

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER SPANNUNGEN IN EBENEN BEHÄLTERWANDUNGEN.

Von Dipl.-Ing. J. Trüb in Fa. Buß A.-G., Basel.

Übersicht. Berechnung von Blechen als durchlaufende Träger über starren Unterzügen unter Berücksichtigung der Seilwirkung.

1. Einleitung.

Die übliche Berechnungsart eines durchlaufenden Trägers über festen Stützen setzt voraus, daß die Durchbiegungen gering seien. Dies stimmt nur dann, wenn das Trägheitsmoment gegenüber der Spannweite verhältnismäßig groß ist. In den im Bauwesen auftretenden Ausführungen trifft dies meist zu, ausgenommen im Behälterbau. Hier können infolge der geringen Steifigkeit der Wand- und Bodenbleche wesentliche Durchbiegungen entstehen, welche bei Unverschieblichkeit der Unterzüge reine Zugspannungen aus Seilwirkung hervorrufen. Die Berücksichtigung dieser Zugspannungen ist in der Praxis nach den bisher bekannten Unterlagen recht schwierig und wird wohl meistens unterlassen. Wie weit diese Vernachlässigung ihre Berechtigung hat, ersehen wir am Schlusse dieses Aufsatzes.

Zweck dieser Arbeit ist es nun, diese komplizierten statischen Verhältnisse derart zu klären, daß sie ohne große Mühe bei in Frage kommenden Berechnungen richtig erfaßt werden können. Die theoretischen Grundlagen hierfür hat Prof. Dr. Takabeya in seinem Buch¹: „Zur Berechnung des beiderseits eingemauerten Trägers unter Berücksichtigung der Längskraft“ gegeben. Als Resultate erhält Prof. Takabeya für die Biegemomente, Zugkräfte und Durchbiegungen z. T. recht komplizierte transzendente Funktionen, wobei die Hyperbelfunktionen eine große Rolle spielen. Bei der Auswertung seiner Ergebnisse hat der Verfasser nur „sehr“ biegeungssteife Träger in Betracht gezogen (z. B. I N. P. 10 bei 4 m Stützweite). Nachstehende Ausführungen zeigen, daß die Übertragung der Takabeyaschen Formeln auf die Berechnung von Blechen wesentliche Vereinfachungen der Ausdrücke ermöglicht.

Wir stellen uns jetzt die Aufgabe, ein theoretisch unendlich langes Blech zu berechnen, welches auf parallelen, in gleichen Abständen liegenden Unterzügen unverschieblich aufliegt (Abb. 1). Die Belastung sei eine gleichmäßig verteilte, wie sie bei Flüssigkeitsbehältern auftritt. Wesentlich ist, daß infolge der Symmetrie der Belastung die Unterzüge keine Verdrehungen und horizontalen Verschiebungen ausführen können.

Das sind die Voraussetzungen, die nachstehender Berechnung zugrunde liegen. Diese gilt demnach nicht für Endfelder. In dem Buche von Prof. Takabeya ist allerdings nicht nur dieser Fall, sondern alle möglichen Fälle der Lagerung durchgerechnet. Wir haben hier nur denjenigen herausgegriffen, der am charakteristischsten erscheint.

2. Theoretische Grundlagen.

Wir betrachten ein Trägerfeld von der konstanten Spannweite l und der Blechbreite 1 cm (Abb. 2). Es bedeuten:

E = Elastizitätsmodul

p = Belastung in t/cm^2

$P = p l$

X = Längskraft

M = Biegemoment

δ = Blechstärke

$\frac{\delta}{l} = \lambda$ = Steifigkeitsgrad des Bleches

$J = \frac{\delta^3}{12}$ = Trägheitsmoment

$F = 1 \delta$ = Querschnitt

Sin = sinus hyperbolicus = sh.

Takabeya gibt für diesen Fall folgende Bestimmungsgleichungen an (s. Seite 45 ff.):

(1)

$$\frac{1}{\omega^6 \sin^2 \omega} \left(4 \sin^2 \omega + \frac{24 \sin^3 \omega}{\omega^2} - \frac{9 \sin 2\omega}{\omega} - 6 \right) - \frac{6144 E^2 J^3}{P^2 F l^6} = 0;$$

(2)

$$\omega = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{X}{EJ}} \quad \text{oder} \quad X = \frac{4 \omega^2}{l^2} J E;$$

(3)

$$M_a = \frac{P l}{4 \omega^2} \left[\frac{\omega}{\text{Tg } \omega} - 1 \right];$$

(4)

$$y = \frac{P}{2X} \left[x \left(1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{l \sin \left(\frac{x \omega}{l} \right) \sin \left(\omega - \frac{x \omega}{l} \right)}{\omega \sin \omega} \right];$$

(5)

$$M_x = \frac{P l}{4 \omega^2} \left[1 - \frac{\omega \text{Ccs} \left(\frac{2x\omega}{l} - \omega \right)}{\sin \omega} \right].$$

In Feldmitte:

(6)

$$M_m = \frac{P l}{4 \omega^2} \left[1 - \frac{\omega}{\sin \omega} \right];$$

(7)

$$f = \frac{P l}{8X} \left[1 - \frac{\text{Tg } \frac{\omega}{2}}{\frac{\omega}{2}} \right].$$

Wir beschäftigen uns mit Gl. 1 und setzen:

(8)

$$\frac{1}{\omega^6 \sin^2 \omega} \left(4 \sin^2 \omega + \frac{24 \sin^3 \omega}{\omega^2} - \frac{9 \sin 2\omega}{\omega} - 6 \right) = \Phi(\omega);$$

(9)

$$\Phi(\omega) = \frac{6144 E^2 J^3}{P^2 F l^6}.$$

Gl. 9 wird durch Einführung von λ und p umgeformt in

(9 a)

$$\Phi = 3,56 \frac{E^2}{p^2} \lambda^8.$$

Der allgemeine Berechnungsgang ist demnach folgender:

1. Bestimmung von Φ aus Gl. 9 a
2. „ „ „ ω aus Gl. 8
3. „ „ „ M, X, y aus Gl. 3, 4 usw.

Der Übergang von der Größe Φ zu ω ist sehr umständlich. Takabeya gibt tabellarisch Φ als Funktion von ω an für

$$0,001 < \omega < 0,1.$$

Diese Werte fallen nicht in den von uns betrachteten Bereich, da hier ω schwankt zwischen $0,1 - 100$. Wir haben Φ für solche

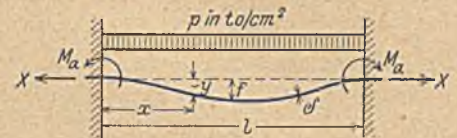


Abb. 2.

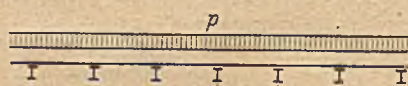


Abb. 1.

¹ Verlag J. Springer, Berlin 1924.

Werte ω berechnet und in Tabelle Nr. 1 wiedergegeben. Dabei haben wir die „Tafeln der Hyperbelfunktionen“ von Prof. Dr. W. Ligowski benutzt.

Für hohe Werte von ω kann man setzen:

$$\sin \omega \sim = \cos \omega,$$

$$\operatorname{Tg} \omega = 1,$$

$$\sin 2 \omega = 2 \sin \omega \cos \omega = 2 \sin^2 \omega,$$

so daß dann Gl. 8 lautet:

$$\frac{1}{\omega^6 \sin^2 \omega} \left(4 \sin^2 \omega + \frac{24 \sin^2 \omega}{\omega^2} - \frac{18 \sin^2 \omega}{\omega} - 6 \right) = \Phi(\omega).$$

Die Zahl 6 kann vernachlässigt werden. Dann wird schließlich:

$$(8 \text{ a}) \quad \frac{1}{\omega^6} \left(4 + \frac{24}{\omega^2} - \frac{18}{\omega} \right) = \Phi(\omega).$$

Damit gehen auch die Gleichungen 3, 6 und 7 über in

$$(3 \text{ a}) \quad M_a = \frac{P l}{4 \omega^2} (\omega - 1);$$

$$(6 \text{ a}) \quad M_m = \frac{P l}{4 \omega^2} \left(1 - \frac{\omega}{\sin \omega} \right) = \frac{P l}{4 \omega^2}.$$

Da $\frac{\omega}{\sin \omega} \ll 1,$

so ist

$$(7 \text{ a}) \quad f = \frac{P l}{8 X} \left(1 - \frac{2}{\omega} \right).$$

Tabelle 1.

Funktion $\Phi(\omega)$ für $1 < \omega < 100$.

ω	Φ	ω	Φ	ω	Φ
0,1	2,53	6	0,000 035 2	50	0,000 000 000 234
0,5	0,089 6	7	0,000 016 3	60	0,000 000 000 079 6
1	0,020 9	8	0,000 008 10	70	0,000 000 000 031 7
2	0,003 26	10	0,000 002 44	80	0,000 000 000 014 5
3	0,000 791	20	0,000 000 049 4	90	0,000 000 000 007 15
4	0,000 243	30	0,000 000 004 70	100	0,000 000 000 003 82
5	0,000 086 9	40	0,000 000 000 870		

3. Der Verlauf der Momentenfläche.

Das Biegemoment an der Stelle x beträgt:

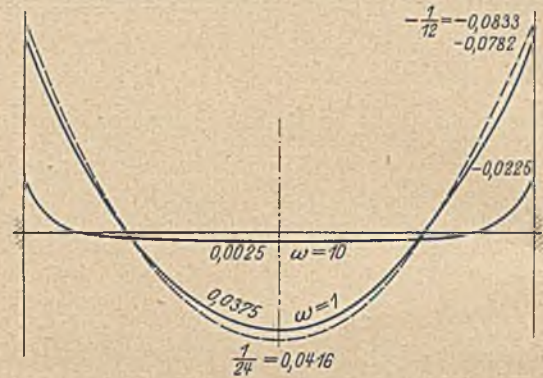
$$(5) \quad \left\{ \begin{aligned} M_x &= \frac{P l}{4 \omega^2} \left[1 - \frac{\omega \cos \left(\frac{2 x \omega}{l} - \omega \right)}{\sin \omega} \right] \\ &= p l^2 \left[\frac{1}{4 \omega^2} \left(1 - \frac{\omega \cos \left(\frac{2 x \omega}{l} - \omega \right)}{\sin \omega} \right) \right] = \alpha_x p l^2. \end{aligned} \right.$$

Wir haben in Abb. 3 die α_x -Kurve für $\omega = 1$ und $\omega = 10$ aufgetragen. Es zeigt sich, daß für $\omega < 1$ (starke Bleche) die tatsächliche Momentenfläche von derjenigen des durchlaufenden Trägers ohne Seilzug mit den charakteristischen Werten $\alpha_x = \frac{1}{24} \div \frac{1}{12}$ (in der Abbildung punktiert eingetragen) wenig verschieden ist. Hingegen weicht die Kurve für $\omega = 10$ sehr bedeutend von letzterer ab: Das positive Moment verschwindet beinahe und das Einspannmoment reduziert sich auf den vierten Teil von $\frac{p l^2}{12}$. Der Wert $\omega = 10$ entspricht ungefähr einem Steifigkeitsgrad $\lambda = 0,005$ bei einer Belastung von 1 to/m². Weiterhin ergibt sich, daß die Biegemomente im Schnitt $x \approx \frac{l}{5}$ in allen Fällen gering sind. Es ist daher ratsam, die Bleche in diesem Abschnitt zu stoßen.

² Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1890.

4. Die maximalen Spannungen.

Abb. 3 zeigt, daß die größten Beanspruchungen immer in den Einspannstellen, also über den Unterzügen entstehen.



Verlauf der Momentenflächen beim eingespannten Träger ohne Längskraft, $\omega = 0$ mit „ „ „ $\omega = 1$ und $\omega = 10$ Abb. 3.

Diese betragen:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_a}{W} + \frac{X}{\delta} = \frac{6 M_a}{\delta^2} + \frac{X}{\delta}.$$

X und M_a aus Gl. 2 und 3 eingesetzt, ergibt:

$$\sigma_{\max} = 1,5 \frac{p l^2}{\delta^2} \cdot \frac{1}{\omega^2} \left[\frac{\omega}{\operatorname{Tg} \omega} - 1 \right] + \frac{1}{3} \omega^2 \frac{\delta^2}{l^2} E.$$

Wir setzen:

$$\Psi = \frac{1}{\omega^2} \left[\frac{\omega}{\operatorname{Tg} \omega} - 1 \right] = \frac{\omega - \operatorname{Tg} \omega}{\omega^2 \operatorname{Tg} \omega}$$

und erhalten:

$$(10) \quad \sigma_{\max} = 1,5 \frac{p}{\lambda^2} \Psi + \frac{1}{3} \omega^2 \lambda^2 E.$$

Den Wert $\Psi(\omega)$ geben wir für wichtige Werte von ω in Tabelle 2 wieder. Der Grenzwert Ψ für $\omega = 0$, welcher eintritt bei höheren Werten von λ , ergibt sich durch Reihenentwicklung:

$$\operatorname{Tg} \omega = \frac{\sin \omega}{\cos \omega} = \frac{\omega + \frac{\omega^3}{6} + \dots}{1 + \frac{\omega^2}{2} + \dots} = \left[\frac{6\omega + \omega^3}{6 + 3\omega^2} \right] \omega \sim 0,$$

$$[\Psi]_{\omega \sim 0} = \frac{\omega - \frac{6\omega + \omega^3}{6 + 3\omega^2}}{\omega^2 \frac{6\omega + \omega^3}{6 + 3\omega^2}} = \frac{2\omega^3}{6\omega^3 + \omega^5} = \frac{1}{3}.$$

Somit ist für $\omega = 0$ die Biegespannung

$$\sigma_b = 0,5 \frac{p}{\lambda^2}.$$

Dieser Wert entspricht der Biegespannung, herrührend aus dem Einspannmoment des Balkens ohne Seilzug:

$$\sigma_b = \frac{p l^2}{\delta^2} = 0,5 p \frac{l^2}{\delta^2} = 0,5 \frac{p}{\lambda^2}.$$

Die Tabelle 2 zeigt, daß der Wert $\Psi = \frac{1}{3}$ praktisch schon für $\omega = 0,1$ erreicht wird.

Tabelle 2.
Funktion $\Psi(\omega)$ für $0 < \omega < 100$.

ω	Ψ	ω	Ψ	ω	Ψ
0	0,333...	1,25	0,305	15	0,0622
0,1	0,333	1,50	0,293	20	0,0475
0,2	0,332	2,00	0,269	30	0,0311
0,3	0,331	3,0	0,224	40	0,0244
0,4	0,329	4,0	0,188	50	0,0196
0,5	0,328	5,0	0,160	60	0,0164
0,6	0,326	6,0	0,139	70	0,0141
0,7	0,324	7,0	0,122	80	0,0123
0,8	0,322	8,0	0,109	90	0,0110
0,9	0,319	9,0	0,0988	100	0,0099
1,0	0,313	10,0	0,0900		

Mit Hilfe dieser Werte Ψ gelangten wir zur Berechnung der Werte σ_{max} , wie sie in Abb. 4 graphisch dargestellt sind als Funktion von p und λ . Der geradlinige Verlauf der Kurven bedeutet, daß für die betreffenden Parameter λ die Berechnung nach dem bisher üblichen Verfahren ($\frac{p l^2}{12}$) genau genug ist. Dies trifft nicht mehr zu für $\lambda < 0,01$. Außer der Kurve für $\lambda = 0,005$ haben wir auch noch diejenige eingetragen, welche, ebenfalls für $\lambda = 0,005$, den Spannungen $\frac{p l^2}{12 W}$ entspricht (punktiert). Es zeigt sich, daß für dünne Bleche die genauere Berechnung geringere Maximalspannungen liefert. Ein allgemeines Merkmal der Statik dünner Bleche ist, daß, wie Abb. 4 zeigt, die Spannungen nicht linear mit der Belastung, sondern weniger rasch, zunehmen. Dies ist also einer der seltenen Fälle von Nichtproportionalität von Spannung und Belastung innerhalb der Elastizitätsgrenzen.

Für den Praktiker ergibt sich das Resultat, daß im allgemeinen die bisher übliche Berechnung nach $\frac{p l^2}{12}$ recht gute Werte liefert, daß aber bei Blechen, bei denen das Verhältnis von Blechstärke zur Spannweite unterhalb 1% sinkt, diese Berechnung etwas zu hohe Spannungen liefert. Abb. 4 kann dabei als bequeme Dimensionierungstabelle benutzt werden.

