

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VERANKERTER BOHLWÄNDE.

Von Regierungsbaumeister Niebuhr, Altona.

Übersicht. Aufstellung von Verhältniszahlen zur Berechnung von verankerten Bohlwänden unter Bezugnahme auf die Freundsche Theorie zur Berechnung von Bohlwänden.

Das Problem der Berechnung verankerter Bohlwände ist seiner wachsenden Bedeutung entsprechend in den technischen Zeitschriften schon verschiedentlich behandelt worden. Doch befriedigen die derzeitigen Berechnungsmethoden wenig. Zum Teil beruhen sie auf mehr oder weniger willkürlichen Annahmen, fast immer wird auf das elastische Verhalten der Wand keine Rücksicht genommen. Die Schwierigkeit der Lösung besteht in der statischen Unklarheit der Aufgabe. Neben die beiden Auflagerreaktionen, Ankerkraft und Bodenwiderstand, tritt als dritte Unbekannte ein Einspannmoment, sofern die Rammtiefe nicht ein gewisses Maß unterschreitet. Zur Bestimmung der Unbekannten muß neben die Gleichgewichtsbedingungen eine dritte Bedingung treten, die das elastische Verhalten der Wand zum Ausdruck bringt.

Ausgehend von der von Herrn Reg.-Baurat Dr.-Ing. Freund aufgestellten Theorie zur Berechnung von Bohlwänden (veröffentlicht in der Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang 1919, S. 482) soll im folgenden ein Verfahren gezeigt werden, das gestattet, Verhältniszahlen aufzustellen, die als Grundlage für die Berechnung verankerter Bohlwände dienen können. Der genannten Theorie liegt die Annahme zugrunde, daß die Bodenpressungen den Durchbiegungen der Wand proportional sind, d. h. es gilt die Beziehung:

$$y = \frac{p}{E_0}$$

worin E_0 die Bettungsziffer des Bodens bedeutet. Für kleinere Drücke, wie sie im allgemeinen bei Bohlwänden nur auftreten, kann die gemachte Annahme als zutreffend gelten.

An Hand der Darstellungen 1 und 2 seien zunächst einige allgemeine Bemerkungen über die Spannungsverhältnisse der verankerten, einseitig durch Erddruck belasteten Wand gestattet. Die Abb. 1a—c zeigen die Spannungsverhältnisse bei veränderlicher Biegsamkeit der Wand und konstanter Rammtiefe. Abb. 1a stellt die vollkommen starre Wand dar. Bei unverschieblich angenommenem Anker führt die Wand infolge der Belastung durch Erddruck eine Drehung um A aus und ruft hierdurch eine trapezförmige Lastfläche hervor. Fall 1b zeigt dagegen eine elastische Wand. Die Wand erleidet eine gewisse Durchbiegung, wodurch eine Einspannung am unteren Ende der Wand hervorgerufen wird. Die Lastflächen nehmen dreieckförmige Gestalt an. Abb. 1c stellt schließlich den Fall der vollkommen elastischen Wand dar. Die Biegelinie läuft am unteren Ende tangential in die Wandachse über. Die Lastfläche nimmt eine entsprechende Form an. Abb. 2a—c zeigt dagegen die verankerte Wand bei konstanter Biegsamkeit und veränderlicher Rammtiefe. Hier ergeben sich folgende Belastungsfälle. Fall a: volle Ausnutzung

des Erdwiderstandes links, die Rammtiefe hat das kleinste Maß, für das noch ein Gleichgewichtszustand möglich ist, erreicht. Der Wandfuß verschiebt sich um das Maß Δ . Fall b: Erdwiderstand rechts und links, es findet Einspannung statt. Fall c: ebenfalls Erdwiderstand rechts und links bei vollkommener Entspannung, die Biegelinie geht tangential in die Wandachse über.

Die Abhängigkeit der Spannungsverhältnisse von der Biegsamkeit der Wand einerseits (Abb. 1) und der Rammtiefe andererseits (Abb. 2) geht aus obigen deutlich hervor. Von maßgebender Bedeutung für die Gestalt der Lastfläche ist dabei der Schnittpunkt S. Seine genaue Ermittlung wäre sehr umständlich, dagegen lassen sich die Grenzen, innerhalb deren er liegen muß, leicht bestimmen.

1. Die starre Wand.

Den oberen Grenzfall der in Abb. 1 dargestellten Belastungsfälle bildet die starre Wand. Wie schon erwähnt, führt die starre Wand unter dem Einfluß des Erddruckes links

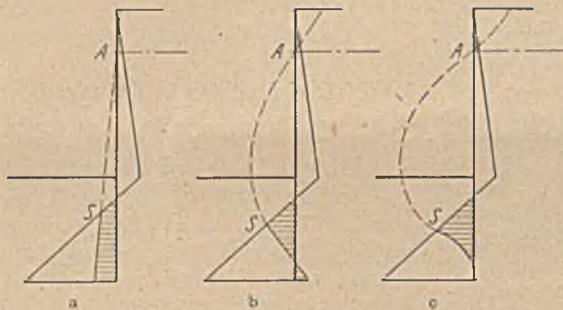


Abb. 1. Spannungsverhältnisse der verankerten Wand bei konstanter Rammtiefe und veränderlicher Biegsamkeit.

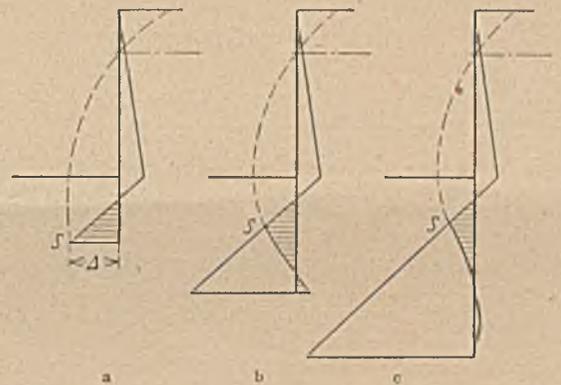


Abb. 2. Spannungsverhältnisse der verankerten Wand bei konstantem Biegsamkeitsmaß und veränderlicher Rammtiefe.

eine Drehung um A (bei unverschieblichem Anker) aus. Für das Spannungsbild bedeutet dies, daß sich die Spannungen x zu y verhalten müssen wie ihre Abstände von A. Mit den Bezeichnungen der Abb. 3 und den Bodenkonstanten:

$$k_p = \frac{\lambda_p \gamma}{2}; \quad k_a = \frac{\lambda_a \gamma}{2}$$

ergibt sich nun folgende Gleichungsgruppe:

$$(I) \quad Q + k_p t^2 - \frac{d f}{2} - k_a (h+t)^2 = 0;$$

$$(II) \quad Q(e+t) + \frac{k_p t^3}{3} - \frac{d^2 f}{6} - k_a \frac{(h+t)^3}{3} = 0;$$

$$(III) \quad \frac{x}{y} = \frac{e+a}{e+t}$$

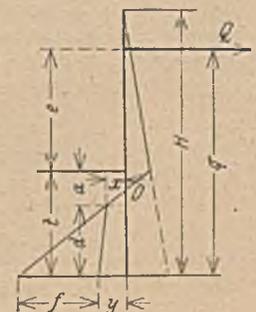


Abb. 3. Spannungsverhältnisse der starren Wand.

Nach Elimination von Q und f erhält man hieraus für a eine Gleichung 3. Grades. Diese lautet:

$$(1) \frac{a^3 + 3e a^2 - 3 [t(2q - t) + C] a + t^2(3q - t) - 3 C e = 0}{k t^2 \left(q - \frac{t}{3} \right) - H^2 \left(q - \frac{H}{3} \right)}$$

$$C = \frac{h + e k'}$$

Hierin bedeuten:

$$k = \frac{k_p}{k_a}; \quad k' = k - 1.$$

Werden die Längenmaße a, t und e zu h in Beziehung gesetzt und geschrieben:

$$\text{für: } \frac{t}{h} = \nu; \quad \frac{e}{h} = \varphi; \quad \frac{a}{h} = \psi,$$

so lautet die umgeformte Gleichung:

$$\psi^3 + 3 \varphi \psi^2 - 3 [\nu(2\varphi + \nu) + C'] \psi + \nu^2(3\varphi + 2\nu) - 3 \varphi C' = 0$$

$$C' = \frac{k \nu^2 \left(\varphi + \frac{2}{3} \nu \right) - (1 + \nu)^2 \left(\varphi + \frac{2\nu - 1}{3} \right)}{1 + \varphi k'}$$

Die Verhältniszahlen ψ geben bei konstantem ν die obere Grenzlage von S an. Mit größer werdendem ν wird ψ kleiner, d. h. der Schnittpunkt S wandert nach oben. Mit $\nu = \infty$ ergibt sich für ψ ein Grenzwert. Es wird nämlich:

$$\psi_{\nu = \infty} = \frac{1}{k'}$$

d. h. S fällt mit dem Schnittpunkt der Endwiderstandslinie und der Wandachse D zusammen (s. Abb. 3).

2. Die elastische Wand.

Den entgegengesetzten Fall zur starren Wand bildet die vollkommen elastische Wand. Letztere sei definiert als diejenige Wand, bei der eine Vergrößerung der Rammtiefe auf die Spannungsverteilung keinen wesentlichen Einfluß mehr hat. Das ist dann der Fall, wenn die Biegelinie tangential in die Wandachse übergeht und die Lastflächen annähernd denen der unendlich langen Wand gleichgesetzt werden können. Für den angenommenen Fall erreicht a einen Grenzwert, der abhängig ist von dem Biegsamkeitsmaß:

$$m = \sqrt[3]{\frac{E_0 b}{4 E J}}$$

ein Wert, der außer den Formgrößen der Wand die Bettungsziffer als Bodenkonstante enthält. Mit Hilfe der „Freundschen“ Beziehungen für den langen Stab ($\lambda \geq 1,5$) läßt sich für den genannten Grenzwert von a eine Bestimmungsgleichung aufstellen, deren Ableitung hier unterbleiben kann, da sie im „Bauingenieur“ 1919, Heft 46, S. 807ff. zu finden ist. Die dort für $\alpha = m a$ abgeleitete Gleichung ist eine Gleichung 3. Grades. Wird in den Konstanten $c_1 - c_3$ $\lambda = 1,5$ gesetzt (statt 1,0 wie dort geschehen), so lautet nunmehr die Gleichung:

$$(2) \quad a^3 + c_1 a^2 + c_2 a + c_3 = 0$$

$$c_1 = \frac{3}{2} (\eta [\varphi - k''] + 2)$$

$$c_2 = \frac{3}{2} (2\eta [\varphi - \varphi \eta k'' - k''] + 1)$$

$$c_3 = \frac{1}{2} \eta k'' (\eta^2 - 3 [\eta^2 \varphi + 2 \varphi \eta + 1])$$

Hierin bedeuten:

$$\eta = m h; \quad \varphi = \frac{e}{h}$$

$$k'' = \frac{1}{k'} = \frac{1}{k - 1}$$

Wird wieder, wie oben, die Verhältniszahl ψ eingeführt, so lautet die umgeformte Gleichung:

$$\psi^3 + \psi^2 \frac{c_1}{\eta} + \psi \frac{c_2}{\eta^2} + \frac{c_3}{\eta^3} = 0.$$

ψ ist jetzt abhängig von $\eta = m h$, und zwar wächst ψ mit größer werdendem η , d. h. mit wachsender Biegsamkeit der Wand. Ein Grenzwert für ψ ist erreicht mit $\eta = \infty$. Die Koeffizienten $c_1' - c_3'$ lauten für diesen Fall:

$$\eta = \infty$$

$$\frac{c_1}{\eta} = c_1' = \frac{3}{2} (\varphi - k'')$$

$$\frac{c_2}{\eta^2} = c_2' = -3 \varphi k''$$

$$\frac{c_3}{\eta^3} = c_3' = \frac{1}{2} k'' (1 - 3 \varphi)$$

Damit wird die Gleichung, wie weiter unten gezeigt werden wird, identisch mit der Bestimmungsgleichung für t_{min} , d. h. bei unendlich großer Biegsamkeit nimmt die Lastfläche die Gestalt der Abb. 2a an.

Der andere Grenzwert für ψ ergibt sich mit $\eta = 0$. In diesem Fall nimmt ψ denselben Wert an wie oben für $\nu = \infty$.

$$\psi_{\eta = 0} = \frac{1}{k'}$$

Das ist einleuchtend, da wir ja mit $\eta = 0$ die starre Wand vor uns haben.

3. Allgemeine Gleichung für die Rammtiefe t.

Die Rammtiefe t wird zweckmäßig als Funktion des Sicherheitsgrades der Wand gegen Ausweichen dargestellt. Unter Sicherheitsgrad sei dabei das Verhältnis der vorhandenen Erdwiderstandsfläche zur in Anspruch genommenen verstanden. In Abb. 4 sei noch einmal der Fall der verankerten Wand mit unterer Einspannung dargestellt. Für ihn gilt, wenn der Sicherheitsgrad der Wand mit n eingeführt wird, und wenn ferner die mehr oder weniger gekrümmte Strecke EF durch eine Gerade EF' ersetzt wird, die folgende Gleichungsgruppe:

$$(I) \quad Q + k_p t^2 - \frac{d f}{2} - (h + t)^2 k_a = 0$$

$$(II) \quad Q (e + t) + \frac{k_p t^3}{3} - \frac{d^2 f}{6} - \frac{(h + t)^3 k_a}{3} = 0$$

$$(III) \quad k_p t^2 = n \left(k_p t^2 - \frac{d f}{2} \right)$$

Die hieraus abgeleitete allgemeine Gleichung für t lautet:

$$(3) \quad t^3 \cdot 2 \left[\frac{k}{n} - 1 \right] + t^2 \left[\frac{k}{n} (3e + a) - k a - 3e - 3h \right] - t \cdot 6 e h - h^2 (3e - h) = 0.$$

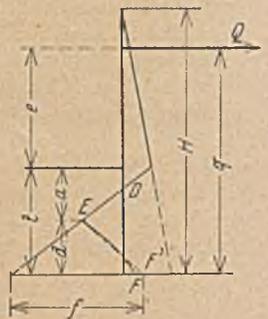


Abb. 4. Spannungsverhältnisse der verankerten Wand mit unterer Einspannung.

Mit $\nu = \frac{t}{h}$ und den oben gewählten Bezeichnungen lautet die Gleichung:

$$\nu^2 \cdot 2 \left[\frac{k}{n} - 1 \right] + \nu^2 \left[\frac{k}{n} \psi' - \varphi' - 4 \right] - \nu \cdot 6 \varphi - \varphi' = 0 \quad (4)$$

Hierin bedeuten:

$$\psi' = 3 \varphi + \psi - n \psi$$

$$\varphi' = 3 \varphi - 1.$$

Aus der obigen Gleichung läßt sich jetzt für jeden beliebigen Belastungsfall die einem bestimmten Sicherheitsgrad n entsprechende Rammtiefe t ermitteln. Dabei hängt t bzw. ν außer von Form- und Bodenkonstanten von dem gewählten Sicherheits-

Die der Gleichung (3) entsprechenden Bestimmungsgleichungen für Q und f lauten:

$$Q = (h + t)^2 k_n - \frac{k_p t^2}{n}$$

$$f = \frac{2 k_p t^2}{d} \left(1 - \frac{1}{n} \right) \quad (5)$$

Mit den Gleichungen (3), (4), (5) ist die Aufgabe der Berechnung der verankerten Bohlwand auf die Aufstellung einer allgemeinen Beziehung zwischen Rammtiefe und Sicherheitsgrad der Wand gegen Ausweichen zurückgeführt. Die Rammtiefe, die Ankerkraft und die Bodenspannung f sind als Abhängige des gewählten Sicherheitsgrades n dargestellt. Im allgemeinen dürfte dabei, sofern nicht besondere Verhältnisse vorliegen, ein Sicherheitsfaktor $n=2$ als ausreichend angesehen werden. Es ergeben sich dann die in Tabelle 2 zusammengestellten Verhältniszahlen ν .

