bei Anwendung dieser Methode würden also zum Vergleich die Verhältnisse einer Anlage heranzuziehen sein in einem Gebiet, bei dem dieselbe spezifische Ergiebigkeit ermittelt worden ist, und zwar würden hier sowohl Wasserabsenkungs- als auch Wassergewinnungsanlagen in Betracht kommen. Daher sind häufig auch Angaben eines in der Nähe befindlichen Wasserwerkes von großem Wert, wenn angenommen werden kann, daß dort noch dieselben Untergrundverhältnisse zutreffen, wie an der Baustelle. Wird, was ja meistens der Fall sein wird, die Größe der neuen Anlage von der zum Vergleich herangezogenen Anlage und auch die Brunnenanordnung abweichen, letzteres besonders beim Vergleich mit Wassergewinnungsanlagen, so sind die im ersten Teil gegebenen Formeln für den Vergleich derartiger Anlagen in Anwendung zu bringen. Tatsächlich sind auch schon auf diese Weise allgemeine überschlägliche Vergleiche ohne Benutzung der Formeln bei Vorhandensein gleicher spezifischer Ergiebigkeit angestellt worden und haben zu günstigen Resultaten geführt. Allerdings bleibt hierbei auch immer noch eine gewisse Unsicherheit bestehen, denn wenn auch eine gleiche spezifische Ergiebigkeit selbst durch Vornahme einer ganzen Reihe von einzelner Bestimmungen ermittelt wurde, so braucht dadurch eine völlige Identität des Untergrundes nicht gewährleistet zu sein. Wechselnde Schichtenbildungen und andere Verhältnisse in der näheren oder weiteren Umgebung der Baustelle können doch schließlich ein ganz anderes Verhalten der Anlage bedingen, als nach den angestellten Vergleichen erwartet wurde.

Viel bessere und für die Übertragung auf die Gesamtanlage genauere Angaben werden jedoch erzielt von einer an derselben Stelle, an der die spätere Anlage sich befinden wird, ausgeführten Absenkung an einer Probeanlage in kleinerem oder größerem Maßstabe. Wird die Voranlage in denselben Verhältnissen ausgebaut wie die spätere Gesamtanlage, also mit derselben Brunnenkonstruktion, derselben Brunnentiefe bzw. derselben Filterstellung, und findet etwa die gleiche Wasserentnahme pro Brunnen statt, so werden sich unter Benutzung der aufgestellten Formeln die genauesten und zuverlässigsten Grundlagen für die weitere Ausgestaltung der Gesamtanlage geben lassen. Selbstverständlich ist der Grad der Genauigkeit wiederum abhängig vom Verhältnis der Größe der Voranlage zu der der Gesamtanlage. Ginge man daher von dem Grundsatz aus, die Voranlage schon möglichst groß zu gestalten, so würde man in Verfolgung dieses Prinzipes einfach dazu kommen, als Voranlage schon einen Teil der Gesamtanlage auszubauen. Dieses Prinzip ist in der Tat auch schon mehrfach angewendet worden, teils hat es sich durch die Art der Anlage gewissermaßen selbst ergeben; man wird daher, um einige Beispiele zu geben, bei einer rechteckigen Anordnung zunächst vielleicht die eine Längsseite mit Brunnen besetzen und aus dem Probebetriebe dieser Seite die nötigen Schlüsse ziehen können oder auch bei einer rechtwinkligen Anlage von verhältnismäßig großer Längenerstreckung zunächst die eine Hälfte der Anlage von der Mitte der Grube aus bis zu einem Ende ausbauen. Bei einer Anlage, bei der mit mehreren Staffeln in größere Tiefen abgesenkt werden muß, bildet die obere Staffel für die untere jedesmal eine Voranlage in weitestem Sinne und gestattet die genauesten Schlüsse auf die unteren Staffel zu ziehen.

Es sei hier noch darauf hingewiesen, daß für die Ausführung einer Vorabsenkung in größerem Maßstabe natürlich Probeversuche in kleinerem Stile von großem Vorteil sein können und Anhaltspunkte für die Vorabsenkung geben dürften. In rationeller Weise würde man daher von kleineren Versuchen ausgehend unter Anwendung der aufgeführten Methoden allmählich zur größeren Vor-

anlage und zur endgültigen Gesamtanlage übergehen, was zwar einen früheren Beginn der Grundwasserabsenkungsvorarbeiten bedingen, aber zweifellos außerordentlich lohnend sein würde.

Beispiele ausgeführter Anlagen; Anwendung der im ersten Teil aufgeführten Gleichungen.

In diesem Abschnitt wird an einer Reihe ausgeführter Anlagen die Anwendbarkeit der aufgestellten Formeln geprüft und ihre Richtigkeit bestätigt. Besonders werden hierbei als Grundlagen die Messungen und Beobachtungen an einigen der Anlagen benutzt, die der Verfasser durch weitgehendes Entgegenkommen der betreffenden Behörden, insbesondere der königlichen wie auch städtischen Bauämter, in persönlichem Studium kennen gelernt hat und bei denen die gemachten Aufzeichnungen zu einer genaueren Betrachtung der maßgebenden Verhältnisse hinreichen.

Bei Ausführung kleinerer Anlagen, bei denen die zur Verfügung stehenden Mittel die Anstellung umfassender Voruntersuchungen und Beobachtungen nicht zuließen, fehlen häufig jegliche Unterlagen. Leider sind aber auch bei größeren Anlagen, besonders den in letzter Zeit von den königlichen Bauverwaltungen ausgeführten Schleusenbauten, wo wohl die Mittel zu derartigen Beobachtungen vorhanden waren und auch ein Interesse vorlag, hierdurch Unterlagen für spätere Ausführungen zu schaffen, häufig nur unzureichende Beobachtungen und Aufzeichnungen gemacht worden.

Bei einer Reihe von Anlagen wurden zwar eingehende Beobachtungen bei den als Grundlage für die Projektierung der Hauptanlage ausgeführten Vorversuchen und Probeabsenkungen angestellt; bei der Hauptanlage unterblieben jedoch fast jegliche Messungen oder sie erstreckten sich, wenn sie vorgenommen wurden, nur auf die Beobachtung der Grundwasserstände in einer Reihe von Beobachtungsbunnen, während ein Hauptfaktor zur Beurteilung der Anlagen, nämlich die geförderte Wassermenge, nicht bestimmt wurde. Eine Schätzung derselben nach den zur Verwendung gelangenden Kreiseldrößen muß als recht unsicher bezeichnet werden. Genauere Messungen über den Kraftbedarf wurden fast nirgends vorgenommen, aus denen etwa der Wirkungsgrad der Gesamtanlage mit einiger Genauigkeit zu bestimmen gewesen wäre.

Als Beispiele wurden die folgenden Anlagen einer sehr ausführlichen Betrachtung, meist unter eingehender Anwendung der im ersten Teil gewonnenen rechnerischen Grundlagen, unterzogen:

1. Ein Grundwasserabsenkungsversuch der Berliner Wasserwerke am Müggelsee; als eine kleinere Anlage, bei der genaue Messungen vorliegen.

2. Die Grundwasserabsenkung beim Bau der nördlichen Schleuse in Plötzensee des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin. Diese größere Anlage ist bemerkenswert als Ausführung einer Absenkung unmittelbar neben einem Flusse, gleichzeitig als Absenkung in zwei Staffeln.

3. Die Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Emdener Seeschleuse. Bemerkenswert bei dieser Anlage ist vor allem der außerordentlich große Umfang dieser Anlage und die schließlich erreichte große Absenkungstiefe von etwa 19 m unter dem natürlichen Grundwasserspiegel. Es dürfte wohl die erstere größere Anlage sein, bei der mit mehr als zwei Staffeln gearbeitet wurde. Ganz außerordentlich begünstigt wurden die hier erreichten großartigen Erfolge durch die außerordentliche Feinheit des Untergrundes, die die Förderung einer nur verhältnismäßig geringen Gesamtwassermenge zur Folge hatte. Eine Ausführung der Absenkung bei größerem Untergrunde wäre selbstverständlich auch möglich gewesen, aber infolge der dann auftretenden kolossalen Wassermengen mit einem weit größeren Kraftbedarf.

Ferner ist interessant die Ausführung einer Reihe

von Voruntersuchungen und Probeabsenkungen, die systematisch zur Gesamtanlage entwickelt und ausgebaut wurden und somit ein wünschenswertes Objekt für die Bestätigung der theoretischen Grundlagen bildeten.

4. Die Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin. An diesem Beispiel wird gezeigt, wie auch die entwickelten Formeln zu überschläglichen Rechnungen bzw. Schätzungen der bei einer Anlage zu erwartenden Gesamtwassermenge gut anwendbar sind.

5. Die Grundwasserabsenkung beim Bau einer unterirdischen Bedürfnisanstalt am Knie in Charlottenburg. Bei diesem Beispiel werden die eigenartigen Verhältnisse beim Vorhandensein des äußerst feinen Schließ- oder Schwemmsandes gezeigt.

Gesichtspunkte für die Ausgestaltung der Anlagen.

In dem sehr umfassenden vierten Teile des Buches werden die allgemeinen, für die Praxis vornehmlich in Betracht kommenden Gesichtspunkte für die mannigfaltige Ausgestaltung und Anordnung der Absenkungsanlagen eingehend erörtert.

Zunächst werden die zur Anwendung kommenden Brunnenarten, die zur Verwendung kommenden Rohre und Filtergewebe besprochen, dann die Ausführung der Rohrleitungen für Sauge- und Druckleitungen erwähnt. Ferner werden die zur Benutzung kommenden Maschinen sowie Pumpen als auch Antriebsmaschinen einer eingehenden Betrachtung unterzogen, und zwar im Zusammenhang mit den für die verschiedenen Arten der Gesamtanlage maßgebenden Gesichtspunkten.

Die Einteilung der verschiedenen Arten der Grundwasserabsenkungen kann nach mehreren Gesichtspunkten erfolgen. Man kann unterscheiden zwischen einstufigen Anlagen und mehrstufigen Anlagen, d. h. solchen für größere Tiefen; es kann ferner die Einteilung nach der Art ihrer Anwendung vorgenommen werden und schließlich eine Einteilung der Anlagen nach ihrer Größe. Da aber durch die Art ihrer Verwendung häufig auch die Größe einer Anlage bestimmt wird, so ist zunächst unterschieden zwischen:

I. einstufigen Anlagen und

II. Absenkungen mit mehreren Staffeln

und unter den einstufigen Absenkungsanlagen folgende Einteilung getroffen worden:

1. Kleine Anlagen.

Hierzu sind etwa die Anlagen für die Fundierung von Häusern bei sehr hohem Stande des Grundwassers oder für die Fundierung einzelner, besonders tief liegender Gebäudeteile, z. B. Tiefkeller, oder überhaupt solche für kleinere, tief fundierte Bauwerke zu rechnen, bei denen eine verhältnismäßig kleine Anzahl von Brunnen und nur eine Pumpe zum Betrieb angeschlossen ist.

