

## DIE TRAGFÄHIGKEIT DES BAUGRUNDES. THEORIE DER GRÜNDUNG AUF GEWACHSENEM BODEN.

Von Prof. F. K. Th. van Iterson, Heerlen.

(Schluß von Seite 86o.)

### Abschnitt III.

Vergleich der Theorie mit Versuch und Erfahrung.

a) Sand. Versuche zur Ermittlung der Druckverteilung unter halbkugelförmigen Fundamentfüßen sind zwar nicht gemacht worden, jedoch hat man mit Membranen die Druckverteilung im Erdboden unter ebenen Stempeln gemessen.

Die Versuchsergebnisse, beschrieben in „Die Bautechnik“ 15. Juli 1927, Heft 31, S. 445 u. folgende, verdienen volles Vertrauen (Druckverteilung im Baugrunde I.

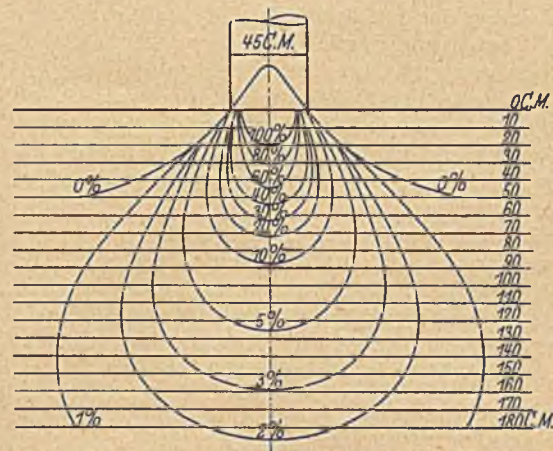


Abb. 8. Linien gleichen Druckes unter flachem Stempel von 45 cm Durchmesser nach Versuchen von Kögler und Scheidig.

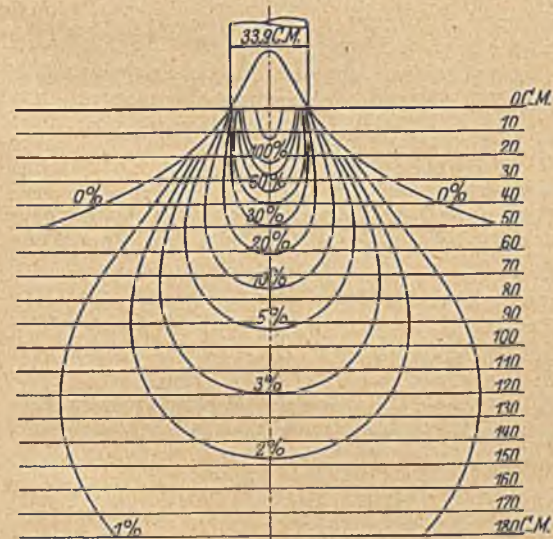


Abb. 9. Linien gleichen Druckes unter flachem Stempel von 33,9 cm Durchmesser nach Versuchen von Kögler und Scheidig.

Dr.-Ing. Scheidig). In Abb. 8 und 9 sind in demselben Maßstabe wie in Abb. 6 die Kurven für gleichen senkrechten Druck (Isobaren) wiedergegeben für Stempel mit kreisförmiger Sohlfläche von 45 cm und 33,9 cm  $\varnothing$ . An den Kurven sind die Drucke unter der Fundamentfläche in Hundertteilen des mittleren Druckes angegeben. Wenn die Ergebnisse genau wären, müßten die Abb. 8 und 9 einander gleich sein. Legt man sie übereinander, dann sind die Abweichungen, die sie gegenein-

ander aufweisen, ungefähr von derselben Größenordnung wie die von der theoretisch abgeleiteten Abb. 6, die für den Stempel mit halbkugelförmigem Kopf gilt. Man kann deshalb sagen, daß die theoretische Ableitung der Druckverteilung und damit auch die Formel für elastische Eindrücke des Erdbodens für den Teil außerhalb der Kugelfläche gut durch den Versuch bestätigt sind. Die naheliegende Annahme, daß es für den außerhalb der Halbkugel liegenden Boden ziemlich auf das Gleiche hinauskommt, ob der Druck direkt ausgeübt wird durch einen Stempel mit halbkugelförmigem Kopf, oder durch einen mit Sand gefüllten Raum zwischen Stempel mit ebener Druckfläche und Halbkugel, ist also richtig.

Wie verlaufen nun die Drucklinien innerhalb der Halbkugel?