Zum Schluß sei über das Biegsamkeitsmaß m noch eine kurze Bemerkung gestattet. Die Größe von m hängt von der Bettungsziffer E_0 und den Formgrößen der Wand $E \cdot J$ ab. Für die Bettungsziffer E_0 sind genaue Werte nicht bekannt. Doch läßt sich deren Größe annähernd schätzen. So werden z. B. in Terzaghis „Erdbaumechanik“ für „dichtgelagerten Sand“ Werte von 10–12 kg/cm³ und für „sandigen Lehm“ von 7 bis 12 kg/cm³ angegeben. Mit diesen Zahlen ergeben sich je nach Stärke der Wand für m Werte zwischen 1,0 und 0,6/m. Für Übersichtsrechnungen kann m mit genügender Genauigkeit = 1 gesetzt werden. In diesem Fall wird $\eta = h$. Die Tabellen 1 u. 2 können dann unmittelbar auf die freien Längen l bezogen werden.

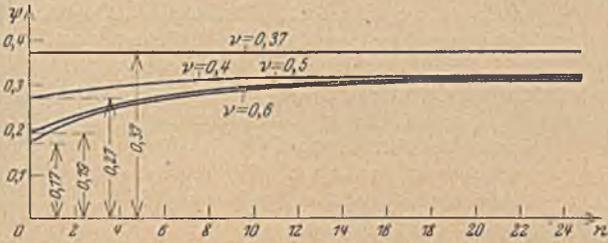


Abb. 5. Abhängigkeit zwischen n und ψ bei ν konstant.

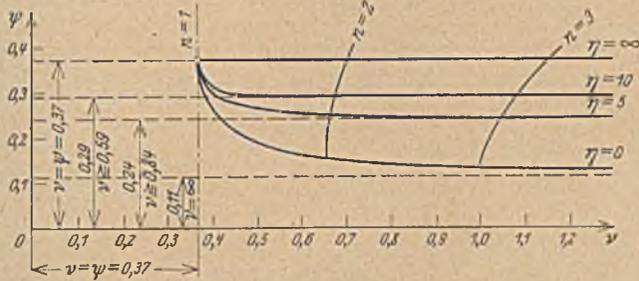


Abb. 6. Abhängigkeit zwischen ν und ψ bei η konstant.

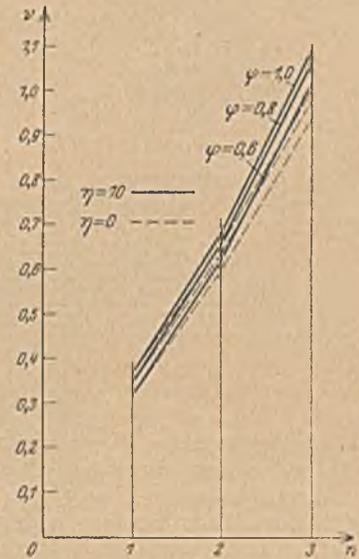


Abb. 7. Abhängigkeit zwischen n und ν .

grad n und der Zahl ψ ab. Der kleinstmögliche Wert für n ist 1. Wird dieser Wert in obige Gleichung eingesetzt, so ergibt sich:

$$\nu^3 + \nu^2 \frac{3}{2} (\varphi - k'') - \nu \cdot 3 \varphi k'' - \frac{1}{2} k'' (3 \varphi - 1) = 0$$

Die mit $n = 1$ erhaltene Gleichung ist identisch mit der oben für $\psi_{\eta = \infty}$ abgeleiteten Gleichung. Für den Fall der vollen Ausnutzung des Erdwiderstandes links (Abb. 2a) wird somit

$$\psi_{\eta = \infty} = \nu_{n=1}$$

Für ψ wurden oben die Grenzwerte, zwischen denen diese Zahl liegen muß, abgeleitet. Der im gegebenen Fall für ψ einzusetzende Wert kann mit genügender Genauigkeit aus den bekannten Grenzwerten abgeschätzt werden. In Abb. 5 u. 6 sind zwei graphische Darstellungen gegeben, die bei konstantem ν die Abhängigkeit des Wertes ψ von η und bei konstantem η die Abhängigkeit von ν darstellen. Gleichzeitig wurden die Sicherheitsgrade n eingetragen. Abb. 7 zeigt die Abhängigkeit zwischen n und ν . Aus letzter Darstellung können bei gegebenem n die zugehörigen ν -Werte ohne weiteres abgelesen werden. Es folgen ferner eine Zusammenstellung der ψ -Grenzwerte für die vollkommen elastische Wand ($\lambda > 1,5$) und eine Zusammenstellung der ν -Werte für $n = 2$. Aus letzterer geht hervor, daß der Einfluß von η auf ν nur unbedeutend ist, für $k \geq 10$ sogar verschwindet. Das Biegsamkeitsmaß der Wand ist daher, obwohl für die Gestalt der Lastfläche maßgebend, für die Beziehung zwischen Rammtiefe und Sicherheitsgrad von nur untergeordneter Bedeutung.

Tabelle 1.

($\psi = f(\eta)$, für $\lambda > 1,5$)

η	$k = 10$			$k = 15$			$k = 20$		
	$\varphi = 1,0$	0,8	0,6	1,0	0,8	0,6	1,0	0,8	0,6
∞	0,37	0,35	0,32	0,28	0,26	0,24	0,28	0,21	0,19
10	0,29	0,27	0,24	0,20	0,19	0,16	0,15	0,14	0,12
5	0,24	0,22	0,20	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09
0	0,11	0,11	0,11	0,07	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05

Tabelle 2.

($\nu = f(\eta)$, für $n = 2$.)

η	$k = 10$			$k = 15$			$k = 20$		
	$\varphi = 1,0$	0,8	0,6	1,0	0,8	0,6	1,0	0,8	0,6
10	0,68	0,66	0,62	0,48	0,46	0,42	0,38	0,36	0,33
5	0,67	0,65	0,61	0,47	0,45	0,42	„	„	„
0	0,66	0,64	0,60	0,47	0,45	0,42	„	„	„

SCHWIMMENDE BADEANSTALT AUS EISENBETON IN STOCKHOLM*.

Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Sieghkreis).

Als ich am 31. Mai 1930 auf Einladung des Schwedischen Beton-Vereins in Stockholm war, konnte ich u. a. auch eine schwimmende Badeanstalt besichtigen, die die Stadt Stockholm auf Anregung des Herrn Ziv.-Ing. Heijkenskjöld bei Lilje-

Die Badeanstalt, die das ganze Jahr hindurch Schwimmhallenbäder mit Dampfbädern, Duschen usw. liefern soll, besteht in der Hauptsache aus einem Eisenbeton-Ponton. Die Länge des Pontons ist 28,5 m, seine Breite 10,5 m, die Höhe 4,05 m.

Das Schwimmbecken, das aus einem tiefen und einem flachen Teil besteht, hat eine Länge von 16,7 m und eine Breite von 6 m. Der tiefe Teil des Beckens mit einer Wassertiefe von 2,8 m ist 10 m lang, der flache Teil mit einer Wassertiefe von 1—1,40 m hat eine Länge von 6,7 m. Wenngleich im tiefen Teil des Beckens von 1—3 m hohen Sprungbrettern ausgesprungen werden könnte, ist mit Rücksicht auf die Schwimgäste und deren Störung durch allzu vieles Springen nur ein Sprungbrett von 1 m Höhe aufgestellt worden.

Bei einem Wasserstand von 25 cm unter Oberkante des Pontons enthält das Becken eine Wassermenge von 212 000 l. Die Abb. 2—5 zeigen eine Außenansicht und einige Innenansichten der Badeanstalt.

Der Ponton ist mit doppelten Seiten, doppeltem Boden und wasserdichtem Ausbau versehen, er besteht aus einzelnen Zellen, die durch Mannlöcher vereinigt sind. Der Ponton hat im ganzen 13 wasserdichte Räume nebst dem Maschinenraum. Vorrichtungen zum Leerpumpen sind vorhanden. Die Zellen

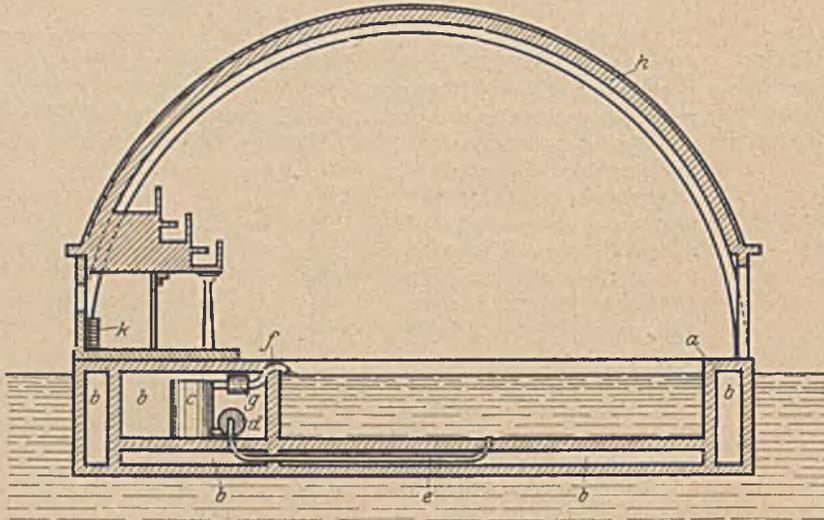


Abb. 1.

holmen erbauen ließ. Es wurde auf diese Weise eine Badegelegenheit in klarem, reinem und gerade genügend warmem Wasser geschaffen, die im Fluß oder See bei strahlendem Sonnenschein, bei Regenwetter und auch im Winter benutzt werden kann. Das System der Anlage ist Herrn Heijkenskjöld durch D. R. P. geschützt. Das schwimmende Becken a (Abb. 1) ist aus Eisenbeton ausgeführt, und seine Wandungen enthalten mit Luft gefüllte Hohlräume b, von denen die äußeren ganz geschlossen, während die inneren mit von oben zugänglichen Öffnungen versehen sind. Durch diese Hohlräume erhält das Becken den erforderlichen Auftrieb, und außerdem entstehen Wärmeschichtungen zwischen dem Wasser im Becken und dem umgebenden Fluß- oder Seewasser. Zum Reinhalten des Wassers im Becken dient eine Filteranlage, bestehend aus einem Filter c, einer Pumpe d und den Umlaufleitungen e, f. In dieses Umlaufsystem kann eine Heizvorrichtung g beliebiger Art eingeschaltet werden. Die Innenflächen der Hohlräume oder des Beckens können gegebenenfalls mit Kork, Holz oder anderen geeigneten Stoffen geschützt werden. Damit die Badeanstalt auch während der kalten Winterszeit benutzt werden kann, wird das Becken mit einem Hallenüberbau h und einem Heizkörper k versehen.

Die schwimmende Badeanstalt der Stadt Stockholm liegt an der Liljeholmsbrücke am Ende von Hornsgatan und soll den Bedarf der betreffenden Stadtteile an Bädern sicherstellen. Die Schwimmhalle wurde von der Firma Byggnads Aktiebolaget Contractor auf deren Werft in Nyköping gebaut. Die Arbeit wurde im Herbst 1929 begonnen, der Stapellauf fand im Dezember statt, und die ganze Badeanstalt wurde im betriebsfertigen Zustand am 1. Mai 1930 an den für sie bestimmten Platz geliefert. Sie ist in der Zwischenzeit in Betrieb genommen und soll, wie ich höre, die gestellten Erwartungen voll erfüllt haben.

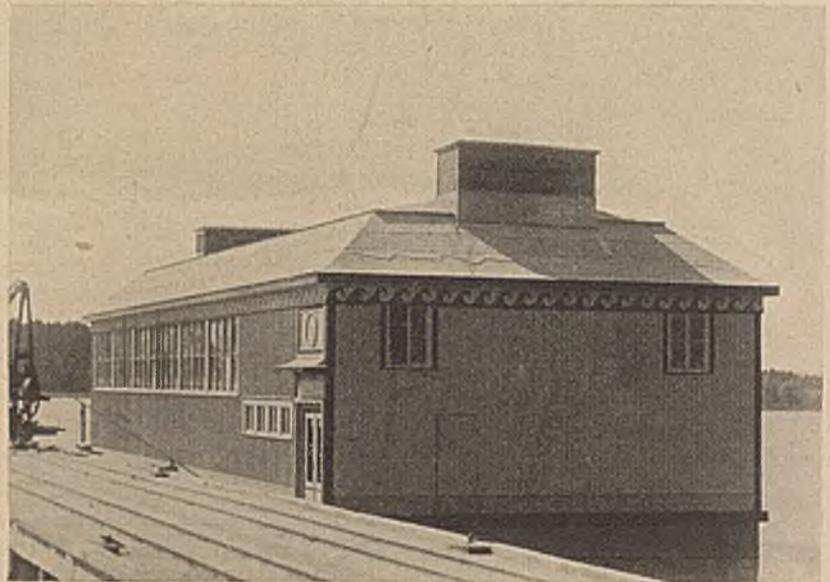


Abb. 2.

dienen dazu, das 20° C warme Behälterwasser gegen die Kälte des umgebenden Wassers zu isolieren, was sehr gut gelungen ist. Eine Abkühlung des Behälterwassers findet praktisch nicht statt.

Der Ponton ist aus hochwertigem, wasserdichtem Beton etwa in der Mischung 1:1½:1½ ausgeführt. Bei Druckversuchen mit Probezylindern ohne Außenbehandlung wurde vollkommene Wasserdichtigkeit bei einem Überdruck von 10 kg/cm² festgestellt. Die Würfelstärke des Betons, ermittelt an Würfeln von 20 cm Kantenlänge, betrug 525—550 kg/cm². Des hohen Bewehrungsverhältnisses wegen mußte die Schalung während des Gießens des Betons mit pneumatischen Hämmern geklopft und auch sonst größtmögliche Sorgfalt angewendet werden, um Hohlräume unter und zwischen den dichtliegenden Bewehrungsseilen zu vermeiden. Um die Eisen genau in ihrer

* Nach der Zeitschrift „Byggnästaren“, Stockholm 1930, Heft 21.

richtigen Lage zu halten, wurden Abstandhalter aus Beton verwendet. Die Betonflächen des Pontons sind an keiner Stelle

fluten. Es sind Vorkchrungen getroffen, um außerhalb dieser Fenster dicht über der Wasseroberfläche einen 2 m breiten Gang der ganzen Längsseite entlang anzulegen, damit die Badegäste bei geeignetem Wetter dort liegen und sich sonnen können.

Die Auskleideräume liegen teils längs der Längsseite des Beckens, teils auf der Tribüne über dem Dampfbad. Es ist Platz für 75 Badegäste gleichzeitig vorhanden. Die Schwitzstube wird von der Schwimmhalle nur durch eine Glaswand getrennt, so daß Aussicht auf das Schwimmbecken und auf den umgebenden See vorhanden ist.

Unter der Schwitzstube der kurzen Seite des Beckens entlang liegt der Maschinenraum. Dieser enthält drei Dampfkessel von 75 m² für die Heizung der Badeanstalt, ferner eine Filteranlage mit Chlorapparaten zum Reinhalten des Wassers im Becken und zum Reinigen des Duschwassers. Die Anlage arbeitet selbsttätig und bedarf keiner anderen Wartung als des Füllens und Schlackens der Dampfkessel und der Überwachung des Filters am Morgen.

Ein besonderer Maschinist ist nicht erforderlich, sondern das Personal kann sich den Badegästen während der Badezeit völlig widmen. Der Bademeister hat seinen Platz am Kartenschalter, von wo er die Vorgänge im Bad überblicken kann.

Die Ventilation geschieht durch Einblasen von 3600 m³ warmer filtrierter Luft pro Stunde unter Überdruck, so daß Zug von den Fenstern usw. vermieden wird.