2. Verhältnismäßig schmale Anlagen, aber mit großer Längenerstreckung.

Zu ihnen sind zu rechnen Grundwasserabsenkungsanlagen bei Kanalarbeiten und solche für die Ausführung von Untergrundbahnen. Das Charakteristische dieser Anlagen ist der fortschreitende Ausbau derselben, dem allmählichen Fortschreiten des Baues selbst folgend oder vielmehr vorangehend.

3. Große Anlagen.

Hierbei werden als Beispiele wiederum besonders herangezogen die teilweise bereits erwähnten und zum Teil außerordentlich umfangreichen Grundwasserabsenkungsanlagen für die in den letzten Jahren gebauten und zum Teil jetzt noch in Ausführung begriffenen Schleusenbauten der königlichen Bauverwaltungen, die dem Verfasser durch persönliches Studium bekannt geworden sind.

Unter den für die Ausführung großer Anlagen wichtigen Gesichtspunkten tritt zunächst die Frage nach der Art der Antriebsmaschinen in den Vordergrund. Es wird demgemäß besprochen einerseits der direkte Antrieb der Pumpe durch eine Kraftmaschine, meistens Lokomobile, also gewissermaßen ein primärer Antrieb, im Verhältnis zu dem andererseits betrachteten Antrieb durch Elektromotoren, der wegen Erzeugung der elektrischen Kraft an einer anderen Stelle und wegen der Nutzbarmachung auf dem Umwege über die elektrische Kraftübertragung als ein sekundärer bezeichnet werden kann. Hierbei ist fernerhin der Unterschied zwischen eigener Stromerzeugung in einer besonderen Zentrale oder im Gegensatz dazu der Strombezug von einer fremden Versorgungsquelle her erörtert.

Eine zweite wichtige Frage ist die, ob zur Bewältigung der zu fördernden Wassermengen nur eine einzige große Pumpe oder, mit Unterteilung der Gesamtleistung, mehrere kleinere Pumpen aufzustellen sind. Diese Frage hängt mit der zuerst aufgeworfenen eng zusammen, weil auf der einen Seite zum Antrieb einer einzigen großen Pumpe der direkte Antrieb gegeben erscheint, auf der anderen Seite aber bei einer Unterteilung für den Antrieb mehrerer Pumpen gerade dem elektrischen Antrieb seinem Wesen nach der Vorzug zu geben ist, der bei der Leichtigkeit der elektrischen Kraftübertragung gleichzeitig auf eine Verteilung der einzelnen Aggregate an verschiedene Punkte der Anlage hinzuweisen scheint.

Diese beiden Fragen sind zunächst von dem für jede Anlage wichtigsten Standpunkt der Wirtschaftlichkeit zu betrachten; nächst dem aber ist eine Beurteilung vorzunehmen in Hinsicht auf die bei Grundwasserabsenkungsanlagen wichtige und unbedingt zu stellende Forderung der nötigen Reserve.

Ferner spielt die Ausgestaltung der Rohrleitung eine große Rolle; sie soll an und für sich zweckmäßig und wirtschaftlich ausgeführt werden und entweder in sich selbst eine gewisse Reserve einschließen oder diese durch die entsprechende Vereinigung mit den Pumpen darstellen. Schließlich haben noch die Vorteile und Nachteile Berücksichtigung zu finden, die sich durch die Ausgestaltung der Rohrleitung oder durch die verschiedenartige Anordnung der Pumpen für die Absenkung selbst, d. h. für eine möglichst gleichmäßige Einstellung des gesenkten Wasserspiegels ergeben, wodurch natürlich auch wieder die Frage der Wirtschaftlichkeit berührt wird.

Alle diese Fragen sind auf das mannigfachste miteinander verknüpft; Entschließungen über die Ausführung in Rücksicht auf einen der genannten Punkte beeinflussen auch die anderen, ja sind maßgebend für sie. Die Vielgestaltigkeit der Beziehungen läßt sich durch nachfolgendes Schema ausdrücken:

		Wirtschaftlichkeit.	
Ausbildung der Rohrleitung.	Direkter Antrieb der Kreisel durch Lokomobilen.	Ein großer Kreisel oder Unterteilung in mehrere Aggregate.	Gleichmäßige Absenkung.
	Sekundärer Antrieb durch Elektromotoren.	Verteilung der einzelnen Aggregate an der Rohrleitung.	
	Strom selbst erzeugen, eigene Zentrale.		Reserve.

Nach dieser Einteilung ist der Stoff durchgearbeitet in ausführlicher Weise unter Berücksichtigung aller für die Praxis wichtigen, hier nicht im einzelnen zu nennenden Fragen. Im besonderen ist die Ausbildung der Rohrleitung nach allen in Betracht kommenden Gesichtspunkten besprochen, unter denen die folgenden vier hauptsächlich der Untersuchung zugrunde gelegt sind:

- a) Brunnenanordnung,
- b) Wassermenge,
- c) Anschluß der Pumpen,
- d) Reserve der Rohrleitung in sich.

Ferner ist der Einfluß der einzelnen in obigem Schema genannten Punkte auf den Endzweck, die gewünschte Absenkung, besprochen, und insbesondere die Verteilung einzelner Pumpenaggregate an verschiedenen Stellen der Rohrleitung und die hieraus entstehenden Vorteile auf die sämtlichen vier Hauptgesichtspunkte des Schemas dargelegt und durch ein ausführliches Beispiel einer größeren Absenkungsanlage (Schleusenneubauten am Dortmund-Ems-Kanal) bestätigt.

In einem weiteren Abschnitt werden dann die maßgebenden Gesichtspunkte angeführt für Absenkungsanlagen

bei Bauausführungen in unmittelbarer Nähe oder in offenen Gewässern.

Für die unter dem Begriff der tiefen, mehrstufigen Absenkungen zusammengefaßten Anlagen ist die meist zur Ausführung gekommene Absenkung diejenige durch staffelweises Tiefergehen mit Hilfe von Kreiselpumpenanlagen; denn die mit Hilfe von Kreiselpumpen zu erreichende Absenkung ist beschränkt durch die Saughöhe derselben, wie bereits früher ausgeführt wurde. Die allgemeine auf dem ganzen von der Anlage umstellten Gebiet zu erreichende Absenkung schwankt etwa zwischen 4 und 6 m; unter sehr günstigen Umständen, bei kleinen Gruben und bei verhältnismäßig starker Wasserentnahme können auch noch etwas tiefere Absenkungen erreicht werden. Natürlich ist die Größe der Absenkung auch von der Beschaffenheit des Untergrundes abhängig.

Außer der Staffelfung von Kreiselanlagen sind zur Erreichung größerer Absenkungstiefen auch Tiefbrunnenpumpen zur Anwendung gekommen. Sie sind unabhängig von einer bestimmten Saughöhe und können beliebig tief gebohrt werden. Besprochen werden in ihrer Verwendung die mehrfach zu Absenkungszwecken benutzten Mammtpumpen sowie besondere Tiefbrunnenpumpen.

NACHBILDUNG PRÄHISTORISCHER SKULPTUREN AUS BETON.

Mitgeteilt von der Auskunftstelle für Zementverarbeitung zu Heidelberg,
Direktion O. Faber.

Es ist in den Kreisen der Betoninteressenten bekannt, daß der Beton und der Kunststein mehr und mehr als Baustoff auch zu monumentalen Denkmälern und künstlerischen Figuren verwendet werden und eins der interessantesten Beispiele für das hohe Vertrauen, welches neuerdings dem Betonbaustoff auch seitens der ausübenden plastischen

Künstler Deutschlands entgegengebracht wird, ist der Ersatz der Sandsteinfiguren auf dem königlichen Schlosse in Stuttgart durch armierten Kunststein. Weniger bekannt dürfte es sein, daß neuerdings der Kunststein auch in die Dienste unserer Archäologen gestellt wird, und einen Beleg hierfür soll der folgende Aufsatz bringen.



Fig. 1.

Ein Heidelberger Archäologe, Dr. Stöpel, machte im Jahre 1911 eine Forschungsreise nach Südcolombien zur Erforschung der prähistorischen Kultur im Quellgebiet des Magdalenenstromes. Es kann nicht die Aufgabe einer betontechnischen Zeitschrift sein, die hochwissenschaftlichen Erfolge dieses Gelehrten hier näher auszuführen. Nur so viel soll gesagt werden, daß der genannte

Forscher erst unter unsäglichen Mühen nach wochenlangen Märschen durch undurchdringliche Urwälder sein Ziel, das Tal von San Agustin am



Fig. 2.

oberen Magdalenenstrom erreichte. Der wissenschaftliche Erfolg entsprach glücklicherweise den gemachten Aufwendungen und Anstrengungen.

Mitte und Ende des vorigen Jahrhunderts

wurden in der Nähe von San Agustín, einem kleinen Dörfchen im Quellgebiet des Magdalenaestromes, von den Chininrinde suchenden Einwohnern im tiefsten Urwald verschiedene Steinmonumente entdeckt, welche allmählich von Waldarbeitern in das Dorf gebracht wurden und dort zur Aufstellung kamen: Das bei den Figuren verwandte Steinmaterial besteht größtenteils aus



Fig. 3.

Eisensandstein, doch sind auch Figuren aus Granit und Eruptivgestein vorhanden. Zu erwähnen wäre noch, daß sich Dr. Stöpel nicht mit der Wiedergabe der Götzen in San Agustín begnügte, sondern selbst noch in wochenlangen Märschen die Umgebung des Dörfchens nach weiteren, bis dahin völlig unbekanntem Monumenten, Götzenbildern usw. erfolgreich absuchte. Von allen aufgefundenen Figuren, welche, wie inzwischen schon unzweifelhaft festgestellt ist, einer prähistorischen, längst untergegangenen Kulturepoche angehören,

nahm nun Dr. Stöpel mit Hilfe eines Pflanzenfaserpapieres Masken, die er auch trotz weiterer größerer Beschwerden glücklich nach Europa zurückbrachte. Nach diesen wohl gelungenen Masken machte eine Zementwarenfabrik*) in der Umgegend Heidelbergs Gipsmodelle und nach diesen Gipsmodellen wiederum Nachbildungen in Beton und Vorsatzbeton, wobei das Material der südamerikanischen Originale getreulich wiedergegeben wurde.

Auch den nicht paläontologisch vorgebildeten Leser dürfte es interessieren, einige dieser vorzüglichen Wiedergaben im Bilde kennen zu lernen, welche eine wertvolle Bereicherung für die Museen der kultivierten Welt bilden werden (Fig. 1).

Fig. 1 zeigt eine weibliche Figur mit zornigem, stumpfem Blick und ungewöhnlich kleinen Füßen, die eine Schlange in der Hand hält, welche in der Mitte geringelt ist. Die Figur trägt eine merkwürdige Kopfbedeckung. Die Höhe ist 1,60 m über der Erde, 28 cm unter der Erde, der Kopf allein ist 58 cm groß.

