

Der Beton- und Eisenbetonbau 1898—1923.

Ein „Bild technischer Entwicklung“ nennt sich mit Recht die Denkschrift, welche unter der obigen Überschrift der Deutsche Beton-Verein aus Anlaß seines 25jährigen Bestehens herausgegeben hat, verfaßt von seinem Direktor, Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry. Beginnend mit der Gründung des Deutschen Betonvereins im Jahre 1898 und den Vorbereitungen zu diesem für die gesamte deutsche Technik hochbedeutsamen Ereignisse, geben die Petry'schen Darlegungen auf rd. 400 Seiten ein ebenso wahrheitsgetreues, wie anschauliches und lebendiges Bild der Entwicklungsgeschichte des Beton- und Verbundbaues in den letzten zweieinhalb Jahrzehnten, sich hierbei ausschließlich zwar auf die Mitarbeit des Deutschen Betonvereins und seiner Mitglieder beschränkend, aber — da diese führend und bahnbrechend war — doch ein lückenloses Bild jenes bedeutsamen Werdeganges wiedergebend. Was in hingebender Arbeit von unsern deutschen Betonfachleuten in Verbindung mit den Trägern der Wissenschaft und den deutschen Materialprüfungsämtern geleistet worden ist, zieht in Wort und Bild an uns vorüber. Namen wie Hartwig Hüser, Albert Eduard Töpffer, Mathias Koenen, Eugen Dyckerhoff, Theodor Böhm, Dr. Meißner, Max Möller, Emil Mörsch, Alfred Hüser, Rudolf Wolle, Liebold, Brenzinger, Martens, Gary, Goslich, Schott, Unna u. a. m. rufen uns die Erinnerung an die Einführung des Eisenbetonbaues in die Praxis und die vielgestaltigen Schwierigkeiten zurück, die es galt zu überwinden und die tatsächlich gemeistert wurden dank des Zusammenarbeitens aller Kräfte und Kreise, nur dem einen Gedanken folgend, den am Schlusse der Gründungsversammlung am 6. XII. 1898 Hartwig Hüser in die Worte zusammenfaßte:

„Rom wurde nicht an einem Tage erbaut. Ebenso wenig, wie dies möglich war, konnten wir erwarten, daß wir mit einer Versammlung unser Gewerbe in eine goldene Wiege betten könnten. Dennoch bin ich der festen Überzeugung, daß ein gewaltiger Umschwung in unseren Verhältnissen vom Tage der Vereinsgründung datiert und sich geltend machen wird, wenn wir alle, jeder an seinem Teil und nach seinen Kräften dazu beitragen wollen, wenn wir Konkurrenzneid und Mißgunst unterdrücken und in jeder Förderung der gemeinsamen Interessen einen Gewinn der Gesamtheit erblicken.

Die Verwendbarkeit unserer Erzeugnisse ist ungeahnt groß — blicken Sie nur zurück auf das, was in vierzig Jahren geschehen ist —, halten wir nur richtige Umschau und verbessern wir nur unaufhaltsam unsere Erzeugnisse, so bleibt die Erweiterung des Absatzgebietes und die Gewinnung neuer sicher nicht aus. Der Verein aber und seine ständige Vertretungsstelle wird der Mittelpunkt werden, wo alle unsere Interessen Fühlung miteinander nehmen können.

Ich hoffe, daß das, was heute eingeleitet wird, allen zum Segen gereichen möge.“

Ruft man sich heute jene weitblickenden Ausführungen Hartwig Hüasers zurück, so muß man dankbar anerkennen,

daß die Voraussagungen in den vergangenen 25 Jahren voll in Erfüllung gegangen sind, daß der Grundzug, der damals zur Gründung des Deutschen Beton-Vereins geführt hat, unentwegt seinen Leitstern gebildet hat, daß ein jeder in ihm bedacht war, Arbeit zu leisten, die in ihrer gesunden Fortentwicklung, ihrer Güte und Vorbildlichkeit Allgemeingut der deutschen Bauwelt wurde und neuer, bewährter und bewehrter Bauart immer weitere wertvolle Anwendungsgebiete erschloß. Alles das führen uns in übersichtlichster Art die geschichtlichen Darlegungen Dr. Petrys vor Augen. An uns zieht die große Anzahl der Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins in den vergangenen Jahrzehnten mit der gewaltigen Summe von Erfahrungswerten, Anregungen, weitschauenden Gedankengängen vorüber, die gerade jenen Tagungen stets ihr besonderes Gepräge verliehen haben. Die Aufstellung vorläufiger Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, die Frage der Betonprüfung, die Vorschriften über Stampfbeton, die Gründung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mit seinen weitschauenden, z. T. schon vom Beton-Verein vorbereiteten Arbeitsplänen und in der Folgezeit Versuchsdurchführungen, alles das erörtert Dr. Petry in geschichtlicher Reihenfolge und Wirkung, um sich anschließend mit der weiteren unmittelbaren Förderung des Beton- und Verbundbaues durch Versuche und Ausführungen in der Praxis durch den Deutschen Beton-Verein zu befassen. Hier werden im einzelnen der Brücken-, Eisenbahn-, Wasser-, Grund-, Tief- und Bergbau, die vielgestaltigen Ausführungen im Industrie- und Hochbau, die Herstellung von Eisenbetonschiffen usw. erwähnt. Endlich wird der steten Förderung der Zementwaren- und Beton-Werksteinindustrie durch den Deutschen Beton-Verein gedacht.

Ein „Bild technischer Entwicklung“ im besten und wahrsten Sinne hat der Fachwelt Dr. Petry in seinen Darlegungen gegeben, ein Werk, das um so bedeutungsvoller ist, als gerade das Gebiet der geschichtlichen Entwicklung der Technik bisher wenig beachtet war und namentlich im Bauingenieurwesen bisher wenig Bearbeiter gefunden hat. So ist denn auch in dieser Hinsicht die Denkschrift des Deutschen Beton-Vereins gleich seinen Leistungen und Arbeiten in den vergangenen 25 Jahren im besten Sinne vorbildlich.

Wie die Schriftleitung schon in Nr. 22 des vergangenen Jahrgangs, die in den Tagen, in welche der Jubiläumstag des Deutschen Beton-Vereins fiel, erschien, zum Ausdruck gebracht hat, hat die schwere, über uns lastende Zeit den Beton-Verein mit Recht veranlaßt, von einer Feier seines Ehrentages Abstand zu nehmen. Jetzt, wo der Deutsche Beton-Verein sich aber anschickt, zu seiner Jahres-Hauptversammlung, der 27., zusammenzutreten, möge die obige Würdigung seiner Denkschrift ihm einen Gruß dankbarer Anerkennung entbieten und eine Sondernummer einleiten, die vorwiegend dem Verbund- und Betonbau sich widmet.

M. Foerster.

BEITRAG ZUR BEMESSUNG VON EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Dr.-Ing. R. Saliger, o. Professor der Techn. Hochschule Wien.

I. Vorbemerkung.

Die erforderliche Höhe eines durch Biegung oder zusammengesetzt durch Biegung und Längskraft beanspruchten Eisenbetonquerschnitts läßt sich stets nach der Beziehung

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$$

ausdrücken, worin a die Höhenziffer bedeutet. Diese erscheint abhängig vom Verhältnis der Randspannungen σ_e und σ_b , von der Querschnittform (bei Rippenbalken von der Plattendicke) und von der Lage der Längskraft bei ausmittiger Beanspruchung.

Diese Berechnungsform hat den Vorteil der Einheitlichkeit für die genannten Beanspruchungen, der Unabhängigkeit der Werte von den zulässigen Spannungen und den Maßeinheiten, weiter den Vorteil des verhältnismäßig geringen Umfangs der erforderlichen Tafeln und der Bemessungsmöglichkeit ohne Probieren in allen Fällen. Im Nachfolgenden werden einige Beanspruchungsfälle behandelt, der erste nur vergleichshalber und mit Rücksicht auf den spätern Bedarf.

II. Biegung im Rechteckquerschnitt mit Zugbewehrung.

Das Moment folgt der Beziehung

$$M = \frac{bx \sigma_b}{2} \left(h - \frac{x}{3} \right),$$

wenn h die Nutzhöhe des Querschnitts ist. Mit $x = \xi h$, worin

$$\xi = \frac{n}{n + \beta} \text{ und } \beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b},$$

wird

$$M = \xi (3 - \xi) \frac{b h^2 \sigma_b}{6}$$

Hieraus ergibt sich die erforderliche Höhe

$$h = \sqrt{\frac{6}{\xi(3-\xi)}} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} \dots \dots \dots (1)$$

Der Hebelarm der Innenkräfte beträgt

$$h_0 = h - \frac{x}{3} = \left(1 - \frac{\xi}{3} \right) h = \varphi_0 h$$

Der erforderliche Zugeseisenquerschnitt ist

$$F_e = \frac{M}{h_0 \sigma_e} = \frac{M}{\varphi_0 h \sigma_e} \dots \dots \dots (2)$$

Der Grundwert ist $\sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$, der Leitwert $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$

Tafel 1. Zugbewehrte Rechteckbalken, $n = 15$ 1).

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}; F_e = \frac{M}{\varphi_0 h \sigma_e}$$

Maßeinheit beliebig.

$\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	a	φ_0
10	2,04	0,800
20	2,33	0,857
22	2,39	865
24	2,44	872
26	2,50	878
28	2,55	884
30	2,60	0,889
40	2,84	909

1) Auszug aus der vollständigen Tafel. Die Werte für $\beta < 20$ und $\beta > 30$ werden in der Regel nicht bei der Biegung, sondern bei ausmittigem Druck und Zug benötigt.

III. Biegung im Rippenquerschnitt mit Zugbewehrung.

Mit den frühern Bezeichnungen und $\psi = \frac{d_p}{h}$, worin d_p die gegebene Plattendicke bedeutet, wird in ähnlicher Ableitung wie beim Rechteck (Pressungen zwischen Nulllinie und Platte vernachlässigt):

$$h = \sqrt{\frac{6 \xi}{\psi [6 \xi - 3 \psi (1 + \xi) + 2 \psi^2]}} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} \dots \dots (3)$$

Da $\psi = \frac{d_p}{h} = \frac{d_p}{a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}}$,

so wird

$$\frac{1}{d_p} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = \frac{1}{a \psi} = \sqrt{\frac{6 \xi - 3 \psi (1 + \xi) + 2 \psi^2}{6 \xi \psi}}$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt ergibt sich aus

$$F_e = \frac{M}{\varphi_0 h \sigma_e}, \text{ worin } \varphi_0 = \frac{6 \xi - 3 \psi (1 + \xi) + 2 \psi^2}{3 (2 \xi - \psi)} \dots \dots (4)$$

Der Grundwert ist $\sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$; die mit ξ und ψ ausgerechneten Zahlen $\frac{1}{a \psi} = \frac{1}{d_p} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$ bilden die Leitwerte der Tafel 2. Hierzu gehören die Höhenziffer a und die Ziffer φ_0 . Die bei Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen in Betracht kommenden Verhältnisse $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ liegen zwischen 20 und 30.

Ist der Leitwert $\bar{z} < 1$ (für $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 20$) bzw. 1,08 und 1,16, so fällt die Nulllinie in die Platte und die Ziffern a und φ_0 sind die gleichen wie beim Rechteck. Im Leitwert steht der gleiche Grundwert $\sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$ wie in h. Die Ausrechnung ist daher ganz einfach. Bei praktischen Berechnungen sind Zwischenschaltungen nicht nötig.

Tafel 2. Bemessung zugbewehrter Rippenbalken. $n = 15$.

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}; F_e = \frac{M}{\varphi_0 h \sigma_e}; \text{ Maßeinheit beliebig.}$$

Leitwert $\frac{1}{d_p} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$	a			φ_0		
	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 20$	25	30	20	25	30
$\leq 1,00$	2,33			0,857		
$\leq 1,08$		2,47			0,875	
1,1	2,34	2,47		858	875	
$\leq 1,16$			2,60			0,889
1,2	2,36	2,48	2,60	864	877	889
1,3	2,39	2,50	2,61	871	881	891
1,4	2,43	2,53	2,63	879	887	895
1,5	2,47	2,57	2,66	0,886	0,893	0,899
1,6	2,52	2,61	2,70	894	899	904
1,7	2,57	2,66	2,74	901	905	909
1,8	2,63	2,72	2,79	907	910	914
1,9	2,69	2,78	2,85	913	916	919

(Fortsetzung siehe S. 163.)

(Fortsetzung von Tafel 2.)

Leitwort $\frac{1}{d_p} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$	a			φ_0		
	$\sigma_c = 20$	25	30	20	25	30
2,0	2,76	2,84	2,91	0,918	0,921	0,924
2,1	2,83	2,91	2,98	923	926	928
2,2	2,90	2,98	3,05	927	930	932
2,3	2,97	3,05	3,11	931	934	936
2,4	3,05	3,12	3,18	935	938	940
2,5	3,13	3,19	3,25	0,939	0,941	0,944
2,6	3,21	3,27	3,32	942	944	947
2,7	3,29	3,34	3,39	946	948	950
2,8	3,37	3,42	3,47	949	951	952
2,9	3,45	3,50	3,55	952	954	955
3,0	3,53	3,58	3,63	0,955	0,956	0,957
3,1	3,61	3,66	3,72	957	958	959
3,2	3,70	3,75	3,81	959	960	961
3,3	3,79	3,84	3,90	961	962	963
3,4	3,88	3,93	3,99	963	964	965

Die Tafel läßt sich leicht für bestimmte zulässige Beanspruchungen umformen; der Grundwert ist dann $\sqrt{\frac{M}{b}}$

Beispiel. Gegeben $M = 21,6$ tm, Plattendicke $d_p = 10$ cm, Plattenbreite $b = 120$ cm, $\sigma_c = 1000$, $\sigma_b = 35$ kg/cm².
 $\frac{\sigma_c}{\sigma_b} = 28,6 (= \infty 30)$.

$$\frac{1}{d_p} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = \frac{1}{10} \sqrt{\frac{216000}{120 \cdot 35}} = 2,27 (= \infty 2,3);$$

hierzu gehört nach Tafel 2²⁾ $a = 3,07$ (3,11) und $\varphi_0 = 0,934$ (0,936)

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = 69,8 \text{ (70,6) cm}$$

$$F_c = \frac{M}{\varphi_0 h \sigma_c} = 33,2 \text{ (32,8) cm}^2$$

Die eingeklammerten Zahlen sind Näherungswerte ohne Zwischenschaltung.

IV. Ausmittiger Druck im Rechteck.

Wird ein Querschnitt durch ein Moment M (bezogen auf die Rechteckmitte) und eine Längsdruckkraft N beansprucht (ausmittiger Druck), so sind je nach dem Angriffspunkt von N zwei Fälle der Spannungsverteilung möglich:

Fall 1. N greift außerhalb des Kerns an; es treten auch Zugspannungen auf; die Art der Spannungsverteilung ist die gleiche wie bei reiner Biegung (Abb. 1).

Fall 2. N greift im Kern an; es treten nur Pressungen auf, die ungleich verteilt sind (Abb. 2).

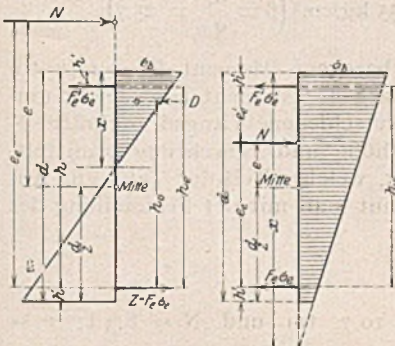


Abb. 1 u. 2.

Die Ermittlung der kleinsten Summe der Eisenquerflächen im Fall 1 (s. oben) ist bekannt und z. B. in meinem Buch

²⁾ Die Tafel 2 gilt bei Vernachlässigung der Pressungen zwischen Nulllinie und Platte. Es bietet keine Schwierigkeit, diese Pressungen im Bedarfsfall mitzuberechnen.

„Der Eisenbeton“, 4. Aufl. 1920 enthalten. Aus diesen und ähnlichen Betrachtungen ergibt sich die ebenfalls schon bekannte Tatsache, daß in einem großen Bereich der Unterschied des so berechneten Eisenaufwandes gegen eine auf die Druck- und Zugzone gleich aufgeteilte Eisenbewehrung ($F_c = F_c'$) geringfügig ist. Aus verschiedenen Gründen erscheint es zweckmäßiger, im genannten Bereich die beiden Randbewehrungen gleich stark anzunehmen.

In einem gewissen Bereich unterschreitet die rechnerisch erforderliche Zugbewehrung den zulässigen Mindestwert, der mit etwa 0,2 vH angenommen werden kann. Die Berechnung hat dann zweckmäßig mit diesem zu erfolgen. Dies gilt auch für den Spannungsfall 2.

Will man den ganzen Bereich des ausmittigen Drucks (von der reinen Biegung bis zum reinen Druck) umfassen, so ergibt sich die Notwendigkeit mehrerer Berechnungsverfahren.

Berechnung a.

Die Biegung überwiegt.

Die Spannungsverteilung ist durch Abb. 1 gegeben. Bezieht man das Moment der äußeren Kräfte auf die Zugseisen,

$$\text{bezeichnet mit } M_e = N e_c = M + N \left(\frac{d}{2} a - h' \right) = N \left(e + \frac{d}{2} - h' \right)$$

und setzt es gleich dem Moment der Innenkräfte, so erhält man die vollkommen gleiche Beziehung wie bei der reinen Biegung. Die erforderliche Nutzhöhe h ist daher aus derselben Beziehung wie bei reiner Biegung zu ermitteln:

$$h = a \sqrt{\frac{M_e}{b \sigma_b}}, \dots \dots \dots (5)$$

worin a die zum gegebenen Verhältnis $\beta = \sigma_c : \sigma_b$ gehörige Höhenziffer nach Tafel 1 ist.

Da M_e von der Lage der Zugseisen, also von der gesuchten Querschnittshöhe abhängt, so könnte man durch Probieren zum Ziel gelangen. In vielen Fällen ist dies ein brauchbarer Weg.

Der unmittelbare Vorgang ist folgender:

$$M_e = M + \frac{N(h-h')}{2}$$

Setzt man

$$h - h' = h \left(1 - \frac{h'}{h} \right) = \varphi_1 h, \text{ wobei } \varphi_1 = 0,9 \div 0,95,$$

so wird

$$h^2 = a^2 \frac{M_e}{b \sigma_b} = \frac{a^2 M}{b \sigma_b} + \frac{a^2 \varphi_1}{2 b \sigma_b} \cdot N,$$

woraus

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{a^2 \varphi_1^2}{16} \frac{N}{b \sigma_b e} + \frac{a^2 \varphi_1}{4} \frac{N}{b \sigma_b}}$$

Der zweite Wurzelwert liegt für überwiegende Biegung (N klein, e groß) ganz nahe bei 1, daher wird genügend genau

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b} + \frac{a^2 \varphi_1}{4} \frac{N}{b \sigma_b}} \dots \dots \dots (6)$$

Die erforderliche Zugbewehrung F_c errechnet sich aus der Beziehung:

$$N = \frac{b \times \sigma_c}{2} - F_c \sigma_c = \frac{M_e}{h_0} - F_c \sigma_c$$

$$F_c = \frac{M_e - N}{\sigma_c} = \frac{M_e}{\sigma_c} - N \left(\frac{e + \frac{d}{2} - h'}{\varphi_0 h} - 1 \right) \cdot \frac{N}{\sigma_c} \dots (7)$$

Diese Berechnungsart kann auch bei gegebener — beschränkter oder reichlicher — Bauhöhe angewendet werden, wie bei reiner Biegung. Auf diese Einzelheiten wird hier nicht näher eingegangen.

Berechnung b.

Biegung und stärkerer Längsdruck.

Für die Spannungsverteilung ist noch immer Fall 1 (Abb. 1) vorhanden. Berechnung a bleibt weiter anwendbar, ergibt aber unzweckmäßige Bewehrungen, wie oben ausgeführt. Es wird daher folgendes Verfahren eingeschlagen:

Mit den Bezeichnungen der Abb. 1 gelten für diese mit

$$\xi = \frac{x}{d}, \varphi' = \frac{h'}{d}, \varphi_e = \frac{h_e}{h}, \mu = \frac{F_e}{bd}, \mu' = \frac{F_{e'}}{bd} \text{ und } \beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$$

die Gleichungen:

$$\frac{N}{bd\sigma_b} = \frac{\xi}{2} + n\mu' \frac{\xi - \varphi'}{\xi} - \beta\mu = r$$

$$\frac{M}{bd^2\sigma_b} = \frac{\xi}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi}{3} \right) + \left(n\mu' \frac{\xi - \varphi'}{\xi} + \beta\mu \right) \frac{\varphi_e}{2} = s.$$

Hieraus ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} \frac{r}{\sqrt{s}} &= \frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}} \\ d &= \frac{1}{\sqrt{s}} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}} = a \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

M bezieht sich hierin auf die Mitte des Rechtecks; die Ausmitte des Kraftangriffs ist

$$e = \frac{M}{N}$$

Setzt man in diese Beziehungen gemäß den nach den früheren Darlegungen geltenden Bereichen die zweckmäßigen Bewehrungen $\mu = \mu'$ bzw. $\mu = 0,002$, so erhält man die erforderliche Querschnittshöhe d, abhängig vom Leitwert $\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}}$ wie Tafel 3³⁾ zeigt. Die Eisenspannungen sind durch das Beanspruchungsverhältnis $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ ersichtlich gemacht; es ist zu erkennen, daß sie nur am Anfang der Tafel, gegen die überwiegende Biegung, praktische Bedeutung haben.

Berechnung c.

Der Längsdruck überwiegt.

Die Spannungsverteilung erfolgt nach Abb. 2. Für diese gelten mit den frühern Bezeichnungen die Gleichungen:

$$\frac{N}{bd\sigma_b} = 1 - \frac{1}{2\xi} + n\mu' \frac{\xi - \varphi'}{\xi} + \beta\mu = r$$

$$\frac{M}{bd^2\sigma_b} = \frac{1}{12\xi} + \left(n\mu' \frac{\xi - \varphi'}{\xi} - \beta\mu \right) \frac{\varphi_e}{2} = s$$

Hieraus ist:

$$\left. \begin{aligned} \frac{s}{r^2} &= \frac{b\sigma_b}{N} e \\ \frac{1}{r} &= \frac{b\sigma_b}{N} d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

Die Querschnittshöhe d ist abhängig vom Leitwert $\frac{b\sigma_b}{N} e$, wie der untere Teil der Tafel 3 für die zweckmäßige Bewehrung $\mu = 0,002$ zeigt⁴⁾.

Berechnung d.

Gleichmäßige Pressungen.

Bei geringer Ausmitte e des Kraftangriffs können im Querschnitt gleichmäßige Pressungen erzielt werden, wenn die Eisensbewehrung so verteilt wird, daß der Schwerpunkt des Eisenbetonquerschnitts (Beton + n fache Eisenflächen) mit dem Kraftangriff zusammenfällt.

³⁾ Auszug aus der in Vorbereitung befindlichen 5. Auflage des „Eisenbeton“. Bei den Ausrechnungen der Zahlen wirkten meine Assistenten Ing. Pongratz und Ing. Kubelka mit.

⁴⁾ Die Tafel könnte auch in diesem Bereich mit dem Leitwert $\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}}$ fortgeführt werden; dies ist jedoch weniger vorteilhaft.

Bezeichnet man die auf die Zug- und Druckeisen bezogenen Momente mit M_e und $M'_{e'}$, also

$$M_e = M + N \left(\frac{d}{2} - h' \right) = N \left(e + \frac{d}{2} - h' \right) = N \left(e + \frac{h_e}{2} \right)$$

$$M'_{e'} = M - N \left(\frac{d}{2} - h' \right) = N \left(e - \frac{d}{2} + h' \right) = N \left(e - \frac{h_e}{2} \right)$$

so gelten die Gleichungen:

$$\frac{M_e}{bd^2\sigma_b} = \left(\frac{1}{2} + n\mu' \right) \varphi_e$$

$$\frac{-M'_{e'}}{bd^2\sigma_b} = \left(\frac{1}{2} + n\mu \right) \varphi_e$$

Hieraus ergeben sich die erforderlichen Bewehrungen:

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{1}{n} \left(\frac{-M'_{e'}}{bdh_e\sigma_b} - \frac{1}{2} \right) \\ \text{oder } F_e &= \frac{1}{n} \left(\frac{-M'_{e'}}{h_e\sigma_b} - \frac{bd}{2} \right) = \frac{1}{n} \left[\frac{N \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{h_e} \right)}{\sigma_b} - \frac{bd}{2} \right] \\ \mu' &= \frac{1}{n} \left(\frac{M_e}{bdh_e\sigma_b} - \frac{1}{2} \right) \\ \text{oder } F_{e'} &= \frac{1}{n} \left(\frac{M_e}{h_e\sigma_b} - \frac{bd}{2} \right) = \frac{1}{n} \left[\frac{N \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{h_e} \right)}{\sigma_b} - \frac{bd}{2} \right] \\ &= F_e + \frac{2M}{nh_e\sigma_b} \end{aligned} \right\} (10)$$

Aus vorstehenden Gleichungen ist erkennbar, daß gleichmäßige Pressung nur erreichbar ist, wenn

$$\frac{e}{h_e} = \frac{1}{2} - \left(\frac{1}{2} + n\mu \right) \frac{bd\sigma_b}{N}$$

Beim Mindestwert $\mu = 0,002$ ergibt sich mit $n = 15$:

$$\frac{e}{h_e} \leq \frac{1}{2} - \frac{0,53 bd\sigma_b}{N}$$

Unter der Annahme einer Höchstbewehrung von $\mu + \mu' = 0,03$ wird der mögliche Höchstwert von $\frac{e}{h_e}$, bei dem noch gleichmäßige Pressung erreichbar ist,

$$\frac{e}{h_e} = 0,134$$

Beispiele.

Um die Anwendung im ganzen Bereich ausmittigen Drucks zu zeigen, werden im folgenden für die Querschnittsbreite $b = 50$ cm, die zulässigen Spannungen

$$\sigma_e = 900 \text{ und } \sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2 \left(\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 25,7 \right),$$

das auf die Rechteckmitte bezogene Moment $M = 10,7$ tm (ein auf eine andere Achse bezogenes Moment kann leicht umgerechnet werden) und für verschiedene Längsdruckkräfte N die erforderliche Querschnittshöhe und Bewehrung ermittelt.

Da vorerst unbekannt ist, welcher Teil der Tafel zur Anwendung gelangen wird, beginnt man mit der Feststellung des

Leitwerts $\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}}$

1. Gegeben sind $M = 10,7$ tm und $N = 8,3$ t; $e = \frac{M}{N} = 1,29$ m = 129 cm.

$$\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b\sigma_b}} = \frac{1}{129} \sqrt{\frac{1070000}{50 \cdot 35}} = 0,19$$

es liegt Berechnung a für überwiegende Biegung vor. Nach Tafel 1 ist mit $\beta = 26$ (statt des genauen Werts 25,7) $a = 2,50$, also mit $\varphi_1 = 0,94$ die Nutzhöhe nach Gl. (6):

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} + \frac{a^2 \varphi_1}{4} \cdot \frac{N}{b \sigma_b} = 2,50 \sqrt{\frac{1070000}{50 \cdot 35}} + \frac{2,50^2 \cdot 0,94}{4} \cdot \frac{8300}{50 \cdot 35}$$

$$= 68,8 \text{ cm}$$

$$d = h + h' = 68,8 (1 + 0,06) = 73 \text{ cm.}$$

Mit $\varphi_0 = 0,878$ (nach Tafel 1) und $h' = 0,06 h = 4,1$ cm beträgt nach Gl. (7):

$$F_e = \left(\frac{129 + \frac{73}{2} - 4,1}{0,878 \cdot 68,8} - 1 \right) \frac{8300}{900} = 15,5 \text{ cm}^2$$

Ist die Querschnittshöhe, z. B. $d = 60$ cm gegeben, so ist mit $h' = 4$ cm $h = 56$ cm,

$$M_e = N \left(e + \frac{d}{2} - h' \right) = 8,3 \left(1,29 + \frac{0,60}{2} - 0,04 \right) = 12,8 \text{ tm.}$$

Zu $h = a \sqrt{\frac{M_e}{b \sigma_b}} = 56$ gehört nach Tafel 1 $a = 2,07$, $\varphi = 0,813$

und $\beta = 11$, also $\sigma_e = \beta \sigma_b = 11 \cdot 35 = 385 \text{ kg/cm}^2$ und nach Gl. (7):

$$F_e = \frac{\frac{M_e}{\varphi h} - N}{\sigma_e} = \frac{\frac{12,8}{0,813 \cdot 0,56} - 8,3}{0,385} = 51,7 \text{ cm}^2.$$

Diese Bewehrung ist jedoch nicht die vorteilhafteste. Nach Tafel 3 gehört zum Leitwert 0,20 (genau 0,19) für

$$d = a \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = 60 \text{ cm die Höhenziffer } a = 2,41, \text{ entsprechend}$$

$$\mu = \mu' = 0,007, \text{ also } F_e = F_e' = \mu b d = 0,007 \cdot 50 \cdot 60 = 21 \text{ cm}^2.$$

2) Gegeben sind $M = 10,7$ tm und $N = 42,5$ t:

$$e = \frac{M}{N} = 0,252 \text{ m} = 25,2 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = \frac{1}{25,2} \sqrt{\frac{1070000}{50 \cdot 35}} = 0,98$$

(Berechnung b). Dazu gehört für $\mu = 0,002$ und die Annahme $\mu = 0,004$ nach Tafel 3:

$$d = 2,90 \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = 72 \text{ cm.}$$

$$F_e = \mu b d = 0,002 \cdot 50 \cdot 72 = 7,2 \text{ cm}^2 \text{ auf der Zugseite,}$$

$$F_e' = \mu' b d = 0,004 \cdot 50 \cdot 72 = 14,4 \text{ „ „ „ Druckseite.}$$

Tafel 3. Ausmittiger Druck im Rechteck.

$n = 15$, $h' = 0,08 d$, $F_e' = \mu' b d =$ Druckbewehrung, $F_e = \mu b d =$ Zugbewehrung, (Bewehrung auf der dem Kraftangriff abgewendeten Seite). $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$, $e = \frac{M}{N}$ Ausmitte von der Rechteckmitte.

Berechnung	μ	Leitwert	$\mu' = \frac{F_e'}{b d} = 0,002$	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	Leitwert	β	μ						
Leitwert $\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}}$ Berechnung b)	$F_e = F_e' = \mu' b d$	0,0	$d : \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} =$	Reine Biegung							2,17	2,10	0,0	25	$\mu = \mu'$					
		0,1	"	Berechnung a) (Formeln 6 u. 7)							2,28	2,21	2,14			0,1				
		0,2	"								2,41	2,32	2,25			2,18	0,2			
		0,3	"								2,54	2,44	2,36			2,28	2,21	0,3		
		0,4	"								2,68	2,57	2,47			2,39	2,31	2,24	0,4	
		0,5	"								2,81	2,70	2,59			2,49	2,42	2,34	2,27	0,5
		0,6	"	2,97	2,82	2,71	2,61	2,51	2,44	2,37	2,30	0,6								
		0,7	"	3,12	2,96	2,82	2,72	2,62	2,53	2,47	2,40	2,33	0,7							
	0,8	"	3,08	2,94	2,82	2,73	2,64	2,56	2,49	2,42	2,36	0,8								
	$F_e = 0,002 b d$	0,9	"	3,05	2,98	2,92	2,86	2,81	2,75	2,70	2,66	2,61	0,9	10	$\mu = 0,002$					
		1,0	"	3,04	2,97	2,90	2,84	2,79	2,72	2,67	2,63	2,59	1,0							
		1,1	"	3,04	2,96	2,90	2,83	2,77	2,71	2,66	2,61	2,57	1,1							
		1,2	"	3,05	2,97	2,90	2,83	2,77	2,71	2,66	2,60	2,56	1,2							
		1,3	"	3,06	2,98	2,92	2,84	2,78	2,72	2,67	2,61	2,56	1,3							
		1,4	"	3,09	3,01	2,94	2,86	2,80	2,74	2,69	2,63	2,57	1,4							
1,5		"	3,14	3,05	2,98	2,90	2,83	2,77	2,71	2,65	2,59	1,5								
Leitwert $\frac{b \sigma_b}{N} e$ Berechnung c)	$F_e = 0,002 b d$	0,45	$\frac{b \sigma_b}{N} d =$	2,10	2,05	1,99	1,94	1,89	1,85	1,81	1,77	1,74	0,45							
		0,40	"	2,01	1,96	1,90	1,86	1,81	1,77	1,73	1,69	1,66	0,40							
		0,35	"	1,92	1,87	1,81	1,77	1,72	1,68	1,64	1,61	1,57	0,35							
		0,30	"	1,82	1,77	1,72	1,68	1,63	1,59	1,56	1,52	1,49	0,30							
		0,25	"	1,72	1,67	1,62	1,58	1,53	1,50	1,46	1,43	1,40	0,25							
		0,20	"	1,61	1,56	1,51	1,47	1,43	1,39	1,36	1,33	1,30	0,20							
		0,15	"	1,48	1,43	1,39	1,35	1,31	1,28	1,25	1,22	1,19	0,15							
		0,10	"	1,34	1,29	1,26	1,22	1,18	1,14	1,11	1,09	1,05	0,10							
0,05	"	1,17	1,13	1,09	1,05	1,01	0,98	0,95	0,92	0,89	0,05									
Berechn. d)	$\leq 0,002$	≥ 0	Reiner Druck										≥ 0	-15	$\leq 0,002$					

3) Gegeben sind $M = 10,7 \text{ tm}$ und $N = 94,4 \text{ t}$;

$$e = \frac{M}{N} = 0,113 \text{ m} = 11,3 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{e} \sqrt{\frac{M}{b \sigma_b}} = \frac{1}{11,3} \sqrt{\frac{1070000}{50 \cdot 35}} = 2,20$$

(Berechnung c für überwiegenden Längsdruck). Zum Leitwert

$$\frac{b \sigma_b}{N} e = \frac{50 \cdot 35}{94400} \cdot 11,3 = 0,21$$

gehört für $\mu = 0,002$ und die Annahme $\mu' = 0,006$ nach Tafel 3:

$$\frac{b \sigma_b}{N} d = \frac{50 \cdot 35}{94400} \cdot d = 1,44,$$

woraus $d = 78 \text{ cm}$.

$$F_e = \mu b d = 0,002 \cdot 50 \cdot 78 = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$F'_e = \mu' b d = 0,006 \cdot 50 \cdot 78 = 23,4 \text{ „}$$

4) Gegeben sind $M = 10,7 \text{ tm}$ und $N = 304 \text{ t}$;

$$e = \frac{10,7}{304} = 0,0352 \text{ m} = 3,52 \text{ cm}$$

$$\frac{b \sigma_b}{N} e = \frac{50 \cdot 35}{304000} \cdot 3,52 = 0,02$$

(Berechnung d für gleichmäßige Pressung). Annahme $h' = 5 \text{ cm}$,
 $\mu + \mu' = 0,008$.

$$b d = \frac{N}{(1 + \mu) \sigma_b} = \frac{304000}{(1 + 15 \cdot 0,008) \cdot 35} = 7740,$$

$$\text{woraus } d = \frac{7740}{b} = 155 \text{ cm}$$

$$h_e = d - 2h' = 145 \text{ cm}$$

$$-M'_e = N \left(\frac{d}{2} - e - h' \right) = 304 \left(\frac{155}{2} - 0,035 - 0,05 \right) = 209 \text{ tm};$$

nach Gl. (10) ist

$$F_e = \frac{1}{15} \left(\frac{20900000}{145 \cdot 35} - \frac{50 \cdot 155}{2} \right) = 16,9 \text{ cm}^2$$

$$F'_e = 16,9 + \frac{2 \cdot 1070000}{15 \cdot 145 \cdot 35} = 45,1 \text{ cm}^2$$

IV. Schlußbemerkung.

Nach den gleichen Gesichtspunkten wie beim ausmittigen Druck im Rechteck kann die Bemessung für ausmittigen Zug und die Behandlung ausmittig gedrückter und gezogener Rippenquerschnitte erfolgen.

Hervorgehoben muß noch werden, daß die Übergänge der günstigsten Bewehrungen (von $\mu' = 0$ zu $\mu' = \mu$ und zu $\mu = 0,002$), wie sie aus Tafel 3 ersichtlich sind, tatsächlich nicht plötzlich erfolgen; sie sind aber sehr kurz und brauchen daher kaum berücksichtigt zu werden.

ZUM 70. GEBURTSTAGE VON MAX MÖLLER.

Am 19. Februar d. J. beging der Geheime Hofrat Dr.-Ing. e. h. Max Möller, ord. Professor für Wasserbau an der Technischen Hochschule zu Braunschweig, seinen 70. Geburtstag. Wenn auch unser Siebzigjähriger bei seiner erstaunlichen geistigen und körperlichen Frische noch keineswegs daran denkt, sich der wohlverdienten Muße hinzugeben, vielmehr es als seine Pflicht betrachtet, an seinem Teil noch an den hohen Aufgaben der Technik weiter mitzuarbeiten, so bietet doch der jetzige Abschnitt in seinem Leben einen willkommenen Anlaß, einen Überblick über das Wirken des beliebten Hochschullehrers zu geben.

Max Möller wurde in Hamburg geboren, besuchte vom 12. Lebensjahre an das Realgymnasium in Flensburg, das er Ostern 1873 mit dem Zeugnis der Reife verließ. Er studierte Baufach ein Jahr an der Bauakademie in Berlin und drei Jahre am Polytechnikum in Hannover. Den damaligen Vorschriften entsprechend mußte er sich in den ersten Jahren beiden Fachrichtungen, Hoch- und Ingenieurbau, widmen, hernach konnte er sich auf das letzte Fach beschränken. Die praktische Tätigkeit als Regierungsbauführer führte Möller nach der Kaiserlichen Werft in Kiel und an die Berliner Stadteisenbahn. Nach Ablegung der Prüfung als Regierungsbaumeister in Berlin war er fünf Jahre im Hamburgischen Staatsdienst bei den Zollanschlußbauten mit Wasser-, Brücken- und Speicherbauten beschäftigt. In diesen Jahren war Möller bereits auf den Gebieten der Wasserbewegung, der Baustoffuntersuchung und der Bewegung der atmosphärischen Luft mit Arbeiten hervorgetreten. Eine Versuchsarbeit über das Verhalten von Stützen unter Druck im Feuer wurde vom Verein zur Beförderung des Gewerbefleißes in Berlin mit einem Preis von 3000 M bedacht. Ein gemeinsam mit F. Eckert eingereichter Entwurf zum Wettbewerb für den Bau einer



Neckarbrücke in Mannheim wurde durch Ankauf ausgezeichnet. Das führte im Jahre 1888 zu seiner Berufung als Professor für Wasserbau an die Technische Hochschule in Karlsruhe und im Nebenamt an das Zentralbüro für Hydrographie und Meteorologie der Badischen Oberbaudirektion für Straßen- und Wasserbau. Hier hatte Möller Gelegenheit, den praktischen Wasserbau des Landes kennen-

zulernen, wodurch seine späteren Veröffentlichungen wertvoll befruchtet worden sind. Da Möller in Karlsruhe außer dem Wasserbau auch noch eine Anzahl Nebenfächer zu lesen hatte, die ihn von seinem eigentlichen Arbeitsgebiet abhielten, so war ihm eine Berufung an die Technische Hochschule nach Braunschweig im Jahre 1890 willkommen, da es ihm dort ermöglicht wurde, sich uneingeschränkt seinem Fachgebiet zu widmen. Es entstand alsbald sein Werk: Grundriß des Wasserbaues (2 Bände), dessen anschauliche Darstellungsweise allgemein anerkannt ist, die Erddrucktabellen und manche wissenschaftliche Abhandlung über das fließende und wellenbewegte Wasser.

Schon frühzeitig hatte Möller die Bedeutung der Eisenbetonbauweise erkannt. Nachdem Versuche mit der von ihm entworfenen Gurträgerbrücke auf dem Werkplatz der Firma Drenckhahn & Sudhop im Jahre 1894 erfolgreich verlaufen waren, wurden in den nächsten Jahren mehr als 500 Brücken

in Deutschland nach dieser Bauweise ausgeführt, nicht allein von der genannten Firma, sondern auch durch die Bauunternehmung des Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rudolf Wolle.

Auf dem Gebiete des Hafenaikbaues war Möller gelegentlich der Erbauung des Zentralhafens in Gothenborg in Schweden vom städtischen Hafenamtm herangezogen worden und als Mitglied der Kaikkommission im Jahre 1916 tätig. In den letzten Jahren bot sich ihm Gelegenheit, durch die Firma Heinrich Butzer in Dortmund an Hafenaikbauten in Holland

und an dem Entwurf zum Wettbewerb für die Überbrückung des Limfjord bei Aalborg mitzuwirken, der vom Preisgericht angekauft wurde.

Möller betont in seinen Schriften und in seinen Vorlesungen stets, wie notwendig für den Ingenieur die Kenntnis der Theorie ist, die zugleich als Bindeglied zu anderen Fachrichtungen anzusehen ist. Den Hauptwert legt er aber auf die Anwendung der Theorie bei der Lösung praktischer Aufgaben. Um dem Ingenieur hier die Wege zu ebnen, hat er die Schrift: „Kraftarten und Bewegungsformen“ verfaßt, deren zweiter Teil in Bearbeitung ist. Wo es aber für die Theorie noch an Grundlagen fehlt, hat Möller stets auf die Notwendigkeit der experimentellen Forschung hingewiesen und selbst eine umfangreiche Forschungstätigkeit ausgeübt, in der vielleicht sogar das Schwergewicht seines Wirkens zu sehen ist, und die darum noch besonderer Erwähnung bedarf.

Seiner Versuche über das Verhalten von Stützen unter Druck im Feuer ist schon gedacht worden. Möller hat als erster wohl den Gedanken vertreten, im Wasserbau in Versuchsanstalten Forschungsarbeit zu leisten und durch Versuche über Wasser- und Wellenbewegung in Versuchserinnen diesen Gedanken verwirklicht. Heute steht ihm ein besonderes Wasserbaulaboratorium an der Oker zur Verfügung, indem er seine Studierenden unterweist, und das seine liebste Arbeitsstätte geworden ist. Auf dem Gebiete des Eisenbeton hat Möller mit Unterstützung der Jubiläumstiftung der Industrie im Jahre 1907 umfangreiche Untersuchungen an Plattenträgern aus Eisenbeton vorgenommen, durch die die Berechnungsweise der amtlichen Vorschriften als richtig und ausreichend sicher nachgewiesen ist. Dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton hat Möller seit seiner Gründung angehört und tätig mitgearbeitet. Im Sommer 1922 hat er mit Unterstützung von Herrn Heinrich Butzer im Hamburger Hafen an Pfahlböcken, die zur Aufrichtung des gekenterten Dampfers Avaré geschlagen

waren, die Widerstandskraft von Pfählen gegen achsialen Zug und von Pfahlböcken gegen horizontale Kräfte untersucht. Die Ergebnisse sind im Umdruck mit zahlreichen Abbildungen allen beteiligten Stellen zugegangen. Seinem tatkräftigen Eintreten verdankt jetzt die Technische Hochschule zu Braunschweig ein Ingenieurlaboratorium, das dazu dienen soll, Lehrern wie Studierenden zu Forschungsarbeiten Anregung zu geben und ihnen die Durchführung von Arbeiten zu erleichtern.

Mit der Wetterkunde und Vorhersage hat sich Möller seit frühester Zeit beschäftigt und manches Wertvolle darüber veröffentlicht. Sein Wirken zuerst in der Österreichischen Meteorologischen Gesellschaft (1882) und hernach in der Deutschen Meteorologischen Gesellschaft, der er als beratendes Vorstandsmitglied seit 32 Jahren angehört, ist hier noch zu erwähnen. Z. Zt. ist Möller damit beschäftigt, seine seit 32 Jahren gesammelten Beobachtungen zu einer Arbeit über die Grundlage der Wettervorhersage auszuwerten.

So verdanken Technik und Wissenschaften dem Wirken von Max Möller die mannigfachsten Anregungen und wertvolle Ergebnisse. Sein Leben ist reich an Arbeit, aber auch an Freude an der Arbeit gewesen, die ja bekanntlich jung erhält. Und so steht auch heute noch Möller unter uns, als der stets arbeitsfreudige und begeisterte Jünger der Technik trotz schwerer Opfer, die ein unerbittliches Schicksal auch von ihm gefordert hat. Dafür ist ihm aber der große Wurf gelungen, sich viele Menschen zu Freunden gemacht zu haben, die ihm die Freundschaft bis heute bewahrt haben. Das ist so recht an seinem Ehrentage zum Ausdruck gekommen, an dem seine Freunde und Fachgenossen sich in dem Wunsch vereint haben, daß Möller uns noch recht lange erhalten und er sich einer ungetrübten Schaffenskraft noch recht lange erfreuen möge.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig.

RISS- UND ROSTBILDUNGEN BEI EISENBETONBAUTEN DER EISENBAHN; IHRE URSACHEN UND MITTEL ZU IHRER VERHÜTUNG.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis)*.

Übersicht. Feststellungen der Eisenbahndirektion Kattowitz und Untersuchungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Untersuchungen der württembergischen Staatsbahnverwaltung. — Untersuchungen der preußischen Eisenbahndirektionen, angeordnet durch Verfügung des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 6. März 1916. — Ergebnis dieser Untersuchungen: Äußere Einflüsse; Putzrisse; Risse in gestrichenen Flächen; Ursachen für Rostbildung; Einfluß von Probelastungen; Risse an den Ansatzstellen der Vouten bei Plattenbalken; Risse in Gewölben; schiefe Gewölbe; Bauwerke mit Flacheiseneinlagen; gute Erfahrungen. — Hauptursache der Rißbildung; Mangelhafte Ausführung. — Schlussergebnis und Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 31. 10. 1922.

Das Thema ist zum ersten Male im Jahre 1916 in der Fachwelt behandelt worden; es hat damals ziemlich viel Staub aufgewirbelt, und die Vorgänge sind wohl bekannt. Ich will ganz kurz berichten.

Im Bezirk der Eisenbahndirektion Kattowitz hatten sich im Gebiet der Eisen- und Zinkhütten an Eisenbetonbrücken über und unter den Zuführungsbahnen zu den Werken Zerstörungserscheinungen an den Außenflächen der Bauwerke gezeigt. Der im Jahre 1922 verstorbene Regierungs- und Baurat Perkuhn hatte diese Bauwerke jahrelang beobachten, die einzelnen Rißstellen und Abblätterungen aufzeichnen und deren Fortschritte verfolgen lassen, um aus diesen Beobachtungen Schlüsse auf die Ursache zu gewinnen. Einen Bericht hat er alsdann in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1916,

S. 81, veröffentlicht. An diese Veröffentlichung schloß sich eine Abhandlung vom Geheimen Oberbaurat Labes, Berlin im Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, S. 97, über die „Rißbildung und Rostbildung bei Eisenbetonbrücken, ihre Gefahr bei dauernd der Witterung ausgesetzten Eisenbetonbauten und ihre Begünstigung durch das Schwinden des Betons“.

Die Bedeutung dieses Vorkommens rief lebhaftes Interesse in den Fachkreisen hervor und führte zu eingehenden Untersuchungen über die Ursache der überraschenden Erscheinungen. Der Deutsche Beton-Verein stellte beim Deutschen Ausschuß für Eisenbeton den Antrag, einen besonderen Ausschuß zur Aufklärung der Erscheinungen einzusetzen, und er ließ selbst durch seine Mitgliedsfirmen 21 Brücken in den verschiedensten Gegenden Deutschlands besichtigen, um festzustellen, ob auch an anderen Stellen ähnliche Vorkommnisse beobachtet worden seien. Die Brückenbauten wurden eingehend auf Rißbildungen und Abblätterungserscheinungen untersucht. Die Berichte über diese Besichtigungen wurden dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton vorgelegt. Sie haben ergeben, daß an keinem der untersuchten Bauwerke Beschädigungen auch nur annähernd in dem Maße und Umfang wie bei den Kattowitzer Brücken festgestellt werden konnten. Bei der Durcharbeitung der Konstruktionen der Kattowitzer Brücken ergab sich, daß einige größere Risse auf unrichtige Konstruktion, mangelhafte Ausbildung und unsachgemäßes Verlegen der Eiseneinlagen zurückzuführen waren.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton ließ im Jahre 1916 durch den hierfür eingesetzten Unterausschuß die Kattowitzer

*) Die Ausführungen sollten den Gegenstand eines Vortrages gelegentlich der 26. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins bilden. Da die Hauptversammlung nur als geschäftliche Mitgliederversammlung abgehalten wurde, fand der Vortrag nicht statt.

Brücken besichtigen. Die Führung hatte Regierungs- und Baurat Perkuhn übernommen. Am Tage nach der Besichtigung fand in Berlin eine Arbeitsausschußsitzung statt, in der die Schlüsse festgelegt wurden, die der Ausschuß aus der Besichtigung ziehen konnte. Der Bericht ist im Zentralblatt der Bauverwaltung 1917 S. 245 unter dem Titel „Risse in Bauwerken aus Eisenbeton“ veröffentlicht worden. Er kam zu dem Schluß, daß bei Eisenbetonbauten — wohl mehr als bei anderen Bauweisen — Mängel im Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden müssen. Die Besichtigung der Bauwerke hat gezeigt, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonbauweise das ihr bisher gewährte Vertrauen auch in Zukunft verdient. Im einzelnen wurde festgestellt, daß die Ursachen der Ribbildung z. T. im Entwurf und in der Ausführung der Bauwerke lagen. Dazu kamen die Wirkungen des Schwindens des Betons. An der beobachteten Ribbildung war häufig die mangelhafte Ausführung schuld. In der Hauptsache waren aber wohl die Schwefelsäuredämpfe der Zinkhütten die Ursache der hier beobachteten außergewöhnlichen Zerstörungserscheinungen an den Bauten.

Im Anschluß an die Kattowitzer Untersuchungen hat auch die württembergische Staatsbahnverwaltung eine Anzahl von Eisenbetonbauwerken einer eingehenden Untersuchung unterzogen. Die Ergebnisse sind von Regierungsbaumeister Wörnle, Stuttgart, in „Beton u. Eisen“ 1917, Heft 17/18, 19/20, und 1918 Heft 1, 2/3, 4/5 und 6 veröffentlicht. Der Berichterstatter kam nach den sehr sorgfältigen Untersuchungen zu einem ähnlichen Befund, wie ihn die Kattowitzer Brücken ergeben hatten. Die Ursache der Ribbildung lag z. T. in fehlerhafter Konstruktion, z. T. in mangelhafter Ausführung, mag sie auf Verwendung zu porösen Betons, auf unsachgemäßes Einbringen des Betons, namentlich auch auf der Verwendung von Schlammüberzügen aus reinem Zement, die zu früh ausgeführt, abbröckelten oder trennend wirkten, oder aber auf unsachgemäßer Lage der Eisen, die teils unbedeckt, teils nur wenig überdeckt waren, beruhen. Namentlich waren die Betonierungsabschnitte Stellen, an denen leicht Risse auftraten. Die Witterung während der Bauzeit und das Setzen von Bauwerksteilen blieb natürlich bei solchen Erscheinungen nicht ohne Einfluß. Der Rostschutz der Eisen war sehr gut, wo der Beton gut war, der Schutz war schlechter, wo der Beton mangelhaft war. Ähnlich wie in Kattowitz stellte sich heraus, daß weiter von der Außenfläche liegende Eisen selbst dann nicht angerostet waren, wenn die Risse bis zum Eisen reichten. Nach dem Ergebnis der Kattowitzer Untersuchungen glaubten die Ausschußmitglieder feststellen zu können, daß auch unter sehr ungünstigen Umständen — die Luft in den Hüttenwerken von Kattowitz und Umgegend enthält besonders viel Bestandteile, die die Rostbildung befördern, vor allem Schwefelsäure — eine Überdeckung von mindestens 35 mm Stärke, selbst beim Vorhandensein von Rissen, ausreichend erscheint, um die eingebetteten Eisen vor Rost zu schützen.

Ein Bericht über die Ergebnisse der Brückenuntersuchungen der schweizerischen Bundesbahnen in „Beton u. Eisen“ 1922, Heft 20, besagt, daß dort bei den sechs im Jahre 1916 untersuchten Eisenbetonbrücken Zahl und Weite der Risse viel geringer waren, als bei den Untersuchungen von Perkuhn.

Zur Ergänzung der Untersuchungen der Rib- und Rostbildung bei Eisenbetonbrücken wurden die sämtlichen preußischen Eisenbahndirektionen durch Erlaß des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 6. März 1916 beauftragt, die wichtigsten Eisenbetonbauwerke ihrer Bezirke auf Rib- und Rostbildung zu untersuchen. Bei diesen Untersuchungen ist festgestellt worden, daß eine große Anzahl von Eisenbetonbauwerken Schwind- und Kraftrisse aufweisen, und daß die Eiseneinlagen sowohl an den Ribstellen als auch an ribfreien Stellen bei ungenügender Überdeckung durch den Beton und bei Zutritt von Schlagregen und Rauchgasen gerostet sind. Über das Ergebnis der Untersuchungen hat Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper in der Sitzung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton am 19. 11. 1921 berichtet.

In dieser Sitzung haben sich die Vertreter der Betonindustrie auf den Standpunkt gestellt, daß die Fachwelt ein lebhaftes Interesse daran hat, etwas näheres über die Untersuchungen zu erfahren, und daß es für die Baupraxis von größtem Wert ist, aus den gemachten Erfahrungen zu lernen. Mit Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper wurde deshalb vereinbart, daß die Frage im Einvernehmen mit dem Deutschen Beton-Verein weiter verfolgt werden sollte.

Die Untersuchungen, um die es sich handelt, sind ausgeführt von den ehemaligen Eisenbahndirektionen Altona, Berlin, Breslau, Bromberg, Danzig, Elberfeld, Erfurt, Essen, Frankfurt a. Main, Halle, Hannover, Kassel, Kattowitz, Köln, Königsberg, Magdeburg, Mainz, Münster, Posen, Saarbrücken, Stettin und Straßburg. Im ganzen wurden ungefähr 320 Bauwerke bezeichnet und über 200 davon sind untersucht worden. Die nicht untersuchten Brücken konnten z. T. wegen Verkehrsschwierigkeiten oder anderer durch den Krieg bedingter Umstände nicht untersucht werden. Z. T. sind sie nicht näher untersucht worden, weil sie keine Risse aufwiesen. Die Untersuchung geschah nur in einem Falle unter Verwendung des Sandstrahlgebläses. Im übrigen wurden die berußten und beschmutzten Flächen mit Wasser und Bürste gereinigt, bei nicht beschmutzten Flächen konnten die Risse z. T. auch ohne besondere Reinigung erkannt werden. Die genauere Feststellung der Risse erfolgte durch Lupen mit drei- bis vierfacher Vergrößerung. Was das Alter der untersuchten Bauwerke anlangt, so finden sich Ausführungen der verschiedensten Jahre in der Zeit von 1892—1914 darunter.

Wenn man den Ergebnissen der Untersuchungen und den Ursachen für die beobachteten Ribbildungen nachgehen will, so wird man zunächst diejenigen Bauwerke ausscheiden müssen, bei denen die Ribbildung nicht auf die Eisenbetonbauweise als solche, sondern auf äußere Einflüsse zurückzuführen ist. Von derartigen Bauwerken ist eine ganze Anzahl vorhanden.

Von zwei Brücken, deren untere Flächen nicht von Rauchgasen umspült wurden, zeigte eine Eisenbahnbrücke an der unteren Fläche kleine Stellen, an denen der Beton infolge starken Anrostens der Eisen abgesprengt war. Der Mangel wurde durch Undichtigkeit von oben verursacht. Er ist für die Standsicherheit der Brücke ohne Bedeutung und leicht zu beseitigen. Bei einem anderen Bauwerk der gleichen Eisenbahndirektion waren die beobachteten Risse auf mangelhafte Gründung des Bauwerkes zurückzuführen. Bei einer Plattenbalkenbrücke zeigte sich außer Schwindrissen nur ein Kraftriß in der Nähe des Auflagers, der nach Annahme der Eisenbahndirektion durch ungleichmäßiges Setzen der Widerlager entstanden ist. Bei einer Bogenbrücke sickerte während der Untersuchung bei Regenwetter Wasser von der Fahrbahn an sechs Stellen durch. Das eindringende Wasser hat offenbar wesentlich zur Verrostung der Eiseneinlagen, die übrigens an vielen Stellen der Unterseite sichtbar oder nur 3 mm überdeckt waren, beigetragen.

Bei einem Durchlaß, einer Plattenbalkenkonstruktion auf vielen Stützen, hat das Nachgeben des Untergrundes, der aus moorigem Sand bestand, zur Ribbildung beigetragen. Bei einer Brücke sind die Ribbildungen in der Hauptsache auf Rutschungen in den seitlichen Einschnittsmassen zurückzuführen, bei einem anderen Brückenbauwerk auf Senkungen des Widerlagers. In der Nebenöffnung einer Eisenbetonbrücke wurde die Rostbildung wesentlich durch das eingedrungene Tagewasser durch den Beton hindurch gefördert. Bei einem Lokomotivschuppen zeigten sich an der Hinterfront senkrechte Risse vom Fenstersturz bis zum Dach und auch wagerechte Risse in Höhe des Fenstersturzes, die auf Setzungen des Gebäudes zurückzuführen sind.

In vielen Fällen wurden nur Risse im Putz, also Luffrisse vorgefunden. So zeigten sich bei drei Brücken einer Eisenbahndirektion in dem 2 cm starken Putz viele feine Risse. Der Putz wurde auf einen Streifen von beschränkter Breite abgestoßen, um festzustellen, ob sich die Risse im Putz in den Beton hinein fortsetzten. Dabei konnten mit dem Vergröße-

rungsglas im Beton keine Risse mehr entdeckt werden, es handelte sich also nur um Luftrisse. Auch bei zwei Bauwerken einer anderen Eisenbahndirektion konnten die Putzrisse in den Beton hinein nicht verfolgt werden. Im allgemeinen verlaufen die Putzrisse netzartig, haben höchstens bis $\frac{1}{2}$ mm Breite und geringe Tiefe; sie reichen in keinem Falle weiter als der Putz stark ist. In Abb. 1 sind solche Putzrisse dargestellt. Das Bauwerk ist eine gewölbte Straßenüberführung, ein Drei-

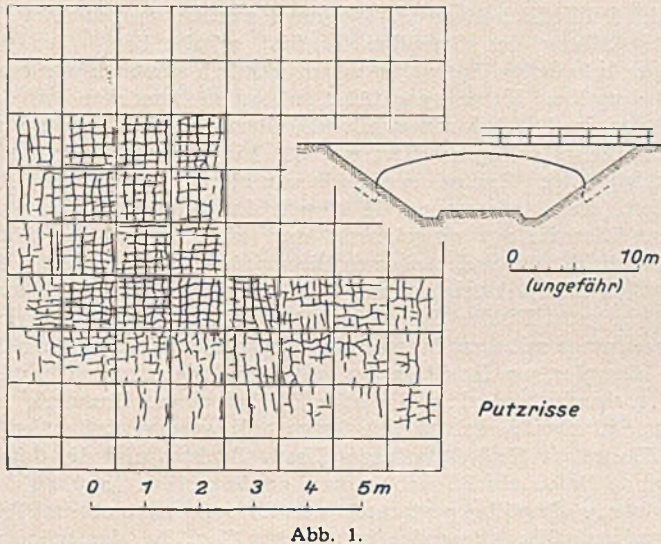


Abb. 1.

gelenkbogen mit einem Zementputz von 1 cm Stärke. Die Risse sind lediglich Putzrisse. Um dies einwandfrei festzustellen, wurde der sehr festsetzende Putz an mehreren Stellen mit Hammer und Meißel losgeschlagen. Im eigentlichen Beton waren nirgends Risse. Die Putzrisse laufen nach den Erfahrungen dieser Eisenbahndirektion fast immer parallel mit den durch die Schalung hervorgerufenen Nahtkanten und werden in fast regelmäßigen Abständen durch Querrisse verbunden. Der bauliche Zustand dieser Brücke ist gut. Nach den Wahrnehmungen an dieser und anderen Brücken hält es die betreffende Eisenbahndirektion für unzweckmäßig, eine Betonbrücke mit einer dünnen Putzschicht zu versehen, da in einer solch dünnen Mörtelschicht leicht Risse auftreten, die zu irrtümlichen Vermutungen über den Zustand des Eisenbetongewölbes führen können.

In manchen Fällen waren die Bauwerke nicht geputzt sondern statt dessen mit irgendwelchen Schutzmitteln gestrichen. Angaben sind gemacht worden über Anstriche von Inertol, Keßlerschem Bleifluat und Adioton. Diese Anstrichmittel haben gut gewirkt. Sie haben den Beton gegen die Angriffe der Rauchgase geschützt, und die Rostbildung an den Eiseneinlagen war gering. Bemerkenswert sind die Beobachtungen einer Eisenbahndirektion an einer Brücke mit einem Farbstrich. Eine im Jahre 1911 ausgeführte gewölbte Wegeüberführung hatte keinen Zementputz sondern einen Farbstrich erhalten. Bei der Untersuchung waren die Risse nicht allein dort zu erkennen, wo die Farbe durch das Sandstrahlgebläse mit abgeblasen war, sondern auch an Stellen unter der Farbe, wo nicht allzu große Verschmutzung durch Maschinenrauch stattgefunden hatte. Der Farbüberzug hatte sich in die Risse hineingesenkt, ist aber nicht tiefer in die Risse eingedrungen. Die Farbhaut ist auch bei den meisten Konstruktionsrissen (mit diesen sind Risse in der Betondeckschicht bezeichnet, die infolge zu geringer Überdeckung der Eiseneinlagen entstanden sind) infolge der ihr eigenen Dehnbarkeit nicht gerissen, im Gegensatz zum Verhalten des Zementanstrichs. Dieser ist, wie anderwärts festgestellt wurde, beim Streichen in die Risse eingedrungen, konnte aber infolge seiner geringen Elastizität gegen neu auftretende Risse keine schützende Haut bilden. Da die unter der Farbhaut leicht erkennbaren Risse den Anschein erweckten, als ob sie tatsächlich von der

Farbe ausgefüllt worden seien, wurden die Risse an verschiedenen Stellen sorgfältig aufgestemmt. Dabei zeigte sich aber nirgends ein Eindringen der Farbe. Es konnte nur festgestellt werden, daß die Risse von der Farbe hautartig überzogen waren. Bei einzelnen Konstruktionsrissen war auch die Farbhaut gerissen. Es ist dabei anzunehmen, daß diese Risse erst nach Aufbringung des Farbstriches entstanden sind und die Farbe in ausgetrocknetem Zustand nicht mehr die genügende Dehnbarkeit besaß. Farbstriche bieten also keinen Schutz gegen Risse.

In einer ganzen Reihe von Fällen wurde die Rostbildung an den Eiseneinlagen von den Eisenbahndirektionen darauf zurückgeführt, daß die Eisen schon vor dem Einbau mit leichtem Rost behaftet waren. Sie hatten vor der Verwendung einige Zeit auf dem Werkplatz oder an der Baustelle im Freien gelegen und während dieser Zeit einen leichten Rostanflug angesetzt, mit dem sie dann einbetoniert wurden. Im allgemeinen hat der Befund an den Anschlagstellen ergeben, daß auch in feuchtem Beton das Eisen nahezu rostfrei bleiben kann, wenn nur die Dichtigkeit des Betons den Luftzutritt verhindert. Der Rostansatz war am stärksten an der dem Putz oder der Außenfläche des Bauwerkes zugekehrten Seite des Eisens, er erstreckte sich bei fortgeschrittener Rostbildung in der Richtung des Risses und verlief nach beiden Seiten hin. Andererseits sind auch häufig Rostbildungen, ohne daß Risse vorhanden waren, durch Anhäufung durchlässigen groben Kieses ohne genügenden Mörtelverband oder in Nestern von porösem Beton hinreichend erklärt. Die Verrostung war also dort, wo der Beton porös war, größer als an Rißstellen in dichtem Beton, besonders wenn die Einwirkung der Rauchgase hinzutrat. Sehr wesentlich sind überhaupt die Einflüsse der Luft. In einer Gegend, in der Kalibergbau herrscht, wurde infolge des Säuregehaltes der Luft viel lebhaftere Rostbildung festgestellt, als an den übrigen Bauwerken der betreffenden Eisenbahndirektion in normaler Luft. Die Verrostungen traten ferner um so stärker auf, je schwächer die Betonschicht zwischen der Eiseneinlage und der Außenfläche war. Eine Eisenbahndirektion hat bei Eisenbetonträgern über Gleisen, die unmittelbar von Rauchgasen getroffen werden, festgestellt, daß die Eisen gerostet waren, wenn die Eisenüberdeckung kleiner als 2 cm war, einerlei ob Risse vorhanden waren oder nicht. Bei Eisenbetontragwerken, die dem Schlagregen ausgesetzt sind, also bei Randträgern, war Rost nur dann aufzufinden, wenn gleichzeitig Risse vorhanden waren. Eisenbetontragteile, die weder unter der Einwirkung der Rauchgase noch der Nässe standen, also Mittelträger, waren auch dann der Rostgefahr nicht ausgesetzt, wenn sie Risse hatten, sofern nur der Beton gut und die Eisenüberdeckung genügend groß war.

Sehr beachtenswert sind die Feststellungen, die von einer Eisenbahndirektion an zwei Bauwerken gemacht worden sind, die bald nach ihrer Herstellung Probelastungen ausgesetzt waren. Es handelte sich um zwei gleichartige Bauwerke, die von demselben Unternehmer auf Grund desselben Vertrages und nach derselben Zeichnung hergestellt waren, Balkenbrücken auf zwei Stützen. Das erste Bauwerk machte im Jahre 1914 14 $\frac{1}{2}$ Wochen nach der Betonierung der Balken und der Decke eine Probelastung durch, bei der in der rechten Seitenöffnung 75 vH, in der Mittelöffnung und in der linken Seitenöffnung 37,5 vH der rechnermäßigen Verkehrslast aufgebracht wurden. Beim zweiten Bauwerk wurde die Probelastung schon neun Wochen nach der Betonierung der Balken und der Decke vorgenommen, im übrigen in der gleichen Weise wie bei dem ersten Bauwerk. Dieses weist sehr schwere Risse auf. Die Hauptursache dieser Rißbildung ist ohne Zweifel die frühe Probelastung der Brücke. Die Seitenöffnung, die mit 75 vH der Nutzlast probelastet wurde, zeigt weit schwerere Risse wie die beiden anderen Öffnungen, die nur 37,5 vH der Nutzlast zu tragen hatten. Das zweite Bauwerk weist die meisten und größten Risse auf, weil bei ihm die Probelastung noch früher vorgenommen wurde. Auch hier weist die Seitenöffnung, die die größere Probelast zu tragen hatte, schwerere Risse auf, als die beiden anderen Öffnungen, ganz wie beim

ersten Bauwerk. Es ist dies ein deutliches Beispiel dafür, wie schädlich Probelastungen, besonders wenn sie zu früh vorgenommen werden, den Eisenbetonbauwerken werden können, und wie berechtigt es ist, daß man in die Eisenbetonbestimmungen vom Januar 1916 die Vorschrift aufgenommen hat, daß Probelastungen auf den unbedingt notwendigen Umfang zu beschränken sind.