Zum Schlusse möchte ich nochmals auf die Arbeit von Prof. Takabeya verweisen, welche allein ermöglichte, obige Resultate

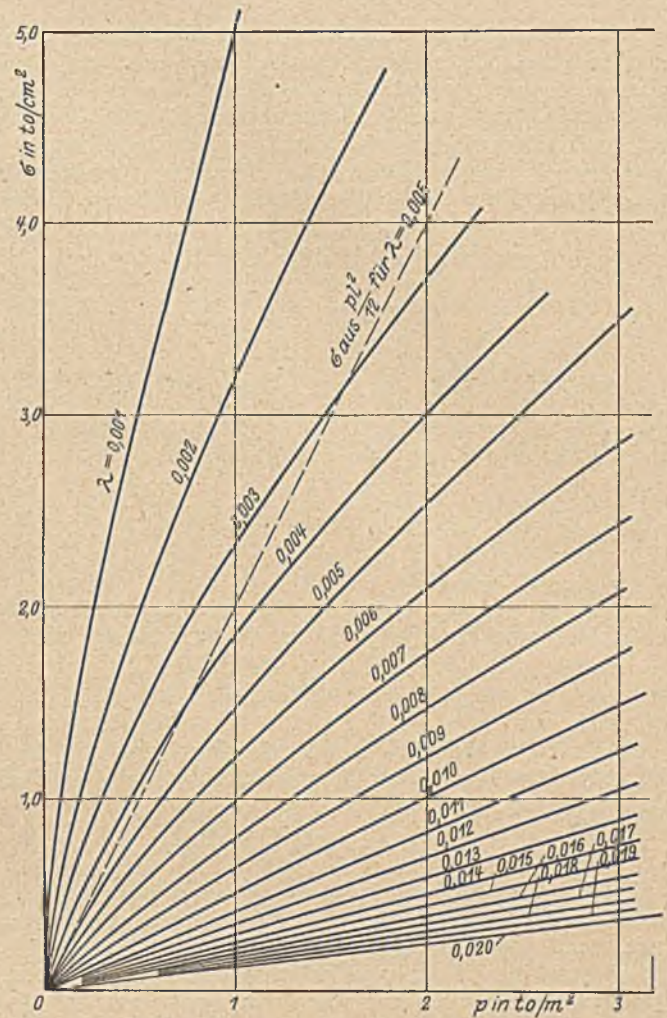


Abb. 4. σ_{max} als Funktion von p und λ .

auf diesem relativ einfachen Wege zu erreichen. Für die Berechnung von Spezialfällen, z. B. von Endfeldern, oder für die Berechnung des Einflusses von Stützenbewegungen sind darin die Grundlagen vorhanden.

KNICKSICHERHEIT KONTINUIERLICHER BOGENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Škodawerke Pilsen, ČSR.

Nachstehende Untersuchungen und Versuche entstanden während der Ausarbeitung eines der Entwürfe der Brückenbauanstalt der Škodawerke A. G. in Pilsen in dem Wettbewerb für den Entwurf einer Straßenbrücke über das Nusletal in Prag (Mai 1927). Die Abb. 1 gibt die Gesamtansicht dieses mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurfes wieder, der die schwierige Aufgabe der Überbrückung eines fast 600 m breiten, flachen und dicht verbauten Tales mit einem kühnen, kontinuierlichen Bogenträger löst. Die Spannweiten der drei Bogenöffnungen sind 108,5 + 279,0 + 124,0 m. Einedergrundlegenden Forderungen dieser Lösung war, die mächtigen vollwandigen Hauptbogen tunlichst schlank auszubilden, um dem Bauwerk ein leichtes Aussehen zu geben und nicht die Häusergruppen zu erdrücken. Die schließlich gewählten Abmessungen des Mittelbogens mit nur 4000 mm Scheitelhöhe ($L/h = 70!$) zeigen deutlich, daß es sich hier bei der Bemessung auch wesent-

lich um die Knickfestigkeit des kontinuierlichen Bogenträgers handeln mußte.

Die Knickfestigkeit des schlanken mittleren Bogens ist wesentlich geringer als die der kürzeren seitlichen Bogen. Durch die starre Verbindung der Bogen über den Auflagern ist der

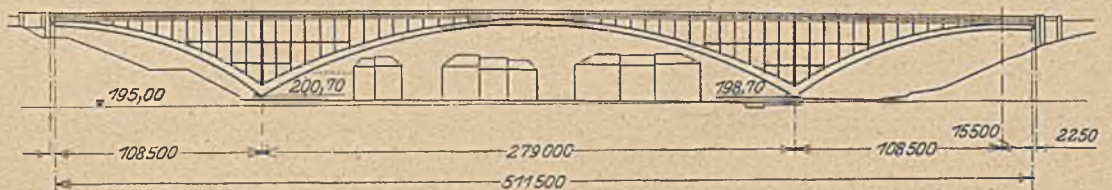


Abb. 1. Entwurf einer Straßenbrücke über das Nusle-Tal in Prag.

mittlere Bogen nachgiebig eingespannt, wodurch seine Knickfestigkeit gehoben wird. Bei der Bedeutung, die der Frage der Knicksicherheit bei diesem Entwurfe beizulegen war, war es verlockend zu versuchen, diesen günstigen Einfluß der Kontinuität zahlenmäßig abzuschätzen und bei der Bemessung zu verwerten.

Die Knickfestigkeit von Zwei- und Dreigelenkbogen wurde schon mehrfach theoretisch behandelt und auch durch Versuche an Modellen geprüft¹. Nach diesen Untersuchungen ist die Knickfestigkeit eines beiderseits unverschieblich, aber gelenkig gelagerten Bogenträgers mit unveränderlichem Querschnitt und konstanter Längskraft (Abb. 2a) gleich der eines geraden Stabes desselben Querschnittes und der Knicklänge

$$(1) \quad l_k = \frac{b}{2} \cdot \frac{I}{\sqrt{I - \left(\frac{b}{2r\pi}\right)^2}}$$



Abb. 2 a.



Abb. 2 b.

Für flache Bogen kann dieser Wert näherungsweise mit

$$(1a) \quad l_k = \frac{b}{2}$$

genommen werden.

Die Knickfestigkeit eines Dreigelenkbogens ist kleiner (Abb. 2b), die Länge des Ersatzstabes beträgt bei flachen Bogen näherungsweise

$$(2) \quad l_k = 1,28 \frac{b}{2}$$

In erster Annäherung können diese Formeln auch für die Abschätzung der Knickfestigkeit der üblichen Bogenträger verwendet werden, wenn man eben von dem Einfluß der Biegemomente und der Veränderlichkeit der Axialkraft absieht. Die Frage der Stabilität kontinuierlicher Bogenträger wurde jedoch m. W. in der technischen Literatur noch nicht behandelt. Für die Berechnung des oben erwähnten Projektes mußte daher folgende Näherungsrechnung entworfen werden.

Abb. 3 zeigt die Verformung eines kontinuierlichen Bogenträgers im Augenblick des Ausknickens. Im Scheitel eines jeden Bogens erscheint ein Wendepunkt der Biegelinie, ähnlich

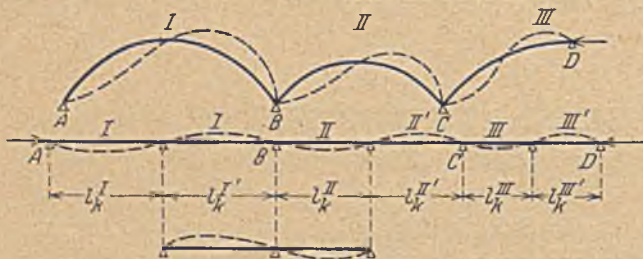


Abb. 3.

wie beim Zweigelenkbogen. Bezeichnen wir mit $l_k^I, l_k^{II}, l_k^{III}$ usw. die nach Gl. (1) berechneten Knicklängen der entsprechenden Zweigelenkbogen, so wird sich die Wirkung der Einspannung in einer Verkürzung dieser Knicklängen äußern. Es scheint nun naheliegend, diese Einspannungen nach einem analogen Ersatzsystem gerader Stäbe zu berechnen. In dem Ersatzsystem (Abb. 3b), das dieselben Querschnitte und Druckkräfte wie die Bogenkonstruktion aufweist, ist jeder Bogen durch zwei Felder von der Spannweite $l_k^{II} = l_k^{III}$ ersetzt, wie dies der Berechnung von Zweigelenkbogen entspricht. Die allgemeine Lösung der Knickfestigkeit eines unverschieblich gelagerten, gedrückten Stabzuges wurde von Dr.-Ing. Bleich gegeben².

¹ Siehe z. B. Dr.-Ing. Mayer, Die Knickfestigkeit, Springer, 1921.

² Dr.-Ing. Bleich, Theorie und Berechnung der Eisernen Brücken, Springer 1925.

In praktischen Fällen vereinfacht sich die Untersuchung noch ganz wesentlich. Die Verhältnisse in den Stäben l_k^I und l_k^{II} die einem Bogen entsprechen, sind vollkommen gleich in bezug auf Querschnitt und Druckkraft. Sind nun auch die beiden anschließenden Felder nicht wesentlich voneinander verschieden, so werden beide Stäbe, l_k^I und l_k^{II} , gleichzeitig die Knickgrenze erreichen. Sehen wir also von dem Einfluß entfernterer Felder ab, so vereinfachen wir die Aufgabe auf die Untersuchung eines einzigen Zweistabes nach Abb. 3c.

Aus dieser Überlegung erhellt schon, daß bei der Zusammenfassung einer Reihe gleichartiger Bogenträger zu einem kontinuierlichen Gebilde keine Erhöhung der Knickfestigkeit zu erwarten ist, ähnlich wie in dem analogen Fall von geraden Stäben, die gleichzeitig die Knickgrenze erreichen. Unsere Berechnung hat daher nur dann einen praktischen Wert, wenn es sich um den Zusammenschluß ungleichartiger Bogenträger handelt, wie ihn z. B. das erwähnte Projekt vorstellt.

Das Kriterium der Knickfestigkeit eines Zweistabes (siehe Abb. 4b) ist nach Bleich³

$$(3) \quad c(\varphi_2) = -\frac{l_1'}{l_2'} c(\varphi_1)$$

Hierin ist

$$(4) \quad c(\varphi) = \frac{1}{\varphi^2} (1 - \varphi \operatorname{ctg} \varphi);^{4*}$$

$$(5) \quad \varphi = 1 \sqrt{\frac{P}{E J \tau}}$$

$$(6) \quad \frac{l_1'}{l_2'} = \frac{l_1 J_2 \tau_2}{l_2 J_1 \tau_1}$$

Die Größe φ , das Labilitätsmaß, ist eine das Verhalten des Einzelstabes im labilen Gleichgewicht kennzeichnende Größe und erscheint in Gl. (3) als Veränderliche und Unbekannte. Die Bedeutung der Größe φ erhellt aus folgender Schreibweise der Gl. (5):

$$(7) \quad P = \frac{\pi^2 E J \tau}{\left(\frac{\pi}{\varphi}\right)^2 l^2}$$

Die Gl. (7) besagt: Knickt ein Stab des Systems bei Erreichen des Labilitätsmaßes φ aus, so berechnet sich die Knickkraft dieses Stabes wie beim gelenkig angeschlossenen Einzelstab von der Länge $l_k = \frac{\pi}{\varphi} l$

Sind die Querschnitte und Längen des Zweistabesystems und z. B. die Stabkraft S_1 gegeben, so erhalten wir aus Gl. (3) mit dem Umweg über φ_2 die zugehörige Stabkraft des Stabes „2“. Ein anschauliches Bild der Verhältnisse gibt Abb. 4a, aus welcher für verschiedene Werte $\frac{l_1'}{l_2'}$ zusammengehörige Stabkräfte S_1 und S_2 zu entnehmen sind. Die Knickkräfte sind auf den Achsen als Vielfache der Kräfte S_k^I und S_k^{II} aufgetragen, wobei S_k die Knickkräfte der gelenkig gelagerten Einzelstäbe bedeuten. Ist S_1 eine Zugkraft oder eine Druckkraft kleiner als S_k^I ($\varphi_1 < \pi$), so ergibt sich $\varphi_2 > \pi$ und somit $S_2 > S_k^{II}$, da sich die Knicklänge des Stabes „2“ auf $\frac{\pi}{\varphi_2} l_2 < l_2$ verringert. Für $\varphi_1 = \pi$ wird auch $\varphi_2 = \pi$, beide Stäbe knicken gleichzeitig aus.

Bei Beurteilung der Einspannung in ein Endfeld eines kontinuierlichen Bogenträgers ist noch eines Umstandes zu gedenken. Die gegenseitige Verspannung der Stäbe ist bedingt durch den Widerstand gegen Verdrehen der Stäben über den Stützen. Bei geraden Stäben und bei den mittleren Teilen einer Bogenträgerreihe ist die Verdrehung zufolge eines angreifenden Stützenmomentes gegeben durch den Ausdruck $\tau = \frac{1M}{3EJ}$. Der

³ Siehe Dr.-Ing. Bleich, Die Knickfestigkeit elastischer Stabverbindungen, Der Eisenbau 1919, Seite 27 ff.

^{4*} Tabellen der Funktion $c(\varphi)$ finden wir in beiden erwähnten Arbeiten von Bleich.

Widerstand eines Zweigelenkbogens gegen Verdrehung des Stützenquerschnittes ist etwas größer, da der Verlauf der Momente nicht mehr geradlinig ist. Nach Abb. 5 erhalten wir vielmehr aus

$$\partial_{HH} = \frac{8}{15} \cdot \frac{f^2 L}{J E}, \quad \partial_{HM} = \frac{f L}{3 E J}; \quad H = \frac{5}{8 f} M$$

$$\text{und } \tau = 0,125 \frac{L}{E J}.$$

Ersetzen wir nun L durch die Länge des geraden Ersatzstabes, so erhalten wir mit $L \doteq b \doteq 2 l_k$:

$$\tau' = 0,250 \frac{l_k}{E J},$$

also einen Wert, der das 0,75-fache des entsprechenden Wertes



Abb. 4b.

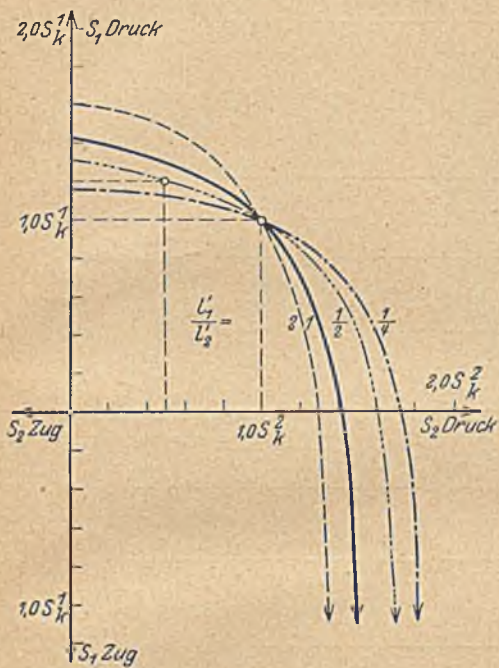


Abb. 4a.

bei einem geraden Stab ausmacht. Wir tragen dieser Abweichung einigermaßen Rechnung, indem wir die dem Endfelde entsprechende Größe l_1' mit dem 0,75-fachen Werte in die Gl. (3) einführen. Wir erhalten also als Stabilitätskriterium bei Einspannung in ein Endfelde die Gleichung:

$$(3b) \quad c(\varphi_2) = -0,75 \frac{l_1'}{l_2} c(\varphi_1).$$

Wir sind uns voll bewußt, daß die Berechnung nicht etwa Anspruch auf wissenschaftliche

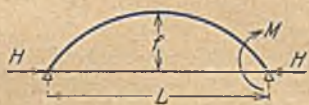


Abb. 5.

Exaktheit machen kann, doch ist zu erwarten, daß die gegebenen Schätzungsformeln die tatsächlichen Verhältnisse gut wiederzugeben vermögen.

Zur Prüfung der angeführten Berechnungsweise wurde in Anbetracht der Wichtigkeit des Problems in dem gegebenen Falle eine kleine Reihe von Versuchen an Modellen durchgeführt. Die Versuche, die mit einfachen Mitteln in der Brückenbauanstalt der Škodawerke in Pilsen-Doudlewetz zusammengestellt wurden, bestätigten gut die theoretisch ermittelten Werte.

Abb. 6 zeigt die Versuchseinrichtung. Die Modellbogen, deren Abmessungsverhältnisse ungefähr denen des entworfenen

Bauwerkes entsprechen, waren aus Flacheisen 30/8 bzw. 30/6 mm Querschnitt gebildet. Das Material war gewöhnliches Handelsflußeisen, dessen Zerreißfestigkeit mit 4350 kg/cm², Dehnung ($l = 10 \varnothing$) mit 32,9% und Elastizitätsmodul mit $E = 2078000$ kg/cm² in der Versuchsanstalt des Werkes ermittelt wurde. Besondere Sorgfalt wurde der theoretisch richtigen Lagerung der Bogen gewidmet. Die genau nach Schablone gebogenen Bogenstücke wurden mittels elektrischer Lichtbogenschweißung an Auflagerbolzen befestigt, die in Kugellagern in dem Stahlgelüst gelagert waren (siehe Detail der Abb. 6). Es wurde hierdurch gleichzeitig eine zentrische, tunlichst reibungsfreie Lagerung und auch eine biegungsfreie Verbindung über den Stützen erzielt, ohne den Querschnitt zu ändern. Die Belastung wurde schrittweise durch Einfüllen von abgezählten Nietmengen in angehängte Blecheimer aufgebracht. Die Belastung wurde stetig bis zum Bruche gesteigert und die Größe der Bruchbelastung durch Abwägen der einzelnen Kübel samt Inhalt festgestellt.