Die Bau- und Betriebskosten der Badeanstalt sind gering. Die Stadt Stockholm hat das Bad an einen Unternehmer verpachtet. Auf diese Weise verzinst sich das Anlage-

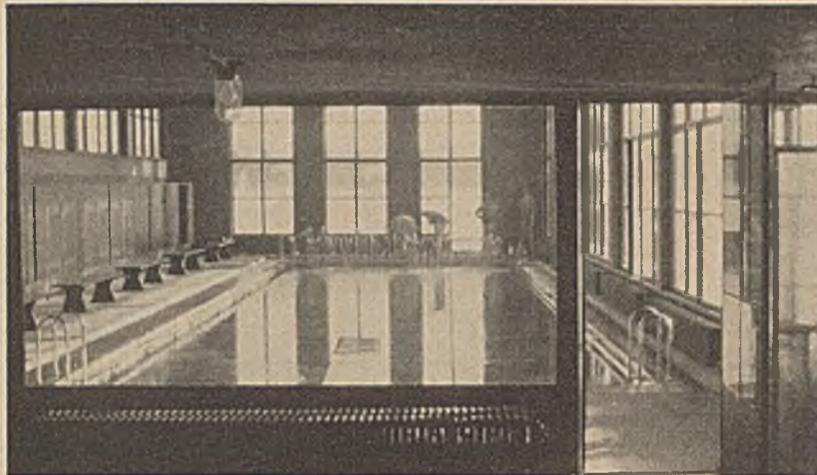


Abb. 3.

verputzt oder sonstwie behandelt, nur die Außenflächen sind zum Schutz gegen Bewachsen mit einem Asphaltanstrich versehen worden.

Da die Badeanstalt während des ganzen Jahres benutzt werden soll, ist auf dem Ponton ein Hallenbau aufgeführt. Dieser ist 28 m lang und 10 m breit und enthält außer der Schwimmhalle auch einen Eingangsraum mit Windfang, Kartenausgabe und Dampfbad (Schwitzstube). Die Schwimmhalle ist 7 m hoch. Der Oberbau ist mittels eingegossener Bolzen am Ponton befestigt. Er besteht aus Holz und hat einen

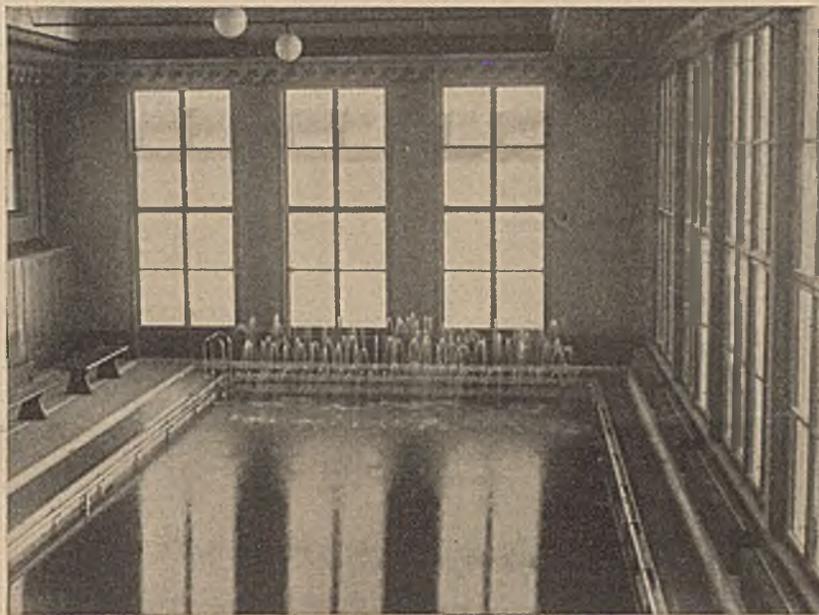
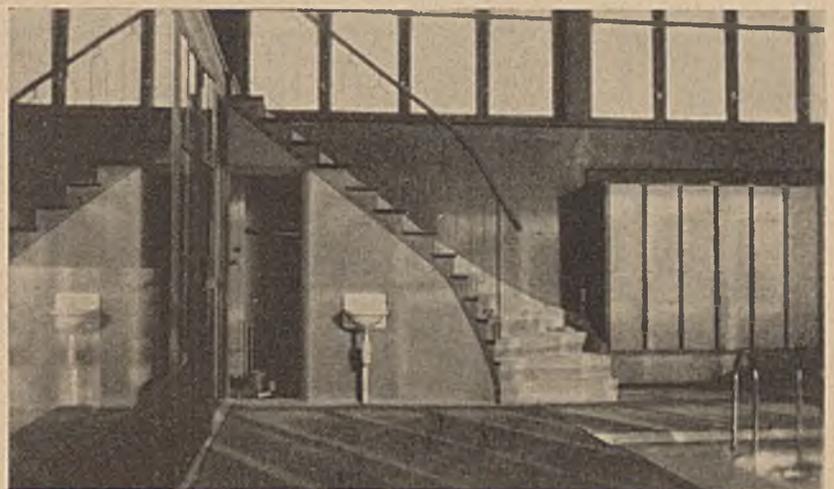


Abb. 4.

eisernen Dachstuhl mit dicker Dachpappauflage. Die Wände sind außen mit ungehobeltem gespundeten Holz mit Deckleisten bekleidet, innen sind die Wand- und Dachflächen mit Zementmörtel verputzt. Einige kleinere Wandflächen im Eingang, Treppenaufgang und auf der Tribüne sind mit Sperrholz verkleidet. Der Waschraum ist mit Kork- und Koksschlackenplatten isoliert. Die Konstruktion der Wände ist für eine Temperatur von 25° in der Schwimmhalle und 60° im Dampfbad (Schwitzstube) bei einer Außentemperatur von -10 bis -20° C berechnet. Man hätte die Wände auch aus Ziegelmauerwerk, Beton oder dergleichen ausführen können, jedoch erwies sich die gewählte Holzkonstruktion vom wärmetechnischen und vom Kostenstandpunkt aus gesehen als vorteilhafter.

Abb. 5.

Um auch im Winter wie in einem Freiluftbad unbehinderte Aussicht über den umgebenden See zu haben, bestehen die nach Süden und Westen liegenden Wände fast ganz aus großen Glasfenstern. Sie können im Sommer geöffnet werden, so daß Sonne und Luft in den Raum hinein-



kapital gut und wird in weniger als 20 Jahren getilgt sein. Schwimmende Eisenbetonbäder können mit Schwimmbecken bis zu 50 m Länge ausgeführt werden, wobei mit Rücksicht auf

Wettswimmen und dergleichen folgende Größen in Schweden als die typischen bezeichnet werden: 6×17 m, 10×25 m, $12 \times 33,4$ m, 15×50 m. Die schwimmenden Badeanstalten haben bei Stadtverwaltungen und Architekten viel Interesse erweckt, und es sind auch für andere Stellen, z. B. für die Stadt Göteborg sowie für andere Flußläufe bzw. Secarme in Stockholm, neue Vorschläge und Entwürfe gemacht worden.

Die Vorteile der schwimmenden Badeanstalten aus Eisenbeton wurden bei der am 31. Mai 1930 vom Schwedischen Beton-Verein veranstalteten Besichtigung des Liljeholmbades wie folgt zusammengefaßt:

Durch ihre Lage im See oder Fluß mit freier Aussicht über das umgebende Wasser bieten sie auch im Winter den besten Ersatz für das Freiluftbad.

Die schwimmenden Bäder haben im Vergleich mit dem Freiluftbad im Sommer den Vorteil, daß die Besucher stets mit einem reinen und angenehmen Wasser rechnen können,

das unabhängig von Wetter, Wind, Meeresströmungen und dergleichen stets die gleiche Temperatur hat.

Die schwimmenden Badeanstalten können so gebaut werden, daß die besonderen Forderungen sowohl der Sommer- als auch der Winterbäder sichergestellt werden.

Die Errichtung der schwimmenden Badeanstalten aus Eisenbeton ist im Vergleich mit Badeanstalten zu Land sehr viel billiger.

Bei der Errichtung schwimmender Badeanstalten fallen die hohen Kosten für den Erwerb städtischer Grundstücke fort.

Die schwimmenden Badeanstalten können ohne große Kosten versetzt und gegen größere Typen ausgetauscht werden, wenn der Bedarf an Bädern wechselt oder wächst.

Die schwimmenden Badeanstalten sind im Betrieb und in der Wartung billig und somit wirtschaftlich.

DURCHBIEGUNG SCHLANKER STÄBE BEI AUSSERMITTIGEM KRAFTANGRIFF.

Von Dipl.-Ing. Karl Janser, Baupolizeistatiker, Köln.

Übersicht: Es wird eine einfache Formel abgeleitet, um die Vergrößerung des Einspannmomentes zu ermitteln, die durch die Ausbiegung schlanker Stäbe entsteht.

Belastet man einen Stab von der Länge l durch eine Kraft P am Hebelarm v , so wird, wenn die Durchbiegung klein bleibt im Verhältnis zu v , jeder Querschnitt durch das Moment Pv beansprucht; die Momentenfläche ist ein Rechteck von der Höhe Pv , die Biegelinie also eine Parabel (Abb. 1).

Allgemein erhält man die Biegelinie als 2. Momentenlinie des mit der ersten Momentenfläche belasteten einfachen Balkens dividiert durch EJ und die Verschiebung des Freitragger-Endpunktes als statisches Moment der ersten Momentenfläche um den Endpunkt dividiert durch EJ , während die

Verdrehung des Endquerschnittes einfach gleich dem Inhalt der Momentenfläche: EJ ist.

Bei langen Stäben mit verhältnismäßig kleinem Trägheitsmoment kann aber die Durchbiegung δ Werte annehmen, die nicht vernachlässigt werden dürfen, weil das Einspannmoment um den erheblichen Betrag $P\delta$ größer wird. Zwar wäre statt v die Projektion $v \cos \alpha$ einzusetzen, jedoch wird α so klein, wie ich am Schluß an einem krassen Beispiel zeigen werde, daß $\cos \alpha = 1$ gesetzt werden darf, ohne der Genauigkeit Abbruch zu tun, da andere Annahmen, die aber nicht weiter untersucht werden, vielleicht prozentual von größerem Einfluß sind. Z. B. wird man nicht viel fehlgehen, wenn man in dem Fall zu Abb. 2 als Biegelinie eine Parabel mit der Pfeilhöhe δ annimmt, obwohl die Kurve, besonders nach dem oberen Endpunkt zu, etwas davon abweichen wird. Dann ist augenscheinlich die schraffierte Fläche proportional der Momentenfläche (Propor-

tionalitätsfaktor P), die sich zusammensetzt aus einem Rechteck, dessen Höhe Pv ist, und einem Parabelabschnitt mit dem Pfeil $P\delta$.

$$\text{Parabelflächeninhalt} = \frac{2}{3} P \delta l.$$

$$\text{Schwerpunktsabstand von oben} = \frac{5}{8} l.$$

Man erhält die Gleichung:

$$\delta = \frac{1}{EJ} \left(Pv \frac{11}{2} + \frac{2}{3} P \delta l \frac{5}{8} l \right)$$

$$12 \delta EJ = 6 Pv l^2 + 5 P \delta l^2$$

$$\delta = \frac{6 Pv l^2}{12 EJ - 5 P l^2}$$

$$\delta = \frac{v}{\frac{EJ}{0,5 P l^2} - 0,833}$$

Beispiel 1.

$$P = 2000 \text{ kg}; \quad v = 100 \text{ cm}; \quad l = 800 \text{ cm},$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2; \quad J = 1522 \text{ cm}^4 \text{ (PI 14)}.$$

$$\delta = \frac{v}{\frac{2 \cdot 2100000 \cdot 1522}{2000 \cdot 800^2} - 0,833} = \frac{v}{4,994 - 0,833} = 0,240 v$$

$$= 24 \text{ cm bei 1 m Ausleger,}$$

$$f = v + 0,240 v = 1,240 v.$$

Das Einspannmoment ist um 24% größer geworden infolge der Durchbiegung.

Vergleicht man vorstehend abgeleitete Formel mit der nach Mehrtens:

$$f = \frac{v}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{l}{i} \right)^2 \frac{\sigma_s}{E} + \frac{1}{24} \left[\left(\frac{l}{i} \right)^2 \frac{\sigma_s}{E} \right]^2},$$

(mitgeteilt im Taschenbuch für Bauing. 5. Aufl., S. 228, Gl. 116a), welche ganz genau dasselbe Resultat $f = 1,240 v$ ergibt, kann es nicht mehr zweifelhaft sein, daß erstere unbedingt den Vorzug verdient.

Festzustellen bleibt noch die Neigung des Stabendquerschnittes gegen seine ursprüngliche Lage oder auch die Neigung α des Aus-

legers gegen die Horizontale nach Erreichung des Ruhezustandes

$$\alpha = \frac{1}{E J} \times \text{Inhalt der Momentenfläche:}$$

$$\alpha = \frac{1}{E J} \left(P v l + \frac{2}{3} P \delta l \right),$$

mit $\delta = 0,24 v$ wird

$$\alpha = \frac{1}{E J} \cdot 1,16 P v l = \frac{1,16 \cdot 2000 \cdot 100 \cdot 800}{2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 1522}$$

$$= 0,05807 \text{ im Bogenmaß}$$

oder $\alpha = 3^\circ 19' 38''$,

$\cos \alpha = 0,9983$, praktisch = 1; also man kann unbedenklich für die Projektion des Auslegers die Auslegerlänge v einsetzen.

Die Anwendung des Verfahrens auf einen Mast mit veränderlichem Querschnitt ergibt eine analoge Formel für δ .

Beispiel 2.

Zu berechnen sei die Ausbiegung eines Mastes aus Mannesmannrohren von 10 m Höhe. Länge der 4 Schüsse je 2,5 m, Außendurchmesser 10, 12, 14, 16 cm, Wandstärke überall 1 cm, $P = 350$ kg.

$$J_I = 137 \text{ cm}^4, J_{II} = 291 \text{ cm}^4, J_{III} = 527 \text{ cm}^4, J_{IV} = 868 \text{ cm}^4,$$

$$\frac{J_{IV}}{J_I} = 6,3358, \frac{J_{IV}}{J_{II}} = 2,9828, \frac{J_{IV}}{J_{III}} = 1,6471.$$

Die Durchbiegung δ ist wiederum $= \frac{1}{E J}$ mal dem statischen Moment der Momentenfläche um die Linie AD. In dieser Gleichung ist δ Pfeilhöhe der Biegelinie, die jetzt noch mehr als im ersten Beispiel von der genauen Parabel abweichen wird, aber trotzdem in der Be-

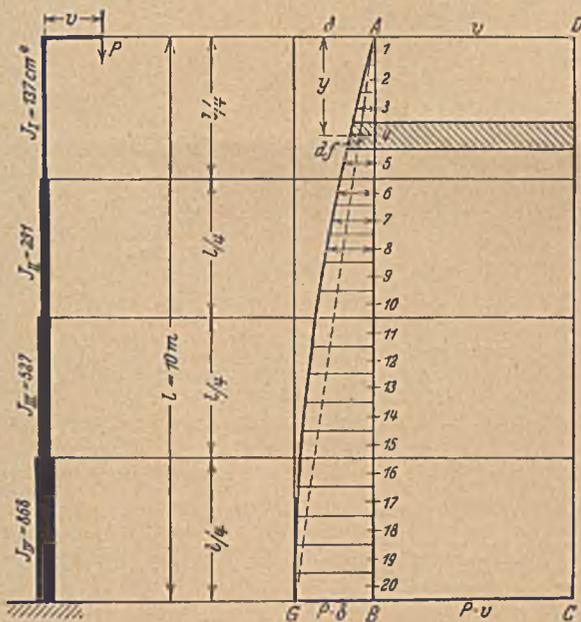


Abb. 3.

rechnung als Parabel eingesetzt werden darf. Um zu zeigen, daß die umständliche und zeitraubende Aufstellung der Gleichung der Kurve entbehrlich ist, aber dafür eine hinreichend genaue und vor allem für die Praxis brauchbare Formel gefunden wird, sind v und δ im gleichen vergrößerten Maßstab aufgetragen. Es handelt sich also um das statische Moment der Fläche ADCG, Bogen GA, um AD. Einwandfrei läßt sich das statische Moment des Trapezes ADCGA anschreiben. Unsicher ist nur das Flächenstück zwischen dem Bogen GA und der Sehne GA. Augenscheinlich ist es, daß das Gesamtergebnis nicht wirklich nennenswert davon beeinflusst werden kann, ob der Bogen GA eine richtige quadratische Parabel ist oder eine Kurve höherer Ordnung, die vielleicht im Scheitel oder nach den Punkten G und A hin etwas stärker gewölbt ist.