Bemerkenswert sind Risse, die bei einzelnen Bauteilen oder Bauarten an verschiedenen Stellen beobachtet worden sind. Eine Eisenbahndirektion hat einen Durchlaß, der seinem System nach ein Plattenbalken auf vielen Stützen war und ein Eisenbetonbauwerk unter Eisenbahngleisen darstellt, untersuchen lassen. Auf einem Teil des Durchlasses ist, in der Längsrichtung gesehen, die Bodenüberschüttung nur gering. An diesem Teil sind ganz wenig Risse gefunden worden, sie waren sämtlich haarfein und mit bloßem Auge kaum zu erkennen. In dem anderen Teil, bei dem die Bodenüberschüttung hoch war, sind Risse im mittleren Teil der Felder überhaupt nicht entdeckt worden, dagegen sehr viele an den Stellen, an denen die Vouten der Plattenbalken endigen (Abb. 2). Diese Risse

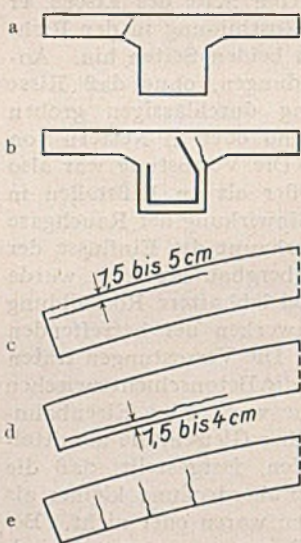


Abb. 2, a — e.

hatten alle die gleiche Form. Die Ursache der Ribbildung liegt nach der Annahme der Eisenbahndirektion in der Hauptsache in dem Nachgeben des moorigen Untergrundes und dadurch hervorgerufenen ungleichmäßigen Stützensenkungen. Die Bodenpressung wurde im Mittel zu 3,3 kg/cm² berechnet, und diese Pressung, die für den moorigen Boden viel zu hoch war, muß tatsächlich aufgetreten sein. Von einer anderen Eisenbahndirektion wurden ähnliche Risse festgestellt, wie sie in Abb. 2 unterverzeichnet sind. Diese Risse traten horizontal in der Längsrichtung verlaufend vielfach zwischen Balken und Platte auf, jedenfalls infolge teilweiser Nachgiebigkeit der Schalung oder der Schalungstützen unter den Balken gegenüber denen unter der Platte. Die Entstehung dieser Risse hat ihren Grund wohl auch in dem ungenügenden Zusammenhang zwischen Balken und Platte, verursacht durch die an der Balkenoberkante vielfach übliche Unterbrechung beim Betonieren, so daß das Schwinden des Betons später an diesen schwachen Stellen besonders zum Ausdruck kam. Hierzu kam noch die unzuweckmäßige Lage der Bügel. Durch Aufstemmen einer solchen Stelle wurde nämlich neben der Feststellung, daß die Risse sich schräg nach oben zu ins Innere fortsetzten, ermittelt, daß der senkrechte Schenkel des an der Außenfläche erkenntlichen Bügels stark nach innen zu gebogen war, anstatt in der Nähe der Balkenaußenfläche senkrecht in die Platte hineinzugreifen. Über die Gestaltung der Trageisen in der Platte sind Angaben nicht gemacht worden. Bekanntlich treten solche Ribbildungen gern auf, wenn der Anschluß zwischen Balken und Platte nicht durch entsprechende Eiseneinlagen gesichert ist.

In den Stirnseiten von Eisenbetongewölben wurden von einer Eisenbahndirektion folgende typische Risse festgestellt: Risse, die in der Nähe der Kämpfer in einem Abstand von 15–50 mm von der Oberkante des Gewölbes auftreten, also da, wo die obere Eiseneinlage sich befindet und etwa parallel zur Oberkante des Gewölbes verlaufen (c in Abb. 2). Die Eisenbahndirektion hat diese Risse als Stampfrisse bezeichnet und führt für ihre Entstehung folgende Gründe an: Bei der Ausführung von Eisenbetongewölben ist öfters festgestellt worden, daß die Arbeiter nicht immer mit der gleichen Sorgfalt und gleichmäßig stampfen, besonders nicht gegen den Kämpfer zu, wo das Stampfen wegen der Schrägstellung mit einigen

Schwierigkeiten verbunden ist. Die Folge davon ist, daß sich die über der oberen Eiseneinlage befindliche Betonschicht mit dem Beton unter der Eiseneinlage weniger gut verbindet. Diese Auffassung wird dadurch bestätigt, daß bei flachen Gewölben, bei denen das Stampfen in der Nähe der Kämpfer leichter durchzuführen ist, die Risse nicht auftraten. Es kommt hinzu, daß das Geflecht der oberen Eiseneinlage beim Stampfen in Schwingungen gerät, wodurch das Binden der Betonschicht über der Eiseneinlage mit dem Beton unter dieser erschwert wird. Schließlich kann angenommen werden, daß die Art der Fertigstellung des Gewölbes Einfluß gehabt hat. Die mit Rissen behafteten Bauwerke waren nämlich sämtlich von einer und derselben Firma ausgeführt, wobei zu bemerken ist, daß von den im Direktionsbezirk vorhandenen 60 Brücken 15 mit Rissen behaftet, 45 rissfrei waren. Die Bauweise der Firma war folgende: Zuerst wurde bis zur oberen Eiseneinlage betoniert (etwa 50 mm von Oberkante des Gewölbes), dann die obere Eiseneinlage eingebracht und zum Schluß die obere Betonschicht über der oberen Eiseneinlage einbetoniert. Inzwischen aber verstrich einige Zeit, und dies hatte zur Folge, daß ein gutes Binden der oberen Betonschicht über der oberen Eiseneinlage mit dem Beton unter dieser, besonders in der Nähe der Kämpfer, wo das Stampfen mit Schwierigkeiten verbunden ist, verhindert wurde. So ist z. B. bei einem Bauwerk von 2,4 m Stützweite nachträglich festgestellt worden, daß während des Baues ein Teil des oberen Eisengeflechtes und die darauf liegende Betonschicht nicht einmal an demselben Tage, an dem das ganze Gewölbe gestampft wurde, sondern erst am Tage darauf aufgebracht worden ist. Dieses Gewölbe, das schon im Jahre 1913 untersucht wurde, zeigte besonders große Risse, ein Beweis, daß die über der oberen Eiseneinlage liegende Betonschicht mit dem unteren Beton keine Verbindung erhalten hatte. Die Risse waren an beiden Ansichtsflächen vorhanden.

Unter d in Abb. 2 sind Risse verzeichnet, die in einem Abstand von 15–40 mm von der Unterkante des Gewölbes auftreten und ebenfalls ungefähr parallel zur Unterkante des Gewölbes verlaufen. Diese Risse waren nur da vorhanden, wo das Rundisen zu nahe an der Ansichtsfläche lag (10–15 mm). Hierdurch wird seine Verrostung und somit die Ribbildung veranlaßt.

Radial verlaufende Risse (e in Abb. 2) sind bei zwei Bauwerken und nur da aufgetreten, wo die Bügel zu nahe an der Außenfläche lagen.

Viele gewölbte Brücken haben je nach dem Alter mehr oder weniger ausgesprochene Ribbildung auf der inneren Ge-

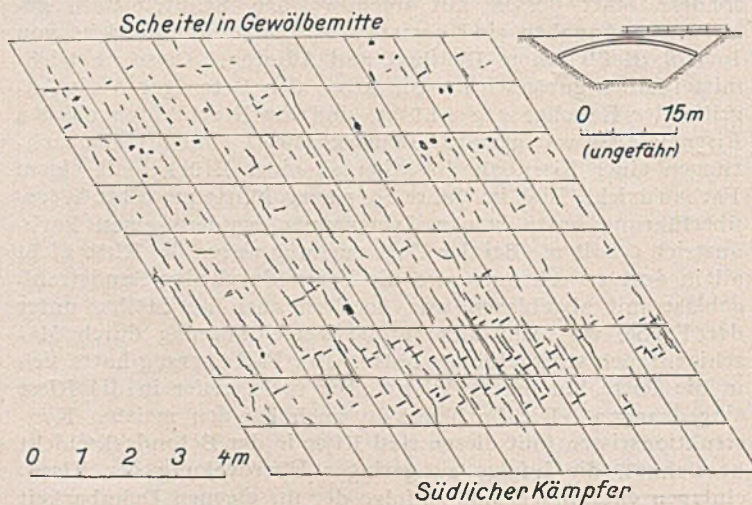


Abb. 3.

wölbeleibung gezeigt. Zuerst traten die zu den Hauptbewehrungsseisen gleichlaufenden Risse auf. Wenn dagegen die Verteilungseisen unter den Trageisen lagen, so zeigten sich Querrisse in der Richtung der Verteilungseisen früher als Längsrisse.

Der Grund für diese Ribbildungen an der unteren Leibungsfläche lag in der Hauptsache wohl an der zu geringen Betonüberdeckung der Eiseneinlagen. Da diese Risse aber außerdem in der Nähe der Kämpfer fast stets in größerer Anzahl aufgetreten sind und sich nach dem Scheitel hin verlieren, so muß geschlossen werden, daß die Herstellung des Gewölbes in der Kämpfergegend mit zu der Ribbildung beigetragen hat.

Abb. 3 zeigt typisch eine derartige Ribbildung. Die Arbeiten sind bei dieser Brücke nach dem Bericht der betreffenden Eisenbahndirektion nicht besonders sorgfältig ausgeführt worden. Die Eisenbewehrung, bestehend aus drei Tragstäben von 15 mm Durchmesser in 10 cm Abstand mit darüberliegenden Verteilungseisen von 5 mm Durchmesser in 10 cm Abstand wurde seitlich geknüpft und auf die Schalung gelegt. Sodann wurde eine dünne Lage Beton darüber geworfen und das Eisenetz soweit möglich wiederholt angelüftet, um den Mörtel unter die Eisen zu verteilen. Darauf wurde der Beton lagenweise eingebracht und gestampft, das obere Netz aufgelegt und noch eine dünne Lage Beton darüber aufgebracht und gestampft. Am folgenden Tage wurde das Gewölbe mit einem Glatzstrich versehen. Weniger im Scheitel als vielmehr nach dem Kämpfer zu zeichnen sich fast alle Trageisen an der unteren Gewölbe-

leibung durch dunkle Streifen ab. Bei genauer Untersuchung entdeckte man in allen diesen Streifen einen Riß; ausgenommen waren nur die Teile unter den Stirnmauern. Bei dem kleinen Halbmesser in den unteren Bogenhälften ist ein Lüften der Eisen, um den Beton unter die Eisen zu bringen, schwer möglich, auch federn die Eisen beim Stampfen. Das Stampfen selbst ist nicht gut durchzuführen, und so bleibt der Beton unter den Eisen locker und die Eisen liegen auf der unteren Seite vielfach hohl und frei. Die Eisenbahndirektion glaubt, daß auch der Umstand, daß unmittelbar nach dem Betonieren des Gewölbes die Oberfläche mit einem Glatzstrich versehen wurde, mit zu der Ribbildung in der unteren Fläche beigetragen hat, denn der Beton konnte von unten aus schnell austrocknen, besonders unter den Eiseneinlagen, und die Schwindspannungen konnten den Beton zerreißen. Jedenfalls waren die Teile unter den Stirnmauern, die mehr Feuchtigkeit aus dem Innern nachziehen konnten und deshalb geringere Schwindspannungen erhielten, nicht gerissen. In der Scheitelgegend des Gewölbes, wo die Eisen wegen des größeren Bogenhalbmessers gut gelüftet und der Beton besser gestampft werden konnte, waren die Leibungsrisse nur selten vorhanden. (Schluß folgt.)

NEUERE AUSFÜHRUNGEN TRÄGERLOSER PILZDECKEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft.

Die Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft HUTA hat in den letzten Jahren weitgespannte trägerlose Pilzdecken in zahlreichen Fabrikbauten und Speichern in Deutschland zur Ausführung gebracht. Der Wunsch vieler Ingenieure, nähere Angaben über die Ausbildung dieser Decken zu erhalten, veranlaßt mich, im Anschluß an den auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins gehaltenen Vortrag¹⁾ einen kurzen Bericht über die Fortschritte in der Anwendung und in der Ausgestaltung der Pilzdecken zu erstatten.

In meinem Vortrag hatte ich bereits die wichtigsten Einzelheiten der beiden trägerlosen Pilzdecken eines im Bau befindlichen Arbeiterbadehauses mitgeteilt. Ein zweites Gebäude gleicher Art, im Jahre 1923 ausgeführt, ist in Abb. 1 dargestellt; in drei Geschossen sind trägerlose Decken von je 1080 m² Flächeninhalt angeordnet, welche durch eine durchgehende Quertuge in zwei gleiche Hälften geteilt werden.

Die größte Spannweite beträgt:

in den Randfeldern	5,33 m,
in den Mittelfeldern	5,00 m.

Die Decken sind für eine Nutzlast von 350 kg/m² und eine Eigenlast des Fußbodenbelages von 350 kg/m² bemessen und haben außerhalb des Stützkopfes eine Stärke von 18 cm erhalten. Es wäre wohl möglich gewesen, ohne die zulässigen Beanspruchungen zu überschreiten, die Querschnittshöhe der Decken herabzumindern. Die größere Stärke ist aber gewählt worden, um die Steifigkeit und zugleich die Rißsicherheit zu steigern. Der rahmenartige Anschluß der Decken an die achteckigen Stützen ist aus dem gleichen Grunde mit besonderer Sorgfalt ausgebildet worden. Um die beträchtlichen Biegemomente, welche bei Belastung einzelner Felderreiben entstehen, sowohl oberhalb als unterhalb der Decken aufnehmen zu können, ist im Gegensatz zu den amerikanischen Ausführungen die Verstärkung des Säulenschaftes ziemlich tief angesetzt, die kelchartige Ausbreitung weit ausgedehnt und dem Säulenfuß eine verhältnismäßig große Grundfläche gegeben worden.

Die Lichtbildaufnahme 2 zeigt das Eisengeflecht am Stützkopf. Die Innenansicht der fertiggestellten Geschosse nach Anbringung der Einbauten ist in Abb. 3, welche die

besonders gute Ausgestaltung der Säulen und die vorzügliche Raumwirkung erkennen läßt, wiedergegeben.

Wesentlich verschieden ist die Ausbildung der Decken und Stützen eines in Glogau 1923 ausgeführten Speichers. Um einen durchgehenden Verkehr mit dem bestehenden alten Lagergebäude zu ermöglichen, mußte auch in dem Neubau, wie aus Abb. 4 ersichtlich, die Geschoßhöhe von nur 3 bzw. 2,75 m in den oberen Stockwerken beibehalten werden.

Bei der vorgeschriebenen Nutzlast von 1600 bzw. 1800 kg/m² und einer mittleren Spannweite von 5 m wären bei einer Balkendecke Unterzüge und Rahmen von verhältnismäßig großer Bauhöhe erforderlich gewesen, die eine weitere Einschränkung der nutzbaren Geschoßhöhe bedingt haben würden. Dieser Nachteil wurde durch die Verwendung trägerloser Decken vermieden. Die von der HUTA in vier Geschossen ausgeführten Decken haben trotz der erheblichen Belastung eine Stärke von nur 26 bzw. 28 cm erhalten; sie ruhen auf quadratischen Grundplatten von 2,10 m Seitenlänge und 13 cm Stärke, welche selbst von quadratischen Stützen getragen werden. Diese Querschnittsform wurde aus dem Grunde gewählt, weil bei gleichem Flächeninhalt der quadratische Querschnitt ein größeres Widerstandsmoment als der achteckige besitzt und im Hinblick auf die hohe Biegebbeanspruchung der Säulen als der zweckmäßigere zu bezeichnen ist. Da bei der außerordentlich beschränkten Geschoßhöhe und obendrein bei einem voll aufgestapelten Lagerraum eine besondere architektonische Wirkung kaum zu erzielen gewesen wäre, wurde in Anlehnung an die amerikanischen Beispiele für die Ausbildung des Stützkopfes die einfachste Formgebung als ausreichend erachtet.

Die Lichtbildaufnahme 5 zeigt die Innenansicht des zweiten Obergeschosses. Trotz der geringen Raumhöhe, trotz der fast nur einseitigen Belichtung ist durch die glatte Deckenunterseite eine auffallend gute Helligkeit erzielt worden.

Die gleichen Vorteile sind in der Innenaufnahme des Kabelwerkes Wilhelminenhof (Abb. 6) zu erkennen. Die Ausbildung und die Herstellung der trägerlosen Decken dieses Gebäudes sind bereits in meinem Vortrag beschrieben worden. Das neue Bild bringt den Beweis, daß auch bei Decken mit Grundplatte und einfachster Ausgestaltung des Stützkopfes eine gefällige Raumwirkung möglich ist, wenn die Säulen einigermaßen schlank sind.

¹⁾ Der Vortrag ist im „Bauingenieur“ 1921, Heft 14 auszugsweise wiedergegeben.

Ein zweiter Speicher, von der HUTA 1922–1923, in Spandau ausgeführt, ist in Abb. 7 dargestellt. Die Pilzdecken dieses Baues, in drei Geschossen angeordnet sind infolge ihrer beträchtlichen Spannweite und ihrer

daß die Spannweiten in den Rand- kleiner als in den Mittel- feldern und die größten Biegunsmomente in allen Felder- reihen fast gleich sind.

Während beim Kabelwerk Wilhelminenhof, wie aus der rechten Seite der Abb. 6 ersichtlich, die zur Abfangung der Abschlußwände des Treppenhauses dienenden Balken unterhalb der Decke hervortreten, konnten bei dem Spandauer Speicher die hierzu erforderlichen Verstärkungen an den in Abb. 7 mit (a) und (b) bezeichneten Stellen innerhalb der Decke selbst untergebracht werden.

Entsprechend der großen Querschnittshöhe ist auch ein besonders steifes Geflecht aus 18–22 mm starken Rundeisen verwandt worden.

Infolge der erheblichen Nutzlast und der ungleichmäßigen Spannweite der angrenzenden Felder werden die Stützen sowohl auf Biegung wie auf Achsialdruck verhältnismäßig hoch beansprucht. Sie sind daher kräftig ausgebildet, mit tief ansetzenden und weit ausreichenden kelchartigen Verstärkungen versehen und auf durchgehende Grundschwellen aufgelagert worden. Die Innenansicht in Abb. 8 zeigt, daß die Säulenabmessungen auch in architektonischer Hinsicht richtig gewählt worden sind; die

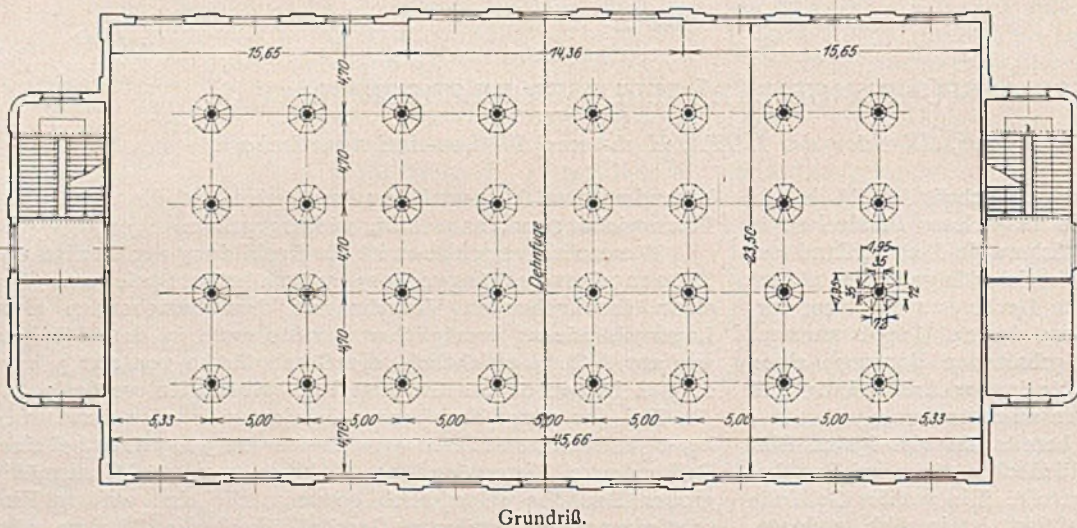
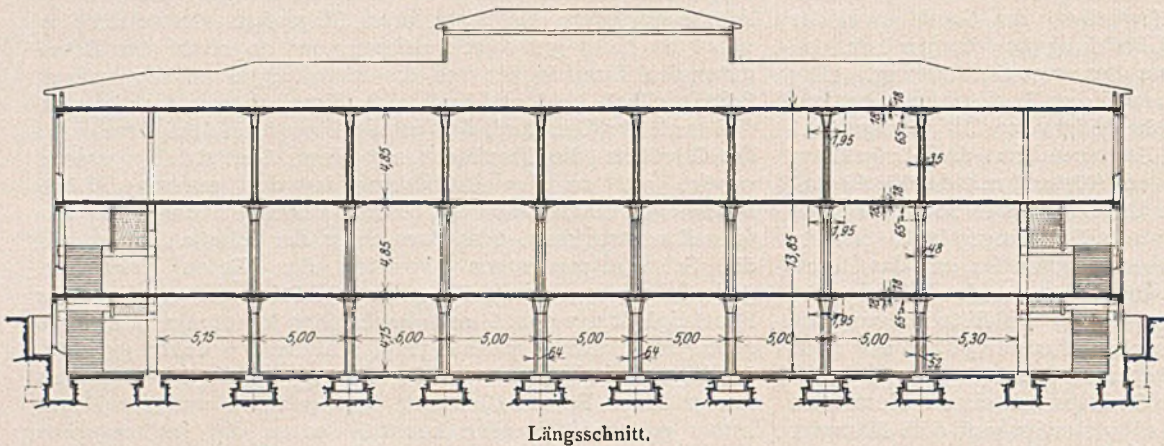


Abb. 1. Arbeiterbadehaus II.

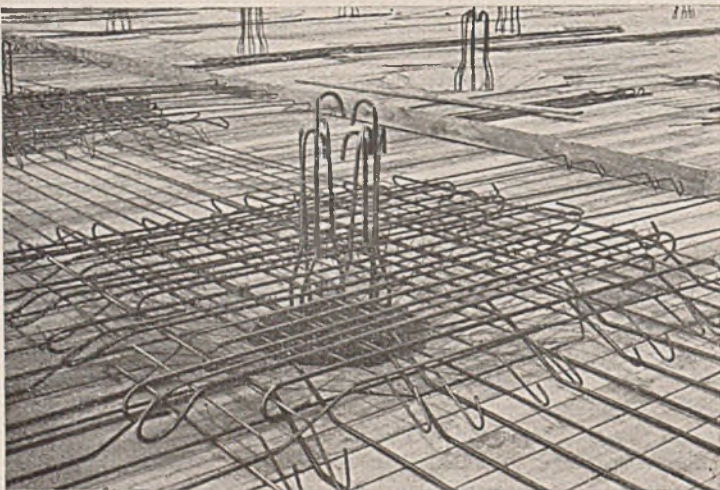


Abb. 2. Eisengeflecht des Stützkopfes.

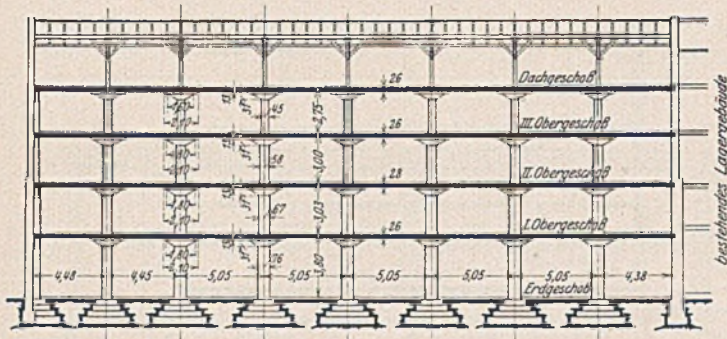


Abb. 3. Arbeiterbadehaus II

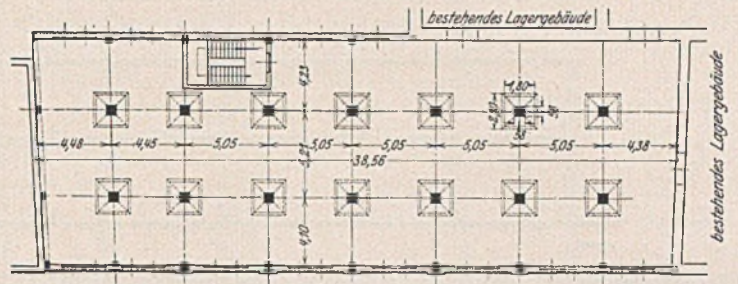
bedeutenden Tragfähigkeit besonders beachtenswert. Bei einer größten Spannweite von 6,50 m und einer Nutzlast von 2000 kg/m² haben sie eine Querschnittshöhe von 32 cm erhalten. Diese verhältnismäßig geringe Stärke reicht deswegen aus, weil die Stützen derart angeordnet wurden,

schöne Raumwirkung und die gute Belichtung treten wieder in diesem Bilde hervor.

In einem dritten Speicher, den die HUTA im vorigen Jahre in Schottwitz ausgeführt hat, sind ebenfalls trägerlose Decken eingebaut worden. Grundriß und Längsschnitt des



Längsschnitt.



Grundriß.

Abb. 4. Speicher in Glogau.

Gebäudes sind in Abb. 9 ersichtlich. Es sind zunächst nur in zwei Geschossen massive Decken hergestellt worden. Die obere Decke trägt als vorläufigen Abschluß einen hölzernen Dachstuhl, der bei einer späteren Aufstockung entfernt werden soll. Stützen und Fundamente sind bereits für die Auflast von sechs Geschossen mit massiven Decken bemessen.

Wie bei dem Spandauer Speicher ist die Spannweite in den Rand- kleiner als in den Mittelfeldern. Die Decken sind für eine Nutzlast von 1200 kg/m^2 berechnet und haben bei dem größten Stützenabstand von $5,08 \text{ m}$ eine Stärke von 26 cm erhalten.

Um dem Leser die Möglichkeit zu geben, die Einzelheiten der baulichen Ausbildung zu verfolgen, sind in Abb. 10 und 11 die Bewehrungspläne der Längs- und Querbahnen, der Gurt- und Feldstreifen und der zugehörigen Stützen dargestellt. Im Hinblick auf die hohe Nutzlast ist in den Gurtstreifen zur Aufnahme negativer Biegemomente eine durchgehende obere Bewehrung in den Mittelfeldern eingelegt worden.

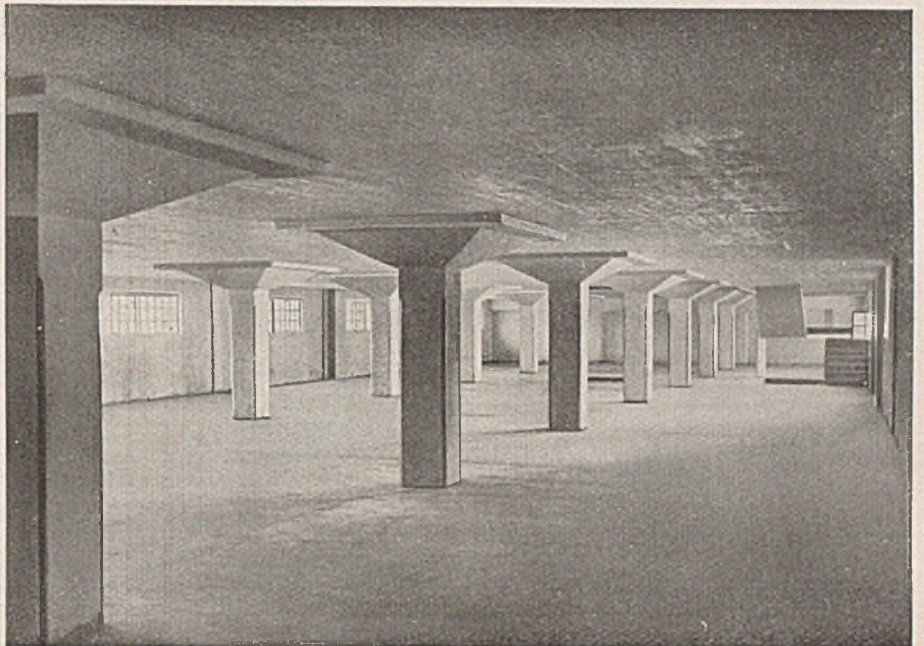


Abb. 5. Speicher in Glogau.

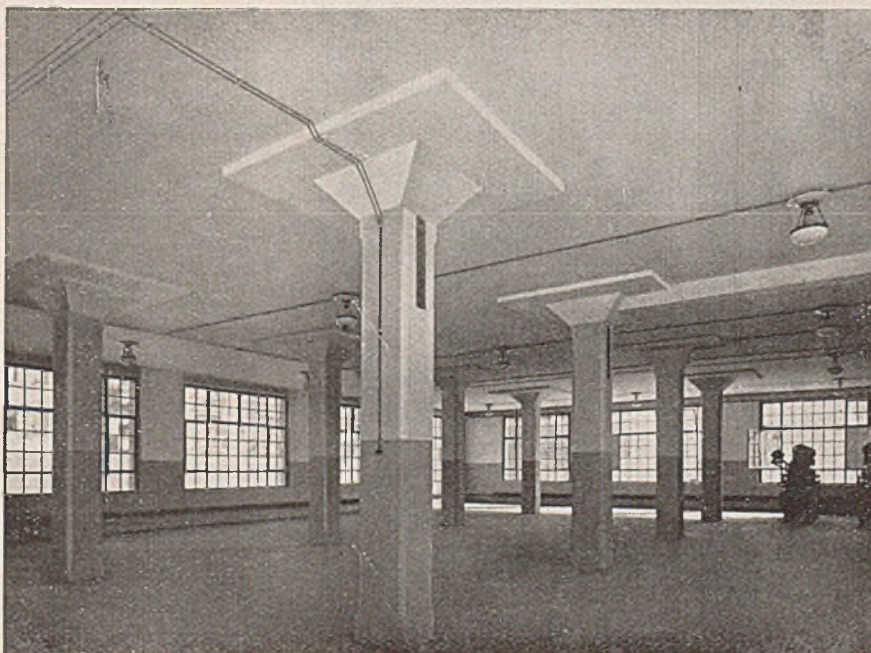


Abb. 6. Kabelwerk Wilhelminenhof.

Beachtenswert ist auch die Anordnung der Fensterstürze. Um die Fensterflächen zu vergrößern und die Belichtung zu verbessern, sind diese Stürze an den beiden Längsseiten nicht

als Unter-, sondern als Überzüge ausgebildet worden. Der Fensteranschlag liegt unmittelbar mit der Deckenunterseite bündig. Die Säulen haben die gleiche Gestalt wie beim Spandauer Speicher erhalten und zeichnen sich, wie die Aufnahme in Abb. 12 erkennen läßt, durch eine ebenso günstige Raumwirkung aus.

Die Abb. 13 zeigt eine andere Anwendungsmöglichkeit trägerloser Decken. Für das Keller- geschosß einer 1922 in Werder errichteten Maschinenhalle stand von Oberkante Fußboden bis Oberkante Decke eine Geschosshöhe von nur $2,70 \text{ m}$ zur Verfügung; um eine größere lichte Höhe zu erzielen, sind Pilzdecken von 27 cm Stärke ausgeführt worden. Bei einer Nutzlast von 1000 kg/m^2 und einer größten Spannweite von $5,48 \text{ m}$ ist diese Stärke an sich nicht übermäßig, dennoch aber größer als in den vorhin beschriebenen Bauten, weil der mehrstöckige Zusammenhang fehlt, welcher sonst durch die obere und untere Einspannung eine wirksamere Entlastung der Decken ermöglicht.

Als Gegenbild der trägerlosen Decken sind noch die bei Flachgründungen angewandten Platten zu erwähnen. In einem von der HUTA 1916 in Oels gebauten Getreidesilo ist bereits die Grundplatte als umgekehrte trägerlose Decke ausgebildet worden. Das 27 m hohe Gebäude, dessen Hauptabmessungen aus Abb. 14 und 15 ersichtlich sind, belastet bei voller Füllung

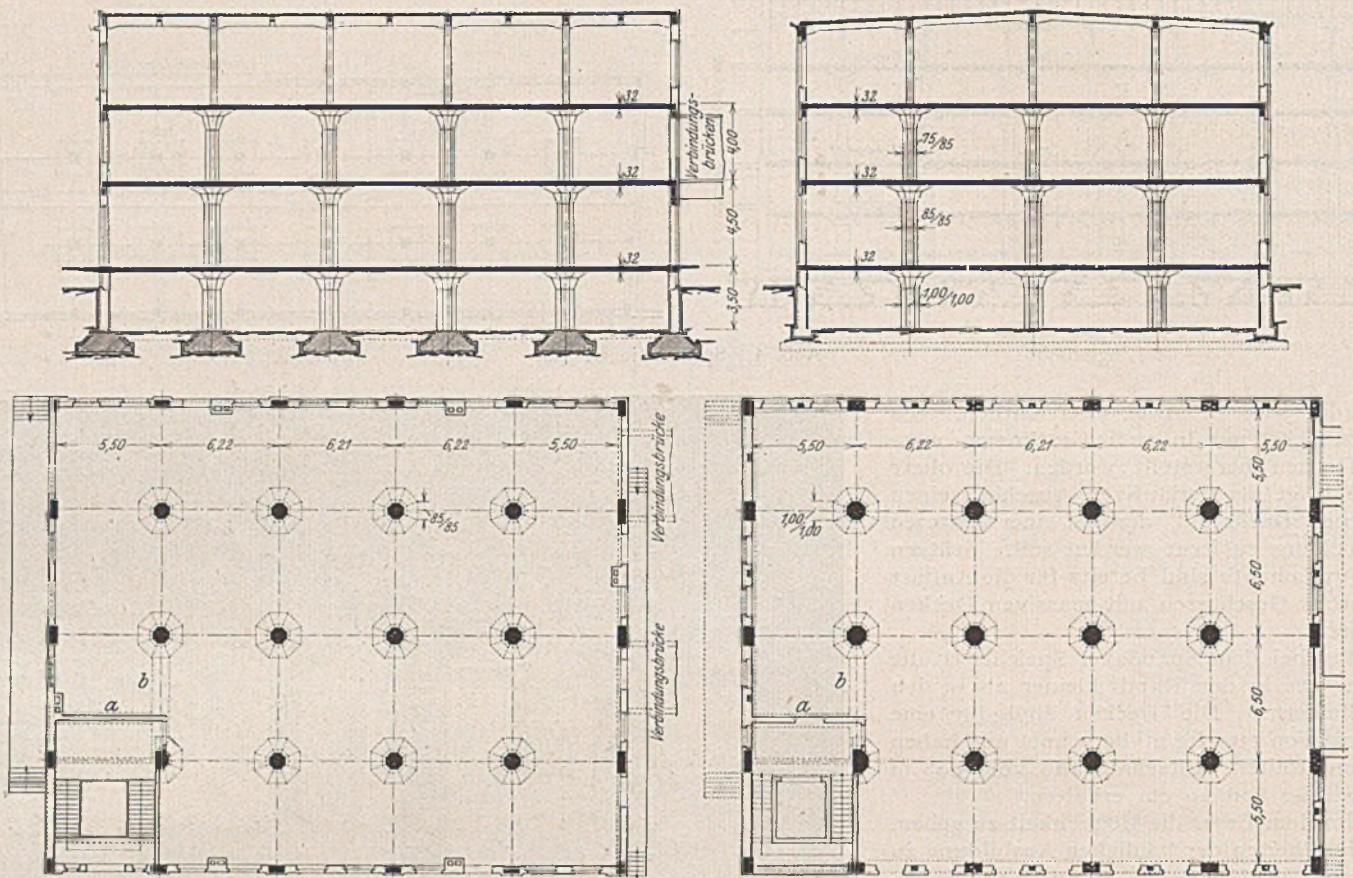


Abb. 7. Speicher in Spandau.

den Baugrund mit einer Pressung von $2,27 \text{ kg/cm}^2$. Die Grundplatte hat nach Abzug ihres Eigengewichtes einen Auftrieb von 21000 kg/m^2 aufzunehmen und ist bei einem Säulenabstand von $3,90 \text{ m}$ nur 68 cm stark. Trotz der verhältnismäßig kleinen Querschnittshöhe bleibt die Beanspruchung der Platte unter den sonst üblichen Spannungen, weil selbst bei Füllung einer einzigen Zelle alle angrenzenden Felder der Grundplatte belastet sind und die sonst bei trägerlosen Decken ungünstigen einseitigen Lastverteilungen überhaupt nicht entstehen können. Im Gegensatz zu den Biegemomenten sind aber bei der erheblichen Auflast der Säulen die reinen lotrechten Scherkräfte in der nächsten Umgebung der Stützen durchaus beträchtlich; um die Scherbeanspruchungen zu vermindern, wurde daher die Auflagerfläche durch eine sockelartige Verstärkung der Säulen vergrößert.

Die vorstehende Beschreibung gibt wohl einen ausreichenden Überblick über die vielseitigen Anwendungs- und Gestaltungsmöglichkeiten der trägerlosen Decke. Die Grundlagen der Berechnung und der Querschnittsbemessung sind

deswegen nicht erörtert worden, weil die wichtigsten Ergebnisse der wissenschaftlichen Untersuchungen über die Formänderungen und Beanspruchungen dieser Decken in dem Vortrag²⁾, den ich bei der 22. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1919 in Nürnberg gehalten habe, bereits mitgeteilt worden sind. Der Leser, welcher sich mit diesen Fragen eingehender befassen und vor allen Dingen wissen möchte, wie weit es gelingen kann, mit Hilfe einfacher Verfahren den Ergebnissen der genauen Berechnung möglichst nahezukommen, findet in dem Buch des Verfassers³⁾ die erforderlichen Unterlagen.

Ich möchte nur noch auf die so häufig aufgeworfene Frage, ob die trägerlosen Decken den üblichen Balkendecken auch in wirtschaftlicher Hinsicht überlegen oder nur gleichwertig sind,

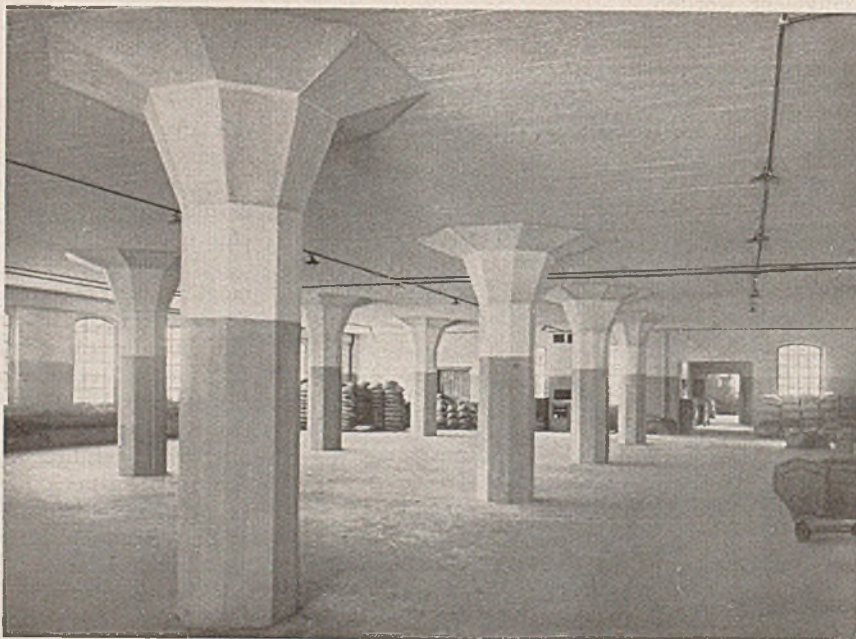


Abb. 8. Speicher in Spandau.

schafflicher Hinsicht überlegen oder nur gleichwertig sind,

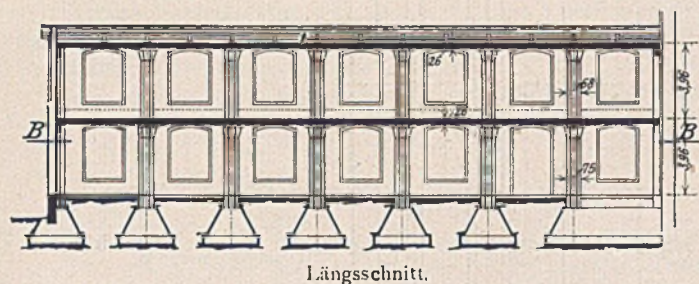
²⁾ Der Vortrag ist in den Mitteilungen der „Bauzeitung“ 1919 Nr. 23 und 24 teilweise veröffentlicht.

³⁾ Dr.-Ing. H. Marcus, „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecke“. Jul. Springer, Berlin, 1924.

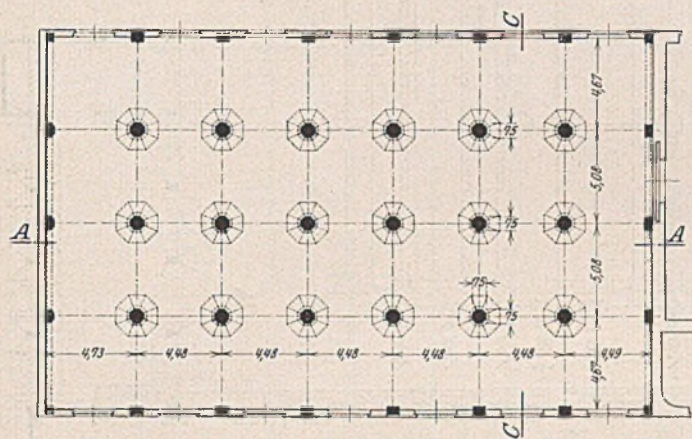
kurz eingehen. Bei Beantwortung dieser Frage müssen Baustoffbedarf, Preise und Löhne in Betracht gezogen werden. Der Vergleich liefert für die glatten Decken sicherlich die

Bei den amerikanischen Ausführungen werden der Querschnittsbemessung verhältnismäßig niedrige Werte der Biegemomente und hohe Beanspruchungen zugrunde gelegt; hierdurch wird eine weitgehende Einschränkung der Deckenstärke und des Baustoffbedarfes ermöglicht.

Wird beispielsweise für den vorhin beschriebenen Schottwitzer Speicher die Querschnittshöhe der Decken mit Hilfe der in den amerikanischen Vorschriften empfohlener Formeln ermittelt⁴⁾, so erhält man bei einer Gesamtbelastung von 1870 kg/m² und einer Spannweite von 5,08 m eine Decken-



Längsschnitt.

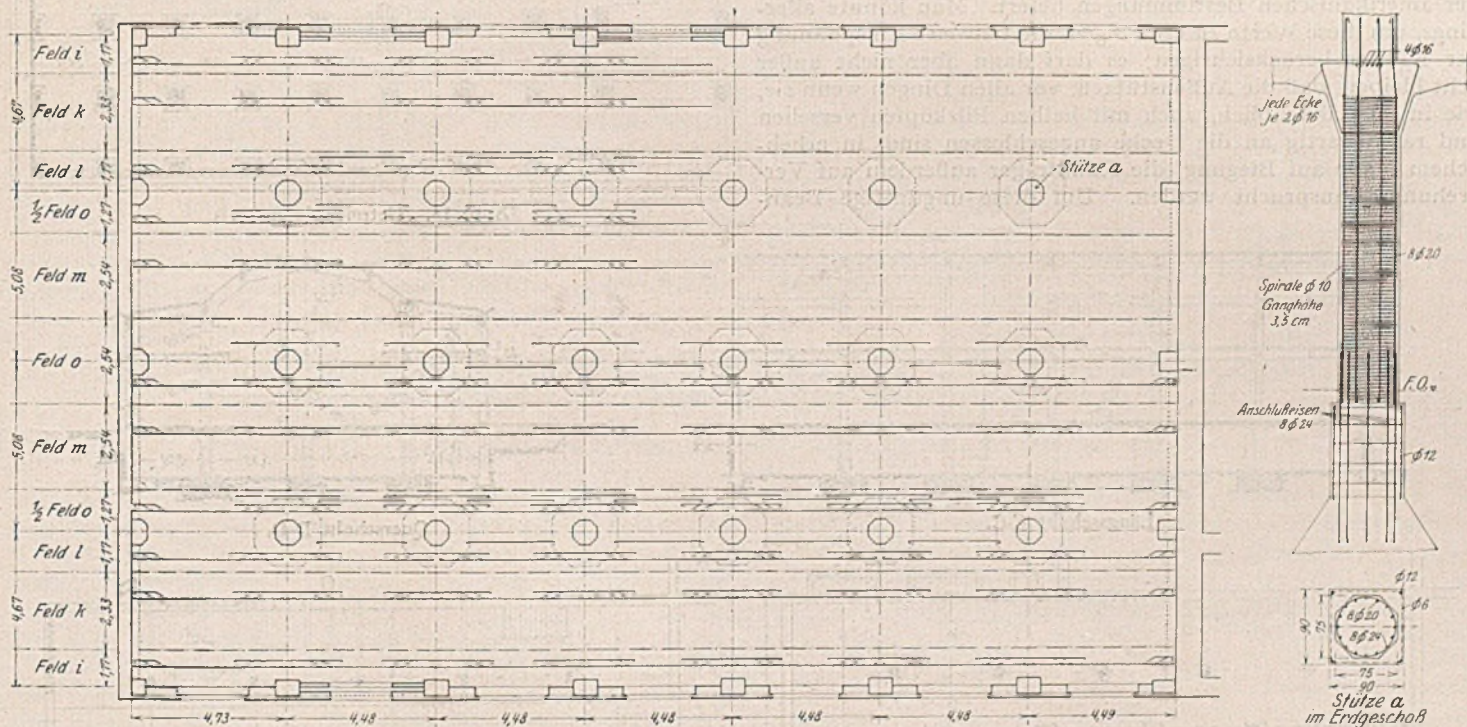


Grundriß.

Abb. 9. Speicher in Schottwitz.



Abb. 12. Speicher in Schottwitz.



Bewehrung der Längsbahnen.

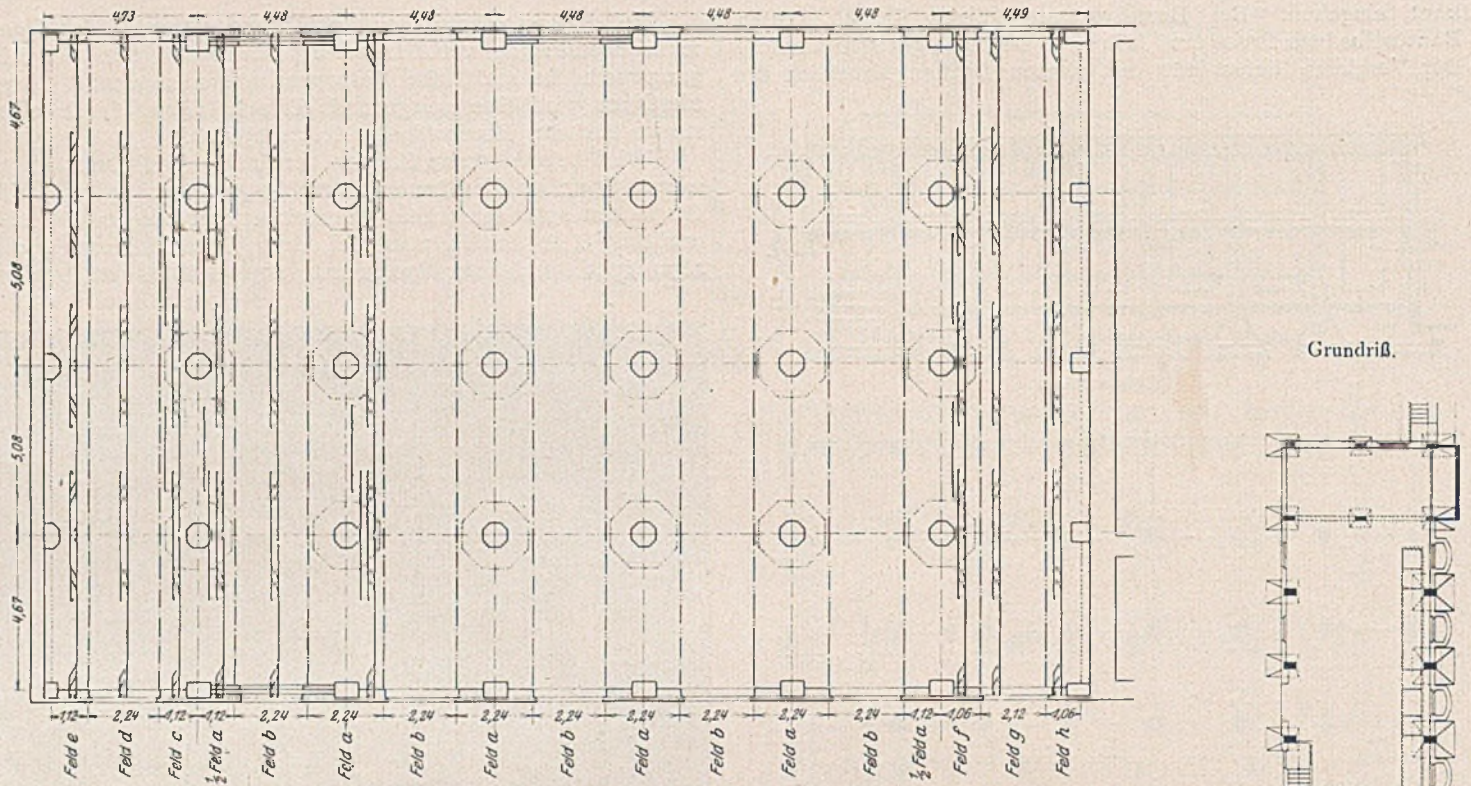
Abb. 10. Speicher in Schottwitz.

günstigeren Ergebnisse, wenn, wie in Amerika, den niedrigeren Baustoffpreisen hohe Löhne gegenüberstehen.

Da in Deutschland umgekehrt die Baustoffpreise verhältnismäßig höher als die Löhne sind, hängt die Wirtschaftlichkeit der trägerlosen Decke wesentlich vom Baustoffbedarf, und dieser wiederum von der Schärfe der Berechnung und von der Wahl der zulässigen Spannungen ab.

stärke von nur 19,7 cm, während die Decke tatsächlich in einer Stärke von 26 cm ausgeführt werden mußte. Die größere Querschnittshöhe ist zunächst durch den Umstand bedingt,

⁴⁾ Die diesbezüglichen Vorschriften sind in Vol. XLVII, Nr. 6 der Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1921, veröffentlicht und nach der Besprechung von W. Nakonz im Zentralblatt der Bauverwaltung, 1921, im Betonkalender 1924, Seite 363—372 wiedergegeben.



Bewehrung der Querbahnen.
Abb. 11. Speicher in Schottwitz.

daß die schärfere Berechnung auf Grund der Plattentheorie für die Momente der Randfelder größere Werte als diejenigen der amerikanischen Bestimmungen liefert. Man könnte allerdings, um diese Werte zu ermäßigen, die teilweise Einspannung der Ränder berücksichtigen; es darf dann aber nicht außer acht bleiben, daß die Außenstützen, vor allen Dingen wenn sie, wie in Amerika üblich, auch mit halben Pilzköpfen versehen und rahmenartig an die Decke angeschlossen sind, in erheblichem Maße auf Biegung, die Randträger außerdem auf Verdrehung beansprucht werden. Um diese ungünstige Bean-

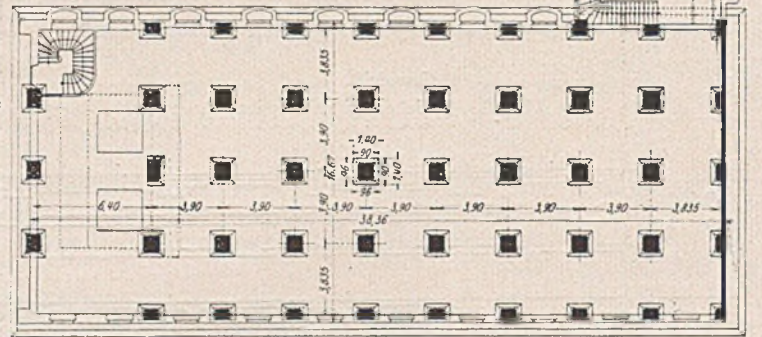
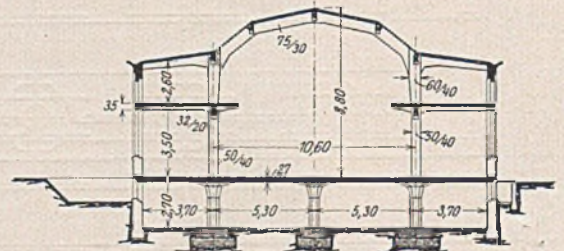


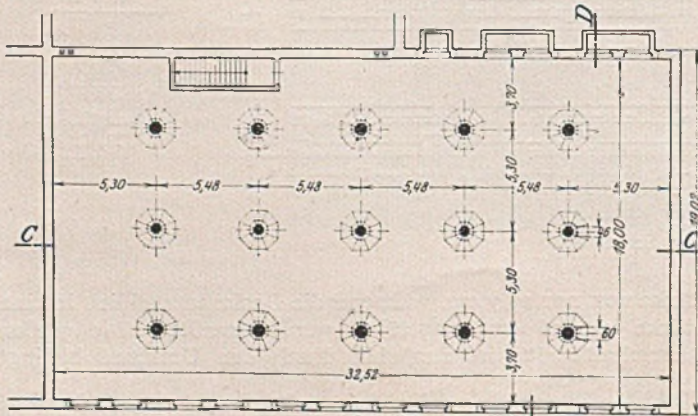
Abb. 14. Getreidesilo in Oels.



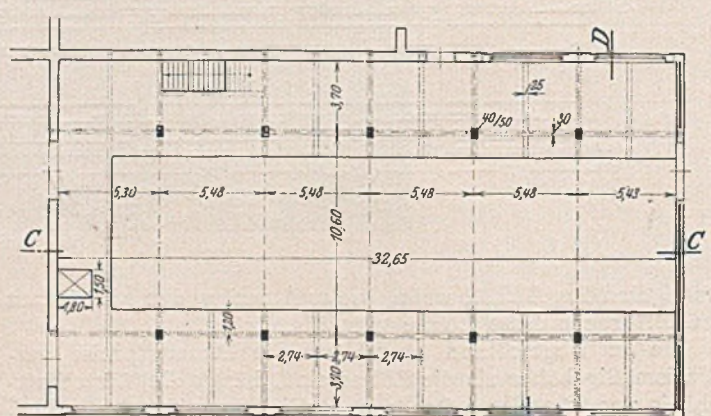
Längsschnitt C-C.



Querschnitt D-D.



Grundriß A-A.



Grundriß B-B.

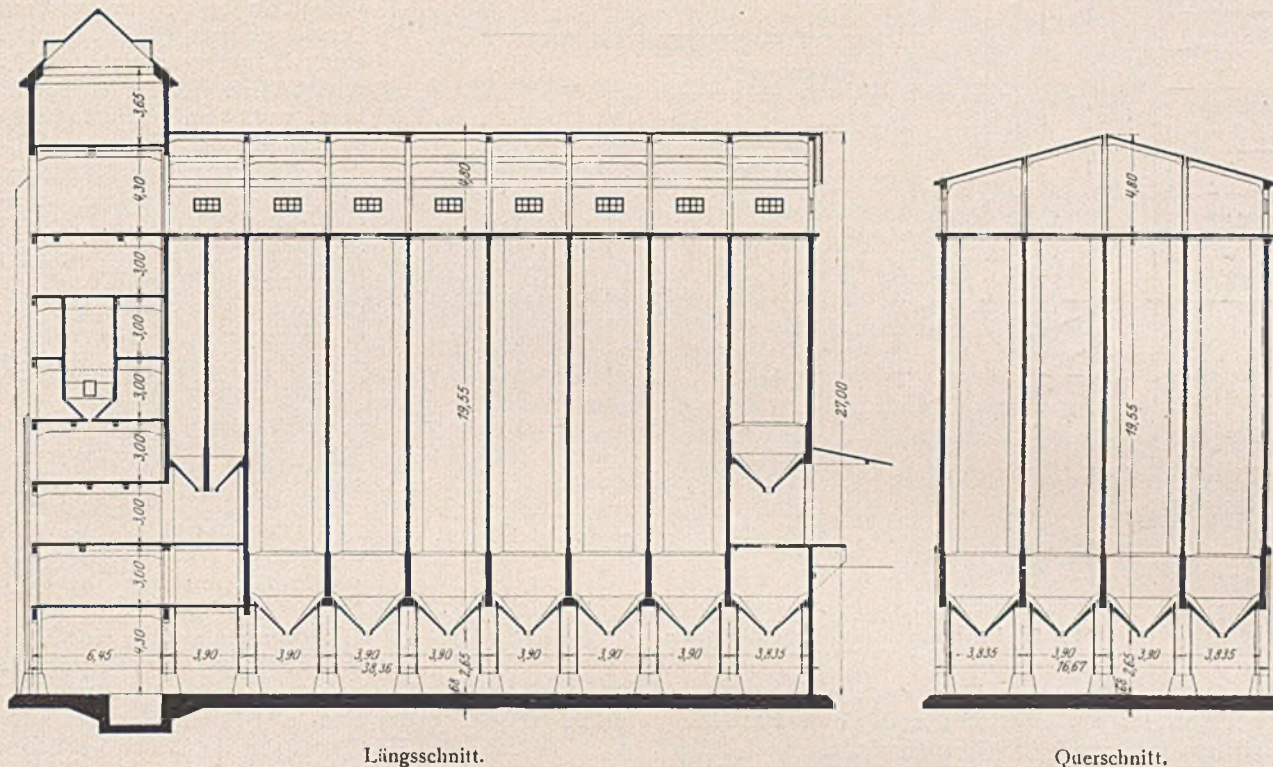
Abb. 13. Maschinenhalle in Werder a. H.

spruchung zu vermeiden, erscheint es vorteilhafter, die Außensäulen als Pendelstützen auszubilden. Bei den Ausführungen der HUTA wurden aus diesem Grunde in den Umfassungswänden meistens Säulen mit breitem Querschnitt und ohne kelchartige Erweiterung angeordnet. Eine Verringerung der Momente in den Randfeldern wurde andererseits durch die Verkleinerung der Spannweite erstrebt.

Da eine gute Ausführung eine einwandfreie Berechnung

spannungen bis zu $\frac{1}{10}$ seiner Festigkeit, also mindestens $56-60 \text{ kg/cm}^2$ gestatten, könnte es kaum gerechtfertigt werden, in Deutschland eine weit schärfere Berechnung zu verlangen und zugleich Spannungen von nur 40 kg/cm^2 als statthaft zu betrachten.

In den Verhandlungen des vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton eingesetzten Unterausschusses für Pilzdecken habe ich bereits auf die Notwendigkeit wiederholt hingewiesen, die



Längsschnitt.

Querschnitt.

Abb. 15. Getreidesilo in Oels.

voraussetzt und die Wirtschaftlichkeit nicht an eine Unterschätzung der wirklichen Anstrengung der Platte gebunden sein darf, so wird man zumindest fordern dürfen, daß bei einer schärferen Untersuchung eine größere Freiheit in der Wahl der zulässigen Spannungen zugestanden wird. Wenn die amerikanischen Vorschriften, trotz der offensichtlich zu niedrigen Werte der Biegemomente, für den Beton Druck-

Wahl der zulässigen Beanspruchungen besser im Einklang mit der Genauigkeit der Untersuchung zu bringen. Wird uns die Möglichkeit gegeben, die Grenzwerte der Spannungen näher an die in Amerika üblichen Größen zu rücken, so werden die technischen und zugleich auch die wirtschaftlichen Vorzüge der trägerlosen Decke in viel häufigeren Fällen ihre Verwendung gestatten.

VERWENDUNG VON BETON UND EISENBETON ZUR ERNEUERUNG EINER UNDICHT GEWORDENEN GASBEHÄLTERSOHL.

Von Dipl.-Ing. Holzappel der Bauunternehmung Rud. Wollé, Leipzig.

Im Jahre 1911 errichteten die „Technischen Werke der Stadt Leipzig“ auf dem Gelände des Gaswerkes I den freistehenden dreiteilig teleskopierten eisernen Gasbehälter Nr. XI mit einem Fassungsvermögen von $65\,000 \text{ cbm}$. An der Stelle, auf welche der Behälter zu stehen kam, befand sich vorher ein kleinerer Behälter, und man war genötigt, zur Vermeidung ungleicher Setzungen mit der Sohle bis in Höhe des gewachsenen Bodens, der sich ungefähr in Grundwasserhöhe befand, herabzugehen. Auf dem teils anstehenden, teils eingebrachten Kies und Sand wurde als unmittelbare Unterlage für den

eisernen Boden ein Gemisch aus ausgekochtem Teer und Koksasche, die auf dem Gaswerke gewonnen worden waren, eingebracht. Im Laufe der Zeit stellte sich heraus, daß der eiserne Boden durch Rostanfressung von unten her undicht geworden war, was man dem schädlichen Einfluß von Ammoniakabscheidungen zuschrieb, die entweder aus dem verseuchten Grundwasser oder der Unterlagsschicht herrührten. Die Verwaltung sah sich daher Anfang 1923 gezwungen, die 2180 m^2 große Sohle des vorhandenen Behälters einer Erneuerung zu unterziehen.

Die Meinungen über die Art und Weise der Erneuerung

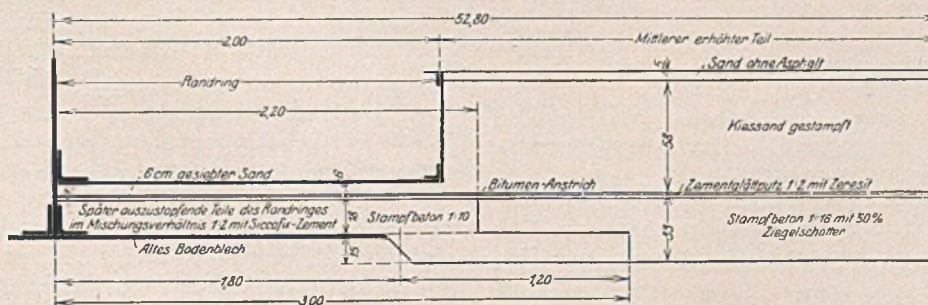


Abb. 1. Ausbetonierung der Behältersohle.

gingen zunächst stark auseinander, da einerseits von der Firma, die s. Zt. den eisernen Behälter aufgestellt hatte, das Einbringen einer neuen eisernen Sohle vorgeschlagen wurde, während der von Herrn Kommerzienrat Dr.-Ing. Wölle eingereichte Entwurf den Ersatz der eisernen Sohle durch eine elastische Eisenbeton-

beton im Mischungsverhältnis 1 : 16 mit etwa 50 vH bauseitig geliefertem Ziegelschotter in einer Stärke von 33 cm eingebracht wurde. Bei der Betonschicht unter dem Randring mußten radiale Streifen ausgespart werden, um die Vernietung der aufzubringenden Eisenplatte zu ermöglichen.

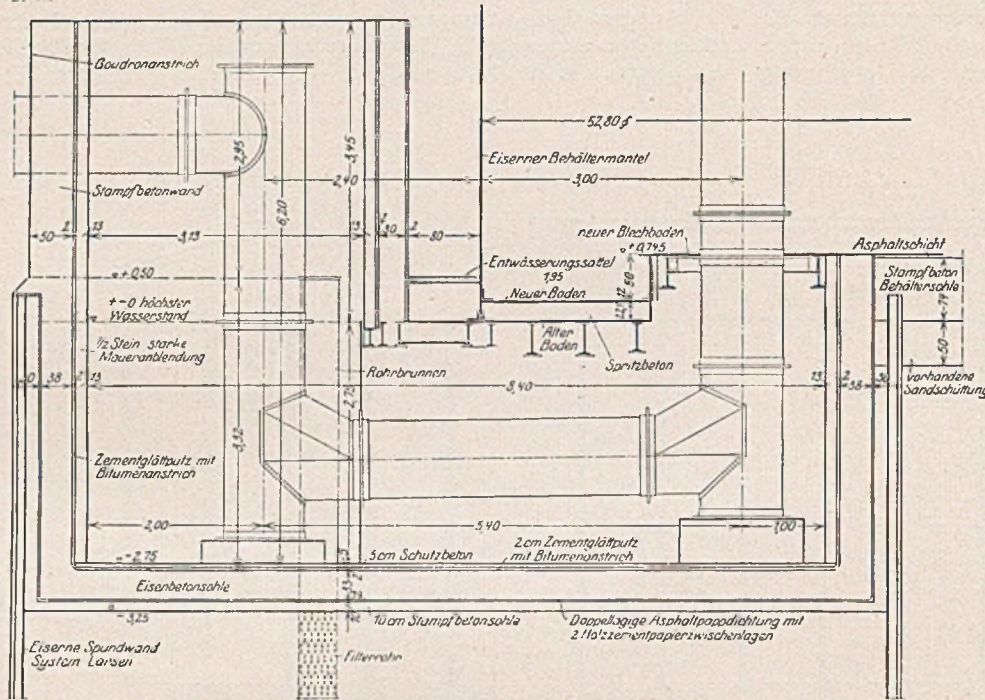


Abb 2. Längenschnitt durch die Rohrgrube

sohle vorsah, die auf etwa 40 cm Höhe in den eisernen Ringwänden des Behälters emporgezogen und unter Beachtung der erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen in eine innige Verbindung mit diesen gebracht werden sollte, wobei gleichzeitig beabsichtigt war, die alte Unterlage aus Teer und Koksasche auch unter dem Randring zu entfernen.

Die Ausführung dieses Vorschlages, der eine einwandfreie technische Lösung darstellt und außerdem den Vorzug verhältnismäßiger Billigkeit hatte, scheiterte nach längeren Verhandlungen schließlich daran, daß von der städtischen Verwaltung teilweise Bedenken gegen die Sicherheit eines wasserdichten Anschlusses des Eisenbetons an der Eisenwand vorgebracht wurden, obgleich die Bauunternehmung Rud. Wölle sich bereit erklärte, die behördlicherseits geforderte volle Gewähr für die Wasserdichtigkeit auf fünf Jahre zu übernehmen. Die Stadt verlangte aber darüber hinaus, daß die ausführende Firma für den Fall etwa auftretender Undichtigkeiten außer der Erneuerung der Sohle die Erstattung aller mittelbaren Schäden tragen sollte, die sich aus den Betriebsstörungen und dergl. ergeben könnten, was von der Firma jedoch grundsätzlich abgelehnt werden mußte. Zur Ausführung kam schließlich der aus der Abb. 1 ersichtliche und unten näher beschriebene bauseitige Entwurf, bei dem Beton und Eisenbeton in Verbindung mit der eisernen Sohle als Dichtungsmittel Verwendung fanden.

Der alte vorhandene eiserne Boden wurde entfernt und die darunter befindliche Schicht von Teer und Koksasche bis auf die erforderliche Tiefe zur Einbringung einer Stampfbetonschicht in wechselnder Stärke ausgehoben. Unter dem Randring kam Zementkiesbeton in 18 cm Stärke zur Ausführung, während unter dem Mittelteil des Bodens Zement-

Umschließung der Baugrubegerammt, die gleichzeitig den Zweck hatte, einen Teil des Erd- und Wasserdruckes aufzunehmen und die nach der Fertigstellung im Boden geblieben ist. Es zeigte sich bald, daß die Wasserhaltung mit nur einem Filterrohr nicht möglich war; es mußte ein zweiter Brunnen an-

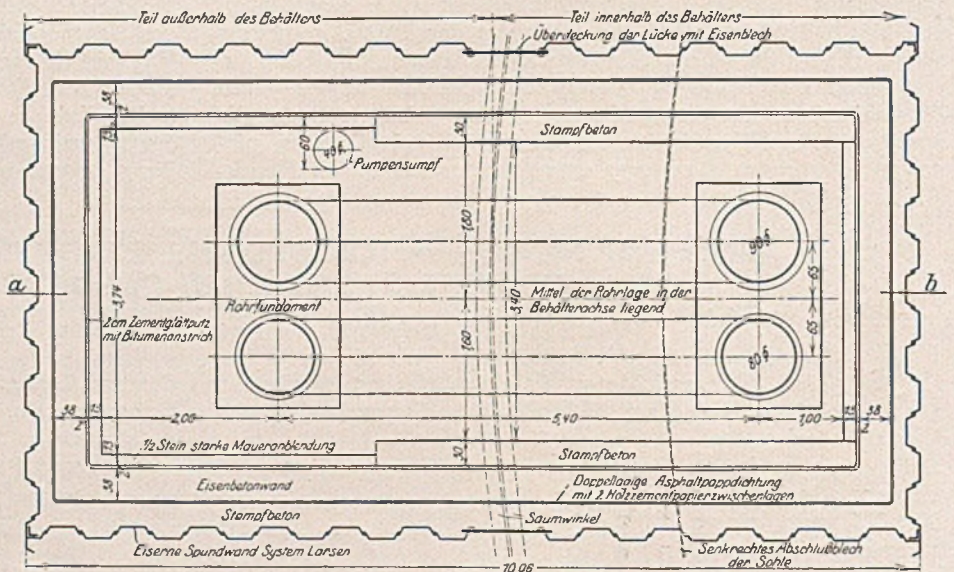


Abb. 3. Grundriß unterhalb der Behältersohle.

gebracht werden, der nach der Fertigstellung wieder entfernt und zugefüllt wurde, während das erste Rohr stehengeblieben ist, so daß ständig der Wasserstand geprüft werden kann. Eine Packlage von etwa 20 cm Stärke wurde als Unterlage für die 10 cm starke Stampfbetonsohle eingebracht, die senkrecht an den Spundwänden hinaufgezogen und durch eine doppelte Asphaltpappe mit zwei Holzzementpapierzwischenlagen abgedichtet worden ist. Die eigentliche Sohle bzw. die Umfassungswände bestehen aus Eisenbeton, der

bei der Sohle eine Stärke von 33 cm, bei den Umfassungswänden eine solche von 38 cm besitzt. Auf dem Eisenbeton befindet sich ein 2 cm starker Zementglättputz mit Bitumenanstrich, der in dem Teil der Grube außerhalb des Behälters durch eine einen halben Stein starke Maueranblendung geschützt wird, während an den Längsseiten innerhalb der Grube diese Schutzschicht aus 30 cm starkem Stampfbeton besteht, der gleichzeitig zur Aufnahme der eisernen I-Träger dient, welche die Balkenlage für den an dieser Stelle über die

Grube hinweggehenden eisernen Behälterboden bilden. Zwischen den alten und neuen eisernen Boden wurde über der Grube eine Betonschicht eingestampft. Der offene, außerhalb des Behälters befindliche Teil der Rohrgrube ist zum Abschluß überdacht worden.