Die Tafel Abb. 7 gibt eine Übersicht der ausgeführten bzw. vorbereiteten Versuche. In der ersten Kolonne sind die Art der Belastung, in der zweiten Spalte die Querschnitte der Bogen angegeben. Es sollten Versuche mit Zweigelenkbogen und mit kontinuierlichen Bogen verschiedener Querschnitte und Belastungen geprüft werden. In der Eile der Durcharbeitung des Projektes wurde allerdings nur ein Teil des Programms erledigt, es ist aber möglich, aus diesem schon auf die Brauchbarkeit der Rechnung zu schließen.

In der Tafel sind weiter die nach der abgeleiteten Berechnung ermittelten theoretischen Knicklängen des mittleren Bogens, der zugehörige Abminderungsbeiwert $\frac{\pi}{\varphi}$ und schließlich

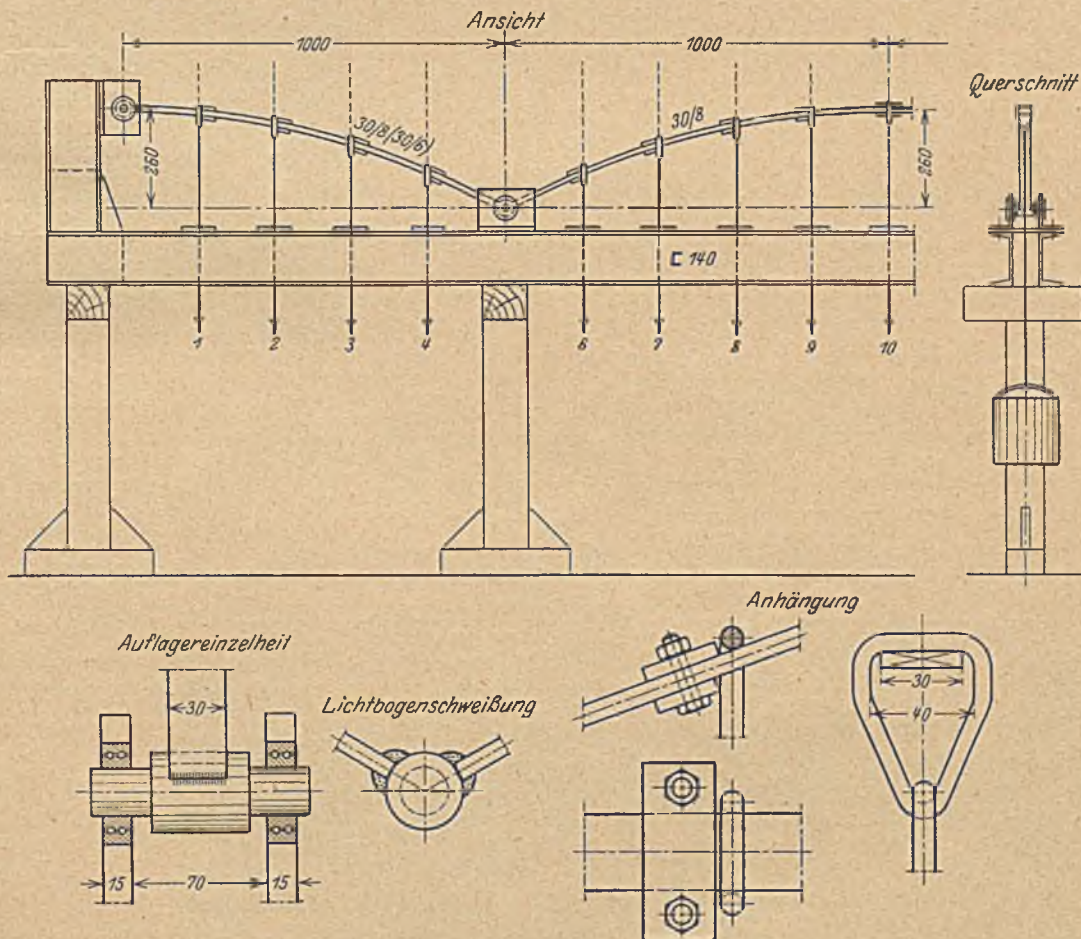


Abb. 6. Versuchseinrichtung.

die Belastung angeführt, bei welcher das Ausknicken der Konstruktion zu erwarten war. In den mit „Versuch“ überschriebenen Spalten sind die wirklich erreichten Knicklasten und die diesen entsprechenden Abminderungsbeiwerte angegeben.

Nr.	Belastung	Querschnitt		Berechnung			Versuch		
		I	II	l_k	$\frac{\pi}{\varphi}$	P	P'	$\frac{\pi}{\varphi'}$	Δ
1		—	30/8 (300x8-7)	106cm	1,00	25,9kg	25,4kg	1,01	1%
2		30/8	30/8	81,8	0,774	39,8kg	—	—	—
3		29,96/6,0	30,30/8,74	89,2	0,84	35,5kg	37,4kg	0,83	1,2%
4		30,25/8,74	30,20/8,74	84,5	0,795	40,1kg	43,4kg	0,785	3,8%
5		30/6	30/8	96,5	0,910	28,3kg	—	—	—
6		30/8	30/8	88,5	0,835	36,6kg	—	—	—

Abb. 7. Übersicht der Versuche.

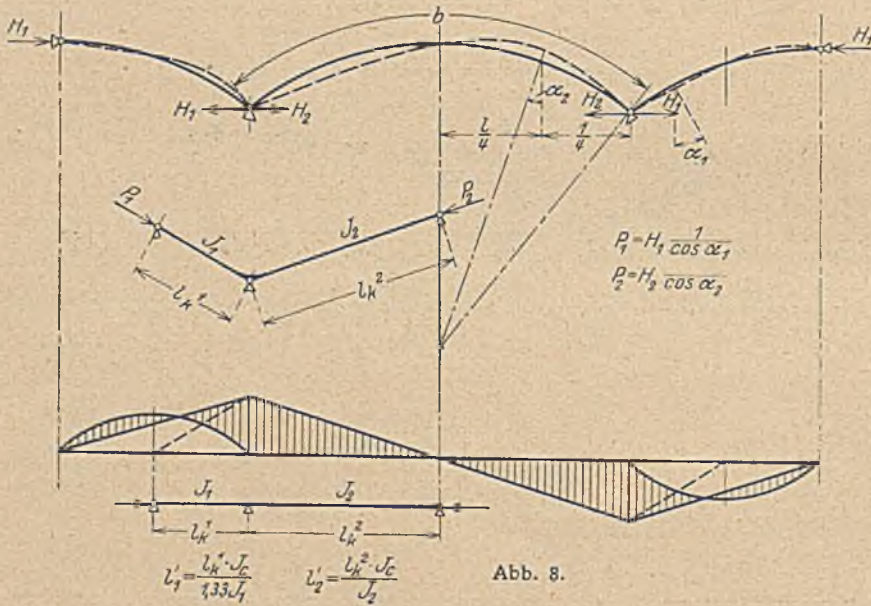


Abb. 8.

Die eingetragenen Werte ergeben sich wie folgt:

A. Zweigelenbogen.

$L = 2,0 \text{ m}$, $f = 0,26 \text{ m}$, Bogenlänge $b = 2,09 \text{ m}$.

Bei Belastung mit 9 Einzellasten P ist $H = 9,52 \text{ P}$.

Die Knicklänge nach Gl. (1) $l_k = 106 \text{ cm}$. Bei einer Fläche von $2,46 \text{ cm}^2$ und einem Trägheitsmoment von $J = 0,1344 \text{ cm}^4$ ist die Knickkraft eines Stabes von der Länge l_k gleich

$$K = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = \frac{9,87 \cdot 2,078 \cdot 0,1344 \cdot 10^6}{106^2} = 245 \text{ kg.}$$

Schätzen wir als maßgebende Knickkraft eines Bogens die Kraft im Bogenviertel; erhalten wir aus

$$H' = H \frac{1}{\cos \varphi} = H \frac{1}{0,967} = 9,84 \text{ P}$$

und der Forderung $H' = K$

$$P = \frac{245}{9,84} = 24,9 \text{ kg.}$$

Der Versuch lieferte $P' = 25,4 \text{ kg}$.

B. Kontinuierliche Bogenträger (Abb. 8).

Die statische Berechnung des 5-fach statisch unbestimmten Systems lieferte folgende Werte:

a) Bei Belastung des mittleren Bogens mit 9 Lasten P :

$$H_1 = -0,058 \text{ P} \approx 0;$$

$$H_2 = 9,55 \text{ P};$$

die Kraft im Bogenviertel

$$H_2' = \frac{9,55}{0,967} \text{ P} = 9,88 \text{ P.}$$

b) Bei Belastung der Konstruktion über die ganze Länge mit 17 Einzellasten:

$$H_1 = 8,91 \text{ P, Kraft im Bogenviertel } H_1' = \frac{8,91}{0,931} \text{ P} = 9,52 \text{ P};$$

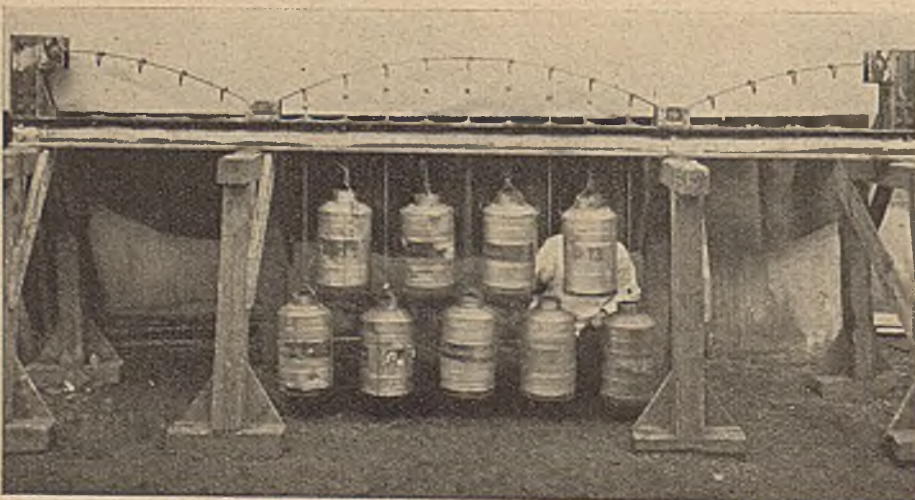
$$H_2 = 9,50 \text{ P, } H_2' = 9,85 \text{ P.}$$

Für den Bogenträger nach Versuch 3 erhalten wir:

Abb. 9. Bogen „3“ in Schwingungen versetzt.

$$l_{k1} = 53 \text{ cm, } l_{k2} = 106 \text{ cm,}$$

$$\frac{l_1'}{l_2'} = \frac{53 \cdot 0,1361}{106 \cdot 0,0533} = 1,277.$$



Für den nicht belasteten Randträger ist $c(\varphi_1) = 0$, $\varphi_1 = 0,333$, wir erhalten also nach Gl. (3b):

$$c(\varphi_2) = -1,277 \cdot 0,75 \cdot 0,333 = -1,318.$$

Nach der Tafel in „Bleich“ erhalten wir $\varphi_2 = 1,19 \pi$ und die Knicklänge:

$$l_{k_2} \text{ mit } \frac{106}{1,19} = 89,2 \text{ cm.}$$

Dieser Knicklänge entspricht die Knickkraft $K = 350 \text{ kg}$. Aus

$$H_2' = K = 9,88 P$$

erhalten wir:

$$P = 35,5 \text{ kg.}$$

Der Versuch lieferte

$$P' = 37,4 \text{ kg.}$$

Diese Kraft entspricht einer Abminderung der Knicklänge auf 0,83 der freien Länge, während der Rechnung 0,84 entspricht. Der Fehler in der Abschätzung der Einspannung ist daher nur 1,2 %.

c) Für den Fall der Belastung über die ganze Länge (Nr. 4 der Tafel) ist eine direkte Bestimmung der Größe der Lasten P nicht möglich, da die transzendente Gl. (3) eine Entwicklung nach P nicht gestattet. Versuchsweise erhalten wir mit graphischer Interpolation die Werte $l_{k_2} = 84,5 \text{ cm}$, $\frac{\pi}{\varphi} = 0,795$ und

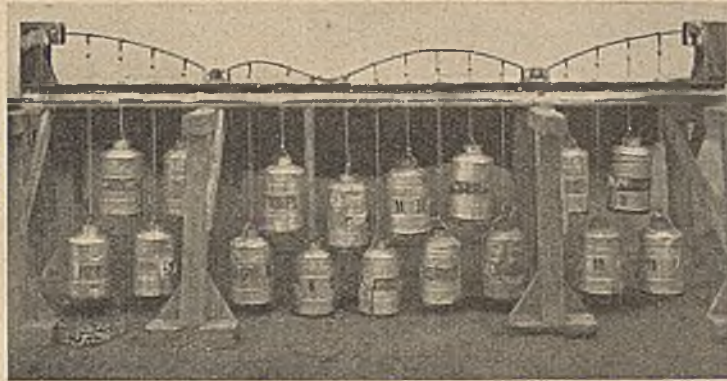


Abb. 10. Bogen „4“ angeknickt.

schaulichen. Abb. 9 zeigt eine Zeitaufnahme eines schwingenden Bogens. Man sieht deutlich an den verschwommenen Konturen die Schwingungsbäuche in den Bogenvierteln und den Ruhepunkt im Bogen Scheitel, der sich scharf abbildet.

Bei den seitlichen Bogen sind die Verhältnisse ähnlich, doch sind die Ausschläge so klein, daß sie die Photographie nicht mehr deutlich verzeichnet. Je mehr die Belastung der Bogen gesteigert wurde, um so mehr Kraft war notwendig, um das System in Schwingung zu versetzen, um so größer war aber auch die Schwingungsdauer. Die Zerstörung erfolgte plötzlich, durch Nachgeben des mittleren Bogens (Abb. 10). Durch vorsichtiges Steigern der Last gelang es in einem Falle, den Bogen im Augenblick des

Beginnes der Verformung festzuhalten (Abb. 11). Nach Zugabe einiger weiterer Nieten brach dann die Konstruktion zusammen.

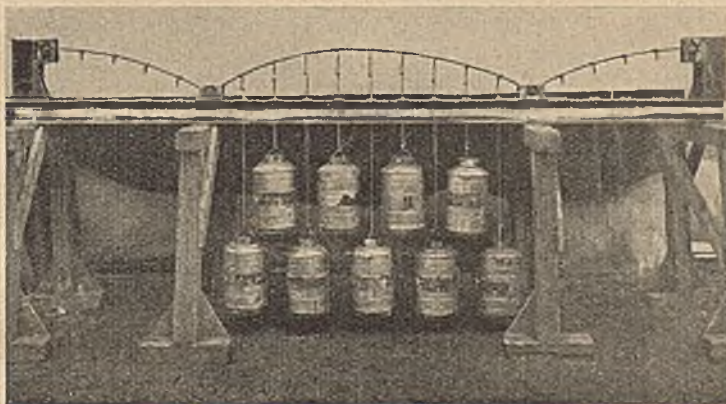


Abb. 11. Bogen „3“. Beginn des Knickvorganges.

die theoretische Knickbelastung $P = 40,1 \text{ kg}$. Der Versuch lieferte $P = 43,4 \text{ kg}$, was einer Knicklänge von $l_k = 81,2 \text{ cm}$ und einer Abminderung von $\frac{\pi}{\varphi} = 0,765$ entspricht. Es bedeutet dies einen Fehler in der Schätzung der Einspannung von 3,8 %.

Der Verlauf der Versuche war in allen Fällen derselbe. Bei kleinen Belastungen waren die Bogen stark beweglich, es war nicht schwierig, sie in lebhaftes Schwingungen zu versetzen und so deutlich die Verformung der Bogen zu veran-

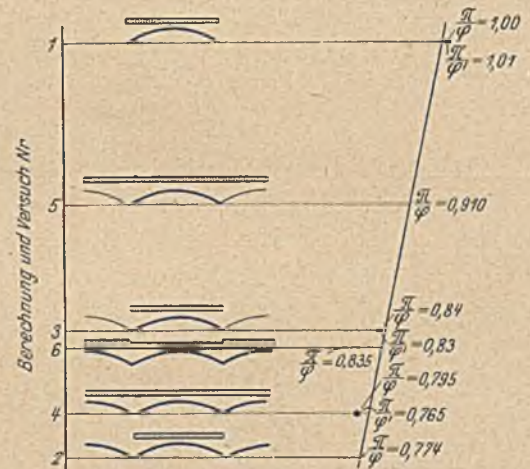


Abb. 12. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (• bedeutet Versuchsweite).

Abb. 12 gibt eine graphische Zusammenfassung der Versuchs- und Rechenwerte. Sie zeigt deutlich den Einfluß der Nachbarbogen und deren Belastung. Die den Versuchen entsprechenden Werte sind durchweg etwas günstiger als die berechneten, was wahrscheinlich auf die Reibung in den Lagern zurückzuführen sein dürfte. Die Unterschiede sind aber, wenn man die Abminderungsbeiwerte zum Vergleich heranzieht, nicht bedeutend, so daß man schon aus den bescheidenen Versuchen auf eine Bestätigung der abgeleiteten Schätzung der Knickfestigkeit kontinuierlicher Bogenträger schließen dürfte.