Die allgemeine Gleichung lautet:

$$\delta = \sum \frac{df \cdot y}{E J} = \frac{1}{E J_{IV}} \sum df \frac{J_{IV}}{J} y.$$

Zum Zwecke der numerischen Auswertung dieser Summe betrachten wir getrennt das Rechteck ABCD, dessen Höhe $P v$ ist, und den Parabelabschnitt GABG mit dem Pfeil $GB = P \delta$. Zur Auswertung der Summe über das Rechteck genügt es, dieses in 4 Teile zu zerlegen, entsprechend den 4 Absetzungen des Mastes, während für den Parabelabschnitt eine Zerlegung in 20 Teile von je 0,05 l vorgenommen wurde. Die Höhe eines als Trapez angesehenen Parabelflächenelementes ist eine unschwer zu berechnende Funktion von $P \delta$ und der Schwerpunktsabstand ein Bruchteil von l, so daß das statische Moment der Parabelfläche sich darstellen läßt in der Form

$P \delta l^2 \sum c \frac{J_{IV}}{J}$, worin die Faktoren c_1 bis c_{20} aus nachstehender Tabelle zu entnehmen sind, die für alle praktisch auftretenden Fälle ausreichen dürfte.

$c_1 = 0,0001$	$c_6 = 0,0065$	$c_{11} = 0,0203$	$c_{16} = 0,0368$
$c_2 = 0,0006$	$c_7 = 0,0088$	$c_{12} = 0,0235$	$c_{17} = 0,0400$
$c_3 = 0,0015$	$c_8 = 0,0114$	$c_{13} = 0,0268$	$c_{18} = 0,0433$
$c_4 = 0,0028$	$c_9 = 0,0142$	$c_{14} = 0,0302$	$c_{19} = 0,0460$
$c_5 = 0,0045$	$c_{10} = 0,0172$	$c_{15} = 0,0335$	$c_{20} = 0,0487$
$\sum = 0,0095$	$\sum = 0,0581$	$\sum = 0,1343$	$\sum = 0,2148$

Die Gesamtsumme ist 0,4167, entsprechend dem statischen Moment der Parabel $= P \delta l^2 \frac{2}{3} \cdot \frac{5}{8} l = P \delta l^2 \frac{5}{12} = 0,4167 P \delta l^2$.

Die Bestimmungsgleichung für δ lautet nun:

$$\delta = \frac{P \delta l^2}{E J_{IV}} \left[\frac{J_{IV}}{J_I} (c_1 + c_2) + \frac{J_{IV}}{J_{II}} (c_6 + c_7) + \frac{J_{IV}}{J_{III}} (c_{11} + c_{12}) + (c_{16} + c_{20}) \right] + \frac{1}{E J_{IV}} \left[\frac{J_{IV}}{J_I} P v \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{8} + \frac{J_{IV}}{J_{II}} P v \frac{1}{4} \cdot \frac{3}{8} l + \frac{J_{IV}}{J_{III}} P v \frac{1}{4} \cdot \frac{5}{8} l + P v \frac{1}{4} \cdot \frac{7}{8} l \right]$$

$$\delta E J_{IV} = P \delta l^2 [6,3358 \cdot 0,0095 + 2,9828 \cdot 0,0581 + 1,6471 \cdot 0,1343 + 0,2148] + P v l^2 \left[\frac{6,3358}{32} + 2,9828 \cdot \frac{3}{32} + 1,6471 \cdot \frac{5}{32} + \frac{7}{32} \right]$$

$$\delta E J_{IV} = P \delta l^2 [0,0602 + 0,1733 + 0,2212 + 0,2148] + P v l^2 [0,1980 + 0,2796 + 0,2574 + 0,2188]$$

$$\delta E J_{IV} = P \delta l^2 \cdot 0,6695 + P v l^2 \cdot 0,9538$$

$$\delta = \frac{v}{\frac{E J_{IV}}{0,954 P l^2} - 0,702}$$

Für $E = 2 \cdot 100 \cdot 000$; $J_{IV} = 868$, $P = 350$, $l = 1000$ wird

$$\delta = \frac{v}{5,459 - 0,702} = 0,21 v.$$

Bei stetig veränderlichem Trägheitsmoment hieße der Ansatz:

$$\delta E J_{20} = P \delta l^2 \left[\frac{J_{20}}{J_1} c_1 + \frac{J_{20}}{J_2} c_2 + \frac{J_{20}}{J_3} c_3 + \dots + 1 c_{20} \right] + P v l^2 \left[\frac{J_{20}}{J_1} \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{1}{40} + \frac{J_{20}}{J_2} \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{3}{40} + \frac{J_{20}}{J_3} \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{5}{40} + \dots + 1 \frac{1}{20} \cdot \frac{39}{40} \right]$$

Mit Hilfe der Rechenmaschine lassen sich die Summen jedenfalls leichter, schneller und sicherer auswerten als zeichnerisch. Würden bei kleinerer Länge 10 Teile genügen, so sind die Koeffizienten der Parabelflächenelemente:

$c_1 = 0,0006$	$c_2 = 0,0045$	$c_3 = 0,0113$	$c_4 = 0,0204$	$c_5 = 0,0315$
$c_6 = 0,0438$	$c_7 = 0,0569$	$c_8 = 0,0702$	$c_9 = 0,0829$	$c_{10} = 0,0946$
$\sum c = 0,4167.$				

Beispiel 3.

Es ist die Durchbiegung δ am oberen Ende eines Mastes zu berechnen unter Einwirkung der Lasten $P_1 = 1000$ kg, $P_2 = 800$ kg, $l = 10$ m. Äußere Durchmesser sind 14, 18, 22 und 26 cm, Wandstärke überall = 2 cm.

$$J_I = 1395 \text{ cm}^4; J_{II} = 3268 \text{ cm}^4; J_{III} = 6346 \text{ cm}^4; J_{IV} = 10933 \text{ cm}^4$$

$$J_{IV} : J_{III} = 1,723; J_{IV} : J_{II} = 3,345; J_{IV} : J_I = 7,837$$

$$W_{IV} = 8,41 \text{ cm}^3.$$

Es wird zahlenmäßig nachgewiesen, daß die genaue Kenntnis des Bogens AG tatsächlich von nur untergeordneter Bedeutung ist, da die Annahme eines um 50% größeren Pfeils nur ganz verschwindend

Die statischen Momente der kleinen Flächenstückchen des Dreiecks mit der Höhe $P_1 \delta$ sind:

- (1) 0,000 05 $P_1 \delta^2$ (6) 0,003 79 $P_1 \delta^2$ (11) 0,013 79 $P_1 \delta^2$ (16) 0,030 04 $P_1 \delta^2$
- (2) 0,000 30 „ (7) 0,005 29 „ (12) 0,016 54 „ (17) 0,034 05 „
- (3) 0,000 80 „ (8) 0,007 04 „ (13) 0,019 54 „ (18) 0,038 29 „
- (4) 0,001 54 „ (9) 0,009 04 „ (14) 0,022 79 „ (19) 0,042 79 „
- (5) 0,002 54 „ (10) 0,011 29 „ (15) 0,026 29 „ (20) 0,047 54 „

$$\sum 0,005 23 P_1 \delta^2 \quad \sum 0,036 45 P_1 \delta^2 \quad \sum 0,098 95 P_1 \delta^2 \quad \sum 0,192 70 P_1 \delta^2$$

Die Gesamtsumme $0,333 33 P_1 \delta^2$ muß gleich dem statischen Moment des rechtwinkligen Dreiecks mit den Katheten l und $P_1 \delta$ sein:

$$l P_1 \frac{\delta}{2} \cdot \frac{2}{3} l = 0,333 33 P_1 \delta l^2.$$

Für das zweite Dreieck mit der Kathete $P_2 l$ sind die Zahlenfaktoren dieselben.

Führt man diese Zahlen in die Bestimmungsgleichung für δ ein, so wird

$$\begin{aligned} \delta E J_{IV} = & P_1 \delta l^2 (7,837 \cdot 0,004 25 + 3,345 \cdot 0,021 70 \\ & + 1,723 \cdot 0,035 26 + 0,022 12) \\ & + P_1 \delta l^2 (7,837 \cdot 0,005 23 + 3,345 \cdot 0,036 45 \\ & + 1,723 \cdot 0,008 95 + 0,192 70) \\ & + P_1 v l^2 \left(7,837 \cdot \frac{1}{32} + 3,345 \cdot \frac{3}{32} + 1,723 \cdot \frac{5}{32} + \frac{7}{32} \right) \\ & + P_2 l^2 (7,837 \cdot 0,005 23 + 3,345 \cdot 0,036 45 \\ & + 1,723 \cdot 0,008 95 + 0,192 70) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta E J_{IV} = & P_1 \delta l^2 (0,033 33 + 0,072 59 + 0,060 75 + 0,022 12) \text{ Parabelsegment} \\ & + P_1 \delta l^2 (0,040 98 + 0,121 93 + 0,170 49 + 0,192 70) \text{ Dreieck AGD} \\ & + P_1 v l^2 (0,244 91 + 0,313 59 + 0,269 22 + 0,218 75) \text{ Rechteck ABCD} \\ & + P_2 l^2 (0,040 98 + 0,121 93 + 0,170 49 + 0,192 70) \text{ Dreieck BCH} \end{aligned}$$

$$\delta E J_{IV} = \delta P_1 l^2 \cdot 0,188 79 + \delta P_1 l^2 \cdot 0,526 10 + P_1 v l^2 \cdot 1,046 47 + P_2 l^2 \cdot 0,526 10.$$

Führt man im letzten Summanden $P_2 = 0,8 P_1$ ein, so wird

$$\delta = \frac{v P_1 l^2 \cdot 1,046 47 + P_1 l^2 \cdot 0,420 88}{E J_{IV} - P_1 l^2 (0,188 79 + 0,526 10)} = \frac{v P_1 l^2 + P_1 l^2 \cdot 0,402 19}{E J_{IV} - P_1 l^2 \cdot 0,714 89} \cdot \frac{0,714 89}{1,046 47 - P_1 l^2 \cdot 0,402 19}$$

$$\delta = \frac{v}{E J_{IV} - 1,046 47 P_1 l^2 \cdot 0,683} + \frac{1 \cdot 0,402 19}{E J_{IV} - 1,046 47 P_1 l^2 \cdot 0,683}$$

Das einzige unsichere Glied in der Formel ist 0,188 79, welches von dem Parabelpfeil abhängt. Angenommen, dieser müsse 50% größer sein, so würde die negative Zahl im Nenner zu 0,773.

Die Formel für δ ist analog der für einfachste Belastung aufgestellten.

Setzt man $J_{IV} = 109 33 \text{ cm}^4$, $E = 2 100 000 \text{ kg/cm}^2$, $P_1 = 1000$ kg, $l = 1000$ cm, so wird

$$\delta = \frac{v}{21,94 - 0,683} + \frac{1 \cdot 0,402 19}{21,94 - 0,683} = \frac{v}{21,257} + \frac{1 \cdot 0,402 19}{21,257} = 0,047 v + 0,0189 l;$$

im andern Falle heißt es

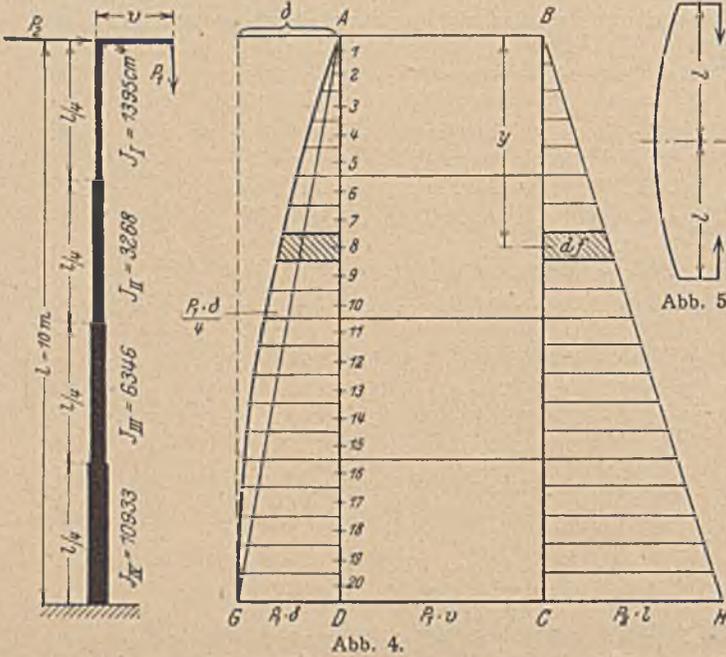
$$\delta = \frac{v}{21,94 - 0,773} + \frac{1 \cdot 0,402 19}{21,94 - 0,773} = 0,0472 v + 0,0190 l.$$

Der Unterschied ist tatsächlich ganz zu vernachlässigen. Bei $v = 100$ cm, $l = 1000$ cm wird:

$$\delta = 0,047 \cdot 100 + 0,0189 \cdot 1000 = 23,6 \text{ cm},$$

d. h. das Moment aus der Vertikalkraft ist im vorliegenden Falle um 23,6% größer geworden.

Es bedarf nur des Hinweises, daß die Ableitungen ohne weiteres auf das System nach Abb. 5 angewandt werden können, wenn man die halbe Länge mit l bezeichnet.



kleine Änderung des Endresultates nach sich zieht. Der Einfluß des Kurvensegmentes wird deshalb in der Entwicklung gesondert gehalten.

Allgemein ist die Durchbiegung $\delta = \frac{1}{E J}$ mal dem statischen Moment der Momentenfläche um AB

$$\delta = \frac{1}{E} \sum \frac{df \cdot y}{J} = \frac{1}{E J_{IV}} \sum \frac{J_{IV}}{J} df \cdot y.$$

Die Momentenfläche ist zerlegt in das Kurvensegment, begrenzt von der Sehne AG und der Kurve, das Dreieck AGD mit der Höhe $P_1 \delta$, das Dreieck BCH mit der Höhe $P_2 l$ und das Rechteck ABCD mit der Höhe $P_1 v$. Für das Rechteck genügt Viertelung, während für Parabelsegment und Dreiecke die Länge l in Zwanzigstel geteilt worden ist.

Die statischen Momente der kleinen Flächenstücke der Parabel mit der Pfeilhöhe $\frac{P_1 \delta}{4}$ sind

- (1) 0,000 04 $P_1 \delta^2$ (6) 0,002 75 $P_1 \delta^2$ (11) 0,006 53 $P_1 \delta^2$ (16) 0,006 73 $P_1 \delta^2$
- (2) 0,000 28 „ (7) 0,003 56 „ (12) 0,007 00 „ (17) 0,006 30 „
- (3) 0,000 70 „ (8) 0,004 30 „ (13) 0,007 15 „ (18) 0,004 76 „
- (4) 0,001 27 „ (9) 0,005 18 „ (14) 0,007 38 „ (19) 0,003 17 „
- (5) 0,001 96 „ (10) 0,005 91 „ (15) 0,007 20 „ (20) 0,001 16 „

$$\sum 0,004 25 P_2 \delta^2 \quad \sum 0,021 70 P_1 \delta^2 \quad \sum 0,035 26 P_1 \delta^2 \quad \sum 0,022 12 P_1 \delta^2$$

Die Gesamtsumme $0,083 33 P_1 \delta l^2$ muß gleich dem statischen Moment einer Parabelfläche über der Sehne l und mit der Pfeilhöhe $P_1 \frac{\delta}{4}$ sein:

$$l P_1 \frac{\delta}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l = 0,083 33 P_1 \delta l^2.$$

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Beton beim Bau von Miethäusern in London und Paris.