Wenn keine Reibung unter der Stempelfläche vorhanden ist, verlaufen sie senkrecht zur Druckebene. Die Zunahme der Druckliniendichte ist aus den Versuchen bekannt. Die Spannung hat über einer Mittellinie gemessen nach den erwähnten Versuchen einen sinusförmigen Verlauf, die Dichte in der Mitte ist ungefähr 2,3 bis 2,5 mal so groß als die mittlere. Man kann nach diesen Angaben die Abbildung genau vervollständigen, wie es in Abb. 10 geschehen ist.

Diese Abbildung gilt nun immer für die Druckabnahme unter Fundamenten. Man kann sie auch, wie schon für Fundamentfüße mit kreisförmiger Sohlfläche abgeleitet wurde, anwenden für lange Mauern. Nur betrachtet man dann als Maß für die Dichte, für die Druckspannung den direkten Abstand der Linien, während man bei Fundamenten mit kreisförmiger

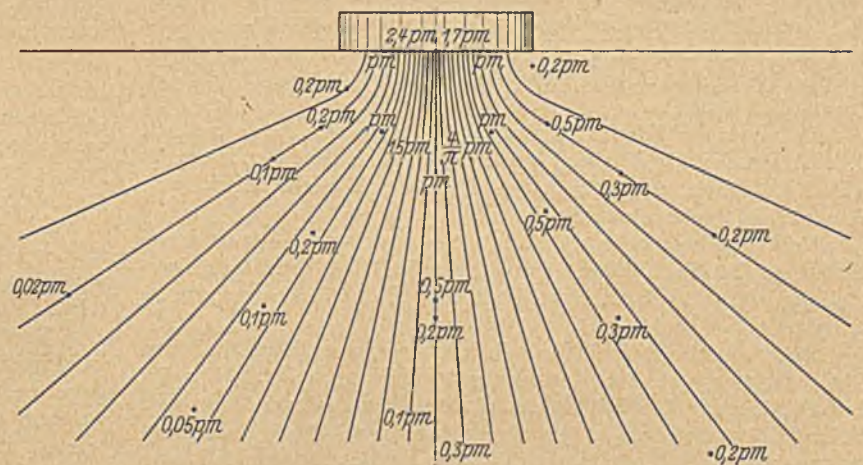


Abb. 10. Drucklinien und Druckspannung ausgedrückt in mittlerer Bodenbelastung pm. Links für Kreisfläche, rechts für unendlich langer Streifen.

Auflagerfläche beachten muß, daß das Quadrat der Abstände maßgebend ist.<sup>5</sup>

<sup>5</sup> Diese Ergebnisse sind nur richtig bei cohesionlosen Erdmassen. Unter großen Fundamentflächen, z. B. Ölbehälterböden, wo überwiegend allseitiger Druck anwesend ist, darf man in einiger Entfernung vom Rande die Formeln von Boussinesq anwenden, wie z. B. von Dr.-Ing. Schleicher in „Der Bauingenieur“, Heft 48 und 49, angegeben ist.

Wie groß ist die elastische Eindrückung des Bodens, der elastische Anteil von der gesamten Senkung des Fundamentes?

Wir betrachten zuerst den Eindruck an der Randlinie. Innerhalb der Halbkugel nimmt längs der Randlinie die Spannung zu von

$$p_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi r_0^2} \quad \text{bis} \quad p_{\max} = \frac{5}{2} \cdot \frac{P}{\pi r_0^2}.$$

Der Mittelwert beträgt

$$\sigma_d = 2 \cdot \frac{P}{\pi r_0^2}.$$

Der Eindruck der Halbkugel, gemessen am Radius  $r_0$  ist hier nach  $\frac{2P}{\pi r_0 E}$ . Früher hatten wir gefunden, daß außerhalb der Halbkugel der Eindruck betrug

$$i = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi r_0 E};$$

dieser wird um den vorstehenden Betrag erhöht, und wir erhalten: Für einen Fundamentfuß mit halbkugelförmigem Kopf

$$f_{\cup} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi r_0 E} \quad \text{oder} \quad f_{\cup} = \frac{3}{2} \cdot \frac{p_m r_0}{E},$$

für einen durch eine Ebene begrenzten Fuß

$$(1) \quad f_{\sqcup} = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{\pi r_0 E} \quad \text{oder} \quad f_{\sqcup} = \frac{1}{2} \cdot \frac{p_m r_0}{E}.$$

Hat im Grundriß der Fuß keinen kreisförmigen Querschnitt, ist der Querschnitt dargestellt durch ein Vieleck oder Quadrat, dann nimmt man näherungsweise

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}.$$

Die Gleichung (1) mußte deshalb hier angegeben werden, um zu zeigen, daß die in den Kreisen der Bauleute herrschende Auffassung, das Sinken der Fundamente sei gleich groß, wenn die mittlere Belastung des Bodens  $p_m$  die gleiche ist, vollständig falsch ist.