Fig. 2 zeigt eine Figur mit zwei abgerundeten, nach unten schmalen Stöcken in jeder Hand. Die Nase ist rund ausgezackt, der Mund rechteckig, die Augen länglich. Die Figur trägt einen parabolisch geformten Kopfschmuck mit Verzierungen. Die Ärmel sind mit Aufschlägen versehen. Auf dem Rücken der Figur befindet sich ein herzartiges Monument mit Doppelkelch.

Fig. 3 zeigt eine männliche Gottheit mit eigenartiger, gebogener Kopfbedeckung, an deren Enden Affenreliefs angebracht sind. Unter der helmartigen Kopfbedeckung hängen zu beiden Seiten die Haare herab, unter welchen die Ohren deutlich hervorstehen. Die Augen haben halblächelnden Ausdruck. Mund und Nase sind breit. Die Figur ist umgürtet und trägt unter dem Gürtel eine treppenartige, geometrische Figur, vielleicht eine Opferschale. Die Gottheit scheint in knieender Stellung zu sein und der gesättigte, stumpfe und selbstzufriedene Gesichtsausdruck läßt die Porträtierung nach der Verzehrung des Opfers vermuten. Auch die Hände haben eine entsprechende charakteristische Stellung.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON*).

3. Einsturz einer Betondecke infolge mangelhafter Schalung.

Beim Neubau eines Warenhauses wurde über dem Erdgeschoß eine Ziegelhohlsteindecke mit Eiseneinlagen und 9 cm starker Betondruckschicht ausgeführt. Der Beton wurde in zweirädrigen

Karren, die auf Karrbohlen liefen, herangebracht und ausgekippt; dabei glitt ein Karren von einer Bohle ab. Durch den Stoß zerbrach eine der die Schalung tragenden Stützen, was den Einsturz des gesamten Deckenteils zur Folge hatte. Vier Arbeiter stürzten mitsamt dem Karren in die Tiefe

*) Vgl. diese Zeitschrift Jahrgang 1912, Heft XII, Seite 459 und Jahrgang 1913, Heft IX, Seite 354.

*) Die Steinindustrie Dossenheim, G. m. b. H., in Dossenheim bei Heidelberg.

und wurden verletzt, wenn auch nicht schwer. Die Kellergeschoßdecke, die in gleicher Bauart ausgeführt war wie die Decke über dem Erdgeschoß, hat den Stoß ohne Schaden zu nehmen ausgehalten. Die Untersuchung ergab, daß die Schalung des eingestürzten, 35 qm großen Deckenteils nur durch fünf Stützen von 10/10 cm und 12/12 cm Querschnitt getragen wurde. Alle Stützen waren bei 4,5 m Länge teils an zwei, teils gar an drei Stellen gestoßen; als Stoßdeckung dienten alte Bretter, die z. T. geborsten waren. Die Schuld an dem Unfall trug somit nicht eine mangelhafte Ausführung der Betondecke, sondern die ungenügende Unterstützung der Schalung. Der Bauleiter ist zu 100 M. Geldstrafe verurteilt worden. L.—M.

für Eisenbeton, die Sache zu untersuchen. Beim Abgraben der Hinterfüllungserde zeigte sich, daß nicht nur der Seitenflügel, sondern auch ein Teil der Vorderwand stark beschädigt war. Die Mehrzahl der Rippen war wagerecht abgedreht; dabei waren einige ganz von der Vorderwand abgerissen, andere hatten an der Übergangsstelle starke Risse. Bei einigen hatte der Anschluß an die Vorderwand zwar gehalten; an diesen Stellen zeigte letzteres aber starke Verbiegungen. Die statische Berechnung wies keine groben Fehler auf; sie nahm aber einen ausschließlich senkrecht zur Vorderwand gerichteten Erddruck bei günsti-

4. Beschädigung einer Eisenbetonstützmauer.

(Fig. 1.)

Am Ufer eines in tiefem Einschnitt liegenden Kanales war eine Eisenbetonstützmauer gebaut worden; es war beabsichtigt, dahinter auf dem hohen Ufer ein Gebäude zu errichten. Die Stützmauer bestand aus der eigentlichen Wand, die unten etwa 15 cm stark war und nach oben hin schwächer wurde, und aus 20 cm starken Rippen in 2,50 m Abstand, die auf 18 cm dicken Platten von 1,10 m Breite aufstanden. Die ganze Mauer war 122 m lang und hatte an beiden Enden etwa 10 m lange Seitenflügel, die ebenso ausgebildet waren, wie die Hauptstrecke. Die Abmessungen und die Wirkungsweise der ganzen Anordnung sind aus den Figuren deutlich zu erkennen. Die Eisenbetonfirma hatte die Erdarbeiten nur soweit übernommen, als diese zur Herstellung der Baugrube und zum Wiedereinbringen des Aushubbodens erforderlich waren. Vor der Abnahme wurde von der Firma nur eine kurze Strecke voll hinterfüllt; die Mauer erwies sich dabei als standsicher. Nachdem das weitere Hinterfüllen der ganzen Strecke durch einen anderen Unternehmer geschehen war, riß der eine Seitenflügel an der Ecke ab und neigte sich vornüber. Durch sofortiges Abstützen wurde ein völliges Umkippen des Flügels verhindert. Menschen sind nicht verletzt worden. Die Baupolizeibehörde veranlaßte einen Sachverständigen des Deutschen Ausschusses

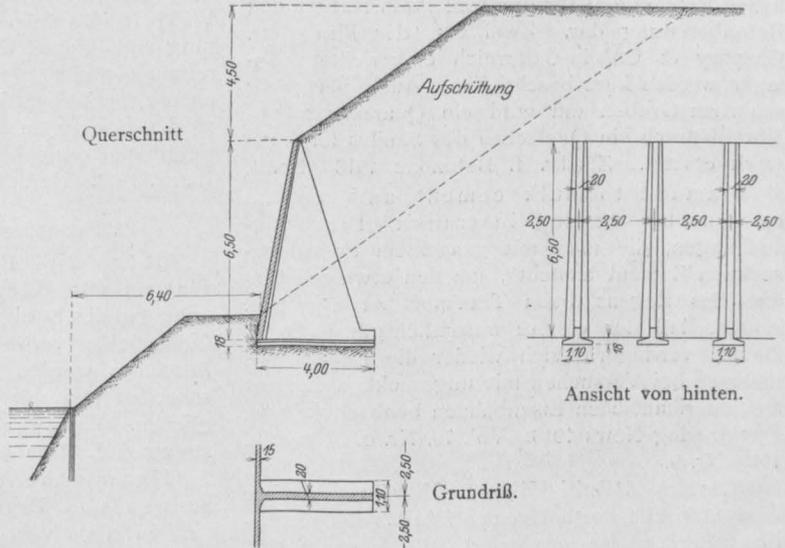


Fig. 1.

gen Bodenverhältnissen an und ging dabei hart an die Grenzen der zulässigen Beanspruchungen heran. Darin lag ein doppelter Fehler. Erstlich dürfen derartig ausgebildete schwache Stützmauern, die dem Erddruck ausgesetzt werden sollen, nicht wie Hochbauten berechnet werden, bei denen man die größten Belastungen, die eintreten können, genau kennt. Zweitens war die Möglichkeit, daß seitlich gerichteter Erddruck auf die Rippen wirken könnte, außer acht gelassen worden; denn eine Seitenaussteifung der Rippen fehlte. Derartige Druckkräfte traten nachher tatsächlich auf. Denn der Unternehmer für die Erdarbeiten, der allerdings am Bau der Mauer unbeteiligt war, schüttete die Hinterfüllungserde in billigster Weise von einer Seite fortschreitend in steilem Böschungskegel hinter die Stützmauer. Darauf trat der Unfall ein.

L. M.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Gequetschter Sand als Rohmaterial für Zementwarenfabrikation. Von Ingenieur Adolf Wolf. Der in sandarmen Gegenden neuerdings aus Gestein mit Hilfe von Steinbrecher und Walzwerk hergestellte Sand stellt ein vorzügliches Rohmaterial für die Zementfabrikation und Betonbereitung dar. Zwei von der Firma Dr. Gaspary & Co. in Österreich eingerichtete Anlagen werden kurz beschrieben. Auch bei wenig scharfem Grubensand wird ein Quarzzusatz mit Vorteil durch ein Quetschen des Sandes im Walzwerk ersetzt. Ztschr. f. Betonbau 1913. Nr. 5.

Damage to bulk cement and sacked cement by wetting in transit. Die Untersuchungen, die man mit gesacktem und ungesacktem Zement anstellte, um den etwaigen Einfluß des Regens beim Transport zu ermitteln, zeigen, daß der erstere wesentlich günstiger ist. Damit verringern sich wieder die Ersparnisse, die man bei Versuchen mit ungesacktem Zement auf amerikanischen Eisenbahnen beobachtet hatte. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 6. — s. a. L. 1913. Nr. 9.

L'usine d'Eski-Hissar. Mitteilungen über eine türkische Portlandzementfabrik, die vorzügliche Erzeugnisse produziert. Le ciment 1913. Nr. 7.

Schnelle Betonierung. Von Dr.-Ing. Anton Hambloch in Andernach. Verfasser stellt die unter gleichem Titel verfaßten Ausführungen von Professor Dr. Rohland dahin richtig, daß ein Traßzusatz bei Seebauten nicht die Abbindezeit verkürzen solle, sondern um vor allem den Zementmörtel dichter und plastischer zu machen. Weiterhin folgt noch eine Berichtigung über die Frage, welche Rolle der Traß bei den Talsperrenmörteln spielt. Ztschr. f. Betonbau 1913. Nr. 5. Desgl. Zentralbl. d. Bauverwalt. 1913. Nr. 64.

Trommelmühlen und Schnellläufer. Von Dipl.-Ing. Karl Wöhrle. Eine Ergänzung zu dem Aufsätze des Ingenieurs G. Zeyen über diese Frage in Nr. 42 der Tonindustrie-Ztg. 1913. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 99.

Betrachtung über Verbundmühlen. Von Dipl.-Ing. Eugen Ströder. Eine weitere Ausführung zu dem in der Tonindustriezeitung schon oft behandelten Thema. Tonindustrieztg. 1913. Nr. 90 u. 96.

Cement mixtures. Von H. L. Rogers. Verfasser bespricht die verschiedenen Zemente und

Mörtelmischungen und gibt in Tabellen und graphischen Darstellungen zahlreiche Versuchsergebnisse an. Es wird u. a. auch der Auffassung entgegengetreten, daß scharfkantiger Sand dem abgerundeten vorzuziehen sei. Mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1913. Heft 8.