Bis jetzt hat der sowohl für die Abdichtung des Behälterbodens, als auch für die Herstellung der wasserdichten Rohrgrube verwendete Beton bzw. Eisenbeton den an ihn gestellten Anforderungen vollkommen genügt.

DIE FRANZÖSISCHEN ZEMENTE MIT HOHEM TONERDEGEHALT.

Von Dr.-Ing. Lothar Zimmermann, Karlsruhe.

Das Interesse der Zement verbrauchenden Kreise richtet sich in den letzten Jahren auf ein neues Fabrikat, welches unter der Bezeichnung „Ciment électrique, ciment fondu“ in den Handel kommt. Dieser Schmelzzement ist geeignet, die Zweckmäßigkeit der Einführung von hochwertigen Spezialzementen zu erweisen; denn einerseits scheint die volle Gleichmäßigkeit der Materialeigenschaften durch das angewandte Fabrikationsverfahren gewährleistet zu sein, andererseits hat der Schmelzzement für bestimmte Anwendungsgebiete so entschiedene Vorzüge, daß er den Portlandzement daraus verdrängen muß und in Frankreich z. T. auch schon verdrängt hat.

Es ist der Zweck des vorliegenden Aufsatzes, die bisher zugänglich gewordene Literatur über den Schmelzzement zusammenzufassen und eine Übersicht der wesentlichen Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten zu geben.

Wir folgen zunächst einem Vortrage des Franzosen Jules Bied, welcher im Jahre 1908 den Schmelzzement erfunden hat und später von der „Académie des Sciences“ den Preis „Caméré“ erhielt, welcher alle zwei Jahre einem um den Fortschritt der Baukunst verdienten Ingenieur zuerteilt wird¹⁾.

Als Tonerdezemente nach Bied sind alle Zemente zu bezeichnen, bei denen $\frac{w_0(C_aO + M_gO)}{w_0(A_{12}O_3 + S_iO_2)} < 1$, wobei außerdem der Prozentgehalt der $A_{12}O_3 > S_iO_2$ sein muß. Die chemische Zusammensetzung schwankt stark:

S_iO_2 . . . 5–15 vH $F_{e2}O_3$. . . 10–15 vH
 $A_{12}O_3$. . . 45–35 vH C_aO . . . 40–35 vH.

Das als $F_{e2}O_3$ angegebene Eisen ist immer enthalten als F_eO , $F_{e3}O_4$ oder metallisches mit Hilfe des Magneten trennbares Eisen.

Die Tonerdezemente sind auf der Suche nach einem gegen Meerwasser und sulfathaltiges Wasser beständigem Bindemittel entdeckt worden, nachdem man eine Reihe von Zerstörungen an gewöhnlichem Portlandzementbeton durch diese Agentien beobachtet hatte. Nach Vicat sollen Zemente mit dem oben angegebenen Modul sulfatbeständig sein. Durch Vermehrung der Kieselsäure wäre infolge der Abnahme der hydraulischen Eigenschaften das Ziel nicht zu erreichen; es bleibt also nur die Vermehrung der Tonerde im Zement übrig. Die Herstellung der Tonerdezemente erfolgt bis heute nur durch Schmelzung, während die Herstellung durch Sinterung bisher nicht gelang.

Die Tonerdezemente sind durch alle in Betracht kommenden Agentien praktisch unzersetzbar, wie seit 1908 viele Jahre hindurch ausgeführte Versuche erwiesen haben. Auf der Strecke Nizza–Coni wurden im Jahre 1916 bei Tunnelbauten Tonerdezemente mit allen andern Zementen bezüglich der Sulfatwasserbeständigkeit verglichen. Erstere widerstanden nicht nur allein dem schädlichen Wasser, sondern man konnte sogar Anhydrit ($CaSO_4$) als Zuschlagsmaterial verwenden!

Besonders bemerkenswert ist, daß der Schmelzzement nicht schnell bindet (Abbindebeginn nach 2 Stunden, Abbindeende nach 4–5 Stunden) und bereits nach 24–28 Stunden vollständig erhärtet ist.

¹⁾ Bulletin de la Société d'Encouragement pour l'Industrie nationale; Januar 1923.

Festigkeit von Normenmörtel:

Nach	Zugfestigkeit		Druckfestigkeit	
	Portland-Zement kg/cm ²	Schmelz-zement kg/cm ²	Portland-Zement kg/cm ²	Schmelz-zement kg/cm ²
3 Tagen	12	30	80	300
7 „	20	35	150	400
28 „	25	40	200	500

Die Festigkeit von Beton aus 350 kg Zement, 400 l Sand und 800 l Kies ist gleich groß oder größer als diejenige von plastischem Mörtel 1 : 3.

Ein derartiger Zement kann unvergleichliche Dienste leisten bei Arbeiten im Meer. Bereits 3 oder 4 Tage nach ihrer Herstellung können die Betonblöcke im Wasser versenkt werden; dies bedeutet eine gewaltige Ersparnis an Baugelände bei Hafengebäuden.

Sehr rasches Ausschalen ist möglich; 48 Stunden nach Abbinden des Zementes konnte eine Brücke mit 12 t belastet werden. Eine gewaltige Ersparnis an Verschalungsmaterial wird erzielt. Außerdem kann das tote Gewicht des Bauwerkes herabgesetzt werden, und es kommen nunmehr Konstruktionen in Betracht, die man früher nicht wagen konnte.

Bereits zahlreiche Arbeiten sind mit Tonerdezement ausgeführt worden, z. B.:

- Einrammen von Pfählen bereits 3 Tage nach ihrer Herstellung;
- Bau von Hallen für Luftschiffe und Lokomotivremisen durch Lossier;
- Kaminbauten durch Pelabeuf;
- Caissons durch Sainrapt und Brice, die am Tage nach ihrer Herstellung gebrauchsfertig waren;
- Maste für elektrische Leitungen durch die Gesellschaft für Betonverwertung- und die Gesellschaft für Herstellung eiserner Maste;
- Konstruktion von Balken in Häusern durch Gebrüder Perret (rasches Ausschalen).

Die Gesellschaft für Verkehrswesen in Paris verwendet mit Erfolg Tonerdezement zum Bau der Straßenbahnen und erzielt dadurch eine beträchtliche Verkürzung der Betriebsstockungen.

Während des Krieges wurde der Zement zu Bodenplatten für die Kanonen verwendet.

Zu hoher Wasserzusatz setzt die Anfangsfestigkeit herab. Die Gußrinnen sind gut anzufeuchten und der Mörtel, dessen Temperatur sich beim Abbinden erhöht, muß 1 oder 2 Tage lang vollständig feucht gehalten werden. Plastische Konsistenz ist am meisten zu empfehlen.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert das Aufbringen von Tonerdezement auf Unterlagen aus gewöhnlichem Zement oder aus Tonerdezement selbst. Die Oberflächen müssen abgebürstet, aufgeraut und gewaschen werden. Jede Vermischung mit anderen Zementen oder mit Kalk ist strengstens zu vermeiden, da 3 vH Portlandzement oder 1 vH Kalk bereits die Eigenschaften des Schmelzzementes verändern. Betoniergeräte aller Art müssen rein sein.

Die Herstellung erfolgt im Wassermantel-Kupolofen in kontinuierlichem Betrieb und mit leicht vorgewärmter Gebläseluft. Die Schwierigkeit dabei ist, daß das Eisenoxyd des Bauxits reduziert und in einen 0,6 vH Kohlenstoff enthaltenden Stahl verwandelt wird, und daß die Ofentemperatur sehr hoch gehalten werden muß, um diesen Stahl im Schmelzfluß zu erhalten.

Auch die Herstellung im elektrischen Ofen hat ihre Schwierigkeiten, weil der Widerstand der Kalkaluminat sehr hoch, nämlich viermal so groß ist als derjenige der Silikate. Ferner muß man von gebranntem Kalk ausgehen und nicht von Calciumkarbonat, weil sonst entsprechend der Gleichung $\text{CO}_2 + \text{C} = 2\text{CO}$ die Elektroden stark leiden.

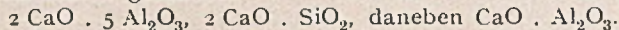
Weitere Schmelzmethoden (Verwendung von Rotieröfen) sind in Vorbereitung und man kann hoffen, daß sich der Herstellungspreis bedeutend wird herabsetzen lassen.

Nach Angaben von Jules Dautrebaude²⁾ soll die Brenntemperatur etwa 1500° C betragen. Als Rohmaterialien werden Kalk und Bauxit verwendet. Die Anwesenheit von Eisen und von Silikaten im Bauxit ist niemals schädlich, so daß man für die Fabrikation rote und kieselsäurereiche Bauxite verwenden kann, die zur Herstellung feuerfester Materialien nicht brauchbar sind. Das Rohmaterial wird dosiert, zerkleinert und gemahlen, ganz ähnlich wie bei der Portlandzementfabrikation. Die Klinker besitzen eine dunkle Farbe und sind sehr hart, bisweilen enthalten sie metallisches Eisen als Knollen eingeschlossen.

Physikalische Eigenschaften des Schmelzzementes:

	Portlandzement	Schmelzzement
Farbe	grünstichig-grau	bläulich-grau schieferfarbig
Raumgewicht	1,200 kg	1,000 kg
Spezifisches Gewicht	3,1	3,0

Untersuchungen in Amerika sind von Spackman (Engineering News-Record vom 18. Mai 1922) und von Bates (Bureau of Standards, Washington, 27. September 1921) ausgeführt worden. Bates hat seine (im Laboratorium hergestellten Zemente im Polarisationsmikroskop geprüft und folgende Konstituenten gefunden:



Nach Bates bildet sich beim Abbinden $3 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ unter Abscheidung von $\text{Al}(\text{OH})_3$.

Nach Dautrebaude²⁾ entspricht die Zusammensetzung des Schmelzzementes der Formel: $(\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3) + 0,40 (2 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2)$. Die Behauptung von Bates, der Schmelzzement sei nicht salzwasserbeständig, ist entschieden irrig.

Versuche über armierten Beton mit Tonerdezement sind in Paris im Laboratorium „des Ponts et Chaussées“ und in Lausanne gemacht worden.

Professor Paris in Lausanne hat Versuche angestellt mit armierten Betonkörpern und gefunden, daß bei einem Wasserzusatz von 90 vH der Zementmenge bereits am zweiten Tage die Festigkeit 40 vH ihres eigenen Wertes geringer war als mit 65 vH Wasserzusatz. Er hat ferner den Herstellungspreis des Betons pro kg/cm^2 Druckfestigkeit in Tausendstel Centimes (Schweizer Währung) berechnet:

	Nach: 2 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Portlandzement . .	2,60	2,66	2,22
Tonerdezement . .	2,92	2,08	1,95

Paris hat auch den Elastizitätskoeffizienten des Tonerdezementes bestimmt und im Mittel $360\,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ gefunden, welche Zahl mit den Ergebnissen des Laboratoriums „des Ponts et Chaussées“ übereinstimmt. (Nähere Angaben fehlen.) Der Bruch von Eisenbetonbalken erfolgte stets infolge Überschreitung der Elastizitätsgrenzen des Eisens.

Ganz im Gegensatz zu den Erscheinungen beim gewöhn-

lichen Portlandzement treten keinerlei Sprünge auf und der Bruch vollzieht sich plötzlich, ohne vorherige Anzeichen. Der Balken bricht unter spitzem Winkel, ohne zu zersplittern oder selbst unter der Lupe irgendwelche Risse zu zeigen.

Der Tonerdezement ist also viel elastischer als der Portlandzement. Vielleicht wäre die Verwendung von höherwertigem Stahl angezeigt. Jedenfalls könnte man die Abstände der Träger vergrößern und z. B. bei gewöhnlichen Böden zu quadratischen Feldern übergehen, wodurch eine große Verringerung der Herstellungskosten erzielt wird.

Die Zukunft des Tonerdezementes wird als glänzend bezeichnet. Besondere Vorteile wird er beim Straßenbau bieten an Stelle von Portlandzement durch die geringe Verkehrsstörung von nur 48 Stunden. Wenn, wie sehr wahrscheinlich ist, der Preis des Schmelzzementes später nicht höher kommen wird als etwa das Doppelte des Preises für Portlandzement, wird man ihn in großen Mengen auch für die großen Arbeiten in armiertem Beton verwenden, im sulfatwasserhaltigen Gelände usw.

Über die in Frankreich bereits produzierte Menge Tonerdezement gibt C. Eckel einige Auskunft³⁾.

Edwin C. Eckel aus Washington hatte bereits während des Krieges die Verwendung des Schmelzzementes in Frankreich durch eigene Praxis kennengelernt; er hat sich nunmehr von Mai bis Juli 1923 im Auftrage der führenden Portlandzementfabrikanten Amerikas aufs neue über den Stand der französischen Schmelzzementindustrie an Ort und Stelle unterrichtet. Die Fabrikation stellt heute nach 15 jähriger Entwicklung einen verwickelten Prozeß dar, der im wesentlichen geheimgehalten wird und mit den Verfahren nach den ursprünglichen Patenten nicht mehr viel Ähnlichkeit hat. Die Produktion betrug in Frankreich im Jahre 1923 bereits etwa 350 000 Faß, sie wird 1924 gegen 450 000 Faß betragen, also bereits etwa 7 vH der gesamten französischen Portlandzementproduktion. Da der Preis des Zementes beträchtlich hoch ist (in Paris z. B. fast genau dreimal so hoch als für guten Portlandzement), so ist nach C. Eckel in den nächsten 10 Jahren nach vorsichtiger Schätzung eine Produktionssteigerung über 10 vH der erzeugten Menge Portlandzement kaum zu erwarten.

Außer in Frankreich beschäftigen sich auch in England große Firmen mit der Erzeugung des Schmelzzementes, letztere sogar unter Verwendung von eingeführtem Bauxit.

Weitere Einzelheiten sind folgenden Literaturstellen zu entnehmen:

1. Deutsche Originalarbeiten über tonerdereiche Zemente und über den französischen Schmelzzement:

K. Endell: Über tonerdereiche Zemente. Prot. d. Vereins deutscher Portl.-Zem.-Fabr. 1919. (Hier auch Hinweise auf die Arbeiten von Killig und Schott.)

Nitzsche: Der französische Ciment fondu (electrique) Zement 1923. S. 142.

A. Hummel: Über Volumenveränderungen, die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portlandzement und hochwertigem Tonerdezement. Der Bauingenieur 1924.

Das Ergebnis ist, daß auch die erwähnten deutschen Arbeiten die mit wenigen Einschränkungen von Bied gemachten Aussagen über die hervorragenden bautechnischen Eigenschaften des französischen Schmelzzementes im wesentlichen bestätigen.

2. Zahlreiche Referate finden sich in folgenden Zeitschriften:

Der Bauingenieur 1923, S. 57, und 1924, von Dr. L. Zimmermann. 1923, S. 345 von Dr. A. Hummel.

Zement 1922, S. 524; 1923, S. 68 von Dr. Platzmann. 1922, S. 185 von Wernecke.

Beton u. Eisen 1922, S. 275; 1923, S. 271 von A. Troche. Metallbörse 1923, Nr. 51, S. 2051.

Der Steinbruch 1923, S. 94. Heft 9/10.

²⁾ Revue de Chimie Industrielle 1923.

³⁾ Engineering News Record 1923 vom August, S. 347.

DIE BUNKER- UND KESSELHAUSBAUTEN FÜR DAS GROSSKRAFTWERK FORTUNA IN FORTUNAGRUBE, KREIS BERGHEIM-ERFT, DER RHEIN. ELEKTR. WERK IM BRAUNKOHLREVIER A.-G., KÖLN.

Von Dipl.-Ing. Paul Halbach der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf.

Das Rheinische Elektrizitätswerk im Braunkohlenrevier errichtete in den Jahren 1921/22 auf der Braunkohlengrube Fortuna in Fortunagrube, Kreis Bergheim-Erft, ein Großkraftwerk von 160 000 KW und übertrug der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf-Köln, die Beton- und Eisenbetonarbeiten der zwei großen Kesselhäuser von je 95 m Länge, 40 m Breite und 42 m Firsthöhe nebst Entschungsanlage, Pumpenhaus, Zerkleinerungsanlage, Wasserturm und Wohlfahrtsgebäude zur Ausführung.

Wie aus Abb. 2 — 4 ersichtlich ist, gliedert sich je ein Kesselhaus in zwei seitliche Bauten zur Aufnahme je einer Kesselgruppe und den mittleren Teil, bestehend aus einer Reihe von Hochbunkern. Jede Kesselgruppe setzt sich zusammen aus 7 Steilrohrkesseln von je 650 m² Heizfläche mit den bekannten Treppenrost-Feuerungen, die den Brennstoff mechanisch aus den in der Mitte liegenden Hochbunkern zugeführt erhalten; für die vorhandenen 4 Kesselgruppen hat man Kessel von 4 verschiedenen Systemen gewählt, so daß jede Gruppe 7 Stück gleicher Art enthält. Die Hochbunker jedes Kesselhauses fassen den Kohlenbedarf der vorhandenen 14 Kessel für die Dauer von 48 Stunden. Die Braunkohle wird im Tagbau der Grube Fortuna gewonnen und, nachdem sie eine Zerkleinerungsanlage mit Verteilungsstation durchlaufen hat, mittels Förderbändern direkt den Bunkern zugeführt. Die Verteilungsstation leitet einen Teil der geförderten Kohlen sofort in Eisenbahnwagen ab und kann bei plötzlicher Stilllegung des Kraftwerkes die gesamte Brennstoffmenge zum Versand übernehmen.

Wie schon erwähnt, wurden die Kesselhäuser fast vollständig in Beton- und Eisenbeton hergestellt und nur die äußeren Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk mit Pfeilervorlagen zur Auflagerung der eisernen Dachbinder des eigentlichen Kesselraumes errichtet. Die Dachdeckung des letzteren besteht aus Falzziegeln auf eisernen I-Trägerpfetten. Zur Versteifung der schlanken Umfassungswände, die noch durch zahlreiche, hohe Fenster in ihrer Standfestigkeit geschwächt sind, läuft in Traufhöhe rings um das Gebäude ein starker Eisenbetonträger, der gleichzeitig als Fenstersturz ausgebildet ist.

Die Tragkonstruktion der Kessel wird gebildet aus starken Stampfbetonsäulen, die oben als Unterkonstruktion für die Aschentrichter eine durch zahlreiche Öffnungen unterbrochene Eisenbetonplatte tragen. Die E.B.-Rippen und Träger dieser

Tragplatte sind aus Nutzgründen nach oben gelegt und ermöglichen so eine leichte Ausbildung der Aschentrichter, die durch Ausstampfen mit Leichtbeton ihre Form erhalten und dann als Feuerschutz mit einer Schicht aus Schamottesteinen abgedeckt sind. Alle Säulen der Kesselstühle sind für sich einzeln in Stampfbeton gegründet.

Ganz aus Eisenbeton errichtet ist die mittlere 40 m hohe Bunkerkonstruktion in beiden Kesselhäusern. Auf 4 mächtigen Säulen ruht jede der 7 riesigen Bunkerzellen, deren konstruktive Durchbildung besonderes Interesse bietet. Infolge des durchweg sehr guten Baugrundes ließen sich die gewaltigen Bunkerlasten durch stark bewehrte Einzelfundamente für je zwei benachbarte Säulen in den Boden überführen.

Ausgehend von dem Gedanken, für jeden der beiden gegenüberliegenden Kessel je eine Bunkerzelle für den Bedarf von 48 Stunden Heizdauer anzuordnen, hatte man anfänglich

die Anordnung zweier Zellen in der Querrichtung vorgesehen, die durch eine gemeinsame Scheidewand getrennt sind. Bei der konstruktiven Durchbildung verzichtete man schließlich aus

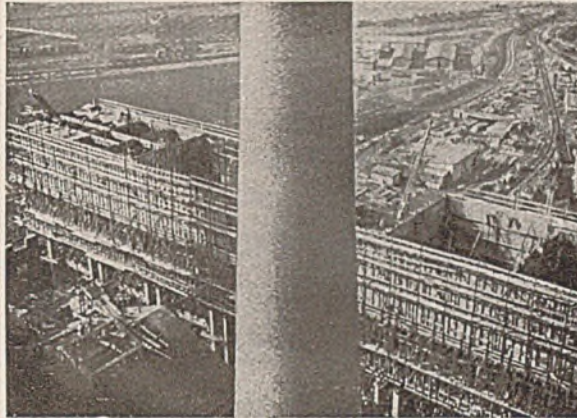


Abb. 1. Vogelschau-Bauaufnahme 1922.

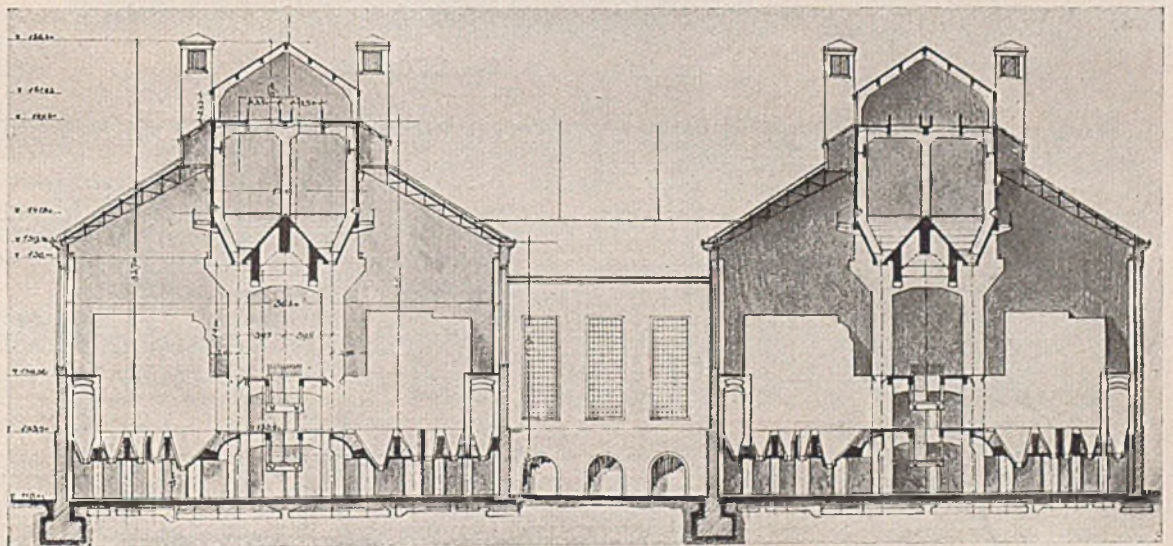


Abb. 2. Querschnitt durch beide Kesselhäuser.

betriebstechnischen Gründen auf die versteifende Trennwand und erhielt so eine Einzelzelle für zwei gegenüberstehende Kessel von 1000 t Fassungsvermögen bei einer Grundrißfläche von 12 x 12 m. Diese gewaltigen in 25 m Höhe tronenden Behälter erforderten natürlich eine starke, statisch wohldurchdachte Trag- und Versteifungskonstruktion um so mehr, als auch mit einer hohen Windbeanspruchung gerechnet werden mußte.

Auf drei mächtigen, übermannshohen Längsträgern ruht die mittlere Hauptlast des Bunkers, während beiderseits an der Außenseite statt besonderer Träger die Längswände des Bunkers zu Traggliedern für senkrechte Kraftwirkung ausgebildet sind. Dadurch, daß die 3 hohen Mittelträger in der sattelförmigen Aussparung zwischen den Trichterausläufen unter-

gebracht sind, wird ihre außergewöhnliche Größe für das Auge wesentlich gemildert, während durch das Fehlen besonderer seitlicher Längsträger die Zugänglichkeit der Trichterausläufe gewahrt bleibt. Zwischen den Säulen spannen sich gewaltige, der Trichterform sich anpassende Querrahmen, denen die

Längswänden der Bunker sind innen und außen Bedienungstege angeordnet, von denen der mittlere, deshalb auch massiv ausgebildete, als Versteifungsträger gegen Ausknicken der stark belasteten Bunkerwände dient. Der äußere Steg ermöglicht die Bedienung der Stocherlöcher, d. h. der Öffnungen am

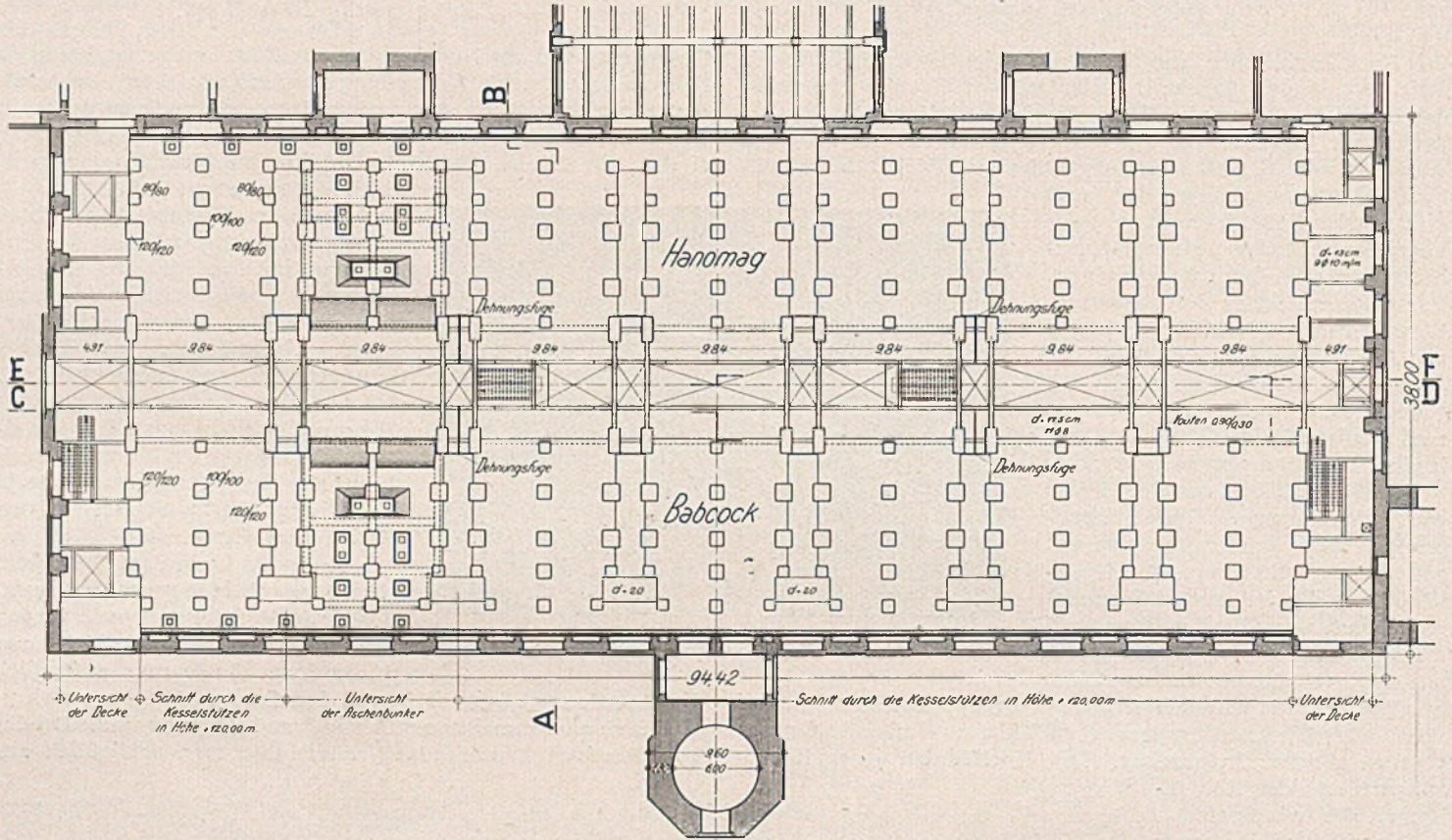


Abb. 3. Grundriß.

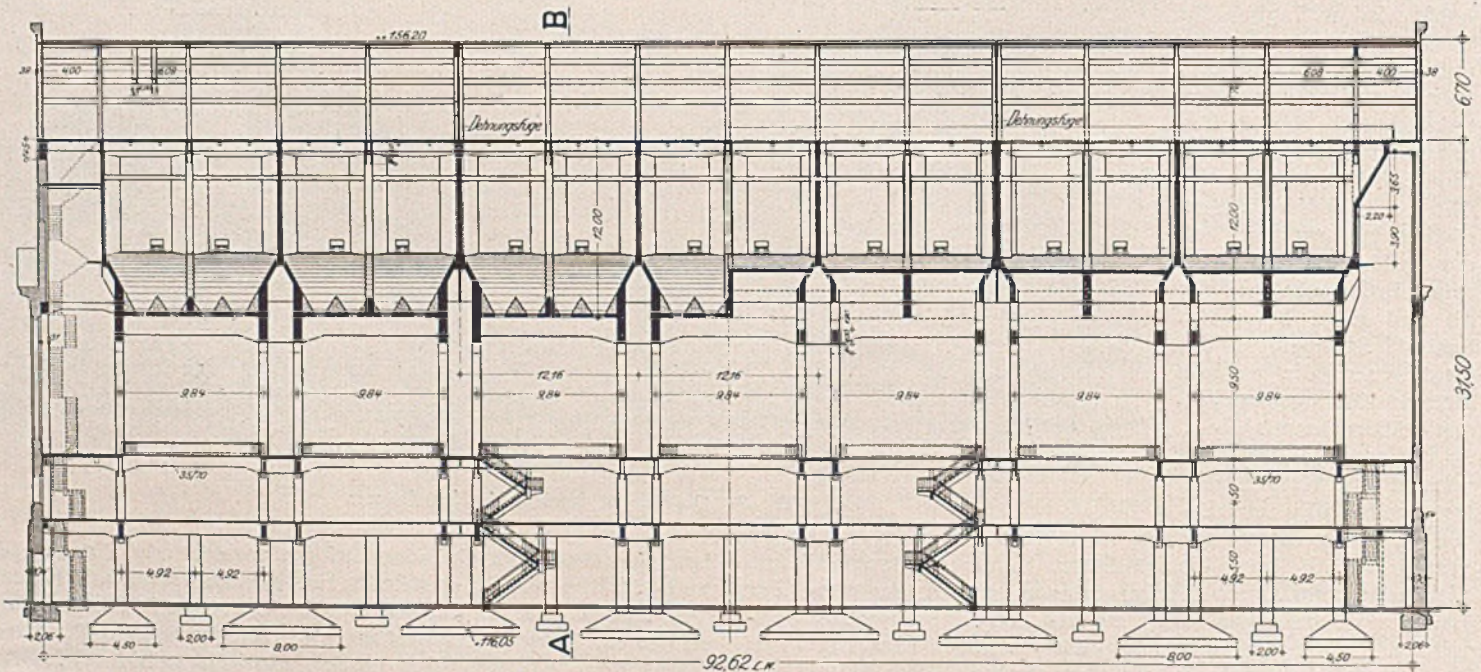


Abb. 4. Längenschnitt.

Längstragteile ihre Auflagerlast zuführen und so eine gesicherte Lastübertragung in die Säulen vermitteln. In der Mitte der Längswände umfaßt ein starker, vollkommen geschlossener Rahmen faßreifenartig die ganze Bunkerzelle, nimmt die horizontalen Auflagerkräfte des Seitenwanddruckes in sich auf und hindert gleichzeitig die Längswände am Ausknicken. An den

unteren Ende der Längswände, durch die bei Verstopfungen des Brennstoffes mit eisernen Stangen der geregelte Durchgang durch Stochern wieder hergestellt wird. Damit durch diese Öffnungen die Braunkohle von den darüber liegenden Massen nicht hinausgedrückt wird, sind die Stocherlöcher im Innern mit einer dachartigen Eisenbetondecke abgedeckt, die soweit

vorgekragt ist, daß die Neigung des Böschungswinkels des Füllstoffes nicht mehr in die Öffnung fällt.

In dem durch ein Sattelrahmendach in Eisenbeton gebildeten Raum über den Bunkerzellen befindet sich in der Mitte ein Laufsteg und seitwärts die Beschickungsbühnen, die — mit hohen Brüstungen versehen — zur Ablagerung der Transportbänder und Förderanlagen dienen.

Besonders hervorgehoben werde noch die Ausführungsart der Bunkerböden und -wände. Während die übrigen Konstruktionsteile, wie allgemein üblich, durch Einbringen des Betons in verhältnismäßig geringen Höhenabschnitten hergestellt wurden, gelangte der eigentliche Bunkerkörper mit den dünnen Umfangswänden in einem Guß zur Ausführung. Diese Bauweise erlaubte, die ganze Schalung vollkommen herzurichten und die gesamte Bewehrung vor dem Einbringen des Gußbetons aufzustellen, um somit ein ungehindertes schnelles Fortschreiten der Arbeit zu erreichen. Der Gefahr, daß in den z. T. sehr stark bewehrten, dünnen Wänden leicht Hohlräume, sogenannte Nester, sich bildeten, die unter Umständen die ganze Konstruktion in Frage stellten, begegnete man durch dauerndes Abklopfen der Schalung und Durchrühren der vergossenen Masse mit Eisenstangen, wodurch durchweg ein gleichmäßiger, fehlerfreier Beton erzielt wurde.

Da die Eisenbetonarbeiten in 7 Monaten ausgeführt sein mußten, und die schwierigen Arbeiterverhältnisse ein Zweischichtensystem unmöglich machten, wurden zuerst vier, später zwei getrennte Arbeitskolonnen zu gleicher Zeit eingesetzt. Die durch zwei Dehnungsfugen bedingte Dreiteilung des Baues erleichterte diese Anordnung, indem je eine Arbeitskolonne die beiderseitigen zwei Endbunker in Angriff nahm, während die drei mittleren Bunker von zwei Kolonnen von den Trennungsfugen nach der Mitte zu hochgeführt wurden. Die kurzfristige Bauzeit war auch die Veranlassung, daß die äußeren Umfassungswände gleichzeitig mit den Eisenbetonkonstruktionen im Innern errichtet werden mußten. Infolgedessen konnte wegen Platzmangels die Betonzubereitung nur außerhalb des Gesamtbaues vorgenommen werden. Um eine sich daraus ergebende Behinderung in der Materialzuführung zu vermeiden, wurden die Baustoffe für die Bunkerkonstruktion in Schrägaufzügen der Verwendungsstelle durch die Fensteröffnungen der Außenwände zugeführt. Schalung und Bewehrung größerer Bauglieder wie Säulen, Rahmen, Unterzüge wurden auf den Werkplätzen fast vollständig hergerichtet und mit zwei Turmdrehkränen, die im Innern des Kesselhauses entlang der Bunkerkonstruktion liefen, versetzt.

Die Notwendigkeit, die Arbeiten zu gleicher Zeit in verschiedenen Höhen übereinander ausführen zu lassen, bedingte beim Montieren der Kessel ein hölzernes Schutzdach über dem Kesselraum, um die Arbeiter vor herabfallenden Gegenständen zu schützen.

Zwischen den beiden Kesselhäusern sind die Entschungsanlage, das Pumpenhaus sowie das Wohlfahrtgebäude angeordnet, die zwischen sich den Raum für die zwei mittleren Schornsteine frei lassen. Der an der Nordseite vom Kesselhaus I

hochragende Wasserturm erhebt sich 62 m über dem Gelände; er enthält 3 Wasserbehälter von je 172 m³ Inhalt, ferner Dach-, Decken- und Treppenanlagen aus Eisenbeton.

Die außerordentlich kurzfristigen Arbeiten litten anfangs sehr unter dem Mangel tüchtiger Facharbeiter, da damals sehr viele Facharbeiter aus dem Rheinland nach Oppau zu den dortigen Räumungs- und Wiederaufbauarbeiten abwanderten.

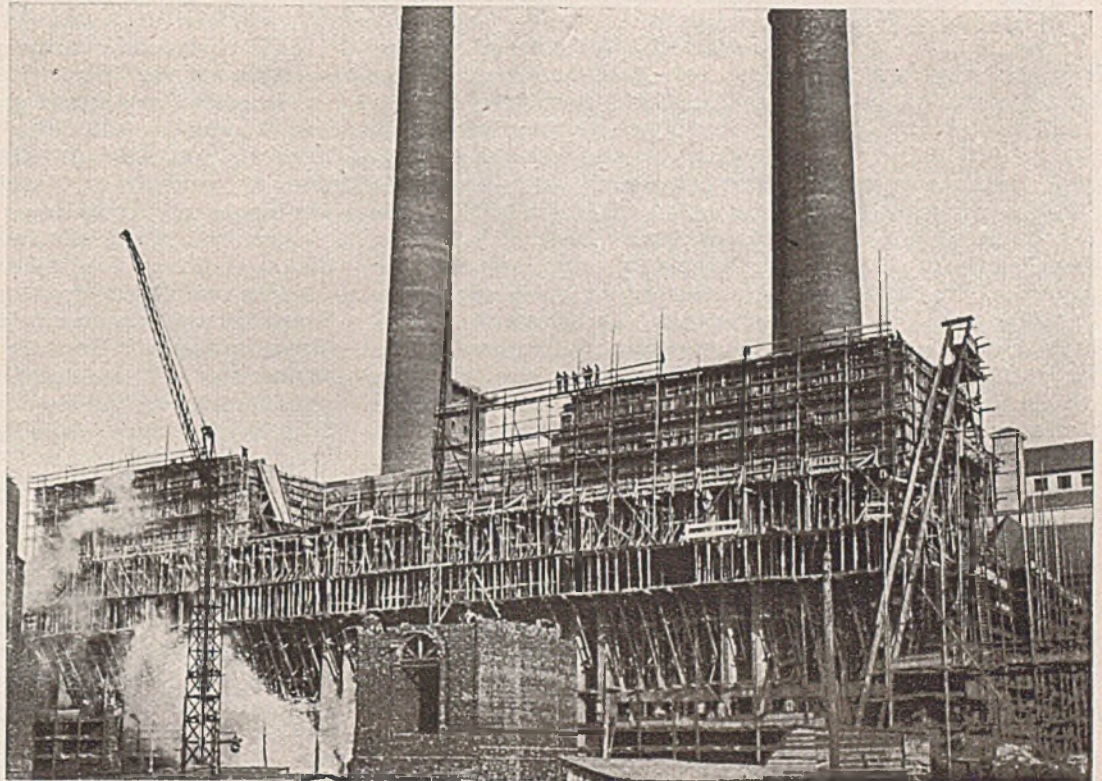


Abb. 5. Bunker in Schalung und Rüstung. Längsansicht.

Die Baustelle wurde deshalb über das gewöhnliche Maß hinaus mit leistungsfähigen neuzeitlichen Baumaschinen ausgerüstet und ihnen ist es neben sonstigen zweckentsprechenden Einrichtungen und planmäßiger Arbeit zu verdanken, daß die vertraglichen Fertigstellungstermine trotz aller Hindernisse und Schwierigkeiten in der Arbeiterfrage und der Materiallieferung noch unterschritten werden konnten.

Wie oben schon erwähnt, erfolgte die Ausführung der vorbeschriebenen Eisenbetonarbeiten durch die Niederlassung Köln der Dyckerhoff & Widmann A.-G. Die Oberleitung seitens der Rheinischen Elektrizitätswerke lag in den Händen des Herrn Direktors Schreiber, dessen örtliche Vertretung Herr Betriebsdirektor Hesse inne hatte. Die Aufstellung des Projektes lag in den Händen der Siemens-Schuckert-Werke, die in Gemeinschaft mit dem Rheinischen Elektrizitätswerk auch die übrigen Bauten des Großkraftwerks projektierten und die Bauausführung überwachten.

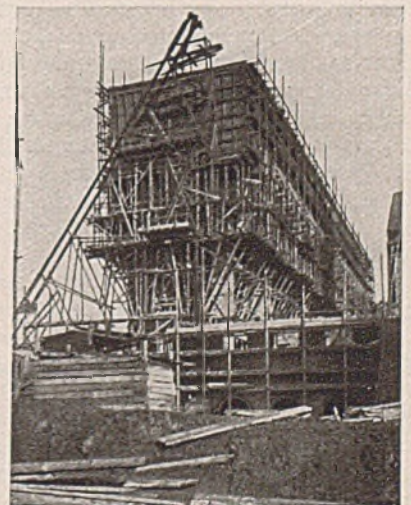


Abb. 6. Bunker in Schalung und Rüstung. Stirnansicht

DER WIEDERAUFBAU DES AMMONIAKWERKES OPPAU. ALLGEMEINE UND WIRTSCHAFTLICHE FRAGEN.

Von Diplom-Ingenieur Hermann Goebel, Oberingenieur der Badischen Anilin- & Soda-Fabrik, Ludwigshafen a. Rhein.

(Schluß von Heft 24 von 1923.)

Der Wiederaufbau der zerstörten Werkanlagen war beherrscht und getragen von dem Gedanken, die Arbeiten unter allen Umständen so zu fördern, daß möglichst bald die Produktion wieder aufgenommen werden konnte. Das war hauptsächlich begründet in dem täglichen Ausfall von 300 t Stickstoff, dem 1500 t Ammonsulfat entsprechen. Der Marktpreis für diesen Kunstdünger betrug um die Zeit der Katastrophe pro Tonne rd 3000 M, so daß der Produktionsausfall pro Tag den Betrag von 4 500 000 M erreichte, wobei damals der amerikanische Dollar zu 109,50 Papiermark gerechnet wurde.

Aber auch die Wiederverwendung der ihrem Wirkungskreis plötzlich entzogenen Fabrikationsarbeiter mußte bei diesem Gedankengange eine erhebliche Rolle spielen. Konnten die im Werke vorhandenen maschinen- und bautechnischen Facharbeiter ohne weiteres zu den Bergungs- und Aufräumungsarbeiten herangezogen werden, so waren immerhin noch 2000 Betriebsarbeiter unterzubringen, die für solche Arbeiten nur in geringem Maße geeignet waren. Es lag daher nahe, diese Arbeiter sobald als möglich wieder ihrer ursprünglichen Verwendung zuzuführen, was natürlich erst nach Wiederaufnahme des Betriebes geschehen konnte.

Außerdem waren z. Zt. des 21. September bereits Anzeichen der beginnenden Inflation vorhanden. So stiegen die Arbeitslöhne von 8,40 M am 1. 10. 1921 auf 12,35 M am 8. 1. 1922 bei den fabrikeigenen Leuten und von 8,75 M am 22. 9. 1921 auf 13,25 M am 24. 12. 1921 bei den Arbeitern der Unternehmerfirmen. Auch dieser Umstand drängte zur Forcierung des Wiederaufbaues, um nach Möglichkeit die verhängnisvollen Wirkungen des Währungszerfalles auf Arbeitslohn und Materialpreis abzuschwächen.

Die Bauleitung war sich von vornherein der Tragweite der gleich zu Anfang gefaßten Beschlüsse bewußt, die diese für einen beschleunigten Wiederaufbau haben mußten. Auf der anderen Seite galt es aber auch die angesichts der ungeheuren Katastrophe zagend und furchtsam gewordene Psyche der Arbeiter- und Angestelltenschaft wieder zu heben und ihnen dasjenige Selbstvertrauen einzufußeln, das für das Gelingen einer so schwierigen Aufgabe unerlässlich ist. Sie bemühte sich daher, einen starken Gedanken unter die Arbeiterschaft zu tragen, der in seinem Kernpunkte eine besondere Interessennahme aller Beteiligten an den anfallenden Arbeiten erstrebte. So waren denn die Aufsichtsorgane ständig bemüht, die Idee, die dem Wiederaufbau zugrunde lag, überall zu interpretieren und das Interesse der Arbeiterschaft an den einzigartigen Arbeiten zu heben.

Noch am Tage der Katastrophe wurde deshalb eine klare und eindeutige Fassung der anfallenden Arbeiten ausgegeben. Obenan standen natürlich die Bergungsarbeiten. Es wurde als besondere Ehrenpflicht der Überlebenden betrachtet, die toten Kameraden sobald als möglich zu bergen, um sie an geeigneter Stelle zu begraben. Dann waren aber auch noch Verschüttete und Verwundete zu bergen. Es kann mit Genugtuung festgestellt werden, daß eine große Anzahl durch den sofort einsetzenden Bergungsdienst aus einer Lage befreit wurde, die bei längerem Verharren den sicheren Untergang zur Folge gehabt hätte.

Als zweite Folge der ausgegebenen Parole war die Freimachung der verschütteten Straßen angeordnet, so daß die durchführenden Gleisanlagen möglichst bald wieder fahrbar gemacht werden konnten. Dies war wichtig für den Abtransport des anfallenden und wegzuräumenden Schuttes und für das Befördern von Baumaterialien unmittelbar an die Verarbeitungsstelle.

Hand in Hand mit dieser Anordnung gingen die Sicherungsarbeiten an den einzelnen Bauten. Diese waren zum Teil in einen solchen Zustand geraten, daß weitere Einstürze und Zerstörungen zu befürchten waren. Sachgemäß wurden daher diese Bauten auf ihre Einsturzgefahr untersucht und alle unsicher gewordenen Bauglieder entfernt oder durch Verstrebungen und Abbolzungen behelfsmäßig gesichert. Damit erst war ein ungehindertes und ungefährliches Arbeiten für den eigentlichen Wiederaufbau gewährleistet.

Der wichtigste Punkt der Programme betraf natürlich den Wiederaufbau selbst. In Verfolg desselben wurden alle bisher in Oppau tätigen Unternehmerfirmen auf den 22. September 1921, also auf den Tag nach der Explosion, nach Oppau geladen, wo eine Versammlung unter freiem Himmel stattfand. Hier wurde auch den Unternehmern das Wiederaufbauprogramm bekanntgemacht. Ihre Stellung zu demselben gipfelte darin, daß alle anfallenden Arbeiten im Taglohn zu verrichten seien, und daß sie daher lediglich als Verrechner in Betracht kamen, der Arbeiter, Baumaschinen und Gerüste zu stellen hat und zum Teil auch Baumaterialien.

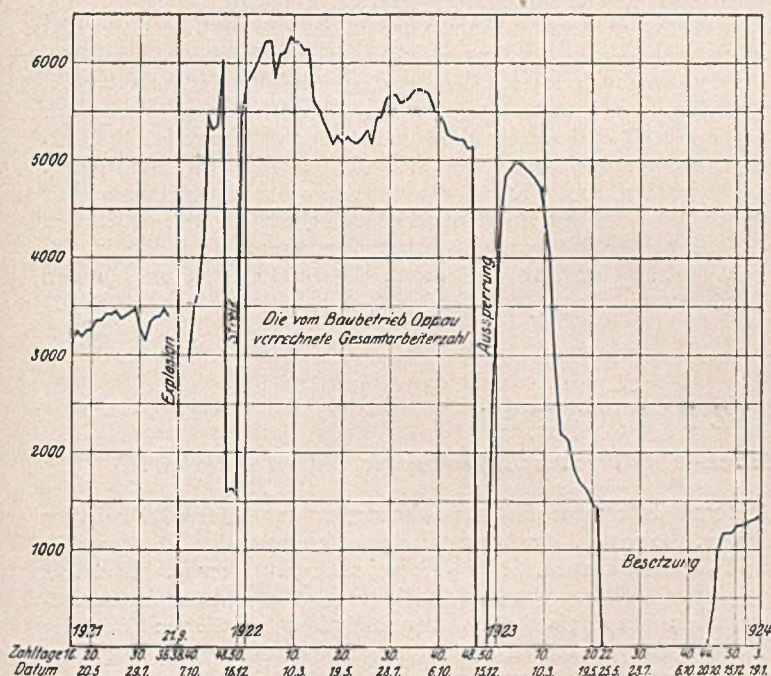
Die Frage der genauen Preisregulierung wurde im Vertrauen auf das anständige Unternehmertum, das schon seit Jahren rückhaltlos das Vertrauen der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik besitzt, erst in zweiter Linie behandelt. Hierzu war anfänglich keine Zeit vorhanden. Die Bauleitung wußte auf Grund ihrer Erfahrungen, daß sie auf diese Weise, ohne den Wiederaufbau durch Differenzen zu gefährden, vorgehen konnte und sie sah sich auch hierin nicht getäuscht. Lange nach Beginn der Arbeiten wurde die Preisregulierung durchgeführt und demgemäß abgerechnet, nachdem vorher nur Vorschüsse gegeben wurden. Auf Grund der Stellung des Unternehmers zur Bauleitung waren dessen Arbeiten nach drei Punkten zu bewerten: nach Arbeitslohn, nach Leihgebühr für Baumaschinen und Gerüste und nach Vergütung der von ihm gestellten und verwendeten Baumaterialien. Zum reinen Arbeitslohn wurde noch ein prozentualer Zuschlag gegeben, der Verwaltungskosten, soziale Lasten und Unternehmergewinn in sich begriff.

Nach den Bestimmungen der Bauleitung konnte also der Unternehmer sofort mit dem Anfahren und der Beibringung von Baumaterial und Baumaschinen beginnen, ebenso mit der unbegrenzten Einstellung von Arbeitskräften, die solange anhalten konnte, bis von seiten der Bauleitung Einhalt geboten wurde. Die Folge und die Auswirkung dieses Vorgehens gipfelte darin, daß an ein und demselben Objekte Arbeiter der verschiedensten Firmen gleichartig tätig sein konnten, ohne daß daraus irgendwelche komplizierte Verrechnung hervorging. Der Rührigkeit und Tätigkeit des Unternehmers war es also damit anheimgestellt, so viele Arbeitskräfte und Baumaterialien heranzubringen, als er nur irgendwie habhaft werden konnte¹⁾.

¹⁾ Die Stellung der gesamten Bauarbeiterbelegschaft gegenüber der Bauleitung gestattete ohne besondere verwaltungstechnische Schwierigkeiten ein Zusammenballen von Arbeitermassen oder deren Auseinanderziehen auf die einfachste Weise. Die Notwendigkeit innerhalb des Werkes Arbeiterverschiebungen vorzunehmen, resultierte aus den Anforderungen, welche die Wiederherstellung der maschinellen Anlagen gemäß der gedachten Wiederaufnahme des Betriebes stellte. Es war infolge des Fortganges der reinen maschinentechnischen Arbeiten nicht immer möglich, an ein und demselben Objekt in ununterbrochener Folge zu arbeiten, während des öfteren zur Vermeidung größerer Arbeitspausen bei der Maschinenreparatur in kürzester Zeit bedeutende umfangreiche bautechnische Aufgaben zu lösen waren. Es kam beispielsweise vor, daß an einem für die Aufnahme des Betriebes besonders wichtigen Gebäude für wenige Tage die Arbeiter von fünf verschiedenen Firmen tätig waren, sollten die Arbeiten maschinentechnischer Natur ununterbrochen weitergeführt werden können.

Natürlich wurde im Anschluß hieran sofort eine weitere Maßnahme eingeleitet: die vielen zu erwartenden Arbeitskräfte konnten in den zerstörten Dörfern und in Ludwigshafen, wo schon an und für sich eine besondere Wohnungsnot herrschte, nicht untergebracht werden. Es wurde daher noch am gleichen Tage mit der Anlage eines Barackenlagers in unmittelbarer Nähe des Werkes begonnen, wobei 20 Baracken errichtet wurden, die aus den vorhandenen Beständen stammten. Hier schritten die Arbeiten so gut fort, daß die eintreffenden Arbeiter sofort untergebracht werden konnten, ohne daß ein Unterkunfts-mangel jeweils in Erscheinung trat. Hier war auch für Verköstigung der Arbeiter gesorgt, von denen für Quartier keine Erhebung gemacht wurde. Nahezu 2000 Arbeiter fanden in diesem Barackenlager denn auch Unterkunft und Verpflegung.

In kurzer Zeit trafen nunmehr im Werk zur Erledigung der anfallenden Bauarbeiten so viele Arbeitskräfte ein, daß bald die Zahl 6500 erreicht wurde. Die Bauleitung hoffte mit diesem Arbeiterstand auszukommen, nachdem unterdessen Aufräumung und Wiederherstellung rüstig fortgeschritten und die Bergungsarbeiten längst erledigt waren. Von diesem Zeitpunkt an war es möglich, an einen Abbau der Bauarbeiter zu denken, da die für die Wiederaufnahme des Betriebes besonders wichtigen Bauobjekte nacheinander fertiggestellt



waren. Die Kurve, welche die Arbeiterzahl für die einzelnen Zeitabschnitte wiedergibt, weist denn auch unmittelbar nach diesem Höchststand eine Senkung auf, deren fallende Tendenz bis zur Invasion des Werkes durch die Franzosen am 22. Mai 1923 stetig anhält. Selbst eine, infolge von Lohndifferenzen vorgekommene Aussperrung von vierzehn Tagen, welche die gesamte Belegschaft betraf, konnte hieran nichts ändern und blieb ohne besonderen wesentlichen Einfluß auf den endgültigen Abschluß des Wiederaufbaues. Dies gilt in gleichem Maße auch von einem Streik im Dezember 1921, an dem sich die eigenen Werksarbeiter aber nicht beteiligten, sondern nur die Leute der Unternehmerfirmen. Immerhin waren Streik und Aussperrung sehr unangenehme Begleiterscheinungen im Fortgange der Arbeiten, und die Last und Verantwortung, welche in reichlichem Maße bereits auf der Bauleitung ruhten, wurden hierdurch nicht unerheblich vermehrt. Unmittelbar vor der französischen Besetzung konnte der Wiederaufbau als erledigt betrachtet werden. Diese blieb daher ohne irgendwelchen Einfluß.

Wurde beim Wiederaufbau der bekanntlich aufs schwerste betroffenen und stark zerstörten Ortschaften Oppau und Edig-

heim eine Kommission gebildet, die unter Leitung eines vom bayerischen Staate ernannten Oberkommissars stand, so konnte beim Wiederaufbau des Werkes Oppau von der Einrichtung eines derartigen Ausschusses abgesehen werden, da Bauleitung und das eigene Konstruktionsbüro in sich alle diejenigen Voraussetzungen bargen, welche sowohl nach statisch-konstruktiver, technischer und organisatorischer Richtung bei einem so schwierigen Werk unerläßlich sind. Der Vorteil einer solchen Vereinfachung und die Preisgabe des gesamten Wiederaufbaues in eine einzige Hand liegt klar zutage. Langwierige Erwägungen, Zurückweisungen und Bedenken materieller und formaler Natur, Ressortschwierigkeiten und andere Hemmungen waren durch diesen Vorgang von vornherein ausgeschaltet und unterbunden. Dies ist sicherlich mit ein Grund, daß bereits am 3. Dezember 1921 der Betrieb, wenn auch in beschränktem Maße, wieder aufgenommen werden konnte und sich dieser schon im Frühjahr 1922 zur vollen Produktion der früheren Tagesleistung von 300 t Stickstoff entfalten durfte.

Die Wirtschaftlichkeit des Wiederaufbaues beruhte in der Schnelligkeit des Handelns und in der Wiederverwendung der zerstörten Konstruktionsglieder. In welcher Weise dies für den Eisenbeton geschehen konnte, ist bereits gesagt. Bei den Eisenkonstruktionen konnte nicht in ähnlichem Sinne vorgegangen werden. Diese wiesen überall so bedeutende Deformationen auf, daß mit ihnen nicht mehr viel anzufangen war. Überschreiten der Streckgrenze und bleibende Deformation gehen eben Hand in Hand. Ein verbogenes Eisenfachwerk kann nicht auf so einfache Weise wieder in seine alte Lage zurückgeführt werden, wie dies bei Eisenbetonkonstruktionen geschehen konnte. Untersucht man hier den Arbeitsvorgang einer ähnlichen Wiederherstellung, so ergibt sich gleich von Anfang, daß die verbogenen Konstruktionsglieder auseinandergenommen und wieder gerade gerichtet werden müssen, ehe sie wieder in gegenseitigen planmäßigen Verband gebracht werden können. Ist dieser Vorgang schon an sich zeitraubend und kostspielig, so kommt noch dazu, daß in den meisten Fällen die Profileisen nicht nur bezüglich ihrer gegenseitigen Lage im Bauwerk aus dem Winkel geraten und bleibend deformiert waren, vielmehr wiesen auch Flansch und Steg solche Verbiegungen auf, daß Trägheits- und Widerstandsmoment eine vollständige Größenänderung erfuhren. Ohne jede weitere Kostenberechnung kann schon auf Grund dieser einfachen Betrachtungen gesagt werden, daß die Anwendung neuer Profile jedenfalls billiger und zuverlässiger ist, als eine Rekonstruktion der zerstörten Eisenfachwerksbauten. Hierbei ist von der Zeiteinsparung ganz abgesehen, welche in Oppau mit Rücksicht auf den Zweck des Werkes die erheblichste Rolle spielen mußte. Die Bauleitung dürfte auf der Basis dieser Überlegungen auch bezüglich der Wirtschaftlichkeit der Nichtwiederverwendung deformierter Eisenkonstruktionen den rechten Weg gegangen sein, und zwar um so mehr, als selbst berufene Vertreter des Eisenbaues bezüglich der Zuverlässigkeit der über die Streckgrenze hinaus beanspruchten Materialien geteilter Meinung sind. Zum mindesten bestehen auch heute noch berechtigte Zweifel weiter. Versuche an Eisenkonstruktionen, die über die Streckgrenze beansprucht waren, sind sicherlich interessant und ihr Resultat stellt eine nicht unwesentliche Bereicherung der Wissenschaft von der Materialkenntnis dar. Für die Rekonstruktion zerstörter Eisenbauten ist jedoch nur einzig und allein die Möglichkeit der raschen und wenig kostspieligen Zurückführung der deformierten Profile in den normalen Zustand maßgebend. Ohne diese ist bei reinen Eisenbauten nur in wenigen Fällen auszukommen. In Oppau war eine solche Möglichkeit nirgends gegeben.

Ein anderes Moment fand beim Wiederaufbau die weitestgehende Berücksichtigung und Förderung. Schon lange vor der Katastrophe war innerhalb der B. A. S. F. eine Kommission gebildet worden, welche sich mit dem Studium des Angriffs chemischer Agenzien auf Beton befaßte. Diese Einrichtung

wird erst im vollen Maße verständlich, wenn man erfährt, daß die durch solche Angriffe hervorgerufenen Zerstörungen im Jahre 1920 innerhalb der Werke Ludwigshafen-Oppau und Leuna allein einen Wert von 200 000 Goldmark darstellten. Dabei konnte beobachtet werden, daß sich die Zerstörungen von Jahr zu Jahr vermehrten und die anfallenden Kosten sich damit fortgesetzt steigerten. Hier war also dem Chemiker sowohl, als auch dem Bauingenieur ein Feld angewiesen, wo sie Hand in Hand in gegenseitiger Unterstützung diejenigen Bedingungen und Mittel ergründen und studieren konnten, welche die Lebensfähigkeit des Betons gegenüber solchen Angriffen erhöhen. Es waren bereits eingehende Versuche unternommen und noch weiterhin geplant. Dabei lagen Untersuchungen über die verschiedensten Zemente und Betonmischungen in bezug auf ihr Verhalten gegenüber den unterschiedlichsten chemischen Agenzien zugrunde. Unterbrach zwar die Katastrophe diese Versuche, so gestattete sie doch auf der anderen Seite Einblick in Bauten, welche bei Betrieb niemals vollständig und zusammenhängend untersucht werden können. Man konnte nunmehr die Zerstörungen an Objekte selbst einwandfrei untersuchen und studieren. Dies bezieht sich insbesondere auf Kanäle und Kandelanlagen, wo Abwässer und Abgase im Laufe der Jahre betriebsgefährdende Angriffe hervorgerufen hatten. Es soll an dieser Stelle nur andeutungsweise von diesen Versuchen gesprochen werden. Es bleibt der späteren öffentlichen Erörterung vorbehalten, die Arbeiten der Zementkommission der B. A. S. F. weiteren Fachkreisen bekanntzumachen. (Professor Dr. Otto Mohr wird auf der 25. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins über dieses Thema sprechen und erstmalig das Programm und die bis jetzt gewonnenen Resultate mitteilen.)

Dann aber boten die zerstörten Bauten ein umfangreiches und außerordentliches Material bezüglich Bestätigung alter, umstrittener und Aufstellung neuer Lehren, welche für das Baugewerbe gewonnen werden konnten. In richtiger Würdigung dieses Umstandes gaben Professor Dr. Probst, Karlsruhe, und

der Verfasser eine im Buchhandel erschienene Schrift heraus, welche diese Lehren zusammenfaßt.

Endlich wurde auch die Gelegenheit benutzt, das Verhalten von Eisenbetonschornsteinen gegenüber Winddruck und Abgastemperatur zu erforschen. Als Versuchsobjekt dienten zum Teil die alten, noch stehengebliebenen Schornsteine, dann insbesondere der an Stelle des eingestürzten neuerbaute Kamin. Dipl.-Ing. Karl Döring, einer der Mitarbeiter beim Wiederaufbau, hat hierüber eine bedeutsame Schrift verfaßt, welche demnächst der Öffentlichkeit übergeben wird. Soviel sei schon heute bemerkt, daß wohl alle früheren Annahmen, welche der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen, ja ganz allgemein von Schornsteinen überhaupt, zugrunde gelegt wurden, durch den ungehinderten und klaren Einblick in die tatsächlich auftretenden Verhältnisse hinfällig geworden sind. Neuberechnungen werden wohl ohne Berücksichtigung der gefundenen Resultate in Zukunft nicht mehr auskommen können. Auch hier dürfte eine vorhandene Lücke in der wissenschaftlichen Erkenntnis ausgefüllt sein.

So wurde denn beim Wiederaufbau des Werkes Oppau das wissenschaftliche Moment nicht außer acht gelassen. Die einzigartige, nie wiederkehrende Gelegenheit zu Untersuchungen im vorstehenden Sinne hat sich die Bauleitung nicht entgehen lassen. Sie kann mit Befriedigung feststellen, daß ihre Arbeiten auch nach dieser Richtung von Erfolg gekrönt waren.

Wenn auch dank einer vorzüglichen Beamtenschaft und einer ausgezeichneten Organisation, welche beiden alle nötigen Voraussetzungen in sich vereinigten, die vorhandenen großen Schwierigkeiten restlos überwunden wurden, so war doch das ragende und entscheidende Moment für den schnellen Wiederaufbau der einheitliche Wille, der alle beseele und durchdrang. Jeder wußte, daß die Folgen dieser großen Katastrophe nur durch Anspannung aller körperlichen, geistigen und seelischen Kräfte wieder gutgemacht werden können. Danach wurde gehandelt. Das war der große Gewinn aus einem großen Unglück.

DIE GOLDMARKBILANZ IM BAUWESEN.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Vorstandsmitglied der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A.-G. Düsseldorf.

Die zurzeit brennend gewordene Frage der Umstellung der bisherigen Papiermarkbilanzen in Goldwährung und die hiermit verbundenen mannigfachen Schwierigkeiten lassen es angebracht erscheinen, diese Materie vom Standpunkt des mathematisch gebildeten Ingenieurs, welcher andererseits durch langjährige Praxis auch die rein kaufmännische Seite des Problems beherrscht, zu betrachten. Es zeigt sich nämlich beim tieferen Eindringen in das Wesen der Aufgabe sofort, daß die elementaren Rechnungsmethoden, welche in der Buchhaltung von Bauunternehmungen fast ausschließlich angewandt werden — ich sehe hier von Nachkalkulations-, statistischen Bureaus usw. ab —, nicht ausreichen, um eine übersichtliche, der Wirklichkeit entsprechende Umrechnung vorzunehmen.

Bei der Umrechnung der Bilanz des verflossenen Jahres 1923 sind drei Momente streng voneinander zu unterscheiden, nämlich:

- I. die kritische Analyse der Dollarkurve mit Hilfe der Ausgleichsrechnung;
- II. die Anwendung der ausgeglichenen Dollarkurse auf die Ermittlung der absoluten Bilanzen der einzelnen Baustellen, und
- III. die Untersuchung des Zusammenhanges zwischen den absoluten Baustellen-Bilanzen in Goldmark und den Bedingungen, denen das Betriebskapital bzw. der in Anspruch genommene Kredit während der Zeit der Inflation unterlag.

Zu I. Was die Analyse der Dollarkurve des Jahres 1923 anlangt, kann ich mich auf die auszugsweise Wiedergabe der

äußerst interessanten Ausführungen des Herrn Professor Dr. v. Mises in der Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1922, Heft 4, beschränken. Herr v. Mises hat an dieser Stelle bewiesen, daß die auf den ersten Eindruck verwirrende Mannigfaltigkeit des täglichen amtlichen Berliner Dollarpriess trotz des anscheinend dauernden Hin- und Herschwankens der Kurse von einer „einsinnigen“ Bewegung begleitet wird, die das Niveau der Schwankungen höher und höher hebt. Die von Herrn v. Mises durchgeführte sachgemäße mathematische Analyse der Preiskurve des Dollars ergibt alsdann eine klare Grundbewegung mit darüber gelagerten Schwankungen.

Es leuchtet beim näheren Eindringen in die Materie des Verfalls unserer ehemaligen Reichsmark ja ein, daß die Theorie der Ausgleichsrechnung sinngemäß auch auf diesem Gebiete angewandt werden darf. Bei der Feststellung von Tatsachen und Größen mittels sinnlicher Wahrnehmung sind wir Irrtümern und Fehlern unterworfen, welche teils der menschlichen Unvollkommenheit, teils der Mangelhaftigkeit der angewandten Methoden entspringen. Dies zeigt sich, sobald irgend ein von mehreren Menschen beobachteter Vorgang genau festgestellt werden soll. Der Verfall der Mark war ein solcher Vorgang, die Feststellung der jeweiligen Größe dieses Verfalls erfolgte an den großen Beobachtungsinstituten des Geldwesens, z. B. der Berliner Börse, täglich. Die Gründe für den Verfall der Mark waren mannigfacher Art. Sie sind so allgemein bekannt, daß ich hier nur einige Stichworte zu geben brauche, nämlich: innerer Verfall der deutschen Wirtschaft und damit verbundene

passive Handelsbilanz, falsche Maßnahmen der Reichsregierung zum Schutz der Währung, passives Verhalten des Auslandes hinsichtlich großzügiger Kreditgewährung, und letzten Endes als mittelbare Ursache der vorhergehenden Momente der verlorene Krieg mit seinem Friedensdiktat. Diese Ursachen, welche sich im Laufe der auf den Friedensschluß folgenden Jahre in immer stärker werdendem Maße stetig auswirken mußten, mußten ebenso eine „einsinnige“, nämlich nach unten gerichtete Bewegung der Mark, eine Verschlechterung der Währung zur Folge haben.