In London gab es früher geradezu ausschließlich Einfamilienwohnhäuser, und diese Bauart ist auch heute noch die vorherrschende, es sind aber in den letzten Jahren auch eine Anzahl mietkasernenartige Häuser entstanden, allerdings meist nicht Mietkasernen in unserem Sinn, also mit kleinen, für minderbemittelte Kreise bestimmten Wohnungen, sondern zum großen Teil handelt es sich dabei um Luxuswohnungen, die aber in größerer Zahl in einem Gebäude zusammengedrängt sind. Die Verwaltung des Stadtteils Westminster in London baut zur Zeit ein Großhaus für Wohnzwecke, das, aus zwei Teilen bestehend, in jedem Teil in sechs Stockwerken sieben Wohnungen von zwei bis vier Zimmern enthalten soll. Für den Entwurf dieses Baues ist einer der führenden Baukünstler Englands, Sir E. L. Lutyen, gewonnen worden. Jeder der beiden Teile hat eine Frontlänge von 34,35 m und ist im mittleren Teil 7,2 m tief. An beiden Enden schließen sich Seitenflügel von 15,0 x 9,6 m Grundfläche an. Das Gebäude erhebt sich 18 m über Straßenhöhe.

Das Gebäude besteht aus Ziegelmauerwerk mit Betondecken, für die Gründung wird im wesentlichen Beton verwendet. Schürfungen ergaben nämlich, daß an der Baustelle unter einer 1,5 m hohen Aufschüttung zunächst eine Schicht von lehmigem Sand und sandigem Ton, darunter eine Sandschicht ansteht, und erst unter dieser in 4,9 m bis 6,7 m Tiefe tragfähiger Boden zu finden ist. Bei etwa 5 m Tiefe beginnt der Wasserandrang. Um auf die tragfähige Schicht die Last des Gebäudes zu übertragen, wurden einzelne Betonpfeiler errichtet, die durch von Beton umhüllte Formeisen miteinander verbunden sind. Die einzelnen Pfeiler wurden je in einer mit einer Spundwand umgebenen Baugrube hergestellt, aus der das Wasser durch eine Schleuderpumpe entfernt wurde. Für den Beton der Pfeiler war vorgeschrieben, daß er unter 1 m³ Grobkies von 5 cm Korngröße mit genügendem Sandzusatz, um die Hohlräume auszufüllen, 123 kg Zement enthalten solle. Diese Pfeiler reichen bis etwa 1 m unter den Erdgeschoß-Fußboden. Über dieser Höhe liegen die die Pfeiler verbindenden Balken, bei denen die Eisenteile von einem Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 umhüllt sind. Für diesen Beton haben die größeren Bestandteile eine Korngröße von 5 bis 20 mm. Dem Beton wurde in Höhe von 20% des Gewichts des Zements ein Mittel zugesetzt, das ihn wasserdicht machen soll. Unter den aufgehenden Wänden sind diese Betonbalken 61 cm tief, ihre Breite schwankt zwischen 40 und 61 cm. Die Untergurte der Eisenteile sind 8 cm tief in den Beton eingebettet; die Eisen liegen doppelt und sind mit einem Drahtgewebe umhüllt.

Bei den zwei neuen Miethäusern in Paris, die hier besprochen werden sollen, ist Beton in weiterem Umfang verwendet worden als bei denjenigen in London. Ihre äußere Erscheinung entspricht, wie Abbildungen in Concrete and Constructional Engineering zeigen, neuzeitlichen Anschauungen. Beide sind Eckbauten, beiden fehlen alle Schmuckformen. Das größere von ihnen, das über einem Erdgeschoß sieben Stockwerke aufweist, ist durch eine Anzahl vorspringende Pfeiler gegliedert, in wagerechter Richtung bilden aber nur die Fensterreihen eine Art Gliederung. Die Formen, die hier gewählt sind, eignen sich besonders zur Ausführung in Beton, der denn auch ausschließlich verwendet worden ist. Nur die Kanten der Pfeiler sind aus Stein. Die Flächen zwischen ihnen sind mit einem Mortel verputzt, der als polierter Marmormörtel bezeichnet wird. Im Erdgeschoß haben die Wände eine Verkleidung aus Stein. In den Obergeschossen wird fast die ganze Breite zwischen den Pfeilern von den Fensterflächen eingenommen, und nur unter den Fenstern sind leichte Wände eingebaut.

Das bemerkenswerteste an diesem Gebäude besteht darin, daß der Querschnitt der Pfeiler U-förmig ist, wobei die offene Seite nach innen gekehrt ist. Die Höhlung bildet einen Schacht, in dem die Rohrleitungen für die Heizung, die Abfallrohre u. dgl. untergebracht sind. Weder auf der Außen- noch auf der Innenseite sind irgendwelche Leitungen sichtbar.

Das Gebäude steht auf Pfeilern, die im Kellergeschoß, die Baugrube einfassend, durch eine Stützmauer aus Beton verbunden sind. Die Decken bestehen aus Eisenbeton. Im Keller sind Unterstellräume für Kraftwagen vorgesehen.

Dem zweiten Pariser Haus fehlt jede Gliederung durch Pfeiler. Seine Ansichtsfläche ist nur durch vorgezogene Erker, eine Musterung dieser Erker und ein sie verbindendes gemustertes Band belebt. Eigenartig ist die Anordnung der Fenster. Die Räume einer jeden Wohnung verteilen sich auf zwei übereinanderliegende Geschosse; nach außen soll dies anscheinend dadurch zum Ausdruck gebracht werden, daß die Fenster an den Ecken durch zwei Geschosse reichen.

Das ganze Gebäude besteht aus Beton. Der Baugrund ist Ton, auf dem Eisenbetonpfeiler stehen; sie sind durch Eisenbetonbalken gegeneinander abgesteift und in den Umfassungen durch Stützmauern aus Eisenbeton verbunden.

Besondere Maßnahmen sind zum Schutze gegen Schallübertragung getroffen, und es sind dazu eigenartige Baustoffe verwendet. Auf die Schalungen für die Deckenplatten wurde zunächst eine Schicht durch hohen Druck verdichtetes Stroh gelegt. Zur Schalldichtung der Pfeiler wurden 12 mm starke Platten aus Zuckerrohrfasern verwendet, deren Fugen mit heißem Pech ausgefüllt wurden.

Die Umfassungswände haben einen 15 cm breiten Hohlraum. Die Zwischenwände bestehen aus 8 cm starken Gipsdielen, ebenfalls mit einem Hohlraum.

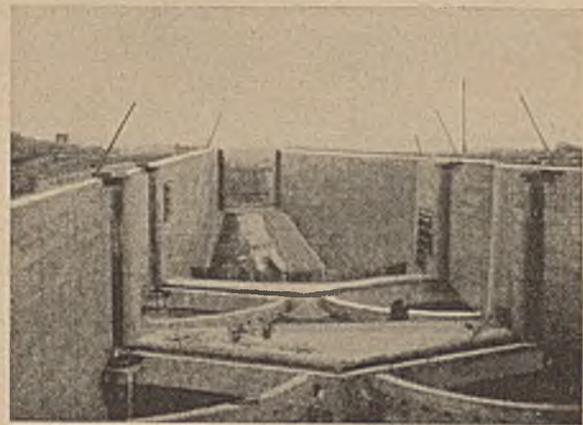
Bemerkenswert ist, daß in den Wohnungen weder Gas noch Kohle verbraucht wird. Die Heizung geschieht von außen durch eine Sammelanlage, und in den Küchen wird mit Elektrizität gekocht.

(Mitgeteilt nach Concrete and Constructional Engineering, Dezember 1929.)

Der neue Welland-Schiffahrtskanal.

(Nach Engineering News-Record vom 4. September 1930.)

Der neue Welland-Schiffahrtskanal zwischen den Seen Erie und Ontario in Kanada, innerhalb eines Jahrhunderts die vierte Wasserstraßenverbindung, geht nunmehr seiner Vollendung entgegen, so daß mit einer vollständigen Inbetriebnahme zum Frühjahr nächsten Jahres gerechnet werden kann. Hiermit werden die Arbeiten an einem großen Ingenieurwerk zu Ende geführt, das bereits im Jahre 1913 begonnen, im Jahre 1916 während des Weltkrieges aber vollständig unterbrochen, 1919 unter erschwerten Bedingungen wieder aufgenommen und ab 1921 nach Festigung der wirtschaftlichen Verhältnisse wieder mit Erfolg weitergeführt wurde. Der neue Kanal, der eine Länge von rd. 40 km besitzt, überwindet das rd. 100 m betragende Gefälle zwischen den beiden Seen mit nur 7 Schleusenhaltungen von je rd. 14,20 m Hubhöhe gegenüber 26 Schleusen des jetzt bestehenden Kanals und gestattet den Verkehr mit Schiffen bis zu 7,60 m Tiefgang, während der alte Kanal nur für Schiffe bis 4,30 m Tiefgang ausgebaut war. Die Wahl der großen Hubhöhe der Schleusen gestattete den starken Geländeunterschied einige Meilen westlich von den Niagarafällen mit einer kurzen Schleusentreppe zu überwinden. Der Kanal beginnt am Eriesee bei Port Colborne am Ausgangspunkt des bis jetzt bestehenden Wellandkanals und folgt ungefähr dessen Verlauf, jedoch wesentlich gestreckter unter Vermeidung aller scharfen Krümmungen; von der Schleusentreppe bei Thorold aus ist der neue Wellandkanal in kürzester Linie zu dem Ontariosee geführt, wo die Anlage eines neuen Hafens bei Port Weller notwendig wurde. Die oberste Haltung des Kanals liegt in Höhe des äußersten Niedrigwassers des Eriesees, um bei allen Wasserständen den Schiffahrtsverkehr zu ermöglichen. Die oberste Schleuse Nr. 8 bei Port Colborne ist normalerweise geöffnet und dient in der Hauptsache als Schutzschleuse gegen Sturmfluten auf dem Eriesee, die bis zu 3,70 m auflaufen können; sie ist 420 m lang und gestattet die gleichzeitige Durchschleusung mehrerer Schiffe. Die nächstfolgende Schleuse Nr. 7 bei Thorold am Ende der rd. 25 km langen



Blick in das Oberhaupt einer Schleuse mit Doppeltoren.

oberen Haltung, die sich auf $\frac{2}{3}$ der ganzen Kanallänge erstreckt, ist als einfache Schleuse ausgebildet, von der die Schiffe in ein Becken oberhalb der Schleusentreppe mit den Schleusen Nr. 6, 5 und 4 gelangen, die als Zwillingsschleusen ausgebildet sind für den gleichzeitigen Berg- und Talverkehr. Oberhalb der Schleuse 7 ist ein besonderes Schutztor eingebaut, das normalerweise geschlossen ist, um bei einem Versagen der Verschlüsse der Schleuse 7 eine Entleerung der oberen Haltung zu verhindern. Die Schleusen Nr. 7 und 6 sind zur Sicherheit am Ober- und Unterhaupt mit Doppeltoren ausgerüstet. (Vgl. Abb.). Der aus drei Schleusen bestehenden Schleusentempel ist ein besonderes Wasservorratsbecken vorgeschaltet, dem das Wasser durch ein Wehr entnommen wird, das sich bei Überstau automatisch öffnet. Zum Schutz der Schleusentore gegen Schiffsstöße sind Stege quer über die Schleusen-einfahrten gelegt, als weitere Schutzmaßnahmen sind besondere Fenderkabel vorgesehen.

Die Füllung der Schleusen erfolgt nicht unmittelbar aus dem Kanalwasser, sondern von besonderen Becken aus. Füllung und Entleerung der Schleusen erfolgt durch Segmentschützen. Die gewöhnliche Länge der Schleusen beträgt 250 m, die Breite 24,40 m und die Tiefe über dem Schleusendrempe 9,15 m.

Die Schleusen sind normalerweise auf Fels gegründet. Der im nördlichen Teil des Kanals angetroffene rote Schieferton besitzt die Eigenschaft, sich an der Luft rasch zu zersetzen, es mußten daher besondere Maßnahmen zu seinem Schutz getroffen werden; die letzten 30 cm Fels wurden erst kurz vor dem Betonieren ausgehoben und nach Vollendung der Betonarbeiten wurde der Fels mit Zement ausgepreßt.

Der Kanal besitzt eine Sohlenbreite von 61 m und eine Wasserspiegelbreite von 95 m. Wo der Kanalaushub in losem Boden vorgenommen wurde, begnügte man sich mit einer Mindestdiefe von 7,65 m, im Fels vertiefte man den Kanal aber bereits auf 8,40 m, um bei etwaiger späterer Vertiefung des Kanals den Aushub unter Wasser zu verringern. Die Schleusen wurden durchweg für eine Tiefe von

9,15 m gebaut, um spätere Änderungen zu vermeiden. Der größte Teil des Kanalaushubes liegt im Tonboden oder sonstigen glazialen Schichten, im oberen südlichen Teil des Kanals bei Port Colborne wurde in der Hauptsache Fels angetroffen. Der gesamte Felsaushub betrug ungefähr 7 Millionen m³ und der Erdaushub rd. 3 Millionen m³.

Der Kanal wird von 21 Eisenbahn- und Straßenbrücken verschiedenster Systeme überkreuzt. Das schwierigste Bauwerk war die Kreuzung des Kanals mit dem Chippawafluß, der in einem Düker unter den Kanal durchgeführt werden mußte bei Aufrechterhaltung des Verkehrs auf dem bestehenden Kanal.

Die Gesamtkosten des Kanalbaues belaufen sich auf über 120 Millionen Dollar. Mit der Fertigstellung des Kanals wird es möglich, mit großen Schiffen vom Eriesee zum Ontariosee hinabzusteigen und von dort in den St. Lawrencestrom nach Montreal zu gelangen und die Kornverfrachtung ostwärts durch die großen Seen ohne Umschlag auf kleinere Schiffe oder auf die Eisenbahn durchzuführen.

Dr.-Ing. W. Lydtin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zu dem Aufsatz:

„Überströmen, Überfall und Ausfluß“

von Dr.-Ing. F. Bundschu (Heft 22, Jahrg. 1930 des „Bauingenieur“).

Der von Dr. Bundschu als Mangel bezeichnete Umstand, daß die Weisbachschen (und Keutnerschen) Formeln nicht unmittelbar auflösbar sind, da in der Geschwindigkeitshöhe k die Unbekannte Q mit enthalten ist, ist bei den Bundschuschen Formeln in ähnlicher Weise vorhanden. In der Größe H , die in den Bundschuschen Gleichungen die Energielinienhöhe über der Wehrkrone bezeichnet, ist ebenfalls die Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{Q^2}{2gF^2}$ versteckt. Das Verfahren der Proberrechnung läßt sich bei der Auflösung hydraulischer Gleichungen eben nur selten umgehen und ist bei einiger Gewandtheit auch meist ohne großen Zeitaufwand durchführbar.

Die Bundschusche Formel für den (vollkommenen) Überfall

$$(1) \quad Q = b \sqrt{g} \left(\frac{2}{3} H\right)^{1.5}$$

ist genau identisch mit der im Jahre 1845 von J. B. Bélanger abgeleiteten Gleichung für breite Wehrrücken

$$(2) \quad Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} b \sqrt{2g} h_1^{3/2}$$

da mit $k = 0$ auch $h_1 = H$ zu setzen ist.