Die Betriebseinrichtungen beim Bau der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Von Rgbmstr. Gährs, Rendsburg und Prietze, Kiel. Die großzügige Betonbereitungs- und Förderungsanlage nebst der Mischanlage für Zement und Traß sowie der Traßmühle wird neben vielen anderen bemerkenswerten Vorrichtungen eingehend beschrieben. Ztschr. f. Bauw. 1913. Heft IV bis IX.

2. Prüfung und Untersuchung.

Über die Prüfung von Kunststeinplatten für Bürgersteige. Die in den Mitteilungen des Königl. Materialprüfungsamtes Großlichterfelde veröffentlichten Versuche von H. Burchartz werden in ihren Ergebnissen kurz besprochen und mit den Berliner Vorschriften verglichen, die zwar geeignet, aber doch etwas streng sind. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 16.

Untersuchungen über die Längsänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Wärmewechsel. Kurze Angaben aus den Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Bei Luft- und Wasserverhärtung wurde als Wärmeausdehnungszahl gefunden $1:10^4$. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 72.

Test of pressure of wet concrete. Von E. B. Germain. Beschreibung von Versuchen an hohen Säulen über den Druck feuchten Betons. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 7.

A fire, load and water test upon cinder-concrete, terra-cotta and gypsum floor arches. Von H. Perrine. Die Ergebnisse der an Decken angestellten Belastungs- und Brandproben werden kurz mitgeteilt. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 8.

3. Wirtschaftliches.

Der Arbeiterschutz in der Baufachausstellung zu Leipzig. Von Stadtbaurat Steinberger in Darmstadt. Verfasser bespricht eingehend die auf der Ausstellung vorhandenen Darbietungen auf dem Gebiete des Arbeiterschutzes und der Arbeiterversicherung, darunter besonders die in Bildern, Modellen und an einem im Entstehen begriffener Hause in natürlicher

Größe gezeigten Gerüste für alle Arten von Bauarbeiten. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 60.

42. Abgeordnetenversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in Bromberg. Kurzer Verhandlungsbericht. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 69.

II. Theorie.

Genauere Berechnung eines zweigeschossigen Doppelrahmens. Von Dr.-Ing. F. Hartmann. Ausführliche Wiedergabe einer Zeit ersparenden und übersichtlichen Berechnungsweise. Allgem. Bauztg. 1913. Heft 3.

Design of standard reinforced concrete retaining-walls. Angabe eines Verfahrens zur überschläglichen Bestimmung von Eisenbetonstützmauern für gegebene Hinterfüllungshöhen. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 4.

Zahlentafeln für Eisenbeton. Ihre Anwendung für 1800 kg/qcm Eisenbeanspruchung. Von Regierungsbaumeister Weese. Verfasser zeigt an Beispielen, wie sich seine unter obigem Titel früher herausgegebenen Zahlentafeln auf einfache Weise auch für diese neue zulässige Eisenbeanspruchung verwenden lassen. Tonindustrietzg. 1913. Nr. 91.

Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung. Von Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Fr. Engesser in Karlsruhe. Verfasser ermittelt durch stufenweises Vorgehen einfache Formeln für Rahmenträger beliebiger Gestaltung, indem er zunächst die Verbiegungen der Gurte nur in Rechnung stellt, wodurch er Stammwerte erhält. Die Berücksichtigung der Verbiegungen der Pfosten ergibt die Zuschlagwerte; der Einfluß der Stabdehnungen liefert die Nebenspannungen. Zeitschr. f. Bauw. 1913. Heft IV bis IX.

Über anomale Widerstandsmomente. Von A. Leon und R. Zidlicky. Die Verfasser haben zunächst die Widerstandsmomente von solchen Querschnitten, die sich durch Verringerung der Fläche, also durch Materialentnahme verstärken lassen und als anomal bezeichnet werden, durch Knickversuche untersucht und dann rein theoretisch, rechnerisch, den rechteckigen Querschnitt mit einseitiger rechteckiger Rippe behandelt. Mit Abb. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 29.

Einiges über die Berechnung von aus Rechtecken zusammengesetzten Fachwerken mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichungen. Von Dipl.-Ing. Ph. Leip, Nierstein a. Rh. Verfasser behandelt in seinen Ausführungen den einfachen Stockwerkrahmen, für welchen er die Festwerte bestimmt. Beton u. Eisen 1913. Heft 14.

Economical slab reinforcement. Von H. Kruse. Eine Auseinandersetzung über die

wirtschaftliche Stärke von durchlaufenden Trägern. Concr. and Constr. Eng. 1913. Heft 8.

Die Haftfestigkeit des Eisens am Beton. Von Professor Dr. P. Rohland in Stuttgart. Verfasser schreibt das Haftvermögen des Eisens am Beton der Kolloidnatur des Zementes zu; durch diese ist gleichzeitig auch das Schwinden des Betons bedingt. Deutsche Bauztg. Mittel. 1913. Nr. 13.

Zur Theorie der kontinuierlichen Träger. Von A. Schleusner in Charlottenburg. Verfasser zeigt die Lösung der Clapeyronschen Gleichungen für den Balken auf sehr vielen starren Stützen in gleichen Abständen mit Hilfe der Differenzgleichungen 2. Ordnung; ebenso die Lösung dieser Gleichungen mit Hilfe von Determinanten, die wieder durch Kettenbrüche dargestellt werden können. Er gelangt also auf diese Weise zur Lösung von statischen Aufgaben durch Kettenbrüche. Ztschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1913. Nr. 31.

Die Knickkraft für einen beiderseits gelenkartig gelagerten Stab, der an beliebiger Stelle gehalten wird. Ermittlung der Formeln. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 65.

Doppelt armierte Eisenbetonquerschnitte. Von Ing. Otto Leuprecht, Basel. Es wird eine graphische Tabelle zur direkten Bemessung von Eisenbetonquerschnitten beschrieben, die nach der Abhandlung von Dr.-Ing. Rossin konstruiert ist. Ihre Verwendbarkeit für exzentrischen Druck oder Zug und für Biegung wird sowohl allgemein als auch an einer Reihe Zahlenbeispiele gezeigt. Schweizer. Bauztg. 1913. Bd. 61. Nr. 23.

Über Nebenspannungen bei Eisenbetonunterzügen. Von Dr.-Ing. H. Marcus in Berlin-Wilmersdorf. Verfasser untersucht die Größe der als Nebenspannungen auftretenden Verdrehungsspannungen bei Eisenbetontragwerken, indem er deren räumlichen Zusammenhang berücksichtigt. Die Rechnung ergibt einen verhältnismäßig hohen Wert dieser Spannungen, denen besonders bei Fahrbahnträgern des Brückenbaues durch eine starke Querbewehrung in der Nähe der Anschlußstellen Rechnung zu tragen ist. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 68.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die neuesten Versuche des österreichischen Eisenbetonausschusses und ihre Ergebnisse. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Fritz von Emperger. Allgemeine Angaben über die bisherige Tätigkeit des österreichischen Eisenbetonausschusses. Insbesondere werden Versuche über den eingespannten Balken beschrieben; sie haben eine viel größere Sicherheit des gut ausgeführten Eisenbetons gezeigt, als allgemein angenommen wird. Das Auftreten der vollen Einspannung ergab sich zweifelsfrei; eine 4,5—7fach größere

Bruchlast gegenüber frei aufliegenden Trägern wurde beobachtet. Mit Abb. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1913. Nr. 31 und 32.

Semelles de fondation en ciment armé. Ausführliche Wiedergabe amerikanischer Versuche mit armierten Betonfundamentplatten. Mit zahlreichen Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 8.

Wahl des Größenwertes der Elastizitätsverhältniszahl „n“. Nach den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ist die Wahl von $n = 10$ mit Rücksicht auf die Sicherheit des Eisens nicht empfehlenswert. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 70.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Normen für Portlandzement in außerdeutschen Ländern. Die deutschen Normen finden eine interessante Gegenüberstellung mit den Vorschriften von Nordamerika, Argentinien, Chile, Japan, England, Frankreich, Rußland, Dänemark, wobei sich zum Teil große Verschiedenheiten ergeben. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 13.

Runderlaß, betr. die zweite Ausführungsanweisung zum Wassergesetz vom 7. April 1913. Über den Ausbau von Wasserläufen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 64.

London's reinforced concrete regulations. Von H. Kempton Dyson. Kritische Betrachtungen über die „London County Council regulations. Concrete and constructional Engineering 1913. Heft 8.

Runderlaß, betr. die Arbeiterfürsorge auf Bauten. Die Anwendung offener Koksfeuer zur Austrocknung von Neubauten wird nicht mehr zugelassen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 64.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Herstellung von Betonpfählen im Erdreich. Es wird ein patentiertes Verfahren beschrieben, bei dem nicht wie sonst der Stampfer aus dem Futterrohr entfernt werden muß, um wieder Beton einführen zu können. An Abb. wird die neue Form dieses Stampfers gezeigt, der eine dauernde Zuführung von Beton ebenso wie die Herstellung von Betonpfählen mit Eiseneinlagen im Erdreich gestattet. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 99.

Rohnaphtha als Betonzusatz. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Neben den alkalischen Verbindungen, insbesondere Kaliseife, als Zusatz zum Anmachewasser des Betons, um ihn wasserdicht zu machen, werden auch Zusätze verwendet, die aus schweren Kohlenwasserstoffen bestehen, das sind Teeröle oder Rohnaphthapräparate. Nach

den Untersuchungen amerikanischer Ingenieure sollen mit letzteren Zusätzen aber sehr schlechte Erfolge erzielt worden sein, so daß sie nur mit großer Sorgfalt und Zurückhaltung verwendet werden dürfen. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 96.

A cut-surface finish for concrete. Ausführliche Beschreibung der sehr wirkungsvollen Bearbeitung der Außenflächen des Betons am Deutschen Museum zu München. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 8.

Wiesenwalze aus Zementbeton. Für das Walzen von Wiesen, Rasen oder Moorkulturen werden schwere Walzen gebraucht, hierzu eignet sich an Stelle des teuren Eisens sehr gut der schwere Zementbeton. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 99.

Stampfbeton oder Gußbeton. Von Regierungs- und Baurat Brabandt in Köln. Im Anschluß an die vom Staatsbaurat O. Franzius in Bremen mitgeteilten Beobachtungen an der aus Stampfbeton hergestellten und eingestürzten Mittelmauer der Hemelinger Schleuse behandelt Verfasser die Frage, ob es durchaus nötig war, für die Ersatzmauer der Schleuse Gußbeton vorzusehen. Die beobachteten Schichtlinien des Stampfbetons, welche einen Stampfabschnitt bezeichnen, sind eine ganz natürliche Erscheinung ebenso, wie beim Aufteilen die Bruchlinie diesen Schichtlinien folgt. Dem Vorteil des Fehlens der Schichtlinien beim Gußbeton steht der wesentlichere Nachteil gegenüber, daß durch den Fortfall des Stampfens bei diesem das Gefüge viel loser ist und damit die Druckfestigkeit eine geringere. Dem Stampfbeton ist somit bei sachgemäßer Ausführung der Vorzug zu geben. Eine endgültige Entscheidung dieser wichtigen Frage wäre an Hand von einwandfreien Versuchen zu erstreben. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 66.