Bei der Beobachtung dieser Verschlechterung und der Feststellung des Maßes der Währungszerrüttung an der Börse traten dann aber die oben erwähnten Momente in die Erscheinung, die man mathematisch als Beobachtungsfehler kennzeichnet, und welche den scheinbar regellosen Verlauf der Dollarkurve zur Folge hatten. Bei der Beobachtung der Schwankungen dieser Kurve muß nun selbstverständlich zwischen den großen langsamen, von Herrn v. Mises „säkulare Störungen“ genannten, und den kleinen schnellen Schwingungen unterschieden werden. Erstere haben ihre Ursache in vorübergehenden Einflüssen, deren Dauer jedoch immerhin so groß ist, daß sie die Wirkung des wirtschaftlichen und politischen „Grundzustandes“, welcher in der „Grundbewegung“ der Dollarkurve zum Ausdruck gelangt, auf eine verhältnismäßig längere Zeitdauer zu beeinflussen vermögen, wobei auch die Wirkung einer gewissen „Trägheit“, einer einmal eingetretenen Bewegung, die nicht so schnell abflaut, wie ihre Ursachen zu Ende gehen, beobachtet werden kann. Diese Einflüsse können entweder wirkliche Störungen des Wirtschaftszustandes sein oder nur vermeintliche, also auf mehr oder weniger subjektiver Annahme bei der Beurteilung der Änderung der allgemeinen Lage beruhen. Die kleinen schnellen Schwingungen haben den säkularen Störungen gegenüber wenig Bedeutung. Sie stellen ja nur einen kleinen Teil der willkürlich herausge-

auf den Tageskursen weitere „überlagerte“ Schwankungen entstanden.

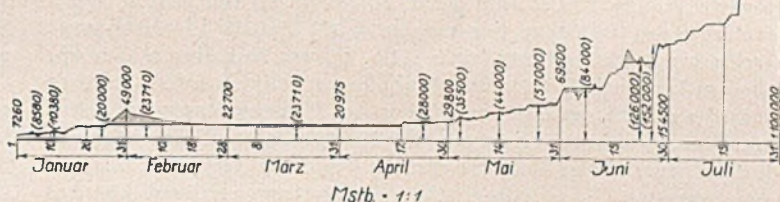
Zur Aufzeichnung der Dollarkurve selbst benutzt Herr v. Mises nicht die absoluten Kurswerte, welche sich in einem einheitlichen Maßstab für einen längeren Zeitraum auch garnicht auftragen ließen, sondern ihre Logarithmen. Daß diese Maßnahme sehr praktisch ist, erhellt aus der Tatsache, daß sich die Logarithmen der Dollarkurse des 1. Januar und 31. Dezember 1923 mit

$$\log 7\ 260 = 3,86094 \text{ und}$$

$$\log 4\ 200\ 000\ 000\ 000 = 12,62325$$

trotz des Verhältnisses 1 : 580 000 000 der absoluten Kurswerte anstandslos in gleichem Maßstab auftragen lassen.

Die Ausgleichung der logarithmierten Dollarkurve nimmt Herr v. Mises auf verschiedene Weise vor. Nach dem in der Ausgleichungsrechnung üblichen Verfahren bestimmt er zunächst die plausibleste Gerade, die sich im Sinne der Voraussetzungen der Ausgleichungsrechnung den Beobachtungslinien, also in unserem



Falle den absoluten Dollarkursen, am besten anschniegt, ferner die plausibleste Parabel zweiten Grades, welche anstatt einer konstanten eine mit der Zeit veränderliche Steigung zeigt. Als dritter Ausgleich wird eine Linie gewählt, welche der sehr allgemeinen Forderung gerecht wird, vom Anfangs- bis zum Endpunkt monoton anzu steigen, welche daher so verläuft, daß sie nirgends abnimmt, und dabei unter allen so beschaffenen Linien diejenige ist, die sich der gegebenen am besten anpaßt. Als Maß der Anpassung wurde die Quadratsumme der Abweichungen genommen. Die beste monotone Approximation setzt sich

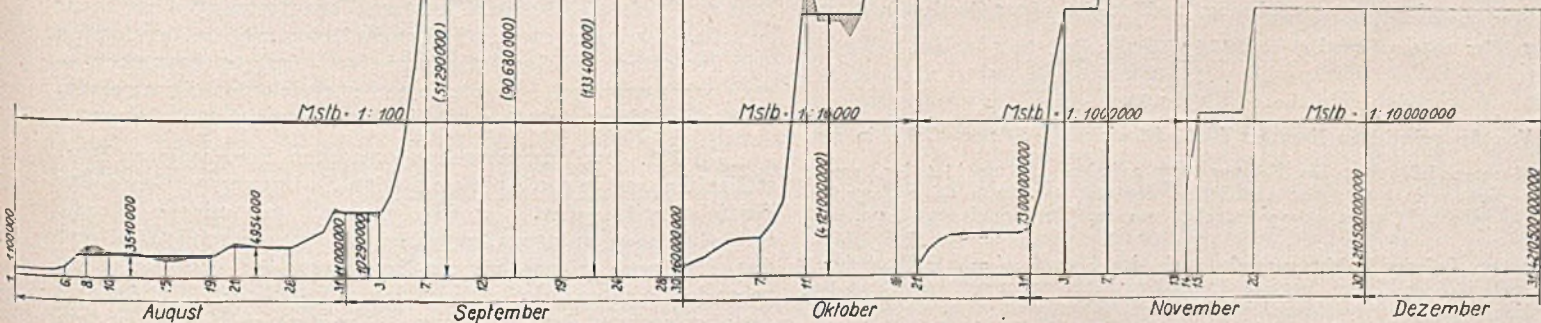


Abb. 1. Absolute Dollarlinie für das Jahr 1923, ausgeglichen durch die „monoton ansteigende Linie“.

griffenen Schwankungen dar. Ihre Bedeutungslosigkeit erkennt man noch mehr, wenn man sich vergegenwärtigt, daß man ja auch anstatt der täglichen Notierungen stündliche Aufzeichnungen der Börsenkurse vornehmen könnte, wobei

nach Obigem demnach zusammen aus Teilen der aufsteigenden Stücke der ursprünglichen Linie selbst und wagerechten Geraden; letztere liegen jeweils so, daß sie gleich große Flächenstücke zwischen sich und der ursprünglichen Linie einschließen.

Die monoton ansteigende Linie läßt in anschaulichster Weise zwischen „wesentlichen“ und „unwesentlichen“ Teilen der gesamten Kursbewegung unterscheiden. Sie gibt insofern den besten Maßstab für die Umrechnung der Papiermarkbeträge des Jahres 1923 in Goldmark, als sie alle Beobachtungsfehler, die wir auch „Börsenmanöver“ nennen können, ausschaltet und nur diejenigen Kurse als zutreffend und für die Gegenüberstellung von Papier- und Goldmark brauchbar anerkennt, welche dem tatsächlichen inneren, den Verhältnissen angepaßten Wert der Papiermark entsprechen. Die größten Abweichungen zwischen ausgeglichener und tatsächlicher Dollarlinie betragen nach diesem Verfahren beispielsweise in der Zeit großer Schwankungen vom 18. bis 26. September 1923 133 400 000 gegenüber 182 000 000 also + 36 vH und 133 400 000 gegenüber 110 000 000 also - 17 vH, bezogen auf die Ausgleichslinie¹⁾.

Zu II. Nachdem wir in Vorstehendem einen brauchbaren Umrechnungsmaßstab für die Papiermark in Goldmark gefunden haben, lassen sich die Bilanzen der einzelnen Baustellen rasch und sicher in Goldmark errechnen. Die ausgeglichene logarithmierte Dollarlinie wird zunächst wieder durch Feststellung des numerus der einzelnen Ordinaten in „absolute“ Dollarwerte übergeführt (siehe Abb. 1), und mit diesen Werten, die am besten in Form einer Tabelle vereinigt werden, rechnet man jede Zahl, welche die Bücher des Unternehmers im Jahre 1923 passierte, um. Hierbei kommt als Datum der Umrechnung der eingegangenen Beträge einzig und allein derjenige Tag, an welchem der Unternehmer über den Betrag verfügen konnte,

1) Die Größe der über uns in der zweiten Hälfte des Jahres 1923 hereingebrochenen Inflation erkennt man so recht überzeugend, wenn man die Anzahl der Jahre, welche die internationale Finanzwelt in einer Art von „Kollektiv-Weisheit“ bis zur Erreichung der Vollwertigkeit unseres Papiergeldes für erforderlich erachtet, aus der Gleichung

$$n = \frac{\log K_n - \log K}{\log \left(1 + \frac{p}{100}\right)}$$

errechnet, worin K den Metallwert der entwerteten Banknoten, K_n den paritätischen Markkurs und p den üblichen Zinsfuß gleich z. B. 6 vH bedeuten; für $K = \frac{1}{10^{12}}$ entsprechend einer Goldmark gleich einer Billion Papiermark, $K_n = 1$ und $p = 6$ folgt nämlich $n \cong 475$ Jahre. Selbst bei einem Zinsfuß von $p = 10$ vH wären noch $n \cong 290$ Jahre erforderlich, um eine Einlösbarkeit unserer Noten für den wirklichen Bedarf an Metall (nicht etwa die wirkliche Einlösung aller umlaufenden Noten!) in diesem Zeitraum zu ermöglichen. (Vgl. hierüber: Fillunger, Zeitschr. für angew. Mathematik u. Mechanik, 1923, Seite 159 ff.)

Auch die Grundthese der sog. veredelten Geldquantitätstheorie, daß nämlich die gesamte Geldmenge gleich der gesamten Gütermenge ist, und zwar bei konstanter Umlaufgeschwindigkeit des Geldes = 1, sodaß ein einmaliger Besitzwechsel der gesamten Geldmenge ausreicht, um die zur Verfügung stehende Gütermenge umzusetzen, beweist die unsinnige Höhe unserer Inflation im zweiten Halbjahr 1923. Während im Februar 1923

das Verhältnis $\frac{m}{k}$, worin m die im Umlauf befindliche Papiermarksumme in Milliarden und k die Lebenshaltungsindexzahl (als Maßstab genommen!) bedeuten, noch $\frac{2000}{1120} = 1,8$ betrug, beziffert sich dieser Quotient z. B. am 7. März 1924 auf rund

$$\frac{612,9 \cdot 10^{18-9}}{1,03 \cdot \frac{10^{12}}{100}} \cong 59,5.$$

Von der geforderten Konstanz des Verhältnisses $\frac{m}{k}$, dessen Größe in den Monaten Juli 1922 bis Februar 1923 zwischen 3,8 und 1,4 lag, somit wenigstens in ganz roher Annäherung konstant war, kann also im zweiten Halbjahr 1923 nicht mehr gesprochen werden. Der Grund liegt darin, daß

unsere Inflation nicht geregelt nach der Formel $m' = m e^{\frac{p}{100} t}$ erfolgte, wodurch jede Ungerechtigkeit für die Empfänger der p vermieden und die Kaufkraft von vornherein in gleitender Weise fixiert wäre, sondern daß eine vollkommene Planlosigkeit, wohl bedingt durch die Fremdheit der maßgebenden Stellen gegenüber dem Wesen der gleitenden Währungsplazgriff, welche zur Folge hatte, daß die Zahl $\frac{m}{k}$ teilweise weit unter dem erforderlichen Wert lag, und zum Schluß der Inflationsperiode über jedes verstandesmäßige Maß hinaus vergrößert wurde. (Vgl. W. Harburger, Gleitende Währung, München 1923; Irving Fisher, die Kaufkraft des Geldes, Berlin 1916.)

an welchem also die Gutschrift seitens seiner Bank erfolgte und als Umrechnungstag für bezahlte Rechnungen der Tag der Belastung durch die Bank in Frage. Das Rechnungsdatum oder sonstige Zeitangaben sind hierbei bedeutungslos. Die Umwertung an jedem anderen Tage bedeutet einen Fehler in der Aufstellung der Goldmarkbilanz. Auch die Abschreibungen für Großgeräte und Maschinen werden in jedem größeren Betriebe heute wohl in Form von Mietrechnungen in bestimmten Zeitabschnitten verbucht, so daß auch auf diese Beträge das oben Gesagte voll Anwendung finden kann. Bei der Aufstellung dieser Mietrechnungen selbst sind natürlich die gleichen Gesichtspunkte, welche in dieser Abhandlung erörtert werden, sinngemäß maßgebend. Alle übrigen Kosten werden auf den Bau- und sonstigen Konten an und für sich nur auf Grund von Belegen, d. h. „Rechnungen“ verbucht, so daß die Umwertung mechanisch erfolgen kann. Am Schlusse des Jahres 1923 bereits in Goldmark bezahlte Beträge erscheinen natürlich mit dem gleichen Goldmarkbetrag in der Umrechnung, einerlei, ob die nach dem Berliner Dollarkurs zur Bezahlung aufgewandte Papiermarkmenge mit dem Papiermarkbetrage der ausgeglichenen Dollarlinie übereinstimmt oder nicht, denn diese Zahlen stellen ja bereits Goldwerte dar. Dasselbe betrifft eingegangene Beträge in Goldmark.

Aus den Ausführungen unter I geht hervor, wie falsch es wäre, etwa mit Monatsdollarmittelwerten (arithmetischem Mittel aller Dollarkurse eines Monats oder sonstigen gemittelten Zahlen) zu rechnen, um sich die Umrechnung selbst zu erleichtern. Diese Zahlen, welche mit allen Beobachtungsfehlern behaftet sind, würden ganz willkürliche Werte bedeuten und das Bilanzbild völlig einseitig verschieben können. Ein solcher Mittelkurs kann erst am Schluß der ganzen Rechnung indirekt bestimmt werden. Er hat praktisch keine Bedeutung, da er nur für den einen Fall paßt, aus dem heraus er errechnet wurde.

Einen angenäherten Weg zur schnellen Bestimmung der Goldmarkbilanz einer Baustelle kann man mit Hilfe des sogenannten mittleren Entwertungsfaktors beschreiten, welcher auf Grund der Zahlungen der Bauherrschaft, umgerechnet in Gold mit Hilfe der ausgeglichenen Dollarlinie, und der vertraglich zu fordernden Papiermarkbeträge ermittelt wird. Man erspart hierbei die im allgemeinen umständliche Umwertung der einzelnen Posten der Baukonten. Der Rechnungsgang ist folgender: Beträgt z. B. die Abrechnungssumme eines Bauwerks in Papiermark 2 000 000 000.— und hat der Bauherr diese Summe so bezahlt, daß der Goldmarkbetrag 50 000.— ergibt, so ist der Bau mit dem mittleren Entwertungsfaktor $\frac{2\,000\,000\,000}{50\,000}$

= 40 000 abgewickelt. Beträgt nun der Reingewinn in Papiermark 200 000 000.—, so entspricht dieser Summe in Gold angenähert der Betrag von $\frac{200\,000\,000}{40\,000} = 5\,000.—$, vor-

ausgesetzt, daß die Zahlungen des Bauherrn sich laufend mit den Leistungen des Unternehmers und dessen Ausgaben annähernd deckten. Selbstverständlich verschiebt sich dieses Bild stark einseitig, sobald letztere Voraussetzung nicht mehr zutrifft. Da indessen aus Selbsterhaltungstrieb in der letzten Zeit der katastrophalen Inflation jeder — vulgär gesprochen — gezwungen war, seine Forderungen rücksichtslos einzutreiben, trifft obige Voraussetzung wohl in den allermeisten Fällen zu.

Zu III. Der Zusammenhang zwischen den absoluten Baustellenbilanzen in Goldmark und den Bedingungen, denen das Betriebskapital bzw. der in Anspruch genommene Kredit im Jahre 1923 unterworfen waren, bildet nun schließlich erst den richtigen Maßstab für die Bewertung der sich aus II ergebenden Zahlen hinsichtlich des tatsächlichen Ergebnisses des abgelaufenen Betriebsjahres. Wäre der Kredit in genau dem gleichen Maße zu verzinsen gewesen, welches der Verschlechterung der Mark, gemessen an der ausgeglichenen Berliner Dollarlinie, entsprach, so wären die Ergebnisse aus der unter II geschilderten Umrechnung als wirkliche Gewinne oder Verluste zu buchen. Diese Annahme trifft nicht zu. In Abb. 2, in welcher die ausgeglichene logarithmierte Dollarkurve darge-

stellt ist, habe ich auch diejenige gebrochene Linie eingezeichnet, welche den jeweiligen Papiermarkwert, gemessen an der von den Banken geforderten Verzinsung für laufenden Kredit (tägliches Geld!), und zwar von Monat zu Monat ohne und mit Zinseszinsen darstellt. Es ergibt sich hierbei, daß z. B. für 100.— M am 1. Januar 1923 in Anspruch genommenen Kredit bei der eingetragenen geforderten Verzinsung am 31. Dezember 1923 nur 2917.40 M. einschließlich der monatlichen Zinseszinsen zurückzahlen waren, so daß die Entwertung der Mark, gemessen an obigen Kreditzinsen, nur das 29,174-fache beträgt, während die aus der Inflation usw. herrührende Wertverminderung gleich dem $\frac{4\ 200\ 000\ 000\ 000}{7260} \approx 580\ 000\ 000$ fachen ist. Die Kreditzinsen konnten also nur einen Bruchteil der tatsächlich eingetretenen Entwertung decken.

Dieser durch die Inflation bedingte Gewinn wird teilweise

Zusammenfassend kann man demnach folgendes sagen:
Die Dollarkurse sind in ihrer absoluten Größe nicht ohne weiteres bei der Umrechnung der Papier- in Goldmark zu verwenden, sondern dieselben müssen nach der Theorie der Aus-

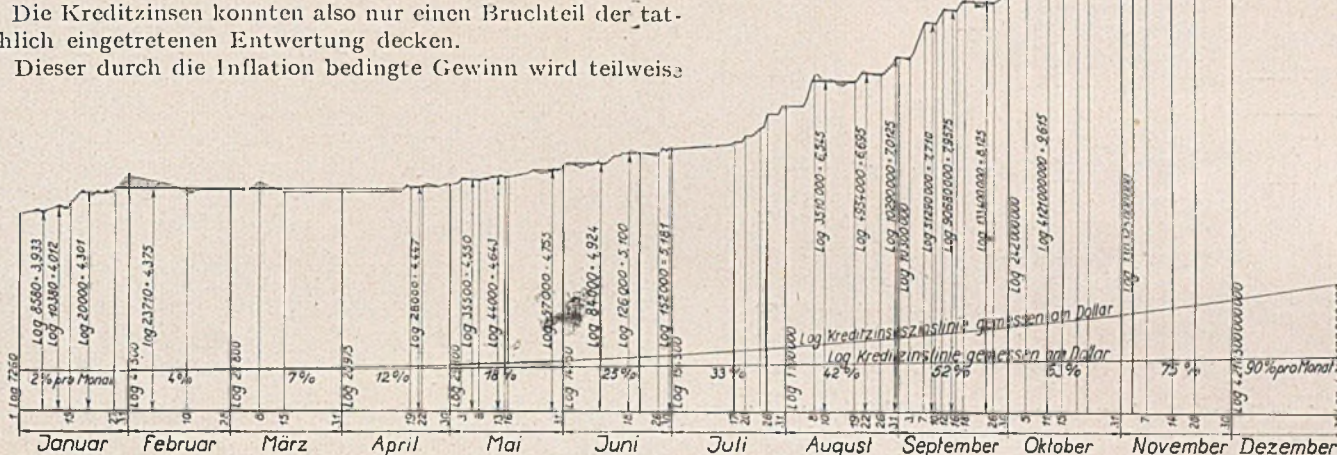


Abb. 2. Logarithmierte Dollarlinie für das Jahr 1923, ausgeglichen durch die „monoton ansteigende Linie“ und logarithmierte Linien der Kreditverzinsung.

durch die Entwertung des Betriebskapitals ausgeglichen; bei diesem lagen die Verhältnisse ja so, daß das zur Finanzierung eines Bauwerks aufgewandte Kapital im günstigsten Falle nicht entwertet wurde, wenn nämlich die Vertragsbedingungen, die der Abwicklung des Baues zugrunde lagen, so beschaffen waren, daß die gleitenden Preise die Geldentwertung voll ausglich und wenn ferner der Bauherr ständig pünktlich diesen Bedingungen entsprechend zahlte. Da dieses wohl in den seltensten Fällen eingetreten ist, konnte das Betriebskapital selbst im Jahre 1923 nicht völlig vor der Entwertung geschützt werden. Indessen werden die Vorteile aus der Verzinsung des Kredites diese Nachteile wohl stets weit übertroffen haben.

gleichungsrechnung ausgeglichen werden. Mit diesen ausgeglichenen Dollarkursen sind sämtliche Be- und Entlastungen der Buchführung umzurechnen, und zwar jeweils am Tage des Zahlungsaus- bzw. -einganges. Die auf diese Weise errechneten Einzelbilanzen der Baustellen sind im allgemeinen zu ungünstig. Inwieweit sie durch die näheren Ausführungen unter III verbessert werden, läßt sich nur von Fall zu Fall unter genauer Verfolgung der Finanzwirtschaft des Unternehmers hinsichtlich seines Betriebskapitals und in Anspruch genommenen Kredites feststellen.

Düsseldorf, den 21. Febr. 1924.

Dr.-Ing. Müller.

VERSCHIEDENE UNTERSUCHUNGEN BEIM BAU DER STAUMAUER BARBERINE¹⁾.

Von Ing. Eggenberger, Bern.

1. Kurze Beschreibung der Anlage.

Die Staumauer Barberine befindet sich in einem Seitentale des Trient (Kanton Wallis) auf rd 1900 m ü. M. Sie schließt die von der Barberine durchströmte, enge Schlucht zwischen den Talkesseln Barberine und Emosson ab und wird nach Fertigstellung einen Stausee von 37 500 000 m³ Nutzhalt erzeugen, der in Verbindung mit unausgeglichenen Gewässern in zwei Kraftwerken, Barberine und Vernayaz, mit zusammen rd 1400 m Gefälle zur Ausnützung gelangt. Die Kraftwerke haben die Energie für den elektrischen Bahnbetrieb der Linien der Westschweiz zu liefern.

Die Staumauer mit einem Kubikinhalte von rd 200 000 m³ ist ein Schwergewichtstyp mit dreieckigem Querschnitt (Abb. 1 a). Sie hat eine Basisbreite von 59 m und eine Höhe

¹⁾ Es dürfte für die deutsche Fachwelt von Interesse sein, zu erfahren, in welcher Weise bei diesem großen Bauwerke sorgfältige Vorbereitungen für die Zubereitung des Betons getroffen wurden. Dies gilt insbesondere zum Vergleich mit anderen Auflösungen über die Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials. Die Schriftleitung.

von 80 m über dem Fundament. Der talseitige Anzug beträgt 1:0,80 und der wasserseitige 1:0,05. Der Berechnung ist neben dem Wasserdruck ein Auftrieb zugrunde gelegt worden, der von der Seeseite zur Luftseite vom vollen Wasserdruck auf 0 abnimmt. Das spezifische Gewicht der Mauer wurde zu 2,38 angenommen. Das Bauwerk wird in Gußbeton mit Steineinlagen (vergl. Abb. 1 b u. 2), die ca. 10 vH des Volumens betragen, ausgeführt. Das Mischungsverhältnis der Hauptmasse beträgt 230 kg P. Z. + 20 kg Kalko pro m³ Kies, wobei die Sandmenge von 0,8 mm so bemessen wird, daß sie die Hohlräume des Kieses von 8–80 mm ausfüllt + 100 Liter. Eine fettere Mischung (276 kg P. Z. + 24 kg Kalko) wurde im unteren Teil der Mauer auf durchschnittlich 3 m Breite an der Wasserseite verwendet. Dilatationsfugen sind nur in der oberen Hälfte der Mauer, in Abständen von 25 m, gemäß Abb. 1 a, vorgesehen. Auf der Wasserseite wird lediglich mit geölten Brettern geschalt; besondere Vorkehrungen zur Dichtung, wie Verputz oder Anstrich, sind nicht in Aussicht genommen. Dagegen

wurde, wie aus nachstehendem hervorgeht, großes Gewicht darauf gelegt, einen dichten Beton zu erhalten. Die Luftseite der Staumauer erhält eine Bruchsteinverkleidung. Das Bau-

ausgeführt worden, die nach Aufbringen einer genügenden Betonschicht mit Zementmilch injiziert wurden, um allfällig vorhandene Spalten auszufüllen. Zur Ermittlung der Temperatur im Bauwerk werden im größten Querschnitt, gemäß Abb. 5 a, elektrische Thermometer eingebaut. Die bisherigen Messungen sind in Abb. 5 b aufgetragen.

Die Fortschritte beim Bauwerk sind programmgemäß. Im Sommer 1923 betrug die Arbeitsleistung 70 000 m³ Beton. Die Staumauer wird im Herbst 1926 vollendet sein. Das Kraftwerk Barberine ist bereits mit geringer Akkumulierung (Abb. 3) im Dezember 1923 in Betrieb gesetzt worden.

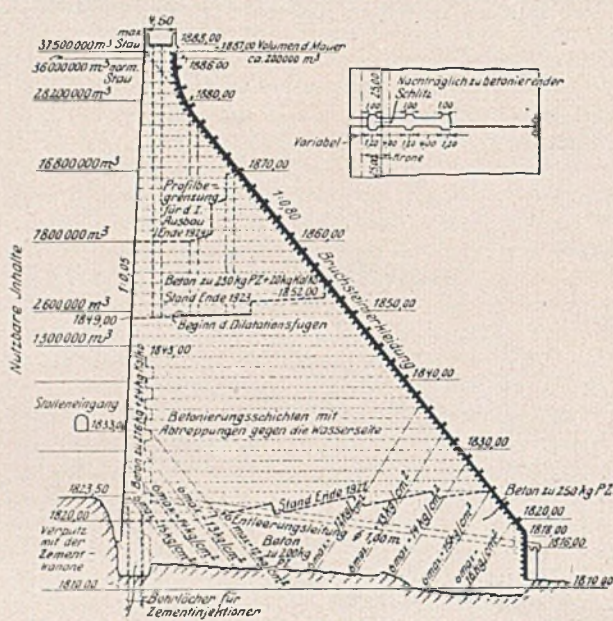


Abb. 1 a. Querschnitt der Staumauer Barberine.

werk ist überall auf Gneis gegründet. Alles klüftige und verwitterte Gestein wurde entfernt, stellenweise bis auf 7 m Tiefe. Im Fundament sind Diamantbohrungen bis zu 25 m Tiefe

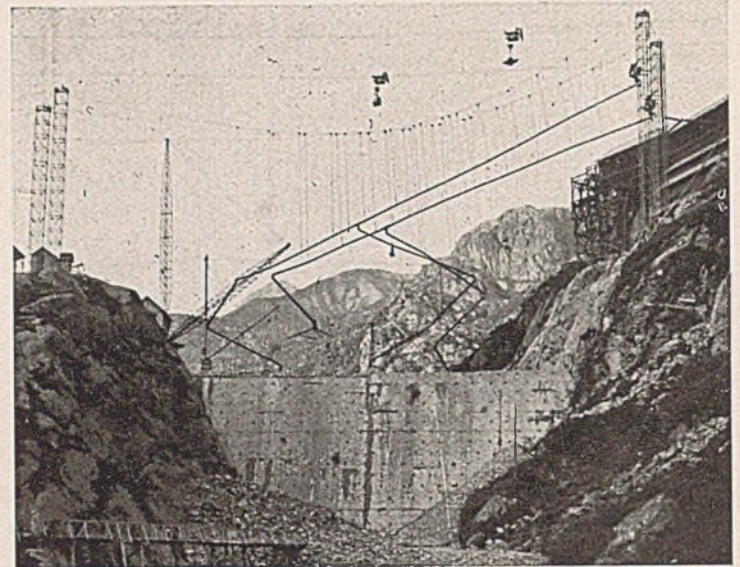


Abb. 2. Gesamtansicht der Gußbetonanlage (29. VIII. 23).



Abb. 1 b. Anwendung des Gußbetons beim Bau der Staumauer Barberine (29. VIII. 23).

2. Untersuchung der Baumaterialien.

In Frage kamen Kies und Sand aus dem Plateau (Flussgeschiebe) oder Kies und Sand aus Gneis gebrochen.

Mörtelversuche: 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand ergaben größere Festigkeit mit Flußsand (Kalkstein) als mit gebrochenem Gneissand.

Die Versuche ergaben im Mittel:

	Flußsand (Kalkstein)		Gebrochener Gneissand	
	28 Tage	90 Tage	28 Tage	90 Tage
Gestampft . .	317 kg/cm ²	400	256	—
Gegossen . .	192 „	255	145	200

Daher und weil die Submission einen um ca. Fr. 5, — pro m³ Beton billigeren Preis ergab, entschloß man sich, für die Mauer Flußsand und Flußkies zu verwenden.

Weitere Untersuchungen wurden hinsichtlich der granulometrischen Zusammensetzung von Kies und Sand gemacht, indem bei einer solchen Mauer nicht bloß die Festigkeit des Betons, sondern auch die Dichtigkeit eine Rolle spielt.

Eingehende Versuche zur Erlangung eines kompakten Betons sind zuerst von Ferret und dann besonders von Abrams gemacht worden. Die Zusammensetzung von Sand und Kies sollte derart sein, daß sie ein Minimum von Hohlräumen aufweist, welche vom Zement und vom Wasser zu füllen sind, d. h. mit andern Worten, daß die Mischung das größte spezifische Gewicht aufzuweisen habe. Bei Gußbeton muß die granulometrische Zusammensetzung derart sein, daß der Beton genügende Plastizität aufweist. Er muß leicht in die Schalung gebracht werden können, ohne daß die Materialien sich trennen. Dies ist nur dadurch möglich, daß man leicht von der Mischung, die das größte spezifische Gewicht aufweist, abweicht und einen Überschuß an ganz feinem Sand beigt.

Fuller hat eine Kurve für die granulometrische Zusammensetzung des Betons mit größter Dichtigkeit aufgestellt (Abb. 4a).

Eine andere Näherungsformel ist die folgende:

$$P = 100 \sqrt{\frac{d}{D}}$$

wobei D = größter Durchmesser des Kieses
d = irgend ein Korndurchmesser zwischen 0 und D,

P = % der Körner, die kleiner sind als der betrachtete Durchmesser d.

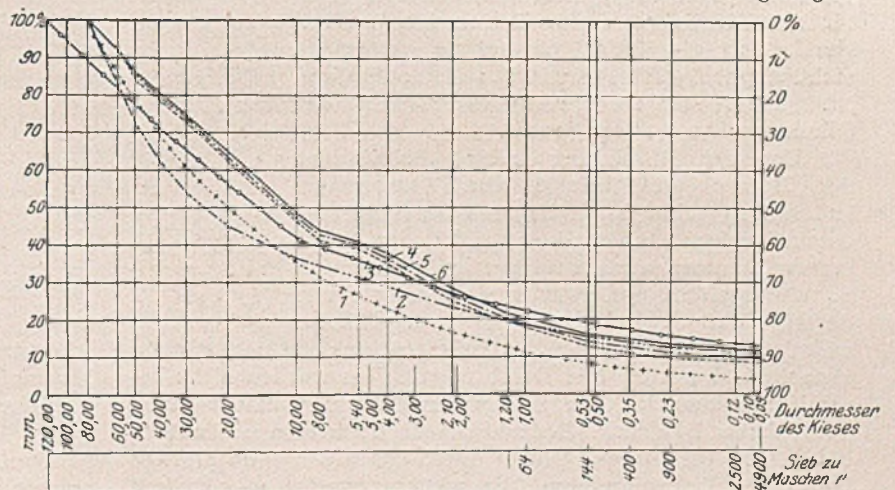


Abb. 3. Übersicht der Stauanlage (teilweiser Stau: 25. X. 23).

Auch diese Kurve ist in Abb. 4a eingetragen. Sie nähert sich stark der Kurve von Fuller, wenn man das Bindemittel auch einbezieht. Sowohl die Kurve von Fuller als auch diese Parabel geben einen wenig plastischen Beton; in der Praxis muß die Sandmenge unter 0,5 mm zur Erreichung der Plastizität vermehrt werden. Wir haben eine Reihe von Mörtel- und Betonversuchen mit verschiedenen granulometrischen Zusammensetzungen ausgeführt und dabei konstatiert, daß der Beton mit einem Korn, welches zwischen 0 und 80 mm variiert, erst plastisch wird, wenn 37 vH feine Bestandteile unter 0,5 mm des Gewichtes von Sand + Zement von 0-8 mm im Beton sind und daß die Plastizität die beste ist, wenn die feinen Bestandteile unter 0,5 mm 46 vH des Gewichtes von Sand und Zement ausmachen. Die Beschaffenheit der kleinen Bestandteile unter 0,5 mm spielt dabei auch eine Rolle. Wir haben gefunden, daß für die richtige Plastizität mindestens 50 vH der feinen Bestandteile unter 0,5 mm durch das Sieb mit 4900 Maschen gehen sollten. Wenn diese beiden Bedingungen nicht erfüllt sind, so fehlen dem Beton die nötigen Eigenschaften zum Gießen. Die Bestandteile trennen sich, das Fließen in den Rinnen ist unregelmäßig und es kann der genügende Fluß nur durch einen Überschuß von Wasser erreicht werden, woraus verminderte Festigkeit, geringeres spezifisches Gewicht und größere Wasserdurchlässigkeit des Betons resultiert. Die granulometrische Zusammensetzung des Kieses ist von viel geringerer Bedeutung. Es genügt, wenn ein Überschuß an mittlerem Korn vermieden wird. Wichtig ist, daß sowohl der Sand wie der Kies nicht gleichmäßiges Korn aufweisen, weil in diesem Falle die größten Hohlräume entstehen. Durch richtige Graduierung der Materialien, ins-

besondere des Sandes, können die Hohlräume, die vom Zement und vom Wasser auszufüllen sind, bis zu 15 vH reduziert werden. Wir haben für den Beton der Staumauer eine gute Zusammensetzung in der Weise erhalten, daß ein Teil der mittleren Körner zwischen 8 und 30 mm entfernt und in Sandmühlen zu feinem Sand gemahlen werden, der dem aus der Waschanlage kommenden Sand beigemischt wird. Außerdem ist der Wasserzufluß in die Waschanlage im vergangenen Jahre reduziert worden, damit möglichst viel feine Bestandteile im Sand verbleiben. Selbstverständlich ist vorher durch Proben festgestellt worden, daß der Beton dadurch an Festigkeit nichts einbüßt. Die Kurve der granulometrischen Zusammensetzung des Materials, wie es im Plateau von Barberine gewonnen wird, hat den gleichen Charakter wie diejenige von Camarasa (Staumauer in Spanien), mit welcher ein sehr dichter Beton erzielt wurde. Einzig der Prozentsatz der feinen Bestandteile unter 0,5 mm ist zu gering. Er beträgt im Mittel nur 13 vH, während er bei Camarasa 23 vH des Gewichtes des Sandes ausmachte. Deshalb mußte darnach getrachtet werden, noch feine Bestandteile in den Sand herein zu bekommen.

Dem Mangel an feinen Bestandteilen könnte natürlich durch Vergrößerung der Zementmenge begegnet werden. Es wäre dies indessen eine Verschwendung, die man sich nicht gestatten kann, es sei denn, daß man, wie in Camarasa, einen Mischzement, den sog. Sandzement, verwendet, der dadurch erhalten wird, daß Kalkstein und Klinker zusammen fein gemahlen werden. Um gleiche Festigkeiten zu erhalten, wie beim Portlandzement, muß eine fettere Mischung, welche durch Versuche festzustellen ist, gewählt werden. Dabei dürfte es genügen,



- 1 ······ Theoretische Parabel $P = \sqrt{\frac{d}{D}}$ 0-80 mm, ohne Bindemittel.
- 2 -·-·-· Kurve von Fuller 0-80 mm, mit Bindemittel.
- 3 -o-o- Kurve von Camarasa (mit Sandzement)
- 4 - - - - Beton zu 200 kg Z/m³ K. (mit Zement)
- 5 ······ " " 250 " " (" ")
- 6 - - - - " " 300 " " (" ")

Abb. 4a. Granulometrische Analyse von Sand und Kies.

wenn aus einer Reihe von Versuchen im Mittel nach 28 Tagen eine Festigkeit des Betons von 100 kg/cm² und nach 90 Tagen eine solche von 150 kg/cm² erzielt wird, da es sich bei den größten Schwergewichtsmauern nur um Beanspruchungen von 20-25 kg/cm² am talseitigen Fuß handelt. Bei der Staumauer Camarasa wurde der sog. Sandzement verwendet. Dieser enthielt 55 vH Portlandzement und 45 vH auf Zementfeinheit gemahlene Kalkstein. Die Verwendung von Sand-

zement bedeutete gegenüber ausschließlicher Verwendung von Portlandzement eine erhebliche Ersparnis an gebranntem Material. Es betrug z. B. die Dosierung für den Hauptteil der Mauer von Camarasa 274 kg Sandzement per m³ Beton; an Klinkern ergibt dies 274 × 0,55 = 150 kg, entsprechend 150 kg Portlandzement. Ein weiterer Vorteil des Sandzementes ist der, daß der Klinker bis an den Ort der Vermahlung mit dem Sand in unmittelbarer Nähe der Baustelle in offener Verpackung transportiert werden kann, da er gegen Nässe unempfindlich ist. Ferner bindet Sandzement weniger rasch ab als Portlandzement, was für die Ausführung großer Betonmassive von Vorteil ist. Die Abbindezeit wurde dadurch noch

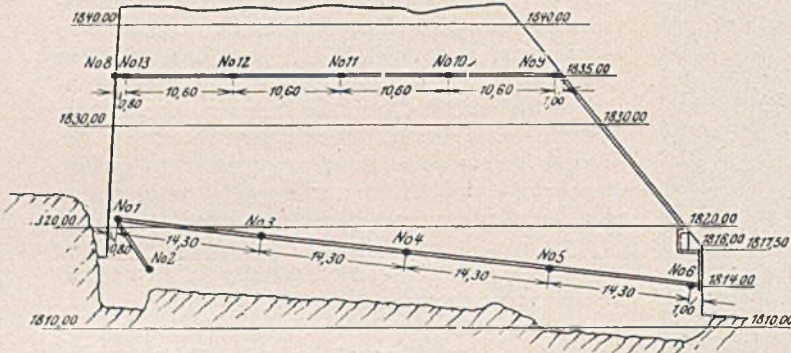


Abb. 5a. Temperaturmessungen. Lage der Thermometer.

verlängert, daß dem Zement ein verhältnismäßig hoher Prozentsatz an Gips, nämlich 2 vH, beigegeben wurde. Für den Beton war eine Druckfestigkeit von 150 kg/cm² nach 90 Tagen von der spanischen Regierung verlangt worden. Diese Festigkeit ist mit der bereits erwähnten Mischung auch erreicht worden. Wie ich mich selbst überzeugen konnte, hat der Beton ein außerordentlich kompaktes Aussehen. Ein sprechender Beweis für die Dichtigkeit dieses Betons ist der Umstand, daß die Mauer, obwohl sie wasserseits nicht verputzt wurde, sozusagen vollständig dicht ist. Die Mauer ist nur in der Gegend der Dilatationsfugen etwas feucht.

Um der Ribbildung infolge Schwindens des Betons und infolge von Temperaturänderungen (Abb. 5b) zu begegnen, werden sog. Dilatationsfugen angeordnet. Bei der Stau-mauer Camarasa wurden sie nur in den obersten 20 m ausgeführt und zwar in einfachster Weise derart, daß zwischen je 2 hochgeführten verzahnten Betonmassiven das Zwischenstück erst nachträglich ausbetoniert wurde. Die Berührungsflächen wurden nicht besonders behandelt. Die Stau-mauer Camarasa macht einen vorzüglichen Eindruck. Bedenklich jedoch scheinen mir, nebenbei gesagt, die Wasserverluste durch das umliegende klüftige Kalk- und Dolomitgebirge, die schätzungsweise 4–5 m³/sek betragen.

Ich kehre zurück auf die bei der Stau-mauer Barberine durchgeführten Untersuchungen. Bei Verwendung von Gußbeton muß man sich vor allem Rechenschaft darüber ablegen, welchen Einfluß die vermehrte Wasserzugabe auf die Festigkeit des Betons ausübt. Zu dem Zwecke sind 2 Versuchsserien ausgeführt worden; die eine umfaßt den Vergleich zwischen gestampftem und gegossenem Beton, und die andere die Veränderung der Festigkeit von Mörtel mit gleicher Mischung und gleicher granulometrischer Zusammensetzung, wenn die Wasserzugabe variiert. Diese Versuche führten zu folgenden Schlüssen:

1. Die Festigkeit und das spezifische Gewicht eines Mörtels sind am größten, wenn die Wasserzugabe gerade genügt, daß beim Stampfen an der Oberfläche leicht Zementmilch austritt. Die Festigkeit eines Mörtels nimmt ab, wenn die Menge des Mischwassers unter oder über dieser Grenze ist.

2. Die Festigkeit ist eine direkte Funktion des Verhältnisses Zement:Mischwasser in Gewichtsteilen, und das in so ausgesprochenem Maße, daß man, wenn dieser Faktor bekannt ist, die Festigkeit bestimmen kann, welches auch die granulometrische Zusammensetzung von Sand und Kies und welches auch die Mischung, d. h. die Zementbeigabe, ist.

Wir haben gefunden, daß die mittlere Festigkeit aller unserer Versuche nach 90 Tagen sich ausdrücken läßt durch folgende Formeln:

$$R = \left(\frac{Z}{W} - 0,40 \right) \times 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } R < 70 \text{ kg/cm}^2.$$

$$R = \left(\frac{Z}{W} - 0,50 \right) \times 190 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } R > 70 \text{ kg/cm}^2.$$

So darf beispielsweise bei einem Beton von 180 kg Portlandzement per m³, wenn er nach 90 Tagen eine Festigkeit von 100 kg/cm² erreichen soll, das Anmachwasser 170 Liter oder ungefähr 7,7 vH des Gewichts von Kies, Sand und Zement in trockenem Zustand nicht überschreiten.

3. Die Festigkeit eines gegossenen Mörtels ist bei möglichst geringer Wasserzugabe nur etwa 50–60 vH derjenigen von gestampftem Mörtel. Die Wasserbeigabe spielt in bezug auf die Festigkeit eines Mörtels oder Betons eine ebenso wichtige Rolle wie die Zementbeigabe.

Eine Serie von Versuchen wurde mit Sandzement ausgeführt. Diese Versuche ergaben, daß, solange der Gehalt des Sandzementes nicht mehr als 30 vH Steinmehl ist, die Festigkeit des Mörtels und Betons mit Sandzement nahezu so groß ist, als wenn man die gleiche Menge Portlandzement beimischt.

Aus den Dichtigkeitsversuchen an Betonprobekörpern, die in unserem Auftrag von der Abdichtungskommission des



Abb. 5b. Ergebnisse der Temperaturmessungen.

schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes und von der Materialprüfanstalt in Lausanne ausgeführt wurden, konnte geschlossen werden:

1. Das im Plateau von Barberine gewonnene Kies- und Sandmaterial gibt bei einer Mischung von 200 kg Portlandzement pro m³ Kies keinen dichten Beton.

2. Die Wasserundurchlässigkeit kann erreicht werden, sei es durch Erhöhung der Mischung auf 300 kg Portlandzement per m³ Kies, sei es durch Vermehrung der kleinen Bestandteile des Sandes unter 0,5 mm auf mindestens 20 vH des Gewichtes des Sandes.

3. Für einen Sand, wie er im Plateau von Barberine gewonnen wird, ist es vorteilhaft, etwa 10 vH Kalko dem Zement beizufügen.

4. Die größte Dichtigkeit wird erhalten, wenn der Beton die Konsistenz eines Breies hat, der sich leicht verarbeiten läßt und der bei leichtem Stampfen Wasser zieht.

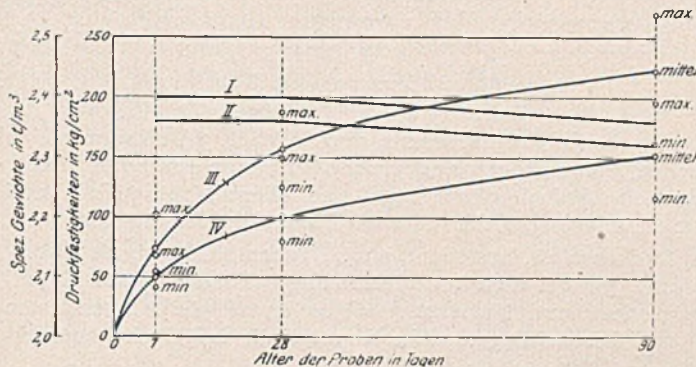
Aus den zahlreichen Versuchen, welche in bezug auf den Beton der Stau-mauer des Kraftwerkes Barberine ausgeführt wurden, ging zusammenfassend folgendes hervor:

1. Die Menge des Anmachwassers muß auf ein Minimum reduziert werden. Sie darf unter keinen Umständen das Gewicht des Bindemittels oder 7,5 vH des Gewichtes sämtlicher

Trockensubstanzen überschreiten, sonst trennt sich das Wasser vom Zement vor dem Abbinden und hinterläßt Hohlräume im Beton.

2. Die granulometrische Zusammensetzung und der Feuchtigkeitsgrad der zur Verwendung gelangenden Materialien sollen konstant sein.

3. Der Beton muß genügend feine Bestandteile unter 0,5 mm enthalten und zwar mindestens 20 vH (exkl. Zement)



Bemerkungen: Das Verhältnis des Anmachwassers ändert von 7,0-7,5 % vom Gewichte der trockenen Materialien. — Die Betonproben sind täglich auf der Staumauer selbst entnommen. — Die Erhärtung der Proben erfolgte auf dem Platze auf freier Luft.

Abb. 4 b. Druckfestigkeiten und Spez. Gewichte des Gußbetons im Jahre 1923.

des Gewichtes des Sandes, damit sich die Materialien beim Gießen nicht entmischen. Dies ist nicht bloß nötig, um das Gießen zu erleichtern, sondern auch, um das nötige spezifische Gewicht und die erforderliche Wasserundurchlässigkeit zu erhalten.

Um diesen Bedingungen zu genügen, sind folgende Anordnungen getroffen worden:

1. Die vertraglich festgesetzte Betonmischung für die große Masse der Staumauer wird von 200 kg Portlandzement pro m³ Kies auf 230 kg Portlandzement erhöht. Um das Gießen zu erleichtern und die Menge des Mischwassers zu verringern, werden noch 20 kg Kalko beigegeben. Die Er-

höhung der Mischung war auch nötig, um der Förderung zu genügen, daß die Probekörper des Gußbetons im Mittel nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 100 kg/cm² aufzuweisen haben oder 150 kg/cm² nach 90 Tagen.

2. Das im Überfluß vorhandene mittlere Korn zwischen 8 und 30 mm wird teilweise entfernt und in 3 Schleudermühlen zu feinem Sand verkleinert. Eine vierte Anlage, bestehend aus Steinbrecher und Sandmühle, verarbeitet einen Teil des Kornes zwischen 30 und 80 mm. Die Beimischung dieses feinen Sandes geschieht erst, nachdem der Sand die Wasch-anlage passiert hat.

3. Das im Plateau gewonnene Material wird weniger gründlich gewaschen, um das Ausschwemmen der feinen Bestandteile etwas zu vermindern. Selbstverständlich wurde vorher durch Proben festgestellt, daß die Festigkeit des Betons dadurch nicht vermindert wird.

Nach Durchführung dieser Maßnahme wurden folgende Resultate im Mittel aus 25 Versuchen erzielt:

	Mischung 250 kg/m ³ Kies		Mischung 300 kg/m ³ Kies	
	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
Spez. Gewicht	2,35	2,38	2,36	2,36
Festigkeit . .	51,4	98	63	131 kg/cm ²

Menge des Anmachwassers aus 25 Versuchen (Proben direkt von der Rinne auf der Staumauer entnommen) 7,1 vH des Gewichtes der Trockensubstanzen. Die während der Bauausführung im Sommer 1923 erzielten Resultate sind in Abb. 4b dargestellt.

Es sei noch erwähnt, daß bei der Staumauer Barberine nur Sand und Kies entsprechend dem Vertrag mit der Unternehmung getrennt wurden und zwar Sand von 0-8 mm und Kies von 8-80 mm. Es scheint mir aber zweckmäßiger, wenn drei Komponenten gewählt werden und zwar Sand von 0-3 mm, gröberer Sand von 3-30 mm und Kies von 30-80 mm; dies deshalb, weil in der Regel die mittleren Körner im Überfluß vorhanden sind. Eine weitgehendere Unterteilung halte ich nicht für notwendig.

VERSUCHE ÜBER DIE VERWERTUNG HOCHWERTIGEN PORTLANDZEMENTES IN DER PRAXIS.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Biebrich a. Rh., Technische Hochschule Darmstadt.

Übersicht: Es wird zunächst ein ausführliches Versuchsprogramm, Herstellung der Probekörper, besprochen und das Ergebnis der praktischen Belastungsversuche an Platten, Balken und einer Versuchsdecke mitgeteilt. Im zweiten Teile folgen die Ergebnisse der Belastungen und sonstige Prüfungen auf Druck, Zug, Elastizität und Schwindung in Verbindung mit den rechnermäßigen Spannungs- und Durchbiegungswerten. Zum Schluß werden aus dem Gesamtergebnis der Versuche Folgerungen über die Auswertungsmöglichkeiten des hochwertigen Portlandzementes gezogen.

In der letzten Zeit ist in den Fachzeitschriften öfters von hochwertigen Zementen gesprochen worden, wobei es sich durchweg um Auslandsprodukte handelte, während über deutsche Fabrikate dieser Art seither nichts veröffentlicht worden ist.

Nunmehr kommt die Portlandzementfabrik Dyckerhoff & Söhne, Amöneburg bei Biebrich am Rhein, mit einem hochwertigen Portlandzement, Marke „Dyckerhoff Doppel“ heraus, der bei normaler Abbindung schon nach kurzer Zeit eine hohe Festigkeit aufweist. Mehrere von Materialprüfungsämtern und vom Verfasser durchgeführte Normenproben haben bei zwei Tagen (48 Stunden) Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft und 1 Tag unter Wasser — Zahlenwerte ergeben, die einerseits mindestens doppelt so hoch sind als die vorgeschriebenen Normenwerte auf Zug und Druck nach 7 Tagen und andererseits mindestens ebenso hoch wie die normenmäßigen Festigkeitswerte nach 28 tägiger Erhärtung. Als durch-

schnittliche Zahlenwerte wurden je nach Herstellungs- und Erhärtungstemperatur folgende ermittelt:

Alter	Lagerung	Festigkeit in kg/cm ² auf Zug auf Druck	
		2 Tage	1 Tg. Luft, 1 Tg. Wasser
7 "	1 " " 6 " "	30 " 34	400 " 450
28 "	1 " " 27 " "	34 " 36	500 " 550
28 "	1 " " 6 " " } und 21 Tage Luft	45 " 50	550 " 600

Um festzustellen, in welchem Maße sich die Eigenschaften dieses Zementes in konstruktivem und wirtschaftlichem Sinne in der Baupraxis auswerten lassen, hat die Zementfabrik Dyckerhoff & Söhne den Unterzeichneten beauftragt, entsprechende Versuche durchzuführen.

Für das Programm und die Durchführung der Versuche war in erster Linie der Gesichtspunkt maßgebend, die Versuche, insbesondere hinsichtlich Herstellung, Behandlung und Lagerung der Versuchskörper, in weitgehendstem Maße den tatsächlichen Verhältnissen auf der Baustelle anzupassen. Infolgedessen wurden die Versuchskörper durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. R., in deren Zementwarenfabrik und durch deren Personal in der üblichen baupraktischen Weise hergestellt.

Da die Normenproben nur vergleichmäßige Werte für einen Mörtel darstellen, wie er auf der Baustelle nicht zur Verwendung kommt, so wurde für die Hauptversuche eine Mörtelzusammensetzung und ein Wasserzusatz gewählt, wie er bei Eisenbetonbauten auf Baustellen üblich ist, und zwar als Mischungsverhältnis 250 kg Zement auf 1 cm³ gemischten Rheinkiessand (1:5,5 in Raumteilen) mit einem Wasserzusatz von etwa 14 Raumprozenten (bezogen auf Zement + Kiessand), wodurch ein weicher, leicht verarbeitbarer Betonmörtel erreicht wurde.

Der gemischte Kiessand hatte ein Raumgewicht von 1700 kg/m³ und folgende Zusammensetzung in Gewichtsprozenten: 55 vH von 0-5 mm, 30,5 vH von 5-15 mm, 11 vH über 15 mm und 3,5 vH Wasser. In dem oben angegebenen Wasserzusatz ist das im Kiessand enthaltene Wasser mit eingerechnet.

Die Temperatur des Raumes, in welchem der Mörtel gemischt und verarbeitet wurde und die Versuchskörper lagerten, war für die Hauptversuchsreihe verhältnismäßig niedrig (7-9° C), um auch den ungünstigen Einfluß einer niedrigen Herstellungs- und Erhärtungstemperatur, wie sie im Frühjahr und Herbst als Bautemperatur öfter vorliegt, zu berücksichtigen. Durch vergleichende Ergänzungsversuche wurde auch der Einfluß einer höheren Erhärtungstemperatur (etwa 15° C) untersucht.

Als Versuchskörper aus weichem Beton wurden für die Hauptversuchsreihe hergestellt:

- 9 Würfel 10/10 cm in eisernen Formen zur Prüfung auf Druck nach 2, 7 und 28 Tagen; Bezeichnung W₁,
- 9 Würfel 30/30 cm in eisernen Formen zur Prüfung wie vor; Bezeichnung W₂,
- 6 Platten in Holzformen 25 cm breit, 6 cm hoch und 1,20 m lang mit Eiseneinlagen nach Abb. 1, wobei die Abmessungen und Eiseneinlagen so gewählt sind, daß die Zerstörung durch Biegungsdruck erfolgt. Prüfung auf Bie-

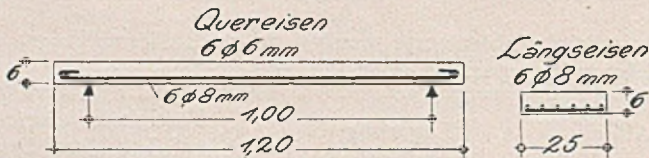


Abb. 1. Versuchsplatten P.

gung, und zwar 3 Stück mit Maschine unter Messung der Durchbiegungen und 3 Stück durch Aufbringung von Belastung; Bezeichnung P.

- 6 Balken in Holzformen von 13 cm Breite, 15 cm Höhe und 1,20 m Länge, wobei Abmessungen und Eiseneinlagen nach Abb. 2 bzw. Abb. 3 so gewählt sind, daß bei einer

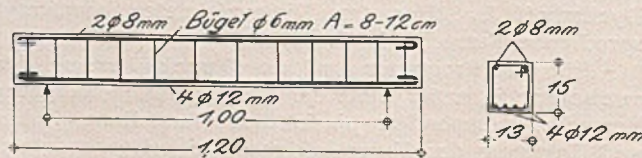


Abb. 2. Versuchsbalken B 1.

Biegungsspannung von $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ gleichzeitig eine Schubspannung von $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ auftritt und die Eisen- spannung verhältnismäßig gering bleibt, also die Zer-

störung auf Biegungsdruck oder Schub erfolgt. Prüfung auf Biegung und Schub mit Maschine bzw. durch Belastung, Bezeichnung B₁ (nach Abb. 2) und B₂ (nach Abb. 3).

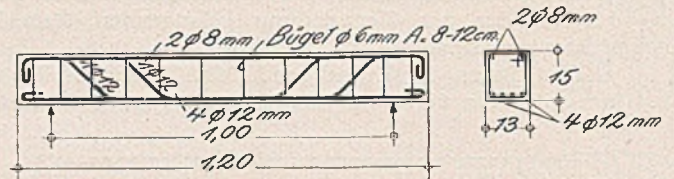


Abb. 3. Versuchsbalken B 2.

Bei einer Vergleichsserie wurden auch 3 Balken von den gleichen Abmessungen und gleichem unteren Eisenquerschnitt hergestellt, jedoch ohne Bügel und obere Montageeisen und ohne Aufbiegungen der unteren Eisen, Bezeichnung B₃.

- 1 Deckenstück, bestehend aus 2 Plattenbalken (nach Abb. 4 und 5), bei dem für gleichmäßige Belastung für Eigengewicht und Nutzlast $p = 500 \text{ kg/m}^2$ die Abmessungen und Eiseneinlagen so bestimmt sind, daß nach konstruk-

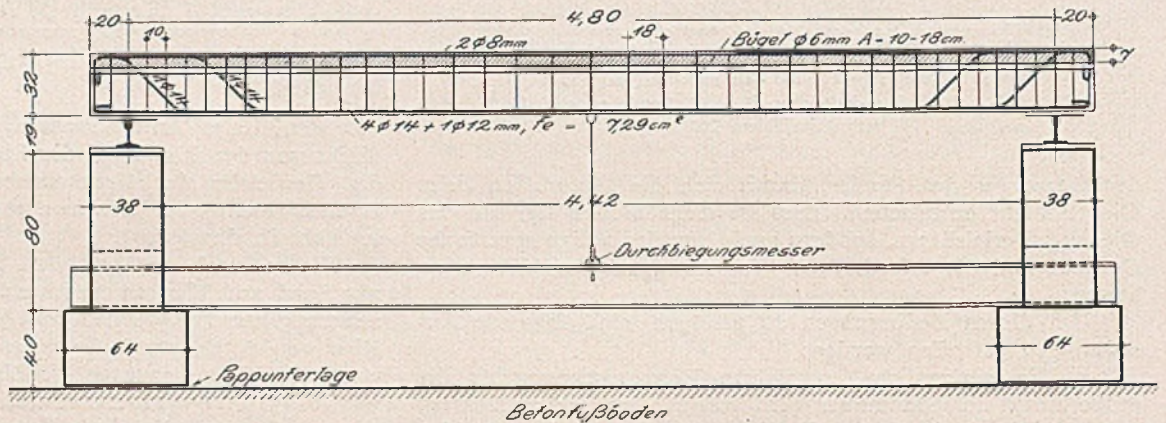


Abb. 4. Längsschnitt der Versuchsdecke.

tiv wirtschaftlichen Gesichtspunkten, wie sie im Hochbau oft vorliegen, bei einer Eisenspannung von $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ eine Biegungsdruckspannung des Betons von $\sigma_b = 25 - 30 \text{ kg/cm}^2$ (je nach Annahme von n und n') und eine Betonschubspannung von $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ auftreten. Ausschalung und Belastung nach 2 Tagen; Bezeichnung D.

- 3 Elastizitätsdruckkörper mit einem Querschnitt von 16/16 cm und einer Höhe von 48 cm, ohne Eiseneinlagen, zur Ermittlung der Elastizitätszahl auf Druck und der Prismendruckfestigkeit bei einem Schlankheitsverhältnis von $h : a = 1 : 3$. Prüfung nach 7 Tagen; Bezeichnung E_d.

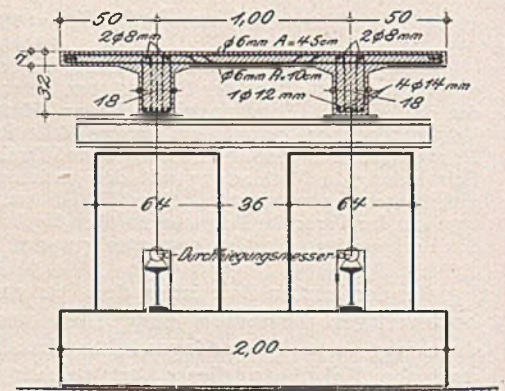


Abb. 5. Querschnitt der Versuchsdecke.

- 3 Zugkörper mit einem Querschnitt von 10/10 cm zur Ermittlung der Elastizitätszahl auf Zug und der Zugfestigkeit des Betonquerschnitts. Prüfung nach 7 Tagen; Bezeichnung E_z.
- 5 Schwindkörper in Holzformen mit Querschnitt 7/7 cm und 70 cm Länge zur Feststellung der Schwindmasse. Prüfung nach 7 Tagen; Bezeichnung S.

Neben dieser Hauptversuchsreihe aus weichem Beton wurden vergleichsweise noch Versuchskörper aus erdfeuchtem Beton im gleichen Mischungsverhältnis, jedoch mit 9,3 Gewichtsprozenten Wasser hergestellt, und zwar:

- 9 Würfel 10/10 cm in eisernen Formen zur Prüfung nach 2, 7 und 28 Tagen; Bezeichnung W_1' .
- 6 Würfel 30/30 cm in eisernen Formen, zur Prüfung nach 2 und 7 Tagen; Bezeichnung W_2' .

Die Herstellung sämtlicher Versuchskörper erfolgte in Maschinenmischungen von 50 kg Zement und 200 l = 170 kg Kiessand, bei normaler Mischzeit von 2 Minuten pro Mischung.

Die Entformung der Würfel, Platten und Balken wurde nach 24 Stunden vorgenommen. Die Ausschalung des Deckenstücks erfolgte so rechtzeitig, daß nach 47 stündiger Erhärtungszeit der Körper frei ausgeschalt war, damit bis zur 48. Stunde zur Anbringung der Biegunsmesser und zur Aufbringung der rechnermäßigen Nutzlast genügend Zeit zur Verfügung stand.

Die Entformung der Körper für die elastischen Messungen und die Schwindspannungen erfolgte zum Schutz gegen Beschädigungen nach dem Transport dieser Körper an die Materialprüfungsanstalt in Darmstadt, woselbst die Feinmessungen vorgenommen wurden.

Die Prüfungen der Probekörper erfolgten möglichst zu denselben Tagesstunden, an welchem die betr. Körper fertig betoniert worden sind. Dieser Gesichtspunkt wurde besonders für die 48-Stunden-Prüfungen möglichst streng durchgeführt.

Die Ergebnisse der Prüfung werden in dem zweiten Teil des Aufsatzes besprochen und insbesondere bei den Plattenbalken und der Versuchsdecke mit den



Abb. 6. Belastung einer Platte P.

rechnermäßigen Zahlenwerten der Beanspruchungen und Durchbiegungen verglichen. Vorweggenommen seien hier nur die Ergebnisse mit den praktischen Belastungsversuchen für Platten und Balken, die durch Aufbringen von Belastungen durchgeführt worden sind, und das Hauptergebnis für die Belastung des Deckenstücks.

Die Belastung einer 48 Stunden alten Platte (P) von 25 cm Breite und 6 cm Stärke bei einer Stützweite von 1 m zeigt Abb. 6. Zunächst wurden von der Mitte ausgehend nacheinander 3 schwere Herzstücke mit einem Gewicht von je 285 kg. aufgebracht und dann nacheinander die Belastung durch Aufbringen von Zementsäcken auf 1400 kg gesteigert. Bei dieser Belastung, die einer Nutzlast von 5600 kg/m² entsprach und bei welcher rechnermäßig eine Biegedruckspannung $\sigma_c = 160$ kg/cm² und eine Eisenzugspannung $\sigma_s = 1700$ kg/cm² vorlagen, hatte sich eine Durchbiegung der Platte von etwa 6,5 mm ergeben, während Zerstörungen in der Platte nicht zu erkennen waren.

Die Abbildung 7 stellt die Belastung zweier Balken (B_1 und B_2) von 15 cm Höhe, 13 cm Breite und 1 m Stützweite dar, ebenfalls bei einem Alter von 48 Stunden. Auch hier wurde die Belastung wieder mit Herzstücken und Zementsäcken aufgebracht, wobei die Gesamtbelastung von 8000 kg etwa je zur Hälfte auf einen Balken entfiel. Die rechner-

mäßigen Beanspruchungen betragen hierbei $\sigma_b = 140$, $\sigma_c = 1450$ kg/cm² bei einer Schubspannung von etwa 15 kg/cm². Der eine Balken ohne Aufbiegungen zeigte zwei feine Schubrisse, während der Balken mit Aufbiegungen keinerlei Beschädigungen aufwies. Die Durchbiegung der Balken betrug etwa 4 mm.

Bei dem Deckenstück wurde mit der Ausschalung bei 46½ stündiger Erhärtungszeit begonnen, so daß bei einem Alter von 47 Stunden die Ausschalung durchgeführt war. Abb. 8 zeigt den ausgeschalteten Versuchskörper nach 47 stündiger Erhärtungszeit. Bis zur 48. Stunde wurden die Durchbiegunsmesser unter der Mitte eines jeden Balkens angebracht und die einfache Nutzlast in Form von Herzstücken aufgebracht. Zur Erzielung einer gleichmäßigen, klaren Belastungsweise waren längs über den Balken Dielen gelegt.

Bei der normalen Nutzlast von 500 kg/m² war eine Durchbiegung von 3 mm vorhanden, d. h. ein Durchbiegungsverhältnis zur Stützweite 1 : 1600. Um die Tragfähigkeit der Versuchsdecke noch an demselben Tage weiter zu prüfen, wurde die Nutzlast nacheinander um je 250 kg/m² bis zur 3 fachen Nutzlast (1500 kg/m²) gesteigert. Bei diesem Belastungszustand, der über Nacht stehen blieb und wobei eine rechnermäßige Eisenzugspannung von 2600 kg/cm² vorhanden war, wurde eine Durchbiegung der Balken von 10,5 bzw. 10,7 mm also im Mittel 10,6 mm, beobachtet. Die Abb. 9 zeigt den Versuchskörper unter diesem Belastungszustand. Am anderen

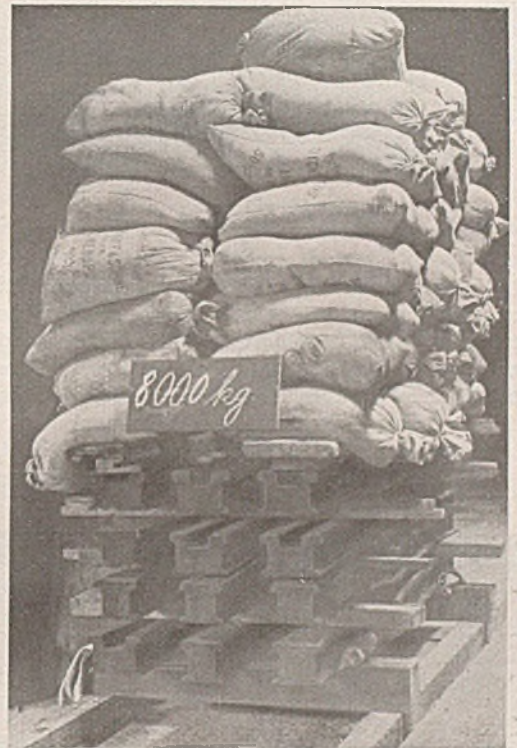


Abb. 7. Belastung zweier Balken B_1 und B_2

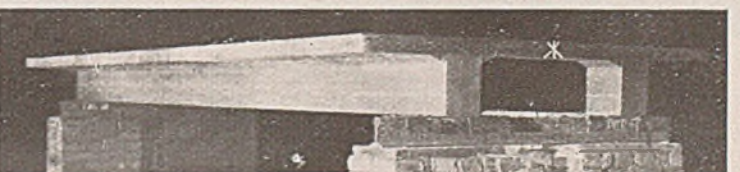


Abb. 8. Ausgeschaltete Versuchsdecke im Alter von 47 Stunden.

sucht und solche nur im Bereich der Zugspannungszonen festgestellt, die in erster Linie durch die hohe Eisen Spannung verursacht worden sind. Dann wurde die Belastung der Decke um weitere 500 kg/m² Nutzlast, also auf die 4 fache Nutzlast gesteigert. Hierbei vermehrten sich die Risse innerhalb der Zugspannungszonen. Auch einige Risse infolge Schub- bzw. Hauptspannungen konnten festgestellt werden. Eine Stunde nach Aufbringung der Belastung betrug die Durchbiegung in der

Mitte 14,9 mm. Diese 4 fache Nutzlast blieb dann eine Woche auf dem Versuchskörper, wobei weitere Rißbildungen nicht festgestellt werden konnten und die Durchbiegung auf 16,1 mm gewachsen ist.

Abb. 10 zeigt den Versuchskörper unter der 4fachen

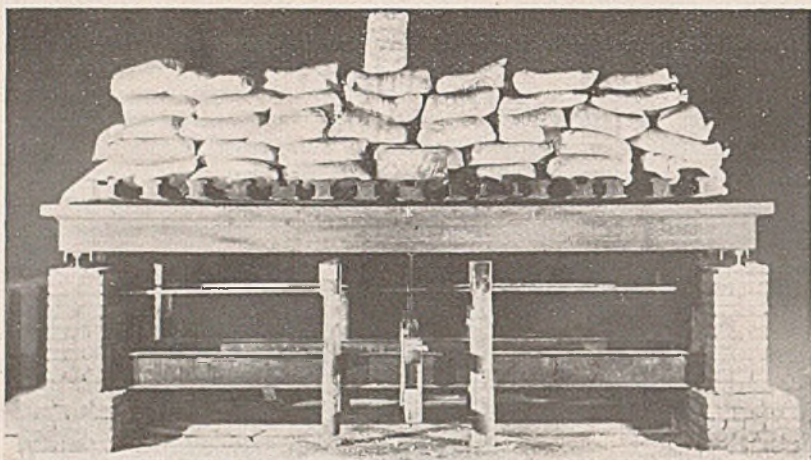


Abb. 9. Belastung der Versuchsdecke mit 3facher Nutzlast im Alter von 2 Tagen.