Bei Fundamentflächen gleicher Form ist im Gegenteil der elastische Eindruck um so größer, je größer  $r_0$  ist. Für Mauerfundamente nimmt der elastische Eindruck bei gleichem mittlerem Druck mit der Breite und mit der Länge zu.

Wie wir nachher sehen werden, verhalten sich die Eindrücke bezüglich ihres bleibenden Anteiles ungefähr wie die elastischen Anteile.

Der deutsche Begriff: „Bettungszahl“ oder „Bodenziffer“, d. i. Eindrücken des Bodens durch 1 kg/cm<sup>2</sup> Belastung, ist nicht wissenschaftlich und führt zu falschen Berechnungen von Bauten auf mehr als drei Füßen.

Vorläufig betrachteten wir nicht — oder wenig — plastische Stoffe, z. B. Sandboden; für diesen Fall ist erwähnte Darstellung, wenn auch nicht vollkommen, so doch näherungsweise richtig.

Der Sandboden ist aber kein ideal-isotroper Stoff, bei dem der Druck nur in Druckrichtung übertragen wird. Dies ist nur annähernd der Fall, denn einzelne Sandkörner, hier und da zwischen anderen unter einem kleineren Winkel als dem Reibungswinkel eingeschlossen, haben das Bestreben, wie kleine Keile die anderen Körner auseinanderzutreiben. Ohne genügende Last von oben, ohne durch ein Bindemittel aufeinandergekittet zu sein, ohne Kapillarwirkung der Feuchtigkeit, oder ohne durch diese drei Kräfte zusammen festgehalten zu werden, wird durch die erwähnte Keilwirkung Grund außerhalb des Fundamentes nach oben gepreßt.

In der Regel ist die Gefahr hierfür bei Sandboden oder festem Tonboden gering, und doch ist es ausschließlich diese Keilwirkung eines kleinen Teiles der Sandkörner, die die Tragfähigkeit des Grundes bestimmt.

Da die entgegenwirkenden Kräfte ganz besonders von der Beschaffenheit des Bodens abhängen und sich für jede

Bodenart voneinander unterscheiden, besteht, um der Gefahr des Aufpressens zu begegnen, kein anderes Mittel als der Belastungsversuch.

Über die Notwendigkeit solcher Versuche sei im folgenden noch etwas gesagt. Es sei darauf hingewiesen, daß sie mit einem maßstäblich verkleinerten Modell des später zu bauenden Fundamentes bei derselben mittleren spezifischen Bodenbelastung gemacht werden müssen. Man hat dann die Adhäsion im Boden infolge Feuchtigkeit und Aneinanderkittung der Körner im richtigen Maßstab nachgeahmt. Den weniger bedeutenden Einfluß des Eigengewichtes des Bodens hat man nicht ganz richtig wiedergegeben, doch der Fehler, den man hierdurch begeht, führt zu größerer Sicherheit.

Da durch den halbkugelförmigen Fundamentfuß die Berechnung der Druckverteilung, dargestellt in Abb. 3, so sicher und einfach ist, darf man nicht annehmen, daß diese Art von Fundamenten vor den gebräuchlichen mit ebener Begrenzung den Vorzug verdient. Für letztere ist die Druckverteilung in Abb. 10 aufgezeichnet. Genau das Gegenteil ist Wirklichkeit.

Wegen der Reibung der Sandkörner an der Auflagerfläche, die ein seitliches Wegdrücken durch als Keile wirkende Sandkörner bis zu einem gewissen Maße verhindert, durch die gekrümmte Form der Kraftlinien, die gerade da, wo der Druck am größten ist, allseitigen Druck hervorruft und die Sandmasse zusammenhält, darf unter dem flachen Fuß ein etwas höherer spezifischer mittlerer Druck zugelassen werden als unter dem halbkugelförmigen.

„Der Österreichische Normenausschuß für Industrie und Gewerbe“ hat im Januar 1927 ein Buch herausgegeben: „Die Belastung des Baugrundes“. Die „Oenormen“ schreiben die Vornahme einer Probelastung durch einen Stempel, der in einen spitzen Kegel endet, vor. Auch Prof. Dr. Kögler, ein Spezialist auf diesem Gebiete in Deutschland, scheint dies zu fordern.<sup>6</sup>

Aus Vorhergehendem ist kein anderer Schluß zu ziehen, als daß eine Probelastung des Baugrundes vor Baubeginn nicht mit einem Stempel mit kugelförmigem Kopf ausgeführt werden soll, sondern mit einem Stempel mit ebener Druckfläche, am besten mit einem Modell der entworfenen Fundamente in verkleinertem Maßstab.