Die Baufachausstellung in Leipzig. Die Ausstellungsgebäude finden eine eingehende Beschreibung. Mit zahlreichen Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 67.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 2. Einsturz einer Giebelwand. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 99.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Bauten der Jahrhundertausstellung in Breslau. Von Regierungsbaumeister Behrendt, Berlin-Wilmersdorf. Kurze Beschreibung der Anlagen mit zahlreichen Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 66.

Kranbahn aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Kurze Beschreibung einer Kranbahn, die nachträglich in das bestehende Fördermaschinengebäude einer Kohlengrube eingebaut wurde. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 96.

Die Halle für Eisenbau auf der Baufach-

ausstellung in Leipzig. Kurze Angaben über das Bauwerk. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 65

Beobachtungs- und Signalturm für die Kaiserliche Kriegsflotte im Hafen zu Kiel. Von Dr.-Ing. Paul Müller. Der zwischen Spundwänden auf Stampfbeton gegründete 25,50 m hohe Signalturm weist 5 Geschosse auf, die als Zweigelenkrahmen berechnet worden sind. Die Decken zeigen ebene Untersicht ohne Unterzüge bei einer Stärke von 12,5–15,0 cm. Die Außenwände sind gegen Wärmeverlust durch Korksteinplatten geschützt, die mit ungebogenen Nägeln in den dagegen gestampften Beton einbinden. Kurze Beschreibung des Bauwerkes und seiner Ausführung. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1913. Nr. 5. — Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 16.

A reinforced concrete double-deck water tank. Beschreibung eines Wasserturmes in Eisenbeton mit zwei übereinander liegenden Behältern für verschiedenen Wasserbedarf. Der oberste Behälter von rund 280 cbm Inhalt ist auf Säulen gestützt, welche für den Mantel der unteren von 376 cbm Inhalt gleichzeitig Versteifungsrippen bilden. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 4

3. Ausführungen im Brückenbau.

Travaux de reconstruction du pont Charles-Albert. Von M. Houel, ingénieur des ponts et chaussées. Die über den Var führende bisherige Hängebrücke wurde durch eine Eisenbetonkonstruktion ersetzt. Das Bauwerk besitzt 6 Öffnungen, die eine 5,10 m breite Straße mit beiderseitig ausgekragten Fußwegen überführen. Das größte Gewölbe mißt 30,49 m Spannweite bei einem Stich von 2,50 m. Für die Gewölbe ist Spiralarmierung angeordnet. Die Pfeiler der alten Brücke sind für den Neubau mit benutzt worden. Mit einer Tafel. Annales des ponts et chaussées 1913. Heft III.

Eisenbetonbrücke über die Leipzig-Hofer Verbindungsbahn. Kurze Beschreibung einer 53,4 m langen, 24,40 m breiten Balkenbrücke, die auf 2 Endwiderlagern und 2 Mittelpfeilern gegründet ist. Sie verbindet im Zuge der Straße des 18. Oktobers die beiden Teile des Ausstellungsgeländes rechts und links des etwa 10 m tiefen Bahneinschnittes. Ansicht, Querschnitt und Einzelheiten werden in Abb. gezeigt. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 102.

Public works in the Philippine Islands under the American Régime. Von H. F. Cameron, Manila. Von den mannigfachen Bauten sind zwei Eisenbetonbrücken in Balken- und Bogenform zu erwähnen. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68. Nr. 7.

Stahlschnürter Gußeisenbeton. Die

Fürst-Schwarzenberg-Brücke auf der Bau-fachausstellung Leipzig. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche. An Abbildungen werden das Wesen und konstruktive Ausbildung dieser neuen Betonbauweise gezeigt, die bei einer Fußgängerbrücke von 42,4 m Lichtweite auf der Leipziger Ausstellung vorgeführt wird. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 90.

Reinforced concrete bridge over the Periyar, Travancore. Kurze Mitteilungen über eine indische, unter schwierigen Verhältnissen erbaute Eisenbetonbogenbrücke mit vier Öffnungen von rd. 21,00 m Spannweite und 3,00 m Pfeil. Mit Abb. Concrete and constructional Engineering 1913. Heft 8.

Die Wasserkraftanlage Augst-Wyhlen. Die Kabelbrücke des Kraftwerkes Wyhlen. Die Brücke, welche zur Verbindung des Generatorgebäudes mit dem Schalthause dient, ist als Balkenbrücke von 35 m Stützweite in Eisenbeton ausgebildet. Einzelheiten über Berechnung und konstruktive Durchbildung werden gegeben. Mit Abb. Schweizerische Bauztg. 1913. Nr. 8. Bd. 62.

Colorado street bridge over the Arroyo Seco, Pasadona, Calif. Das Bauwerk, das zum Teil in der Krümmung einer Straße liegt, weist 11 große parabolische Bögen in Eisenbeton in vollkommen aufgelöster Form auf. Der größte von ihnen besitzt eine Spannweite von 62,20 m bei einem Pfeil von 24,21 m. Die Stärke im Scheitel beträgt 1,12 m, im Kämpfer 1,45 m; die Betondruckbeanspruchung 42 kg/cm². Ausführliche Beschreibung des Bauwerkes und seiner Ausführung. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 4.

Neuere Ausführungen von Eisenbeton-fachwerken und die Größe der in solchen Trägern auftretenden Nebenspannungen. Von Prof. Dr. techn. August Nowak in Prag. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 3. Siehe auch L. 1913. Nr. 7.

Die Mittenwald-Bahn in Tirol. Von Ing. W. Winternitz, Oberinspektor im K. K. Eisenbahnministerium. Die neue Bahnlinie weist eine ganze Reihe bemerkenswerter Brückenobjekte und Viadukte mit Lichtweiten bis 22 m in Mauerwerk und Beton auf, über die kurze Angaben gemacht werden. Mit zahlreichen Abbildungen und Tafeln. Allgemeine Bauztg. 1913. Heft 3.

Neubau einer Straßenbrücke in Gleiwitz. Von Stadthaurat Hache, Gleiwitz. Kurze Mitteilungen über einen interessanten Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton, der aus ästhetischen Gründen allerdings zugunsten der Eisenkonstruktion ausfiel. Es handelt sich um die Überführung einer Straße über einen Kanal und eine Schmalspurbahn; lichte Weite 37,7 m. Der Brückenbau 1913. Heft 15.

Types of surfacing to be adopted on

bridges, viaducts, etc. Von H. Humphreys und W. J. Taylor. Es werden Fahrbahnausbildungen in armiertem Beton für eiserne Brücken besprochen. Mit Abb. Concrete and constructional Engineering 1913. Heft 8.

Neubau der Viktoria-Brücke in Bromberg. Von Dipl.-Ing. A. Köhler und Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Bromberg. Die aus 3 Gewölben von je 11 m lichter Weite in Ziegelmauerwerk ausgeführte und noch gut erhaltene Brücke mußte infolge der Kanalisierung der Brahe durch eine neue Brücke ersetzt werden, für die eine lichte Weite von 39,09 m verlangt wurde. Die Ausführung, die in Eisenbeton erfolgte, sah mit Rücksicht auf die vorgeschriebene Konstruktionshöhe von 1,48 m eine Rahmenkonstruktion mit gelenkartiger Auflagerung der Rahmenpfosten auf den Fundamenten vor. Ausführliche Beschreibung des Bauwerkes und seiner Herstellung; Auszug aus der statischen Untersuchung. Mit zahlreichen Abbildungen. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 15, 16 u. 17.

Wettbewerb Bismarckbrücke Saarbrücken. Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Schlußbesprechung. Beton u. Eisen 1913. Heft 14. Siehe auch L. 1913. Nr. 9.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Auftrieb in Talsperren. Von Dr.-Ing. Paul Fillinger in Wien. Das Thema wird in ausführlicher Weise besprochen, indem der Verfasser unter anderem hierbei behandelt: die Berechtigung des Trapezgesetzes, die günstigste Fugenanwendung, die übliche Berechnung auf Unterdruck, die Theorie inhomogener Materialien, konvexe und konkave Oberflächen unter gleichmäßigem äußeren Druck, die Frostbeständigkeit der Gesteine, die Prüfungsnormen für Talsperrenmaterial, Größe und Richtung von Kapillarreibung, die Berücksichtigung von Wasserfugen und die Wartung von Talsperren. Mit Abb. Österreichische Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 31, 32, 33 u. 34.

Reinforced concrete sea walling on the trestle system. Beschreibung von in Sydney ausgeführten Ufermauern, die aus einzelnen Böcken bestehen, welche zwischen sich die abschließende Wand tragen. Die Höhe der Böcke beträgt bis über 8 m. Sämtliche Teile werden an Land hergestellt und dann versetzt. Der Hauptvorteil dieser Ausführung liegt vornehmlich in den geringen Herstellungskosten. Mit Abb. Concrete and constructional Engineering 1913. Heft 8.

Barrages à chute fractionnée. Système Rutenberg. Für hohe Steinmauern wird eine Auflösung derselben in einzelne gegeneinander versteifte Wände, die luftseitig zwischen sich kleine Haltungen bilden, vorgeschlagen. Das Ab-

schlußwerk stellt ein kastenförmiges, starres Gefüge vor, das in seinem Querschnitt treppenförmig ausgebildet ist; am vorteilhaftesten ist die Anordnung geneigter Wände. Die einzelnen Zellen sind unter sich durch Zuflußöffnungen verbunden. Der Vorteil des Systems beruht vor allem in der geringen Beanspruchung der Wände, da der Gegendruck des Wassers wirksam ist; ferner entfällt die Gefahr des Unterdruckes und bei etwaigen Undichtigkeiten der Wände mindert sich die Gefahr der Überflutung des abwärts liegenden Gebietes im Gegensatz zu den massiven Mauern, die bei einem Bruche den gesamten Beckeninhalte abgeben. Neben einer allgemeinen Betrachtung von Talsperrenabschlußwerken findet eine eingehende Beschreibung dieser neuen Bauweise, für die der Eisenbeton der gegebene Baustoff ist, statt. Le ciment 1913. Nr. 7 u. 8.