Nutzlast am Ende der Belastungsperiode. Die an den Trägern angezeichneten weißen und schwarzen Striche sollen die aufgetretenen Risse markieren. Die Risse selbst sind etwa 1 cm neben diesen Strichen vorhanden und auf dem Bilde als feine Risse nicht zu erkennen. Die weiß markierten Risse sind bei der 3fachen Nutzlast, die schwarz markierten nach Aufbringen der 4fachen Nutzlast aufgetreten.

Schon diese vorgeführten Belastungsergebnisse zeigen,



Abb. 10.

Belastung der Versuchsdecke mit 4facher Nutzlast im Alter von 3 Tagen.

daß der untersuchte Zement überraschend hochwertige Eigenschaften besitzt, die für die Auswertung in der Praxis von großer Bedeutung sind. Nachstehend werden die genaueren Ergebnisse der Belastungen und sonstigen Prüfungen in Verbindung mit den rechnermäßigen Spannungs- und Durchbiegungswerten, also auch die Elastizitätsergebnisse noch eingehend besprochen und aus dem Gesamtergebnis der Versuche Folgerungen über die Auswertungsmöglichkeiten in der Bau- praxis gezogen.

Zur Nachprüfung der anfangs mitgeteilten Normenfestigkeiten ist auch der für die vorliegenden Versuche verwandte Zement nochmals mehreren Normenprüfungen unterzogen worden, die sowohl durch das staat-

liche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem als auch durch die staatliche Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Darmstadt durchgeführt worden sind. Die Ergebnisse dieser amtlichen Normenprüfungen sind nachstehend zusammengestellt.

Alter	Prüfungsamt Berlin-Dahlem		Prüfungsanstalt Darmstadt	
	Zug	Druck	Zug	Druck
2 Tage	25.4	264	27,0	277 kg/cm ²
7 Tage	31.4	455	30,9	449 ..
28 Tage (Wasser)	36.5	595	35,7	613 ..
28 Tage (komb.)	42.3	662	52,8	640 ..

Siebrückstand:

auf 5000 Maschen/cm ²	6,5 vH . .	7,7 vH
auf 900 ..	0,3 vH . .	0,8 ..

Abbindeverhältnis:

Wärmeerhöhung	+ 1,0 °C
Erhärtungsanfang nach	1 3/4 h . . 2 h
Abbindezeit von	4 3/4 .. . 4 .. 12 min.

Die Raumbeständigkeitsprobe der deutschen Normen sowie die Darr- und Kochprobe bestanden.

Die Untersuchungen auf Würfeldruckfestigkeit an Würfeln 10/10 cm, die in eisernen Formen hergestellt wurden, sind gemäß Programm nach 2, 7 und 28 Tagen durchgeführt, und zwar sowohl für weiche (W₁)-als auch für erdfeuchte (W'₁)-Würfel. Die gemittelten Druckfestigkeitszahlen aus den Prüfungen von je 3 Würfeln sind folgende:

Alter	W ₁ (weich)	W' ₁ (erdfeucht)
2 Tage	91 kg/cm ²	146 kg/cm ²
7 ..	185 ..	249 ..
28 ..	259 ..	330 ..

Der Unterschied zwischen den weichen und den erdfeuchten Würfeln ist, wie bekannt, auf den Wassergehalt zurückzuführen und wird noch gesteigert durch die Herstellung in eisernen Formen, da in der ersten Zeit der Erhärtung das überschüssige Wasser durch die eisernen Formen nicht abtropfen kann. Aus diesem Grunde ist auch der prozentuale Unterschied bei kürzerer Erhärtungszeit höher als bei längerer Erhärtungszeit.

Die vergleichsweise Prüfung auf Druckfestigkeit an Würfeln 30/30 cm im Alter von 2 und 7 Tagen sowohl für weichen (W₂)-als auch für erdfeuchten (W'₂)-Beton hatte folgende Ergebnisse:

Alter	W ₂ (weich)	W' ₂ (erdfeucht)
2 Tage	70 kg/cm ²	122 kg/cm ²
7 Tage	169 ..	238 ..

Das Zurückbleiben der Festigkeiten bei den Würfeln von 30/30 cm gegenüber Würfeln 10/10 cm ist auch bei normalem Portlandzement eine bekannte Tatsache. Der Unterschied infolge verschiedener Würfelgrößen nimmt mit zunehmendem Alter ab, da bei den kleinen Würfeln besonders wegen des rascheren Austrocknens die Anfangserhärtung höher ist. Die Verhältnisse zwischen den vorstehend mitgeteilten Werten für Würfel von 10/10 cm und Würfel von 30/30 cm sind sowohl für weiche als auch erdfeuchte Verarbeitung nachstehend angegeben und lassen den Einfluß von Wasserzusatz und Würfelgröße bei Herstellung in eisernen Formen klar erkennen:

Alter	W ₁ : W ₂ (weich)	W' ₁ : W' ₂ (erdfeucht)
2 Tage	91 : 70 = 1,30	146 : 122 = 1,20
7 ..	185 : 169 = 1,10	249 : 238 = 1,05

Zur Prüfung der wirklichen Baufestigkeit sind also die in eisernen Formen hergestellten Würfel, besonders bei weicher Betonverarbeitung, nicht als zuverlässige Prüfungskörper zu betrachten, was ja bereits wiederholt auch in der Literatur betont worden ist. Dazu kommt noch, daß die Biegungsdruckfestigkeiten der am meisten in der Praxis vorkommenden Konstruktionen wie, Platten und Balken, besonders bei Herstellung in Holzschalung, ebenfalls andere Werte ergeben als die Würfeldruckfestigkeiten. Aus diesem Grunde sind die früher von verschiedenen Seiten gemachten Vorschläge, zwecks Nachprüfung von Baufestigkeiten Kontrollbalken zu verwenden, entstanden¹⁾ und besonders für weiche Betonverarbeitung als berechtigt zu bezeichnen.

Da es sich bei den hier besprochenen Versuchen in erster Linie um praktisch verwertbare Untersuchungen handelte, so wurde gemäß dem bereits bekannt gegebenen Versuchsprogramm der Hauptwert auf Prüfungen gelegt, bei denen insbesondere durch Belastungen von Platten, Balken und einer Versuchsdecke möglichst weitgehende Ergebnisse über die Biegungs- und Schubfestigkeiten sowie Elastizitätsverhältnisse erzielt werden sollten. Neben den bereits mitgeteilten Belastungsversuchen von Platten, Balken und Versuchsdecke durch Aufbringung von Belastungsmaterial sind auch noch Platten und Balken unter der Presse von Amsler-Laffon mit genauen Durchbiegungsmessungen geprüft worden.

Die maschinenmäßige Prüfung der nach Abb. 1 hergestellten Platten erfolgte durch Einzellast P in der Mitte nach Abb. 11 und die Belastungen der nach Abb. 2 und 3 hergestellten Balken B_1 und B_2 durch zwei Einzellasten im Abstand von 30 cm nach Abb. 12, und zwar jeweils im Alter von 2 Tagen. Die Durchbiegung der Platten und Balken wurde hierbei durch einen Biegemesser mit roofacher Übersetzung gemessen.

Bei den Platten sollte insbesondere die Biegungsfestigkeit und die Elastizität dünner Plattenkonstruktionen nachgewiesen werden. Diese Platten haben eine Einzellast P in der Mitte von 800 kg getragen, ohne daß sichtbare Risse eingetreten sind.

Diese Belastung betrug ungefähr das 4,5fache der einer Spannung $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ entsprechenden Nutzlast.

Für die verschiedenen stufenweisen Belastungen wurden die Spannungs- und Durchbiegungswerte unter Annahme verschiedenartiger Elastizitätsverhältnisse zwischen Beton und Eisen rechnerisch ermittelt und die errechneten Durchbiegungen mit den tatsächlich beobachteten Durchbiegungen verglichen. Es ergaben sich auch hierbei, ähnlich wie bei der durch Aufbringen von Belastungsmaterial geprüften Platte (Abb. 6), je nach Annahme der Elastizitätsverhältnisse, Spannungswerte $\sigma_b = 150$ bis 200 kg/cm^2 und $\sigma_c = 1500$ bis 2000 kg/cm^2 . Die gemessenen Durchbiegungen stimmten mit den errechneten Durchbiegungsziffern gut überein und betragen bei der höchsten Belastung etwa 6 bis 7 mm, die nach der Entlastung bis auf etwa 2,5 bis 3 mm wieder zurückgegangen sind.

Die Balken B_1 , die nach Abb. 2 außer den unteren Zug-eisen noch Bügel und obere Montageeisen erhalten haben, und die Balken B_2 , bei denen außerdem nach Abb. 3 ein Teil der unteren Eisen mit Rücksicht auf die Hauptspannungen aufgebogen worden ist, ergaben bei der Prüfung unter der Maschine nach 2 Tagen ebenfalls eine Tragfähigkeit, die derjenigen der durch Belastungsmaterial geprüften Balken entsprach. Die ersten Risse traten auch hierbei infolge Schubbeanspruchungen auf und zwar bei den Balken B_1 bei einer Belastung $P = 3200 \text{ kg}$ und bei den Balken B_2 infolge Mitwirkung der aufgebogenen

Eisen bei $P = 3800 \text{ kg}$. Die hierbei rechnerisch entstandenen Schubspannungen betragen 11 bzw. 14 kg/cm^2 und die Spannung in den Schrägeisen bei Balken B_2 unter der Annahme, daß die Hauptspannungen sämtlich durch die aufgebogenen Eisen aufgenommen werden, $\sigma_{cz} = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Die rechnerischen Biegungsspannungen für diese beiden Rißbelastungen betragen etwa $\sigma_b = 110$ bzw. 140 kg/cm^2 , wobei an keiner Stelle Beschädigungen infolge Biegungsdruck zu erkennen waren. Rißbildungen in der reinen Biegungszone zwischen den zwei Einzellasten konnten nicht festgestellt werden, da die Eisenspannung zum Zeitpunkt der Schubrißbildungen etwa 1200 bis 1400 kg/cm^2 betrug. Die gemessenen Durchbiegungen bei der ersten Rißbildung betragen bei den Balken B_1 im Mittel 3 mm und bei den Balken B_2 im Mittel 4 mm, die sich mit den rechnerischen Durchbiegungswerten ungefähr deckten, so lange keine allzu starken Überbeanspruchungen vorlagen.

Die Höchstbelastungen betragen für die Balken B_1 ohne Aufbiegungen $P =$ etwa 4000 kg und für die Balken B_2 mit Aufbiegungen $P = 6000 \text{ kg}$, wobei sich folgende Spannungswerte errechnen: Auf Biegung bei Annahme gerissener Zugzone $\sigma_b = 135$ bzw. 205 kg/cm^2 , $\sigma_c = 2100$ bzw. 3000 kg/cm^2 , auf Schub ohne Berücksichtigung der aufgebogenen Eisen und Bügel $\tau_0 = 14,5$ bzw. 22 kg/cm^2 . Hierbei haben die Balken etwa das 3,5 bzw. 5fache der rechnerischen Nutzlast für $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $\tau_0 = 4,2 \text{ kg/cm}^2$ getragen. Die bei diesen Höchstbelastungen gemessenen Durchbiegungen betragen bei den Balken B_1 im Mittel 4,5 mm, bei den Balken B_2 im Mittel 5,2 mm, die bei der Entlastung auf 2,5 mm bzw. 3 mm im Durchschnitt zurückgegangen sind. Die höhere Tragfähigkeit der Balken B_2 ergibt sich sachgemäß aus der Mitwirkung der aufgebogenen Eisen bei der Aufnahme der Schubspannungen.

Während die Versuche mit Platten und Balken insbesondere über die Festigkeiten und Elastizität des Betons auf Biegung und Schub Auskunft geben sollten, waren die Versuche mit der Versuchsdecke nach Abb. 4 und 5 dafür bestimmt, Untersuchungen an einem Bauteil anzustellen, wie er in der Eisenbetonpraxis sehr häufig zur Anwendung kommt. Aus diesen Gründen war die Versuchsdecke nach der für solche Konstruktionen üblichen Berechnungsweise ausgebildet, also von einer Überdimensionierung des eisernen Zugquerschnittes absichtlich Abstand genommen worden. Der vorgesehenen Nutzlast von 500 kg/m^2 entsprach für $n = 15$ eine Eisen-spannung $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$ (bei Ausschaltung von Beton-zugspannungen), eine Betondruckspannung $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ und eine Schubspannung $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$, welche Spannungs-verhältnisse aus wirtschaftlichen Gründen bei Plattenbalken-konstruktionen der Praxis oft gewählt werden.

Das Ergebnis der Belastungen dieser Versuchsdecke ist im wesentlichen bereits bekanntgegeben. Die genaueren rechnerischen Werte für die Spannungen und Durchbiegungen sind unter Annahme verschiedener Elastizitätsverhältnisse in nachstehender Tabelle enthalten. Die bei dem Versuch gemessenen Durchbiegungen sind in der Tabelle (S. 198) vergleichsweise beigelegt.

Es ergibt sich hieraus, daß in den niedrigen Spannungsgrenzen für Betondruck b_1 die tatsächlich gemessenen Durchbiegungen mit den rechnerischen bei Annahme von $n = 15$ und $n' = 0,5$ sehr gut übereinstimmen, und daß bei höherer Belastung, bei welcher noch keine Betonzugrisse zu erkennen waren, auf eine Erhöhung des Wertes n also auf eine Abnahme der Elastizitätszahlen für Beton geschlossen werden kann. Bei den höheren Belastungsstufen ($P = 1500$ bis 2000 kg) scheiden die Betonzugspannungen durch die Rißbildungen in der Zugzone allmählich aus, was einem Wert $n' = 0$ entspricht.

Wie bereits früher mitgeteilt, wurde die vierfache Nutzlast etwa eine Woche auf der Versuchsdecke gelassen. Mit Rücksicht auf die weitere Erhärtung des Betons innerhalb dieser Zeit sind auch die Elastizitätszahlen gestiegen, was die später besprochenen Ergebnisse der Feinmessungen auf Elastizität be-

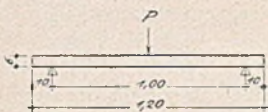


Abb. 11.
Belastung der Platten.

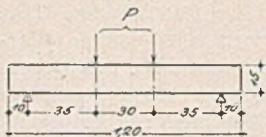


Abb. 12.
Belastung der Balken.

¹⁾ Handbuch für Eisenbetonbau I. Band, 3. Auflage, Seite 234 ff.

Spannungstabelle.

Belastung kg/m ²	Vielfaches der Nutzlast	Spannungsergebnisse in kg/cm ² unter der Annahme											Durchbiegungen in mm						
		n = 15; n' = 0,5			n = 15; n' = 0		n = 20; n' = 0,5			n = 20; n' = 0		ge- messen	berechnet für						
		σ_{bd}	σ_{bz}	σ_e	σ_{bd}	σ_e	σ_{bd}	σ_{bz}	σ_e	σ_b	σ_e		τ_o	σ_{ez}	n = 15 n' = 0,5	n = 15 n' = 0	n = 20 n' = 0,5	n = 20 n' = 0	
500	1,0	21	24	620	24	1160	19	21	720	22	1180	3,92	—	—	—	—	—	—	
750	1,5	28	31	815	32	1530	25	27	950	29	1550	5,17	580	4,9	4,8	7,95	5,6	8,4	
1000	2,0	34	39	1010	40	1900	32	31	1180	36	1920	6,40	900	6,8	6,0	9,87	7,0	10,4	
1250	2,5	41	47	1210	48	2270	38	41	1410	43	2300	7,66	1137	8,9	7,2	11,8	8,3	12,4	
1500	3,0	—	—	—	56	2640	—	—	—	50	2670	8,92	1382	10,6	8,3	13,7	9,7	14,4	
2000	4,0	—	—	—	71	3370	—	—	—	64	3410	11,40	1760	14,9	—	17,6	12,4	18,5	
														(16,1)					

Es bedeuten: $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$; $n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$; σ_{bd} = Betonbiegungsdruckspannung; τ_o = Betonschubspannung ohne Rücksicht auf Bügel und Aufbiegungen;
 σ_{bz} = Betonbiegungszugspannung; σ_e = Eisenzugspannung in Balkenmitte; σ_{ez} = Eisenspannung in den Schrägeisen.

weisen. Für $n = 10$ und $n' = 0$, also bei Ausschaltung von Betonspannungen ergaben sich die rechnermäßigen Werte $\sigma_{bd} = 85$ und $\sigma_e = 3400$ kg/cm².

Nachdem die Versuchsdecke etwa eine Woche die 4fache Nutzlast getragen hatte und hierbei eine Durchbiegung von 16,1 mm als Durchschnitt in den Balkenmitten festgestellt

Platte konnten trotz der durch die Streckung des Eisens bedingten großen Durchbiegung nicht festgestellt werden.

Aus den gesamten Durchbiegungsversuchen ergibt sich, daß bei dem untersuchten Beton bereits im Alter von 2 Tagen die gleichen Festigkeiten und Sicherheiten vorhanden sind und für die statische Berechnung und die konstruktive Durchbiegung dieselben Voraussetzungen vorliegen, als bei normenmäßigen Portlandzementbeton im Alter von 28 Tagen.

Zwecks unmittelbarer Messung der Elastizitätszahlen und gleichzeitig als Nachprüfung der aus den Biegungsversuchen ermittelten Elastizitätsverhältnisse wurden, wie im Programm erwähnt, noch Elastizitätsdruckkörper mit einem Querschnitt von 16/16 cm und einer Höhe von 48 cm, ohne Eiseneinlagen, sowie Zugkörper mit einem Querschnitt von 10/10 cm, ebenfalls ohne Eiseneinlagen, hergestellt und im Alter von 7 Tagen durch die Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Darmstadt mit elastischen Feinmessungen stufenweise bis zum Bruch geprüft. Diese Prüfung erfolgte absichtlich nach 7 Tagen, da in der Praxis auch bei früherer Ausschalung die Belastungen der Konstruktionen meist nicht vor dieser Zeit erfolgen werden. Bei diesen Elastizitätsprüfungen ergaben sich entsprechend dem 7 tägigen Alter des Betons höhere Elastizitätszahlen als aus den Durchbiegungsversuchen bei einem Alter von 2 Tagen. Die Messungen zeigen die übliche Abnahme der

Elastizitätszahlen bei höheren Spannungswerten. Als Mittelwerte von den im einzelnen sehr gut übereinstimmenden Untersuchungen mögen folgende Zahlenangaben genügen:

Druckspannung kg/cm ²	Elastizitätszahl für Druck kg/cm ²	$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$
20	235 000	9
40	220 000	9,5
80	205 000	10
120	190 000	11
160	170 000	12,5

Für die bei der statischen Berechnung der Konstruktionen in Betracht kommenden Spannungswerte wäre also im Alter von 7 Tagen $E_{bd} =$ etwa 210 000 kg/cm², d. h. ein Wert $n = 10$ vorhanden. Es liegt also auch in dieser Hinsicht eine Übereinstimmung mit den Elastizitätsverhältnissen von normalem Beton im höheren Alter vor.

Die durch die Materialprüfungsanstalt in Darmstadt ferner noch vorgenommenen Messungen der Betonzugelastizität



Abb. 13. Bruchbelastung der Versuchsdecke.

worden war, wurde das Belastungsmaterial abgetragen und hierbei eine bleibende Durchbiegung im Mittel von 5,7 mm festgestellt. Nach Beschaffung von ausreichendem Belastungsmaterial wurde dann die Decke in einem Alter zwischen 2 und 3 Wochen bis zum Bruch belastet und zwar durch eine Belastung auf eine mittlere Strecke, um mit geringerem Belastungsmaterial den tatsächlichen Bruch zu erzielen. Da diese Belastungsart nun nicht mehr der ursprünglichen Berechnungsweise auf gleichmäßig verteilter Nutzlast (Schubspannungen und Verteilung der Aufbiegungen) entsprach, haben sich besonders in den Balkenteilen unmittelbar neben der Belastung Risse gebildet, die auf die vereinigte Wirkung von Zug- und Schubspannungen zurückzuführen sind. Der Bruch trat schließlich bei einer Gesamtlast $P = 18\ 200$ kg ein, im wesentlichen verursacht durch die außerordentlich hohe Beanspruchung des Eisens in der Zugzone, wofür rechnermäßig ein Wert von etwa 5000 kg/cm² ermittelt wurde. Die größte Durchbiegung vor dem Bruch wurde bei einer Belastung von $P = 16000$ kg zu 24 mm, für $P = 17\ 800$ kg zu 35 mm im Mittel gemessen.

Abb. 13 zeigt das Belastungsbild der Versuchsdecke nach erfolgtem Bruch. Zerstörungen in der als Druckzone wirkenden

konnten wegen Zerreißen der unbewehrten Zugkörper in der Maschine nur in beschränktem Maße durchgeführt werden. Immerhin kann aus den Ergebnissen geschlossen werden, daß

die Annahme von $n' = \frac{E_{bz}}{E_{0v}} = 0,5$ bis 1 für die bei Biegungs-

konstruktionen im allgemeinen zusammengehörigen Spannungswerte berechtigt ist. Da jedoch meistens die Berechnungen unter Ausschaltung der Betonzugspannungen durchgeführt werden, so spielt diese Frage nur eine untergeordnete Rolle.

Die Schwindmessungen, die in der Materialprüfungsanstalt in Darmstadt an mehreren Serien von Probekörpern mit Querschnitt 7/7 cm und 70 cm Länge noch im Gange sind, haben bis jetzt ergeben, daß die Schwindung des Betons rascher erfolgt als bei normalem Portlandzementbeton, was mit Rücksicht auf die raschere Anfangserhärtung als selbst-

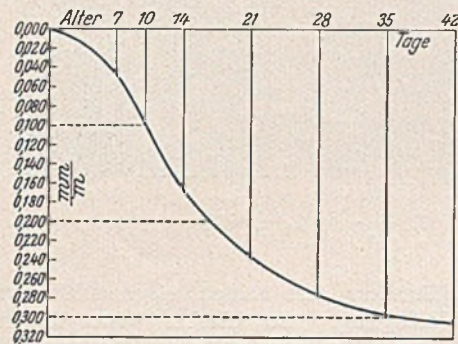


Abb. 14. Schwindungsdiagramme.

Bereits nach einem Alter von 1,4 Tagen ist fast die Hälfte, nach 28 Tagen nahezu die gesamte Schwindung erreicht. Das gesamte Maß der Schwindung von etwa $\frac{1}{3}$ mm auf 1 m Länge ist nicht größer als die Schwindung normalen Betons von gleicher Zusammensetzung und gleichem Wassergehalt nach etwa 90 Tagen. Hieraus ergibt sich, daß auch hinsichtlich der Schwindverhältnisse der Beton einem normalen Portlandzementbeton voraus-eilt und in dieser Hinsicht ebenfalls einen Vorteil gegenüber normalem Beton aufweist.

Als Gesamtergebnis der Versuche kann hinsichtlich Auswertungsmöglichkeiten in der Praxis gesagt werden, daß mit dem untersuchten hochwertigen Portlandzement sowohl in erdfeuchter als auch weicher Verarbeitungsweise Beton hergestellt werden kann, der nach 2- bis 3tägiger Erhärtung in jeder Hinsicht mindestens die gleichen Festigkeiten hat wie entsprechend zusammengesetzter gewöhnlicher Portlandzementbeton im Alter von 28 bis 45 Tagen. Die Schwindung des Betons vollzieht sich entsprechend der raschen Anfangserhärtung ebenfalls bedeutend rascher als bei normalem Beton bei gleicher Zusammensetzung, ohne das Gesamtmaß der Schwindung zu übersteigen.

Die hohe Festigkeit nach kurzer Erhärtungszeit gestattet je nach den vorliegenden Temperatur- und Ausführungsverhältnissen bereits eine Ausschalung und eine unmittelbar anschließende Belastung der Konstruktionen nach 2 bis 3 Tagen.

Da jedoch auf der Baustelle immerhin auch niedrigere Temperaturen während der Verarbeitung und Erhärtung des Betons möglich sind, als dies bei den Versuchen der Fall war,

und ferner auch bei der praktischen Bauausführung mit Zufälligkeiten zu rechnen ist, empfiehlt es sich, in der Erhärtungszeit etwas zuzugeben und die Ausschalung und Belastung der Konstruktionen auf der Baustelle bei Temperaturen von 10^0 C und darüber nicht vor 3 bis 4 Tagen und bei niedrigeren Temperaturen nicht vor 4 bis 5 Tagen vorzunehmen. Auch aus betriebstechnischen Gründen kommt auf der Baustelle eine frühere Ausschalung in den allermeisten Fällen nicht in Frage.

Da vorläufig in Deutschland allgemeine Erfahrungen sowie Richtlinien über die praktische Verwendung hochwertiger Portlandzements noch nicht zur Verfügung stehen, so empfiehlt es sich zur Nachprüfung der Betonfestigkeiten, auf den betr. Baustellen zunächst jeweils Vergleichsversuche durchzuführen, besonders, wenn eine frühere Ausschalung als oben vorgeschlagen, beabsichtigt ist. Mit Rücksicht auf die kurze Zeit zwischen Herstellung und Prüfung der Versuchskörper sowie mit Rücksicht darauf, daß die Biegungsversuche die beste Übereinstimmung mit der Baufestigkeit aufweisen, sind Kontrollbalken zu Prüfungen auf der Baustelle als am zweckmäßigsten zu empfehlen.

Solche Kontrollbalkenversuche wurden auch als Ergänzung zu den Hauptversuchen durchgeführt, wobei zwecks Beurteilung der Festigkeiten des Betons auf Biegungsdruck und Schub eine Überdimensionierung der Eisenquerschnitte gewählt worden ist. Bügel und obere Montageeisen sind hierbei vermieden worden, um möglichst klare Ergebnisse für reine

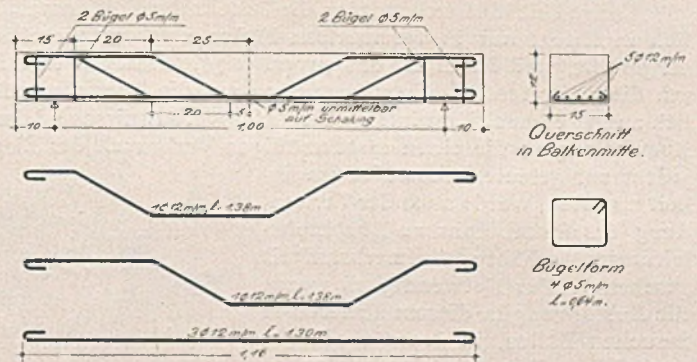


Abb. 15. Kontrollbalken.

Betonfestigkeiten zu erhalten. Abb. 15 zeigt die Abmessungen und Eiseneinlagen einer geprüften Kontrollbalkenserie, deren Prüfungsergebnisse als sehr zutreffend bezeichnet werden können. Die Belastung dieser Kontrollbalken erfolgte unter der Maschine durch eine Einzellast P in Balkenmitte. Bei etwa $P = 3000$ kg sind im Durchschnitt die ersten Ribbildungen aufgetreten. Einer solchen Belastung entsprachen für $n = 15$ und $n' = 0$ die Zahlenwerte $\sigma_{bd} = 170$ kg/cm², $\tau_0 = 11,5$ kg/cm² und $\sigma_e = 1540$ kg/cm², wobei die ersten Ribbildungen durch Zusammenwirkung von Betonschub und Betonzug unmittelbar neben der Einzellast entstanden sind. Auf den Baustellen kann die Belastung der Kontrollbalken durch Aufbringen bzw. Anhängen von Belastungsmaterial, und zwar zweckmäßig unter Zwischenschaltung von Übersetzungshebeln, in verhältnismäßig einfacher Weise erfolgen. Selbstverständlich steht der Anwendung auch anderer Kontrollbalkenformen, wie sie bereits früher in der Literatur vorgeschlagen worden sind, nichts im Wege.

R.

NEUERE AUSFÜHRUNGEN VON EISENBETONDRUCKROHRLEITUNGEN FÜR WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Dipl.-Ing. K. Bechtel, Karlsruhe i. B., Direktor der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassungen Karlsruhe-Stuttgart.

Die Nutzbarmachung von kleineren und mittleren Wasserkraften stellt in vielen Fällen dem Ingenieur und der ausführenden Firma nicht weniger interessante und dankbare Aufgaben, als der Ausbau von größeren Anlagen.

Abgesehen von reinen Konstruktionsfragen sind häufig Überlegungen über den Transport des Baumaterials und der Baueinrichtungen in engen Gebirgstälern und an deren Hängen für die abgelegenen Wasserkraften von größerer Bedeutung, als

bei Anlagen an Flüssen, denen in der Regel Bahnlinien oder gute Straßen folgen (Rhein, Donau, Neckar usw.). Der projektierende Ingenieur ist bei kleineren Kräften, deren Ausbaueinheit an und für sich höher zu stehen kommt als bei den großen Wasserkraften — im wesentlichen bedingt durch die geringeren Wassermengen, die geringeren Bauausmaße, Anlage von Ausgleichbecken, oft ausgedehnte Stollen und Rohrleitungen — in hohem Maße darauf angewiesen, auch das Letzte bei der Bearbeitung herauszuholen und wird es in der Folge noch viel mehr sein, da neuerdings in der Vervollkommnung der Ausbeutung der den Kohlen innewohnenden Energie mittels Dampfturbinen eine weitere wichtige Station erreicht zu sein scheint.

Die Ausbauwürdigkeit mancher Wasserkraft im Mittelgebirge, wie sie für Industrie, städtische Werke oder Gemeindeverbände in Frage kommt, wird häufig durch eine zweckmäßige und wirtschaftliche Ausbildung der Zuleitung des Energieträgers von der Kraftquelle bis zur Ausnutzung im Krafthaus bedingt, kommen doch hierbei oft Entfernungen von Kilometern in Frage. Im allgemeinen werden hierfür neben Hangkanälen und Stollen Druckrohrleitungen Verwendung finden müssen. Bei mehreren von unserer Firma ausgeführten Wasserkraftanlagen betragen die Kosten der Leitung zwischen 55 und 60 vH der gesamten Baukosten, so daß es ohne weiteres einleuchtet, wo der Hebel angesetzt werden muß, wenn die Baukosten herabgedrückt werden sollen.

Lange Zeit hindurch wurden die Druckrohre fast ausschließlich in Eisen, nur in vereinzelten Fällen auch in Eisenbeton hergestellt, weil Eisen als das zuverlässigste Material erschien, um die auftretenden Ringspannungen auf die Dauer unerschädlich aufzunehmen. Erst infolge der Kriegsverhältnisse und deren Auswirkungen, die einen zweckmäßigen Verbrauch des Eisens jedem zur gebieterischen Notwendigkeit machten, wurde auch der Verwendung des Eisenbetons zu Druckrohrleitungen erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt. Zur Notwendigkeit wurde die Ausführung in diesem Material in manchen Fällen, in denen der Bezug von Eisenröhren infolge fehlenden Materials, Abschnürung des Liefergebietes, Streiks und anderer Mißstände unmöglich geworden war. Eine Reihe Eisenbetondruckrohrleitungen sind in dieser Zeit entstanden, von denen im nachfolgenden Ausführungen unserer Firma in der Reihenfolge ihres Entstehens behandelt werden sollen.

1. Eisenbetondruckrohrleitung für das Ermskraftwerk Seeburg.

Aus solchen Erwägungen heraus hat die Niederlassung Karlsruhe-Stuttgart der Firma Dyckerhoff & Widmann A. G. im Jahre 1919/20 bei dem Neuausbau des Kraftwerkes für den Mühlenbesitzer Döbler in Seeburg an der Erms (Wrttbg.) für die Druckrohrleitung Eisenbeton in Anwendung gebracht. In diesem Werk wird die Erms (Ausbauwasser 1200 l/s, Mittelwasser 750 l/s) an der Quelle mittels eines kleinen Stauweihers gefaßt (Abb. 1) — sie trieb zuvor kaum 50 m von ihrem Ursprung das Wasserrad einer Mühle, eine Erscheinung, die bei den Bächen der Rauhen Alb häufig beobachtet wird — und mit rd 18,5 m Gefälle durch eine 525 m lange Druckrohrleitung von 1 m Dmr. im Lichten auf zwei Francisspiralturbinen mit wagerechten Achsen des Krafthauses geleitet (vergl. Abb. 2 Lagepl.). Ursprünglich war beabsichtigt, diese Druckrohrleitung in Eisen auszuführen, doch sah das projektierende

Ingenieurbüro Bauer & Dillmann, Stuttgart, infolge der ungünstigen Preis- und Lieferungsbedingungen von dieser Ausführungsart ab und gab unserem Angebot auf eine Druckrohrleitung in Eisenbeton, die an Ort und Stelle ausgeführt werden mußte, den Vorzug. Für die Herstellung des Druckrohres in Eisenbeton stand ein ausgezeichnetes Jurakalkmaterial der



Abb. 1. Fassung der Ermsquelle.

Rauhen Alb, das der Bauherr mit seinen eigenen Leuten gewonnen hatte, zur Verfügung. Zu diesem vorzüglichen Zuschlagsstoff, der in Korngrößen von 0–20 mm zubereitet war, wurde Moränesand von Waldsee beigelegt und das endgültige Mischungsverhältnis an Hand von Proben in unserer Fabrik Mühlburg bestimmt. Als zweckentsprechendste Mischung wurde hierbei ein Teil Zement auf rund vier Teile Kalk und Sand gefunden; ein Beigeben von Traß war leider z. Z. der Ausführung nicht möglich, weil die Transportschwierigkeiten aus dem Rheinland bis zur Schwäbischen Alb damals zu groß waren und mit Sicherheit nicht auf den Eingang der erforderlichen Waggons hätte gerechnet werden können. Auf der Innenseite erhielt die 12 cm starke Rohrleitung (vgl. Abb. 3b) einen 1½ cm starken sorgfältig aufgetragenen wasserdichten Putz, der mit ausgesuchten Leuten und prima Portlandzement der

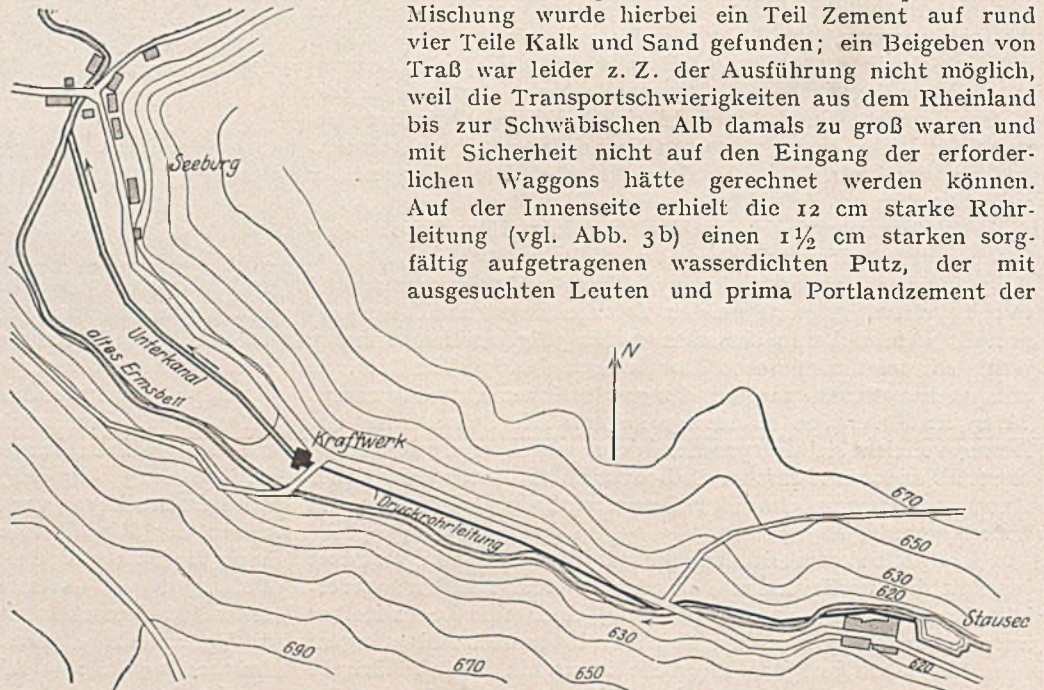
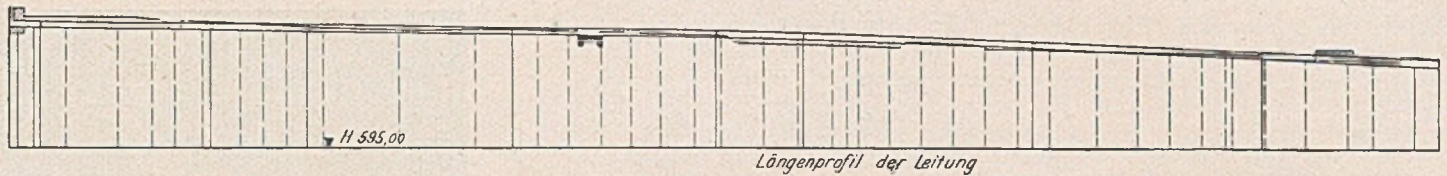


Abb. 2. Lageplan der Druckrohrleitung Seeburg.

Firma Dyckerhoff & Söhne hergestellt wurde. Es zeigte sich bei dieser verantwortungsvollen Arbeit in dem nur 100 cm weiten Rohr, daß das Auftragen eines einwandfreien wasserdichten Putzes in Rohren von weniger als 1 m Dmr. sehr erschwert wird, ganz abgesehen davon, daß die Leistungen der Putzer unter solchen Verhältnissen naturgemäß bedeutend zurückgehen.

Die sicherste und zweckmäßigste Eiseneinlage für Druckrohre ist die fortlaufende Spirale; diese wurde in Durchmessern von 10, 14 und 16 mm eingelegt und die jeweilige Ganghöhe mit zunehmendem Druck vom Wasserschloß zum Krafthaus



Längenprofil der Leitung

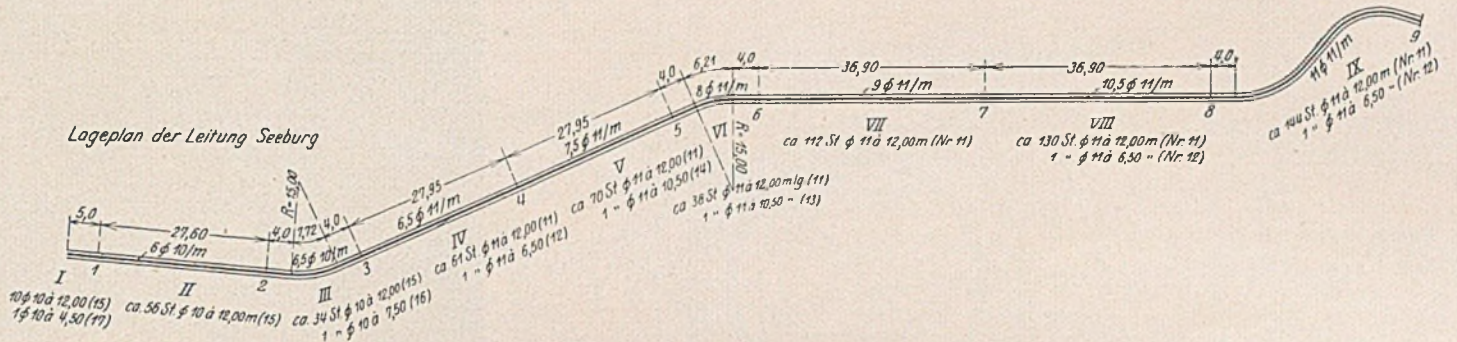


Abb. 3 a. Eisenwirtschaftsplan Druckrohr Seeburg, oberer Bauteil.

unter Berücksichtigung der Eisendurchmesser entsprechend verändert (vgl. Abb. 3 a). Für das Herrichten der Eisen in Ringform wurde eine eigene Maschinenanlage entworfen und aufgestellt (vgl. Abb. 4), bei deren Dimensionierung auf das Atmen der Eisen nach dem Biegen Rücksicht genommen werden mußte; das Eisen ging in Ringen vom Lager nach der Baustelle, wo diese entsprechend montiert wurden (vgl. Abb. 5). Die Spannung im Eisen durfte im Hinblick darauf, daß für die verhältnismäßig kurze Leitung die Anlage eines Druckausgleichturmes aus wirtschaftlichen Gründen nicht erwogen werden konnte und daher etwaige Stöße bei Drosselung der Wassersäule im Rohr voll auf die Rohrwandungen ausstrahlen müssen, nicht zu hoch gewählt werden; unter Zugrundelegung des für jeden normalen Querschnitt um 50 vH



Abb. 4. Eisenbiegemaschine.

erhöhten hydrostatischen Druckes erschien die von auet und Dillmann vorgeschriebene Beanspruchung von 750 kg/cm^2 allerdings sehr mäßig. Die Betonwandungen des Rohres wurden so dimensioniert, daß im Beton Zugbeanspruchungen nicht über 12 kg/cm^2 auftreten, ein Wert, der sich in durchaus zulässigen Grenzen bewegt.

Der flotte Fortgang der Arbeiten an der Baustelle hängt wesentlich von der geschickten Ausbildung der Rohrkerne ab, die wir in Längen von 1 und 2 m mit entsprechenden Charnierverbindungen leicht versetzbar auszubilden (vgl. Abbildung 6 und 7), wobei sich hier — wie auch in späteren Fällen — als praktisch erwies, die Kerne für etwa drei Tagesleistungen vorzuhalten. Betoniert wurden täglich ohne Schwierigkeiten bis 35 m — es mußte Handmischung gewählt werden — eine

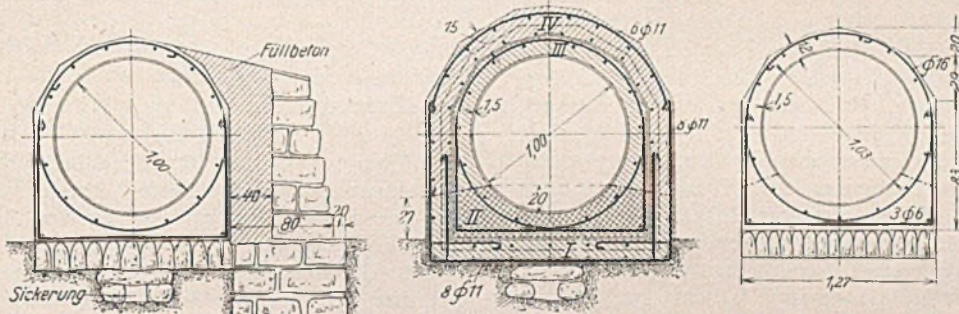


Abb. 3 b. Querschnitte des Seeburger Druckrohres.

Strecke, nach der jeweils Dehnungsfugen angeordnet wurden, um schädliche Einwirkungen infolge Schwindens und etwaigen Setzens auszuschalten. Ein Hauptaugenmerk mußte auf einwandfreie Bildung der Fugendichtung gerichtet werden, die im wesentlichen durch eine entsprechend ausgebildete Übermuffe unter Verwendung von Teerstricken erzielt worden ist und einwandfreie Dichtung des Stoßes gewährleistet, sowohl bei Ausdehnung, als auch bei Zusammenziehung des Rohrstranges.

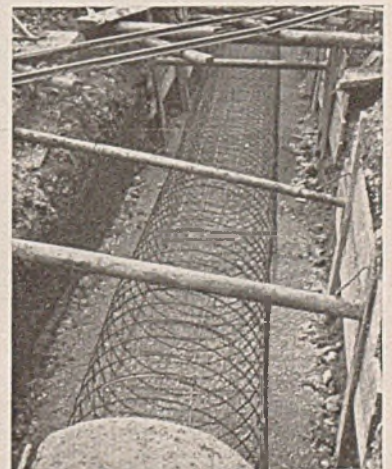


Abb. 5. Montiertes Rohrstück.

Die Rohrleitung liegt zum größeren Teil im Einschnitt, zum kleineren in Auffüllung und erhielt auf die gesamte Länge ein Steinbett mit Sickerung; im Grundriß hat sie verschiedene Kurven aufzuweisen, so daß an diesen Stellen die Widerlager entsprechend verstärkt werden mußten, um den auftretenden Zusatzbeanspruchungen zu genügen. Um den Bestand der Leitung zu

sichern und sie den Einwirkungen der Atmosphärien möglichst zu entziehen, wurde sie auf unser Verlangen hin frostfrei auf die ganze Länge eingedeckt und im Minimum

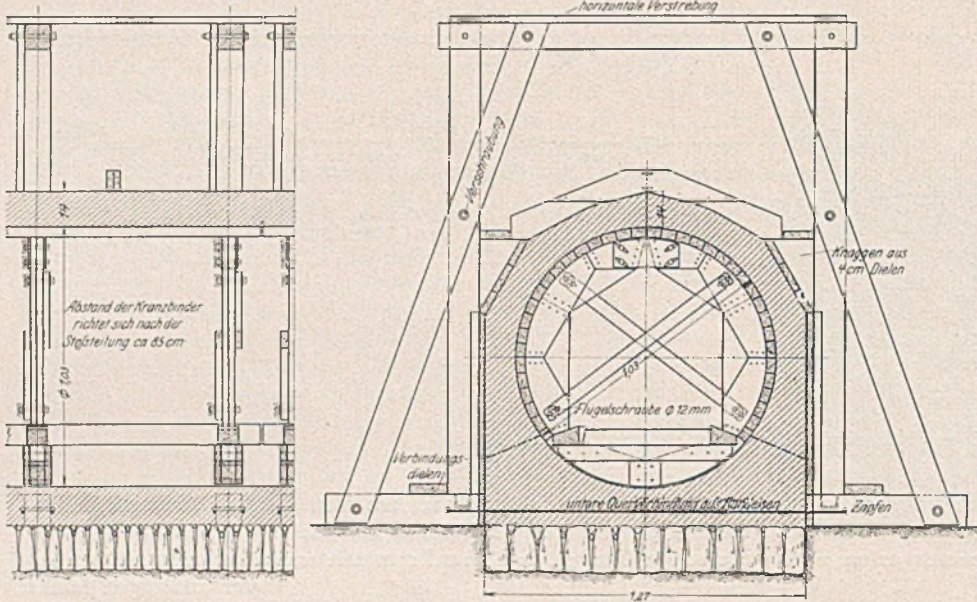


Abb. 6. Innere und äußere Rohrschalung.

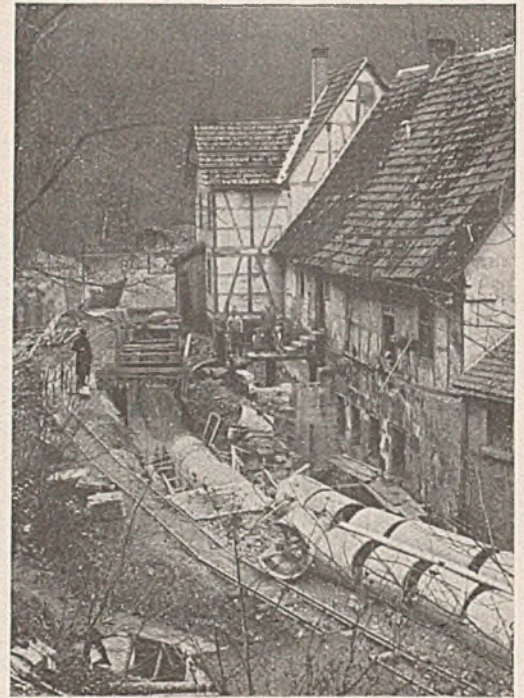


Abb. 7. Fertige Rohrkerne.

80 cm übergründet. Am 4. Juli 1920 konnte die Anlage in Betrieb gesetzt werden, nachdem zuvor eine Abnahme, insbesondere des Druckrohres, unter scharfen Bedingungen stattgefunden hatte. Eine Begehung der Rohrleitung, die auf unsere Anregung hin nach fünfvierteljähriger Inbetriebhaltung am 27. November 1921 erfolgte, zeigte die erfreuliche Tatsache, daß das Rohr in allen Teilen tadellos erhalten und insbesondere der Putz genau so spiegelglatt war, wie bei der Fertigstellung. Auch die weitere Tatsache war zu verzeichnen, daß die Dehnungsfugen in keiner Weise gearbeitet hatten, sondern sich



Abb. 8. Betoniertes Rohrstück Seeburg.

im selben Zustande befanden, wie sie vor fünfviertel Jahren verlassen wurden. Da diese Besichtigung in eine Kälteperiode fiel, bei der am Tage der Besichtigung eine Außentemperatur von minus 8° C herrschte — in der vorausgegangenen Nacht waren wesentlich größere Kältegrade zu verzeichnen — während die Innentemperatur bei der Begehung plus 9° C zeigte, kann aus dieser Tatsache der Schluß gezogen werden, daß bei entsprechend frostfreier Übergründung ein Arbeiten der Rohrleitung nicht oder nur in vollkommen unschädlichem Maße stattfindet. Diese Erfahrung wurde bei den in den Jahren 1921/22 ausgeführten beiden Druckrohrleitungen für die Kraftanlagen der Firma C. A. Leuze in Owen befolgt, die im nachfolgenden besprochen werden.

II. Eisenbetondruckrohrleitung für die Firma C. A. Leuze, Owen u. T.

Von den beiden für diese bedeutendste Textilfirma des Lenninger Tales ausgeführten Druckrohrleitungen soll hier nur auf die 1346 m lange Leitung der Anlage Owen-Deettingen (zwei Turbinen von 154 und 285 PS) näher eingegangen werden, welche die Behandlung aller Fragen in sich schließt, die auch bei dem kürzeren Rohr in Unterlenningen (125 m lang) in einfacherer Form aufgetreten sind. Der Rohrstrang für das letztere Werk (zwei Turbinen von 51 und 101 PS) wurde gleichzeitig mit Owen gebaut; er hat denselben Durchmesser und ist für annähernd die gleiche Wassermenge bestimmt, erhält jedoch einen wesentlich geringeren Druck. Die äußere Form beider Leitungen konnte in den gleichen Abmessungen gehalten werden (vgl. Abb. 9), so daß die Verwendung der gleichen Kerne möglich war. Beide Kraftwerke, von denen das Unterlenninger den Ausbau einer bereits bestehenden Anlage umfaßte und insbesondere sehr schwierige Unterfangungsarbeiten bei entsprechender Wasserhaltung in sich schloß, während Owen eine vollständige Neuanlage darstellte (vgl. Abb. 10 Lageplan) — die Entwürfe zu den beiden Werken stammen von der rühmlich bekannten Firma Baurat P. I. Manz, Stuttgart —, nützen das Wasser einer Zwillingsstochter der Rauhen Alb, der Gutenberger und der Schlattstaller Lauter nach ihrem Zusammenfluß aus. Entsprechend dem verhältnismäßig geringen relativen Gefälle mußte bei der Owen Anlage für das Ausbauwasser von 2000 l/s (800 l/s M.W.), um die Reibungsverluste möglichst gering zu halten, eine größere Rohrweite gewählt werden, als in Seeburg. Als zweckmäßig, sowohl in technischer wie in wirtschaftlicher Hinsicht erwies sich hierfür ein Durchmesser i. L. von 1,50 m mit einer Mindestwandstärke von 12 cm (vgl. Abb. 9). Die Länge der Leitung mit 1346 m verlangte die Anordnung eines 23,20 m hohen, 3,00 bzw. 4,10 m

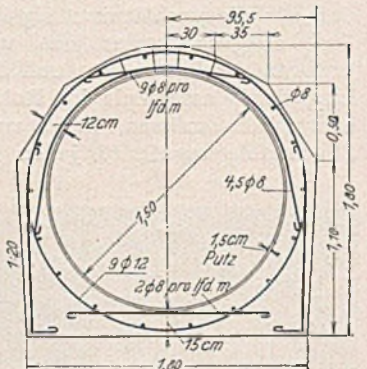


Abb. 9.

Normalquerschnitt der mittleren Rohrstrecke Owen - Deettingen.

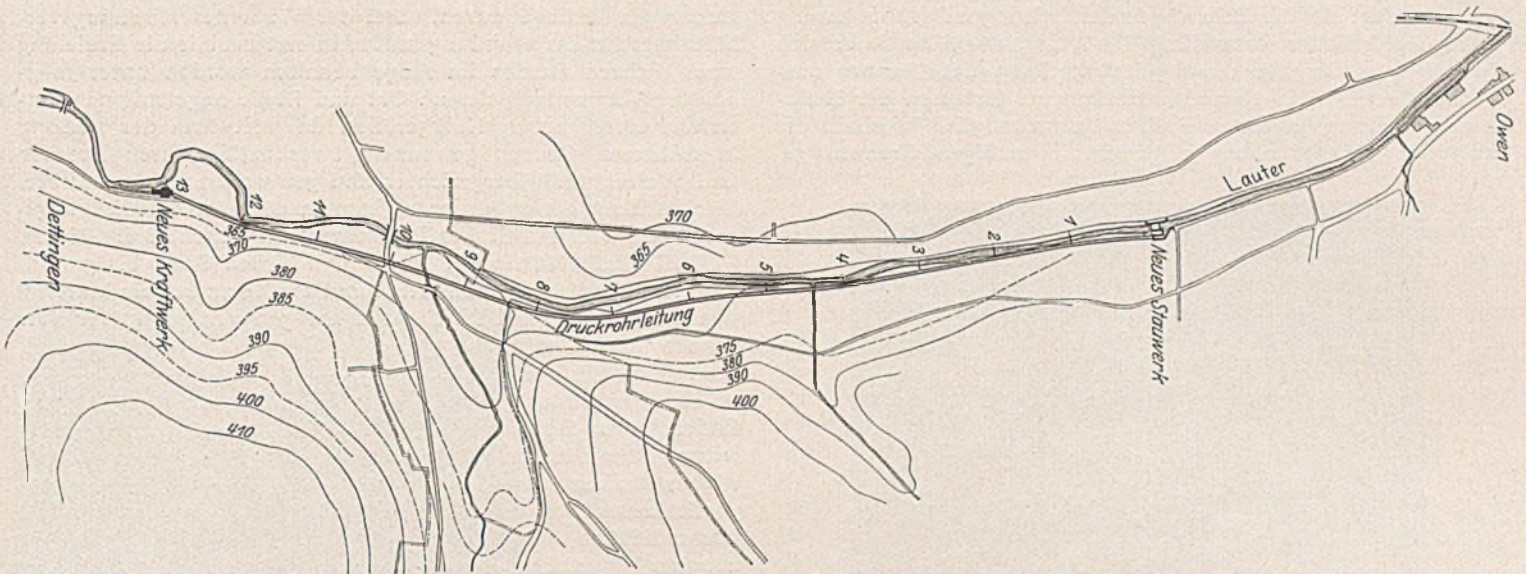


Abb. 10. Lageplan der Druckrohrleitung Owen—Dettingen.

weiten zylindrischen Druckausgleichturmes in Eisenbeton (vgl. Abb. 11 und 12), und zwar um so mehr, als die Möglichkeit einer Verlängerung der Leitung um 500 m bachaufwärts und die Einbeziehung einer weiteren Gefällstufe von rd 4 m offen zu halten und die Dimensionierung unter diesem Gesichtspunkte durchzuführen war. Der Druckausgleichturm ist unmittelbar am Krafthaus angeordnet und bildet mit diesem zusammen eine überaus gut geformte organische Einheit, die sich in das Landschaftsbild auszeichnet einfügt.

Zwischen dem Ober- und Unterwasserspiegel des endgültigen Ausbaues steht ein Gefälle von 21,86 m zur Verfügung. Die Berechnung und Dimensionierung der Rohrleitung hatte neben dieser Höhe und der Lage der Leitung einen zusätzlichen Druck zu berücksichtigen, der sich aus einer

plötzlichen Abdrosselung des gefüllten Rohrstranges bei den vorliegenden Werten zu rd 2,70 m berechnet und sich in der Erhöhung des Wasserspiegels im Druckausgleichturm um diese Größe bemerkbar macht. Unter Zugrundelegung dieser statischen Kräfte wurde der Querschnitt des Rohres so bemessen, daß die größten Betonzugbeanspruchungen bis 11 kg/cm²

betragen, während mit der Eisenbeanspruchung auf 1200 kg/cm² gegangen wurde. Daß in diesem Falle die Eisenbeanspruchung wesentlich höher zugelassen werden konnte, wie bei der ersten beschriebenen Leitung, ist darin begründet, daß durch die Anordnung des Druckausgleichturmes die Verhältnisse statisch klarer liegen

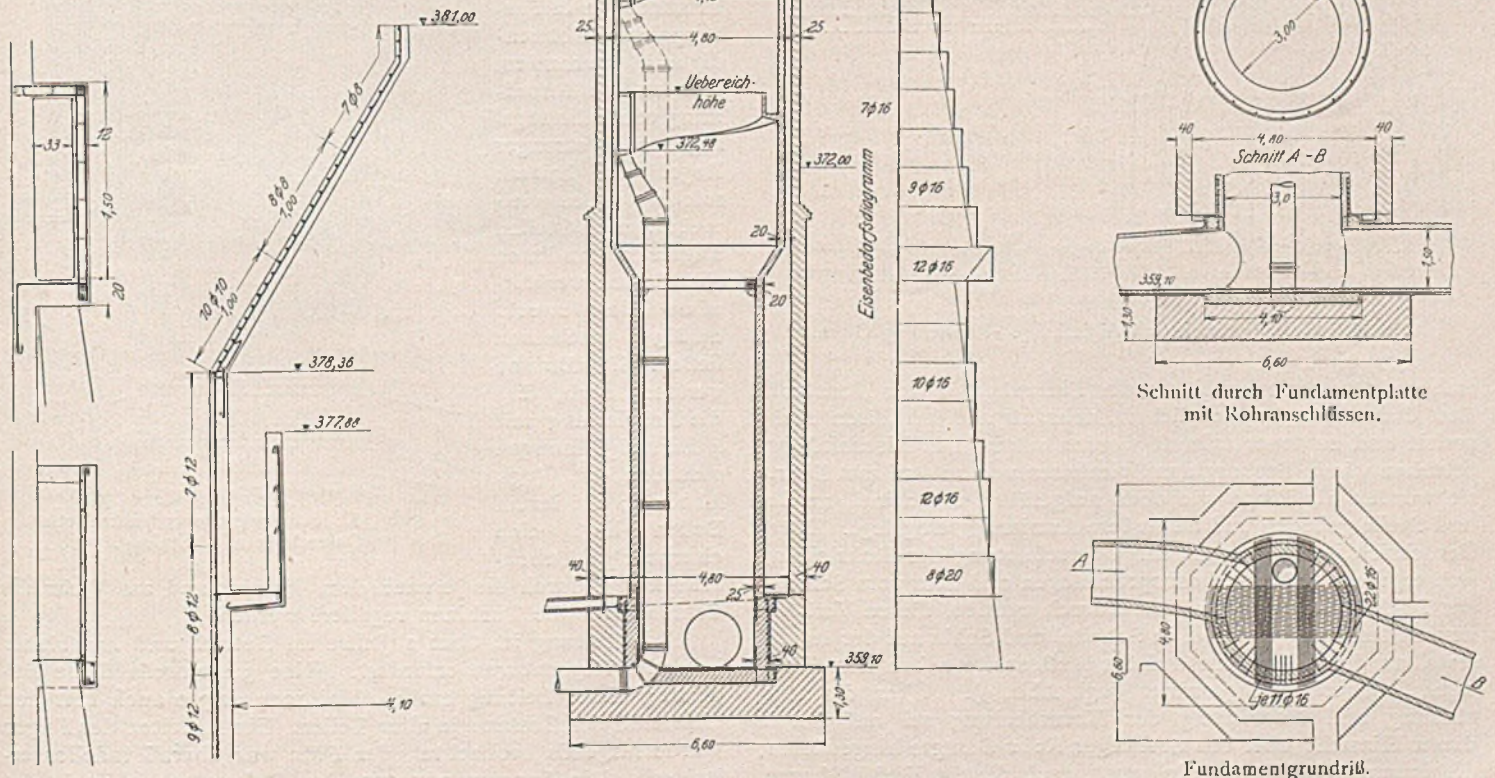


Abb. 11. Druckausgleichturm mit Schnitten und Einzelheiten.

und der dort auf die Rohrwände der Leitung ausgeübte Zwang infolge plötzlicher Drosselung der Wassersäule im Rohr sich hier frei in der Wasserspiegelschwankung des Turmes auswirken kann. Ein genaues rechnerisches Erfassen der Rohrbeanspruchung im ersten Fall ist kaum möglich, weshalb die zulässige Beanspruchung allgemein in mäßigen Grenzen ge-

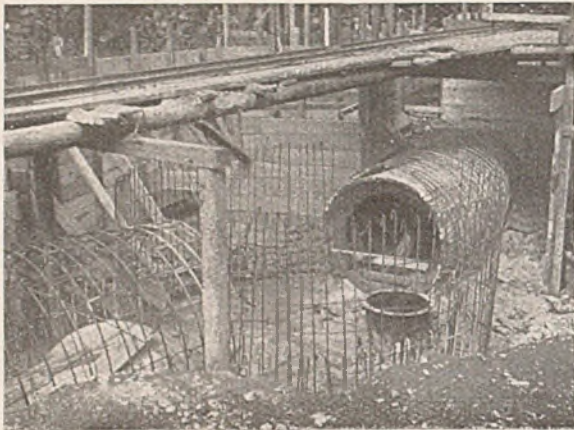


Abb. 12. Armierte Rohranschlüsse an den Druckausgleichturm.

halten wird. Eine Herabsetzung der Eisenspannung von 1200 auf 900 kg/cm² bei der Owener Leitung, wie sie Baurat P. I. Manz glaubte fordern zu müssen, hätte — unter Beibehaltung der 12 cm starken Wandung — eine Reduktion der Betonzugspannung um nur etwa 1/2 kg/cm² zur Folge gehabt, aber andererseits über ein Viertel mehr an Eisen erfordert, so daß

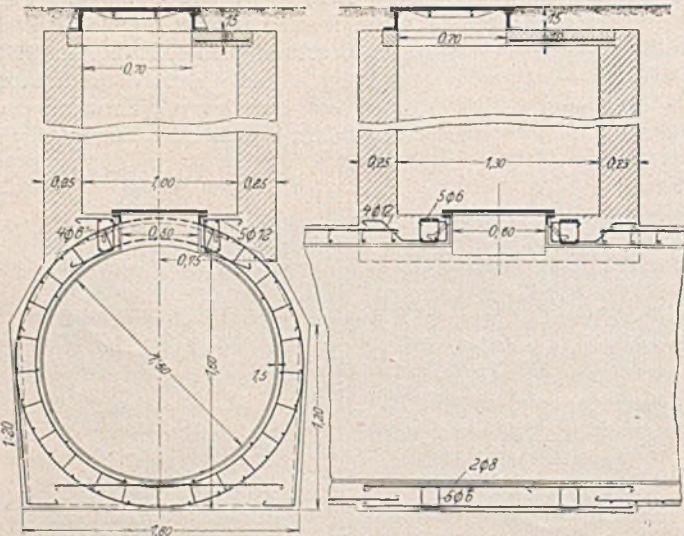


Abb. 13. Einsteigeschacht mit Abdeckung. Rohrleitung Owen.

eine nennenswerte Erhöhung der Sicherheit in der Konstruktion durch den beträchtlichen Mehraufwand an Eisen nicht erzielt und zu teuer erkauft worden wäre. Die Eiseneinlagen bestehen wie in Seeburg aus Spiraleisen von 10–16 mm Dmr.; sie wurden als Ringe wie oben aufgeführt, maschinell an Ort und Stelle gebogen und als äußere Armierung eingelegt. Unter Berücksichtigung der aus der Überschüttung der Rohrleitung sich ergebenden Zusatzbeanspruchungen und dem vom Scheitel zur Sohle anwachsenden Wasserdruck wurden, diesen Verhältnissen Rechnung tragend, in Scheitel und Sohle auf der Innenseite, an den Kämpfern auf der Außenseite neben den Ringeisen Zulageeisen angeordnet (vgl. Abb. 9). Über die Herstellung und Anordnung der Kernschalung sei auf das in dieser Hinsicht über das Seeburger Rohr Gesagte hingewiesen; die innere Schalung wurde genau nach diesem Vorbild hergestellt, von Änderungen abgesehen, die durch die größeren Ab-

messungen bedingt waren. Bei der Wahl des Mischungsverhältnisses für die Wandung mußte in erster Linie die Erzielung eines dichten Betons im Auge behalten werden unter möglicher Verwendung des an Ort und Stelle angetroffenen Materials, eines groben Kalkgerölles, das seitwärts der Leitung in mehreren Gruben gewonnen, zweckmäßig durch Brecher und Walzenmühle hergerichtet und gewaschen werden mußte. Der Erfüllung dieser Forderung kam am nächsten ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement (Dyckerhoff & Söhne), 1/4 Teil Traß (Möttingen, Bayern), 2 Teilen Sand bis 5 mm, 3 Teilen Grus bis 30 mm. Als Sand mußte zuerst ein Material von der Kiesbaggerei Pfauhausen bezogen werden, später aber konnte der Brechsand der Walzenmühle Verwendung finden. Die Rohrleitung ist mit einem 1 1/2 cm starken, vorzüglich ausgeführten wasserdichten Innenputz versehen, z. T. mit Inertol gestrichen, um Inkrustationen, wie sie als Folge der Verunreinigung des durchfließenden Lauterwassers durch Papierfabriken in Oberlenningen an den Innenwänden zu erwarten waren, möglichst leicht beseitigen zu können. Da die Leitung fast durchweg in einem Rohrgraben mit senkrecht stehenden Wänden im Fels (Opalinus) vorgestreckt und frostfrei eingedeckt wurde — letzteres natürlich auch an den Strecken, an denen das Rohr ohne Graben auf die Erde verlegt werden mußte —, so war nach den Erfahrungen in Seeburg keine Notwendigkeit vorhanden, sich an die Anordnung von Dehnungsfugen nach strenger Regel zu halten; solche wurden vielmehr nur an Stellen angeordnet, an denen die Geländeverhältnisse diese zweckmäßig erscheinen ließen. Erwähnung verdient noch, daß die Rohrleitung mit 4 Einsteigöffnungen versehen ist (vgl. Abb. 13); auf ihrem Boden liegt eine eiserne 1 1/2" Druckluftleitung, durch die je nach dem Wasserstand am Wehr die Schieber für die Turbinen reguliert werden.



Abb. 14. Blick in die Rohrarmierung Owen.

Die Leitung ist über 2 Jahre im Betrieb und hat bisher keinerlei Reparaturen erfordert. Eine gemeinschaftliche Begehung dieser Leitung am 26. Mai 1923 zeigte auch hier den einwandfreien Zustand in allen Teilen. Ein Arbeiten der Fugen wurde nirgends beobachtet, der Putz war überall tadellos erhalten. Die Innenwänden des Rohres sowie auch das Innere des Druckausgleichturmes überzog eine Inkrustation,

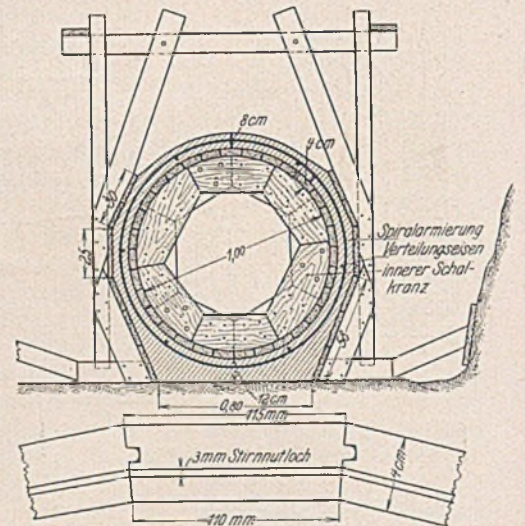


Abb. 15. Hangrohrleitung Vöhrenbach. Querschnitt mit Schalung.