FLUCHTENTAFEL FÜR DAS UNMITTELBARE ENTWERFEN VON EISENBETONPLATTEN BELIEBIGEN EINSpannungsGRADES.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Alfred Troche, Darmstadt.

In Heft 12 des Jahrganges 1926 dieser Zeitschrift (S. 244 und 245) hat Herr Regierungsbaumeister Jacki eine Fluchtentafel für das Entwerfen von Eisenbetonplatten mitgeteilt, die sich in den seither verflossenen zwei Jahren meiner Erfahrung nach bestens bewährt hat. Für die Bedürfnisse namentlich des Hochbaues aber auch des Brückenbaues wird es sich allerdings empfehlen, mit Rücksicht auf möglichst gute Schnitte

die Tafel etwas umzuzeichnen, so daß die Gebiete $l \leq 7$ bis 8 m und $p \leq 1500 \text{ kg/m}^2$ bevorzugt sind. Die Anleitung hierzu hat ja Jacki selbst angegeben, so daß das Auftragen der Tafel unschwer bewerkstelligt werden kann.

Aber trotz ihrer großen Vorzüge haften der Tafel noch zwei Mängel an, die sich auf einfache Weise beseitigen lassen, wodurch das Anwendungsgebiet der Tafel um ein vielfaches

Fluchtentafel für das unmittelbare Entwerfen von Eisenbetonplatten beliebiger Einspannung ohne Zwischenermittlung des Querschnittsmomentes

$$M = \frac{q l^2}{c}$$

$$(b = 1 \text{ m.})$$

(g_0 = Bodenbelag + Deckenputz = ständige-Zusatzlast)

Beispiel.

$g_0 = 90 \text{ kg/m}^2$
 $p = 1100 \text{ ,,}$ } ergibt A' und horizontal rechts davon A.
 $l = 3 \text{ m}$
 $c = 12$ } .. B' links .. B.

Linie A-B bestimmt die Werte d und Fe.

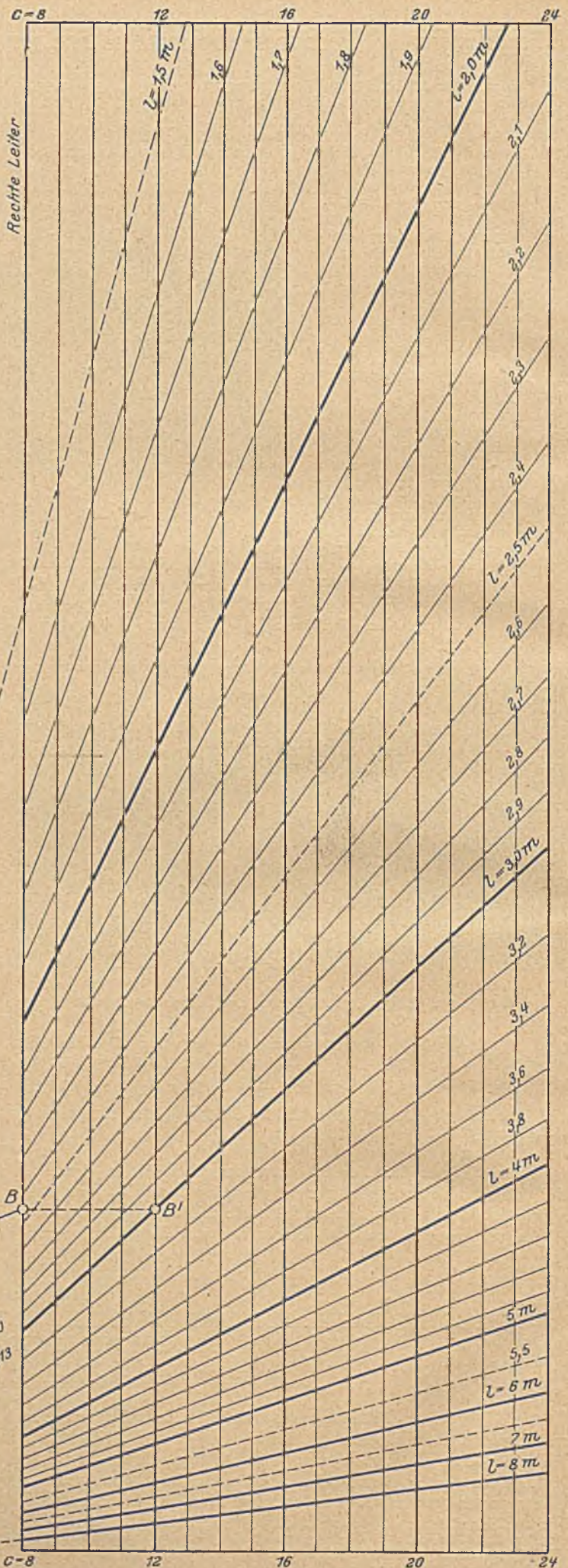
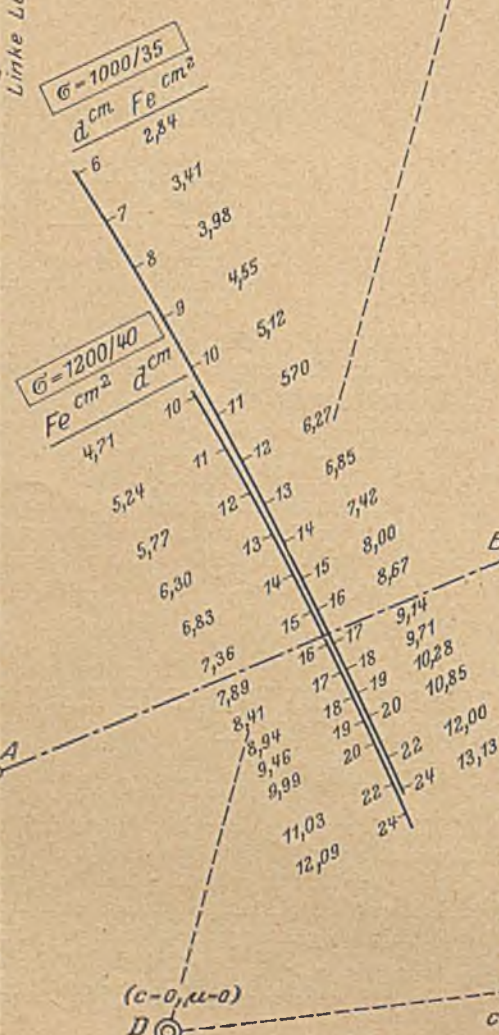
Man findet:

a) mit $\sigma = \frac{1000}{35} \rightarrow d = (16,8) = 17 \text{ cm}$;

$Fe = \left(\frac{16,8}{17,0}\right)^2 9,14 = 8,93 \text{ cm}^2$,

β) mit $\sigma = \frac{1200}{40} \rightarrow d = (15,8) = 16 \text{ cm}$;

$Fe = \left(\frac{15,8}{16,0}\right)^2 7,89 = 7,70 \text{ cm}^2$.



erweitert wird. Sie gilt nämlich nur für die vier Sonderfälle, die durch die Angaben g_0 (= Deckenputz + Bodenbelag) = 60 kg/m^2 bzw. = 150 kg/m^2 und c (Einspannungsgrad nach der Formel $M = \frac{q l^2}{c}$) = 12 bzw. 18 gekennzeichnet sind.

Damit sind nicht allzu viele Aufgabenfälle erfassbar. Man könnte nun zunächst daran denken, eine Reihe entsprechender Tafeln zu zeichnen, um noch andere häufig auftretende Werte von c und g_0 unterzubringen. Das ist jedoch recht umständlich. Es ist aber erreichbar, sämtliche möglichen Werte von g_0 und von c , also das ganze Gebiet der Eisenbetonplatten beliebiger Belastung und beliebigen Einspannungsgrades, in einer einzigen entsprechenden Tafel unterzubringen, ohne die Übersichtlichkeit, Deutlichkeit und Genauigkeit irgendwie einschränken zu müssen. In beistehender Abbildung, die im (Din)-Format gleich so gehalten ist, daß sie für die Bürozwicke unmittelbar gebrauchsfähig ist, sind die erforderlichen Erweiterungen bereits enthalten.

Wie man aus der Abbildung ersieht, ist aus der ursprünglichen Punktleiter für p eine Kurventafel geworden, die nach g_0 als Abszisse orientiert ist und die Deckenbelastung p als geradlinige Parallelschar aufweist. In entsprechender Weise ist die frühere Punktleiter für l umgewandelt in eine Tafel mit dem Koeffizienten c als Bezugsabszisse und einem konzentrischen $l = \text{Strahlenbüschel}$. Sind nun die Nutzlast p und die ständige Zusatzlast g_0 (Bodenbelag + Deckenputz) gegeben, beispielsweise

$$p = 1100 \text{ kg/m}^2, \\ g_0 = 90 \text{ „ „}$$

so ist hierdurch der Schnittpunkt A' bekannt. In gleicher Weise ist durch die Plattenstützweite l und durch den Einspannungskoeffizienten c (gemäß der Beziehung $M = \frac{q l^2}{c}$), also beispielsweise durch

$$l = 3,0 \text{ m}, \\ c = 12$$

der Punkt B' bestimmt. Nun aber verbindet man die Punkte A' und B' nicht unmittelbar miteinander, sondern zeichnet die wagerechten Hilfslinien $A'A$ und $B'B$ und verbindet nun erst A mit B , wodurch man auf den d -Leitern sofort die Plattenstärke d und die zugehörigen Eisenwerte Fe ablesen kann. In unserem Beispiel findet man mit

$$\sigma_c/\sigma_b = 1200/40:$$

$$d = 15,8 \text{ cm, erhöht auf } d = 16,0 \text{ cm und}$$

$$Fe = \text{rd.} \left(\frac{15,8}{16,0} \right)^2 \cdot 7,89 \text{ cm}^2 = 7,70 \text{ cm}^2,$$

bzw. mit $\sigma_c/\sigma_b = 1000/35:$

$$d = 16,8 \text{ cm, erhöht auf } 17,0 \text{ cm und}$$

$$Fe = \text{rd.} \left(\frac{16,8}{17,0} \right)^2 \cdot 9,14 = 8,93 \text{ cm}^2.$$

Aus dem Beispiel erkennt man, daß die p - und l -Tafeln nur Hilfstafeln zur Bestimmung der Leiterpunkte A und B darstellen. Grundsätzlich sind also in der ursprünglichen Fluchtentafel keine weiteren Änderungen vorgenommen worden, als daß die beiden parallelen Leitern mittels der Hilfstafeln willkürliche (variable) Teilungen anstatt der früheren starren Teilungen erhalten haben, wodurch das gesamte Gebiet der Bemessung von Eisenbetonplatten erfaßt werden kann. Die Maßstäbe in der Abbildung sind so gewählt, daß die im Hoch- und Brückenbau wichtigsten Fälle zu guten Schnitten mit den d -Leitern führen.

Die Geradlinigkeit der p - und l -Kurven ist mit Rücksicht auf die von Jacki angegebenen Grundgleichungen nach obigem unmittelbar eine Folge der Linearität der g_0 - und der c -Teilung. Der Maßstab der letzteren ist an sich beliebig und nur durch die Forderung nach nicht zu schrägen Schnitten der p - und l -Geraden mit den g_0 - und c -Vertikalen begrenzt. — Daß die l -Geraden ein nach D konzentrisches Büschel bilden, folgt aus der Teilung für die l -Leiter, die ja der Formel $\mu = \frac{1,25 c}{l^2}$ entspricht, so daß bei $c = 0$ alle Werte l das Ergebnis $\mu = 0$ liefern.

Die in obigen Beispielen angegebene quadratische Interpolation bei der Bestimmung der Fe -Mengen ergibt recht genaue Werte und ist rascher und einfacher zu erledigen, als die von Jacki angegebene Form der prozentualen Abzüge.

In der vorliegenden vom Verfasser erweiterten Form der Jackischen Tafel dürfte diese bei dem Entwerfen von Eisenbetonplatten beliebiger Art schätzenswerte Dienste leisten und namentlich in den Konstruktionsbüros von Nutzen sein.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Strandschutz an der Chesapeakebucht.

Durch die Bebauung der Ufer der Chesapeakebucht ist der natürliche Strandschutz durch Pflanzen, die auch in brackischem Wasser gedeihen, verschwunden und durch den Bau kostspieliger Sommerwohnungen am Strande die Befestigung des Strandes auch an Stellen nötig geworden, die nicht dem Angriff der offenen See ausgesetzt sind. Die Befestigung (s. Abb.) besteht aus einer 15 cm starken Eisenbetondecke, in 3,8 m breiten Streifen gegossen, die 0,5 m unter Niedrigwasser reicht, am Fuß durch eine mindestens 0,9 m tiefe Spundwand aus 8 cm starken gespundeten Bohlen gesichert ist, im unteren Teil Absätze

gegen den Wellenschlag, am oberen Ende eine Kehle zum Abfangen auflaufender Wellen hat und an den Stoßfugen durch eine untergelegte 30 cm breite Eisenbetonplatte verstärkt und gegen das Ausspülen der Fugendichtung geschützt ist. Eine 10 cm weite Tonrohrleitung mit gußeisernen, an der Ausmündung durch Klappen geschlossenen Ableitungsröhren in Abständen von 60 m entwässert die Hinterfüllung. Die Betonmischung ist 1:2:4 gewählt und im Ge-

zeitenbereich besonders sorgfältig zur Erreichung hoher Dichtigkeit gestampft worden. Durch die Anlage von Steinbuhnen ist eine Versandung des Uferschutzes im Gezeitenbereich zu erwarten, so daß er nur bei Sturm und hohen Fluten wirksam werden müßte. (Nach L. T. Emory, beratender Ingenieur in Philadelphia, in Engineering-News-Record 1928, S. 655—656 mit 3 Lichtbildern und 1 Zeichn.) N.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für 3 neue Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebenen Skizzenwettbewerbe für die drei neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau haben eine sehr rege Beteiligung gefunden. Bis zum Zeitpunkt für die Ablieferung der Arbeiten, dem 13. Oktober 1928, sind einschließlich Nebenentwürfen für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim 138 Entwürfe, für die Brücke bei Speyer 125 und für die Brücke bei Maxau 124 Entwürfe eingegangen. Die große Zahl der Entwürfe macht es notwendig, die Preisgerichte für die drei Brücken nacheinander zusammentreten zu lassen. Zunächst wird das Preisgericht für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim seine Arbeiten aufnehmen.

Nach Bekanntgabe des Ergebnisses dieses Wettbewerbs sollen dann die Entwürfe für die beiden Brücken bei Speyer und Maxau geprüft werden. Diese Arbeiten werden sich vermutlich bis in den Anfang des nächsten Jahres hinein erstrecken. Sämtliche Entwürfe sollen nach Abschluß der Arbeiten der Preisgerichte öffentlich ausgestellt werden.

Tweedbrücke bei Berwick.

Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke (Abb. 1) über den Tweedfluß bei Berwick (Northumberland), die wegen der geringen Breite und der schlechten Anfahrten der alten Brücke für den Durchgangs-

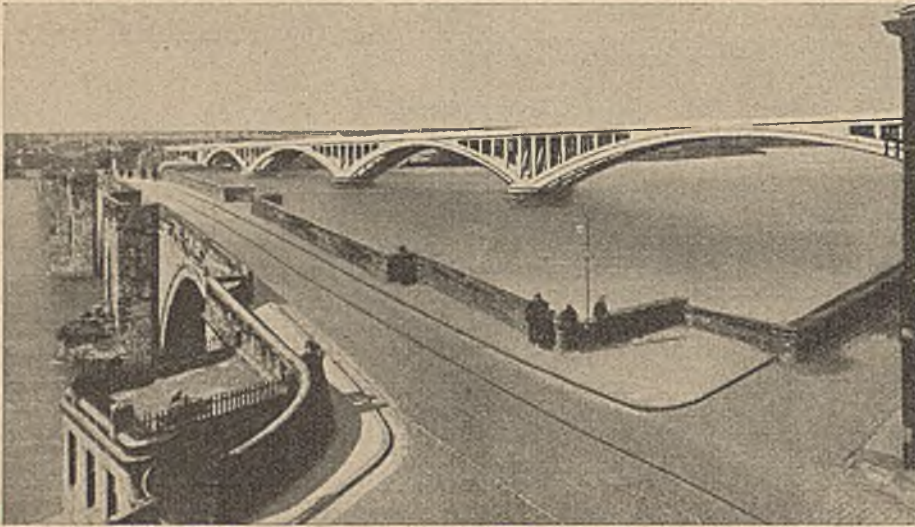


Abb. 1.