Der Großschiffahrtweg Berlin—Stettin. Von Regierungs- und Baurat Mattern in Potsdam. In der ausführlichen und umfangreichen Beschreibung über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin, der einen Ersatz für die alte, unzulänglich gewordene Finowwasserstraße bildet, wird auch ein großes Kapitel den hierbei ausgeführten Bauwerken gewidmet. Darunter sind eine ganze Anzahl, die in Eisenbeton gebaut wurden, wie die große Schleusentreppe bei Niederfinow, die Oderschleuse bei Hohensaathen. Von letzteren ist die Kammer der Westoderschleuse mit Spundwänden aus Eisenbeton eingefast, die an Böcken aus Eisenbetonpfählen verankert sind. Die Ankerverbindung besteht hierbei aus einer Eisenbetonplatte. Für die Kammerwände der Ostoderschleuse ist eine aufgelöste Eisenbetonbauweise gewählt. Interessant sind unter den Brücken die beiden Seestraßenbrücken in Plötzensee aus Eisenbeton von 48,0 und 46,2 m Spannweite. Bemerkenswert ist hierbei die Ausbildung der Gelenke wegen des verhältnismäßig spitzen Kreuzungswinkels der Brücken und der großen durch die erheblichen Spannweiten hervorgerufenen Auflagerkräfte. In Eisenbeton wurde ferner noch der Brückenkanal bei Eberswalde ausgeführt. Mit vielen Abbildungen. Zeitschr. d. V. D. I. 1913. Nr. 34, 35 u. 36.

Construction de deux jetées en béton armé à New York. Kurze Angaben über zwei Hafenumauern aus Eisenbeton. Le Génie civil 1913. LXIII. Nr. 19.

Die Möhnetalsperre und die Entwicklung des Talsperrenwesens im Ruhrgebiet. Ausführliche Beschreibung mit vielen Abbildungen. Insbesondere werden die großen Brücken über diesen Stausee beschrieben, von denen die Delecker 448,8 m und die Körbecker, die längste Deutschlands, 513,2 m lang ist. Die Körbecker Brücke hat 3 Gelenkbogen aus Eisenbeton von 22,2 m Spannweite. Einzelheiten über diese

Brücken werden in Abbildungen gezeigt. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 67, 68, 69, 70 u. 72.

Über Eisenbeton-Kaimauern der nord-deutschen Seehäfen. Vortrag mit Lichtbildern des Herrn Ing. Rud. Christiani in Hamburg, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin 1913. Verfasser bespricht die aus gerammten Betonpfählen hergestellten Kaimauern und erläutert ihre konstruktive Durchbildung an einer Reihe ausgeführter Beispiele. Mit zahlreichen Abbildungen. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 13.

Concrete lining of the main canal on the Boise irrigation project U. S. A. Von F. W. Hanna. Beschreibung der Betonierungsarbeiten eines Kanalbettes. Mit zahlreichen Abbildungen. Concrete and Constr. Engineering 1913. Heft 8.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Rinnen für Kläranlagen. Die Verwendung des Eisenbetons für Verteilungsrinnen bei Klär-

anlagen, wie sie zuerst vom Stadtbaurat Schrauff (Gotha) angewendet wurden, wird an Abbildungen gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 90.

Die Lüftungsanlage nach dem System Saccardo an der Südseite des Tauern-tunnels. Von Ingenieur R. Schumann und A. Reiß. Für die Lüftung des Tunnels wurde dicht am Portal eine Luftkammer, welche die Tunnel-röhre umschließt, geschaffen. Ihre Ausführung erfolgte in Eisenbeton und ist kurz beschrieben. Mit Abb. Allgemeine Bauztg. 1913. Heft 3.

Concreting a tunnel by compressed air. Von A. C. Everham. Der in einer besonders konstruierten Mischmaschine bereitete Beton wird in einer Rohrleitung bis an die Stelle seiner Verarbeitung durch Druckluft gefördert. Die dabei erreichte Geschwindigkeit beträgt 3,6 m/Sek. Der Mischmaschine, die im Tunnel aufgestellt ist, werden die Materialien durch einen Schacht zugeführt. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 5.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Der Urheberschutz an Reklameabbildungen.

Urteil des Reichsgerichts vom 19. September 1913.

Leipzig, 19. September (Nachdruck verboten). Der Ingenieur Karl G. hatte für mehrere Formen zur Herstellung von Betonpfosten ein Reichspatent erhalten, ließ mehrere Typen der nach seinem Verfahren hergestellten Pfosten photographieren und darauf von einer Kunstanstalt seine Geschäftspapiere mit Bildern versehen, die diesen Photographien nachgebildet waren. Ein Brief G.s mit solchen Reklameabbildungen kam auch in die Hände der Maurer Dobbrunz und Rutke in Eberswalde, die sich miteinander zur Herstellung von Betonarbeiten assoziiert hatten. Die Bilder gefielen ihnen, sie ließen daher nach Mustern Klischees herstellen, die sie auf ihren Reklameplakaten verwendeten. Hierzu glaubten sie sich voll berechtigt, da auf G.s Geschäftspapieren kein Nachahmungsverbot zu finden war. Sie befanden sich mit dieser Annahme indessen in einem Rechtsirrtum, da nach den Bestimmungen des Urheberrechtsgesetzes vom 9. Januar 1907 die Befugnis zur Verwertung der Photographien allein dem Ingenieur G. zustand. Auf G.s Strafantrag hin hat die Strafkammer beim Amtsgericht Eberswalde am 18. Februar 1913 wegen Vergehens gegen die §§ 17 und 32 des Urheberrechtsgesetzes den Dobbrunz und den Rutke zu je 30 M. Geldstrafe verurteilt, weil beide ohne Zustimmung des Urhebers Werke der Photographie zu gewerblichen Zwecken vervielfältigt hatten. In ihrer Revision beim Reichsgericht führten die beiden Angeklagten an, daß G.s Urheberrecht nicht einwandfrei festgestellt sei, da er sich die Photographien von anderen Personen habe anfertigen lassen; er besitze an den Bildern lediglich Eigentumsrechte. Ferner fehle es an hinreichendem Nachweis des subjektiven Tatbestandes, da sie geglaubt hätten, Klischees, nicht Photographien vor sich zu haben. Der Nebenkläger machte seinerseits wiederum geltend, daß bei der Bestellung der Photographien bei einer Kunsthandlung das Urheberrecht stillschweigend auf ihn, den G., zur Ausnutzung innerhalb seines Gewerbebetriebes übergegangen sei; auch stehe das Dargestellte in engem Zusammenhang mit seiner Erfindung; er besitze an

den Bildern volles geistiges Eigentum, was Dobbrunz und Rutke bei einiger Nachprüfung hätten erkennen müssen. Das Reichsgericht hat ebenfalls das Urteil der ersten Instanz für rechtsirrtumsfrei befunden und daher im Anschluß an den Antrag des Reichsanwalts die Revision als unbegründet verworfen. (Aktenzeichen 2 D. 394/13.) S. K.

Baumaterialien.

Die Ständige Deputation für Ziegelindustrie und Ziegelsteinhandel bei den Ältesten der Kaufmannschaft von Berlin hat für die zweite Hälfte des August folgende Großpreise für Ziegel, Zement und Gips festgesetzt:

	Mark pro Tausend
Hintermauerungsziegel I. Klasse	18,00—20,50
desgl. per Bahn bezogen	19,50—22,00
(Hintermauerungsziegel II. Klasse sind 1 M. billiger)	
Hintermauerungsklinker I. Klasse	21,00—26,00
Brettziegel von der Oder	25,50—30,00
Hartbrandziegel vom Freienwalder Kanal und von der Oder	25,50—30,00
Klinker	24,00—36,00
Birkenwerder Klinker	35,00—60,00
Rathenower Handstrichziegel	35,00—46,00
desgl. zu Rohbauten	38,00—48,00
desgl. Maschinenziegel Ia Verblender	46,00—52,00
desgl. Maschinenziegel II.	40,00—46,00
desgl. Dachziegel	30,00—36,00
Poröse Vollziegel	27,50—32,00
desgl. Lochziegel	25,00—30,00
Schamotteziegel	80,00—160
Lausitzer gelbe Verblender	46,00—65,00
Berliner Kalksandsteine	17,00—19,50
Zement pro 170 kg netto	5,85— 6,00
Sternzement, desgl.	6,00— 6,75
Putzgips, pro Sack = 75 kg, frei Bau inkl. Verpackung	1,60— 1,70
Stuckgips, desgl. inkl. Verpackung	1,75— 1,80

Die Preise verstehen sich für Wasserbezüge in Ladungen frei Kahn exkl. Ufergeld, für Bahnbezüge frei Waggon, Eingangsbahnhof; ab Platz erhöhen sich die Preise um 0,50—1,00 M. pro Mille für Wasserbezug.

Einen Rückgang der Preise für Zement

ergab die Verdingung von 8 000 000 kg Portland- oder Eisenportlandzement, die von der Eisenbahndirektion zu Hannover zu Eisenbahnbauten angefordert worden waren. Aus den Angeboten sind folgende hervorzuheben, wobei die bei einer Verdingung vom 2. Oktober 1912 geforderten Preise gegenübergestellt sind: Rheinisch-Westfälisches Zementsyndikat 19,20 M. (22,75) frei Beckum, Portlandzementfabrik „Germania“ Akt.-Ges. in Lehrte 20,50 M. (24,50—25,60) frei Misburg; Sächsisch-Thüringische Portlandzementfabrik Akt.-Ges. vorm. Prüssing & Co. in Schönebeck (Elbe) 20,21 M. (28,53) frei Werk; Portlandzementfabrik Akt.-Ges. „Saale“ in Granau a. S. 23,50 M. (30—31) frei Halle a. S.; Holsteinische Portlandzementfabriken Akt.-Ges. in Hamburg 24,50 M. (26,30) frei Itzehoe; Portlandzementfabrik „Hemmoor“ Akt.-Ges. in Warstade und Hamburg 29 M. (31,50) frei Warstade. Sämtliche Preise verstehen sich für je 1000 kg. Bemerkenswert ist noch, daß diesmal der niedrigste Preis von 18 M. für die 1000 kg von einer Seite ausgeht, die nicht

zum Rheinisch-Westfälischen Zementsyndikat gehört (Ruhr & Co. in Beckum) und das Rheinisch-Westfälische Zementsyndikat um 1,20 M. unterbietet. Der Preis bleibt auch um 2 M. unter dem billigsten Angebot des Vorjahres, das damals mit 20 M. frei Höxter (Weser) abgegeben worden ist.

Konkurs einer Aktiengesellschaft.