Die Leitung ist über 2 Jahre im Betrieb und hat bisher keinerlei Reparaturen erfordert. Eine gemeinschaftliche Begehung dieser Leitung am 26. Mai 1923 zeigte auch hier den einwandfreien Zustand in allen Teilen. Ein Arbeiten der Fugen wurde nirgends beobachtet, der Putz war überall tadellos erhalten. Die Innenwänden des Rohres sowie auch das Innere des Druckausgleichturmes überzog eine Inkrustation,

vergleichbar der Sichelhaut in städtischen Kanälen, die aus den Verunreinigungen des Lauterwassers durch die Zellulosefabriken im oberen Teile des Tales herrührte.

III. Druckrohrleitung für das Kraftwerk Vöhrenbach i. Baden.

Bei der in den Jahren 1922/1923 ausgeführten 1662,5 m langen Druckrohrleitung für das Kraftwerk der Stadtgemeinde Vöhrenbach im badischen Schwarzwald, bei dem durch unsere



Abb. 16. Vorstrecken der Rohrdauben.

Firma die erste aufgelöste Tal-sperre in Eisenbetonkonstruktion in Deutschland nach amerikanischem Vorbild in der Ausführung begriffen ist, wurde ein Konstruktionsgedanke verwirklicht, der bisher in Deutschland unseres Wissens keine Anwendung gefunden hat: eine Vereinigung eines Eisenbetonrohres mit einer Holzrohrauskleidung.

Die Leitung hat den Zweck, das Wasser von dem durch die Sperre erzeugten 1,1 Millionen m³ fassenden Sammelbecken im Anschluß an den 316 m langen Entnahmestollen dem Wasserschloß und von diesem der Fallrohrleitung (in Eisenkonstruktion) zuzuleiten, von wo es auf die Turbinen des Krafthauses gelangt. Die Druckrohrleitung, am linken Hang des Linachtals geführt mit einem Durchmesser von 1 m i. L. ist mit Gefälle 1 : 1000 bzw. 1 : 500 verlegt und steht nach der Fertig-



Abb. 17. Fertige Rohrleitung im Gelände.

stellung der Sperre unter einem größten Druck von 2,3 at. Der Gedanke, Holz mit Eisenbeton zu verwenden, wurde von unserer Firma aufgenommen und praktisch durchgebildet, zumal bei der Seeburger Leitung festgestellt war, daß der für die Wasserdichtigkeit notwendige Putz in einem Rohr von 1 m Weite nur mit ausgesuchten und erprobten Leuten einwandfrei angetragen werden kann.

Bei der vorliegenden Konstruktion (vgl. Abb. 15) übernimmt das Holz eine zweifache Aufgabe: während der Ausführung des Eisenbetonmantels die Funktion der Kernschalung und während des Dauerzustandes die Funktion des dichtenden Putzes und gewährleistet so zum mindesten dieselbe Wasserführung wie ein Rohr mit sauber aufgetragenem glatten Zementputz. Das Vorstrecken der Holzseele im ausgehobenen Rohrgraben geschieht durch fachgemäßes Ineinandertreiben der in normalen Strecken 2 m langen Holzdauben, die an den Längs- und Stirnseiten mit Nut und Feder versehen sind, um eine

absolute Abdichtung zu erzielen. Die Dauben werden fortlaufend aneinandergesetzt unter jeglichem Verzicht auf Dehnungsfugen (vgl. Abb. 16), da die ganze Hangrohrleitung eingedeckt und mithin den Witterungseinflüssen entzogen wird. Beim Vorstrecken der Holzrohrleitung, die aus gut getrocknetem Fichtenholz besteht, mußte darauf geachtet werden, daß zwischen den einzelnen Dauben kleine Zwischenräume verblieben, damit sich jene bei Vollsaugen mit Wasser ausdehnen können, ohne Sprengwirkungen auf den Beton auszuüben. Die Dauben selbst sind auf der Innenseite gehobelt, auf der Außenseite (gegen den Betonmantel hin) mit Inertol gestrichen, damit ein unnötiges Quellen beim Betonieren vermieden wird. Es zeigte sich, daß ein Vorstrecken des Holzrohrkörpers zweckmäßig auf nicht mehr als 100 m erfolgt, daß die Armierung, deren Herrichtung und Einbau nach den früher angeführten Darlegungen als fortlaufende Spirale in der Wandmitte erfolgte, möglichst rasch nachgeholt wird, damit der schützende Eisenbetonmantel das Holzrohr baldigst den Einwirkungen der Atmosphären entziehen kann. Wenn ein Holzrohr von den Abmessungen des im Linachtal ausgeführten auch verhältnismäßig sperrig ist, so war es bei Verwendung von kleineren Daubenlängen doch möglich, die Leitung überall dem Gelände anzupassen und entsprechend kleine Krümmungsradien zu nehmen (vgl. Abb. 17). Besondere Sorgfalt erforderte die Ausbildung des Anschlusses dieser zusammengesetzten Leitung an die eisernen Leitungsteile nach dem Venturimeterhaus und dem Wasserschloß, sowie auch die Einführung der sechs Einsteigschächte in die Leitung. Seitwärts der Leitung, im Zusammenhang mit ihr ist im Berghang ein rd 25 m tiefer Schacht niedergetrieben und ausbetoniert worden, der bei Wasserstößen die Funktion eines Druckausgleichturmes übernimmt und nach dem heutigen Stand der technischen Wissenschaft bei größeren Leitungslängen unbedingt angeordnet werden muß.

Der 8 cm starke Betonmantel wurde in flüssiger Form eingebracht, nachdem die Eisen zuvor sorgfältig ausgerichtet und die Holzseele frei aufgehängt war, um dem Beton, der aus 1 Teil Zement, 1/4 Teil Traß, 2 1/2 Teilen Sand bis 5 mm, 2 1/2 Teilen Grus 5–25 mm bestand, so die Möglichkeit zu verschaffen, überallhin zu gelangen und die Bildung von Nestern zu verhindern. Auch hier konnten täglich Strecken bis zu 30 m fertiggestellt werden, wobei zu beachten ist, daß die Transportverhältnisse für das Betoniermaterial recht ungünstig lagen, weil aus örtlichen Gründen eine Länge von 700 m von einer Stelle aus befahren und das Material, das mit einer Mischmaschine 60 m tiefer an der Talstraße zubereitet wurde, erst mit einer etwa 35° ansteigenden Bergbahn zum Endpunkt der Rohrleitung befördert werden mußte. Armierung und Betonierung bewegten sich vollkommen im Rahmen der oben unter 1 und 2 gemachten Ausführungen.

Die Leitung ist im Dezember vorigen Jahres in Betrieb genommen worden und führt seither das noch unregulierte



Abb. 18. Seitenansicht des eingeschalteten Rohres.

Wasser der Linach, das ihr jetzt durch den späteren Entnahmestollen des Stausees zufließt auf die Turbinen des Krafthauses, das seinen Strom an die Stadt Vöhrenbach abgibt, soweit er keine Verwendung als Baustrom für die weiteren Arbeiten an der Talsperre findet.

Die vorbeschriebene Leitung enthält in ihrer Vereinigung von Holz und Eisenbeton die Vorzüge dieser beiden Konstruktionselemente, unter Ausschaltung etwaiger denkbarer oder wirklicher Nachteile. Das Holz allein ist dem Abgang unterworfen; über die Frage der Eindeckung oder Freilegung der Holzrohrleitung sind die Meinungen noch nicht geklärt; die die einfache Holzrohrleitung umschließenden Eisen sind dem Rost ausgesetzt, während andererseits das Haupterfordernis einer Druckrohrleitung, die Dichtigkeit und die glatte Wasserführung in diesem Falle recht gut erreicht wird. Die angeführten Nachteile werden vermieden durch die Umhüllung der Holzleitung mit Eisenbeton, bei dem erfahrungsgemäß das Eisen dem Rosten nicht unterworfen ist. Etwaige Undichtigkeiten im Eisenbetonmantel werden durch die Holzauskleidung an der betreffenden Stelle gedichtet. Das Rohr selbst kann einwandfrei, wie ein Eisenbetonrohr eingedeckt werden, so daß nach heutigem Stand der Technik diese Konstruktionsart von unbegrenzter Dauer sein muß, um so mehr, als die Holzauskleidung auch gegen aggressive Wässer als unempfindlich angesprochen werden kann.

Die bei der Ausführung obiger Druckrohrleitungen gesammelten Erfahrungen gehen dahin, daß, allgemein gesprochen, Druckrohre über 1 m Dmr. im Rohrgraben möglichst an Ort und Stelle hergestellt werden sollten, insbesondere, wenn sich ein geeigneter Zuschlagstoff, günstig gelegen, findet.

Hinsichtlich der Armierung ist Einfachheit und Klarheit unter Berücksichtigung der statischen Verhältnisse geboten, wobei wohl im Auge zu behalten ist, daß das zu häufige Durchsetzen der Rohrwandungen mit Rundeisen wegen der Gefahr evtl. Nesterbildung im Beton zu schwachen Stellen Veranlassung geben kann. Beim Verlegen von fabrikmäßig hergestellten Eisenbetondruckrohren, die im allgemeinen mit ausgesuchtem Material in Schüssen von 3–5 m und bei guter Überwachung in der Fabrik in einwandfreien Rohrstücken angefertigt werden, ist es schwer, den individuellen statischen Verhältnissen der einzelnen Baustelle Rechnung zu tragen, wozu der weitere nachteilige Umstand kommt, daß ein verlegter Rohrstrang eine verhältnismäßig recht große Anzahl Stöße aufzuweisen hat, die, wie Vorkommnisse aus der letzten Zeit zeigen, selbst bei geringen Wasserdrücken nicht immer einwandfrei dicht halten und zu unangenehmen Betriebsunterbrechungen führen können.

Im Anschluß an die Ausführung der zuerst beschriebenen Rohrleitung wurde von unserer Firma ein Versuchsprogramm aufgestellt, das eine Reihe der bei der praktischen Ausführung aufgetauchten Fragen beantworten sollte. Hierbei wurde das Hauptaugenmerk darauf gerichtet, die Verhältnisse, wie sie an der Baustelle vorhanden sind, hinsichtlich der Stampfart, des Mischungsverhältnisses, des Wasserzusatzes, der Armierung usw. möglichst genau auf die Versuche im Laboratorium zu übertragen. Diese Versuche, über die gelegentlich berichtet werden soll, kamen in den Jahren 1921 und 1922 an der Bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe zur Durchführung, wobei wichtige Resultate gefunden wurden, die für die Ausführungen unter II und III verwertet werden konnten.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

282. Das Stahlbeton-Verfahren. Nach einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt, gehalten zu Zürich in der „Eingetragenen Genossenschaft Portland“. Baumaterialien-Markt 1924, Nr. 12, S. 142–143. Unter Bezugnahme auf Versuche, die Otto Graf von der Materialprüfungsanstalt Stuttgart, in der „Deutschen Bauzeitung“ veröffentlicht hat, beschreibt der Verfasser den sogenannten „Stahl-Beton Kleinogel“, welcher durch seine Mischung eine besondere Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung, sowie nur geringe Staubbentwicklung gewährleistet.

283. Der Zement. Von Dr. Haegermann, Karlsruh, Referat über die Arbeit Ernest Martin's in Le Moniteur scientifique, Quesneville (S. 976, Sept. 1923). Zement, Nr. 11, S. 98 bis 100. Verfasser beschäftigt sich mit der Konstitution des Portlandzementes. Der Versuch, das Tricalciumsilikat herzustellen, mißlang. Auf Grund eingehender Versuche, die teilweise auf neuen Grundbegriffen basieren, kommt Verfasser zu dem Ergebnis, daß das Tricalciumsilikat im Portlandzement nicht vorhanden sein kann.

284. Versuche über die Wirkung von Flußspat als Zusatz zur Rohmasse der Hüttenzemente. Von Dr. Guttman und Dr. Biehl. Zement 1924, Heft 10, S. 85–87 (Schluß). Nach kurzen Erörterungen über den Zusammenhang des Kleingefüges mit den hydraulischen Eigenschaften sowie über die Vermahlung des Klinkers zu Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement und über Normprüfung stellt Verfasser seine Schlußfolgerungen auf, von denen die letzte besagt, daß an Stelle des teuren Säuremehls sich auch Flußspatgrobmehl in der Zementindustrie mit Vorteil verwenden läßt.

285. Zur Kohlenstaubfrage. Von Betriebsingenieur W. Schmitz, Köln-Deutz. Stahl und Eisen 1924, Nr. 11, S. 285 bis 287, mit 2 Abb. und 4 Zahlentafeln. Es handelt sich um eine Aufzählung der bei den Vereinigten Stahlwerken von der Zypen und Wissener Eisenhütten A.-G. im Betrieb befindlichen Kohlenstauböfen für Schmiede und Walzwerk. Verfasser führt die Erfahrungen mit verschiedenen Brennstoffen und feuerfesten Steinen bei den durch den Betrieb bestimmten Temperaturverhältnissen an und beschreibt einen Versuch an einem Martinofen.

Baumaschinen.

286. Die neuen Verbund-Pumpmaschinen des Hamburger Wasserwerks. Von Direktor Rud. Schröder,

Hamburg. V. D. I. 1924, Nr. 12, S. 277–283 mit 12 Abb. Es wird über das Ergebnis eines öffentlichen Ausschreibens der Lieferung von Kolben- und Turbopumpmaschinen berichtet, die Bauart der ausgeführten Kolbenpumpmaschinen und der zugehörigen Kesselanlagen beschrieben und das Ergebnis von Versuchen mit den verwendeten Pumpventilen, sowie zur Feststellung des Dampfverbrauchs der Maschinen mitgeteilt.

Statik und Festigkeitslehre.

287. Untersuchung der Erddrucktheorie von Coulomb. Von Dr.-Ing. A. Freund, Eberswalde. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 101–109 mit 30 Abb. Ausgehend von der geschichtlichen Entwicklung, behandelt Verfasser die Untersuchungen Coulombs über den Erddruck, den Widerspruch zu Coulombs Fragestellung, die analytische Behandlung des Coulombschen Prinzips und die Schlußergebnisse. Im zweiten Teil bringt der Verfasser eine Richtigstellung und Ausbau der Erddrucktheorie mit Hilfe der Elastizitätsgesetze, wobei er das Ergebnis erzielt, daß dieses neue Verfahren einen Rückschluß auf die Genauigkeit der Coulombschen Theorie zu ziehen gestattet.

288. Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk, namentlich zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Mörtel auf die Druckelastizität von Beton- und Backsteinmauerwerk. Von Otto Graf, Stuttgart. Beton und Eisen 1924, Nr. 6, S. 65–72 mit 10 Abb. (Schluß). Den vorangegangenen Erörterungen folgen in mehreren Zusammenstellungen die Ergebnisse der Versuche mit Säulen aus Mauersteinen bei Verwendung verschiedener Mörtelmischungen.

289. Über die Seitenschlupfrollender Fahrzeuge unter der Wirkung geringer Kräfte. Von Dr.-Ing. v. Helmholtz, München. Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens 1924, Heft 12, S. 239–241 mit 6 Abb. Die Abhandlung stellt einen Beitrag zur Reibungslehre dar. Es wird die Aufgabe an einem auf schiefer Ebene senkrecht zur Neigung sich vorwärts bewegenden Fahrzeug entwickelt.

290. Zur Frage des Schubmittelpunktes. Von Rohn. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 12, S. 131–132 mit 3 Abb. Angeregt durch Veröffentlichungen der Herren R. Maillard, H. Schwyzer, A. Eggenschwyler und Fr. Zimmermann, wendet sich Verfasser vor allem gegen die Auffassung Maillards und gibt eine Zusammenfassung der üblichen baustatischen Grundlagen der Spannungsbestimmung.

291. Windsaugwirkungen an Gebäuden. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 21/22, S. 43—46 mit 5 Abb. Nach Anführung verschiedener Unfälle infolge von Sturmbeschädigungen gibt der Verfasser eine Zusammenstellung von schon erfolgten Untersuchungen an Modellen, sowie eine Anregung von noch anzustrebenden Untersuchungen und gibt der Hoffnung Ausdruck, daß von Modellversuchen im Windkanal eine weitere Förderung der Frage der Windsaugwirkung an Dächern und Gebäuden zu erwarten sei.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

292. Der Ideenwettbewerb zur Erlangung von Vorentwürfen für die Herstellung einer Verkehrsanlage über die Weser in Bremen. Von Gen. Baurat M. Contag, Berlin-Friedenau. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 89—100 mit 13 Abb. Es wird in der Folge zunächst die Aufgabe für den Ideenwettbewerb für eine Verkehrsanlage über die Weser bei Bremen angeführt, woran sich die Beschreibung von sechs eingereichten Entwürfen anschließt. Es handelt sich bei diesen um zwei Hubbrücken, zwei Hochstege mit beiderseitigen Rampen, eine Hochbrücke und eine Schwebefähre mit eisernem Brückensteg.

b) Hölzerne Brücken.

c) Stein- und Betonbrücken.

d) Eisenbetonbrücken.

e) Eisernerne Brücken.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

293. Die Berechnung hoher Schornsteine in Eisenbeton. Von N. Kelen. Aus Ingegneria, Nr. 2, 3. Jg., S. 61—63, 7 Zeichnungen. Ausführliche Formelableitung mit Zahlenbeispielen bei genauer Berücksichtigung der Temperaturunterschiede zwischen Kaminausmauerung und Eisenbeton.

294. Der Großraumofen und die trockene Kokskühlung. Von Direktor H. Wunderlich, Karlsbad. Das Gas- und Wasserfach 1924, Nr. 12, S. 149—150. Um noch bestehende Zweifel, ob das Verfahren der trockenen Kokskühlung auch für große und ganz große Verhältnisse verwendbar sein wird, zu beseitigen, bespricht der Verfasser die Verwendungsmöglichkeit bei jeder Größe. Zum Schluß weist er darauf hin, daß in dem von ihm geleiteten Gaswerk jetzt diese Neuerungen eingeführt, somit also praktisch ausprobiert werden sollen.

Gründungsarbeiten usw.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

295. Gezeichnete Tafel zur Bestimmung der Wassergeschwindigkeit nach der Potenzformel. Von F. Eisner, Potsdam, und G. Zimmermann, z. Z. Aufkirchen. Die Wasserkraft 1924, Nr. 6, S. 71—72 mit 2 Abb. Bezugnehmend auf eine auf S. 209 des Jahrgangs 1922 ders. Zeitschrift veröffentlichte Ankündigung, beschreiben die Verfasser eine Tafel, die ohne jede Rechnung sofort den Wert der gesuchten Geschwindigkeit v in m/sec abzulesen gestattet und führen Beispiele vor.

296. Die hydrologischen Vorarbeiten für die Wasserversorgung der Fabrik der Deutschen Maizena-Gesellschaft in Barby. Von Dr.-Ing. C. Thiem, Leipzig. Das Gas- und Wasserfach 1924, Heft 10, S. 117—119 mit 4 Abb. Verfasser stellt fest, daß es durch die hydrologischen Untersuchungen gelungen ist, die von der Deutschen Maizena-Gesellschaft für ihre Fabrik bei Barby verlangte Grundwassermenge von 12000 m³ im Tag mit Überschuß nachzuweisen. Die vom Landinnern der rechten Elbniederung nach dem Fluß hin zuströmende Grundwassermenge beträgt bei 1500 m Grundwasserstrombreite 6000 m³ im Tag, während von der Flußseite her eine weitere Menge von 8400 m³ im Tag nachgewiesen ist. Das Grundwasser entspricht den Anforderungen, welche die Maizena-Gesellschaft an Menge und Zusammensetzung des Wassers gestellt hat.

297. Über den Einfluß der im oberen Saalegebiet geplanten Talsperren auf die wasser- und kulturwirtschaftlichen Verhältnisse im Saaleetal. Von E. Mattern, Potsdam. Die Wasserkraft 1924, Nr. 6, S. 72—74 (Schluß). Verfasser spricht über Entschädigungsfragen bei Ausführung des Stollenplans, vergleicht die geplanten

Talsperren in ihrer Bedeutung, führt die günstigen örtlichen Vorbedingungen für eine große Wasserwirtschaft im Saaleetal und wirtschaftliche Vorteile großer Staubecken an, erklärt die Nachteile des Stollenbaus in diesem Fall, bespricht die wirtschaftlichen Fragen und die Wasserversorgung der Industrie für Pöhlneck und andere Gemeinden.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

298. Molen mit senkrechten Seitenflächen. Von H. M. Die Bautechnik 1924, Nr. 11, S. 81—82 mit 9 Abb. Auszugsweise behandelt der Verfasser einen Aufsatz von Benedit, der die Vorzüge der mit senkrechten Seitenflächen versehenen Molen gegenüber denen mit Böschungen aus Blöcken hervorhebt. Durch die Widerstandsfähigkeit der senkrechten Molenwände wurden die hohen Kosten für Wiederherstellung des Mauerwerks gespart; desgleichen verbilligt sich die Herstellung durch den geringen Rauminhalt.

299. Neuerungen im Bau von deutschen Umschlaganlagen. Von Geheimrat Buhle, Dresden. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 125—142, mit 61 Abb. Es werden in der Folge verschiedenste Krane mit Dampf- sowie auch mit elektrischem Betrieb aufgezählt, deren den wirtschaftlichen Ansprüchen neuester Handels- und Verkehrs angepaßte Leistungsfähigkeit den deutschen Maschinenbauer an erste Stelle im Wettbewerb mit anderen Nationen gestellt hat.

300. Neuzeitliche Förderanlage zum Bau eines Trockendocks. Von Oberingenieur Wilh. Ries. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 111, mit 2 Abb. Verfasser beschreibt eine durch die Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Maschinenfabrik Leipzig-Großschocher in Holland ausgeführte Anlage zum Bau eines Trockendocks, bei der eine besonders für den Zweck errichtete Verladebrücke mit Kranen verwandt wurde, welche Anlage sich trotz des verhältnismäßig großen Anlagekapitals für die kurzfristige Aufgabe doch wirtschaftlicher erwies, als die Notwendigkeit der Einstellung vermehrter Arbeitskräfte.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

301. Vom Walchenseewerk. Von Rdl. Die Wasserkraft 1924, Nr. 6, S. 69—71, mit 3 Abb. Verfasser schildert den gegenwärtigen Bau- und Betriebszustand des im Dezember 1918 in Angriff genommenen Walchenseewerks, das seiner völligen Vollendung rasch entgegengeht und bereits seit Wochen bis zu 32000 kW nach Nordbayern schicken kann.

302. Das erste Donaukraftwerk. Von Dipl.-Ing. Dr. W. Wieser. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Heft 11/12, S. 91—94, mit 6 Abb. Der Rhein-Main-Donaukanal als Wasserkraftstraße. Kanalisierung der Donau durch die Staustufe Kachlet bei Passau. Beschreibung der Anlage, der Schleusen, des Wehres und des Krafthauses. Stand der Bauarbeiten.

303. Leitungsmaterialien für Mineralwässer: Holzdaubenrohre. Von Dipl.-Ing. H. Rabovsky, Lauterberg i. H. Das Gas- und Wasserfach 1924, Nr. 12, S. 150—151. Verfasser wendet sich gegen die von Oberbaudirektor Kuckuk vertretene Annahme, daß die amerikanischen Hölzer (Pitchpine) für Holzrohre geeigneter sind und weist an einer Übersicht die gleichwertige Beschaffenheit der Hölzer nach, während der Verfasser den dem Versuchsrohr anhaftenden Fehler in einer unsachgemäßen Verarbeitung zu finden meint.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Straßenbau.

304. Betonstraßen. Von Geh. Reg.-Rat Werneck, Zehlendorf. Zement 1924, Nr. 10, S. 90—91 (Schluß). Verfasser zählt die den Betonstraßen eigentümlichen Vorteile, den geringen Zugwiderstand, Verhinderung von Staub bei Trockenheit, sowie die größere Rauigkeit bei Nässe gegenüber Asphalt auf.

Eisenbahnbau und -betrieb.

305. Über die Gestaltung der Einzelteile von Dampflokomotiven. Von Dipl.-Ing. Kurt Ewald, Hannover. V. D. I. 1924, Nr. 12, S. 285—287, mit 7 Abb. Es wird versucht, die Voraussetzungen zu einer ästhetisch befriedigenden Wirkung der Dampflokomotive zu ergründen und daraus allgemeine Richtlinien für die Gestaltung der hauptsächlichsten Einzelteile abzuleiten.

306. Eine neue Bauart für Reibungspuffer. Von Ing. C. Wetzel, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 11, S. 128—129, mit 3 Abb. Zurückgreifend auf die Nachteile der Reibungspuffer der älteren Bauart, beschreibt Verfasser den neuen Patent-Reibungspuffer, der dadurch, daß er eine Stoßkraft von 30—34 t mit Sicherheit aufzunehmen vermag und nur eine Rücklaufkraft von unter 2 t zuläßt, dem stoßweisen Aufeinanderprallen des Rollmaterials eines Bahnzugs ein Ende setzt.

307. Neuere Lokomotiven der Deutschen Reichsbahn. Von F. Meineke, V. D. I. 1924, Nr. 12, S. 273 bis 276, mit 10 Abb. Verfasser bespricht kritisch die gemeinsamen Merkmale neuer Lokomotiven der Reichsbahn, die in großen Rosten, Barrenrahmen und Laufachsen bei Güterlokomotiven bestehen, und gibt ein Verfahren zur Berechnung der Überhitzer und Rahmen an.

308. Die neuen Südtiroler Schmalspurbahnen Grödenbahn und Fleimstalbahn. Von Prof. Dr. L. Oerley, Wien. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 11, S. 121—124, Nr. 12, S. 132—134, mit 16 Abb. (Schluß). Von den genannten Bahnen werden die bemerkenswerten Linienführung und in deren Zusammenhang besonders die sich aus ihr ergebenden Nebenbauten, Viadukte und besonders die Tunnel beschrieben.

309. Neuere Wege und Ergebnisse der Gleisuntersuchung. Von Reg.-Baurat Stierl, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 11, S. 82—85 mit 23 Abb. (Schluß). Es werden in der Folge die durch Querschnittaufnahmen zwecks Gleisuntersuchungen gemachten Ergebnisse behandelt, desgleichen die Ermittlung der Aufgießform alter Laschen, die Erhöhung der Verschleißfestigkeit der Schienen, die Ermittlung der günstigsten Laschenhärte, sowie Untersuchungen der Gleisstöße im ganzen.

310. Untersuchung der Riffelbildung an Schienen mit Hilfe des Torsiographen. Von Dr. J. Geiger, Augsburg. V. D. I. 1924, Nr. 12, S. 283—284, mit 7 Abb. Verfasser stellt fest, daß sich die Riffelbildung, wie Messungen an fahrenden Wagen deutlich zeigen, auf Reibschwingungen, entstehend durch ungleichmäßige Geschwindigkeiten beider Räder der gleichen Achse beim Befahren von Krümmungen zurückführen läßt.

311. Die Herabminderung der Lebensgefahr bei Eisenbahnzusammstößen. Von Regierungs- und Baurat Fechner. Die Bautechnik 1924, Nr. 11, S. 85—86, mit 3 Abb. Bezugnehmend auf die in Heft 1 der „Bautechnik“ 1924 erschienenen Betrachtungen von Herrn Oberbaurat Nils Buer versucht der Verfasser mathematische Grundlagen zur Klärung des Problems der Unglücksverhinderung bei Zugzusammenstößen zu geben und eine entsprechende Wagenkonstruktion anzuregen.

312. Der neuzeitliche Holzbau im Eisenbahnbauwesen. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 110—124, mit 38 Abb. Ergänzend zu den in Heft 12, 1923 der „Bautechnik“ erschienenen Abhandlungen über Holzbauten bei der Eisenbahn werden einige bemerkenswerte Holzbauten vorgeführt, deren Konstruktion des näheren erläutert wird. Es handelt sich um Eisenbahnhallen, Lokomotivschuppen, Betriebswerkstätten, sowie eine Fachwerkbrücke für Fußgänger.

313. Wie sind die Bezirksstellen bei der künftigen Neugliederung der Reichsbahnverwaltung in persönlicher, betrieblicher und wirtschaftlicher Hinsicht zweckmäßig einzurichten. Von Reg.- u. Baurat Holtermann, Paderborn. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 11, S. 181—185. Verfasser gibt Vorschläge zur besseren Ausnutzung der Kenntnisse und Erfahrungen der Betriebsamtsvorstände für die Durchführung des Betriebsdienstes.

314. Die Pflege des Durchgangsverkehrs. Von Regierungsrat Dr. Fischl, Regensburg. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 12, S. 201—202. Verfasser beschreibt die durch den verbilligten Durchgangsverkehr für die deutsche Industrie entstehenden wirtschaftlichen Ergebnisse und fordert für sie dieselben Tarifermäßigungen, wie für das Ausland.

315. Die Lochkarte zur Abrechnung der Wagenmieten im internationalen Verkehr. Von Finanzrat Gaier, Berlin. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 12, S. 202—206. Es wird der Gebrauch der Lochkarte zur Abrechnung der Wagenmieten besprochen, im besonderen die Ersparnis an Personal und Kosten entgegen den früheren Methoden hervorgehoben.

316. Die Abteilung „T“ der Eisenbahn-Ausbesserungswerke. Von Reg.-Baurat Krohn (Wittenberge). Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 11, S. 186—187. Nach einer Zusammenstellung der in viele Betriebsarten hineingreifenden Aufgabe der Abteilung T beschreibt Verfasser die völlig neutrale Stellung, die diese Abteilung infolge ihrer Eigenart einnehmen muß.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

317. Wiederherstellung einer durch Rost zerstörten Eisenbetonmauer mittels des Torkretverfahrens. Von Reg.-Baumeister Busse, Köln.

Beton und Eisen 1924, Nr. 6, S. 64—65, mit 5 Abb. Es wird die Anwendung des Torkretverfahrens im einzelnen beschrieben. Zunächst die Vorbereitungen, die darin bestanden, daß die Mauer zwecks sorgfältigster Reinigung mittels Sandstrahlgebläse bearbeitet wurde, ferner die Torkretierung selbst, die Leistungsfähigkeit des Spritzapparates und ihre Bedienung.

318. Der Ersatz des Eisens durch Holz in der Zugzone des armierten Beton. Von V. Maraghini aus Ingegneria, Nr. 2, 3. Jg., S. 66—67, 4 Zeichnungen. Bericht über die Möglichkeit der Verwendung von Holz zur Bewehrung im Verbundbau. Beibehaltung von Eisen als Bügel.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

319. Der Eispalast in Mailand. Von E. Redaelli aus Ingegneria, Nr. 2, 3. Jg., Seite 58—60, 7 Abb. u. 1 Plan. Bericht über Bau und Maschinenausrüstung. Überdeckte Fläche 1800 m². Binden in Eisen von 39 m Spannweite.

Holzbau.

320. Moderne Holzkonstruktionen. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 12, S. 112, mit 2 Abb. Verfasser beschreibt die der Holzlagerung dienenden Hallen, welche von der Firma Metzke & Greim, Berlin, in Stettin ausgeführt worden sind. Es handelt sich um eine Doppelhalle und einen Erweiterungsbau in Holzkonstruktion, deren ausgezeichnete Raumwirkung besonders hervorgehoben wird.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

321. Die neue Bauordnung für Groß-Berlin. Von Magistratsoberbaurat Clouth, Berlin. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 23/24, S. 117—118. Verfasser beschreibt die von der alten vollständig abweichende, neue Bauordnung für Groß-Berlin, deren Bauklassen durch besondere Berücksichtigung der Anzahl der Geschosse gekennzeichnet sind. Neu eingeführt ist der Begriff der Ausnutzungsziffer als Produkt aus der Geschoszhöhe und dem Zehntel der Bebauung; ebenso mußte die Bebaubarkeit der Eckgrundstücke neu geregelt werden.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

322. Kleinhaus-Siedelung an der Bismarckstraße in Freiburg i. Br. Von C. Balke, Freiburg i. Br. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 21/22, S. 105—106, mit 7 Abb. Als Gründer der „Gem. Heimstätten-Baugenossenschaft Freiburg i. Br.“ gibt Verfasser eine Beschreibung der wirtschaftlichen und künstlerischen Gesichtspunkte, unter denen die genannten Kleinwohnungen angelegt wurden, desgleichen erklärt er die zweierlei angewandten Grundrißtypen.

Bauunfälle.

Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

323. Die Selbständigmachung der Deutschen Reichsbahn. Von Dr. J. Reichert, Berlin. Stahl und Eisen 1924, Nr. 11, S. 281—285. Verfasser wendet sich energisch gegen die Pläne der Verbandsmächte, die Deutsche Reichsbahn unter ihre Oberhoheit zu stellen und verlangt, daß die deutsche Eisenbahnhoheit unangetastet bleibt. Die Erfüllung dieser Forderung und der, daß die unter Regie stehende Bahn am Rhein zurückerstattet wird, setzt der Verfasser als unbedingte Notwendigkeit zur wirtschaftlichen Hebung der Reichsbahn voraus.

324. Die Aussichten für den Wohnungsbau im Jahre 1924. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff, Frankfurt an der Oder. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 23/24, S. 118—120. Nach allgemeinen Erörterungen der wirtschaftlichen Fragen bezüglich des Wohnungsbaues gibt der Verfasser eine Aufzählung der für 1924 möglichen Bauten unter der Voraussetzung, daß auf die Friedensmiete zurückgekommen wird. Er zählt die Möglichkeiten von Wohnungsbau durch Private, Bauunternehmer, Genossenschaften, künftige Mieter und Siedlungsgesellschaften auf und betont diese außerordentlich wichtige Aufgabe für die Städte und Stadtbauämter.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

325. Zur Staubfrage der Zementwerke. Von Dr. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1924, Nr. 11, S. 96—98, mit 3 Abb. Verfasser gibt eine nach Umfrage bei 36 Zementwerken erfolgten Zusammenstellung der Erfahrungen über Staubentwicklung und ihre Folgen für die Anlieger, desgleichen eine Aufzählung der verschiedenen Entstaubungsmethoden, im besonderen der elektrischen Entstaubung.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Bericht über die Beziehungen zwischen Normendruckfestigkeit und Betondruckfestigkeit von Zementen. 1923.

Mittel. Nr. 1 aus dem Bautechnischen Institut der Königl. Technischen Hochschule Stockholm von H. Kreüger.

Die Untersuchung liefert einen Beitrag über die Wirtschaftlichkeit hochwertiger Zemente. Sie wurde mit 4 verschiedenen Zementarten ausgeführt, die zur Erreichung der Normalkonsistenz 28,5—29 vH Wasserzusatz erforderten, nach 2 Stunden abzubinden begannen, nach 5 bzw. 7 Stunden das Ende des Abbindens erreichten, die Kalt- und Warmwasserprobe bestanden, die übliche Mahlfeinheit aufwiesen und nach 6 Tagen Wasserlagerung bzw. 28 Tagen gemischter Lagerung folgende Normenfestigkeiten aufwiesen:

Zement-sorte	6 Tage kg/cm ²	28 Tage kg/cm ²
I	230	340
II	258	420
III	336	527
IV	495	681

Ferner kamen zwei verschiedene Sande und Kiese zur Verwendung. Die Kornzusammensetzung der Mischungen wurde genau festgelegt. Durch Zusatz von größeren Mengen des feinkörnigen Sandes bei einigen Serien sollte der Einfluß ungünstiger Zuschlagsmaterialien studiert werden. Die angewandten Mischungsverhältnisse von Zementzuschlag waren 1:5, 1:6, 1:8, 1:10, 1:14.

Die Ergebnisse der sehr exakt durchgeführten Versuche zeigen, daß der Zement mit der größeren Normenfestigkeit auch den festesten Beton (Würfel 20×20×20) liefert, und daß für die Betonfestigkeit innerhalb einer bestimmten Grenze von etwa 150—400 kg Zement pro Kubikmeter Beton die Beziehung gilt: ($k_b = C c_0 k_c$ (C = Konstans; $c_0 =$ kg Zement/m³; $k_c =$ Normenfestigkeit). Um überhaupt eine Betonfestigkeit zu erhalten, sind mindestens 50 kg Zement pro Kubikmeter nötig. Für ganz geringe Festigkeiten besteht Proportionalität zu c_0^x , $x < 1$.

Nach H. Kreüger ist die bei gegebenem Mischungsverhältnis Sand : Kies (= a : b) erforderliche Volumenmenge Zement für normale Fälle gegeben durch:

$$c_m = \frac{0,95}{A + B a + 0,5 b}$$

(A = 0,662, Wassergehalt = 15 vH, B = 0,843). Für a = b und $c_m = \frac{50}{1400} = 0,036$ (1400 = Raumgewicht des Zementes) folgt:

$$0,036 = \frac{0,95}{0,662 + 0,843 a + 0,5 a}, \text{ also } a = 19.$$

Das magerste Mischungsverhältnis mit Normenzement zur Erzielung der minimalsten Betonfestigkeit wäre also 1:19:19. Praktisch wird man nie unter 100—125 kg/cm³ Zement heruntergehen.

Setzt man $k_b = 0$, für $c_0 = 50$, so ist:

$$k_b = C (c_0 - 50)^x k_c$$

Beim Vergleich von Betonwürfeln mit Normenkörpern gleicher Lagerung haben sich folgende Koeffizienten gut bewährt (feuchte Konsistenz):

$$k_b = \frac{1}{67} (c_0 - 50)^{0,8} k_c^{0,9}$$

Die graphische Darstellung für verschiedene c_0 und k_c ergibt für verschiedene Konsistenzen Scharen fast linear verlaufender Kurven.

Diese Kurven gestatten unmittelbar abzulesen, wieviel magerer eine Betonmischung sein darf bei Verwendung eines höherwertigen Zementes u. dgl. So könnte man z. B. mit 180 kg/m³ Zement von 450 kg/cm² Normenfestigkeit dieselbe Betonfestigkeit erlangen wie mit 300 kg/m³ Zement von 250 kg/cm² Festigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung. Oder: Mit 200 kg/m³ Zement von der Normenfestigkeit 530 kg/cm² erhält man dieselbe Betonfestigkeit wie mit 400 kg/m³ von der Normenfestigkeit 250 kg/cm².

Auf Grund dieser Ergebnisse wird dann die Wirtschaftlichkeit von Betonmischungen mit dem Kies-Sand-Verhältnis 1:1,5 für Zemente mit den Normenfestigkeiten 450 kg/cm² bzw. 250 kg/cm² berechnet. Es ergibt sich, daß der höherwertigere Zement 64 vH teurer sein darf als der minderwertigere, um bei gleichem Preise pro Kubikmeter Beton gleiche Betonfestigkeit zu erhalten. Wäre der bessere Zement aber etwa nur 20 vH teurer als der minderwertigere, so wäre eine Ersparnis von 15 vH zu erzielen.

Bezüglich des Wasserzusatzes wurde die amerikanische Formel bestätigt:

$$k_b = \frac{S}{D^n}$$

wo S und D Konstante sind und n den Wasserzementfaktor bedeutet; D wurde zu 4.5 errechnet, während S mit großer Genauigkeit durch den Ausdruck $0,28 k_c^{0,9}$ dargestellt werden konnte; also:

$$k_b = 0,28 \frac{k_c^{0,9}}{4,5^n}$$

Neben der größeren Wirtschaftlichkeit würden hochwertigere Zemente Vorteile bieten beim Arbeiten unter 0° C und für Wasserbauten; ferner würde der magerer zu haltende Beton geringeres Schwinden zeigen; wie es allerdings mit der Rostsicherheit bei armiertem Beton dabei stände, wäre erst noch durch Versuche zu prüfen.

Immerhin aber dürfte die Einführung verschiedener Zementqualitäten (ähnlich wie bei den verschiedenen Stahlsorten) eine Reihe von Vorteilen bieten. Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

Wirkung der Mahlfeinheit von Zement.

(Nach „Bulletin 4. Structural Materials Research Laboratory, Chicago“, Untersuchungen von Prof. Duff, A. Abrams.)

Über die Wirkung der Mahlfeinheit von Zement hat Prof. Abrams sehr umfassende Untersuchungen angestellt bei Verwendung von sieben Handelszementen, die er alle nochmals in der Mühle mahlte und von jedem vier bis sieben Mahlfeinstufen herstellte. Die Untersuchungen über den Einfluß der Mahlfeinheit wurden an über 6000 Betonkörpern und 9000 Mörtelkörpern durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse sind wie folgt zusammengefaßt worden:

Es besteht nicht notwendigerweise eine Beziehung zwischen der Festigkeit von Beton und der Mahlfeinheit des Zementes, wenn verschiedene Zemente betrachtet werden.

Im allgemeinen wächst die Festigkeit von Beton mit der Mahlfeinheit eines gegebenen Zementes für alle Mischungsverhältnisse, Konsistenzen, Kornzusammensetzungen und Altersstufen von Beton. Die Zementproben mit niedrigeren Rückständen als 10 vH auf dem Standardsieb Nr. 200 ergeben wechselnde (bald größere bald kleinere) Festigkeiten.

Für Zementproben mit Siebrückständen größer als 10 vH wechseln die Festigkeiten annähernd umgekehrt proportional den Siebrückständen auf dem Sieb Nr. 200.

Die Mahlfeinheit von Zement ist für die Steigerung der Festigkeit wirksamer bei mageren Mischungen als bei fetteren und auch wirksamer bei 7tägigem Beton als bei 28- oder 365tägigem Beton.

Die Zunahme der Festigkeit mit zunehmender Feinheit wird bei sehr nassen Mischungen herabgedrückt.

Gewöhnliche Betonmischungen zeigen nach 28 Tagen ein Festigkeitswachstum von ungefähr 2 vH mit jedem Prozent der Erniedrigung des Zementrückstandes auf dem Sieb Nr. 200. Nach 7 Tagen, 3 Monaten und 1 Jahr sind die entsprechenden Festigkeitszunahmen 2,5, 1,7 und 1,4 vH.

Der mit dem Betonalter abnehmende Einfluß größerer Mahlfeinheit unterstützt nicht die herrschende Anschauung, daß die größeren Zementteile nicht hydratisieren, zeigt aber, daß der Haupterfolg der feineren Mahlung in der Beschleunigung der Anfangserhärtung von Beton besteht.

Bei den fetteren Mischungen und der für Baukonstruktionen notwendigen Konsistenz hat die Mahlfeinheit des Zementes keinen schätzenswerten Einfluß auf die Verarbeitbarkeit von Beton, wie sie mit Hilfe der „slump“-Proben¹⁾ festgestellt wird. Für magere und nässere Mischungen ergibt der feinere Zement einen etwas größeren „slump“ als der gröbere Zement.

Die Zementkonsistenz wird durch die Mahlfeinheit derart beeinflusst, daß ungefähr 0,1 Gewichtsprozent Wasser weiter hinzugefügt werden muß bei jedem Prozent der Abnahme des Rückstandes auf dem Sieb Nr. 200.

Die Abbindzeit wird mit zunehmender Mahlfeinheit des Zementes verkürzt.

Das Raumgewicht des Zementes nimmt mit zunehmender Mahlfeinheit ab. Innerhalb des gewöhnlichen Feinheitsbereichs erniedrigt sich das Gewicht um 12 g pro l bei jedem Prozent der Abnahme des Siebrückstandes.

Die Mahlfeinheit des Zementes hat keinen schätzenswerten Einfluß auf die Ausbeute und die Dichtheit von Beton.

Die Längenveränderungen von Beton bei Luft- bzw. Wasserlagerung ist unabhängig von der Mahlfeinheit des Zementes und der Betonkonsistenz. (Dies letztere Ergebnis ist, verglichen mit anderen Forschungsergebnissen, zum mindesten fragwürdig. Der Verfasser.)

Die Zuschlagsart beeinflusst wenig oder gar nicht die relative Wirkung der Zementmahlfeinheit auf die Betonfestigkeit.

Dr.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe.

¹⁾ Vgl. die Anmerkung zum Referat des Verfassers im „Bauingenieur“ Nr. 3, Seite 66.

Zwei Betonbrücken aus fertigen Teilen.

(Nach Engineering News Record 1923, Vol. 91, Nr. 10. S. 384.)

Beim Ersatz von im Gebrauch befindlichen Eisenbahnbauten durch neue handelt es sich in erster Linie darum, den Verkehr so wenig

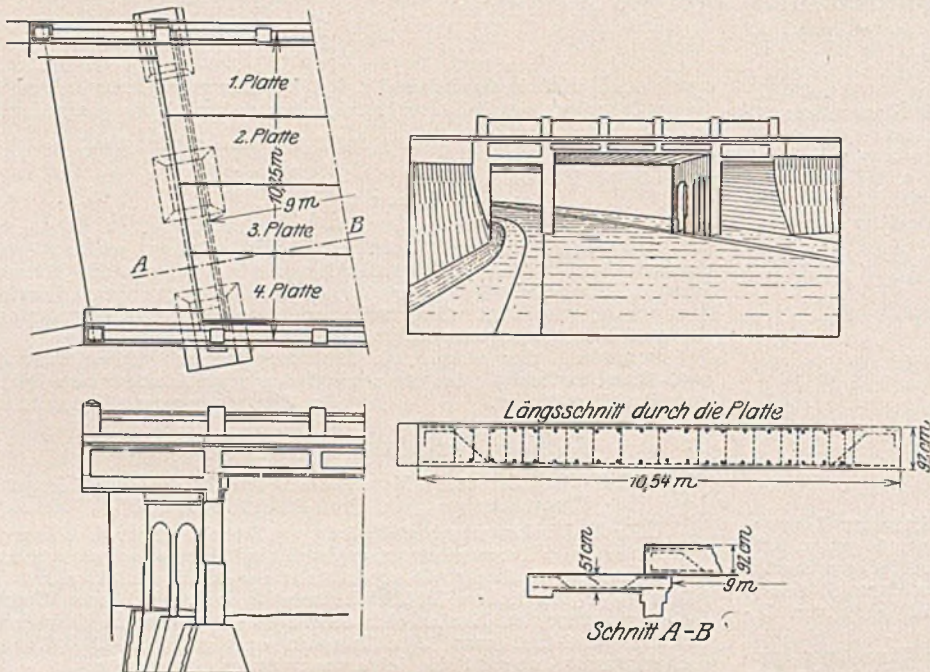


Abb. 1. Eisenbahnbrücke bei Millburn.

wie möglich zu stören. Zu diesem Zweck und auch um sich Hilfsbauten zu ersparen, werden oft vorher gefertigte Eisenbetonbauglieder bei solchen Bauten verwendet. Versuche, die, was Spannweiten und Lasten anbelangt, engen Anwendungsgrenzen solcher Konstruktionen zu er-

Die große Öffnung wird von vier 92 cm dicken, 57 t schweren, doppeltbewehrten Eisenbetonplatten überspannt, die auf einem Werkplatz hergestellt, mittels Güterzug nach dem Bauplatz verbracht, und mit Hilfe von Kranen auf die Pfeiler über die Brückenöffnung gelegt worden sind. Beton: Maschinengemischter Kiesbeton 1 : 2 : 4. Die Brückenteile waren vor dem Verlegen mindestens 30 Tage alt. Durch geschickte Verwendung von 4 Kranen war es möglich, die alte Eisenbrücke gegen die neue Eisenbetonbrücke während der Nacht in 4 1/2 Stunden ohne Unterbrechung des Verkehrs weder auf der Straße noch auf der Bahnstrecke auszuwechseln. Neben den Tragplatten ist auch die Brüstung in Einheitsstücken zuvor auf dem Werkplatz hergestellt worden. Die Lösung der Konstruktion gestattet leicht eine Verbreiterung der Brücke für ein weiteres Geleise, wobei dann die eine Brückenbrüstung einfach versetzt werden kann. Die Fußgängerüberführung (East Orange footbridge) über eine Bahnlinie ist eine Balkenbrücke mit einer Öffnung von 14,2 m im Lichten. Sie wird durch 2 auf einer Stützmauer aufgesetzte Pfeiler getragen. Die eigentliche Brücke, bestehend aus 2 zugleich als Brüstung dienenden Eisenbetonträgern und der Eisenbeton-Gehwegplatte mit einem Gesamtgewicht von 57 t, wurde in einem Stück auf einem Werkplatz aus einem Schotterbeton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 hergestellt, nach der Erhärtung mittels zweier Kranen auf einen Güterzug geladen, nach dem Aufstellungsort überführt, und mit Hilfe der dem Zuge angehörenden beiden Kranen auf die Pfeiler gesetzt. (Vergl. die Abbildungen 2.) Die Aufgangstreppen zur Brücke an beiden Enden wurden erst an Ort und Stelle anbetoniert.

Dipl.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe i. B.

Eine Aussprache über das Verhalten von Beton

auf der Jahresversammlung der American-Society of testing Materials. (Nach Engineering News Record, 1923, Vol. 91, Nr. 2., S. 32.)

Zur Frage stand: Welche Eigenschaften und Zubereitungsmethoden von Beton bedürfen weiterer Forschungen? Dabei sollten die Betonbestandteile nach Anwendungsgebieten betrachtet und womöglich Zukunftsmöglichkeiten für Zement, Zuschlagsstoffe, Mischungsverhältnisse und Mischungsprozeß aufgedeckt werden.

Für den Portlandzement unterscheidet P. H. Bates nach den Anwendungsbedingungen 3 Klassen:

1. Der fertige Bauteil ist nicht der Berührung mit Wasser, sondern lediglich dem Wasserdampf der Luft ausgesetzt. (Mauerinnenoberflächen.)
2. Der Bauteil kommt ununterbrochen oder unterbrochen in Berührung mit Wasser von großer Reinheit oder solchem, das wenig gelöste, vornehmlich aus Sulfaten bestehende Körper enthält. (Betonstraßen, Betonkanäle.)
3. Das Bauwerk ist der Wirkung von Salzlösungen, besonders Sulfaten ausgesetzt. (Anwendung von Beton in Seewasser oder in trockener Umgebung, wo aber der Boden beträchtliche Sulfatmengen enthält.)

Bezüglich der ersten Anwendungsklasse weist Bates darauf hin, daß noch nichts getan worden sei, einen Zement zu schaffen, der mit Rücksicht auf beliebige Verarbeitbarkeit jede Menge Anmachwasser, auch die extremste, verträgt, ohne daß die Festigkeit vermindert und das Schwindmaß erhöht wird. Er bemängelt ferner, daß das Abbinden von Zement immer unter nahezu gesättigten Feuchtigkeitsverhältnissen geprüft wird, während der Zement unter Umständen unter ganz trockenen Verhältnissen zur Anwendung kommt.

Bei der zweiten Klasse wird auf die Lösbarkeit von Zement in Wasser hingewiesen. Es müsse daher Wasser vom Betoninnern durch Schaffung eines undurchlässigen Betons abgehalten werden, der nur unter geeigneter Berücksichtigung aller Faktoren (Zement, Mischungsverhältnis, Kornzusammensetzung, Wasserzusatz) erreicht werden könne.

Bei der 3. Klasse liegen nach Bates Ausführungen recht wenig Daten über die Widerstandsfähigkeit von Zement gegenüber angreifenden Lösungen vor. Er fordert Untersuchungen über den Verlauf und die Ergebnisse der Reaktionen, die sich zwischen den Zementbestandteilen und den verschiedenen Lösungen abspielen und möchte dabei ganz besonders dem Einfluß verschiedener Herstellungsbedingungen des Zements auf seine Widerstandsfähigkeit Beobachtung geschenkt wissen.

Über das Mischen von Beton äußerte sich R. B. Young und forderte genauere Methoden für das Abmessen der Betonbestandteile. Häufig seien die ungenauen Methoden schuld, daß der Beton da und

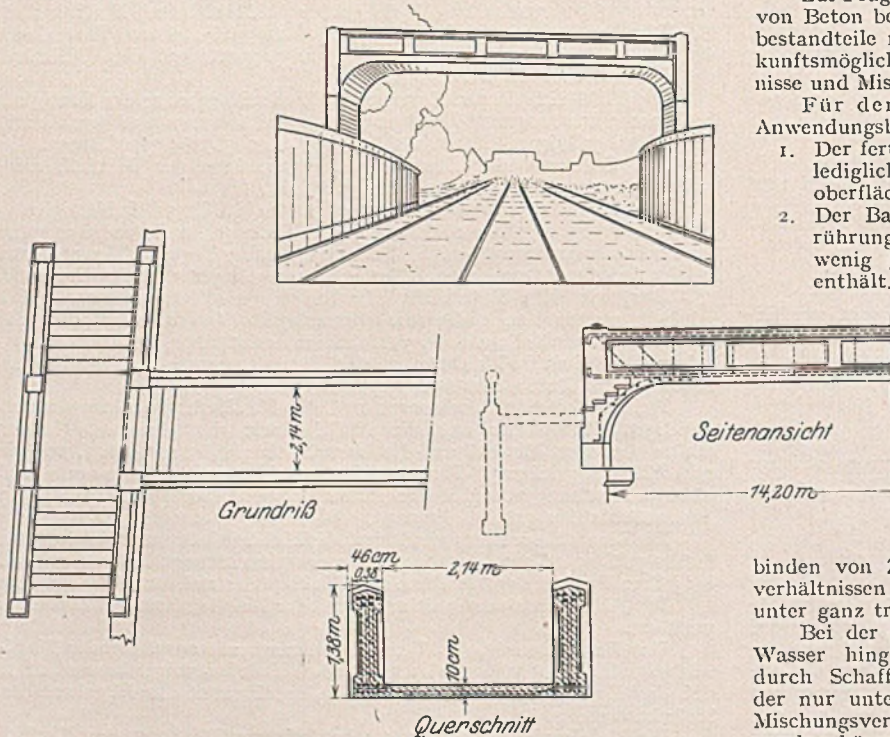


Abb. 2. East Orange footbridge.

weitem, wurden mit höchst befriedigendem Ergebnis bei zwei Eisenbetonbrücken aus Fertigteilen auf der Lackawanna-Eisenbahnlinie angestellt, und zwar bei einer Eisenbahnbrücke und einer Fußgängerüberführung.

Die Eisenbahnbrücke, ein Ersatzbau für eine alte Eisenbrücke bei Millburn, überspannt in schräger Richtung eine Straße. Sie besteht aus einer großen Öffnung von 9 m über dem Straßenfahrweg und 2 seitlichen kleinen Öffnungen über den Fußsteigen der Straße. Die Konstruktion der Brücke ist aus den Abbildungen 1 ersichtlich.

dort seine Wertschätzung eingebüßt habe. 10–15 vH höherer Zementverbrauch, hervorgerufen durch ungeeignetes Abmessen feiner Kornstufen, sei nicht ungewöhnlich. Während man die Beziehungen zwischen Festigkeit und Mischdauer ziemlich gut kenne, sei über die relative Wirkungsweise verschiedener Mischmaschinensysteme wenig bekannt.

Über der Atmosphäre ausgesetzten Beton verbreitete sich P. J. Freeman. Er führt u. a. aus, wie die Festigkeit meist der leitende Faktor bei der Wahl von Beton sei, dem gegenüber andere Anforderungen an den Beton unberücksichtigt bleiben, wie z. B. Undurchlässigkeit, im Glauben, daß mit genügender Festigkeit in jedem Falle auch die Dauerhaftigkeit gesichert sei. Einige angeführte Beispiele sollten zeigen, wie irrtümlich dieser Glaube sei, und wie richtig es ist, das Augenmerk neben der Festigkeit auch auf die Undurchlässigkeit von Beton zu legen.

Die Verwendung von Beton im Straßenbau behandelt A. T. Goldbeck. Er beschreibt die Volumenveränderungen und Zerstörungen von Beton im Straßenbau unter dem Einfluß der an der Oberseite und Unterseite des Betons verschiedenen Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnisse, spricht besonders von der Frosteinwirkung und gibt eine Zusammenstellung der von den Distrikts-Ingenieuren beobachteten Zerstörungen bei Betonstraßen. Für den Straßenbau muß hiernach ein dichter, fester Beton mit geringem Saugvermögen zur Fernhaltung von Feuchtigkeit aus dem Beton und mit einer hohen Biegezugfestigkeit zur Verringerung der Rißbildung gefordert werden.

Bei Betonbauten im Seewasser unterscheidet S. C. Holister je nach der Zerstörungsart 2 Klassen:

1. Die Zerstörung erfolgt durch Zerfressen der Bewehrung.
2. Der Beton selbst wird zerstört.

Das Zerfressen des Eisens beginnt gerade oberhalb des mittleren Wasserstandes. Bei vollkommener Einbettung sei kein Zerfressen der Eisen zu beobachten. Eine 2 Zoll (6 cm) starke Betonüberdeckung vom Mischungsverhältnis 1 : 2½ : 5 oder fetter vermöge die Bewehrung gegenüber frischem Wasser vor Zerstörung zu schützen; jedoch könne keine Betonmischung dieser Dicke das Eisen vor dem Seewasserangriff schützen. Durch die Ausdehnung des rostenden Eisens werde der überdeckende Beton abgespalten, dem Seewasser der Zutritt eröffnet und die rasche Zerstörung eingeleitet.

Der Beton werde zuerst in Höhe des mittleren Wasserstandes angegriffen. Wenn das Seewasser durch die äußere Haut in das Innere des Betons vorgedrungen sei, gehe die chemische Zersetzung des Betons sehr rasch vor sich. Hauptsächlich angreifende Stoffe sind: Magnesium-Chloride und Magnesium-Sulfate.

Vom chemischen Vorgang bei den Zerstörungen sei geringe Kenntnis vorhanden. Die Betonzerstörung scheine innerhalb des Spielraumes der bei Baukonstruktionen gebräuchlichen Mischungsarten von diesen letzteren wenig abhängig zu sein. Indessen beschleunige besonders nasse Mischung die Zerstörung.

Über Erfahrungen der Verwendung von Beton bei Dämmen und Brückenmauern berichtet Arthur Davis. Wo klares Wasser über Beton hingleite, ohne daß die Wassergeschwindigkeit gestört oder seine Richtung eine gewaltsame Änderung erfahre, bestehe keine praktische Grenze für die Wassergeschwindigkeit. Beton, der Wasserstößen raschfließenden Wassers ausgesetzt sei, werde schnell ausgewaschen; in diesem Falle müsse die Wassergeschwindigkeit sorgfältig begrenzt werden.

Sand und Kies führendes Wasser wasche guten Beton aus, wenn die Wassergeschwindigkeit groß sei.

Alkali-Salzen ausgesetzt sei der Beton nach Ausführungen G. M. Williams besonders in den trockenen Gegenden der west-amerikanischen Staaten, wo der Salzgehalt des Bodens manchmal so hoch sei, daß Beton nicht sicher angewandt werden könne. Die Betonzerstörungen treten hauptsächlich dort auf, wo Sulfate vorherrschen. Die Schnelligkeit der Zersetzung wechsele direkt mit der Höhe der Sulfatkonzentration. In Böden, die Chloride und Carbonate enthalten, scheine guter Beton erfolgreich anzuwenden zu sein. Die Konzentrationen im Grundwasser können schon an nahe beieinanderliegenden Stellen sehr verschieden sein. Mancherorts scheinen Schwankungen mit der Jahreszeit oder jährliche Schwankungen vorzukommen. Dichter Beton, der gegenüber Wasserdurchgang unter Druckanwendung Widerstand zu leisten vermag, sei auch gegen chemische Zerstörung am widerstandsfähigsten. Für einen in dieser Hinsicht guten Beton sei hoher Zementgehalt der Hauptfaktor. Kornabstufungen innerhalb der praktisch vorkommenden Grenzen sollen dabei eine sekundäre Rolle spielen.

In einer anschließenden Diskussion wurden u. a. noch folgende Punkte von verschiedenen Rednern hervorgehoben:

Die Festigkeit und Widerstandsfähigkeit von Beton hänge hauptsächlich vom Wasserzementfaktor ab und nicht von den Zuschlagstoffen, die ihrerseits allerdings gut abgestuft, rein und fest sein müssen. — Der Zementverbraucher müsse erst zur Kenntnis seiner Bedürfnisse erzogen werden. Solange von seiner Seite kein anderer Zement als Normzement gefordert werde, liege für den Zementfabrikanten keine Veranlassung vor, neue Linien zu verfolgen. — Es seien Studien über die Zuschlagstoffe erforderlich, zwecks Aussonderung von Verwitterungsprodukten. — Beim Beton liege eine Hauptschwierigkeit in der Verwendung übermäßiger Anmachwassermengen. Die Bauten, die vor der Entwicklung der Gußbetonbauweise entstanden

seien, seien in guter Verfassung. — Erforderlich sei die Herstellung eines nicht saugenden Betons. Beton, der Frost am besten widersteht, sei auch sonst der beständigste. Dichtigkeit von Beton halte nicht immer Wasser ab, da dichter Beton poröse Zuschlagsteile enthalten könne. — Schließlich wurde noch betont, daß es viele gute Regeln für die Betonbereitung gebe, allein diese würden nicht beachtet.

Dipl.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe i. B.

Beton aus Hochofenschlacke für Betonstraßen.

Die Verwertung von Schlacke ist auch in Deutschland eine Frage von weittragender wirtschaftlicher Bedeutung und wird von allen Seiten lebhaft betrieben. Die Amerikaner sind uns auch da in gewisser Weise vorangegangen, indem sie Schlacke für Betonstraßen als Zuschlagstoff verwenden. Diese Art von Straßenbau wird schon seit 1913 gepflegt. Die so hergestellte Straßenlänge hat bereits 360 km erreicht und verteilt sich auf die Staaten: Ohio, Pennsylvania, Georgia, Indiana, New York und West-Virginien. An der Spitze steht Ohio mit rund 150 km. Die Schlackenbetonstraßen, die in Ortschaften und auf dem freien Lande liegen, haben sich gut gehalten und zeigen im allgemeinen keine größere Abnutzung oder Schlaglöcher in größerem Umfang als andere Betonstraßen gleichen Alters.

Die Schlacke wird als Abfall beim Hochofenbetrieb gewonnen. Wenn sie zu Klarschlag verarbeitet werden soll, läßt man sie in dünner Schicht auf ebene Unterlagen auflaufen und dort erkalten. Dann wird sie gebrochen und gesiebt. Sie ergibt einen sehr harten und wetterbeständigen Stoff, der leichter als Kiessand oder gewöhnlicher Klarschlag ist. Da sie eine sehr raue Oberfläche besitzt, eignet sie sich besonders gut für Beton. In den Gegenden, wo die Hochofenindustrie ansässig ist, wird sie auch als Pflasterstein für die Straßenherstellung benutzt und steht dort wesentlich niedriger im Preise als der Naturstein. Über ihre Brauchbarkeit und Unschädlichkeit für Beton sind die Ansichten der amerikanischen Fachleute jedoch noch geteilt. Von manchen Seiten werden sogar starke Zweifel darüber geäußert. Fast alle Staaten, die die Verwendung von Schlacke zu Beton zulassen, haben verschärfte Vorschriften dafür erlassen. Ohio ist darin bereits am weitesten vorgegangen: Die gebrochene Hochofenschlacke soll sauber, unversehrt, dauerhaft, gleichmäßig groß und dicht im Korn sein und frei von langen dünnen Splittern. Die chemische Zusammensetzung soll betragen mindestens: 32 vH Silicium, nicht mehr als 45 vH Calciumoxyd und nicht über 1½ vH Schwefel, das Gewicht mindesten 1200 kg/m³ sein. Die Verwendung zum Beton unterscheidet sich nicht von der sonstigen Art bei Naturstein. Die Betonstärken der neueren Straßendecken bewegten sich zwischen 13–18–13 cm oder 15–20–15 cm bei Straßenbreiten zwischen 4,8 und 6,0 m. Ältere Straßendecken zeigen oft etwas schwächere Betondecken. Das Mischungsverhältnis ist überall nahezu gleich und beträgt 1:1,5:3 oder 1:2:3, mitunter auch 1:2:4. Die Korngröße der gebrochenen Schlacke schwankt dagegen sehr und wechselt zwischen 1 und 4 cm.

Untersuchungen über die Tragfähigkeit solcher Schlackenbetonstraßendecken sind selten angestellt worden. Zurzeit hat der amerikanische Normenausschuß einige Versuche darüber im Gange. Auch sind mehrere Untersuchungen in der Materialprüfungsanstalt des Portlandzement-Vereins ausgeführt worden. Doch fehlt es an der Veröffentlichung über die Ergebnisse. Es kann kaum daran gezweifelt werden, daß die Festigkeit der Hochofenschlacke für Straßendecken nicht ausreichend sein soll.

Wegen des leichten Gewichtes der Schlacke zeigen sich beim Betonieren einige besondere Erscheinungen gegenüber dem Beton mit Naturstein. Die Schlacke hat die Neigung, in der Betondecke „aufzuschwimmen“, so daß eine besonders raue Oberfläche entsteht. Es erfordert deshalb eine etwas größere Sorgfalt beim Betonieren, um diese Entmischung zu verhüten. Mehrarbeit ist jedoch nicht dadurch bedingt. Gegenüber dem Naturstein ist die Sauberkeit und Staubbefreiheit der Schlacke hervorzuheben. Eine besondere Sorgfalt erfordert hingegen das saubere Abziehen der Oberfläche, das am besten mit Holzlehre in Handarbeit erfolgt.

Eine genaue Prüfung des Zustandes von nahezu zwei Dritteln aller vorhandenen Straßen aus Schlackenbeton zeigte, daß ihr Zustand gegenüber gleichalterigen und gleich stark befahrenen Betonstraßen mit Naturstein keinen merklichen Unterschied zeigte. Schlaglöcher traten hauptsächlich dort auf, wo der Beton ein bimsteinartiges Gepräge der Schlacke aufwies, so daß es wichtig wäre, diese schädlichen Beimengungen aus der gebrochenen Schlacke maschinell auszusieben. (Eng. News Record v. 14. g. 22.) G1.

Städtisches Elektrizitätswerk Stuttgart. Neubauten der Dampfzentrale in Münster a. Neckar.

Im Rahmen der Erweiterung der Dampfzentrale Münster a. Neckar. des Städtischen Elektrizitätswerkes Stuttgart wurde von der A. G. für Beton- und Monierbau, Abteilung Stuttgart, im Jahre 1922/23 ein neues Kessel- und Turbinenhaus zur Ausführung gebracht.

Das Kesselhaus mit etwa 2300m² Grundfläche ist zur Aufnahme von acht Kesseln mit je 650 m² Heizfläche bestimmt, die von einem Tageskohlenbunker für etwa 1000 t Inhalt gespeist werden. In unmittelbarer Verbindung mit dem Kesselhaus steht das Ma-

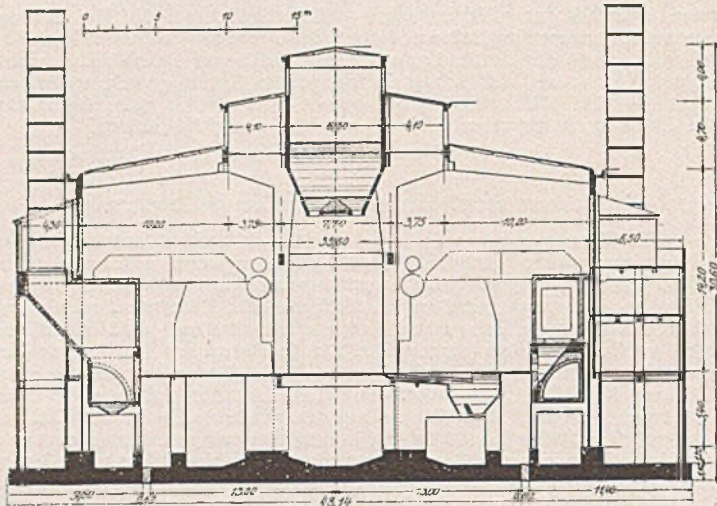


Abb. 1.