Entgegen der Ansicht Bundschus ist ein stetiger Übergang zwischen dieser Formel und der Poleni-Weisbachschen

$$(3) \quad Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} b h_1^{3/2}$$

die nur durch den Faktor $\frac{1}{\sqrt{3}} = 0,58$ von einander verschieden sind,

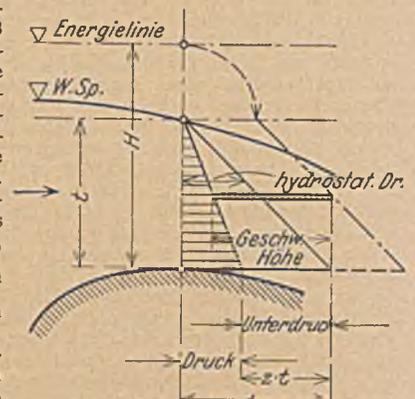
sehr wohl möglich, wie aus den Entwicklungen von Dr. Böß in dem Aufsatz: „Berechnung der Abflusmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen und Schwellen unter besonderer Berücksichtigung der dabei auftretenden Zusatzspannungen“ (Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1929, Heft 2/3) hervorgeht. Danach sind nämlich beide Gleichungen, wie sich bei näherer Untersuchung ergibt, auf derselben mathematischen Basis aufgebaut, da beide das Überfallproblem als Maximalaufgabe anfassen, wenn das auch bei der Polenischen Ableitung nicht ohne weiteres erkennbar ist, und zwar unter Anwendung des Prinzips der größten Wirkung, welches besagt, daß ein Naturvorgang sich so abspielt, daß mit einem gegebenen Energieaufwand die größtmögliche Leistung erzielt wird, d. h. in diesem Falle, daß bei einem (durch die Energielinienhöhe) gegebenen Energievorrat die Überfallmenge ein Maximum wird, oder umgekehrt ausgedrückt, daß eine gegebene Wassermenge mit geringstmöglicher Energielinienhöhe abfließt.

Der Unterschied zwischen den beiden Ableitungen beruht lediglich in der verschiedenen Annahme des im Überfallquerschnitt vorhandenen hydrostatischen Druckes, da Dr. Bundschu voraussetzt, daß hier der der Wassertiefe entsprechende hydrostatische Druck voll vorhanden sei, während Poleni davon ausgeht, daß der gesamte hydrostatische Druck in Geschwindigkeitsenergie umgesetzt wird.

Die aus der Theorie des Schießens und Strömens abgeleitete Grenztiefe bzw. Grenzwassermenge, von der Dr. Bundschu ausgeht, hat die Wirkung des vollen hydrostatischen Druckes zur Voraussetzung und gilt streng genommen nur für horizontalen geradlinigen Verlauf der Stromfäden. Dieser ist aber nur bei Wehren mit breitem Wehrrücken möglich, weshalb die Bundschusche Gleichung nur für solche Wehrformen, zu denen allerdings auch Klappenwehre, Dachwehre usw. in umgelegtem Zustande zu zählen sind, Gültigkeit haben kann.

Bei allen Wehrformen mit runder Krone tritt eine mehr oder weniger starke Krümmung der Stromfäden ein, wobei die auftretenden Fliehkräfte eine Verringerung des Wasserdruckes hervorrufen. Im Grenzfall können die Fliehkräfte theoretisch so groß werden, daß der hydrostatische Druck über die ganze Höhe des Überfallquerschnittes zu Null wird. Dieser Zustand entspricht der Voraussetzung von Poleni für die Ableitung seiner Formel. (Von dem Fall, daß an der Unterseite des Überfallstrahles sogar absoluter Unterdruck, d. h. $\frac{p}{\gamma} < a t$, bei besonderen Wehrformen auftritt, kann hier abgesehen werden.)

Unter der in Wirklichkeit bei bestimmten Fällen angenähert zutreffenden Voraussetzung eines geradlinigen Verlaufes der Druckverteilung (s. Abb.) im überfallenden Wasserstrahl lautet die von Böß aufgestellte allgemeine mathematische Beziehung zwischen Energielinienhöhe, Wassermenge und Wassertiefe:



Schematische Darstellung der Druckverteilung im überfallenden Strahl bei Annahme eines geradlinigen Verlaufes des Unterdrucks (nach Böß).

Unter der in Wirklichkeit bei bestimmten Fällen angenähert zutreffenden Voraussetzung eines geradlinigen Verlaufes der Druckverteilung (s. Abb.) im überfallenden Wasserstrahl lautet die von Böß aufgestellte allgemeine mathematische Beziehung zwischen Energielinienhöhe, Wassermenge und Wassertiefe:

$$(4) \quad Q = B \sqrt{2g} \cdot \frac{2}{3z} \left\{ [H - t(1-z)]^{3/2} - (H-t)^{3/2} \right\}$$

worin z das Verhältnis des Unterdrucks zum vollen hydrostatischen Druck bedeutet. Die bekannte Gleichung der Kochschen Abflußparabel stellt einen Sonderfall der obigen allgemeinen Gleichung für $z = 0$ dar.

Wie schon erwähnt, stellt sich der Abfluß über ein Wehr als Maximalabfluß ein. Aus Gleichung (4) ergibt sich aber das Maximum der Abflußmenge allgemein zu:

$$(5) \quad Q_{\max} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} H^{3/2} B \frac{1}{\sqrt{z^2 - 3z + 3}}$$

Für $z = 0$, d. h. bei vollem hydrostatischen Druck, ergibt sich daraus die Bundschusche Gleichung (1), während man für den anderen Grenzfall $z = 1$ die Polenische Gleichung (3) erhält.

Aus dem Gesagten ergibt sich als bemerkenswerte Folgerung, daß die mathematische Ableitung beider Überfallgleichungen gleichberechtigt ist und der Bundschusche Vorwurf einer fehlerhaften Ableitung der Polenischen Gleichung nicht zutrifft. Beide Gleichungen sind nicht allgemein, sondern nur für Sonderfälle gültig. Die Bundschusche Gleichung hat allerdings den Vorzug, daß der für sie in Frage kommende Sonderfall häufiger anzutreffen ist.

Die Bößsche Gleichung (5) bedeutet zwar auch noch keine allgemeine mathematische Lösung des Überfallproblems, aber sie zeigt zum mindestens den Weg, auf dem diese gefunden werden kann, nämlich durch die Erforschung der Größe des Unterdrucks und der Abhängigkeit desselben von der Wehrform und Überfallhöhe.

Der Ausbau der Bößschen Entwicklungen durch möglichst einfache mathematische Berücksichtigung einer den tatsächlichen Verhältnissen näherkommenden Verteilung des Unterdrucks führt zu der praktischen Hydrodynamik im Sinne Kochs, die dem Praktiker

die Ergebnisse der theoretischen Hydrodynamik in leicht verwertbarer Form zugänglich machen will.

Etwas wesentlich Neues bedeutet die von Dr. Bundschu abgeleitete Grenze zwischen Überfällen und Überströmen mit $h = \frac{H}{3}$, während seine Gleichung für Überströmen sich im wesentlichen mit der Formel von Mary (1860) deckt (s. Forchheimer, Hydraulik, 1914, S. 303).

Auch hier muß jedoch die Einschränkung gemacht werden, daß die Bundschuschen Gleichung für Überströmen und insbesondere die Grenze $h = \frac{H}{3}$ streng genommen nur für den sog. „Einlauf“ Gültigkeit hat.

Schon für Wehre mit breiter Krone ist die Gleichung sowie die Grenze nicht mehr genau gültig. Hier führt nur eine ziemlich umständliche Rechnung mit Hilfe des Impulssatzes zum Ziel, durch den die bei der Verzögerung des Wassers beim Absturz in das Unterwasser (von Dr. Bundschu in einem besonderen Aufsatz als „Wasserauflaufen“ bezeichnet) auftretenden Energieverluste erfaßt werden können.

In meinem Aufsatz „Abflußberechnungen bei Wehren mit breiter Krone mit Hilfe des Impulssatzes“ in der Wasserwirtschaft Wien, 1930, Heft 21¹, bin ich auf das Überströmen bei Wehren mit breiter Krone bzw. die Grenze zwischen Überfall und Überströmen unter Anführung eigener Versuche im Karlsruher Flußbaulaboratorium aus dem Jahre 1927 näher eingegangen.

Noch wesentlich komplizierter gestaltet sich der Übergang vom Überfall zum Überströmen bei Wehren mit ausgerundeter (kreiszyklinderförmiger) Krone. Ein näheres Eingehen hierauf würde zu weit führen; es läßt sich leicht durch den Versuch zeigen, daß bei allmählichem Anstauen des Unterwassers über die Höhe der Wehrkrone auch ein Rückstau ins Oberwasser auftritt, was durch die Verringerung des Unterdrucks im Überfallquerschnitt infolge des immer größer werdenden Gegendrucks des Unterwassers zu erklären ist. Der eigentliche Übergang vom Überfall zum Überströmen erfolgt

auch hier nicht genau bei $h = \frac{H}{3}$.

Die Bundschuschen Ableitungen haben sicherlich eine gewisse praktische Bedeutung. Es muß aber doch darauf aufmerksam gemacht werden, daß sie nur mit Vorsicht und im Bewußtsein, daß sie höchstens Näherungswerte ergeben und nur für Sonderfälle gültig sind, angewandt werden dürfen. Eine allgemeine Lösung des Überfallproblems bedeuten sie auf keinen Fall.

Th. Musterle, Weimar

Stellungnahme von Dr.-Ing. Bundschu zur Zuschrift Dr. Musterle.

Ich stimme Dr. Musterle vollständig zu, daß meine Ableitungen keine allgemeine Lösung des Überfallproblems darstellen. Sie sind stark stilisiert und ergeben daher nur Näherungswerte, wobei allerdings im Gebiet des Überströmens die Näherung eine ziemlich gute sein dürfte. Außerdem wollen sie dem praktisch tätigen Ingenieur eine plausible Anschauung darüber vermitteln, daß beim Erguß über ein Wehr die charakteristischen Erscheinungen des strömenden und schießenden Wassers und Sogwirkungen auftreten.

Der Umstand, daß die Fehler der seitherigen Ableitungen durch die auftretenden Sogerscheinungen mehr oder weniger wieder aufgehoben werden können, entkräftigt meine Behauptung, daß sie, wenigstens in der Form, in der sie seither in den Lehrbüchern zu finden waren, grundsätzlich falsch sind, nicht.

Die Bemerkungen von Dr. Musterle, daß meine Formeln wie die Weisbachsche nicht unmittelbar auflösbar seien, trifft nicht zu. Wohl

¹ Der Aufsatz lag bereits im April 1930 vor Erscheinen der Bundschuschen Veröffentlichung druckfertig vor.

ist in H die Geschwindigkeitshöhe k und damit Q enthalten, es lassen sich jedoch bei meiner Ableitung für H unmittelbar lösbare Gleichungen anschreiben (vgl. angewandte Hydraulik, Springer 1929, Formel 41 und 46), so daß tatsächlich die Wehraufgaben mit meinen Formeln ohne Probieren berechnet werden können.

Die bestehende Formel für den vollkommenen Überfall unterscheidet sich in ihrem praktischen Ergebnis nicht wesentlich von der meinigen. Anders liegen aber die Verhältnisse beim unvollkommenen Überfall, denn darüber besteht wohl Übereinstimmung, daß die seitherige Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g} b [(h+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 \sqrt{2g} b (h_1 - h) \sqrt{h+k}$$

in jeder Beziehung unbefriedigend ist. Hoffentlich tragen meine Ableitungen dazu bei, dieses Formelungeheuer aus der Literatur zu verdrängen.

Aufgabe der Forschungsinstitute ist es nun, dem praktisch tätigen Wasserbauingenieur baldmöglichst für die gebräuchlichsten Wehrformen (also nicht nur für das scharfkantige Plattenwehr) einfache, gebrauchsfertige Berechnungsunterlagen an die Hand zu geben. Ich vermute, daß man dabei am besten die Formel $Q = A h^{1.5}$ zugrunde legt und A in Kurvenform für einige wenige charakteristische Wehrtypen festlegt. Es wäre dabei mehr auf Einfachheit als auf Vollständigkeit und übertriebene Genauigkeit zu achten. Man muß bedenken, daß die Hochwassermenge, für die das Wehr gebaut werden soll, meist nur grob angenähert berechnet werden kann. Auch macht in der Praxis ein anschimmender Baumstamm, eine Eisverstopfung o. ä. einen Strich durch eine noch so genau durchgeführte Rechnung.

Bundschu.

Schlußwort zur Zuschrift Dr.-Ing. Bundschu.

Der Ansicht Dr. Bundschus, daß seine Formeln eine plausible Anschauung auch über das Auftreten von Sogwirkungen vermitteln, kann ich nicht zustimmen, da sie ja gerade unter voller Vernachlässigung des beim Überfall auftretenden Unterdrucks, dessen Folge die Sogwirkungen sind, aufgestellt sind.

Der grundsätzliche Fehler in der Poleni-Dubuatschen Gleichung liegt nicht, wie Dr. Bundschu in seinen Abhandlungen behauptete, in der mathematischen Ableitung, sondern in der Voraussetzung, daß beim Überfall der größtmögliche Unterdruck auftritt. Einen gleichen grundsätzlichen Fehler enthält aber auch die Bundschusche Entwicklung, da diese voraussetzt, daß sich beim Überfall der kleinstmögliche Unterdruck (nämlich = Null) einstelle.

Ich habe in meiner ersten Zuschrift absichtlich vermieden, die beiden Formeln als „falsch“ zu bezeichnen, da beide für Sonderfälle, aber auch nur für solche, gültig sind. Hinsichtlich der theoretischen Ableitung kann ich einen Vorzug der Bundschuschen Formel vor der von Poleni-Dubuat für vollkommenen Überfall nicht erkennen. Da sich gleichzeitig auch nach den eigenen Worten von Dr. Bundschu „die bestehende Formel für den vollkommenen Überfall in ihrem praktischen Ergebnis nicht wesentlich von der seinigen unterscheidet“, so dürfte auch für den Praktiker kein Grund bestehen, von dem Bisherigen abzuweichen, solange ihm nichts wirklich Besseres geboten wird, zumal für eine ganze Reihe von Wehrformen die Beiwerte nach der Gleichung von Poleni-Dubuat bekannt sind, wenn auch nicht gerade in Kurvenform aufgetragen.

Was den unvollkommenen Überfall betrifft, so bedeuten die Bundschuschen Ableitungen zweifellos einen Fortschritt, vor allem dadurch, daß sie auf die Unzulänglichkeit der in den Lehrbüchern angegebenen Grenze zwischen vollkommenem und unvollkommenem Überfall erneut aufmerksam machen. Infolge der weitgehenden „Stilisierung“ der Ableitungen ist jedoch auch hier nicht mehr erkennbar, daß die Formeln nur für Wehre mit breiter Krone angenähert gültig sind.

Th. Musterle.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Am 15. Oktober belief sich die Zahl der Arbeitslosen auf etwa 3 116 000. Die starke Zunahme von 112 000 seit Ende September ist allerdings nur Teil darauf zurückzuführen, daß die von den Gemeinden unterstützten Wohlfahrtserwerbslosen mehr als bisher von der Statistik der Arbeitsämter erfaßt werden. Die Zunahme der Belastung der Unterstützungseinrichtungen war in der ersten Oktoberhälfte nur sehr gering. Einem Ansteigen der Zahl der Krisenunterstützten von etwa 16 000 steht eine weitere allerdings nur sehr kleine Verringerung der Zahl der Hauptunterstützungsempfänger um etwa 1 400 gegenüber.