Über das Vermögen der aufgelösten Firma Sachs & Pohlmann Akt.-Ges. für Betonbau zu Hamburg ist der Konkurs eröffnet worden. Die erste Gläubigerversammlung fand am 10. September statt, der Prüfungstermin ist auf den 12. November festgesetzt worden. Die Gesellschaft, die erst im Jahre 1910 gegründet worden war, arbeitete zuletzt mit einem Kapital von 1,2 Millionen Mark. Seit 1912 wurde die Gesellschaft von der Kommerz- und Diskontobank, die 800 000 M. zur Fertigstellung übernommener Staatsbauten hergegeben hatte, als Treuhänderin verwaltet, nachdem ein vorläufiger Abschluß für 1911 einen Gesamtverlust von 411 113 M. ergeben hatte. Im Mai 1913 beschloß eine Generalversammlung, da als Aktivum nur eine als wertlos bezeichnete Hypothek auf das Kontorhaus Kaisergalerie vorhanden war, die Liquidation der Gesellschaft. Dem Konkursantrag wurde damals wegen Mangels an Masse nicht stattgegeben.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

- 80a. L. 33 372. Formkasten für Pfosten oder Pfehle aus Stampfbeton, bei der die Seitenwände durch an ihren Enden angelenkte Hebel zu einem in der Breite verstellbaren Rahmen verbunden sind. Lindenthal & Co., Charlottenburg. 15. 11. 11.
- 80a. L. 35 132. Vorrichtung zum Reinigen der Unterstempel von Pressen für Kunststeine o. dergl. mit über der Preßform hin- und herbewegtem Füllbehälter. Eduard Laeis & Cie., Trier. 19. 9. 12.
- 80a. R. 33 001. Verfahren zur Herstellung von Falzschieferplatten aus Asbestzement. E. H. Rieter-Bodmer, Turin. 18. 4. 11.
- 37b. B. 63 394. Dichtung für Türen und Fenster, bei der ein Filzstreifen beim Schließen der Tür oder des Fensters selbsttätig gegen die zu dichtende Kante gepreßt wird. Gilbert Bassot, Varennes.
- 80a. A. 21 034. Füllvorrichtung für Formmaschinen zur Herstellung von mit Verblenmasse umgebenen Vollsteinen oder von Hohlsteinen aller Art. Louis Archer, Paris. 12. 8. 11.
- 80a. F. 35 709. Rüttelvorrichtung für Beton u. dergl., deren Rüttelplatte durch an verschiedenen Stellen und zu verschiedenen Zeiten abwechselnd ausgeführte Stöße nach oben und Stauchungen nach unten bewegt wird; Zus. z. Pat. 252 122. Fa. Gebr. Friesecke, Kunststeinwerke, Berlin. 19. 12. 12
- 80a. L. 34 868. Maschine zur Herstellung von Briketts, bei welcher die Formenkette zwischen zwei Sätzen von Kolbenträgern hindurchgeführt wird, deren Kolben zur Pressung gleichzeitig von beiden Seiten in die Formen eindringen. St. Louis Briquette Machine Company, St. Louis (Missouri, V. St. A.). 5. 8. 12.
- 80c. K. 47 867. Drehofen. Rudolf Kart, Gyöngyös (Ungarn). 8. 5. 11.
- 80a. Sch. 39 762. Form zur Herstellung von Hohlblocksteinen, bei der der Formkasten durch Verstellen der Zwischenwände in einzelne, verschieden große Zellen unterteilt werden kann. Gerhard Schreiber, Aachen, Reichsweg 24. 29. 11. 11.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37d. 555 147. Einfriedigungspfosten. Th. Imenkamp, Meckinghoven bei Datteln. 14. 5. 13. I. 14 038.
- 37d. 555 190. Stangengitter. L. Engel, Konitz, Wpr. 21. 4. 13. E. 18 986.
- 37d. 555 252. Doppelfenster. Math. Weiß, München, Aeußere Wienerstr. 102. 14. 4. 13. W. 39 749.
- 37d. 555 438. Furnierter Metallsockel. Heinr. Müller u. Fritz Müller, Düsseldorf, Schinkelstr. 40. 5. 5. 13. M. 46 309.
- 37e. 555 203. Baugerüstträger. Hermann Schwinning, Berlin, Andreasstr. 48. 2. 5. 13. Sch. 48 171.
- 37e. 555 464. Festklemmvorrichtung. Wilhelm Böker, Gelsenkirchen, Bulmkerstr. 43. 15. 5. 13. B. 63 605.
- 37f. 554 930. Grabeinfassung mit Umrandung. Louis Engel, Konitz, Westpr. 21. 4. 13. E. 18 987.
- 37f. 554 975. Zelt für Flugzeuge. Fröhlich & Wolff, Cassel. 10. 5. 13. F. 29 217.
- 37f. 554 974. Müllschlucker mit in eine drehbare Trommel einsetzbarem Müllbehälter. Bernhard Loew & Co., Berlin-Schöneberg. 13. 9. 12. W. 37 802.
- 37f. 555 216. Nietloses Schloß für Kochofen- und Schornsteinbänder. Peter Hilgers, Saarbrücken. 8. 5. 13. H. 60 938.
- 37a. 555 197. Massive, feuersichere Decke ohne Einschalung. Heinrich Koch, Berlin, Dessauerstr. 33. 25. 4. 13. K. 57 883.
- 37b. 554 989. Vorrichtung zur Befestigung von Holzleisten an den Zugeisen von Eisenbetondecken. Hermann Schwinning, Berlin, Andreasstraße 48. 13. 5. 13. Sch. 48 263.
- 37b. 555 073. Korkspan-Fundamentplatte. Industriegesellschaft m. b. H., Wiesbaden. 6. 6. 12. I. 12 791.
- 37b. 555 120. Holzverbinder. Ernst Gutsche, Taubenheim a. d. Spree. 5. 5. 13. G. 33 240.
- 37b. 555 450. Feuersicherer Holzbauteil. Paul Langguth, Berlin, Heidestr. 15. 8. 5. 13. L. 31 921.

- 37b. 555 132. Freitragende Eisenbetonplatte als Ersatz für Holz-Schwarten-Einschub. Walter Schuricht, Wilsdruff. 8. 5. 13. Sch. 48 261.
- 37c. 554 632. Im Einfassungsteil einheitlicher Dachfensterrahmen aus Eisenblech für Schweißverbindung der Ecken. Herm. Franken Akt.-Ges., Gelsenkirchen. 24. 4. 13. F. 29 102.
- 37c. 554 929. Dachfenster für Biberschwanzziegel. Josef Jungblut, Leipzig-R., Oststr. 68. 17. 4. 13. J. 13 930.
- 37c. 554 967. Oberlichtsprosse aus Rohr von ovalem Querschnitt. Paul Thom, Schöneberg, Post Friedenau, Bennigsenstr. 23/24. 8. 5. 13. T. 15 771.
- 37c. 554 968. Oberlichtsprosse aus Rohr von D-förmigem Querschnitt. Paul Thom, Schöneberg, Post Friedenau, Bennigsenstr. 23/24. 8. 5. 13. T. 15 772.
- 37c. 555 462. Firstziegel mit Längskanälen für Luftzirkulation. Karl Eckert, Kalau b. Cottbus. 14. 5. 13. E. 19 099.
- 37d. 554 752. Wandbekleidungsplatte. Serafino Mion, Hannover, Flüggestr. 13. 13. 9. 12. M. 43 435.
- 37d. 554 771. Wendeltreppe mit an der Peripherie der Treppe angebrachten Zugstangen, welche mit den Trittstufen verbunden sind. Theodor Koch, Schw.-Hall. 16. 4. 13. K. 57 746.
- 37d. 554 829. Sicherheits-schachtdeckel. Emil Spitznagel, Wolferborn, Post Büdingen. 13. 5. 13. S. 30 320.
- 37d. 554 830. Kombiniertes Klapp- und Schiebefenster. Wilh. Niederhoff jr., Elberfeld, Nevigeserstraße 21. 17. 5. 13. N. 13 161.
- 37d. 555 118. Fanghaken für Schiebefenster. Johannes Schmid Erste süddeutsche Schiebefensterfabrik, Beschlägefabrikation, Blaubeuren, Würt. 2. 5. 13. Sch. 48 154.
- 80a. 554 951. Schneidvorrichtung an Mehrstempelpressen für kleinstückige Briketts. Brikettwerke Dora & Helene Großzössen des Duxer Kohlenvereins, Großzössen, Post Lobstädt, Bezirk Leipzig. 6. 5. 13. B. 63 486.
- 80a. 555 366. Röhrenschlagpresse. Theodor Jaeger, Nordseebad Bissum. 8. 5. 13. J. 14 017.
- 80c. 554 990. Formstein für Rauch- und Schüttlochröhren. Karl Eckert, Kalau. 14. 5. 13. E. 19 100.
- 80d. 554 944. Walzenförmiges Stockwerkzeug für Schlagapparate und -maschinen. Ernst Heubach & Co. G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. 3. 5. 13. H. 60 808.
- 37a. 552 898. Holzmatte aus Trapezstäben. Paul Dietz, Derendingen-Tübingen. 12. 4. 13. D. 24 827.
- 37a. 552 952. Gipsdielen. Heinrich Urban, Zechau, S.-A. 21. 4. 13. U. 44 16.
- 37b. 552 954. Verbindung von Säulen und Ständern mit Fußplatten. Richard Braune, Leipzig, Alexanderstraße 26. 22. 4. 13. B. 63 292.
- 37d. 552 931. Zusammenklappbares Schiebeter mit Schrägstellung der Flügel in geschlossenem Zustande mit je einer oberen und unteren Führungsschiene. Alfred Bertram, Graudenz. 19. 4. 13. B. 63 260.
- 37d. 553 097. Zweiteiliges Oberteil für Brettchenjalousien. Ernst Wohlfahrt, Berlin-Steglitz, Bergstraße 92. 12. 4. 13. W. 39 779.
- 37d. 553 233. Befestigung der Falzleisten von Fensterrahmen. Wilhelm Schäfer, Mannheim, Schwetzingerstraße 53. 13. 1. 13. Sch. 46 709.
- 37d. 553 301. Metalltür mit geschlossener Hohlprofilumrahmung. Aug. Schwarze, Brackwede i. W. 25. 4. 13. Sch. 48 108.
- 37d. 553 304. Scherenartiger Markisenträger mit an verschwenkbaren Wandarmen festgehaltener Schere. Hermann Stern, Stuttgart, Ludwigstr. 73a. 25. 4. 13. St. 17 720.
- 37d. 553 891. Wippflügel an schmiedeeisernen Fenstern. Wilhelm Rußbült, Ludwig Ratheke und Robert Prüber, Teterow. 11. 4. 13. R. 35 686.
- 37d. 553 469. Glasscheiben-Sturmklammer, U-förmig gebogen. Walter Becker, Lüdenscheid. 28. 4. 13. B. 63 381.
- 37d. 553 470. Selbsttätige Türdichtleiste. Friedr. Dabringhausen, Herne i. W. 28. 4. 13. D. 24 929.
- 37d. 553 492. Gekuppeltes Kastenfenster mit abnehmbaren Winterrahmen. Georg Steinle, Augsburg, Singerstr. 14. 1. 4. 13. St. 17 620.
- 37d. 553 534. Nachgiebige Ausfütterung der Anschlagstellen für Türflügel und dergl. Benno Fischer, Stuttgart-Degerloch, Löwenstraße 97. 28. 4. 13. F. 29 124.
- 37e. 552 888. Verstellbarer Leitergerüstträger mit Schutzvorrichtung und Sicherheitsvorrichtung. J. Wickert, Landau-Pfalz. 3. 4. 13. W. 39 631.
- 37e. 552 957. Autogen geschweißter, aus Röhren und Flacheisen bestehender, in der Höhenlage verstellbarer Gerüstbock. Jacob Knaippich, Augsburg, Gesundheitsbrunnenstraße 11. 22. 4. 13. K. 57 836.
- 80a. 553 988. Zapfenverbindung für Gußformen. Rudolf Walter, Manebach in Thüringen. 15. 4. 13. W. 39 792.
- 80a. 553 989. Zapfenverbindung für Gußformen. Rudolf Walter, Manebach in Thüringen. 15. 4. 13. W. 39 793.
- 80a. 554 364. Preßform für Brikettstrangpressen. Bayerische Braunkohlen-Industrie-Akt.-Ges., Schwandorf, Oberpfalz. 23. 10. 12. B. 60 507.
- 37a. 554 526. Eisenarmierte Steinwand, mit in die wagerechten und senkrechten Fugen der Steinwand eingelegten, im Mörtel eingebetteten Eisenstäben. Hans Weisweiler, Cöln a. Rh., Benesisstr. 4. 31. 3. 13. W. 39 647.
- 37a. 554 534. Eisenarmierung für armierte, freitragende Steinwände. J. Rothfuß, Straßburg i. E., Kanalwallstraße 19. 21. 4. 13. R. 35 781.
- 37b. 554 111. Teleskopmast. Dr. Erich F. Huth, G. m. b. H., Berlin. 20. 11. 11. H. 53 566.
- 37b. 554 144. Eisenbewehrung für Betonplatten. Theodor Keller, Steckborn, Schweiz. 21. 4. 13. K. 57 824.
- 37b. 554 210. Lösbare Verankerung für Wandbolzen. Emil Schärer, Zürich. 6. 3. 13. D. 24 558.
- 37b. 554 212. Wandbolzenverankerung. Emil Schärer, Zürich. 14. 3. 13. D. 24 614.
- 37b. 554 253. Zweiteiliger Fundamentstein für Telegraphenstangen und dergl. Karl Bidlingmeyer, Plochingen. 2. 5. 13. B. 63 454.
- 37b. 554 528. Feuerfester Fensterbaustein. August Lonk, Berlin, Greifswalderstraße 114. 8. 4. 13. L. 31 660.
- 37b. 554 529. Feuerfester Fensterbaustein. August Lonk, Berlin, Greifswalderstraße 114. 8. 4. 13. L. 31 829.
- 37c. 553 824. Holzsprosse für Gewächshäuser. Tischler & Seichter, Dortmund-Cörne. 24. 4. 13. T. 15 718.
- 37c. 553 859. Gezogene Oberlichtsprosse. Paul Thom, Berlin-Schöneberg, Bennigsenstraße 23/24. 29. 4. 13. T. 15 740.
- 37c. 553 905. Doppelbiberschwanzdachziegel. Franz Kandler, Lannach, Steiermark. 23. 4. 13. K. 52 739.
- 37c. 554 527. Glasdachsprosse. Conrad Carduck, Aachen, Rochusstr. 50. 7. 4. 13. C. 10 328.
- 37c. 554 555. Oberlichtsprosse von rohrförmigem Querschnitt. Paul Thom, Berlin-Schöneberg, Bennigsenstraße 23/24. 29. 4. 13. T. 15 741.
- 37d. 553 703. Markisenrutscher. Hugo Wolff, Berlin, Torellstr. 5. 29. 4. 13. W. 39 953.
- 37d. 553 820. Selbsttätiger Verschluss für Rolläden mit besonderer Zuhaltung für den Schnapper. Wilhelm Kirchbauer, Aachen, Clemensstraße 1. 21. 4. 13. K. 57 743.
- 37d. 553 466. Transportable Markise. Carl Mumme & Co., Düsseldorf. 26. 4. 13. M. 46 247.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Heft 4. Versuche mit eingespannten Balken. Bericht, erstattet von Dr.-Ing. Fritz Edler von Emperger, k. k. Oberbaurat. Mit über 250 Abbildungen und zahlreichen Plänen und Tabellen. Leipzig und Wien 1913. Franz Deuticke.