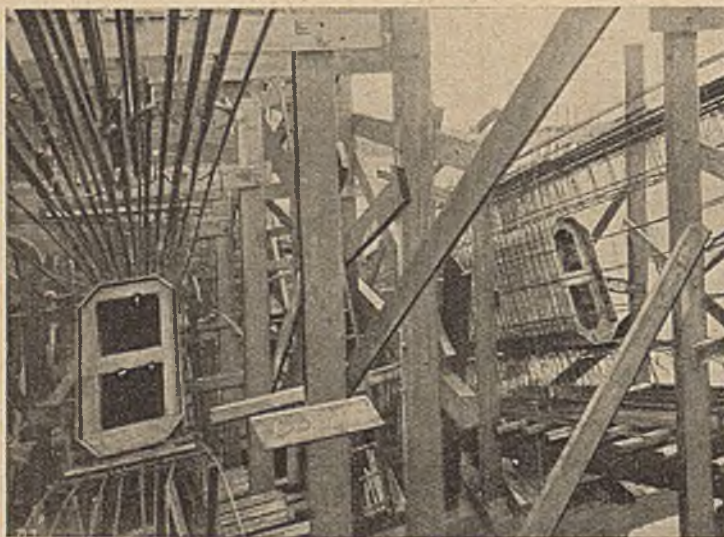


Abb. 2.

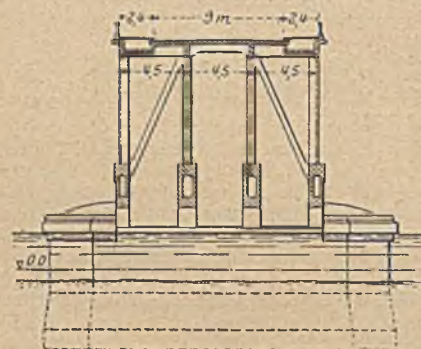


Abb. 3.

verkehr nach Edinburgh nötig geworden war, hat vier Bogenöffnungen von 51, 75,5, 81 und 110 m Spannweite, die sich durch die verschiedenen Spannweiten der Brückensteigung von 1 : 51 anpassen, und anschließend Balkenbrücken mit zusammen 44 m Länge auf der Nord- und 58,5 m auf der Südseite. Der große Bogen ist die weitest gespannte Eisenbetonbrücke in England. Die vier Bogenrippen der drei großen Öffnungen sind in den unteren Dritteln ihrer Länge hohl (Abb. 2 u. 3). Die 300 Jahre alte Wölbbücke mit 15 Öffnungen (Abb. 1) bleibt weiter in Benutzung. (Nach Engineering 1928, S. 527—528, 542 und 615 und Taf. 48—50, zus. mit 19 Zeichn. und 13 Lichtbild.) N.

Frosthügel und Schlagstellen im Eisenbahnbau.

Reichsbahnrat Backofen, Stettin, Mitglied der Studienkommission für bautechnische Bodenkunde, teilt uns hierüber mit, daß solche Frosthügel nach scharfem Frost auftreten und das Gleis oft ohne Übergang anheben. Deshalb ist hier genaue Beobachtung und „Pflege“, um eine Gefährdung des Betriebes zu vermeiden, notwendig.

Schlagstellen, daran erkennbar, daß sich die Schwellen und die Bettung mit einer weißen Schlammsschicht, namentlich an den Stoßstellen, überziehen, sind dadurch bedingt, daß die Unterlage keine genügend gute ist, so daß die Räder schlagen. Hier gehen die Schienenenden auf und ab, pumpen das Feine nach oben, und zwar oft viele tausend Male an einem Tage. Die Ursachen der vorgenannten Erscheinungen liegen in der fehlerhaften Beschaffenheit des Bettungskörpers, in der wenig gleichmäßigen Elastizität des gesamten Oberbaues, im Verhalten des Wassers zum Druckkörper sowie zu dem Boden der Bahnkrone.

Während die Anforderungen an die Bettung allgemein bekannt sind, ist auch das Material des Gleisunterbaues, auf dem die Bettung ruht, von größtem Einfluß, da es nicht gleichbedeutend ist, ob hier Sand, Kies, Fels, Lehm usw. vorliegen. Diese Bodenarten sind trocken zwar gleichbrauchbar, zeigen in Verbindung mit Wasser aber ein sehr verschiedenartiges Verhalten. Namentlich haben Tonteile Schwellungen der Bodenmasse zur Folge, wodurch der Verkehrsdruck sich ungleichmäßig auf den Unterbau verteilt und eine Verschlämmung des Gleisbettes, verbunden mit Wasserdurchlässigkeit, eintritt. Hierdurch verhärtet die Masse und verliert die für den Oberbau so wichtige Elastizität.

Mit solchen Wirkungen gehen Frosthügel Hand in Hand, die nach starken Frösten plötzlich das Gleis heben, in dem Buckel entstehen, gefährlich für schnellfahrende Züge: Alsdann muß das Gleis unterkeilt werden, um Rampen für den gleichmäßigen Übergang der Züge zu gewinnen.

Zur Begegnung solcher Schäden kommt es in erster Linie darauf an, den Unterbau derartig auszugestalten, daß er auf die Bettung nicht nachteilig in obigem Sinne einwirken kann.

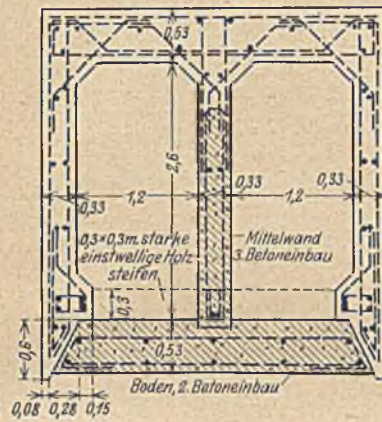
In neuerer Zeit sind die Gründe für die Bildung von Frosthügeln durch eine Veröffentlichung des Ing. Pöpke in „Tekn. Tidskrift“, Vågoch Vattan, 1927, Heft 2, mitgeteilt im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ 1928, Heft 5, behandelt worden. Pöpke fordert, unter die Bettung dichte Lagen von Pappe, Eisenblechen usw. zu verlegen, um hierdurch den Einfluß von Oberflächen- und Kondenswasser auszuschalten. Versuche in dieser Beziehung sind auf der schwedischen Eisenbahnstrecke Göteborg—Stockholm— Gälle an vier Stellen bereits gemacht worden; hier hat man auf volle Planungsbreite und auf Längen von 50—200 m Asphaltpappe verlegt— leider mit negativem Erfolg, da die Frostbildungen nicht verhindert werden konnten. Als um so notwendiger muß es bezeichnet werden, derartige Untersuchungen im praktischen Betriebe durchzuführen. Als Vorarbeiten hierfür ist die Sammlung von Erfahrungen und Methoden zur Beseitigung von Frost- und Schlagstellen in der Praxis erforderlich, naturgemäß unter Berücksichtigung der jeweils vorhandenen besonderen klimatischen, Material-, Bau- und Wasserverhältnisse. Derartigen Mitteilungen würde zugleich eine Probe — etwa 6 kg, und zwar möglichst verschmutzt, — des in Mitteleuropa gezogenen Bettungsstoffes beizufügen sein, von letzterem auch unbenutztes Material zum Vergleich, um hieraus den Grad der Zermahlung ersehen zu können. Von besonderer Bedeutung ist auch der Feuchtigkeitsgehalt der Schlagstellen und Frostbeulen. Auch hier ist die Einsendung entsprechender Proben notwendig.

Nur durch das von Herrn Reichsbahnrat Backofen vorgeschlagene Zusammentragen der Beobachtungen und Erfahrungen in der Praxis wird die Frage der Frosthügel und Schlagstellen einer Klärung zugeführt werden können. Etwaige Proben und Mitteilungen bittet man, an Herrn Reichsbahnrat Backofen, Stettin, Hohenzollernstr. 8, zu übermitteln.

Bau einer Seewasserentnahme in San-Diego (Kalifornien) durch ein ungewöhnliches Druckluftverfahren.

Zur Einleitung von Seewasser in ein Dampfkraftwerk in San-Diego (Kalifornien) war ein 366 m langer Doppelstollen von je 1,2 x 2,6 m Querschnitt nötig, dessen Vortrieb durch eine Strecke aufgefüllten Landes mit Baumstämmen und ähnlichen Hindernissen und im Grundwasser schwierig geworden wäre. Er ist deshalb in vier Stücken, bis 114 m lang, aus Eisenbeton ohne Boden und Mittelwand (s. Abb.) und mit einseitigen Betonstirnwänden als Senkkasten

bis 0,3 m unter den Grundwasserspiegel und dann mit Druckluft weiter versenkt worden. Die Seitenwände waren durch 30 x 30 cm starke Hölzer (s. Abb.) in 2,4 m



Mittenabstand ausgesteift. Für die Druckluftarbeit wurden eine Haupt- und eine Hilfs-Luftschleuse, ein Hebelsicherheitsventil und vier 15 cm weite Röhren durch die Decke zur Durchführung von Leitungen eingebaut. Die Hauptmenge der eingeführten Druckluft hatte 1,4 at Überdruck, für die Druckluftwerkzeuge und zur Regelung des Überdrucks diente eine Leitung mit 7 at Überdruck. Das Absinken, das in 24 Stunden durchschnittlich 15 cm ausmachte, unter Einhaltung der wagrechten Lage des Senkkastens, wurde an Meßblättern überwacht und durch Abstützen der vorausleitenden Teile mit Holzklötzen, stärkeres Unterhöhlen oder Hinterspülen der zurückbleibenden Teile mit Hilfe von Fernsprechverbindungen geregelt. Risse, die sich nicht ganz vermeiden ließen, wurden durch Zementbrei und den Luftüberdruck geschlossen. Der ausgehobene Boden floß in einer Förderrinne nach einem Ende des Senkkastens, wurde durch eine Luftstrahlpumpe gehoben und zur Überfüllung des Senkkastens verwendet. Der Beton für den Stollenboden (s. Abb.) ist durch ein Rohr, das bis über Straßenoberfläche reichte und in dem das Betongewicht größer war als der Innenluftdruck, mit Regelung durch eine Bodenklappe eingebracht und von Hand verteilt worden. Die Mittelwand (s. Abb.) ist erst nach Aufhebung des Innendrucks eingebaut worden. Der Zwischenraum von 8 cm zwischen den Senkkästen ist durch Bohrlöcher mit Hilfe des Innendrucks vollbetoniert und nach Abtragen der Stirnwände die Längsbewehrung zusammengeschlossen worden. Das Endstück des Doppelstollens vor der Ufermauer ruht auf hölzernen Tragpfählen. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 364—366 mit 2 Zeichnungen und 3 Lichtbildern.) N.

Neue Architektur-Möglichkeiten für Eisenbetongebäude.

Zwei Beispiele wirkungsvoller Architektur von Eisenbetongebäuden aus San Francisco (Abb. 1) und Los Angeles (Abb. 2).



Abb. 1.



Abb. 2.

(Aus einem Vortrag von W. E. Hart, Direktor der Bauabteilung des amerikanischen Portlandzementvereins, in Concrete 1928, S. 35—39 mit 5 Lichtbild.) N.

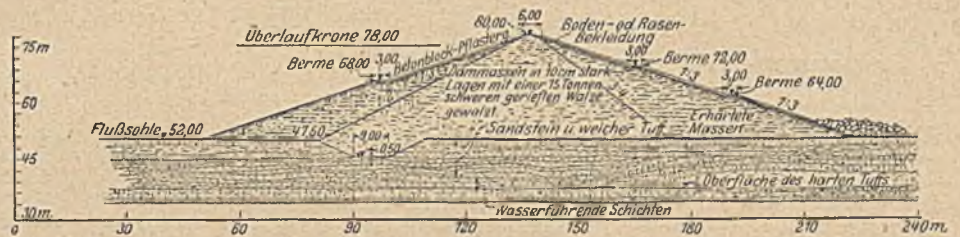
Prüfung des Beton-Straßenunterbaus durch Bohrkernproben.

Die Einführung der Prüfung von Bohrkernen aus dem Beton des Straßenunterbaus i. J. 1923 auf den Staatsstraßen in Ohio hat zu fortschreitender Erhöhung der Betonfestigkeit bei stetig abnehmenden Einheitspreisen geführt, die i. J. 1927 bei 28 Tage alten Proben

170 kg/cm² erreichte. Auf je 380 m² Straßenfläche entfällt eine Bohrprobe, die alles in allem durchschnittlich 5,5 Dollar kostet. Die Probezylinder sind 10 cm stark, sollen aber von 1928 ab 15 cm stark werden, nachdem das Laboratorium eine 900-t-Prüfungsmaschine beschafft hat. Der Vergleich der Festigkeiten in den verschiedenen Monaten hat gezeigt, daß das bis jetzt geübte Besprengen während der Erhartung keine gleichmäßigen Ergebnisse liefert, es soll deshalb durch Überströmen mit Wasser oder Abdecken mit nassem Stroh während 7 bis 10 Tagen ersetzt werden. (Nach E. A. Kemmler, Straßeningenieur in Akron, in Engineering-News-Record 1928, S. 660 mit 3 Zeichn. und 2 Zahlentafeln.) N.

Die Ergänzung der Wasserversorgung von Manila.

Die Stadt Manila, die samt drei kleinen Vororten täglich durchschnittlich 87 000 m³ Wasser braucht, kann diesen Bedarf in den Trockenzeiten mit den vorhandenen Anlagen nicht decken und baut deshalb eine Zuleitung von 31 km Länge aus dem Angatfluß, dessen Mindestabfluß 300 000 m³ täglich ist, mit einem 10,5 m hohen Staudamm aus Mauerwerk und Schnellsandfilter, zunächst für 150 000 m³ täglich. Um schon vor Fertigstellung dieser großen Leitung Zuschußwasser zu schaffen, wird ein kleiner Fluß in ihrer Nähe durch eine Erdtalsperre von 28 m Höhe und 480 000 m³ Inhalt (s. Abb.) aufgestaut, die ein Einzugebiet von 26 km² abschließt und 35 Mill. m³ ansammelt, wovon 26,5 Mill. m³ ausnutzbar sind. Die Gesamtkosten der neuen Anlagen sind mit 5,5 Mill. Dollar veranschlagt, wovon 4 Mill. schon



verlungen sind. (Nach P. W. Mack, Chefingenieur der Wasserversorgung von Manila, in Engineering-News-Record 1928, S. 841—842 mit 2 Zeichn. und 2 Lichtbild.) N.

Änderungen im hydrographischen Zustande des Wattenmeeres.

(De Ingenieur 1928, Heft 35, Seite B, 214 bis B, 218 mit 3 Abb.) Von J. Jo. de Vries.

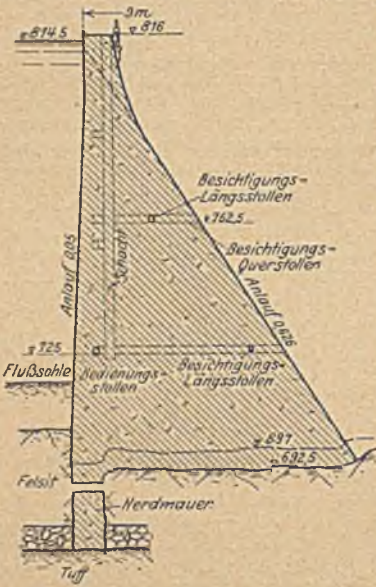
Der Verfasser hat bereits im Jahrgang 1926 desselben Blattes (Heft 43, S. 873) einen längeren Aufsatz über den hydrographischen Dienst der Zuiderseewerke gebracht; es handelt sich dabei um sehr wichtige Vorarbeiten für den Abschluß der Zuidersee. Geplant wird ein Abschlußdamm zwischen den Bezirken Nordholland und Friesland, etwa in der Richtung der neuerdings viel genannten Insel Wieringen, nach einem Orte Surich an der Küste von Friesland. Im Jahre 1924 hat man den ersten Schritt getan und das Westende von Wieringen mit dem Festlande durch einen Abschlußdamm, der das sogen. Amsteldiep durchquert, verbunden. Die aus dem englischen Kanal kommende Flutwelle tritt im allgemeinen zuerst durch das Marsdiep südlich von Texel ein und etwa 100 Minuten später durch das Vlie zwischen Vlieland und Terschelling; nach etwa 1 1/2 Stunden vereinigen sich beide Wellen und gelangen zwischen Medemblik und Stavoren hindurch in die innere Zuidersee. Die Sohle des Marsdiepes liegt etwa

2,4 m unter N. A. P., die des Vlies etwa 2,3 m; der übliche Unterschied zwischen Hoch- und Niedrigwasser beträgt an diesen beiden Stellen 1,20 bzw. 1,60 m und verringert sich bei Stavoren etwa auf 0,50 m. Infolge des Abschlusses des Amsteldiepes haben sich bereits Änderungen besonders im Verlauf der südlich von Texel eintretenden Flutwelle gezeigt, dagegen ist die Umgestaltung des Untergrundes in dieser Gegend, d. h. der Priele und Sandbänke bisher verhältnismäßig gering geblieben. Größere Änderungen des Meeresbodens zeigen sich aber an der Ostecke von Wieringen. Die Flutwelle, die früher durch das Amsteldiep ging, bewegt sich nun im verstärkten Maße um die östliche Ecke der Insel, so daß hier die Priele breiter und tiefer ge-

worden sind, während die Sandbanke viel von ihrer Ausdehnung verloren haben. Diese Änderung war aber der Hauptsache nach schon im Jahre 1926 abgeschlossen; seitdem haben sich kaum noch größere Vertiefungen gezeigt. L.-M.