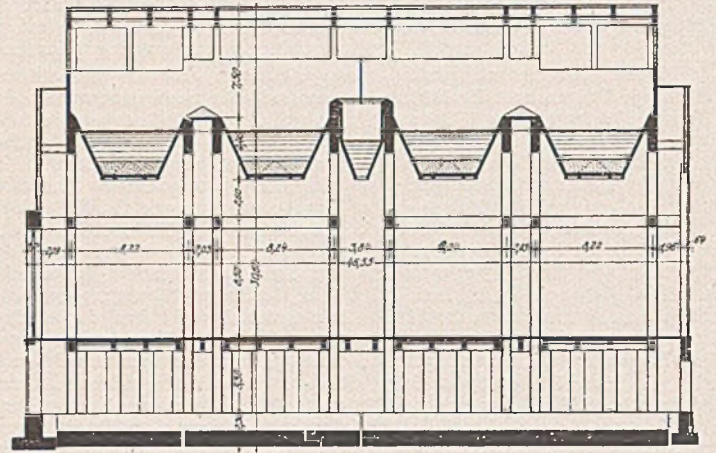


Abb. 2.

schienenhaus mit 470 m² Grundfläche, in dem ein AEG-Turbogenerator von 15 000 kW bei 3000 Touren in der Minute zur Aufstellung kommt. Aus dem Querschnitt (Abb. 1) und dem Längsschnitt (Abb. 2) sind

das Grundwasser eintauchen. Die für die Gründung verfügbare Grundfläche war beschränkt, so daß die errechneten höchsten Baugrundpressungen mit 1,2 kg/cm² die für den gegebenen Lehmgrund sonst zulässige Beanspruchung überschritten. Nach der Beschaffenheit der unter der Lehmschicht liegenden Kiesbank konnte jedoch erwartet werden, daß nach einer

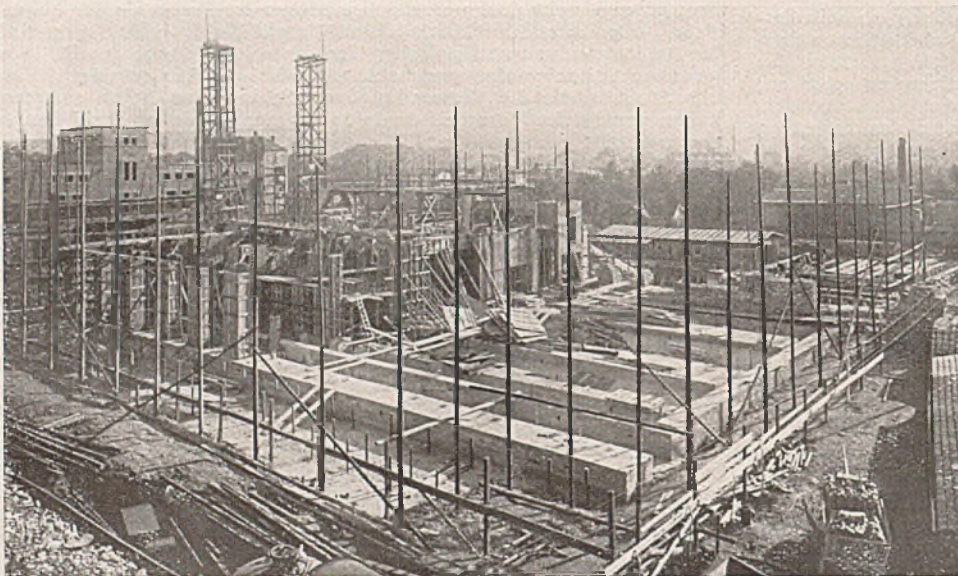


Abb. 4.

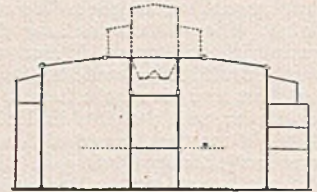


Abb. 3.

erstmaligen Zusammenpressung der Lehmschicht weitere Setzungen nicht mehr zu befürchten waren, und man hat deshalb das Risiko solcher Zusammenpressungen auf sich genommen, dabei aber Sorge getragen, daß diese Zusammenpressungen nach Möglichkeit sich auf die ganze Gründungsfläche gleichmäßig verteilten. Da ferner zu erwarten war, daß die Ausführung des Kesselhauses in verschiedenen zeitlich getrennten Bauabschnitten erfolgen werde und die Belagerung des Kesselhauses nur hälftig durch-

Einzelheiten über Ausmaße und Einbauten des Kesselhauses ersichtlich, die im übrigen gegen frühere Veröffentlichungen nichts Neues bieten.

Mehr Interesse darf vielleicht der konstruktive Aufbau des Kesselhauses beanspruchen, wie er sich aus den besonderen Verhältnissen des Baugrundes ergab. Dieser bestand aus einer oberen etwa 2 m starken Lehmschicht, unter der eine kräftige Bank von Grobkies mit Sand liegt und in etwa 5 m Tiefe dichter Mergel ansteht. Es hätte unter diesen Umständen nahe gelegen, Gebäude und Kessel mittels Einzelfundamenten in gutem Baugrund zu gründen. Daß man sich zu einer Flachgründung mit Eisenbetonrippenplatten entschloß, lag daran, daß das Grundwasser, welches bis in die ebere Lehmschicht reicht, als schwefelhaltig bekannt war; unter seinem Einfluß hatten sich die Fundamente der alten Kessel- und Maschinenhausanlage zersetzt. Um den kostspieligen Schutzmaßnahmen einer tief liegenden Gründung aus dem Wege zu gehen, wurde eine Flachgründung gewählt, deren Unterseite so weit über Grundwasserspiegel lag, daß auch bei der nach der Schiffbarmachung des in der Nähe fließenden Neckars zu erwartenden Anstauung, Beton- bzw. Eisenbetonkörper nicht in

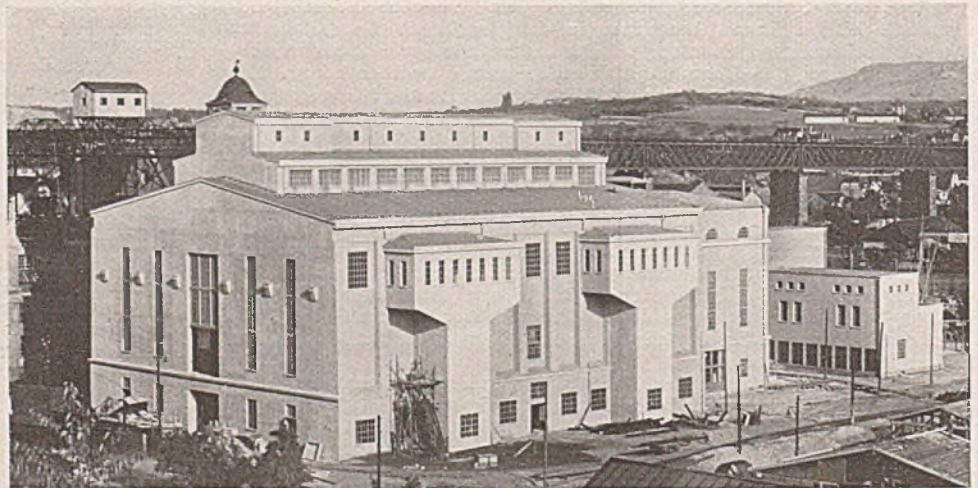


Abb. 5

geführt werden konnte, mußte trotz der so getroffenen Vorsichtsmaßnahmen mit einer unter den verschiedenen Gebäudeteilen ungleichmäßig sich auswirkenden Zusammenpressung des Untergrundes gerechnet werden. Die bei der großen Länge des Gebäudes aus andern

Gründen erforderliche Durchbildung von Dehnungsfugen wurde deshalb dahin erweitert, daß die Fundamentplatte, wie aus Abb. 1 ersichtlich, in verschiedene Teile, die unter sich ohne wirksame Verbindung stehen, zerlegt wurde. Der mittlere Plattenteil, der selbst noch einmal quer geteilt ist, hat die Lasten des Tagesbunkers und der Kesselstützen zu übertragen, die beiderseits anschließenden Platten tragen die Vorwärmer und die Längswände, während die Giebelwände auf besonderen Plattenrippen ruhen. Das Turbinenhaus ist wieder für sich unabhängig vom Kesselhaus gegründet, und seine Außenwände übertragen ihre Lasten gleichfalls mittels Rippenplatten auf den Grund.

Die Unterteilung der Eisenbetonfundamentplatte verlangte folgerichtig auch im Aufbau des Kesselhauses eine Unterteilung in verschiedene Baukörper. Die Abb. 1 und 2 und die Systemskizze Abb. 3 zeigt, wie die Bunkeraufbauten unabhängig von der Dachkonstruktion des Kesselhauses stehen, deren Balken einerseits gelenkig auf den Auslegern der Bunkerstützen, andererseits mittels eines längsverbindenden Gesimsbalkens auf den Außenpfeilern lagern. Die Unterteilung des Bunkertraktes ist dadurch erreicht, daß der mittlere kleinere Trichter in die Randbalken der anschließenden großen Trichter beweglich eingehängt ist (Abb. 2).

Die Probe, welche der beschriebenen Ausbildung infolge des ungleichartigen Baufortganges und der ungleichmäßigen Belegung des Kesselhauses auferlegt wurde, hat nach den vorgenommenen Messungen die Richtigkeit der gemachten Annahmen erwiesen. Infolge der reichlichen Unterteilung des Bauwerkes und der gelenkartigen Ausbildung der Anschlüsse sind trotz der zwischen 1 und 6 cm beobachteten Setzungen Risse nicht aufgetreten. Die größeren Setzungen auf der Ostseite mögen hierbei auf einen Vorgang zurückzuführen sein, mit dem nicht gerechnet werden konnte. Im alten Maschinenhaus war gegen Ende der Neubauarbeiten aus einem besonderen, nicht hierher gehörigen Anlasse, mit schweren Pumpen das Grundwasser gesenkt worden, mit dem natürlich auch feinere Sandteile dem Untergrund entzogen wurden. Da die Absenkungskurve bis in die Fundamente des neuen Kesselhauses hereinreichte, ist auch dieses in seiner ganzen Ostseite in Mitleidenschaft gezogen worden. Die Steigerung der dort auftretenden Setzungen ist wohl in der Hauptsache auf diesen Vorgang zurückzuführen.

Abb. 4 zeigt das Bauwerk im Entstehen; Abb. 5 gibt die Gesamtansicht der fertigen Anlage.

Langfristige Festigkeitsuntersuchungen an Tonerdezement.

(Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 5, S. 184.)

Festigkeitsuntersuchungen an Tonerdezement-Beton aus 400 kg Zement (ciment fondu), 300 l Sand, 900 l Kies (also Mischungsverhältnis in Raumteilen 1:1,2:3,6) ergaben ein stetiges Wachsen der Festigkeit bis zu drei Jahren. Mit dem genannten Mischungsverhältnis wurden im einzelnen bei Verwendung zweier zu verschiedenen Zeiten gelieferten Zemente folgende Festigkeiten erzielt:

Alter am Prüfungstag	Zement A		Zement B	
	Luft- lagerung	Wasser- lagerung	Luft- lagerung	Wasser- lagerung
1 Tag	—	—	117	—
2 Tage	—	—	247	—
3 „	312	277	324	260
7 „	314	320	426	413
28 „	369	332	540	517
90 „	387	364	588	564
6 Monate	424	—	625	604
1 Jahr	466	—	657	640
2 Jahre	480	—	666	630
3 „	473	—	682	656

Die Wasserzusätze waren dabei 7,9—8,7 vH.

Dr. Hummel, Karlsruhe.

Die Festigkeit von Ziegel- und Betonsteinmauerwerk.

(Aus Eng. News Rec. 1923, Heft 22 vom 31. Mai 1923.)

In Nordamerika sind an der Kolumbia-Universität umfangreiche Versuche über die Festigkeit von Mauerwerk aus Ziegel- und Betonsteinen durchgeführt worden. Im ganzen wurden 135 Mauerwerkskörper von 30/30 cm untersucht, von denen 115 Stück ca. 1 m hoch, 20 Stück 2,10 m hoch waren. Beim Bau der Versuchskörper wurde darauf gesehen, einen möglichst einwandfreien und bei allen Pfeilern gleichartigen Mauerwerksverband herzustellen. Sowohl die Ziegel- als auch die Betonsteine wurden in Zementmörtel 1:3 mit Fugenstärken von 1 cm verlegt. Die Versuche, die in dem Originalartikel mit einer großen Anzahl Tabellen, graphischen Darstellungen und Lichtbildern belegt sind, sind insofern bemerkenswert, als sie zeigt, daß bei der ungefähr doppelt so großen Druckfestigkeit des einzelnen Ziegelsteines gegenüber dem Betonstein das Ziegelmauer-

werk nur eine unbedeutend größere Druckfestigkeit aufweist als das Betonsteinmauerwerk. Die Erklärung dieser Erscheinung wird durch zwei Abbildungen der gedrückten Mauerwerkskörper gegeben: Beim Betonsteinpfeiler ein ziemlich regelmäßiger Pyramidenstumpf mit verhältnismäßig ebenen Seitenflächen, beim Ziegelmauerwerk ein eckiger und kantiger Körper, bei welchem kein derartig starkes Zusammenhaften von Ziegelstein und Mörtel festzustellen ist wie bei dem zerdrückten Betonsteinmauerwerk, das nahezu zu einem monolithischen Gestein zusammengebacken war. Als Endergebnis der sehr umfangreichen Versuche mögen die folgenden Zahlen gegeben werden:

	Betonstein- mauerwerk kg/cm ²	Ziegel- mauerwerk kg/cm ²
Druckfestigkeit des einzelnen Steines	105,5	211
Druckfestigkeit des Mauerwerkskörpers	85,1	89,3
Elastizitätsgrenze	48,5	41,5
Elastizitätsmodul	121900	98 800

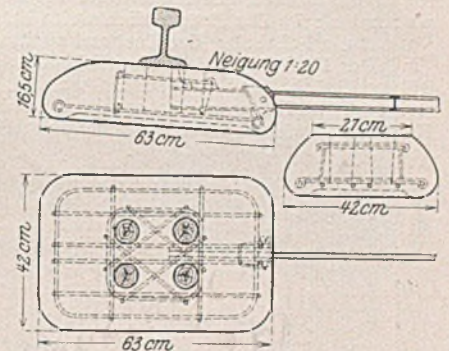
Dr.-Ing. Finter.

Betonschwellen auf indischen Eisenbahnliesen.

(Nach Engineering News-Record 1923, Vol. 91, Nr. 13, S. 511.)

Auf über 100 Meilen der indischen Eisenbahnauptstrecken sind von dem Ingenieur Stent entworfene Betonschwellen im Gebrauch. Jede Schwelle besteht aus 2 bewehrten Betonblöcken, die durch ein I-Eisen verbunden sind. Die Dimensionen wechseln je nach der Spurweite, der Bedeutung der Eisenbahnstrecke und den maximalen Achsenlasten. Wo Doppelkopfschienen gebraucht werden, werden noch gußeiserne Schienenstühle an den Betonblöcken angebracht. Die

beistehenden Abbildungen zeigen die Konstruktion für eine Spurweite von 5 Fuß 6 Zoll (1,676 m) bei einem Schienengewicht von 110 Pfund (50 kg) und 26 t Achsenlast. Die Betonblöcke messen in diesem Falle an der Grundfläche 25 × 16 1/2 Zoll (63 × 42 cm) und sind 6 1/2 Zoll (16 1/2 cm) dick. Sie sind doppelt bewehrt und mit Bügeln versehen. An der Bewehrung ist ein Anker befestigt, dessen Ende aus dem Betonblock herausragt und an dem das I-förmige Verbindungsstück befestigt wird. Vier in den Beton eingelassene Pflöcke von vorbehandeltem Holz dienen zur Befestigung der Schienennägel oder -Schrauben. Die Oberseite der Pflöcke hat eine Neigung 1:20, um den Schienen die gewünschte Neigung geben zu können. Das Gesamtgewicht einer Schwelle (2 Betonblöcke + 1 eisernes Verbindungsstück + Zubehör) beträgt 350 Pfund (159 kg). Die Betonmischung ist 1:2:3 1/2. Wasser wird nur so viel hinzu gegeben, als nötig ist, um den Beton fließen zu machen, wenn die Schalung gerüttelt wird. Die Schwellen werden 12 Stunden in der Schalung belassen, lagern dann 1 Monat unter Wasser und schließlich 1 Monat an der Luft. Vor dem Verlegen sind sie mindestens 3 Monate alt. Die Schwellen werden auf ein Schotterbett von 6—8 Zoll (16—20 cm) Tiefe gelegt. Ihre Lebensdauer wird auf 50 Jahre geschätzt. 9 Jahre im Gebrauch gewesene Schwellen sollen sich noch in demselben Zustand wie beim Verlegen befinden. Die Kosten dieser Schwellen sind in Indien höher als die der Holzschwellen, da Stahl und Zement eingeführt werden müssen; doch sollen sie bei Berücksichtigung ihrer Lebensdauer sehr wirtschaftlich sein.

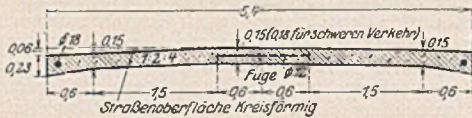


Dipl.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe i. B.

Betonstraßen-Querschnitte in Amerika.

Die Querschnitte von Betondecken für die Landstraßen in Amerika waren anfänglich den Schotterbahnen nachgebildet. Die Unterseite war wagerecht, die Oberfläche nach den Rändern zu etwas gesenkt, um den Abfluß des Regens zu bewirken und das Auffahren der Wagen zu erleichtern, so daß sich von selbst für die Straßendecke eine nach der Achse zu verdickte Platte ergab. Es zeigten sich jedoch häufig Risse an den Rändern und namentlich nach den Ecken der einzelnen Stöße zu. Diese führt man darauf zurück, daß sich der hauptsächlichste Verkehr nicht in der Mitte der Fahrbahn bewegte, wie man angenommen hatte, sondern gerade an den Rändern der Fahrbahn. Deshalb haben mehrere Staaten schon eine neue Querschnittsform für neue Beton-

straßen eingeführt: Oberfläche kreisförmig abgedacht, die Plattenstärke nach den Rändern zu auf 0,6 m Länge bis auf 150 vH vergrößert, so daß sich beistehendes Bild ergibt. Als Straßenbreite hat sich all-



gemein 5,4 m eingeführt. Die Deckenstärke beträgt 15 cm, selten mehr, an den Rändern demnach 20—23 cm. Unterbau ist nicht vorhanden.

Häufig entsteht bei der Herstellung in Straßenachse eine Längsnaht, die aber durch einen Falz und kurze Querstäbe möglichst beseitigt wird. Die Mehrzahl der Querschnitte zeigt nahe den Plattenrändern einen Längsstab von 3/4 Zoll Stärke. Tritt leichte Bewehrung hinzu, so werden 6 mm Querstäbe in 45 cm Abstand und 14 Längsstäbe eingelegt. New York verwendet an Stelle des Stabnetzes Streckmetall, 5 kg auf 1 m². Die Betonmischung beträgt 1 : 2 : 4.

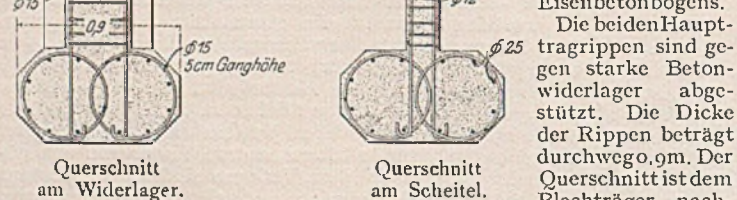
Arizona hat seit 1920 schon etwa 400 km Betonstraßen mit verstärkten Rändern gebaut. Sie haben sich dort sehr gut bewährt. In Pittsburg, Calif., war eine Versuchsstraße mit 13 verschiedenen Querschnittsformen gebaut und schwerem Verkehr längere Zeit unterworfen worden. Alle Querschnitte zeigten Risse an den Rändern mit Ausnahme der verstärkten Platten. An einer andern berühmt gewordenen Versuchsstraße mit 63 verschiedenen Querschnitten, in Springfield, Ill., waren nirgends verstärkte Ränder vorhanden. Die Erfahrungen zeigten deutlich die Notwendigkeit dieser Maßnahmen. Zurzeit sind dort 5 neue Versuchsabschnitte mit verstärkten Rändern eingelegt und unterliegen der Probenutzung durch den Verkehr. (Cement and Engineering News, Juli 1923.) Gl.

Vesubie-Brücke.

Über den Vesubie, einen Fluß im südfranzösischen Küstendepartement Var, dessen Hauptstadt Toulon ist, ist kürzlich eine bemerkenswerte Eisenbetonbogenbrücke fertiggestellt worden — wohl die zur Zeit weitestgespannte. Das Haupttragwerk sind zwei Bogenträger, mit kräftigem Windverband gegenseitig versteift. Zwischen ihnen hängt die untenliegende Fahrbahn. Die Brückenlänge beträgt im ganzen 105 m, die theoretische Spannweite des Bogens 96 m, das Pfeilverhältnis rund 1 : 6. Die Brückenlichtweite beträgt 7,3 m, davon entfallen 5 m auf die Fahrbahn, der Rest auf 2 schmale Fußwege.

Der Fluß hat außerordentliche Hochfluten zu verzeichnen. Die frühere Brücke war weggerissen worden. An ihre Stelle sollte eine steinerne Zweibogenbrücke errichtet werden. Mit Rücksicht auf die Hochwassergefahr wurde schließlich eine Eisenbetonbrücke mit nur einer Spannweite gewählt, deren Kosten kaum höher waren. Sie betragen 620 000 Francs. In Wettbewerb stand auch eine Hängebrücke aus Eisen zum gleichen Preis. Die Rücksicht auf die geringen Unterhaltungskosten führte zur Wahl des Eisenbetonbogens.

Die beiden Haupttragrippen sind gegen starke Betonwiderlager abgestützt. Die Dicke der Rippen beträgt durchwegs 0,9 m. Der Querschnitt ist dem Blechträger nachgeahmt. Ober- und Untergurt tragen zwei verflochtene Spiralarmierungen, die Wand ist kräftig bewehrt und wird nach den Widerlagern zu stärker. Widerlager- und Scheitelquerschnitt sind in den Abbildungen dargestellt.



Auf die Temperaturfrage wurde großes Gewicht gelegt. Der Einfluß der Verkehrslast ist verschwindend im Vergleich zum Eigengewicht. Die Bogenrippen wurden als Dreigelenkbogen berechnet und mit vorübergehenden Gelenken ausgeführt. Diese bestanden aus kurzen, achteckigen mit schwerer Spiralarmierung versehenen Säulen (Stärke etwa 60 cm, Länge 70 bis 80 cm — nach der Photographie geschätzt. Zahlenangaben fehlen).

Diese Hilfsgelenke an den Widerlagern bekamen rechnermäßig rund 400 t Last, die Spannung betrug etwa 200 kg/cm². Nach Beseitigung des Lehrgerüsts wurden die Fugen ausgestampft, so daß die Rippen nunmehr als eingespannte Bogen wirken.

Die Fahrbahntafel ist an dünnen mit Beton umkleideten Hängestangen aufgehängt. Um Einwirkungen auf die Hauptbogen bei Ausdehnung zu mindern, sind in etwa 1/5 der Spannweite Querfugen angeordnet. Als Temperaturschwankung sind 55° zu Grunde gelegt worden. Die Fugen liegen zwischen 2 Querträgern, trennen also nur die Fahrbahndecke.

Auch auf einen guten Windverband der beiden Hauptrippen wurde großes Gewicht gelegt, weil die Windverhältnisse an der Brückenstelle wegen des bergigen Geländes sehr ungünstig sind und die Brücke ziemlich schmal im Aufbau ist. Als Winddruck wurden 250 kg/qm zugrunde gelegt. Als Windverband wirken die Fahrbahntafel, 2 schwere Querrahmen in etwa 1/6 der Stützweite und ein kreuzweiser oberer Windverband, der zwischen den Obergurten der Bogenträger auf die ganze Brückenlänge zwischen den Querrahmen eingespannt ist.

Die Außenflächen des Betons wurden nur abgerieben und mit Zementmilch gestrichen. Eine weitere steinmetzmäßige Bearbeitung fand nicht statt.

Bei der Probelastung mit einem Lastenzug von zusammen 100 t Last zeigte sich eine Durchbiegung von 9 bis 10 mm. Risse konnten nirgends beobachtet werden. (Engineering vom 20. 7. 23.)

Versuche über den Einfluß von Frost auf Beton.

Dr.-Ing. Karl Haberkalt und Privatdozent Ing. Karl Naehr berichten in Heft 10 der Mitt. des Eisenbetonausschusses des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins über Frostproben, die anlässlich der Untersuchung über die Eignung von Kontrollbalken durchgeführt worden sind.

Für die Untersuchungen wurden zunächst Probek balken „B“ und „F“ verwendet, B 7 cm breit, 10 cm hoch und 2,20 m lang und mit zwei Rindeisen von 12 mm Dmr. bewehrt, während bei F die entsprechenden Abmessungen waren: 13,10,260, Bewehrung 3 Rindeisen von 15 mm Dmr. Die Stützweite der Balken B betrug 2, die der Balken F 2,40 m. Je eine Gruppe Balken, bestehend aus 3 Stück, wurde zum Zwecke der Frostuntersuchung 6 Std., 1 Tag, und 7 Tage nach vollendeter Betonierung in der Schalung in Kühlräume überführt und hier 2 bzw. z. T. 20 Tage belassen (Gruppe „B“). Hierauf gelangten die Balken wieder auf den Werkplatz, um nach 3, 6 und 12 Wochen der Bruchprobe unterzogen zu werden. Um einen Vergleich zu ermöglichen, verblieb je eine Gruppe Balken auf dem Werkplatz, erhärtete hier in normaler Weise, um dann zu demselben Zeitpunkte wie die gleichaltrigen „Frostbalken“ geprobt zu werden.

Um bei den Versuchen einen Anhalt über etwaige Beeinflussung der Festigkeit der Balken durch den 6 km langen Transportweg vom Werkplatz nach den Kühlräumen zu erhalten, wurden besondere Balken B und F zwar auch hierher transportiert, dann aber ohne einer Frosteinwirkung ausgesetzt zu sein, unmittelbar wieder zum Werkplatz zurückgefahren. Gleichzeitig mit den Kontrollbalken wurden auch Würfel von 20 cm Seite in eisernen Formen hergestellt und unter gleichen Bedingungen wie die je 3 Stück umfassenden Balkengruppen zur Erhärtung gebracht. Der verwendete Zement zeigte nach 28 Tagen Wassererhärtung eine Druckfestigkeit von 502, eine Zugfestigkeit von 35,6, bei kombinierter Erhärtung von 554 bzw. 43,5 kg/cm²; er erwies sich als vollkommen raumbeständig. Der verwendete Sand war besonders aufbereiteter Donauesand aus 2 R. T. Sand, 1 R. T. Feinkies, 1 1/2 R. T. Mittelkies und 1/2 R. T. Grobkies. Das Mischungsverhältnis betrug 200 kg Portlandzement auf 1 m³ Sand und Kies. Die Temperatur im Kühlraum betrug -3° bis -5° C. Im ganzen wurden 111 Balken, 48 der Gattung „B“, 63 der Gattung „F“ sowie 72 Würfel geprobt. Die Beanspruchung der Balken erfolgte durch 2 Einzellasten, je im Viertelpunkte der Stützweite angreifend, bis zum Bruche.

Von den Ergebnissen der Versuche sei zunächst erwähnt, daß die durch den Transport der Balken verursachten Erschütterungen auf frischen Beton — wie auch zu erwarten stand — eine verfestigende Wirkung ausgeübt haben, deren Größe sich aber in dem Maße verringert, je älter der Beton vor dem Transport gewesen ist. Bezüglich der Einwirkung des Frostes auf die Biegefestigkeit der Balken und die Druckfestigkeit der Würfel ergibt sich — bei den hier vorliegenden Temperaturen bis -5° C — deutlich, daß der Frost, wenn er auf erst kurze Zeit erhärteten Beton einwirkt, auf dessen Festigkeit einen schädigenden oder zum mindesten seine Erhärtung hemmenden Einfluß ausübt, daß dieser Einfluß aber um so geringer wird, je älter der Beton vor Inangriffnahme durch den Frost war. Bei den hier vorliegenden Kältegraden erholte sich der Beton nach Aufhören der Frostwirkung wieder und verfestigte sich weiterhin in normaler Weise weiter. Ferner zeigten sich die v. Empergerschen Kontrollbalken als ein ebenso brauchbares Mittel zur Bestimmung der Frosteinwirkung als die Probewürfel.

Auffallend war, daß die Balken der Reihen „B“ erheblich stärker vom Frost geschädigt wurden als die Balken „F“. Es hatte das seinen Grund in der besseren Beschaffenheit des Betons der letzteren Gruppe gegenüber dem der Reihen „B“, und hierfür dürfte als Erklärung in erster Linie der Umstand heranzuziehen sein, daß die Balken „B“ bei tieferen Temperaturen (im Mai, bei Morgentemperaturen von etwa +4 bis 5° C beginnend) betoniert worden sind gegenüber der erheblich höheren gleichmäßigen Tageswärme (von +15 bis 20° C), bei der in der warmen Jahreszeit die Reihe „F“ hergestellt wurde.

[Diese für die Herstellung von Betonbauten namentlich im zeitigen Frühjahr und im Spätherbst sehr wichtigen Verhältnisse weiter zu klären, hat sich in dankenswerter Weise der Eisenbetonausschuß der österr. Arch.- und Ing.-Vereins zur weiteren Aufgabe gestellt. M. F.]

Bau einer Betonbogenbrücke unter Verwendung einer alten eisernen Brücke (Melanbauweise).

(Nach Engineering News-Record 1924, Nr. 8. S. 320.)

Vier Meilen oberhalb der Einmündung des Salmon-River in den Ontario-See — New York — ist im vergangenen Jahre eine Eisenbetonbogenbrücke unter Belassung und Verwendung einer alten eisernen Brücke ausgeführt worden. Letztere überspannte den Fluß mit einem Bogen, dem sich zur Überbrückung der aus Geschiebe- und Geröllmassen bestehenden übrigen Talsohle bis zum Steilufer eine

gehöht und die Aufschüttung flußwärts im Verhältnis 1 : 1,5 geböschet. Da die Stützen und der durchlaufende Träger starr miteinander verbunden sind, mußten die Biegemomente der Stützen als Momente eines fünfstielligen Rahmens berechnet werden; dies geschah unter Zugrundelegung einer wechselnden Laststellung einer gleichmäßig verteilten Belastung von 830 kg/m² über je einem Feld.

Bei Berechnung der Biegemomente des durchlaufenden Trägers ist einmal ein konstanter Querschnitt, zum anderen ein Träger mit veränderlichem Querschnitt angenommen worden, und zwar dergestalt, daß die Trägerhöhe, im Anschluß an den mittleren Trägerteil,

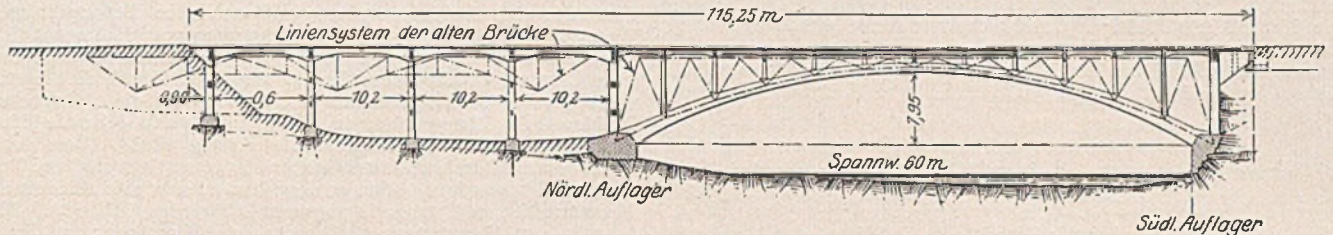


Abb. 1.

von konstantem Querschnitt nach den Stützen zu gewölbeartig zunahm. Diese auch zur Ausführung gelangte Konstruktion ergab, gegenüber dem Träger mit durchgehend konstantem Querschnitt, eine Ersparnis der Biegemomente in der Mitte des Riegels von 28 vH. Wenn demgegenüber die Biegemomente über den Stützen bei dem



Abb. 3.

durchlaufenden Träger von veränderlichem Querschnitt um 15 vH größer sind, als die bei konstantem Querschnitt, so tritt bei der Gesamtkonstruktion immer noch eine Ersparnis von 13 vH ein.

Bei Ausführung der Brücke machte sich trotz der vorhandenen alten eisernen Brücke ein Lehrgerüst für den Bogen notwendig. Seine Konstruktion reicht nicht über die Grenzen des Althergebrachten, zumal keinerlei Rücksicht auf Schifffahrtsverkehr zu nehmen war.

Die architektonische Ausgestaltung ist, abgesehen von der Verwendung der alten Parabelbogenform, einfach und materialgerecht. E.

Verfahren, Beton- und Eisenbetonbehälter öldicht zu machen.

Margalit-Gesellschaft Obercassel-Siegbreis.

Langjährige Versuche, ein geeignetes Verfahren ausfindig zu machen, mit dem Beton- und Eisenbetonbehälter gegen das Eindringen von Ölen zu dichten sind, haben gegen Ende des Krieges Herrn Professor Dr. J. Marcusson, Berlin-Dahlem, zu einem ebenso zuverlässigen wie in seiner Anwendung einfachen Mittel geführt, das später Margalit genannt wurde. Margalit ist ein unlöslicher Lack von großer Härte und Undurchlässigkeit, der sich infolge seiner hervorragenden Eigenschaften als Schutz- und Dichtungsmittel für Zementputzflächen gegen die Angriffe durch Öle aller Art, Benzin, Benzol, Petroleum, viele Säuren und säurehaltigen Flüssigkeiten bewährt hat. Margalit wird streichfertig geliefert und ähnlich wie Ölfarbe aufgetragen, um an der Luft durch Polymerisation und Oxydation in unlösliche Verbindungen überzugehen, die auch von höheren Temperaturen nicht beeinflußt werden. Durch seinen Gehalt an nicht kondensierten öligen Bestandteilen kommt Margalit den sogenannten fetten Lacken nahe, wodurch der Überzug in gewissem Grade elastisch bleibt und Rissebildungen nicht zu befürchten sind. Margalit wird hauptsächlich angewandt zum Dichten von Beton- und Eisenbeton- sowie backsteingemauerten, zementverputzten Behältern, in denen die vor-

Hängekonstruktion anschloß. Der Salmon-River schlängelt sich in starken Windungen durch ein Kalksteingebiet und lagert an den ausliegenden Ufern erhebliche Geschiebemassen ab. Die Ufer sind steil abfallend und lassen erkennen, daß sich der Fluß im Laufe der Zeit durch den weichen Kalkstein hindurchgearbeitet hat.

Die alte, schmiedeeiserne Brücke ist im Jahre 1882 erbaut und als Zweigelenbogen bei einer Spannweite von rd 65 m mit oberliegender Fahrbahn konstruiert worden. Infolge des schwereren Verkehrs sowohl, als durch schädliche Wirkung schlechter Entwässerung, war die Errichtung einer neuen oder die Verstärkung der alten Brücke geboten. Hauptsächlich aus wirtschaftlichen Gründen hat man sich für die Verstärkung der alten Brücke — und zwar durch Beton — entschlossen; man konnte die Brücke an ihrer alten Stelle belassen und dabei auf einen beträchtlichen Aufwand von Installationsbauten, Kabelbahnen, Gerüsten und Pfeilern verzichten; und schließlich kam der erheblich geringere Kostenaufwand dieser Bauweise durch die hierbei ermöglichte kürzere Bauzeit zum Ausdruck. Es wurden daher beide eisernen Bögen in Eisenbetonbögen umgewandelt, und zwar wurde bei der Konstruktion die alte Bogenachse als Drucklinie beibehalten. Der Querschnitt der Bögen beträgt im Scheitel rd 1,60 m Breite und 0,90 m Höhe (Abb. 2). Bis zum Kämpfer erweitert sich der Querschnitt zu 1,60 m Höhe und 2,10 m Breite. Außer dem Gitterträger des alten eisernen Bogens tritt eine weitere, doppelte Bewehrung des Querschnittes zur Aufnahme der erheblichen Zugspannungen hinzu.

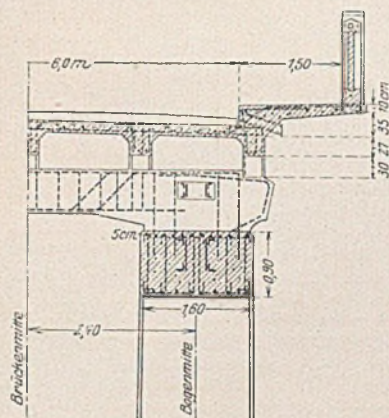


Abb. 2.

Die in Rechnung gestellte gleichmäßig verteilte Belastung beträgt für die 6 m breite Fahrbahn 830 kg/m², für die beiderseitigen, je 1,50 m breiten, auskragenden Fußgängerstege 440 kg/m²; letztere Belastungsannahme entspricht Menschengedränge. Als größte Einzelast wurde eine 21-t-Dampfwalze für die Berechnung gewählt. Die maximale Temperaturschwankung von etwa 30° wurde ebenfalls besonders berücksichtigt.

Wenn man sich beim Entwurf entschlossen hatte, das Stabwerk der alten Brücke zu erhalten, so mußten die Diagonalen dabei ausgeschlossen bleiben. Unter Berücksichtigung des Baustoffes und der Wirtschaftlichkeit wurden sie durch Ständer ersetzt, die in Abständen von 5,40 m an den früheren Knotenpunkten des eisernen Bogens errichtet wurden und die Fahrbahn aufnehmen. Die beiden Trägerteile werden, außer an den Kämpfern, im Scheitel und in den beiden Bogenvierteln durch Querriegel zwischen den Ständern miteinander verbunden; sie liegen in Höhe der Bogenoberkante im Scheitel und tragen zugleich die als Plattenbalken konstruierte, über drei Felder reichende Fahrbahn einschließlich der beiden Fußgängerstege (Abb. 1).

Das an den eisernen Bogenträger anschließende Hängewerk wurde durch einen durchlaufenden Träger auf fünf fest eingespannten Stützen ersetzt, die im Abstand von 10,8 m von Mitte zu Mitte errichtet wurden (Abb. 1). Aus wirtschaftlichen Gründen wurde diese Konstruktion nicht bis zu dem alten Auflager durchgeführt; an Stelle des letzten Drittels des früheren Hängewerks wurde die Talsohle auf-

bezeichneten Stoffe gelagert werden können, z. B. zum Anstrich von Zementböden der Ölschalterzellen und der Ölgruben in elektrischen Zentralen und Umspannwerken, zur Dichtung von Teer- und Gasölgruben bei Dieselmotoranlagen, zur Dichtung der Teergruben und Kühlwasserbassins bei Urteergewinnungsanlagen, zur Dichtung von Betriebswasserbehältern in Färbereien usw., zum Schutze von Maschinen- und Walzwerkfundamenten sowie Betonböden gegen Tropföle, zur Dichtung großer Petroleum-, Benzin-, Benzol- und Rohöltanks. Margalit ist ferner vielfach mit Erfolg gegenüber den Einwirkungen von Säuredämpfen angewandt worden und hat sich in diesem Falle insbesondere als vorzügliches Schutzmittel für Eisenkonstruktionen, die dem Einfluß säurehaltiger Gase in hohem Maße ausgesetzt sind, bewährt. Das Margalitverfahren gewinnt um so höhere Bedeutung, als es ermöglicht, die bisher für Öllagerung usw. meistens verwandten, sehr kostspieligen Eisentanks durch weit billigere Eisenbetonbehälter zu ersetzen.

Vollständiger Einsturz eines Eisenbetongebäudes.

(Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 6, S. 239.)

Ein achttstöckiges Eisenbetongebäude in Benton Harbor, dessen Erstellung in die Monate Oktober 1923 bis Januar 1924 fiel, stürzte Ende Januar 1924 im Verlaufe von 30 Stunden nach und nach zusammen, nachdem eben das achte Stockwerk fertiggestellt worden war. Der Einsturz begann damit, daß drei Deckenfelder des am 28. und 29. Dezember 1923 betonierten und am 28. Januar der Unterstützungen beraubten fünften Stockwerkes

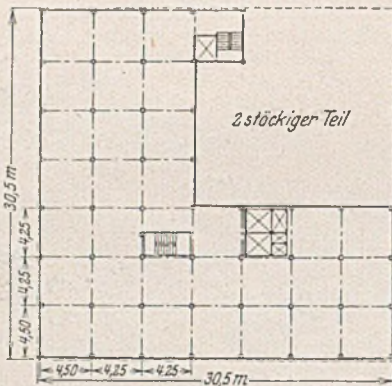


Abb. 1.

barsten und nach kurzer Zeit den Zusammenbruch der entsprechenden Deckenteile sämtlicher übrigen Geschosse herbeiführten. Die übrigen Teile folgten langsam nach, so daß am Morgen des 30. Januar das ganze Gebäude mit Ausnahme eines kleinen Teiles des Untergeschosses in Trümmern lag. Abb. 1 zeigt einen Grundriß des Bauwerkes, Abb. 2 den Zustand des Gebäudes etwa 12 Stunden nach Beginn des Einsturzes, Abb. 3 die Überreste nach dem Einsturz. Die Konstruktion des Baues war die in Amerika für solche Bautypen übliche: Quadratische, einfach bewehrte Außensäulen, verbunden durch Längsträger entlang den Fassaden, spiralarmierte Säulen im Innern, Eisenbetondecken mit Haupt- und Nebenunterzügen.

Zur Klärung der Einsturzursachen sind Bauentwurf und Berechnung noch nicht nachgeprüft; den Trümmern nach zu schließen, die vornehmlich aus losen Steinen und Sand bestehen, scheint aber der Beton fehlerhaft gewesen zu sein. Das Mischungsverhältnis war 1 : 2 : 4, wobei einer richtigen Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe nicht besondere Aufmerksamkeit geschenkt worden zu sein scheint. Der verwendete Zement ist nicht nachgeprüft worden. Mit beginnender Kälte wurde dem Anmachwasser Calciumchlorid zugesetzt. Außerdem wurden Wasser und Zuschlagstoffe erwärmt, die betonierten Stockwerke mit Tüchern verhängt und mit Koksöfen durchwärmt. In den Tagen der Herstellung des zuerst einstürzenden fünften Stockwerkes sind minimale Temperaturen von 24° Fahrenheit = -5° C, in den darauffolgenden Tagen von -16° Fahrenheit = -28° C zu verzeichnen gewesen.

Das Unglück scheint trotz der Maßnahmen gegen Frost dem kalten Wetter zuzuschreiben zu sein. Allerdings bleibt noch die Frage nach der Güte des Zementes und der Verwendung der vorgeschriebenen Zementmengen zu klären.

Dr. Hummel, Karlsruhe i. B.

Beton und Eisenbeton im Seebau.

Auf dem internationalen Schiffahrtskongreß Anfang Juli dieses Jahres ist auch ausführlich über die Verwendung und Bewehrung des Betons für Seebauten verhandelt worden. Von 8 Ländern waren 14 Berichte zu dieser Frage eingereicht worden, aus denen die hauptsächlichsten Punkte kurz herausgegriffen werden sollen.

Belgien hat in den letzten Jahren einige größere Bauten ausgeführt. Da die Baustoffe aber sehr knapp waren, mußten die früher üblichen, großen Massen aufgegeben werden. Seitdem sind Bauformen in Gebrauch gekommen, wie sie z. B. Abb. 1 für eine Kaimauer darstellt: eine Eisenbetonplatte auf armierten Betonpfählen, an der Wasserseite eine Stein- oder Betonmauer mit Holzschutz, dahinter eine Erdauffüllung bis 3,5 m Höhe, um die Kaifläche zu bilden. Nach dem Ufer zu ist ein wasserdichter Abschluß durch eine Betonspundwand gebildet. An manchen Stellen besteht diese Spundwand aus Pfählen mit Längsnuten, in die nachträglich schmale Holzbohlen eingetrieben oder Beton eingefüllt worden sind. Diese Ausführung der Mauern ist mehrmals am Genter Kanal, in Gent und bei Terneuzen, angewendet worden. Eine andere bemerkenswerte Ausführung einer Kaimauer ist in Termonde angewendet worden (Abb. 2). Die Mauer besteht aus Eisenbetonspundbohlen in Neigung 1 : 10, die bis kurz unter N. W. reichen und mit einem Längsbalken verbunden sind. Auf



Abb. 2.



Abb. 3.

diesem sitzt eine Eisenbetonwand auf, die bis zur Kaihöhe reicht und am Kopfe verstärkt ist. Ihre Stützung nach rückwärts erhält sie durch Stützwände in 2 m Abstand, die auf einem Querbalken aufsitzen, der wieder von 2 schräggestellten armierten Betonpfählen getragen wird. Die Stützwände sind von zwei Scharen fächerförmig verlaufen-

der Eisen durchzogen, die einerseits in die Kaiwand, andererseits in die beiden Schrägpfähle eingebunden sind und dem ganzen einen festen Verband geben. Alle Betonabmessungen sind auffallend klein. Bei allen Stäben in den Pfählen ist Schweißung angewendet. Für den Beton wurde ein besonders langsam bindender Zement benutzt mit

„Beim Norddeutschen Zementverband (der die schlesischen Werke mit umfaßt) ist Kündigung eines kleineren Werkes in Thüringen eingegangen, nachdem kurz zuvor schon im Rheinisch-Westfälischen Zementverband zwei Mitglieder den Syndikatsvertrag gekündigt haben. Beim Heidelberger Syndikat ist keine Austrittserklärung erfolgt. Im Westen erfolgte der Schritt einstweilen mit der knappen Begründung, man fühle sich durch die Übermacht des Wickingkonzerns, der allmählich eine 48 proz. Beteiligung am Absatz dieses Syndikats erlangt hat, unbillig in der Bewegungsfreiheit eingeeignet. Über die Triftigkeit ihrer Argumentation wird das Kartellgericht zu befinden haben. Es sind übrigens kleine Firmen, die hier gegen die Verbände Front machen. Die Bewegung geht also nicht etwa wie in der Kaliindustrie, mit der das Gewerbe sonst manche Züge gemeinsam hat (Überkapitalisierung!) von den größten Gruppen aus, welche durch Zusammenlegung ihrer Kontingente auf einige wenige rationelle Stätten einen Rentabilitätsvorsprung gegenüber den übrigen haben. Diese fühlen sich vielmehr allem Anschein nach nichtsonderlich beschwert durch die Bindung ans Syndikat, das einen kaufmännisch-elastischen Verkauf betreiben soll. Richtig ist nur, daß auch in diesem Falle die Absatznot zu den Zwiepspaltigkeiten geführt hat. Zunächst

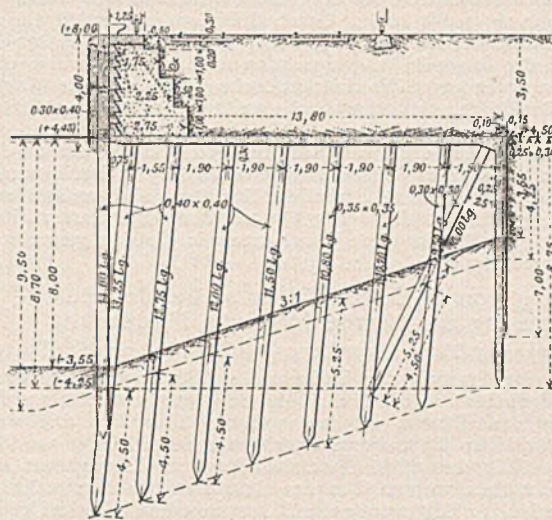


Abb. 1.

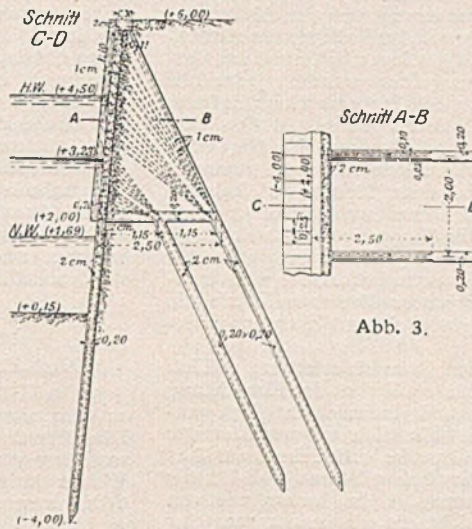


Abb. 2.

Rücksicht darauf, daß sich das Bauwerk wegen der Flut nicht ohne Arbeitsunterbrechungen würde ausführen lassen.

Der dänische Bericht beschäftigte sich hauptsächlich mit den schädlichen Einwirkungen des Seewassers auf Zement und Beton. Bei allen bisherigen Anwendungen und Versuchen auf mehrjährige Frist haben sich Schäden durch Salzwasser und Frost gezeigt. Besonders hat der Zement eine Zerstörung durch Salzwasser erfahren. Die fetteren Mischungen haben sich etwas besser bewährt. Dagegen sollen Zusätze von rheinischem Traß oder einer Mo-Ler genannten Diatomeenerde aus Dänemark nicht nur eine außerordentliche Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse, sondern auch eine höhere Festigkeit als gewöhnlicher Portlandzement ergeben haben.

In Frankreich ist Beton für Seebauten bis jetzt nur sehr wenig angewendet worden, weil vorzüglicher Baustein in hinreichender Menge zur Verfügung steht. Die ersten Betonbauten haben nicht durchweg befriedigt. Risse und starke Rosterscheinungen sind häufig aufgetreten. Teeranstrich hat sich bewährt.

Die 5 englischen Berichte enthielten nichts besonderes. Die Vereinigung der englischen Bauingenieure führt in mehreren Häfen auf der ganzen Welt Versuche aus über die Zerstörungserscheinungen an Guß- und Walzeisen und -Stahl durch Seewasser.

Der holländische Bericht enthielt hauptsächlich Beobachtungen an zahlreichen Bauwerken, die schon vor 1912 ausgeführt worden sind. Die Bauten haben sich im allgemeinen nicht gut gehalten, besonders, wenn der Beton keine Zeit hatte, an der Luft vollständig abzubinden und die Erhärtung zu beginnen. Das zwingt dazu, Bauausführungen zu wählen, die aus vorher hergestellten Fertigstücken zusammengesetzt werden, um zu vermeiden, daß frischer Beton in Salzwasser kommt. Deshalb erhalten auch die Zellenkaissons, aus denen die neuen Kaianlagen in Rotterdam z. Zt. gebaut werden, Sand- statt Betonfüllung. Wo keine Bohrwurmgefahr besteht, werden Holzpfähle den Eisenbetonpfählen wieder vorgezogen. Der Zusatz von Traß zum Beton hat sich zur Hebung der Undurchlässigkeit bewährt. Fette Mischungen widerstehen der Zerstörung durch Seewasser besser, so daß eine Überdeckung der Eisen von 2 cm für ausreichend angesehen wird. Doch scheint es besser, die Dichtigkeit des Betons durch Sand gut abgestufter Korngrößen zu erreichen statt durch viel Zement.

Aus dem schwedischen Bericht ist ein Schutz von Holzpfählen gegen den Bohrwurm durch eine Art Eisenbetonhülle bemerkenswert. Die Pfähle wurden vor dem Einrammen behandelt, mit starkem Papier umwickelt, in Drahtgeflecht eingehüllt und mit Feinbeton umkleidet. Diese Pfähle haben sich im Hafen von Uddevalla 20 Jahre lang gehalten, ohne angegriffen zu werden. Gl.

(Engineering vom 20. Juli 1923.)

Die Entwicklung der Zementfabrikation.

Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues ist eng verknüpft mit der Entwicklung der Zementfabrikation. Die Abhängigkeit der Güte von Eisenbetonbauten von der Güte des Zementes ist so grundlegend, daß der Verbraucher den Zementfragen das größte Interesse entgegenbringen muß. Heute soll an dieser Stelle nur von der Entwicklung der Zementfabrikation, nicht etwa des Zementfabrikats gesprochen werden.

Es ist daher von Interesse zu erfahren, was in einem Berichte der Frankfurter Zeitung neuerdings über diese Entwicklung mitgeteilt wird:

braucht jedoch der Kündigung keine übermäßige Bedeutung beigelegt zu werden, obwohl derartige Auseinandersetzungen Hoffnungen auf Preisrückgang in den Abnehmerkreisen zu nähren und verschlechternd auf den Absatz einzuwirken pflegen. Denn es besteht die Möglichkeit, daß es sich nur um die Sonderwünsche einzelner, von der gegenwärtigen Lage hart mitbetroffener Werke handelt. (Die Kündigungen sind inzwischen zurückgezogen oder anders erledigt worden.)

Dem Vernehmen nach ist der Zementabsatz im Januar scharf weiter zurückgegangen auf 83 000 t gegen noch 108 000 im Dezember 1923 und gegen 406 000 im Januar v. J. (Jahresproduktion in 1913: 7,5 Millionen). Seither hat sich die Lage keineswegs gebessert. Mehr als 50 vH der Zementfabriken sind stillgelegt. Eine Reihe absatzhemmender Momente traf zusammen. Wegen des Andauerns der Frostperiode liegen die begonnenen Bauten in diesem Jahr länger als sonst darnieder. Die staatlichen Verkehrsbauten, die in Friedenszeiten nicht weniger als ein Fünftel der gesamten Zementproduktion absorbierten, ruhen ohnehin fast völlig wegen der Übergangsschwierigkeiten bei der finanziellen Vervollständigung der Reichsbahn; auf die Schaffung neuer Anlagen für die Industrie drückt die schlechte Konjunktur und die finanzielle Illiquidität vieler Unternehmungen. Und was die private Bautätigkeit anbelangt, so ist ihre nachhaltige Belegung bisher mehr Gegenstand von Hoffnungen als Realität gewesen. Immerhin rechnet man damit, daß der gegenwärtige Tiefstand nicht andauern werde und erwartet eine vermehrte Inanspruchnahme, wenn erst die stornierten süddeutschen Kanal- und Wasserkraftbauten wieder in Gang kommen.

Die Preise, die auch nach dem im September v. J. vorgenommenen Übergang zur Goldrechnung zunächst noch der schematischen staatlichen Normierung unterworfen waren, sind mit der Aufhebung der Zementzwangswirtschaft der freien Festsetzung durch die Syndikate überlassen, so daß nunmehr eine unterschiedliche Preispolitik gemäß der Eigenart von Standort, Transportverhältnissen und Konjunktur betrieben werden kann. Der Erlös, den die Werke gegenwärtig zugeführt erhalten, soll etwa dem Friedensstand entsprechen, so daß der Gewinnanteil arg zusammengeschrumpft sei, weil die Gesteinskosten z. T. weit höher lägen und die Generalunkosten angesichts des verringerten Umschlages anteilmäßig angeschwollen seien. Freilich fließt den Werken aus Nebengeschäften (Säcke, Kalk) mancher Profit zu. Die Forderungen der Syndikate stehen noch ansehnlich über dem Vorkriegspreis. Die Differenz werde aber voll durch die hohen Frachten aufgezehrt, die bekanntlich die Zementherstellung doppelt treffen, einmal beim Kohlenbezug und sodann beim Zementversand. Der Anteil der Transportkosten am Zementwert wurde schon früher auf rd 25 vH errechnet.

Das Ausfuhrgeschäft leidet vornehmlich unter der valuta-begünstigten Konkurrenz der ohnehin bei bevorzugten Bedingungen arbeitenden belgischen Industrie, deren Erzeugnis selbst in die deutschen Grenzgebiete einströmt. Der belgische Zement ist zwar weniger gut, aber er ist von jeher billiger gewesen als der deutsche. Seinem Vordringen nach Innerdeutschland steht nicht so sehr das Einfuhrverbot entgegen, dessen Aufhebung dem Zuge der Zeit entsprechend geplant zu sein scheint, erst recht nicht der mäßige Zoll, der hinter der Einfuhrbelastung deutschen Zements durch die Nachbarländer weit zurückbleibt, als vielmehr die Grenze, die aus der Höhe der Frachtspeisen in Deutschland erwächst. Im Hauptabsatzgebiet Holland ist der Wettbewerb mit Belgien naturgemäß besonders schwierig. Immer-

hin werden alle Anstrengungen gemacht, um die fremden Märkte der deutschen Zementindustrie zu erhalten. In Südamerika, insbesondere in Brasilien, das früher rund ein Drittel unseres Überseeexports in dieser Ware aufnahm, besteht die Konkurrenz der rasch groß gewordenen nordamerikanischen Zementindustrie, die überdies durch einen Differentialzoll begünstigt ist, der vielleicht nicht außer Zusammenhang mit nordamerikanischer Unterstützung bei der Kaffeeverwertung steht. Gleichwohl ist die Exportquote im Rahmen des zurückgegangenen Gesamtabsatzes auf rd 30 vH gestiegen, während im Vorkriegsdurchschnitt knapp ein Siebentel ausgeführt wurde. Jedenfalls liegt in der Bearbeitung der auswärtigen Märkte eine Hauptaufgabe für die Zementverkaufsorganisationen. Selbst wenn nämlich eine über Erwartungen starke Belebung des Inlandsabsatzes einträte, wäre noch lange keine Vollausnutzung der vorhandenen Erzeugungsanlagen erreicht, deren Produktionsfähigkeit vor dem Kriege auf beinahe 12 Millionen Tonnen geschätzt wurde. Es kommt nun allerdings weniger auf die theoretische, wie vielmehr auf die ökonomische Fabrikationskraft an. Hier harren nach der Verwahrlosung des Apparates in der Kriegs- und Nachkriegszeit noch manche organisatorische und technische Aufgaben der Lösung, bis die deutsche Zementindustrie die führende Stellung wiedererlangt, die sie vor einem Jahrzehnt anerkanntermaßen innegehabt hat.

Das in 1916 aus kriegswirtschaftlichen Gründen erlassene, freilich in sechs oder sieben Einzelfällen durchlöchernde „Verbot der Einrichtung neuer Anlagen zur Herstellung von Zement“ ist kürzlich beseitigt worden, nachdem im Anfang eine volkswirtschaftlich ungerechtfertigte weitere Kapitalinvestition in diesem Gewerbe nützlicherweise hat unterbunden werden können. Aus der Erwägung heraus, daß für die deutsche Industrie ein frischer Konkurrenzwind im Innern wie von draußen her nur anregend wirken und nicht ein wie immer gearteter Schutz, der höchstens für kurze Zeit, nicht aber auf lange Sicht Nutzen stiften kann, wird man es begrüßen können, daß dieses Monopol für die bestehenden Zementfabriken zusammen mit der Preisreglementierung gefallen ist. Soweit bisher ein Überblick gewonnen werden kann, sind nur wenige von Projekten zum Bau neuer Zementfabriken bisher verwirklicht worden. In Thüringen sind mehrere neue Produktionsanlagen in Angriff genommen worden. Die hohen Kosten und die mäßige Rentabilität bilden aber im allgemeinen eine natürliche Schranke, solange nicht Fabrikationsverbesserungen großen Stils die Neuanlage wirtschaftlich zu rechtfertigen vermögen. In dieser Hinsicht könnte der Übergang zu andern Grundstoffen (im Ausland wird neuerdings Bauxit mit Erfolg zur Zementherzeugung verwendet) vielleicht einmal wichtig werden, während die Gewinnung von Zement als Nebenprodukt bei der Schwefelsäureherzeugung, wie sie von den Elberfelder Farbenfabriken betrieben wird, über den Eigenverbrauch des Herstellers hinaus für den Markt bisher noch kaum Bedeutung gewonnen hat.

Die Vertrustung im Zementgewerbe hat nach dem Kriege außerordentliche Fortschritte gemacht. Sie ist gewiß noch nicht soweit gediehen wie in England, wo dieser ehemals so bedeutende Industriezweig zu mehr als 90 vH der Erzeugung in einer Hand ist, seit der Aufkauf der Associated Portland Cement Company durch das Nash-Konsortium und die Vereinigung zur Associated Anglo-Atlantic Corporation geglückt war. Doch ist es auch in Deutschland dem ten Hompelschen Wickingkonzern gelungen mit seinen rund 50 Fabriken beinahe die Mehrheit im Rheinisch-Westfälischen Syndikat zu erlangen. (Zu einer Majorisierung außer in Preisfragen, wo einfache Mehrheit entscheidet, bedürfte er freilich nach den Kartellstatuten einer 80 proz. Quote.) Auch im Heidelberger Bezirk ist der Zusammenschluß weiter vorangekommen. Und in Schlesien wurde soeben die Interessengemeinschaft zwischen den Gesellschaften in Schimichow, Groschowitz, Oppeln und Groß-Strelitz in aller Form beschlossen, die eine Vollfusion ziemlich ähnlich ist, mit dem Ergebnis, daß von den elf selbständigen Zementfabriken, die vor dem Krieg in Oberschlesien bestanden, neun verschmolzen sind, während die übrigen beiden vom Kopf des Konzerns, der Vereinigten Portlandzementwerke Schimichow, Silesia und Frauendorf A.-G., ebenfalls mehr oder weniger durch Aktienbesitz kontrolliert werden.

Nach Ansicht der Frankfurter Zeitung kann angesichts solcher Entwicklung die Erhaltung und Festigung der Syndikate, wofür nur ihre Geschäftsführung nicht in Widerspruch mit den Interessen der Allgemeinheit steht, als ein taugliches und erwünschtes Mittel angesehen werden, den Bestand der verbleibenden selbständigen Unternehmungen zu schützen. Es besteht auch hier in gewissem Sinne eine Gegensätzlichkeit von Kartellen und Trusts. Würde das Zement-syndikat zu Fall kommen und möglicherweise ein zügelloser Konkurrenzkampf entbrennen, so würden wahrscheinlich eher die kleinen als die großen Unternehmungen den Hauptschaden davon tragen. Darum wirken die eingangs erwähnten Vorstöße gegen die Kartellbindung, weil sie von kleineren Werken ausgehen, zunächst paradox. Vielleicht ist diese Aktion in der Tat in ihrer schließlichen Wirkung nicht ausreichend überdacht.

E. P.

Ein eigenartiger Eisenbahnunfall an einer Eisenbetonbrücke, bei dem diese gut widerstand, hat sich Ende vorigen Jahres auf der Great Central-Bahn in Wembley, dem neuen großen Flug- und Sportplatz südlich von London, ereignet. Die Brücke ist eine 3,6 m breite Fußgängerbrücke mit zwei Öffnungen von 9,35 m und 17,8 m Stützweite. Die beiden Hauptträger gehen durch. Die Platte liegt auf

Querträgern auf. Der Zwischenpfeiler besteht aus 2 Säulen mit 2 gekreuzten Streben. An 3 Stellen sind über der Gangbahn geschlossene Rahmen als Windverband angeordnet. Fugen sind nirgend vorhanden, so daß das Tragwerk ein mehrstieliger Rahmen ist. Auch die Brüstungen sind mit ihren Säulen unmittelbar in die Hauptträger eingebunden. Die Ausführung geschah durchweg in Eisenbeton. — Die letzten Arbeiten waren noch im Gange, als der Eisenbahnunfall sich ereignete. Ein leerer Wagen eines mit 40 km Geschwindigkeit fahrenden Güterzuges entgleiste kurz vor der Brücke, stieß gegen den Mittelpfeiler der Brücke, er und der folgende Wagen wurden hochgetürmt, wobei ihre Längsträger unten gegen die Brückendecke stießen und die Wagen sich an die Pfeilersäulen anlehnten. Sechs weitere Wagen vergrößerten den Trümmerhaufen.

Die Beschädigungen der Brücke an den Pfeilersäulen und an der Gangbahndecke bestehen in einigen Absplitterungen der Deckschicht, so daß Eisen freigelegt wurden. Ernstliche Schäden sind dem Bauwerk trotz seines geringen Alters nicht beigelegt worden. Die Restarbeiten konnten erledigt, die Brücke ohne Verzögerung in Betrieb genommen werden. (Engineering vom 9. 11. 23.) G1.

Anwendung von filtriertem Wasser bei der Betonbenetzung zur Vermeidung von Flecken.

Nach Engineering News-Record 1923, Vol. 91, Nr. 24. S. 985.

Der Beton im Stadion der Universität Illinois sollte während 21 Tagen naß gehalten werden, ehe die Schalung entfernt wurde. Die Benetzung des Betons in den unteren Sitzreihen bei Verwendung gewöhnlicher Rasenbesprenger verursachte dort, wo das Wasser längere Zeit dahinflöß, Flecken, die dem Eisengehalt des Wassers zuzuschreiben waren. Um das Aussehen des Bauwerks zu verbessern, wurden zur Entfernung des Eisens aus dem Wasser Druckfilter eingebaut. Der zum Waschen der Filter verfügbare Druck war nicht hinreichend, so daß gelegentlich beträchtliche Eisenmengen im Wasser zurückblieben. Eine Verbesserung wurde durch Besprengen des Betons von Hand erzielt, wodurch eine gleichmäßigere Verteilung des Wassers erreicht wurde. Während der späteren Arbeiten wurde der Beton mit Sägemehl oder Sand bedeckt, so daß der zur Naßhaltung erforderliche Wasserbedarf verringert werden konnte.

Der Augenschein lehrte, daß nach dem Einbau der Filter verhältnismäßig wenig Flecken im Beton zu verzeichnen waren.

Dr. Hummel, Karlsruhe i. B.

Feuerschutz eines Hochhauses in Cincinnati.

Nach Engineering News-Record 1923, Vol. 91, Nr. 24; S. 972.

In Berücksichtigung der Erfahrungen bei dem großen Brande des Burlington-Gebäudes in Chicago am 15. März 1922, wo ein modernes Sechzehnstockwerkhaus sogenannter feuerfester Konstruktion durch Feuer, das von brennenden Nachbargebäuden herüberschlug, ausgebrannt wurde, schuf man zum Schutz gegen äußeres Feuer in dem Bürogebäude der Union-Lebensversicherungsgesellschaft in Cincinnati eine Art Wasservorhang. Es wurde zwar gefunden, daß Drahtverglasungen der Fenster erst bei 1500 bis 1700° Fahrenheit schmelzen, allein daß sie wahrscheinlich genügend Wärme hindurchstrahlen lassen, um leicht entzündliche Gegenstände im Innern des Gebäudes zur Entzündung zu bringen. Deshalb entschloß man sich, die Temperaturen der Gebäudeaußenseiten, die dem Feuer oder der strahlenden Hitze ausgesetzt sein können, durch eine Wand von fließendem Wasser und einen Nebelschleier, also eine Art Berieselungsanlage, niederzuhalten. Zwei Stunden dauernde Spritzproben an dem fertigen, letzteren Gebäude sollen die geschaffene Einrichtung als sehr wirksam erwiesen haben. Zwei Seiten des Gebäudes grenzen an breite Straßen, die dritte Seite (Westseite) stößt an ein nur siebenstöckiges Nachbargebäude und die vierte (Südseite) ist von den Nachbargebäuden nur durch einen Gehweg getrennt. Der erwähnte Feuerschutz wurde auf der Westseite und Südseite für erforderlich gehalten, auf den beiden andern Seiten wurde nur jeweils die erste Fensterreihe gegen die Süd- bzw. Westseite hin einbezogen. Die Feuerschutzrichtung besteht aus Wasserverteilern, die in der Mitte eines jeden Fenstersturzes vom 17. Stockwerk an abwärts angeordnet wurden, und zwar 148 auf der Westseite, 93 auf der Südseite, 30 auf der Ostseite und 20 auf der Nordseite, insgesamt also 291 Wasserrieseler. Die äußere Röhrenleitung besteht aus extra schweren galvanisierten Schmiedeeisenröhren im Gesamtgewicht von 6300 kg; sie wurde in die Ziegelhintermauerung verlegt. Die Leitung ist für gewöhnlich leer. Wasser tritt in sie erst ein, wenn die Pumpen im Kellergeschoß in Wirksamkeit treten. Die Pumpen sind eine Dampfmaschine mit 3400 Minutenlitern und eine elektrische Pumpe mit 8200 Minutenlitern Leistung. Die Dampfmaschine ist die Feuerpumpe des Gebäudes. Die elektrische Pumpe dient der oben geschilderten äußeren Rieselanlage allein; diese Pumpe, die 3,6 m über dem Kesselraum liegt, kann auch in Tätigkeit bleiben, wenn der Kesselraum überschwemmt ist, ja sie kann mit einer Saugleitung versehen zum Abspumpen des überschwemmten Kesselraumes dienen. Außer von dieser Pumpe kann die Berieselungsleitung auch noch von der Feuerwehrrampe von der Straße her gespeist werden.

Getrennt von der Berieselungsleitung sind im Innern des Gebäudes auf jedem Stockwerk noch Feuerhydranten mit Schläuchen, die von einem 13600 l fassenden Tank im 30. Stockwerk und einem 23000 l enthaltenden Tank auf dem 18. Stockwerk gespeist werden.

Dr. Hummel, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg.

Die diesjährige (6.) ordentliche Hauptversammlung, zugleich Feier des 10jährigen Bestehens unserer Gesellschaft, findet am 27. und 28. Mai in Königsberg i. Pr. als Auftakt für die Eröffnung des Freihafens gelegentlich der 200jährigen Wiederkehr der Vereinigung der Städte Kneiphof, Altstadt und Lobenicht und der 200jährigen Kantfeier statt. Reisegelegenheit wird zu Schiff von Stettin aus und mit der Bahn ab Berlin vorgesehen werden.