„Das vom Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins aufgestellte Arbeitsprogramm hatte Versuche über das Verhalten von an den Enden „eingespannten“ Balken vorgesehen. Diese sollten Aufschluß über die Frage geben, in welchem Ausmaße bei eingemauerten oder einbetonierten Balken auf eine Einspannungswirkung gerechnet werden könne, und welche Umstände (Gewicht des die Balkenenden belastenden Mauerwerks, Art des Mauerwerks, Anordnung voutenförmiger Verstärkungen an den Widerlagern, Verankerung des Trägers mit den letzteren usw.) hierauf Einfluß nehmen. Vergleiches halber sollten außer den in üblicher Weise eingemauerten Balken auch frei aufliegende, dann an den Enden durch eine Einzellast niedergehaltene Kragbalken und rahmenartige Tragwerke in bezug auf ihre Tragfähigkeit untersucht werden.“

Wenn die Versuche gegenüber den bekannten Gesetzen der Theorie auch nichts neues bringen, so ist es doch außerordentlich wertvoll, daß sie eben diese Gesetze so vorzüglich bestätigen, wie man es wohl kaum hätte erwarten können. Sie zeigen z. B., daß man volle Einspannung annehmen darf, wo man sie bisher nicht voraussetzen zu dürfen glaubte. Auch für die eigentliche Praxis bringt das Heft vieles beachtenswerte: Zunächst durch den Hinweis, daß oft in der Praxis auf die Einspannung gar keine, oder nicht genügend Rücksicht genommen worden und daß dadurch eine mangelhafte Bauweise entstanden ist; ferner durch Regeln für die Ausbildung eingespannter Träger an ihren Enden und für die Sicherstellung der vollen Einspannung in den Widerlagern und Gründungskörpern.

Es kann nicht Sache dieser Besprechung sein, zu untersuchen, ob die Versuchsergebnisse auch wirklich überall so klar und einwandfrei sind, daß sie alle in gleichem Sinne zu den außerordentlich einfachen und klaren Schlußfolgerungen berechtigen, die in dem Buche gezogen sind.

Die Versuche selbst und ihre Veröffentlichung stellen aber jedenfalls ein Werk dar, für das man dem Ingenieur-Verein und seinen Mitarbeitern, sowie dem Verfasser dankbar sein muß.

K.

Zement- und Beton-Adreßbuch Deutschlands. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreyestr. 4. Preis gebunden 10 M.

In Fachkreisen sehnlich erwartet, ist nunmehr die neue (dritte) Auflage des Zement- und Betonadreßbuches Deutschlands erschienen. Bereits die früheren Auflagen waren schnell zu einem schätzenswerten Hilfsmittel für die Bedürfnisse von Handel, Industrie und Gewerbe geworden. Die neue Bearbeitung verdient diese Bezeichnung in noch höherem Maße, weil die Angaben auf Grund mehrjähriger Aufzeichnungen und mühseliger Feststellungen nachgeprüft, berichtigt und dem heutigen Stande der Zementindustrie und des Zementwaren-, Kunststein- und Betongewerbes entsprechend ergänzt und erweitert sind. Dem stark vermehrten ersten Teile (Adreßbuch der Zementfabriken und Zementsyndikate) haben die Herausgeber besondere Sorgfalt angedeihen lassen. Neu sind

die Angaben über Aufsichtsrat, Art und Zahl der Öfen und Arbeiterzahl. Ebenso ist der Abschnitt „Verschiedene Zemente“, wo wir Asbestzement, Marmorzement und ähnliche „Zemente“ aufgezeichnet finden, für manche eine brauchbare Erweiterung. Eine äußerst gründliche Bearbeitung hat den zweiten Teil (Betonbaugeschäfte und Zementwarenfabriken Deutschlands) fast neu gestaltet. Etwa 500 neue Firmen sind aufgenommen worden, und der ersten Auflage gegenüber findet man, daß hier zahlreiche Ungenauigkeiten ausgemerzt und wesentliche Verbesserungen getroffen wurden. Ein Ortsverzeichnis erleichtert das Nachschlagen. Druck und Ausstattung des ansehnlichen Bandes lassen nichts zu wünschen übrig. Somit wird das gut eingeführte Adreßbuch auch in der neuen verbesserten Form seinen Weg machen und bald bei Behörden, Handelskammern, Baugeschäften, Baustoffhändlern, bei Zementfabrikanten und Zementverbrauchern zum eisernen Bestande der Handbücherei zählen.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Henry T. Eddy, C. E. Ph. D., Sc. D. The Theory of the Flexure and Strength of Rectangular flat Plates Applied to Reinforced Concrete Floor Slabs. Rogers & Company, Minneapolis 1913, Preis Doll. 5.

Kostenberechnungen für Ingenieur-Bauten. Begründet von Georg Osthoff; herausgegeben von Reg.- und Geh.-Baurat Scheck unter Mitarbeit von 13 Fachmännern. 7., neu durchgesehene und vermehrte Auflage. Lex.-8^o. 930 Seiten. Verlag Otto Spamer, Leipzig 1913. Preis geb. M. 25.

Johannes Schwengler, Ingenieur. Eisenbahn-Balkenbrücken. Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäßig durchgeführten Beispielen. Mit 84 Textfiguren und 8 lithographischen Tafeln. Verlag Jul. Springer, Berlin 1913. Preis kart. M. 4.

Professor M. Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton-Belastung und Abbruch von zwei Eisenbetonbauten im Kgl. Materialprüfungsamt Berlin - Lichterfelde - West. Heft 26. Nachtrag zu der Veröffentlichung über Brandproben an Eisenbetonbauten (Heft 11). Mit 11 Textabbildungen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1913. Preis geb. M. 1,20.

Prof. a. D. H. Hauenschild. Kesslersche Fluete. Dritte neu bearbeitete Auflage. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin NW. 21, Dreyestr. 4. Preis M. 1,50.

Dr. Hans Kühl. Zement- und Mörteltechnische Studien I, eine Sammlung von Vorträgen und Aufsätzen verschiedenen Inhalts. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin NW. 21, Dreyestr. 4. Preis geb. M. 5.

Prof. Dr.-Ing. Fr. Engesser. Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

Dipl.-Ing. Hugo Ritter. Die Berechnung von bogenförmigen Stauwauern. J. Langs Buchdruckerei, Karlsruhe 1913, Waldstr. 13. Preis M. 2,50.

BERICHTIGUNG.

In dem Aufsatz „Der Eisenbeton auf der Baufachausstellung in Leipzig“ (Heft 8 des lfd. Jahrgangs, Seite 315, linke Spalte) ist dem Verfasser ein Irrtum unterlaufen: Die im Modell dargestellte Roheisentransportbrücke für die Phönix-A.-G. in Hörde (Westf.) ist nicht von der Firma E. Jacob in Niedersiedlitz, sondern von Franz Schlüter in Dortmund und hergestellt.

Conrad.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.