Entwurf der Owyhee-Bewässerungs-Talsperre.

Die Owyhee-Talsperre soll zur Bewässerung von 48 000 ha in Oregon und Idaho 1350 Mill. m³ durch eine durchschnittlich 120 m über der Gründung hohe Sperrmauer aufstauen. Bei der ungewöhnlichen Höhe sind rd. 100 000 Dollar für Untersuchung aufgewendet, 73 Bohrlöcher (zus. rd. 2400 m) niedergebracht, für Geologen und drei beratende Ingenieure herangezogen worden. Ein Gang mit bröckligem Gestein in der Flußmitte ist ein Stück weit freigelegt worden und wird rd. 50 m tief bis zu dem unterliegenden Tuff durch Herdmauern vollabgeschlossen werden müssen. Fünf Vergleichsentwürfe verschiedener Bogen- und Schwergewichtsmauern haben zur Wahl einer schweren Bogenmauer geführt, bei welcher drei Viertel des Wasserdrucks durch Bogen-, ein Viertel durch Krügwirkung aufgenommen werden und die Drucklinie (ohne Berücksichtigung des Auftriebs) im mittleren Mauertrittel bleibt. Die Mauer (s. Abb.) erhält in verschiedenen Höhen Besichtigungsstollen, durch Schächte mit Treppen verbunden, und Arbeitsstollen für die Bedienung der Öldruckmotoren der Absperr- und der Reglerschützen der Entnahme- und der Ausgleichwasser-Rohrleitungen, die zunächst zu einem Kraftwerk führen. Die Laub- und Holzrechen vor diesen Rohrleitungen sind so entworfen, daß bei voller Verlegung (die bei gleichgebauten Rechen aber noch niemals vorgekommen ist) die eisernen Rechenstäbe brechen würden. Den Überlauf bildet ein Schacht, der in den 6,7 m weiten hufeisenförmigen Umleitungsstollen mündet und durch ein Zylinderventil patentierter Bauart von 3,6 m Höhe und 18 m Umfang bedient wird. Zur Dichtung des Untergrundes sollen Bohrlöcher in Abständen von 1,5 m bis 45 m Tiefe getrieben und mit Mörtel unter Druck gefüllt werden. Durch das fertige Mauerwerk unterhalb des untersten Besichtigungsstollens sollen bis zu 12 m Tiefe Drainbohrlöcher gebohrt werden. Schließlich ist das Vollpressen der radialen Dehnungsfugen (15 m Abstand in der Mauermitte) mit Mörtel von eingelassenen Röhren aus vorgesehen. Der Gesamtbetonbedarf ist mit 390 000 m³ veranschlagt. (Nach J. L. Savage, Entwurfs-Chefingenieur in Denver, in Engineering-News-Record 1928, S. 663-667 mit 4 Zeichn. und 4 Zahlentafeln.)



nächst zu einem Kraftwerk führen. Die Laub- und Holzrechen vor diesen Rohrleitungen sind so entworfen, daß bei voller Verlegung (die bei gleichgebauten Rechen aber noch niemals vorgekommen ist) die eisernen Rechenstäbe brechen würden. Den Überlauf bildet ein Schacht, der in den 6,7 m weiten hufeisenförmigen Umleitungsstollen mündet und durch ein Zylinderventil patentierter Bauart von 3,6 m Höhe und 18 m Umfang bedient wird. Zur Dichtung des Untergrundes sollen Bohrlöcher in Abständen von 1,5 m bis 45 m Tiefe getrieben und mit Mörtel unter Druck gefüllt werden. Durch das fertige Mauerwerk unterhalb des untersten Besichtigungsstollens sollen bis zu 12 m Tiefe Drainbohrlöcher gebohrt werden. Schließlich ist das Vollpressen der radialen Dehnungsfugen (15 m Abstand in der Mauermitte) mit Mörtel von eingelassenen Röhren aus vorgesehen. Der Gesamtbetonbedarf ist mit 390 000 m³ veranschlagt. (Nach J. L. Savage, Entwurfs-Chefingenieur in Denver, in Engineering-News-Record 1928, S. 663-667 mit 4 Zeichn. und 4 Zahlentafeln.)

Bedrohung eines hohen Erdstaudamms durch Abspülung.

Der rd. 43 m über dem Fluß hohe Erdstaudamm, der rd. 34 Mill. m³ Wasser für die Versorgung von Greenville (Südkaroline) anstaut, ist am 4. Mai 1928 durch einen springquellartigen Wasseranbruch nahe dem unteren Ende der 1,05 m weiten gußeisernen Entleerungsleitung ein Stück weit abgespült und dadurch ein Abrutschen des Damms bis nahe an die Krone und das Entstehen von Rissen, ringförmig um den Abbruch, herbeigeführt worden. Das Absperrventil am unteren Ende der Entleerungsleitung hat nach dem Rohrbruch nicht mehr geöffnet werden können, aber der Ausfluß durch die Bruchstelle und die 0,75 m weite Entnahmeleitung



senken den Wasserstand, der 4,5 m unter der Dammkrone war, täglich um 0,6 m, so daß der Damm nur noch kurze Zeit in Gefahr schweben wird. Der Damm (s. Abb.) ist in 15 cm starken Schichten aus sandigem Lehm gewalzt und hat einen bis in den festen Fels reichenden Kern. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 750/751 mit 4 Abb.)

Überlandleitungstürme mit drehbaren Armen.

Zur Verminderung der Spannungen in den Türmen von Überlandleitungen bei Drahtbruch hat die River-Conley-Gesellschaft in Pittsburgh Türme mit drehbaren Armen (Abb. 1) gebaut. Infolge der schrägen Stellung der Angeln (Abb. 2) drehen sich die Arme einwärts und gleichen, wie Versuche gezeigt haben, bei Drahtbruch schon innerhalb fünf Feldern die Längenveränderung aus. Die Ersparnis an Baukosten gegen Türme mit steifen

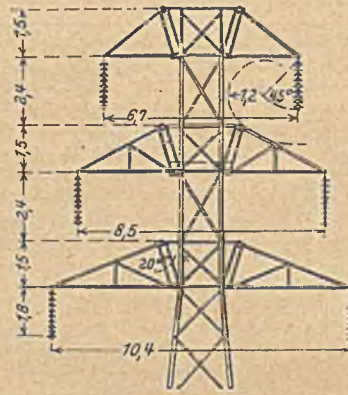


Abb. 1.

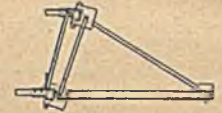
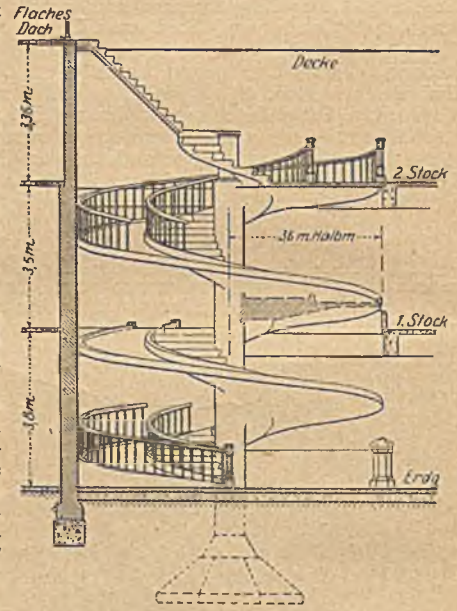


Abb. 2.

Armen, die an Punkten mit starkem Winkelzug nicht entbehrlich sind, beträgt durchschnittlich 20 vH. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 874 mit 1 Zeichn. und 1 Abb.)

Ausstattung eines Krankenhauses mit einer Schraubenrampe statt Aufzügen.

Die Befürchtungen wegen Instandhaltung und Ausbesserung von Aufzügen in einem Krankenhaus in Mukden (China), einer Stadt mit nur wenigen Aufzügen, haben dazu geführt, statt Aufzügen eine schraubenförmige Fahrrampe (s. Abb.) einzubauen. Sie hat 3,6 m äußeren Durchmesser, 1,5 m Breite, eine Steigung von 1 : 8,15 am äußeren und 1 : 4,65 am inneren Rand. An der Innenseite liegt noch eine Wendeltreppe. Die Schraubenrampe ist kreuzweise, die Mittelsäule längs- und ringbewehrt. Der Beton mußte von Hand gemischt und mit den landesüblichen Körben verteilt werden, aber die mühsamen Holzschalungen machten bei dem Geschick der chinesischen Zimmerleute keine Schwierigkeiten. (Nach F. V. Haugstedin, Kopenhagen in Engineering-News-Record 1928, S. 736/737 mit 2 Zeichn. u. 2 Lichtb.)



Schwierigkeiten durch Rutschungen beim Bau des Garza-Talsperrendamms.

Der Garza-Talsperrendamm für die Wasserwerke von Dallas (Texas) ist ein Erddamm von fast 400 m Kronenlänge mit einem Überlaufbauwerk aus Beton ungefähr in der Mitte. Der Bau wurde

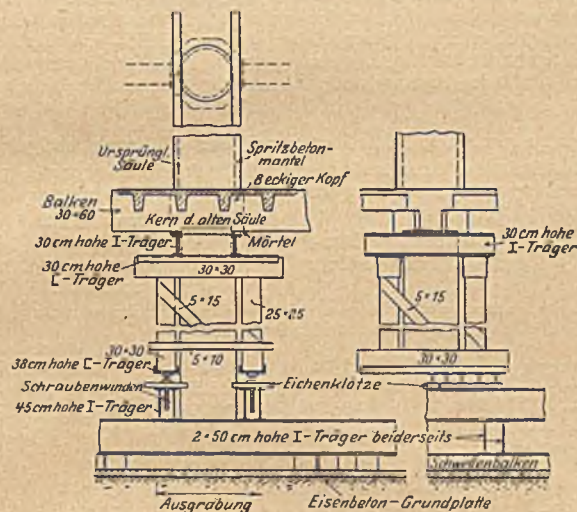


für das Spülverfahren eingerichtet und ein Pumpenbagger mit 50, dann 60 cm weiter Leitung in Betrieb genommen. Während der sandige Lehm sich für die Pumpenförderung gut mit Wasser mischen ließ, bildete der dichte Lehm Klumpen, die bisweilen die Leitung verstopften und infolge ihres hohen Wassergehalts in den planmäßigen Böschungen von 1 : 3 und 1 : 2,5 nicht hielten, sobald der Damm

eine Höhe von 5 m erreicht hatte. Die Verschiebung der Dammitte um 6 m flüßaufwärts und der Einbau eines 6 m breiten Erdkörpers in 30 cm hohen Lagen mittels Fuhrwerken und die sofortige Belastung mit Steinwurf halfen nur eine Zeit lang, dann mußte dem Boden die natürliche Böschung von 1 : 10 bis 1 : 15 bis zur Erreichung der Dammkrone gelassen werden (s. Abb.). Der mit Fuhrwerken eingebrachte Boden betrug rd. 170 000 m³, wovon 130 000 m³ im planmäßigen Dammquerschnitt blieben. Die Rutschungen kündigten sich einige Tage vorher durch geringe, nur mit dem Theodoliten erkennbare Bewegungen der eingebauten Marken an, erreichten je 2 m an ein oder zwei Tagen und hörten mit kleinen Verschiebungen nach einigen Tagen auf. (Nach J. C. Nagle, Chefingenieur, und T. C. Shuler, bauleitender Ingenieur in Dallas, in Engineering-News-Record 1928, S. 772—775 mit 4 Zeichn. und 4 Abb.) N.

Ausbesserung von mangelhaften Stellen in einem Eisenbetongebäude.

Ein viergeschossiges Kraftwagenhaus, das für eine Erhöhung um elf weitere Stockwerke bestimmt und berechnet war, hat bei der Untersuchung vor dem Beginn der Erhebungsarbeiten solche Mängel in der Ausführung gezeigt, daß eine gründliche Ausbesserung



notig wurde, die sich aber ohne Störung in der Benutzung des Gebäudes durchführen ließ. In den Deckenbalken und -platten sind die Stellen mit schlechtem Beton und um die gerissenen Stoßstellen, die zu nahe an die Auflagen gelegt worden waren, und um die zu nahe an die Oberfläche gelegten Bewehrungsseile, die plangerecht ergänzt wurden, beseitigt und durch Spritzbeton ersetzt worden. Die hohlen

und die schlechten Stellen in den Säulen sind ebenfalls mit Spritzbeton ausgefüllt worden. Die Senkkästen unter den Säulen standen bis 52 cm aus der Mitte und mit ihrem Rand bis 9 cm weit vom Säulrand nach innen und waren nicht bis auf den tragfähigen Fels hinabgeführt, einige infolge des Betoneinschüttens in Wasser unten 1 m hoch ohne Zementgehalt. Die Säulen wurden nach 8 bis 12 cm starker Ummantelung mit Spritzbeton mittels Holzbalken, Stahlträgern und Schraubenwinden abgestützt (s. Abb.) und durch vier, bis auf den festen Felsboden reichende Senkkästen unterfangen. Der verwendete raschbindende Beton der Mischung 1 : 1 : 2 zeigte an Zylinderproben durchschnittlich nach 24 Stunden 63, nach 72 Stunden 122 kg/cm² Druckfestigkeit. (Nach G. Gill, Ingenieur in Dallas (Texas), in Engineering-News-Record 1928, S. 742—744 mit 5 Lichtbild., 2 Zeichn. und 1 Zahlentaf.) N.

Preis Ausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.

In dem Wettbewerb für die Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim hat das Preisgericht am 5./7. Dezember 1928 folgende Preise zuerkannt:

Einen 1. Preis von 7000 RM dem Entwurf mit der Kennzahl 2 141 887. Verfasser Zivilingenieur E. M. Kilgus, Breslau. Perspektiven dargestellt von Kunstmaler Gerhard Beuthner und Architekt Pfafferott, beide in Breslau.

Einen 2. Preis von 5000 RM dem Entwurf mit der Kennzahl 261 074. Verfasser Reichsbahnoberrat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen.

Einen 3. Preis von 3000 RM dem Entwurf mit der Kennzahl 300 127. Verfasser Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln.

Einen 4. Preis von 2000 RM dem Entwurf mit der Kennzahl, 777 777. Verfasser Dipl.-Ing. Max Haaf, Mannheim-Neustadt. Mitarbeiter Architekt Wilhelm Vorholz, Ludwigshafen (Rhein).

Zum Ankauf mit 1000 RM wurden empfohlen:

Der Entwurf mit der Kennzahl 765 894 A. Verfasser Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt Professor Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie und der Entwurf mit der Kennzahl 7 924 318. Verfasser Professor Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Architekt Regierungsbaumeister Alfred Daiber, Stuttgart.

Zum Ankauf mit 500 RM wurden empfohlen:

Der Entwurf mit der Kennzahl 135 755. Verfasser Professor Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in Verbindung mit Architekt Esch, Mannheim und H. Honnef, Dinglingen und der Entwurf mit der Kennzahl 2 211 868. Verfasser Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistrats-Oberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt.

Sämtliche Entwürfe für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim werden vom 23. Dezember 1928 bis einschließlich 6. Januar 1929 von 10 bis 18 Uhr im Verkehrs- und Baumuseum, Berlin NW 40 Eingang Invalidenstr. 50, öffentlich ausgestellt.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wie kann eine Krise der deutschen Wirtschaft verhindert werden?

In einem Vortrag im Reichsverband der Deutschen Industrie führte Prof. Dr. Schumpeter-Bonn ungefähr folgendes aus: Seit mehr als einem halben Jahre findet bei uns ein Abgleiten der Konjunktur statt, über dessen Qualifikation als einer „Depression“ heute wohl wenig Meinungsverschiedenheit besteht. Diese bekanntlich periodisch wiederkehrende Erscheinung des modernen Wirtschaftslebens brauchte an sich nicht viel zu bedeuten. Allein im vorliegenden Fall konstatieren wir erstens, daß manche der „normalen“ Depressionssymptome fehlen — so hat sich die Steigerung des Preisniveaus länger fortgesetzt als gewöhnlich — und zweitens, daß manche der bekannten therapeutischen Mittel — wie Diskontherabsetzung — nicht angewendet werden konnten.