Im Baugewerbe hat nun überall der saisonmäßige Rückgang der Beschäftigung eingesetzt, während noch im letzten Berichtsabschnitt mindestens in einigen Bezirken eine geringe Belebung bemerkbar gewesen war. Die jahreszeitliche Verschlechterung ist in diesem Jahre von ganz besonderem Nachteil, da die nun zu Ende gehende Bausaison, soweit sie sich überhaupt auf die Beschäftigungslage der Betriebe auswirkte, weit unter dem gewohnten Maß gehalten hat. So ist schon heute der Beschäftigungsgrad teilweise derselbe wie sonst in den Winter-

monaten und durchschnittlich noch unter der Hälfte des normalen. Zwar ist das zusätzliche Wohnungsbauprogramm der Reichsregierung nun fast im ganzen Reich in Angriff genommen. Es reichte jedoch in keinem Bezirk aus zu einem Rückgang der Arbeitslosenziffer, vielmehr wurde die hierdurch herbeigeführte Entlastung durch den Rückgang der sonstigen Bautätigkeit insbesondere durch den fast vollständigen Ausfall des industriellen und landwirtschaftlichen Baues überdeckt. Ende September belasteten bereits 240 951 Baufacharbeiter den Arbeitsmarkt, das sind 170 419 oder 241,6% mehr als Ende September 1929. Die Zahl ist im Oktober weiter gestiegen.

Am Zementmarkt macht sich eine steigende Unruhe geltend. Für den Verbrauch am wichtigsten ist zunächst die Tatsache, daß von jedem der drei Portlandzementyndikate ebenso wie vom Hüttenzementverband erneut Preissenkungen vorgenommen worden sind.

Im Gebiet des Norddeutschen Zementverbandes vollziehen sich diese Maßnahmen nach wie vor in einer überaus undurchsichtigen Form. Was zunächst die Fabrikmarken anbelangt, so werden

hier an den meisten Orten, wo bisher Ausnahmenachlässe auf die Listenpreise noch nicht bestanden, solche eingeführt; an anderen Orten wurden teils die bestehenden Ausnahmenachlässe, teils die Listenpreise, teils beide zu gleicher Zeit geändert und bei einigen Orten auch beide unverändert gelassen. Die effektive Preissenkung der Endpreise (Listenpreise abzüglich Ausnahmenachlässe) bewegt sich demnach zwischen 0 RM (die meisten Orte Sachsens und Thüringens) und 55 RM (einige Orte Schlesiens). Eine Preissenkung von 15 bis 20 RM pro 10 t ist dabei am häufigsten.

Galt die jede Übersicht erschwerende Unterscheidung von Listenpreis, Ausnahmenachlaß und Endpreis bisher nur bei den Fabrikmarken, so ist diese Komplizierung der Preisgestaltung nunmehr auch auf die Sondermarke Pionier übertragen worden. So haben nicht nur die bisher geltenden Preise für Pionierzement teilweise eine Änderung erfahren, sondern auch hier sind nun fast für alle Orte des norddeutschen Verkaufsgebietes besondere Ausnahmenachlässe eingeführt worden. Die hierdurch herbeigeführte Preissenkung erreicht ein Ausmaß von 15 RM (Berlin) bis 130 RM (Waldenburg in Schlesien). Jedoch sind Ermäßigungen von 20 bis 30 RM die zahlreichsten.

Gleichzeitig mit dem Norddeutschen Zementverband hat der Süddeutsche Zementverband Mitte Oktober den in seinem unbestrittenen Gebiet (Bayern und Württemberg) geltenden Einheitspreis von 540 RM auf 520 RM gesenkt, nachdem etwa einen Monat vorher die Ermäßigung von 560 RM auf 540 RM vorangegangen war. Die in den Grenzgebieten bisher schon unter 520 RM liegenden Preise bleiben zum größten Teil weiter bestehen.

Eine Woche später, am 23./24. Oktober, sind dann der Westdeutsche und der Hüttenzementverband mit nochmaliger Preissenkung gefolgt. Für Westdeutschland sind nun die beiden Sondermarken „Monopol“ und „Meteor“ vollständig gestrichen worden. Dafür sollen künftighin die Fabrikmarken nach freier Wahl zu einem Preise geliefert werden, der teilweise noch unter dem der früheren Syndikatsmarken liegt. Auch der Hüttenzementverband hat für das ganze westdeutsche Verkaufsgebiet abermals seine Preise ermäßigt.

Noch vor diesen letzten Preisänderungen sind durch die Presse Mitteilungen gegangen, in denen festgestellt wurde, wieviel die verschiedenen Ermäßigungen seit Beginn dieses Jahres durchschnittlich in den einzelnen Verbandsgebieten prozentual betragen. Da die Preisgestaltung an den einzelnen Orten ganz verschieden verlaufen ist, ist jede Durchschnittsrechnung in gewissem Maße willkürlich und läßt sich ohne Kenntnis der hierbei ausgewählten Orte nicht auf ihre Richtigkeit nachprüfen. Stimmen aus den Verbraucherkreisen zufolge erscheint die durchschnittliche Preissenkung in den Pressenotizen übertrieben hoch.

Bei den Gründen dieser Zementpreissenkungen spielen die Preisabbauwünsche der Reichsregierung sicherlich nicht die entscheidende Rolle, wenn auch die bevorstehende 6%ige Preissenkung für Kohle, auf die etwa 12 bis 15% der Gestehungskosten in der Zementindustrie entfallen, die Bereitwilligkeit hierzu steigern muß. Viel größer ist der Zwang der Absatzverhältnisse. Im September hat sich der Zementabsatz noch etwas verringert (von 512000 im August auf 510000) und lag 30% unter dem des Vorjahres. Vor allem steht aber der Zementindustrie die Gefahr der endgültigen Auflösung des Westdeutschen Zementverbandes vor Augen. Während es in den letzten Jahren darum ging, ob der Verband zum Jahresabschluß gekündigt werden soll oder nicht, ist nunmehr der Syndikatsvertrag abgelaufen und es müßte demnach ein solcher neu vereinbart werden, der, wenn er zustandekommen soll, sicherlich gegenüber dem bisherigen wesentliche Änderungen aufweisen müßte. Neben der schwierigen Frage der Neuaufteilung der Quoten (Wickingwerk-Neuwied) gilt es vor allem, die gegenüber den Syndikatswerken zur Zeit recht günstig beschäftigten Außenseiterwerke durch die Preispolitik schon jetzt gefügig zu machen, in das neu zu schaffende Verbandsgefüge einzutreten. Wie sehr man jedoch mit der Möglichkeit des Scheiterns der demnächst beginnenden Verhandlungen rechnet, ergibt sich aus der Tatsache, daß den Angestellten des Westdeutschen Zementverbandes vorsorglich zum Jahresabschluß gekündigt worden ist. Kommt es zur Auflösung des Westdeutschen Zementverbandes, dann ist auch die Zukunft aller anderen Zementverbände sehr zweifelhaft geworden. Insbesondere werden sich dann auch die ausländischen Zementverbände für Einhaltung der Gebietsschutzabkommen nicht mehr verpflichtet fühlen.

Zwangsbeschäftigung von Wohlfahrtserwerbslosen. Ebenso wie Breslau hat jetzt auch die Stadt Mannheim zur Bedingung gemacht, daß Bauarbeiten, die mit städtischen Geldern finanziert werden, nur an solche Unternehmen vergeben werden dürfen, die sich verpflichten, bei Neueinstellungen ausschließlich Wohlfahrtserwerbslose anzunehmen. Diese Wohlfahrtserwerbslosen, deren Auswahl grundsätzlich dem städtischen Fürsorgeamt zusteht, werden im allgemeinen unter den Bedingungen des freien Arbeitsvertrages (also Tariflohn) beschäftigt. Sie können aber jederzeit vom Fürsorgeamt aberufen werden. Wünsche der Unternehmer auf Zuweisung bestimmter Leute sollen nach Möglichkeit berücksichtigt werden, auch soll die Zuweisung möglichst so erfolgen, daß ein zu rascher Wechsel vermieden wird.

Diese Verfügung der Stadt Mannheim ist angesichts der ständig wachsenden Lasten, die den Gemeinden durch die immer größer werdende Zahl der aus der Arbeitslosenversicherung Ausgesteuerten aufgebürdet werden, verständlich. Für den Unternehmer bedeutet aber die Verpflichtung, nur Wohlfahrtserwerbslose einzustellen, ein wesent-

liches Erschweris, denn es ist zum mindesten fraglich, ob unter den Wohlfahrtserwerbslosen genügend Leute vorhanden sind, die sich als Bauarbeiter eignen. Die Erfahrungen, die in dieser Richtung bei den Notstandsarbeitern gesammelt wurden, sind jedenfalls nicht die besten.

Kleinstwohnungen. Die Reichsforschungsgesellschaft hat 23 führende Architekten zur Lösung des Grundrißproblems für die in dem zusätzlichen Wohnungsbauprogramm geforderten Wohnungsgrößen aufgefordert von der Auffassung ausgehend, daß die notwendige Einschränkung der Wohnungsflächen nicht einfach durch Verkleinerung des bisherigen Wohnungsgrundrisses erzielt werden soll, sondern vielmehr den heutigen Verhältnissen entsprechende Lösungen gefunden werden müssen.

Die von den Architekten vorgeschlagenen Grundrisse sind als Sammelheft unter dem Titel „Die billige gute Wohnung“ im Verlag der Baugilde, Berlin SW 19, erschienen.

Es handelt sich um eine Veröffentlichung von Material als I. Teil einer großen Forschungsaufgabe. Die gesamte Forschungsaufgabe ist erst dann zum Abschluß gebracht, wenn auch der zweite Teil von den Architekten und den sonstigen dazu benötigten Sachverständigen bearbeitet ist, nämlich die genaue Ermittlung des gesamten Bauaufwandes bis zur Mietpreisbildung. Da diese Arbeiten sehr viel umfangreicher und mühevoller sind als die jetzt veröffentlichten, lassen sich, wie die Reichsforschungsgesellschaft mitteilt, weitere Ergebnisse dieser Forschungen erst Anfang nächsten Jahres erwarten.

Rechtsprechung.

Befrafung von Arbeitgebern wegen Nichtablieferung von Versicherungsbeiträgen. Der Justizminister hat mit Erlaß vom 21. Mai 1930 (JMBL. 30 S. 160) die Strafverfolgungsbehörden ersucht, bei ihren Anträgen zum Strafmaß gegen Arbeitgeber, welche rechtswidrig Beitragsanteile für die Sozialversicherung, die sie den Versicherten abgezogen, nicht abgeführt haben, die Höhe der vorenthaltenen Beiträge zu berücksichtigen, ferner den Umfang des dem Versicherungsträger zugefügten Schadens zu beachten. Die Strafvollstreckung soll nur ausgesetzt werden, soweit dies mit dem öffentlichen Interesse an einer wirksamen Bekämpfung der erwähnten Vergehen vereinbar ist. Für spätere Gnadenerweise soll es von wesentlicher Bedeutung sein, ob der Verurteilte nach Kräften bestrebt gewesen ist, die vorenthaltenen Beiträge dem Versicherungsträger zu erstatten.

Keine falschen Arbeitsbescheinigungen ausstellen! Arbeitslose, die ihren Arbeitsplatz ohne genügenden Grund selbst aufgegeben haben oder die aus einem gesetzlichen Grunde fristlos entlassen worden sind, haben keinen Anspruch auf Arbeitslosenunterstützung. Sie kommen aber unrechtmäßig in den Genuß der Unterstützung, wenn der Arbeitgeber absichtlich oder fahrlässig den richtigen Entlassungsgrund auf der Arbeitsbescheinigung verschweigt und z. B. auf der Entlassungsbescheinigung vermerkt „wegen Arbeitsmangels entlassen“.

Der Arbeitgeber haftet, wenn sich nachträglich die Unrichtigkeit des Entlassungsvermerkes herausstellt, für den der Reichsanstalt dadurch entstandenen Schaden und muß den etwa unrechtmäßig gezahlten Unterstützungsbetrag ersetzen. Außerdem haben die betreffenden Arbeitgeber Geld- oder Gefängnisstrafe bis zu drei Monaten zu gewärtigen.

Haftpflichtversicherung erstreckt sich nicht auf Bearbeitungs-schäden. Nach den allgemeinen Versicherungsbedingungen der Haftpflichtversicherer sind die sogenannten Obhuts- und Bearbeitungsschäden ausgeschlossen. Dem Geschäftsbericht des Reichsaufsichtsamtes für Privatversicherung für das Jahr 1929 entnehmen wir, daß eine Bauunternehmung sich beschwert hatte, weil einige größere Versicherungsgesellschaften es ablehnten, Bearbeitungsschäden an Bauprojekten, die die Firma selbst ausführte, in die Haftpflichtversicherung einzuschließen. Das Reichsaufsichtsamts hat erwidert, daß eine die allgemeinen Versicherungsbedingungen abändernde Vereinbarung möglich sei. Der Verband der in Deutschland arbeitenden Unfall- und Haftpflichtversicherungsgesellschaften hat sich dieser Stellungnahme angeschlossen, aber erklärt, daß von der Haftpflichtversicherung alle solche Fälle ausgenommen seien, in denen der Versicherungsnehmer selbst die Ausführung des Baues übernommen hat.

Derartige Schäden können nur mit Hilfe der „Baurisikenversicherung“ (Montageversicherung) gedeckt werden, deren Prämiensätze in der Regel aber so hoch sind, daß Versicherung nur in Ausnahmefällen möglich sein wird.

Zum Begriff „Ausführenlassen eines Baus“ in § 367, Ziff. 15, RStGB. (Urteil des Oberlandesgerichts Dresden, I. Strafsenat, vom 27. November 1929 — I. OStA. 107/29.)

§ 367, Ziff. 15, RStGB bedroht mit Geldstrafe bis 150 RM oder mit Haft den, der als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die polizeiliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eigenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplan ausführt oder ausführen läßt.

Unter „Ausführenlassen“ ist nicht nur der Auftrag und die Anweisung, den Bau auszuführen zu verstehen, sondern auch im Sinne von „zulassen“, „dulden“ gebraucht. Diese Auslegung entspricht

dem allgemeinen Sprachgebrauch und ergibt sich aus dem Zweck der gesetzlichen Bestimmung, die eine selbständige Verantwortlichkeit des Bauherrn, auf dessen Rechnung der Bau ausgeführt wird, neben den Personen begründet, welche den Bau leiten oder Bauarbeiten selbständig ausführen.

Zum Beginn der Verjährung der Strafverfolgung wegen Baupolizeiübertretung gemäß § 367, Nr. 15, Reichsstrafgesetzbuch. (Urteil des Kammergerichts, 1. Strafsenat, vom 10. Dezember 1929 — 1 S 654/29.)

Die Strafverfolgung wegen Baupolizeiübertretung gemäß § 367,

Ziff. 15, Reichsstrafgesetzbuch verjährt in drei Monaten. Die Verjährung beginnt mit dem Tage, an welchem die Handlung begangen ist, ohne Rücksicht auf den Zeitpunkt des eingetretenen Erfolges. Durch die Verjährung wird die Strafverfolgung ausgeschlossen. (§§ 67, III u. IV, 66 R.St.G.B.)

Insbesondere die Verjährung der Strafverfolgung wegen Baupolizeiübertretung gemäß § 307, Nr. 15, Reichsstrafgesetzbuch beginnt grundsätzlich mit der Vollendung des Baus. Entsprechend beginnt die Strafverfolgung des nur mit der Ausführung eines Teiles der Bauarbeiten betrauten Bauhandwerkers zu verjähren, sobald dieser die ihm übertragenen Arbeiten vollendet hat.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 16. Oktober 1930.