Vorläufige Tagesordnung. Montag, 26. Mai: Sitzung des Gesamtvorstandes und Begrüßungsabend der Stadt; Dienstag, 27. Mai: Geschäftliche Sitzung und Hauptversammlung; nachmittags Rundfahrt durch den Hafen und nach dem Seckanal; gemeinschaftliches Abendessen; Mittwoch, 28. Mai: Besichtigung des Ostpreußenwerkes.

Auskunft durch die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg 14, Dalmannstr. 1 und den Königsberger Ortsausschuß, z. H. des Herrn Stadtbaurat Kutschke,, Königsberg i. Pr. Magisterstraße 77-79.

Abschiedsfeier für den Baudirektor Eisenlohr.

Am 29. Februar fand in den Räumen des Tiefbauamtes Mannheim eine in einfacher Form gehaltene Abschiedsfeier für den in den Ruhestand tretenden langjährigen Amtsvorstand Baudirektor Eisenlohr statt. Die in einfacher Form gehaltene, aber darum gerade besonders wirksame und von allen Teilnehmern um so herzlicher empfundene Feier klang einmal in dem Dank der zurückbleibenden Beamten an ihren hochverehrten Chef, dann in dessen Rückblick auf seine vielgestaltige und umfassende Tätigkeit im Dienste der Stadt Mannheim und endlich in dem Dank an seine Mitarbeiter aus. Mit Baudirektor Eisenlohr scheidet eine hervorragende Persönlichkeit aus einem hochverantwortungsvollen Wirkungskreise, in dem er durch lange Jahre zum Wohle der Stadt Mannheim und des Rheinlandes eine großzügige erfolgreiche Tätigkeit entfalten durfte. M. F.

Der Gesamtschaden durch das Erdbeben in Japan 1923

scheint nach Iron Age, New York, nicht ganz so groß zu sein, als man zuerst gefürchtet hat. Er wird jetzt auf 915 Millionen Dollar geschätzt, von welcher Summe etwa 80 vH auf Arbeitsaufwand und nur der Rest auf Baustoffe entfallen werden. Auf den Kopf der japanischen Bevölkerung bezogen ergibt sich ein Verlust von 16 Dollar. Dieser Betrag erscheint gering, wenn man erfährt, daß das jährliche steuerliche Aufkommen, pro Kopf gerechnet, in England rd 80 Dollar, in den Vereinigten Staaten von Nordamerika über 26 Dollar beträgt.

Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure.

Gelegentlich der Anerkennung der G. O. der Arch. und Ing. durch die Reichsbehörden am 13. 12. 1923 ist der Stundensatz für die Leistungen nach der Zeit auf nur 3 M Grundgebühr festgesetzt worden, die außerdem vorläufig noch mit 85 vH zu multiplizieren ist (wie alle neu festgesetzten Goldgebühren). Dieser Satz ist vom AGO-Ausschuß als unzureichend bezeichnet worden, namentlich für alle diejenigen Berufsgruppen (Beratende Ingenieure, Landmesser usw.), die vorwiegend oder ausschließlich nach dem Stundensatz ihre Gebühren berechnen. Diese starke Herabsetzung des Stundensatzes schien dem AGO um so weniger berechtigt, als bei den Gebühren nach der Herstellungssumme die Friedensgebühren zugestanden worden sind, die jedoch ebenfalls vorläufig mit 85 vH zu multiplizieren sind (dabei ist jedoch seitens der Reichsbehörden auch eine Berechnung der Herstellungssumme nach den Friedenspreisen, nicht den höheren heutigen Preisen, verlangt). Der AGO hatte daher beantragt, auch für den

Stundensatz als Grundgebühr die frühere Friedensgebühr von 5 M wieder herzustellen. Das ist jedoch nicht gelungen, vielmehr ist nunmehr bis auf weiteres die Grundgebühr auf 4 M festgesetzt, die zu multiplizieren sind mit 85 vH (Erlaß des Reichsfinanzministers vom 5. 3. 1924, Aktenzeichen Nr. IV. 778. 24. II. Ang. I. C. 2558).

Dem Antrag des AGO, den Multiplikator von 85 vH jetzt schon fallen zu lassen für alle Gebührensätze, ist nicht stattgegeben worden, da der Zeitpunkt dafür noch nicht als gegeben betrachtet wird.

Die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure werden nunmehr in der neuen Fassung ausgedruckt und sind durch den Verlag Julius Springer, Berlin W 9, demnächst zu beziehen.

Der Geschäftsführer des AGO
gez.: F. Eiselen.

Neuer Patentamts-Tarif

ab 1. März 1924 (Reichsgesetzblatt Nr. 7, Teil II), mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Mit Verordnung vom 28. Februar 1924 sind weitere Erhöhungen für alle nach dem 1. März d. J. gezahlten patentamtlichen Gebühren gemäß untenstehender Aufstellung in Kraft getreten. Nach dem jetzt überholten letzten Tarif vor Fälligkeit bezahlte Patentjahresgebühren gelten als voll bezahlt. Spätere Gebühreneinzahlungen nach dem alten Tarif werden in einer bis zum 31. März laufenden Nachfrist durch Einzahlung des Differenzbetrages gemäß dem neuen Tarif rechtsgültig. Dem ersten Entwurf gegenüber sind die Jahrestaxen für die sieben ersten Patentjahre etwas erhöht, die Gebühren für das neunte bis 18. Patentjahr z. T. erheblich herabgesetzt worden.

Patente: Anmeldegebühr 15 Gmk.
Jahrestaxen:

Jahr	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Gmk.	30	30	30	50	100	150	200	250	300	400	500
Jahr	12	13	14	15	16	17	18				
Gmk.	600	700	800	1000	1300	1600	2000				

Zusatzpatente: 50 vH der Taxen für Hauptpatente.

Beschwerdegebühr	20 Gmk.
Nichtigkeits-, Zurücknahme-, Zwangslizenz-Anträge	50 ..
Berufungsgebühr in obigen Verfahren	150 ..
Gebrauchsmuster: Anmeldegebühr definitiv	10 ..
Eventual G. M. Antrag (bei gleichzeitiger Patentanmeldung)	5 ..
Verlängerung	100 ..
Warenzeichen: Anmeldegrundgebühr	15 ..
Eintragungsgebühr	15 ..
Erneuerungsgrundgebühr	100 ..
Klassengebühr je Klasse (für Anmeldung oder Erneuerung)	5 ..
Beschwerdegebühr	20 ..
Löschungsantragsgebühr	50 ..
Internationale Markenregistrierung (Reichsgeb.)	50 ..
Verbandszeichen: Anmeldegrundgebühr	100 ..
Eintragungsgebühr	100 ..
Erneuerungsgebühr	500 ..
Klassengebühr je Klasse (für Anmeldung oder Erneuerung)	15 ..
Zuschlagsgebühr (bei Zahlung in der Nachfrist) 25 vH der Antragsgebühren.	
Prioritätsbelege	1 Gmk.

Die Nachholungsfrist bei Minderzahlungen läuft am 31. März 1924 ab.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Betriebsrat und Arbeitspflicht.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Hof-Dresden.

Die Mitglieder der Betriebsvertretungen gehen vielfach von der falschen Anschauung aus, daß sie in der Hauptsache dazu im Betrieb wären, Betriebsratsgeschäfte zu erledigen und zu diesem Zwecke unbeschränkt über die Arbeitszeit, selbstverständlich unter Beanspruchung des Lohnes, zu verfügen. Leider sind eine ganze Anzahl Firmen dieser Ansicht nicht energisch genug entgegengetreten: sie haben sich sogar hin und wieder dazu bewegen lassen, eines oder sogar mehrere Betriebsratsmitglieder gänzlich von der Arbeit freizustellen, wohl vor allem in der Annahme, daß die Betroffenen dann leichter Gelegenheit hätten, mit der Betriebsleitung durch die entsprechende Einwirkung auf die übrigen Arbeitnehmer gemäß ihrer aus dem § 66 BRG resultierenden Verpflichtung für einen möglichst hohen Stand und für möglichst Wirtschaftlichkeit der Betriebsleistungen zu sorgen, den Betrieb vor Erschütterungen zu bewahren usw. Fast nirgends aber haben sich diese Voraussetzungen erfüllt. Die Betriebsräte haben sich vielmehr in der Regel als Beunruhigungsmomente herausgestellt und damit weder den Interessen des Betriebes, noch auch denen der Arbeitnehmer in entsprechender Weise gedient. Die Vergünstigung der Freistellung von der Arbeit erfüllt daher nicht ihren Zweck, und

es wird sich als empfehlenswert erweisen, vielleicht abgesehen von ganz umfangreichen Betrieben, bereits in dieser Richtung gemachte Zugeständnisse zurückzuziehen bzw. sie nicht mehr zu erneuern. Die Zurückziehung kann damit begründet werden, daß die Voraussetzungen, die an das Zugeständnis geknüpft waren, nicht mehr gegeben sind, daß vor allem die Notwendigkeit der Freistellung nach Ansicht des Arbeitgebers nicht mehr bestehe da die zu erledigenden Betriebsratsgeschäfte nicht derart umfangreich wären. Der Arbeitgeber ist zur Rücknahme der gemachten Zugeständnisse befugt, wenn diese über den Rahmen des Notwendigen hinausgegangen sind, da er ja bekanntlich auf Grund des Betriebsrätegesetzes nur die notwendigen Kosten für die Geschäftsführung des Betriebsrates zu tragen hat. Im Streitfalle entscheidet nach § 93 des BRG der Bezirkswirtschaftsrat bzw. die an seiner Stelle von den Landesregierungen bestellte Behörde. Dies ist seit 1. Januar 1924 auf Grund der Verordnung über das Schlichtungswesen das Arbeitsgericht. Als solches ist das Gewerbe- oder Kaufmannsgericht tätig; nur an Orten, wo ein solches nicht besteht, der Schlichtungsausschuß unter einem unparteiischen Vorsitzenden und je einem Arbeitgeber- und Arbeitnehmerbeisitzer.

Ein für allemal ist daran festzuhalten, daß auch die Betriebsratsmitglieder in erster Linie Arbeitnehmer sind und als solche ihre Pflichten aus dem Arbeitsvertrag unbedingt zu erfüllen haben. Sehr

beachtlich ist dies mit Rücksicht darauf, daß nicht selten Betriebsratsmitglieder während der Arbeitszeit ihren Arbeitsplatz verlassen, im Betrieb umherlaufen, „wichtige“ Unterredungen mit anderen Arbeitnehmern zu führen haben und dadurch auch diese von ihrer Arbeit abhalten. Ein Recht zu solchem Verhalten hat das Betriebsratsmitglied selbstverständlich nicht. Es muß seinen Weggang von dem Arbeitsplatz jedesmal ordnungsgemäß seinem Vorgesetzten melden, und muß sich fügen, wenn es die Erlaubnis nicht bekommt. Die Erlaubnis ist vom Arbeitgeber prinzipiell nur dann zu erteilen, wenn es sich um zwingende Angelegenheiten handelt, die unbedingt während der Arbeitszeit erledigt werden müssen. Bei Streitigkeiten darüber, was unbedingt notwendig ist, entscheidet ebenfalls der Bezirkswirtschaftsrat bzw. das Arbeitsgericht. Verläßt das Betriebsratsmitglied trotz des Verbotes die Arbeit, so kann der Arbeitgeber von dem ihm durch den § 123 Ziffer 3 der Gew.O. gegebenen Recht der fristlosen Entlassung Gebrauch machen. Die Entlassung ist allerdings nur dann eine effektive, wenn der Bezirkswirtschaftsrat festgestellt hat, daß das Verlassen der Arbeit nicht tatsächlich notwendig war. So hat das Gewerbegericht Stettin entschieden, daß fristlose Entlassung von Betriebsratsmitgliedern gerechtfertigt ist, wenn diese die Arbeit mit der Begründung verweigern, daß sie diese Zeit der Vertretung der Interessen der Arbeiter widmen müßten. Das Gewerbegericht Lichtenberg hat sich in einem Urteil auf den Standpunkt gestellt, daß die Mitglieder der Betriebsvertretung, die den Betrieb verlassen, ohne sich ordnungsgemäß abzumelden, selbst wenn sie im Interesse der Belegschaft tätig sind, fristlos entlassen werden können. Eine fristlose Entlassung kann nach einem Urteil des Gewerbegerichtes Opladen ferner dann ausgesprochen werden, wenn Betriebsratsmitglieder trotz Verbots Rundgänge im Betriebe während der Arbeitszeit vornehmen, um parteipolitisch tätig zu sein, und schließlich hat auch noch das Landgericht in Königsberg entschieden, daß die fristlose Entlassung des Betriebsratsvorsitzenden gerechtfertigterweise erfolgt ist, der die Arbeit verlassen hatte mit der Begründung, er habe Obliegenheiten in seiner Eigenschaft als Betriebsratsvorsitzender zu erfüllen, ohne daß dies den Tatsachen entsprach.

Schließlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß das Betriebsratsmitglied, das um die Erlaubnis zum Weggehen von der Arbeit nachsucht, mit der Begründung, es handle sich um die Erledigung einer notwendigen Angelegenheit, verpflichtet ist, dem maßgebenden Vorgesetzten mitzuteilen, welcher Art die Angelegenheit ist, damit derselbe nachprüfen kann, ob es sich auch seiner Ansicht nach tatsächlich um eine unbedingt notwendige Sache handelt, die während der Arbeitszeit erledigt werden muß.

Wie schon eingangs darauf hingewiesen, kann er, wenn er nicht zu dieser Ansicht kommt, den Urlaub verweigern. Im Streitfall entscheidet das Arbeitsgericht.

Begriff und Entwicklung des Koalitionsrechtes.

Mißbrauch des Koalitionsrechtes.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Hof-Dresden.

Unter Koalitionsrecht im arbeitsrechtlichen Sinne versteht man die Summe aller der rechtlichen Bestimmungen, die das Wesen der Koalitionen — Vereinigungen von Arbeitgebern oder Arbeitnehmern mit dem Zweck, bessere Lohn- und Arbeitsbedingungen durch gemeinsames Vorgehen zu erzielen — regeln. Koalitionsrecht kann gleichbedeutend sein mit Koalitionsverbot oder mit Koalitionsfreiheit. Bis zu Beginn des 19. Jahrhunderts war wohl auch in Deutschland die erstere Bedeutung die entsprechendere; mit der Einführung der GO wurde dann auch hier die Koalitionsfreiheit durchgeführt.

Trotz der Beseitigung aller Verbote und Strafbestimmungen gegen den Zusammenschluß, wie es der § 152 Absatz 1 der GO bestimmt, konnte sich aber die staatliche Gesetzgebung zunächst mit einer völligen Koalitionsfreiheit noch nicht befreunden. Nach Absatz 2 des § 152 der GO steht jedem Teilnehmer der jederzeitige Rücktritt von solchen Vereinigungen und Verabredungen frei und es findet aus ihnen weder Klage noch Einrede statt, und nach § 153 der GO war für den, der andere durch Anwendung körperlichen Zwanges, durch Drohungen, durch Ehrverletzung oder durch Verrufserklärung bestimmt oder zu bestimmen versucht, an solchen Verabredungen (§ 152) teilzunehmen, oder ihnen Folge zu leisten, oder andere durch gleiche Mittel hindert oder zu hindern versucht, von solchen Verabredungen zurückzutreten, Gefängnisstrafe bis zu 3 Monaten angedroht, sofern nach dem allgemeinen Strafgesetz nicht eine härtere Strafe eintritt.

Noch während des Krieges wurde aber diese letztere Bestimmung aufgehoben. In dem Aufruf des Rates der Volksbeauftragten vom 12. November 1918 wird dann ausdrücklich die unbeschränkte, sowohl

in persönlich als sachlicher Hinsicht unbegrenzte Koalitionsfreiheit grundsätzlich anerkannt. Die neue Reichsverfassung gewährte dann den Koalitionen und Organisationen noch besonders wichtige Befugnisse in wirtschaftlicher Hinsicht.

Koalitionsfreiheit bedeutet zunächst rechtlich, daß der Zusammenschluß zur Erzielung besserer Lohn- und Arbeitsbedingungen von keiner Seite gehindert werden kann und ferner, daß die Vereinigung in ihren Mitteln zur Verbesserung der wirtschaftlichen Lage der Vereinigten insoweit frei ist, als diese nicht gegen gesetzliche Bestimmungen oder gegen die guten Sitten verstoßen. Der Arbeitgeber kann also, ohne gesetzlich behindert zu sein, seine Arbeiter aussperren und ihnen so die Arbeitsmöglichkeit entziehen, auf Arbeitnehmerseite kann mit Streik, Betriebssperre, Boykott und passiver Resistenz usw. vorgegangen werden, ohne daß ein Einschreiten auf Grund Gesetzes möglich wäre, selbstverständlich soweit keine Verstöße gegen die allgemeinen bürgerlichen oder strafrechtlichen Bestimmungen und die guten Sitten vorliegen. Unter Koalitionsfreiheit ist aber auch die Freiheit zu verstehen, sich nach eigenem Belieben von einer Berufsvereinigung fernzuhalten. Die Gewerkschaften freilich möchten gern einen Koalitionszwang statuieren. Sie sind ja die hauptsächlichsten Nutznießer der Koalitionsfreiheit, und sie glauben vielfach auch von den ihnen auf Grund reichlich überlegten Entschlusses fernbleibenden Arbeitnehmern den Anschluß an die Gewerkschaft fordern und mit allen Mitteln auch erzwingen zu können. Wie rigoros man dabei vorgeht, würde sich durch zahlreiche Beispiele belegen lassen. Allgemein bekannt ist ja wohl der Beschluß der Gewerkschaft der linksradikalen Bergarbeiter, wonach dieselben nicht mehr mit den nicht in bestimmten Gewerkschaften organisierten Arbeitern zusammenarbeiten erklärten. All diese Forderungen, mit der Absicht, Andersdenkende in ihre Organisation zu zwingen und alle die Maßnahmen, die zur Durchsetzung dieser widerrechtlichen Forderungen ergriffen werden, wobei man nicht scheut, unter Umständen das gesamte Wirtschaftsleben lahmzulegen, sind der denkbar schlechteste Auswuchs der sogenannten Koalitionsfreiheit, sind der ärgste Mißbrauch, der mit dem Koalitionsrecht getrieben werden kann. Nicht selten wird auch versucht, auf den Arbeitgeber einen Druck auszuüben insofern, als man von ihm unter Androhung der Arbeitseinstellung verlangt, die der Gewerkschaft nicht angehörigen Mitglieder zu entlassen oder evtl. auch — allerdings seltener — ihnen den im Tarifvertrag festgelegten Lohn nicht zu bezahlen.

Sehr oft kommt es auch vor, daß die Gewerkschaften mit allen Mitteln für die Rückgängigmachung von Entlassungen ihr angehörender Arbeitnehmer eintreten, wobei sie auch auf der Hand liegendes Unrecht unter allen möglichen Vorwänden und Beschönigungen vertreten. Am meisten macht sich aber der Mißbrauch des Koalitionsrechtes bemerkbar in Streik- oder Aussperrungsfällen. Keine Arbeitseinstellung dürfte wohl seit den Tagen der Revolution zu verzeichnen sein, bei der es nicht zu gewalttätigen Übergriffen, zu rechts- und gesetzwidrigen Handlungsweisen der Arbeiter gekommen ist, alles unter Bezugnahme auf das ihnen gegebene Koalitionsrecht. Dabei hält die Arbeiterschaft gerade alles für erlaubt, was sie zu ihren Gunsten als Kampfmittel anwenden kann und scheut dabei auch vor Gewalttätigkeiten schlimmster Art nicht zurück. Vielfach geht man sogar so weit, daß die Streikleitung durch die ausgestellten Streikposten jeglichen Verkehr von und zu dem bestreikten Betriebe zu unterbinden sucht. Daß ein solches Verhalten rechts- und gesetzwidrig ist, bedarf keiner besonderen Ausführung. Erst kürzlich hat das Kammergericht Berlin entschieden, daß die Streikleitung für alle Schäden haftet, die aus gesetzwidrigen Handlungen der Streikleitung selbst sowie der von ihr Beauftragten (Streikposten) und ferner aus Ausschreitungen der Streikenden erwachsen. Nicht der Arbeitgeber hat nachzuweisen, daß die Streikleitung schuldig ist, sondern diese oder die einzelnen ihr angehörenden Personen haben vielmehr nachzuweisen, daß sie schuldlos sind und daß sie alles getan haben, um Handlungen und Vorkommnisse gesetzwidriger Art zu verhindern. Noch weiter geht das Landgericht Berlin in einem Urteil. Infolge des Eisenbahnerstreiks im verflossenen Jahre konnte ein Kaufmann, der in Berlin geschäftlich zu tun hatte, die Heimreise nicht antreten, da der Zugverkehr stockte. Der Kaufmann verklagte die Streikführer, und diese sind jetzt verurteilt worden, die dem Geschädigten entstandenen Kosten zu tragen. Damit ist ausdrücklich festgelegt worden, daß die Streikführer für alle durch die Lahmlegung des Zugverkehrs entstandenen Schäden und Ausfälle haftbar gemacht werden können.

Hieraus muß man die Schlußfolgerung herleiten können, daß die Streikführer für durch die Stilllegung von Betrieben entstehende Schäden und Ausfälle haftbar gemacht werden können.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. März 1924.

Kl. 20 i, Gr. 31, S 62 782. Signum Akt.-Ges., Wallisellen, Schweiz; Vertr.: Friedrich Lorenz, Bruchsal. Streckenstromschließer. 25. IV. 23.

Kl. 20 i, Gr. 37, S 62 807. A. E. Sheremeteff & Company, Charbin (China); Vertr.: Herse und Dipl.-Ing. Hillecke, Patentanwälte, Berlin SW 61. Stellvorrichtung für Weichen, Signale, Schranken u. dgl. 4. V. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3, L 52 792. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H., u. Dr. Karl Arnstein, Friedrichshafen a. B. Fachwerkträger. 24. III. 21.

- Kl. 37 b, Gr. 5. St 37 011. Leon Stenz, Würzburg, Schweinfurter Straße. Holzklammer. 5. VII. 23.
Kl. 38 h, Gr. 4. R 57 442. Rütgerswerke Akt.-Ges., Berlin und Carl Frede, Berlin-Steglitz, Lauenburger Str. 4a. Verfahren zum Imprägnieren von Holz; Zus. z. Anm. R 56 638. 14. XII. 22.
Kl. 80 b, Gr. 3. G 58 651. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen Zements aus Hochofenschlacke. 10. III. 23.
Kl. 80 b, Gr. 21. K 86 378. Dr.-Ing. Adolf Kleinogel, Darmstadt, Roßdorfer Str. 102. Kunstmasse für Bauelemente, Überzüge usw.; Zus. z. Pat. 368 277. 27. VI. 23.
Kl. 80 b, Gr. 3. K 86 452. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von schwach gebranntem Zement. 4. VII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. März 1924.

- Kl. 5 d, Gr. 9. P 37 579. Karl Partsch und Otto Lindner, Hindenburg, O.-S. Verfahren zum Fördern von Spülversatzgut; Zus. z. Pat. 387 806. 26. III. 19.
Kl. 20 g, Gr. 1. R 55 359. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Act.-Ges., Rheine i. W. Gelenkdrehscheibe. 10. III. 22.
Kl. 20 k, Gr. 9. S 62 115. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Ausleger mit seitlicher Festlegung für einen an einem Trageil aufgehängten Fahrdrabt. 10. II. 23.
Kl. 37 b, Gr. 5. K 66 966. Karl Kübler, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Stuttgart-Göppingen. Zur Verbindung von Holzteilen dienender Dübel von der Form eines doppelten, abgestumpften Kegels usw. 19. VIII. 18.
Kl. 37 e, Gr. 6. K 87 633. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Selbsttätige Stützvorrichtung für ein aus einem Rahmenwerk gebildetes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 16. VI. 22.
Kl. 37 e, Gr. 9. S 57 944. August Seboldt, Halle a. S., Ludwig-Wucherer-Str. 28. Zerlegbarer Schalungskasten für Betonblockmauern. 28. X. 21.
Kl. 80 a, Gr. 1. S 58 707. August Seboldt, Halle a. S., Blumenthalstraße 13. Verfahren und Vorrichtung zur Umwandlung von Baugrubenaushub in Mauerwerksstoff. 26. I. 22.
Kl. 80 a, Gr. 7. J 21 699. Peter Burd Jagger, London; Vertr.: P. Müller, Patentanwalt, Berlin SW 11. Maschine zum Zerkleinern, Mischen und Umrühren von Beton, Holzmasse, Farben u. dgl. 2. VII. 21.
Kl. 80 a, Gr. 8. K 79 105. F. Konnick, Maschinenbauanstalt, Elbing. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kalkmilch aus Kalksteinen auf maschinell Wege. 13. IX. 21.
Kl. 80 b, Gr. 9. A 40 413. Paul Anft, Thal-Itter, Bez. Cassel. Verfahren zur Herstellung einer Masse für Steinholz. 26. VII. 23.
Kl. 80 b, Gr. 25. D 43 905. Dr.-Ing. Karl Dammann, Essen, Ruhr, Johannastr. 17. Verfahren zum Überziehen von Mineralkörnern mit einer Bitumenhaut; Zus. z. Pat. 362 529. 29. VI. 23.
Kl. 81 e, Gr. 17. B 109 641. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Akt.-Ges., Berlin. Rohrkrümmer für Förderleitungen. 18. V. 23.
Kl. 81 e, Gr. 17. R 47 161. Rieß & Co., Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von schlammartigen Ablagerungen. 10. II. 19.
Kl. 81 e, Gr. 31. A 38 030. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Den Tagebau für Braunkohlen u. dgl. überquerende, fahrbare Verladebrücke. 21. VI. 22.
Kl. 81 e, Gr. 32. H 88 634. Dipl.-Ing. Georg Hanffstengel, Charlottenburg, Ahornallee 50 und Dr. Ernst Voigt, Kottbus. Vorrichtung zum Aufschütten oder Verbreitern von Abraumhalden; Zus. z. Anm. H 87 352. 9. II. 22.
Kl. 85 c, Gr. 6. G 59 987. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Abwasserreiniger mit feststehender Siebtrommel. 4. X. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. März 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 393 137. Wilhelm Braun, Essen-Bredency, Tirpitzstraße 393. Vorrichtung zur Verarbeitung zerbrochener Grubenstempel an Ort und Stelle unter Tage. 17. II. 22. B 103 585.
Kl. 5 c, Gr. 4. 393 475. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Schachtauskleidung. 24. II. 20. K 72 148.
Kl. 20 h, Gr. 5. 393 488. Martin Fabian, Witten. Hemmschuh für Schienenfahrzeuge. 27. VII. 22. F 52 276.
Kl. 37 b, Gr. 3. 393 386. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. B. Verbindungsflasche für Hölzer. 2. II. 23. H 92 575.
Kl. 37 e, Gr. 8. 393 359. Bernhard Nuber, München, Walchenseeplatz 1. Gerüsthalter aus einer T-förmigen, im Steg geschlitzten Anlegeplatte mit Spannkette und Spannhebel. 10. XI. 21. N 20 512.
Kl. 80 a, Gr. 13. 393 041. Karl Ningelgen, Cannstadt, Teckstr. 93. Stampfmaschine. 8. III. 22. N 20 891.
Kl. 80 b, Gr. 3. 393 394. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Veränderung der Eigenschaften von Portlandzement. 18. VIII. 21. G 55 489.
Kl. 80 b, Gr. 5. 393 135. Dr.-Ing. Friedrich Riedel, Essen, Ernastr. 5. Verfahren zur Herstellung von Hochofenzementen. 29. III. 19. R 47 382.
Kl. 81 e, Gr. 32. 393 225. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. S. Einebnungspflug od. dgl., insbesondere zum Aufschütten von Halden. 10. IX. 22. B 108 413.
Kl. 81 e, Gr. 32. 393 226. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. S. Sicherung gegen Entgleisen und Umstürzen von Einebnungspflügen, die besonders zum Aufschütten von Halden verwendet werden. 10. IX. 22. B 106 414.
Kl. 85 a, Gr. 7. 393 043. Otto Spengler, Friedberg, Hessen. Vorrichtung zur Entgasung, Entsäuerung, Enteisung und Enthärtung von Flüssigkeiten. 7. XII. 20. S 54 950.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. März 1924.

- Kl. 5 b, Gr. 12. 393 542. Louis Dehne, Brüggem, Erft, und Emil Apel, Liblar. Kettenbahnanlage für Trockenbaggerbetrieb. 31. III. 22. D 41 493.
Kl. 5 c, Gr. 2. 393 927. Société Anonyme des Carbonnages de Beeringen, Beeringen, Limburg, Belg.; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Abteufen von Gefrierschächten. 30. V. 14. S 42 351.
Kl. 37 a, Gr. 4. 393 585. Hubertus Mellwig, Hamburg, Iilandstr. 23. Mauerwerk mit Hohlräumen wechselnder Breite. 12. II. 22. M 76 632.
Kl. 38 h, Gr. 2. 393 588. Ernest Gallaudet Draper, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. F. Wertheimer, Patentanwälte Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Tränkung von Holz. 27. II. 23. D 43 250. Großbritannien 1. XII. 22.
Kl. 84 a, Gr. 4. 393 861. Otto Graber, Luzern; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Patentanwalt, Berlin W 15. Abdichtungsbelag in Hochdruckwasserstollen, Stauseen usw. 8. IV. 21. G 53 545. Schweiz 7. IV. 20.
Kl. 85 d, Gr. 2. 393 862. Léon David Itier, Plessis-Robinson, Frankr.; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Vorrichtung zu Abnahme einer an eine Hauptwasserleitung angeschlossenen Nebenleitung. 25. III. 21. J 21 898. Belgien 12. VIII. 21.
Kl. 85 c, Gr. 20. 393 778. Gerhard Reye, Hamburg, Uhlenhorster Weg 31. Kanalspülwagen. 17. XI. 22. R 57 234.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Versuche über den Einfluß von Frost auf Beton“. Heft 10 der Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbeton-Ausschusse des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, von Ing. Dr. Karl Haberkalt und Privatdozent Ing. Karl Naehr. Wien 1924. Verlag der Österr. Staatsdruckerei. Preis Kr. 5000.—.

Das in seinem Umfang nicht große, nur 16 S. umfassende Heft ist in seinem Inhalte sehr bemerkenswert und für jeden Betonfachmann von besonderer Bedeutung. Auf die wertvollen Ergebnisse der Versuche ist in vorliegenden Hefte im Abschnitt „Kleine Mitteilungen“ ausführlicher eingegangen. Deshalb sei hier auf sie verwiesen. M. F.

Grundsätze für die Zulassung und Verwendung besonderer Baustoffe, Baukonstruktionen und dergl. Von Oberbaukommissar Max Bulnheim, Leiter der statischen Abteilung des Baupolizeiamtes der Stadt Dresden. Verlag C. Heinrich, Dresden N. 6. Preis 1,20 GM.

Wie aus dem einleitenden Vorworte hervorgeht, sind diese „Grundsätze“ nach dem Muster der seit 1907 geltenden gleichartigen „Grundsätze“ des Dresdner Baupolizeiamtes, die sich bestens bewährt

haben, aufgestellt. Sie sind sowohl für die Hersteller von besonderen Baustoffen, Baukonstruktionen und dergleichen als auch für die Baupolizeibehörden bestimmt und bilden die Grundlage für die Arbeiten des „Sachverständigen-Ausschusses“. Außer allgemeinen Bestimmungen über das Begutachtungs- und Zulassungsverfahren sowie die Verwendung der besonderen Baustoffe und Baukonstruktionen geben sie für jede Sonderart derselben zusammengefaßt erschöpfende Aufzählungen der Angaben und Nachweise, die in jedem Einzelfalle als Unterlagen für die Beurteilung der Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit mindestens vorzulegen sind. Dieser zunächst für die Interessenten wertvollen Bearbeitung kommt ein größeres Interesse deshalb zu, weil hier Vereinfachungen und Vereinheitlichungen des Prüfungsverfahrens baupolizeilicher Art vorgeschlagen und mitgeteilt sind, die für die Kenntnis der Baupolizeibeamten überhaupt recht wertvoll erscheinen und anderwärts Beachtung und Einführung verdienen. Deshalb sei diese durch ihre gute Übersichtlichkeit und klare Fassung sich auszeichnende Schrift weiten Baukreisen, vor allem den deutschen Baupolizeibeamten angelegentlichst empfohlen. M. F.

Eisenbetonbau. Von H. Kayser, ord. Prof. an der Technischen Hochschule Darmstadt. Teubners Technische Leitfaden Bd. 19.

Der vorliegende Leitfaden gibt in wissenschaftlich einwandfreier knapper Form einen ebenso klar geschriebenen wie lückenlosen Überblick über die wichtigsten Materialfragen, den Verbundbau wie die Grundlagen seiner statischen Berechnung. Daß die vielgestaltigen Anwendungsgebiete nur kurz gestreift werden und je durch wenige bezeichnende Beispiele erläutert werden konnten, liegt in der Natur des Leitfadens und dem geringen, für ihn zur Verfügung stehenden Raum begründet. Alle, die den Leitfaden benutzen, werden aus ihm lernen und sich bestens in der neuzeitlichen Verbundweise zurecht finden können. Deshalb kann der Kayser'sche Leitfaden allen Fachgenossen, namentlich auch den Studierenden unserer Hochschulen nur wärmstens empfohlen werden.

M. F.

Handbuch für Eisenbetonbau. 3. neubearbeitete Auflage in 14 Bänden. Herausgegeben von Dr.-Ing. F. Emperger, Oberbaurat, Regierungsrat im Patentamt in Wien. Vierzehnter Band. Gebäude für besondere Zwecke II. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 19,50 M.

Gebäude für besondere Zwecke II. Vierzehnter Band des Handbuches für Eisenbetonbau. 3. Auflage. Silos, Landwirtschaftliche Bauten. Bearbeitet von H. Dörr, O. Mund. Mit 539 Textabbildungen. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die 3. Auflage dieses Bandes vom Handbuch erscheint in einer Neubearbeitung des Kapitels über Silos. Das früher von dem Obergeringieur Sor, der aus der Firma Wayß & Freytag hervorgegangen ist, sehr gut bearbeitete Kapitel des Handbuches ist in der neuen Auflage von dem Professor am Staatstechnikum Karlsruhe, Dr.-Ing. H. Dörr neubearbeitet worden. Die Berechnung des Innendruckes hat gegen die frühere Bearbeitung insofern eine Änderung erfahren, als sie durch eine neue Berechnungsmethode des Verfassers ersetzt wurde, der sich eine kritische Besprechung der bekannt gewordenen Versuchsergebnisse anschließt. Der Verfasser befaßt sich auch durch einige Beispiele mit der Formgebung von Silos. Die am Schluß des Kapitels aufgestellte Zusammenstellung von Ausführungen umfaßt die Bauwerke vom Jahre 1913 angefangen und bildet einen sehr wünschenswerten Anhang des Nachschlagebuches.

Das Kapitel über landwirtschaftliche Bauten, das bisher von Prof. Heß in Brünn verfaßt war, hat durch Obergeringieur Mund, Dresden, eine Neubearbeitung erfahren, entsprechend der Bedeutung, die in neuerer Zeit dem Eisenbetonbau in der Landwirtschaft zukommt.

Von Interesse ist die Feststellung der Schriftleitung, daß dieser Abschnitt im Gegensatz zu früheren Auflagen sich hauptsächlich auf deutsche Ausführungen beschränkt, was wohl am besten die Entwicklung des Eisenbetons bei landwirtschaftlichen Bauten in den letzten Jahren veranschaulicht.

Dieser neue Band des Handbuches wird in der neuen verbesserten Auflage das wertvolle Nachschlagebuch bleiben, das das Handbuch bisher im Eisenbetonbau gewesen ist.

E. P.

Das Energiewirtschaftsproblem in Bayern. Eine technisch-wirtschaftlich-statistische Studie. Von Dr.-Ing. Otto Streck, Dipl.-Ing. Mit 23 Textabb. VIII. u. 108 S. Verlag J. Springer, Berlin 1924. Preis 3,60 GM, geb. 4,40 GM, 0,85 Doll., geb. 1,05 Doll.

Schon bei der Wasserversorgung oder der wirtschaftlichen Linienführung erfordert das Verhältnis von Ausbaugröße und Bedarf eine Erweiterung des technischen Tätigkeitsgebietes, die der Ingenieur meist selbst ausführen muß.

Es ist nun Tatsache, daß auch im Wasserkraftausbau die Kraftdarbietung unvergleichlich viel gründlicher erforscht wird als die Frage des Absatzes, obwohl zur Berechnung der Bauwürdigkeit insbesondere zur günstigsten Ausbaugröße naturgemäß die Preis-Absatzfunktion eine entscheidende Rolle spielt. Dieses Problem beschäftigt nun den Verfasser. Er teilt die bisher Wärmekraft verbrauchende Industrie in vollständig auf Wasserkraftenergie umstellbare, teilweise, und nicht umstellbare ein und versucht die Bedingungen festzustellen, wobei der Wärmeverbrauch der betreffenden Industriegruppen wesentlich ist, da bei ihnen die Krafterzeugung mehr oder weniger gewissermaßen im billigen Nebenbetrieb erfolgt. Dieser Teil der Untersuchung hat grundlegende allgemeine Bedeutung.

Der lokale Teil, der sich in statistischen Angaben widerspiegelt, zeigt die ungemene Schwierigkeit, das Zahlenmaterial richtig zu erfassen. Durch Zählung und Schätzung kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß von 371 314 PS Dampfkraft 137 203 (mit 170 Mill. kWh) voll, 103 238 (mit 122 Mill. kWh) teilweise und 130 873 nicht umstellbar sind. Zählt man zu diesen 292 Mill. kWh noch den Bedarf der Elektrizitätswerke mit 81, der Gas- und anderen Kraftmaschinen mit 60, für Licht mit 81, der Landwirtschaft mit 47 und für Bahnstrom mit 200 Mill., so erhält man einen theoretischen Maximalbedarf von 761 Mill. kWh, dem aus Walchensee 160, mittlerer Isar 480, Lech 70, Isarstufe 80, Kleinwasserkraften 100, zusammen rd. 890 Mill. kWh als Darbietung in den nächsten Jahren schon gegenübersteht, wobei der Bedarf noch als hochgegriffen bezeichnet wird. Kein Wunder, daß dieses Ergebnis bedenklich stimmt und den Ausbau der Kleinwasserkraften in den Vordergrund drängt.

Die gründliche anregende Abhandlung ist sehr empfehlenswert.

Dr. Waffenschmidt.

Organisation und Betriebsführung der Betontiefbaustellen. Von Dr.-Ing. A. Agatz, mit 29 Abbildungen und Musterformularen. Verlag Julius Springer, Berlin 1923. Preis: 3,60 M.

Die Broschüre verrät ein hohes Maß praktischer Erfahrungen. Diese kommen sowohl in der Grundauffassung des Stoffes wie auch in zahlreichen praktischen Winken und in den Mustern für Vordrucke zum Ausdruck, die der Verfasser zahlreich beibringt.

Man kann nur wünschen, daß junge Kollegen, die in größere Betriebe eintreten, wenn auch nicht vor, so aber doch gleich im Anfange ihrer Tätigkeit Einblick in die vorliegende Schrift nehmen. Sie werden sehr viele Anregungen daraus entnehmen. Der Fernerstehende wird mit Staunen sehen, wie vielfältige Büroarbeit mit dem Bauen verbunden ist, und es ist wünschenswert, daß die Auftraggeberschaft, besonders die Beamten bauender Behörden hieraus ersehen möchten, welches hohes Maß von Generalunkosten des Baubetriebes auf den Nettolöhnen lastet.

Vielleicht wäre es nicht unzweckmäßig gewesen, noch etwas auf die Vereinfachungen einzugehen, die bei kleineren Baustellen zulässig sind, sowie auf diejenigen, die sich durch Mitbenutzung am Bau vorhandener Anlagen (Lagerräume, Kantinen, Aborte, Gleise, Motoren, Ladestellen, Lastautos usw.) ergeben. Einige Kleinigkeiten, die nur beim Durchlesen auffielen, können vielleicht mit erwähnt werden. Zu Seite 37. Die Stellung von zwei Mischmaschinen erscheint mir für kleinere Baustellen als zu weitgehende Forderung. (Frachten, große Maschinenparks, Beschädigungen beim Transport!) Die wertvollen Winke für die Unterhaltung der Mischmaschinen möchte ich noch um den Hinweis darauf ergänzen, daß auf das genaue Horizontieren und tägliche Nachhorizontieren der Mischmaschine größter Wert zu legen ist. Der Verschleiß und auch der Kraftverbrauch geht hierdurch bedeutend zurück.

Wegen der Fülle der Anregungen, sowie wegen des hohen Wertes des Mitgeteilten verdient das Buch in die Hände aller am Bau mehr oder weniger maßgebend Beteiligten zu gelangen. Es empfiehlt sich, das Buch zur Ansicht kommen zu lassen; nach Einblick in den Inhalt wird es in den meisten Fällen gekauft werden.

Dresden, Dezember 1923.

Dir. Dr. Kunze.

Tonindustrie-Kalender 1924. Mit Bezugsquellen für die Baustoffindustrie. Berlin (Tonindustrie-Zeitung). Preis 2 Goldmark.

Als handliches Taschenbuch und brauchbarer Schreibkalender ist auch diesmal wieder der Tonindustrie-Kalender 1924 erschienen. Der Technische Teil behandelt unter anderem die Nutzbarmachung geringwertiger Brennstoffe im Ringofen und die für den Kauf einer Ziegelpresse wichtigsten Gesichtspunkte. Die großen Fortschritte in der Untersuchung feuerfester Steine und ebenso die Bedeutung der Druckfestigkeitsbestimmungen in der Ton-, Zement- und Kalkindustrie werden zahlenmäßig und bildlich kurz beleuchtet. Es folgen dann anschließend eine Schematische Übersicht des Zementes, Frachtberechnung, Übersicht über Gewichte der Baustoffe, Beanspruchung von Mauerwerk, Brennstoffe, Temperaturen in Industrieöfen, sowie Flächen- und Körperberechnung. Ein ergiebiger Bezugsquellennachweis schließt den Kalender.

G. E.

Die Arbeit des Patentingenieurs in ihren psychologischen Zusammenhängen. Von Ludwig Fischer. Umfang VI und 96 Seiten. 8°. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923. Preis 2,50 Goldmark, 0,60 Dollar.

Die Schrift kann als ein Versuch angesehen werden, in das Geheimnis der menschlichen Geistesarbeit einzudringen, die Grundlagen und Bedingungen aufzudecken, die ein erfolgreiches Arbeiten ermöglichen, und die Beziehungen klarzustellen, in die der hochwertige Geistesarbeiter dabei zu Menschen und Dingen tritt, deren Einflüssen er andererseits unterliegt. Der Verfasser bietet keine abstrakte Untersuchung. Als Träger hochwertiger geistiger Arbeit steht ihm der Patentingenieur besonders nahe, wie er ihn bei der Patentabteilung des Siemens-Konzerns geschaffen hat. An dessen Berufstätigkeit knüpft er deshalb seine Ausführungen unmittelbar an.

In Kapitel I wird die Entwicklung der Patentabteilung bis zum Kriege und ihre Anerkennung im Konzern, in Kapitel IV ihre Organisation geschildert. Die Eigenart dieser Organisation liegt darin, daß sie aufgebaut ist unter dem Gesichtspunkt, den hochwertigen Geistesarbeiter, also den Patentingenieur heranzubilden, entstehen, sich entfalten zu lassen, ihm alle Freiheit der Entwicklung zu gewähren, demgemäß alle förderlichen Einflüsse sich auswirken zu lassen, alle Hemmungen seiner Entwicklung zu beseitigen. Die Schilderung dieser Organisation ist mehr ein Lehrbuch, eine Anweisung für die Schulung hochwertiger geistiger Arbeiter und enthält viele vorzügliche Anregungen über die Ausbildung im Berufe selbst, die Gültigkeit für alle Berufsarten haben. Angefügt sind Ausführungen über das zahlenmäßige Verfolgen der Entwicklung des einzelnen und einer ganzen Abteilung. Besonders anregend dürfte für viele Kreise der Abschnitt sein über die Bewertung von sogen. Unkostenabteilungen in einem größeren Betriebe, deren Rentabilität sich nicht sofort sinnfällig am Arbeitsertrag messen läßt. Den Schluß dieses Abschnittes bildet eine kurze, mehr aufzählende Beschreibung der Hilfsstellen für die Patentabteilung und der besonderen Hilfsmittel des Verkehrs und der täglichen Arbeitsverrichtungen.

Kapitel II bringt eine umfassende Berufsanalyse des Patentingenieurs. Behandelt werden: Die Aufgaben des Berufs, die fachliche Sonderbildung, die allgemeinen geistigen Eigenschaften, die sittlichen

Eigenschaften. Mit feinem Blick sind hierbei die verwickelten Arbeiten des Patentingenieurs zergliedert, die in gleichem Maße technische, rechtliche, wirtschaftliche und psychologische Kenntnisse und vor allem Einsichten, sowie Menschenkenntnis erfordern, ferner die zahlreichen, sehr komplexen Fähigkeiten erläutert, die der Patentingenieur im besonderen braucht. Auch diese Ausführungen haben in vielen Punkten allgemeine Gültigkeit für jede Art hochwertiger Geistesarbeit, die mit Freiheit und Verantwortlichkeit getan werden muß.

Besonders anziehend sind jedoch die Auseinandersetzungen in Kapitel III: Zur Psychologie der hochkonzentrierten geistigen Arbeit, die als ein wertvoller Beitrag zu betrachten sind zur Erkenntnis über die Quellen, aus denen die Kräfte zur geistigen Arbeit fließen. Besprochen sind im besonderen: 1. Die Konzentration (Grad, Dauer, Feld); 2. die Quellen geistiger Energie (Pflege der Energiequellen, Beseitigung von Widerständen); 3. Zwangsläufigkeits- und Reifungsvorgänge, wobei unter „Reifung“ die Erhöhung der Leistungsfähigkeit durch Erfahrung und Übung bei der Berufsausbildung verstanden wird; 4. die schöpferische Einstellung, worunter ein bestimmtes vorbereitendes Verhalten des Geistes, ein gewisses Richtungsgefühl des Denkens, beherrscht von einem Zielgedanken, gemeint ist. Diese schöpferische Einstellung, ohne die eine Hochleistung nicht denkbar ist, ist nach Ansicht des Verfassers nicht nur Sache der Veranlagung. Sie hängt mindestens in demselben Maße von der Schulung ab, die am raschesten und vollkommensten durch planmäßiges Vorgehen entwickelt werden kann. Die Art dieses Vorgehens ist an dem Beispiele der Ausbildung von Patentingenieuren beim Siemens-Konzern näher erläutert (vgl. oben zu Kap. IV).

Das Buch von Fischer ist mit einer hervorragenden Einfachheit des Ausdrucks und Anschaulichkeit geschrieben und durch zahlreiche praktische Hinweise bereichert. Die häufig sehr subtilen Dinge der Darstellung sind mit glücklichem Griff sprachlich gefaßt. Das Buch dürfte für jeden geistig Arbeitenden eine wertvolle Bereicherung eigener Erkenntnis sein, für die Psychologen und Psychotechniker eine willkommene Ergänzung der Berufskunde und der Psychologie der höheren geistigen Arbeit, und für den Betriebsfachmann jeder Richtung manche nützliche Anregung enthalten bei der Überprüfung seines Betriebes. Zugleich ist es aber ein Appell an alle Vertreter hochwertiger Geistesarbeit, die Ausbildung ihres Nachwuchses mit besonders sorgsam Hand zu leiten. Dr.-Ing. Gläsel.

Taylorssystem und Physiologie der beruflichen Arbeit. Von J. M. Lamy, Professor an der Universität Paris. Deutsche autorisierte Ausgabe von Dr. J. Waldsburger. Mit 11 Abbild. XVI u. 154 S. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923. Preis 4 Goldmark, geb. 5 Goldmark; 0,95 Dollar, geb. 1,20 Dollar.

Lamy ist Vertreter der experimentellen Psychologie. Er betrachtet das Taylorssystem hauptsächlich vom psychophysischen Standpunkte aus. Neben einer ausführlichen, kritischen Darstellung der Grundsätze Taylors, die er zusammenfassend definiert als eine „vervollkommnete Organisation der Arbeit, die das Ziel verfolgt, von den technischen Hilfsmitteln und der Arbeiterschaft ein Maximum von Nutzeffekt zu erlangen“, einer Darstellung, bei der immer wieder der Vorwurf auftritt, daß Taylor den Arbeiter nur als Maschine „gedacht“, seinen Eigenwert als Mensch mit allen menschlichen Bedingtheiten aber übersehen habe, widmet er der Frage der Ermüdung einen breiten Raum, in der Absicht, diese Hauptlücke bei Taylor zu füllen. Eine lange Besprechung eigener Untersuchungen hierüber kommt zu dem Schluß, daß wir bis heute nur zwei objektive Anzeichen von Ermüdung (sowohl bei körperlicher als nicht körperlicher Anstrengung) kennen: die Verlängerung der Reaktionszeit und die Erhöhung des Blutdruckes. — Der letzte Abschnitt wendet sich nochmals gegen Taylors Auffassung, daß der Arbeiter als ein „menschlicher Motor“ angesehen werden könne, und unterstreicht die psychophysiologische Seite einer Organisation der menschlichen Arbeit, bei der auch die persönlichen Einflüsse des Arbeiters mit in Rechnung gestellt werden müßten. — Den Schluß macht eine Warnung, sich bei der Untersuchung der menschlichen Arbeit nur auf Laboratoriumsversuche zu verlassen. Diese hätten zwar auch ihren Wert. Außerdem sei aber die Untersuchung der Arbeit an der Arbeitsstätte selbst nötig, um die örtlichen Bedingungen der Arbeit mit zu erfassen.

Die letzten Jahre haben uns eine solche Fülle guter deutscher Abhandlungen über das Taylorssystem, über Arbeits- und Betriebswissenschaft gebracht, daß es fraglich erscheint, ob das Buch von Lamy bei uns noch den gleichen Erfolg haben wird, den seine erste Auflage 1916 in Frankreich hatte. Das Problem der Ermüdung bleibt weiterhin zu lösen. Dem an Kürze gewöhnten, deutschen technischen Leser fällt zudem die Wortfülle auf. Immerhin ist es lehrreich, zu sehen, welche Stellung man von wissenschaftlicher Seite zum Taylorssystem in Frankreich einnimmt. G1.

Der Wegebau. I. Teil: Erd- und Straßenbau. Von Dipl.-Ing. Dr. e. h. A. Birk. 3 u. 4. erweiterte Auflage. Verlag von Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1923. 215 S. u. 154 Abb. Preis 9 M.

Der vorliegende, in neuer Auflage erschienene Band des bekannten Werkes behandelt die sachgemäße Ausführung von Erd- und Straßenbauten. Gegenüber der früheren Auflage sind die Erfahrungen und Fortschritte der letzten Jahre auf diesem grundlegenden Gebiete des Ingenieurbaues in der Neubearbeitung verwertet worden. Insbesondere ist Rücksicht genommen worden auf die vermehrte Einführung des maschinellen Betriebes im Erdbau, indem bei den Abschnitten über

das Lösen des Bodens der Baggerbetrieb eingehender als früher erörtert wird, und bei der Bodenförderung dem Lokomotivbetrieb, insbesondere auch mit Motorlokomotiven durch Angaben über die Leistung der im Erdbau vorkommenden Lokomotivgattungen größere Bedeutung beigemessen ist. Vielleicht aber wäre im Hinblick auf die großen Erdbewegungen, die namentlich neuerdings bei Kanalbauten auszuführen sind, noch eingehendere Behandlung der Anwendung der Baggergeräte und ein Hinweis auf ihre Nebengeräte, wie Gleisrückmaschinen zweckmäßig gewesen. Einen besonderen Wert erhält der neue Band durch die völlige Neubearbeitung der Abschnitte über die Berechnung der Förderkosten bei Erdbauten, indem hierbei besonders die Einflüsse der stark schwankenden Materialpreise und Arbeitslöhne berücksichtigt worden sind. Bei der Herstellung der Erdbauten sind neue Beispiele aus der Praxis über Rutschungen eingefügt worden, bei denen die wichtigsten Regeln und Grundsätze zur Behebung und Vermeidung dieser gefürchteten Gefahren sehr lehrreich veranschaulicht werden. Ebenso haben die Abschnitte über Ermittlung der Erdmassen eine Erweiterung erfahren durch Aufnahme der Verfahren von Allisch und durch ausführlichere Behandlung der graphischen Lösung der Massenverteilung nach Goering. Auch der zweite Teil dieses Bandes, der sich mit dem Straßenbau befaßt, ist ergänzt worden durch Erörterungen über die Teerung der Straßen und Hinweise auf die günstigen Erfahrungen bei der Anwendung von Kleinpflaster. In den Abschnitten über die städtischen Straßen sind die Fahrbahnbefestigungen mit Kunststeinen und Gußasphalt ausführlicher bzw. neu aufgenommen worden. Erwünscht wäre noch größere Ausführlichkeit bei der Besprechung der Straßenbefestigungen für den neueren Schnellverkehr und die Zufügung eines Abschnittes über den unerwähnt gelassenen Betonstraßenbau. Bei der Neuauflage hat der als Hochschul-lehrer bekannte Verfasser das vom Verlag vorzüglich ausgestattete Werk auch in den zahlreichen Literaturangaben durch Hinweise auf neuere Veröffentlichungen ergänzt, so daß das Buch nicht nur zur Einführung in die Grundsätze und das Wesen des Erd- und Straßenbaues, sondern auch als Grundlage zu eingehenderem Studium bestens empfohlen werden kann. Lucas.

Aus meiner Bergwerkszeit. Von Ludwig Brinkmann. I. Band: Silber, Roman, geh. 3,20, geb. 6,40. II. Bd.: Blei, Roman, geh. 3,20, geb. 6,40. Verlag: Literar. Anstalt Rütten & Loening, Frankfurt a. M.

Nach K. M. v. Weber und Max Eyth ein neuer Dichter-Ingenieur, der die volle Beachtung aller Gebildeten verdient!

Der Techniker wird in unserer Zeit von der großen Allgemeinheit entweder als einseitiger Fachmensch oder als Direktor von Industrieunternehmungen und immer als ein Wesen betrachtet, das im Erwerb von materiellen Gütern seinen Endzweck sieht.

Brinkmann hat vor einigen Jahren unter dem Titel „Der Ingenieur“ eine leider nicht nach Gebühr beachtete Schrift veröffentlicht, die von einer hohen Auffassung der Zukunftsaufgaben des Technikers zeugt. Als Ingenieur, der im Bergbau mit den verschiedensten Aufgaben befaßt war, schildert er die Entwicklung und das Schaffen des Ingenieurs mit einem Ausblick auf die schönen Aufgaben, die seiner im Dienste der Allgemeinheit harren.

Nun erscheint ein zweibändiger Roman von demselben Verfasser, der in mehr als einer Beziehung den Leser fesseln muß. Ich zweifle nicht, daß jeder gebildete Mensch hier einen Hauch von jenem Geist verspüren muß, der den vorwärtsstrebenden, weitausblickenden Techniker erfüllt und von dem der Roman erfüllt ist.

Der I. Band schildert den Versuch dreier junger Leute, von denen einer Ingenieur ist, eine alte verschüttete Silbermine in Süd-mexiko wieder zum Leben zu erwecken. Eine Arbeit voller Schwierigkeiten, die trotz aller Hindernisse zu einem gewissen Ziele führt, die aber vor dem Endziel aus verschiedenen Ursachen scheitert.

Der II. Band führt den Ingenieur nach verschiedenen Erlebnissen in die uralten Bleigruben Spaniens. Diese liegen seit Jahrzehnten still in unzugänglichen Gebirgen und werden plötzlich der Gegenstand eines modernen Interessenkampfes zwischen verschiedenen Nationen. Für den wagemutigen Ingenieur, der eine deutsche Gesellschaft vertritt, endet der schwere Kampf mit seiner Niederlage, die nicht durch seine Schuld zu einer schweren Niederlage für die deutsche Wirtschaftspolitik führt.

In einer Besprechung des „Literar. Echo“ wird von den Büchern gesagt, daß sie von einer modernen Romantik, der Romantik des abenteuernden Technikers erfüllt sind. Sie enthalten aber weit mehr. Probleme aller Art werden in diesem zweibändigen Roman berührt. Ich erinnere mich nicht, so lebenswahre Schilderungen von fremden Ländern und Menschen gelesen zu haben. Ob uns der Verfasser nach Mexiko oder nach Spanien führt, man glaubt mitzuleben. Wie schildert er den Nordamerikaner, die Bewohner Mexikos und die Spanier, jeden in seiner Art. Hier alte Kultur, die zu neuem Leben erweckt werden soll, dort junge, aufstrebende Kraft ohne Kultur oder in den Anfängen einer uns noch unverständlichen neuen Kultur.

Wenn der Verfasser die wirtschaftlichen Verhältnisse der Nationen bespricht, so fühlt man das Ergebnis langjähriger Erfahrungen des volkswirtschaftlich denkenden Ingenieurs.

Ganz ausgezeichnet sind die Schilderungen der technischen Arbeiten bei den Arbeiten im Bergbau und den Grenzgebieten. Wenn von der Projektierung von Wasserkraftanlagen in den unzivilisierten Gegenden Mexikos gesprochen wird, so geschieht dies in einer jedem Laien verständlichen Art und befriedigt auch den Fachmann.

Alles in allem handelt es sich um zwei Romane im besten Sinne des Wortes, die sehr unterhaltend, spannend und zugleich lehrreich sind, ohne belehren zu wollen. Es ist ein Genuß, diese Bücher zu lesen. Die schlichte Sprache, die erquickenden Naturschilderungen, das tiefe soziale Empfinden und der Idealismus des dichterisch begabten Ingenieurs befriedigen den Leser vollkommen.

Brinkmann hat in den beiden Romanen gezeigt, daß wir auf dem besten Wege sind zu einer Zeit, wo die Technik nach seinen eigenen Worten es verschmähen wird, lediglich Dienerin anderer zu sein, wo sie Selbstzweck und damit Kunst wird.

Die Bücher können jedem Gebildeten, insbesondere dem Fachmann wärmstens empfohlen werden. E. Probst, Karlsruhe.

Die Berechnung des symmetrischen Stockwerkrahmens mit geneigten und lotrechten Ständern mit Hilfe von Differenzgleichungen. Von Dr. techn. Josef Fritsche. IV u. 90 S. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923. Preis 4 Goldmark = 0,95 Dollar.

Der Verfasser verwendet in der vorliegenden Arbeit die Integration der Differenzgleichungen, um aus den Elastizitätsgleichungen des Stockwerkrahmens geschlossene Ausdrücke für die überzähligen statisch unbestimmten Größen des Systems zu erhalten. Hauptsystem ist eine Folge übereinander gestellter einfacher, statisch bestimmt gelagerter Rahmen. Die Elastizitätsgleichungen werden mit Hilfe der Rahmenbedingung und der Forderung der Kontinuität der Stäbe an den Stützpunkten zunächst für symmetrische und darauf für unsymmetrische Belastung aufgestellt, wobei der Gedanke der Belastungs-umordnung wenn auch in mathematischer Deutung Anwendung findet. Auf diese Weise wird die Berechnung der überzähligen Größen auf die Integration von Differenzgleichungen zweiter Ordnung zurückgeführt, die immer in einfacher Weise durchführbar ist, wenn die Koeffizienten konstant bleiben. Diese sind im wesentlichen bedingt durch die Steifigkeitsverhältnisse von Riegel und Ständer $l : J$ und $h : J$ und liefern im allgemeinen veränderliche Beiwerte der abhängigen Veränderlichen der Differenzgleichungen. Dem Verfasser gelingt es nun, in verhältnismäßig einfacher Weise zwischen den Steifigkeitsverhältnissen einen funktionalen Zusammenhang aufzufinden, der sich den Abmessungen des Tragwerks anpaßt und die veränderlichen in konstante Beiwerte überführt. Der Gedankengang ist sehr geschickt und führt zu Ergebnissen, die eine gute Annäherung an die wirklich vorliegenden Verhältnisse darstellen. Die Integration der Differenzgleichungen ist nun in einfacher Weise durchführbar. Sie wird zunächst für den allgemeinen Fall für die symmetrische Belastung durch Eigengewicht, unsymmetrische Nutzlast, für Wind von links und den Angriff eines Momentes am obersten Rahmenfuge, zu gleichen Teilen auf die beiden Ecken verteilt, angegeben. Die Ergebnisse, die in den Gebrauchsformeln um unwesentliche Glieder gekürzt wurden, stellen sehr brauchbare Unterlagen für die schnelle und trotzdem recht genaue Untersuchung eines Stockwerkrahmens dar. Die Durchführung der Integration bietet vor allem auch hinsichtlich Einführung der Randbedingungen der Lösung einfache und dem Ingenieur leicht verständliche Beispiele für die Integration der Differenzgleichungen. Die ganze Rechnung ist darauf an Hand eines Zahlenbeispiels im Zusammenhang vorgetragen worden. In ähnlicher Weise ist der Stockwerkrahmen mit lotrechten Stielen und veränderlichem Trägheitsmoment behandelt worden. Die Integration ist für Eigengewicht, Momentengrenzwerte, unsymmetrische Belastung sämtlicher Riegel, Einzellast in einem beliebigen Fache, wagerechte symmetrische Belastung und Windbelastung, längs des Ständers gleichförmig verteilt, durchgeführt und ebenfalls durch ein Zahlenbeispiel belegt worden. Die Differenzgleichungen vereinfachen sich für Stockwerkrahmen mit konstanten Grundmaßen $l : J$ und $h : J$ und bilden dann eine geeignete Grundlage für weitere Untersuchungen, die sich namentlich auf die Ermittlung der Grenzwerte von Ständerkopf- und Ständerfußmomenten beziehen. Zum Schluß hat der Verfasser auch die Längskräfte bei symmetrischer Belastung des Riegels in Rechnung gestellt. Hierbei ist die Trennung der Ständerfußmomente und der durch die horizontalen statisch unbestimmten Stützenkräfte bedingten Ständer-

kopfmomente nicht mehr möglich. Die Integration muß daher für zwei simultane inhomogene Differenzgleichungen durchgeführt werden. Das Ergebnis ist für die Stockwerkrahmen mit konstanten Grundmaßen angeschrieben worden. Die Änderung der Stablängen bei gleichförmiger Änderung der Wärme einzelner Stäbe durch einseitige Bestrahlung oder bei gleichförmiger Wärmeänderung des ganzen Systems dürfte ebenfalls auf simultane Differenzgleichungen führen. Die Berechnung der statisch unbekanntenen Größen ist für diesen Fall nicht gebracht worden.

Die Arbeit des Verfassers stellt einen sehr wertvollen Beitrag zur Anwendung der Theorie der Differenzgleichungen in der Baustatik dar, die bei neueren Veröffentlichungen bereits durch Mann, Breslau, auf die Berechnung des Rahmenträgers und durch Grüning, Hannover, auf die Untersuchung durchgehender Träger mit starren und elastisch senkbaren Stützen mit Erfolg angewendet worden ist. Sie verlangt zwar intensives Studium, lohnt aber die darauf verwandte Arbeit reichlich und ist recht geeignet, die für die Berechnung von Stockwerkrahmen erforderliche umfangreiche Arbeit abzukürzen. Das gilt insbesondere für Stockwerkrahmen mit zahlreichen Fachen, während im anderen Falle die Auflösung der Differenzgleichungen mit Hilfe des Gaußschen Algorithmus ebenso schnell zum Ziele führen dürfte. Die Arbeit stellt eine wirkliche Bereicherung der umfangreichen oft recht flachen Literatur der Baustatik dar und wird allen für das Fachgebiet interessierten Berufskollegen aufs wärmste empfohlen. Beyer.

Deutscher Baukalender 1924. Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung. 52. Jahrgang. 1924. In zwei Teilen. Deutsche Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin SW. Preis 4,50 M.

Der vorliegende 52. Jahrgang des allgemein bekannten und beliebten Deutschen Baukalenders ist gegenüber seinen Vorgängern dadurch verschieden, daß er sich jetzt nur noch an den Architekten, und zwar den schaffenden Architekten, wendet. Es ist durchaus verständlich, daß der Kalender bei dem außerordentlich gesteigerten Umfang der Bauingenieurwissenschaften in der Jetztzeit nicht mehr für Architekten und Bauingenieure gemeinsam sein kann. Er würde in diesem Falle entweder unhandlich werden oder keinem von beiden Teilen wirklich erschöpfend zu dienen vermögen.

Der neuen Aufgabe angepaßt, gibt der Kalender Auskunft über alle Fragen, die bei der Leitung eines Architekturbüros sowie bei der Planung und Durchführung der Bauten für den Architekten entstehen können. Seine Hauptabschnitte behandeln die persönlichen Verhältnisse des Architekten betr. Bestimmungen und Gesetze, technische Vorschriften und Gesetze, den Einfluß auf die Planung, Grundlagen der Veranschlagung, dgl. für die statische Berechnung der Hochbaukonstruktionen, Vergebung der Bauarbeiten und Lieferungen, Bau-erlaubnis und Bauabnahme, Bauausführung, Bebauungspläne, und endlich ein Verzeichnis der Baubehörden, technischen Lehranstalten, technischen Verbände und Vereine. Ein gutes Kalendarium ist dem Kalender am Anfange angefügt.

Der Kalender wird allseitig mit Freude aufgenommen und mit bestem Erfolge benutzt werden. Er wird dem schaffenden Architekten in Zukunft unentbehrlich sein! M. F.

Druckfehlerberichtigung

zum Aufsatz Kommerell in Heft 6 vom 31. März 1924.

Auf Seite 150 in der „Übersicht“ 3. Zeile muß es heißen:

$$\lambda = 0$$

In der Tafel I muß es heißen:

$$E = 2\ 150\ 000 \text{ statt } E = 2\ 150\ 900.$$

links darunter:

$$\text{zulässige Druckspannung } \sigma_{d,zul}$$

in Spalte 7:

$$\sigma_{d,zul} = \frac{1600}{\omega}$$

STELLENÜBERSICHT.

Dipl.-Ing. m. groß. Erfahrung in Eisenbeton-Statik u. Ausführung von Hoch- und Tiefbauten, von Großunternehmen in Halle zum sofortigen Eintritt in aussichtsreiche Stellung gesucht. Bewerbg. mit Zeugnisabschr., Referenzen u. möglichst Lichtbild u. S. 393 a. d. Deutsche Bauzeitg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (2. IV. 24).

Regierungsbaumeistr. od. Dipl.-Ing. v. oberösterreich. Baugesellschaft als Leiter d. Eisenbetonabtlg. ges. Dienstantr. mögl. sof., spätestens 15. April. Ausführl. Bewerbg. mit Lichtbild u. Chiffre O. 389 a. d. Dtsch. Bauztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (2. IV. 24).

Eisenbeton-Ing., gewandt in Projektierung u. Berechnung, sowie Kalkulationen v. Eisenbetonbauten des Hoch- u. Tiefbaufaches, sofort gesucht. Herren m. längerer praktischer Erfahrung im Büro und a. d. Baustelle werden bevorzugt. Heinrich Sohnius A.-G., Saarbrücken 3.

Eisenbeton-Ingenieur von alt. Eisenbeton-Spezialfirma im Rheinland z. bald. Eintritt gesucht. Dipl.-Ing. od. Regsbmstr. als Obering. mit Prokura. Derselbe muß nachweislich schon erfolgreich tätig gewesen sein u. das stat. und konstruktive Gebiet des Eisenbetonbaues, namentlich für Industriebauten beherrschen; kalkulationssicher u. gewandt im Verkehr m. d. Auftraggebern sein u. mögl. Beziehung. z. Industrie besitzen. Bewerbg. m. Lebenslauf, Zeugnisabschr. u. Bild, Angabe d. Gehaltsanspr. u. frühesten Eintrittstermins erbet. unt. V. 396 an die Dtsch. Bauztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (2. IV. 24).

Dipl.-Ing., sicher. Statiker u. Konstrukteur f. Eisenbeton in Tief- u. Hochbau, m. großer Praxis, auch für Akquisition nach Berlin gesucht. Bewerbg. m. Zeugnisabschr. u. Gehaltsanspr. und kürzestem Eintrittstermin erb. u. C. 378 a. d. Dtsch. Bauztg., Berlin SW, Königgrätzer Str. 104.