Das deutet auf eine tiefere Ursache der gegenwärtigen Depression als sie in der „normalen“ Reaktion auf einen Aufschwung gegeben ist, weshalb versucht werden muß, durch eine kausale Verknüpfung der verschiedenen Indices der Wirtschaftslage zu einer Diagnose des Gesamtzustandes zu kommen. Dabei stoßen wir zuerst auf eine Gruppe von Indices, die an sich geeignet ist, ein überaus erfreuliches Bild zu geben. So muß, rein wirtschaftlich genommen, das Sinken des Bevölkerungszuwachses von rund 1,4% im Jahre 1908 auf ½% insofern günstig gewertet werden, als es viele wirtschaftliche Probleme erleichtert, zumal es mit höherem Wachstum der Erwerbstätigen und scharfer Senkung der Säuglingssterblichkeit verbunden ist. Die Summe der privaten Geldeinkommen übertrifft die entsprechende Vorkriegssumme um ungefähr 50%, das dieser Summe entsprechende Realeinkommen ist etwas höher als vor dem Kriege. Insbesondere ist bei sinkender Arbeitszeit der Reallohn erheblich gestiegen, worüber eine im Gang befindliche Untersuchung Näheres bringen wird — man darf vermuten, daß die Steigerung nicht wesentlich unter 20% liegt, ein

Resultat, das nur von Amerika übertroffen und sonst nirgends auch nur annähernd erreicht wird. Dem entspricht eine durch fast alle in Betracht kommenden Indices ausgedrückte Konsumausweitung. Die Resorption der Arbeitslosigkeit im Jahre 1927 war ungeachtet des verbleibenden abnormal hohen Restes ein Beweis großer Kraft. Die Passivität des Außenhandels war an sich und als Folge der Kapitaleinfuhr sowohl unvermeidlich als auch nicht annähernd so bedenklich, wie oft angenommen wird. Die bedrängte Lage der Landwirtschaft, gewiß ein sehr ernstes Problem, ist keine spezifisch deutsche Erscheinung und ähnlich zu erklären wie derselbe Sachverhalt nach den napoleonischen Kriegen in England.

Da wir die momentane Lage analysieren, können die Daweszahlungen, die vom auswärtigen Kapitalzuström bisher überkompensiert waren, außer Betracht bleiben. Aber leider ist auch, abgesehen davon, jenes erfreuliche Bild zum Teil trügerisch. Wenngleich weder die Passivität der Handelsbilanz — die nur infolge der Depression einer temporären Aktivität gewichen ist — noch die ausländische Verschuldung ganz die Bedeutung haben, die ihnen oft beigelegt wird, so ist doch zweifellos, daß der Kapitalzuström jene Ausweitung der Konsumtion zum Teil ermöglicht hat und sein Verliegen eine Lage schaffen muß, die in Verbindung mit den Daweszahlungen schwierig werden kann. Ganz unhaltbar ist es, daß die Rentabilität der Industrie, die gegen die Vorkriegszeit um durchschnittlich 30% gesunken ist, dauernd unter dem langfristigen Zinsfuß liegt, welcher gegen die Vorkriegszeit um rund 50% gestiegen ist. Das bedeutet, daß Investition heute, von den bekannten Inseln von Prosperität abgesehen, die es an einigen Stellen gibt, nur mit Verlust erfolgen kann, daß das Eigenkapital der Industrie nicht wirtschaftlich, d. h. nicht so arbeitet, wie es auf die Dauer möglich ist und daß „Selbstfinanzierung“ steigenden Schwierigkeiten begegnen muß. Da der Zinsfuß auf die Dauer nicht

bankpolitisch beeinflusst werden kann, so würde, wenn sich die übrigen Kostenelemente als unzusammendrückbar erweisen, eine Störung der Produktion und eine Steigerung der Arbeitslosigkeit unvermeidlich, d. h. ein Anpassungsprozeß nötig sein, der schmerzhaft und verlustreich ist — gegen welche Möglichkeit günstige Zufälle in die Wagschale zu legen sind. Nur Irrtümer über die angeblich wirtschaftsfördernde Wirkung der Konsumausweitung, naiver Glaube an ungeheure Margen und Reserven der Industrie und mangelnde Einsicht in die volkswirtschaftliche Bedeutung einer unter dem Zinsfuß liegenden Rentabilität — die vielmehr als eine bloß Aktionäre berührende Angelegenheit betrachtet wird — verhüllen die Tatsache, daß Überkonsumtion vorliegt — was sich auch darin zeigt, daß die Preise der Konsumartikel mehr stiegen, als die der Produktionsmittel — und die Kapitalbildung ungenügend ist.

In solcher Lage mußte und würde eine vernünftig geleitete sozialistische Gemeinschaft Einschränkung der Konsumtion verfügen. In der kapitalistischen Wirtschaft kommt das, von Palliativen abgesehen, auf die Erhöhung der Rücklagen der Industrie und Privater hinaus. Und darum handelt es sich in den Kämpfen der Gegenwart: Zwar erscheint in der privatwirtschaftlich organisierten Wirtschaft jede soziale Funktion im Gewande eines privaten Interesses; aber das Wesen der Sache liegt nicht im Kampf der Klasseninteressen, sondern im Kampf zweier unvereinbarer Allgemeininteressen: Des Interesses an momentaner Konsumtion und des Interesses am Ausbau des Produktionsapparates, des Interesses der Gegenwart und des Interesses der Zukunft.

Die Werte schaffende Arbeitslosenfürsorge im Deutschen Reich in den Jahren 1927 und 1928. Die Durchführung des Arbeitsbeschaffungsprogramms brachte im Jahre 1927 umfangreiche Notstandsarbeiten, wie sie im laufenden Jahre in keinem Monat erreicht worden sind.

Die Zahl der Notstandsarbeiter betrug:

Monatsmitte	1927	1928
Januar	107 729	31 028
Februar	126 859	58 262
März	177 244	70 803
April	176 817	87 732
Mai	166 461	91 873
Juni	146 977	83 747
Juli	126 958	73 788
August	110 665	65 576
September	92 858	63 603
Oktober	74 637	54 789
November	62 759	49 159
Dezember	45 581	

Dem entsprechen auch die Aufwendungen für die Werte schaffende Arbeitslosenfürsorge:

An Tagwerken wurden geleistet (in 1000):

	1927	1928
1. Vierteljahr	6829	2604
2. „	6374	3272
3. „	4558	2968
4. „	2509	

An Förderungsbeträgen zahlten Reich und Länder (in 1000 RM):

	1927	1928
1. Vierteljahr	55 362	23 801
2. „	25 781	17 048
3. „	34 421	30 295
4. „	34 909	

Die Handwerksnovelle. Nachdem der Reichsrat der Handwerksnovelle zugestimmt hat, ist diese als Entwurf eines Gesetzes zur Änderung der Gewerbeordnung (Handwerksnovelle) dem Reichstag zugegangen. In der Begründung zu dem Entwurf wird hervorgehoben, daß die rasch fortschreitende technische, wirtschaftliche und politische Entwicklung der letzten Zeit auch im Handwerk große Veränderungen hervorgerufen hat, denen durch gesetzliche Maßnahmen Rechnung getragen werden muß. Vor allem handelt es sich darum, das Wahlrecht zu den Handwerkskammern der organisatorischen Lage des Handwerkes und der Entwicklung der allgemeinen Anschauungen anzupassen, ferner darum, Listen aufzustellen, in die alle selbständigen Handwerksbetriebe einzutragen sind (Handwerksrolle), um unter gleichzeitiger Eindämmung der Streitigkeiten zwischen Handwerkskammern einerseits, Industrie- und Handelskammern andererseits nicht nur eine organisatorische Klärung der berufsständigen Zugehörigkeit einzelner Betriebe, sondern auch die Grundlagen für die Wahlen zu den Handwerkskammern sowie für statistische Erhebungen über den Umfang und die volkswirtschaftliche Bedeutung des Handwerkes zu ermöglichen. Die Änderung des Wahlrechts zu den Handwerkskammern bedingt wiederum die Änderung zahlreicher Vorschriften über das Wahl- und Stimmrecht zu und in den Innungsverordnungen.

Neben diesen Änderungen sieht der vorliegende Entwurf noch die Regelung einiger weiterer Fragen vor, die zwar von minderer grundsätzlicher Bedeutung, gleichwohl aber von solcher Wichtigkeit für die organisatorische Fortentwicklung des Handwerkes sind, daß sie im Rahmen der Novelle vorzunehmen ist.

Aus den Übergangsbestimmungen ist hervorzuheben, daß bei der ersten Anlegung der Handwerksrolle die Handwerks-

kammer ein alphabetisches Verzeichnis derjenigen Gewerbetreibenden, die sie in der Handwerksrolle einzutragen beabsichtigt, während eines Monats öffentlich auszulegen und die Auslegung mit dem Hinweis dreimal öffentlich bekanntzugeben hat, daß die Eintragung in die Handwerksrolle erfolgen werde, wenn nicht binnen einer Frist von drei Monaten seit der Beendigung der Auslegung Einspruch bei der Handwerkskammer eingelegt werde.

Das Verzeichnis ist den gesetzlichen Berufsvertretungen von Industrie und Handel, deren Bezirk sich ganz oder zum Teil mit dem Bezirke der Handwerkskammer deckt, mitzuteilen. Das Einverständnis der gesetzlichen Berufsvertretung von Industrie und Handel mit der Eintragung gilt als erklärt, wenn innerhalb einer Frist von drei Monaten seit Mitteilung des Verzeichnisses kein Einspruch bei der Handwerkskammer eingelegt worden ist.

In den Auseinandersetzungen zwischen Industrie und Handwerk ist es immer als Mangel empfunden worden, daß eine unzweideutige Kennzeichnung eines Betriebes als Handwerksbetrieb nicht möglich war, diesem Mangel soll die Einführung der Handwerksrolle abhelfen, in die nach einem einfachen, aber erschöpfenden Verfahren alle Handwerksbetriebe eingetragen werden sollen. Dabei ist grundsätzlich die Linie eingehalten worden, daß nur diejenigen Betriebe in die handwerkliche Organisation einbezogen werden sollen, die wirklich handwerklich betrieben werden. Hilfs- und Teilbetriebe, z. B. Hochbauabteilungen gemischter Bauunternehmungen, sollen hingegen nicht in die handwerklichen Organisationen hineingepreßt werden.

Baustoffpreise und Baukosten seit der Währungsfestigung. Indexziffern der Baustoffpreise und Baukosten. (1913 = 100.)

Zeit	Steine und Erden	Bauhölzer	Bau-eisen	insgesamt (einschl. sonstiger Baustoffe)	Baukosten
Jahresdurchschnitte					
1924	141,1	151,4	131,9	143,7	137,4
1925	167,8	149,1	133,5	153,0	168,5
1926	160,3	135,6	133,5	144,6	161,1
1927	165,2	165,3	138,0	158,0	172,5
Monatsdurchschnitte					
1928					
Januar	166,2	164,5	138,0	157,6	172,7
Februar	167,0	164,5	140,5	158,0	172,8
März	166,5	164,5	139,3	157,5	171,3
April	168,4	164,5	138,2	158,2	173,5
Mai	171,9	164,9	138,5	160,0	173,4
Juni	173,4	164,9	139,9	160,9	173,4
Juli	174,3	163,2	139,9	160,8	172,8
August	173,8	161,4	139,9	160,0	172,1
September	173,1	161,4	139,9	159,6	171,7
Oktober	172,2	161,4	139,9	159,2	173,4

Rechtsprechung.

Wann liegen durch Um- oder Einbauten neugeschaffene Räume vor? (§ 16 Reichsmietengesetz). (Urteil des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 12. Juni 1928 — III 410/27.) V., der eine Gastwirtschaft betrieb, hat in der Zeit von Ende 1918 bis Anfang 1919 die Restaurationsräume und einen Teil der Fremdenzimmer seines Hauses in ein Lichtspieltheater umgebaut und dieses im Jahre 1923 zu einem monatlichen Mietzins von 50 000 M., zu berechnen nach dem Steigen und Fallen der monatlichen Richtzahl, an M. vermietet. Ab 1. September 1924 verlangt V. die vom Mieteinigungsamt auf 7400 M. festgesetzte gesetzliche Miete. M. will nur die vereinbarte Miete mit M. 2640 zahlen, da die gemieteten Räume dem Reichsmietengesetz nicht unterständen. Er hat Klage auf Feststellung erhoben, daß er nicht mehr wie M. 2640 schuldet, während V. mit Widerklage Nachzahlung der von ihm verlangten gesetzlichen Miete begehrt.

Das Reichsgericht läßt es zunächst dahingestellt, ob hier nicht ein Miet-, sondern ein Pachtverhältnis (Überlassung der Nutzung im Gegensatz zur Überlassung des Gebrauchs) vorliegt. Nur für ersteren Fall kommt eine Anwendung des Reichsmietengesetzes in Frage. Dieses nimmt in § 16 von seinem Geltungsbereich aus Neubauten oder durch Um- oder Einbauten neu geschaffene Räume, wenn sie nach dem 1. Juli 1918 bezugsfertig geworden sind oder künftig bezugsfertig werden. Der Begriff „durch Um- oder Einbauten neugeschaffene Räume“ setzt bereits vorhandene Räume voraus, durch deren Um- oder Einbau neue Räume geschaffen werden. An Stelle des Vorhandenens tritt etwas Neues. Die umgestalteten Räume stellen sowohl in ihrer Gestalt als auch in ihrer Verwendbarkeit etwas Neues, etwas anderes dar, als früher. Da auch bei gleichem Zweck ganz verschiedene und sich gegenseitig ausschließende Verwendungsmöglichkeiten bestehen, wie ohne weiteres die Gegenüberstellung von Lager- und Büro- oder Laderäumen ergibt, kann eine andere Verwendbarkeit auch innerhalb des bisherigen Zwecks gegeben sein. Nicht er-

forderlich ist ein Wechsel im allgemeinen Verwendungszweck, auch kein Übergang vom Wohn- zum gewerblichen Zweck oder umgekehrt. Nicht jede Änderung in der Verwendbarkeit und nicht jeder Um- oder Einbau auch geringfügigster Art kann die Freistellung der betroffenen Räume herbeiführen. Vielmehr muß die Neugestaltung und Neuverwendbarkeit von solchem Umfang und solcher Bedeutung sein, daß sie die Bezeichnung als neu mit Recht beanspruchen können.

Danach sind Räume nicht nur dann als durch Um- oder Einbau neu geschaffen anzusehen, wenn sie damit einem Wohn- oder Geschäftszweck erst dienstbar gemacht werden, sondern auch dann, wenn unter Beibehaltung des Wohn- oder Geschäftszwecks, dem die Räume bisher gedient haben, durch den Um- oder Einbau eine ganz andere Verwendbarkeit innerhalb dieses Zwecks geschaffen wird. Der Übergang von einem Zweck zum anderen ist ebenso zu behandeln.

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 8. November 1928.
- Kl. 5 c, Gr. 8. D 50 452. Hugo Herzbruch, Essen, Witteringstr. 49. Schacht- oder Streckenauskleidung. 10. V. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 8. H 109 473. Hugo Herzbruch, Essen-Ruhr, Witteringstraße 49. Schacht- oder Streckenauskleidung; Zus. z. Anm. D 50 452. 31. XII. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 9. M 93 784. Wilhelm Minder, Gelsenkirchen, Wallotstraße 7. Dreigelenkbogen-Ausbau für Strecken aus Eisenbeton; Zus. z. Anm. M 90 805. 23. III. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 9. O 16 934. Oberschlesische Dampfkessel-Bedarfs-Gesellschaft m. b. H., Gleiwitz I. Kappschuh für eisernen Grubenausbau mit Wälzlager. 17. XI. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 33 319. Georg Titze, Hermsdorf, Bez. Breslau, Gottesberger Str. 10. Eisenbewehrter Radial-Formstein für den Grubenausbau. 11. IV. 27.
- Kl. 20 a, Gr. 1. F 64 821. Albert Fiedler, Aschersleben Worthstr. 1. Gleisanlage für einen Lokomotivschuppen. 21. XI. 27.
- Kl. 20 a, Gr. 12. R 70 291. Fa. Rudolph, Leipzig, Härtelstr. 23. Seilbahn mit zwei Zugseilen. 18. II. 27.
- Kl. 20 g, Gr. 1. D 52 451. R. Dolberg Akt.-Ges., Berlin W 15, Kurfürstendamm 206/207. Drehscheibe, insbes. für Feldbahnen. 5. III. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 4. D 55 523. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Zentralamt, Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36. Schienenstütze für Backenschienen in Weichen. 23. IV. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 4. V 23 452. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. 69. Rillenschienen-Herz- oder Kreuzungsstück. 20. I. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 8. R 75 069. Richard Podolsky, Berlin NO 18, Werneuchener Str. 15. Zungenvorrichtung für Straßenbahn-Rillenweichen. 7. VII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 13. G 71 379. Friedrich Grünhut, Nürnberg, Leonhardstraße 7. Vorrichtung zur Überwachung und Rückmeldung beim Stellen von Eisenbahnsignalen. 30. IX. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 85 827. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Kabelendverschluß, insbes. für Blockstellwerke. 25. V. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 34. G 68 515. Friedrich Grünhut, Nürnberg, Leonhardstraße 7. Sicherheitseinrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 26. X. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 35. H 102 093. Dr. Erich F. Huth, G. m. b. H., Berlin SW 48, Wilhelmstr. 130-132. Einrichtung zur kontinuierlichen Zugüberwachung. 29. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 35. T 29 659. Telefunken-Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin SW 11, Hallesches Ufer 12. Einrichtung zur Übertragung von Signalen auf fahrende Züge. 13. XII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 39. B 130 187. Bauindustrie A. G., Wallisellen b. Zürich; Vertr.: Dr. H. Göller, Patent-Anwalt, Stuttgart. Signalzeichen, insbes. für Eisenbahnstrecken. 4. III. 27.