- Kl. 5 c, Gr. 9. B 140 037. Bergtechnik G. m. b. H., Essen, Ruhr. Gestaltveränderungsfähiger Holzformkörper für den Ausbau von Grubenräumen. 31. X. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 36 259. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Stopfenartig sich verjüngendes Verbindungskniestück für röhrenförmige Teile eines nachgiebigen Vielleckstreckenausbauens. 11. I. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 37 418. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Eckverbindung für die winklig aufeinanderstoßenden Ausbauteile im Grubenbetrieb. 16. VIII. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 37 704. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Kappschuh aus einem rohrförmigen Kniestück. 17. X. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 70.30. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Kappschuh. 17. X. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 10. D 56 101. Charles Dickinson, Linton, Burton-on-Trent, England; Vertr.: Richard Linde, Berlin SW 48, Wilhelmstr. 122 a. Vorrichtung zum Rauben von Grubestempeln. 6. VII. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 10. B 36.30. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. 69. Nachgiebiger Grubestempel. 3. IV. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 120 429. Dr.-Ing. e. h. Theodor Buchholz, Berlin-Zehlendorf-West, Schwerinstr. 26. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten mit Leisten oder Rippen; Zus. z. Pat. 482 713. 19. VI. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 82.30. Karl Motte, Hagen i. W., Frankfurter Str. 27. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten mit den Schienenfuß führenden Hakenrippen. 17. III. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 113 202. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11, u. Dr.-Ing. Friedrich Hübener, Berlin W 35, Magdeburger Str. 31. Gleisend-Rückvorrichtung. 28. I. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 114 554. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung für die Einstellung der Zwängrollen von Gleisrückmaschinen. 1. V. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 115 596. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lackallee 12, Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11, u. Dr.-Ing. Friedrich Hübener, Berlin W 35, Magdeburger Str. 31. Gleisend-Rückvorrichtung; Zus. z. Anm. K 113 202. 6. VII. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 2. D 58 914. Karl Krahn, Kiel, Rankestr. 5, u. Wilhelm Decker, Kiel-Pries, Prieser Strand 13. Verfahren zur Herstellung von Zementbeton-Schutzdecken geringer Stärke für Straßen. 27. VII. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 11. M 104 390. J. A. Maffei A.-G., München. Formschiene für die Einschalung von Betonstraßen o. dgl. 14. IV. 28. Leipziger Frühjahrsmesse 4. III. 28.
- Kl. 20 h, Gr. 4. V 21 853. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Hamburg a. Rh. Anordnung von Bremsschienen bei Gleisbremsen. 10. XI. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 39. B 130 709. Carlo Barduzzi, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Wagener, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Optisch und akustisch wirkende Signallvorrichtung. 4. IV. 27. Italien 10. IV. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 39. O 17 977. Samuel Alexander Orr, Highland Park, Pennsylvania, V. St. A., u. Oscar Louis Suenderhauf, Drexel Hill, Pennsylvania, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Überwegsicherung. 5. XI. 27.
- Kl. 37 a, Gr. 2. N 29 003. Neumann & Co., Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Fischer, Pat.-Anw., Dresden A 1. Eisenbetondecke aus Fullkörpern und Tragrippen und mit unter den Rippen angeordneten Isolierstreifen gegen Wärmeleitung bzw. das Durchschieben der Tragrippen durch den Unterputz. 30. VI. 28.
- Kl. 37 a, Gr. 2. V 24 834. Felix Valentin, Berlin W 50, Regensburger Str. 22. Glaseisenbetonoberlichter u. dgl., bei denen die Glaskörper auf von unten sichtbaren Eisenbetonrippen liegen und diese durch eine Dichtungsmasse gegen Eindringen von Wasser geschützt sind. 23. I. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 6. T 37 046. Dr.-Ing. Robert Tils, Köln, Rhein, Blaubach 28. Gewölbtes Dach ohne Binder und Pfetten. 7. VI. 29.
- Kl. 37 b, Gr. 5. D 59 559. Josef Dengler, Wien; Vertr.: Dr.-Ing. R. Meldau, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf, Ringdübel mit Querschlitzen für Holzverbindungen. 30. X. 29. Österreich 10. XII. 28.
- Kl. 37 d, Gr. 36. G 76 637. Franz Gralla, Emmrichswalde, Post Kunnersdorf, Kr. Görlitz. Vorrichtung zum Festklemmen sich kreuzender Drähte für Drahtzaune und Drahtgitter. 8. VI. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 5. Z 60.30. Zschocke-Werke Kaiserslautern Akt.-Ges., Kaiserslautern. Kaminkühler. 17. II. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 1. M 108 844. Dr. Julius Meyer, Güntherstr. 11, u. Emil Asmus, Grünstr. 46, Breslau. Verfahren zur Herstellung poröser Massen aus abbindefähigen mineralischen Stoffen; Zus. z. Pat. 469 864. 15. II. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. G 72 978. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstraße 107. Verfahren zur Herstellung witterungsbeständiger, bituminöser Massen für Betonschutzanstriche. 28. III. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 25. G 75 828. Gesellschaft für Teerverwertung m. b. H. u. Dr. Fritz Kraft, Duisburg-Meiderich. Verfahren zur Herstellung einer haltbaren Straßenteeremulsion. 4. III. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 3. K 111 083. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Segmentwehr. 6. IX. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 3. K 111 841. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Sohlendichtung für bewegliche Wehre. 27. X. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 3. K 113 259. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Laufbahn für den Zahnkranz von Wälzwehren. 30. I. 29.
- Kl. 84 c, Gr. 2. T 37 817. Toyo Kompuresoru Jabushiki Kaisha, Tokio, The Oriental Compressol Co. Ltd., Tokio, Japan; Vertr.: Emil Kipp, Hamburg 1, Glockengießergäßchen 21. Als Stampfvorrichtung dienendes Schuttröhr, bei der Herstellung von Ortpfählen im Vortreibrohr. 7. XI. 29.
- Kl. 84 c, Gr. 2. W 76 197. August Wolfsholz, Lausanne-Chamblandes, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann, u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung der Ausschachtungen für langgestreckte Gründungkörper aus Beton o. dgl. mit verbreitertem Fuß. 9. VI. 27.
- Kl. 84 c, Gr. 2. W 82 069. Dr.-Ing. August Wolfsholz, Lausanne-Chamblandes, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann, u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton mit durch einen aufblasbaren Sack abgestütztem Hohlraum für den verbreiterten Fuß. 12. III. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 102 074. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Zweischieniges Fahrgestell für Bagger oder Absetzer. 10. XI. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 9. M 109 780. Ignaz Müller, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Werner, Pat.-Anw., Berlin W 35. Leichtflüssigkeitsabscheider mit Durchflußperre. 19. IV. 29. Österreich 13. VII. 28 u. 7. XI. 28.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Einflüsse auf Beton. Die chemischen, mechanischen und sonstigen Einflüsse von Luft, Wässern, Säuren, Laugen, Ölen, Dämpfen, Erden, Erschütterungen, Lagergütern u. dgl. auf Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton, sowie die Maßnahmen zur Verringerung und Verhütung dieser Einflüsse. Ein Auskunftsbuch für die Praxis mit 200 Textabbildungen und einer farbigen Tafel. Unter Mitarbeit von Dr. phil., Dr.-Ing. e. h. F. Hundeshagen, Stuttgart, und Prof. Otto Graf, Stuttgart, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Dritte neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage. Berlin 1930, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Das bekannte Kleinlogel'sche Buch, das zusammen mit dem leider viel zu wenig bekannten Handbuch der Zementliteratur von Wecke derzeit zu den umfassendsten deutschen Sammelwerken der Zement- und Betontechnik gehört, ist unter Beibehaltung der früheren lexikonartigen Anordnung in ganz wesentlich erweiterter Auflage neu erschienen. Zahlreiche Einzelerfahrungen und Forschungsergebnisse, die seit Erscheinen der letzten Auflagen als Früchte der inzwischen aufgekommene Bautenschutzbewegung von den verschiedensten Seiten gesammelt worden sind, haben in der Neuauflage des Buches Aufnahme gefunden. Graf hat die von ihm bearbeiteten Abschnitte unter Berücksichtigung neuerer Versuchsergebnisse ergänzt, z. T. neue Abschnitte angefügt. Auch der von Hundeshagen bearbeitete chemische Teil ist in wesentlichen Abschnitten erweitert und durch neubearbeitete Kapitel bereichert worden. Eine Zusammenfassung englischer und französischer Fachausdrücke am Schluß des Buches durch Hundeshagen begegnet einem Bedürfnis der Baupraxis wie der Baustoffprüfungspraxis, die beide mehr und mehr auch ausländische Erfahrungen durch Quellenstudium verfolgen möchten. Die Zahl der Abbildungen ist nahezu verdoppelt worden. Neuerscheinungen am „Betonhimmel“ (Eisbeton, Arokret, Schimagasbeton u. a.) haben Berücksichtigung gefunden. Einige Mängel früherer Auflagen sind abgestellt worden. Mitteilungen auf Grund der Angaben von Erzeugern wurden eingeschränkt und haben objektiveren Darstellungen Platz gemacht. Das in den letzten Auflagen enthaltene Kapitel „Lehm“, das notgedrungen zu Schwierigkeiten auf Baustellen führen mußte und auch geführt hat, hat in der Neuauflage des Buches eine vorsichtiger Fassung erhalten. Das Bestreben, die ungeheure Fülle des Materials für die Bedürfnisse der Praxis gedrängt darzustellen, bedingte natürlich eine gewisse Auswahl bei der Behandlung des Stoffes. Trotzdem wurde es angenehm empfunden werden, wenn die ausgeprägten Einseitigkeiten bei manchen Abschnitten (z. B. „Kornzusammensetzung“ und „Gußbeton“) vermieden wären, denn schließlich wird wirklich wirtschaftliche Maßnahmen auf dem Gebiet des Bautenschutzes nur derjenige zu treffen vermögen, der sich einen Überblick über die Gesamtforschung verschafft hat und die zahlreichen Einzelforschungsergebnisse sowohl in Einklang zu bringen als auch individuell anzuwenden versteht. Wer aber einen Überblick über das Schrifttum besitzt, muß sich wundern, im vorliegenden Buche Arbeiten von Bolomey, Bethke, Gaye, Probst (Kornzusammensetzung, Gußbeton), Pfletschinger

(Grobzuschläge), Mehmel (wiederholte Belastungen) u. a. unerwähnt zu finden. Auch Feret, der schon 1892 vieles vorweggenommen hat, was heute in Modifikationen von anderen aufgetischt wird, kann im Ernste nicht bloß beim Kapitel „Lehm“ notdürftig Erwähnung finden. Bei den Abhandlungen über das Verhalten von Tonerdezement und über Zementrohre kann in Zukunft der Hinweis auf den vorzüglichen Bericht Nr. 10 des Schweizerischen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik das sachliche Bild nicht unbedeutend ergänzen. Den angestrebten Hauptzweck, „das Verständnis für die einschlägigen Zusammenhänge auch beim Bau- und Maschineningenieur zu fördern, die Architektenschaft auf die Wirkungen der zerstörenden Einflüsse aufmerksam zu machen“, dürfte das geschickt angelegte Werk besonders in der vorliegenden Neubearbeitung in weitem Maße erfüllen. Hummel.

Photogrammetrie und Luftbildwesen. Bearbeitet von R. Hugerhoff. („Handbuch der wissenschaftlichen und angewandten Photogrammetrie“, Band VII.) Julius Springer, Wien 1930. VII, 264 Seiten mit 271 Abbildungen. Preis RM 28.—, geb. RM 30,80.

Das vorliegende, den 7. Band des von A. Hay herausgegebenen Handbuches der wissenschaftlichen und angewandten Photographie vorstellende Buch kommt einem vorhandenen Bedürfnis entgegen. Eine besondere Bedeutung hat das Buch dadurch, daß sein Verfasser an der neuesten Entwicklung der Photogrammetrie insbesondere durch den Bau von mehreren Instrumenten in hervorragender Weise mitgewirkt hat.

Das Buch behandelt in neun Abschnitten die geschichtliche Entwicklung des photogrammetrischen Verfahrens, dessen Anwendungsgebiete und Vorzüge, die Rekonstruktion des Objektes aus einer Aufnahme, die punktweise Rekonstruktion eines beliebigen Objektes aus einem Bildpaar, die kontinuierlich-automatische Rekonstruktion des Objektes aus einem Bildpaar (Autogrammetrie), die Aufnahmegeräte, die mittelbare Bestimmung der äußeren Orientierungselemente, die Genauigkeit des photogrammetrischen Verfahrens und die Technik der Luftbildaufnahme. In diesen Abschnitten ist alles in theoretischer und praktischer Hinsicht Wissenswerte untergebracht.

Der wohl vorgeschriebene Umfang des Buches verlangte bei der Fülle des Stoffes eine zum Teil knappe Behandlung des Stoffes; wo dies der Fall ist, sind Hinweise auf die entsprechende Sonderliteratur angegeben, so daß ein weiteres Eindringen in Einzelheiten leicht möglich ist. Die den einzelnen Verfahren und Instrumentbeschreibungen beigefügten Figuren und Abbildungen sind klar und anschaulich; dies gilt besonders für die schematisch gehaltenen Figuren zu den Auswertungsinstrumenten, die deren Aufbau in den Grundzügen leicht erkennen lassen.

Das Buch ist das zur Zeit umfassendste Werk über Photogrammetrie; es kann allen, die sich für Photogrammetrie interessieren, bestens empfohlen werden. P. Werkmeister.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Unbekannt verzogene Herren mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Wir bitten unsere Mitglieder, uns dabei behilflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften der betreffenden Herren zu ermitteln.

Dewald, Otto, Dr.-Ing., Ludwigshafen (Rhein), Ruprechtstr. 20.

Frobenius, Heinz, Dipl.-Ing., Leipzig, Kaiserin-Augusta-Str. 41.

Hundt, Claus, Dipl.-Ing., Charlottenburg 2, Fasanenstr. 12.

Koch, Herbert, Dipl.-Ing., Mannheim, L. 4 Nr. 8.

Sangster, Hendrik, Ingenieur-architect, Haag (Niederlande), Laan van Poot 126.

Schäuble, Otto, Dipl.-Ing., Gmünd (Schwáb.), Rechbergstr. 6.

Thiemann, Wilh., Dipl.-Ing., Saalburg (Saale), Thüringen.

Trikeriotis, E. N., cand. ing., Danzig-Langfuhr, Baumbach-Allee Nr. 17 III.

Stroh, Georg, Dipl.-Ing., Berlin-Grunewald, Wangenheimstr. 41 (Laut Postvermerk: auf längere Zeit ins Ausland verzogen.)

v. Vajda, Andreas, Dipl.-Ing., Leiter d. Wasserkraftbauten b. Obersten Volkswirtschaftsrat d. Azerbadjaner S.S.R., Baku, Werch Kladbeschenskaia 23.

Mitgliederverzeichnis.

Allen Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen sind Vordruckkarten zugesandt worden, die bei der Zusammenstellung des Mitgliederverzeichnisses für das Jahrbuch 1930 als Unter-

lage dienen sollen. Mitglieder, die diese Vordruckkarte noch nicht ausgefüllt und an die Geschäftsstelle zurückgeschickt haben, werden gebeten, dies umgehend zu tun; für die Angaben der Titel und Berufsbezeichnungen verwende man bitte die auf der Karte vorgeschlagenen Abkürzungen.

Verstorben.

Durch den Tod verlor die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen folgende Mitglieder:

Horstmann, Erich Otto, Dipl.-Ing., Prokurist d. Firma Koch & Mayer, Heilbronn (Neckar).

Rheindorff, Paul, Direktor, Frankfurt (Main).

Scholl, Hermann, Ing., Stettin, Arndtstr. 27.

Wir werden den verstorbenen Mitgliedern ein ehrendes Andenken bewahren!

Beitrag für 1930.

Haben Sie als Mitglied der D. G. f. B. schon Ihren Beitrag für dieses Jahr bezahlt? — Falls Sie es noch nicht getan haben sollten, möchten wir Sie bitten, dies jetzt umgehend zu erledigen. Für Einzahlungen wolle man bitte das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, benutzen und auf dem Zahlkartenabschnitt auch die Mitgliedsnummer angeben, damit Irrtümer ausgeschlossen werden. Der Beitrag für 1930 beträgt RM 10,—. Für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure angehören, beträgt der Beitrag RM 7,50 und für Junioren RM 4,—.