- Kl. 35 b, Gr. 3. M 93 625. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran mit wagerechtem Lastweg. 12. III. 26.
- Kl. 36 d, Gr. 9. R 68 891. Paul Rhinow, Merrill, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schornsteinaufsatz. 1. X. 26. V. St. Amerika. 3. X. 25.
- Kl. 37 d, Gr. 32. L 59 649. Leipziger Tangier-Manier, Alexander Grube, Akt.-Ges., Leipzig-Plagwitz, Karl-Heine-Str. 35. Verfahren zum Verputzen von Flächen, insbes. Gebäudewänden. 29. IV. 24.
- Kl. 42 c, Gr. 9. P 55 860. Photogrammetrie G. m. b. H., München, Sendlinger Torplatz 1. Bildmeßgerät. 9. VIII. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 34. H 103 733. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Betonröhren mit glatter Innenfläche. 5. X. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 69 054. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zum Anschütten und Verbreitern von Halden. 30. VI. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 70 347. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Vorrichtung zum Verhindern des Kippens von Fahrzeugen mittels Gewichte. 28. XI. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 97 842. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Lauchhammerwerk Lauchhammer, Lauchhammer i. Sa. Abraumförderbrücke mit hochgezogenem Untergurt an der Baggerseite und von dem Untergurt losgelöstem Förderband. 13. I. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 133. M 93 268. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Fahrbare Großraumbunkeranlage mit nebeneinander angeordneten Bunkern und darunter befindlichen Wiegebunkern. 10. II. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 133. M 99 311. Paul Müller, Duisburg-Meiderich, Siegfriedstr. 31. Bunker für Erze, Zuschläge oder ähnliches Schüttgut mit zur Zuführung von luft- oder gasförmigen Stoffen eingerichteten Abzugstaschen. 19. IV. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3. K 96 925. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Zweiteiliges Hubrohr. 28. XI. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 6. V 21 041. Fa. J. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz, Württ. Verfahren zur Vergrößerung der Wasserführung eines Wasserkanals. 6. III. 26.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 78 613. Aktiengesellschaft für Tiefbohrtechnik und Maschinenbau vormals Trauzl & Co., Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Als Hebezeug oder Ramme verwendbares Gittergerüst. 5. VIII. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 4. T 33 205. Dr.-Ing. Walter Thele, Hamburg, Ackermannstr. 41. Schlagklotz zum Einrammen von Holzpfehlen. 17. III. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 9. W 76 493. Eduard Wild, Berlin W 30, Rosenheimer Str. 32. Sinkkastenschlammeimer mit im oberen Eimerteil nach oben an Lichtweite stetig zunehmenden Auslauföffnungen. 9. VII. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Formeisenprofile. Stahlwerksverband Düsseldorf. Ausgabe 1927. Zu beziehen von der Buchhandlung Gebrüder Tönnies, Düsseldorf, Höhe Str. 41. Preis RM 1.50.

Das vorliegende, sehr übersichtlich angeordnete Buch bringt auf 32 Seiten alle I- und U-Profile 80 mm und höher, sowie die zur Zeit hergestellten Belageisenprofile, und zwar unter Angabe der deutschen Verbandswerke, welche diese Profile walzen. Die Veröffentlichung bildet eine wertvolle Ergänzung zu dem vom Verein der Eisenhüttenleute herausgegebenen Werke „Eisen im Hochbau“, 7. Auflage 1928, und stellt in diesem Sinne, namentlich wegen Angabe der Bezugsquellen ein bestangelegtes Nachschlagewerk dar. Sie berücksichtigt naturgemäß auch die deutschen Industrienormen für die vorgenannten Eisen.

Dr. M. Foerster.

Theorie und Praxis des Eisenbetons. Konstruktion und Berechnung. Von Ing. N. J. Molotilow, Dozent am sibirischen techno-

logischen Institut in Tomsk. Selbstverlag 1928. 1. Band: Text 847 Seiten. 2. Band: Zahlentafeln und graphische Tabellen. 504 Seiten.

Die Ausstattung der beiden Bücher ist sehr gut und entspricht mittleren Verhältnissen des deutschen Schrifttums.

Der Textband enthält 4 Abschnitte. Der 1. Abschnitt über die Betonstoffe ist weniger ausführlich behandelt als nach dem gegenwärtigen Stand dieses Wissensgebietes zu erwarten gewesen wäre.

Der 2. Abschnitt über die Grundformen und baulichen Einzelheiten behandelt alles Wissenswerte in zufriedenstellender Form, manches etwas knapp, anderes wieder ausführlicher. Die Bauart der gewöhnlichen Balken und Platten, die Rippenträger, die umfanggelagerten Platten, die Säulen, Rahmen, Gewölbe und Dächer sowie die Dehnfugen und Gelenke gelangen zu guter Darstellung. Sie ist durch zweckmäßig gewählte Abbildungen erläutert.

Am ausführlichsten ist der 3. Abschnitt mit der Berechnung der Spannungen und Abmessungen. Er behandelt das ganze Gebiet der

Festigkeitslehre des Eisenbetons, vorwiegend in theoretischer Darlegung, während den versuchsmäßigen Grundlagen geringere Beachtung geschenkt wird. Den Säulen folgen die Biegebeanspruchung der Balken, die Spannungszustände, die theoretischen Zusammenhänge zwischen der Biegezugfestigkeit, der reinen Zugfestigkeit, der Biegedruckfestigkeit und Wurfelfestigkeit, die Beziehungen zwischen den wirklichen und rechnerisch ermittelten Spannungen in Beton und Eiseneinlagen und die Ribbildung. Bei der Bemessung von auf Biegung beanspruchten Querschnitten werden alle vorkommenden Querschnittformen und Bewehrungsarten behandelt.

Die nächsten Teile des Werkes befassen sich mit der Spannungsermittlung und Bemessung ausmittig gedrückter Querschnitte. Entsprechend der Bedeutung der Hauptzugspannungen im Eisenbeton werden die Schubbeanspruchungen ausführlich behandelt, sowohl für den Balken mit gleichbleibender Höhe als auch mit Anläufen. Zur Darlegung der Berechnungen über Bügel und Schrägeisen werden ebenso wie in andern Abschnitten zahlreiche Rechnungsbeispiele vorgeführt. Es folgen noch Abhandlungen über die Drehbeanspruchungen und Schwindspannungen des Eisenbetons. Im letzten Abschnitt werden Untersuchungen über die Kostenermittlung angestellt.

Wie aus dieser Inhaltsangabe und Stoffanordnung zu erkennen ist, handelt es sich bei dem vorliegenden großen russischen Werk im wesentlichen um eine Nachbildung der einschlägigen deutschen Lehrbücher. Die Buchstabenbezeichnungen stimmen zur Gänze mit unseren genormten Bezeichnungen überein, was im Interesse der Lesbarkeit und allgemeinen Verständlichkeit zu begrüßen ist. Außer einer Anzahl russischer Quellen, auf die der Verfasser Bezug nimmt, sind 26 deutsche Literaturangaben und 6 amerikanische Quellen verzeichnet. Französische, englische oder sonstige Schrifttumsbenutzungen sind nicht vorhanden.

Bei der Durchsicht der einzelnen Abschnitte ist zu erkennen, daß mehr als 60 Abhandlungen des Werkes von Molotilow meinem Buch „Der Eisenbeton“ teilweise oder ganz, einschließlich der Abbildungen und Beispiele, entnommen sind, nicht immer mit Quellenangabe. Über 20 Abschnitte sind dem Buch von Mörsch nachgebildet. Ferner sind zahlreiche Abhandlungen anderer Autoren, wie z. B. Foerster, Probst, Gehler usw. ausführlich benutzt. Der Band über die Zahlentafeln und zeichnerischen Darstellungen zur Ermittlung der Spannungen und Abmessungen enthält unter anderen 19 Zahlentafeln, die meinem Buch entnommen sind. In großem Umfang sind weiter die Zahlentafeln von Weese, Kunze, Geyer, Löser und anderen benutzt.

Für die eigene schöpferische Arbeit des russischen Verfassers ist demnach kein allzu großer Spielraum geblieben. Man kann aber dem Fleiß, mit dem die Zusammenstellung des umfangreichen Werkes erfolgt ist, und der Liebe, mit welcher der Stoff behandelt wurde, Achtung und Anerkennung nicht versagen, insbesondere bei Berücksichtigung der schwierigen Verhältnisse, unter denen unsere russischen Kollegen zu arbeiten scheinen. Auch muß es uns deutsche Fachleute freuen, daß wir durch dieses neue Werk den großen Einfluß erwiesen sehen, den unsere Arbeiten in Rußland besitzen.

Dr.-Ing. R. Saliger, Wien.

„Technik voran“! Jahrbuch mit Kalender für die Jugend 1929. Herausgeber Deutscher Ausschluß für Technisches Schulwesen und Reichsbund Deutscher Technik. Format DIN A 6. In Ganzleinen 0,95 M., ab 16 Stück 0,80 M. Verlag Deutscher Ausschluß für Technisches Schulwesen, Berlin W 35, Potsdamer Str. 119b.

Das neue Jahrbuch für die Jugend 1929, unter gleichem Titel wie bisher, will — diesmal in erweitertem Umfang, mit vielseitigem Inhalt und in neuem Gewande — weiteste Kreise der Technik, namentlich der „technischen Jugend“ erfassen und ihnen in den Mußestunden wertvolle Anregungen geben. Das Büchlein wendet sich also in erster Linie an die werktätige Jugend in Schule und Praxis; doch wird auch der reifere Schüler der allgemeinbildenden Schulen reiche technische Belehrung aus ihm schöpfen können. In gleichem Sinne wird aber auch der Fernerstehende, der Kaufmann, Lehrer, Lehrherr usw. dem Büchlein manche wertvolle Anregung entnehmen, sofern sie Beziehung zur Technik haben.

Das Büchlein bringt Aufsätze aus den Gebieten: Mensch und Technik, Von den Grundstoffen der Technik, Technisches Schaffen und Wirken, Großtaten der Technik, Verkehr u. a. m. Es wird nicht verfehlen, auch in dem vorliegenden Jahrgange sich Freunde namentlich aus der Jugend zu werben und sie für technische Arbeit und Leistung zu gewinnen. Das Büchlein kann weitesten Kreisen sehr warm empfohlen werden.

Dr. M. Foerster.

Die Statik der Bauwerke. In 3 Bänden. Von Dr.-Ing. Rudolf Kirchhoff. 1. Band. 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. RM 26.—, geb. RM 28.—.

Der Verfasser bietet in diesem Werke, das den ersten Band eines umfangreichen Lehrbuches der Baustatik bildet, zunächst eine ausführliche Darstellung der wichtigsten Grundlagen der technischen Mechanik. Der erste Abschnitt bringt Grundbegriffe über die Zusammensetzung und Zerlegung von Kräften und deren Anwendung auf Kräftepläne, der folgende die für die Naviersche Balkenbiegung wichtigen Beziehungen zur Spannungsberechnung, damit also auch die Untersuchungen über Trägheitsmomente und den Kern der Quer-

schnitte. Der Hauptteil ist der Spannungsberechnung statisch bestimmter Stab- und Fachwerke gewidmet. Er wird mit den allgemeinen Methoden für die Untersuchung von Tragwerken bei veränderlicher Belastung eingeleitet. Darauf folgen die statischen Untersuchungen des Trägers und Fachwerkbalkens auf zwei Stützen, des Auslegeträgers und Dreigelenkbogens. Besondere Abschnitte sind der kinematischen Theorie des ebenen Fachwerks und der Untersuchung von Grundecken gewidmet. Die Arbeit des Verfassers hält sich damit in ihrem Aufbau an das bekannte Werk Müller-Breslaus. Sie wird durch die Behandlung von Raumbauwerken abgeschlossen. Das Werk ist ein ausgesprochenes Lehrbuch mit ausführlichen Abhandlungen und klaren eingehenden Begründungen aller für die Lösung statischer Aufgaben notwendigen Beziehungen. Dasselbe gilt für die Abbildungen, die zum Teil zur Unterstützung des Verständnisses zweifarbig wiedergegeben sind. Es soll daher besonders den Studierenden Technischer Hochschulen bestens empfohlen werden.

Beyer.

Lehrbuch der Thermostatik. Von van der Waals. Nach Vorlesungen v. d. Waals' bearbeitet von Ph. Kohenstamm. I. Teil: Allgemeine Thermostatik (zugleich 3. Auflage des Lehrbuchs der Thermodynamik desselben Verfassers). Mit 38 Abb. i. Text. II. Teil: Binäre Gemische (2. Auflage). Mit 220 Abb. i. Text. Joh. Ambr. Barth, Leipzig 1927. Preis geh. RM 22.—, geb. RM 24.—.

An den Fragen der Thermodynamik ist der Ingenieur in so hohem Maße interessiert, daß es wohl gerechtfertigt erscheint, auch an dieser Stelle auf die neue Bearbeitung des fundamentalen Werkes wenigstens kurz aufmerksam zu machen, wenn es auch vornehmlich sich an den Physiker wendet. Aber, ganz abgesehen von allen Anwendungsüberlegungen, in diesen großen Forschungen, speziell in der v. d. Waals-Kohenstamm'schen Darstellung, liegt eine so tiefgehende Bedeutung für die gesamte wissenschaftliche, physikalische Weltanschauung, daß es nicht nur erwünscht, sondern notwendig erscheint, daß auch der zum wissenschaftlichen Führer berufene Ingenieur mit diesen Belangen sich einmal eingehender befasse. Der Vortrag im v. d. Waals'schen Werke ist ja auch so gestaltet, daß die Lektüre nicht nur rein wissenschaftliche, sondern, ich möchte es ruhig sagen, auch ästhetische Befriedigung auslöst und jedenfalls keine wesentlichen, im besonderen aber mathematische, Schwierigkeiten bietet. Im übrigen hat die W'sche Kapillaritätstheorie wohl auch ein näheres Interesse für den Ingenieur. Aber es sind doch wesentlich die erwähnten allgemeinen Belange, in Hinsicht auf welche ich wünsche, daß jüngere Ingenieure, die einen Teil ihrer Zeit auch noch anderen als der engeren Berufsarbeit zu widmen vermögen, sich einmal näher mit diesen Forschungen und der Darstellung, die sie in dem angezeigten Werk gefunden haben, beschäftigen möchten.

Gravelius.

Calcul des Poutres Rivées, d'après une nouvelle méthode servant de base à des tables et à des abaques pour la détermination rapide et exacte: a) du poids mort des poutres, b) des dimensions de leurs éléments constitutifs, par Alb. van Hecke, Professeur à l'Université de Louvain, Librairie Universitaire. Uystpruyst, éditeur. Paris, Dunod, éditeur, 92, Rue Bonaparte, 1928.

Der genietete Träger ist bisher im Schrifttum wohl kaum gesondert behandelt worden. Angaben über Konstruktionsgrundsätze und Annäherungsformeln für den vorläufigen Entwurf finden sich zerstreut in Taschenbüchern und Spezialwerken über Eisenbau (Foerster, Vianello u. a.). Ferner fehlt uns noch immer ein vollständiges Tabellenwerk, das in allen Fällen die Wahl des vorteilhaftesten Profils schnell ermöglicht. Selbst der so reichhaltige „Böhm u. John“ bringt doch immerhin nur eine Auswahl. Der Verfasser vorliegender Schrift sucht nun, dem Problem auf eine andere Weise beizukommen. Unter Voranstellung allgemeiner Gesichtspunkte für die Konstruktion der Blechträger, für die Wahl der Stehblechstärken, der Gurtwinkelprofile und Gurtplattenbreiten und -stärken leitet er ein vereinfachtes Bemessungsverfahren ab, indem er alle hierfür maßgebenden Werte, wie Trägheitsmoment, Widerstandsmoment, Scher- und Lochleibungsbeanspruchungen, erforderliche Stärke der Gurtplatten, Stöße, Versteifungen, Gewichte usw. als Funktion der Stärke und Höhe des Stehbleches darstellt. Die mit diesem Ziele entwickelten Gleichungen haben also sämtlich die Form: $e \cdot h \cdot [\dots \dots \dots]$. Der Klammerwert ist ein komplizierter Ausdruck, der aber mit Hilfe von Zahlen und Kurventafeln ausgewertet werden kann. An sich bietet dies keine besonderen Schwierigkeiten, jedoch sind, wie einige Beispiele zeigen, oft mehrfache umständliche Interpolationen erforderlich. Für den praktischen Gebrauch des Buches wäre es erwünscht, die zum Teil sehr umfangreichen Rechenoperationen durch Vermehrung der Tafeln bzw. Erweiterung ihres Bereiches einzuschränken. Im vorliegenden ersten Teil der Arbeit sind die einfachen Balkenträger auf zwei Stützen mit gleichförmig verteilter Belastung behandelt. Die Fortsetzungen sollen die eingespannten und durchlaufenden Träger, ferner die Einflüsse von Einzellasten, beweglichen Lasten, veränderlicher Stehblechhöhe usw. bringen. Ob die Arbeit in der vorliegenden Form über den französischen Sprachbereich und über einen kleinen Kreis von Spezialinteressenten hinaus Verbreitung finden wird, ist zweifelhaft. In Deutschland könnte sie wohl nur dann Eingang in die Praxis finden, wenn sie übersetzt und entsprechend den hiesigen Verhältnissen und Anforderungen eine erhebliche Umarbeitung erfahren würde.

Magistratsbaurat R. Cajar, Berlin.