Die Formeln, die hier für Druckspannung und Eindruck gegeben wurden, erlauben es, aus den Ergebnissen der Belastungsversuche einige wichtige Folgerungen zu ziehen.

Hat man für das Modell die spezifische Bodenbelastung bestimmt, bei der Aufquellen stattfindet, dann kann man diese bei Einführung eines Sicherheitskoeffizienten auf das Bauwerk anwenden; es sei denn, daß der Eindruck, der umgekehrt proportional der Verkleinerung des Modelles ist, als unzulässig groß erachtet wird.

Führt man einen Sicherheitsfaktor ein, so weiß man bestimmt, daß der Boden nicht herausgepreßt und die Spannungsverteilung, die in Abb. 10 aufgezeichnet ist, vorhanden sein wird.

Bezüglich dessen, was im letzten Abschnitt dargelegt werden soll, kann jetzt schon gesagt werden, daß die oben angegebene Druckverteilung nicht nur für elastische Eindrücke gilt, sondern daß analoge Druckverteilungen und Verschiebungen, wie sie mit Hilfe der Formeln der Elastizitätslehre errechnet werden, auch und speziell richtig sind für das Gebiet der bleibenden Eindrücke; nur muß dann an Stelle von  $E$ , d. i. der Elastizitätsmodul eines elastischen Stoffes, für den Gesamteindruck, d. h. den elastischen und bleibenden, mit einem kleineren Modul  $E_1$  gerechnet werden.

Da man es nicht bis zur Aufpressung kommen lassen darf und die Bodenbelastung selbst ebenso wenig wie der Kapillardruck hier von Einfluß ist — denn wir fragen nicht nach den gesamten Druckspannungen im Boden, sondern nur danach,

<sup>6</sup> Die Belastung des Baugrundes. Kann man heute Baugrundenormen schaffen oder nicht? „Der Bauingenieur“, 29. Oktober 1927, Heft 44, Seite 817.

was geschieht infolge der Belastung der Fundamentsohle —, kann immer die Spannungsverteilung nach Abb. 10 für die Praxis angenommen werden.

b) Anderes Bodenmaterial als Sand. Bei plastischem Material, z. B. Ton, wird die Spannungsverteilung an der Grenze der Tragfähigkeit nicht mit Hilfe der Elastizitätstheorie, sondern der Plastizitätstheorie berechnet. Hierbei nimmt man an, daß unter dem Fundament in einer ganz durchlaufenden Zone die Schubspannung bis an die Fließgrenze anwachsen muß. Genaue Kenntnis der Materialeigenschaften ist für diese Rechnung erforderlich und kann nur durch Versuche mit dem bestimmten Bauboden gewonnen werden.

Vorliegende Abhandlung würde unvollständig sein, wenn nicht etwas mehr über die Anwendung der Plastizitätstheorie auf das Problem, das uns hier beschäftigt, angegeben wird. Hier wird als Beispiel, das nahe verwandt mit dem von uns zu behandelnden Problem ist, berechnet werden, welcher Druck auf einen Stempel mit geschmiertem halbkugelförmigem Kopf ausgeübt werden muß, damit dieser in eine dicke flußeiserne Platte eindringt.

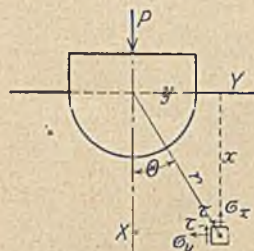


Abb. 11.

Vorher aber werden wir das analoge Problem für den ebenen Spannungszustand lösen.

Ein Zylinder ist bis zum Mittelpunkt in das Flußeisen eingelassen (Abb. 11) und wird belastet, bis Fließen eintritt. Wie wird das Eisen weggepreßt, und welcher Druck ist erforderlich?

Man kann das Problem wieder mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktionen lösen.

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}.$$

Hierbei tritt an Stelle der Bedingung  $\rho^2 \rho^2 F = 0$  jetzt  $\rho_1 - \rho_2 = 2 k_s$ , worin  $\rho_1$  und  $\rho_2$  die Hauptspannungen in dem Material sind, das den Stempel umgibt, und  $k_s$  die Schubspannung ist, bei welcher das Material fließt. Denn wenn  $\tau = \frac{\rho_1 - \rho_2}{2}$  und diese um den ganzen Stempelkopf die Fließgrenze überschreitet, sinkt der Stempel tiefer ein.

Die Airysche Spannungsfunktion lautet:

$$F = + 2 k_s r_0 \sqrt{x^2 + y^2} = + 2 k_s r_0 r.$$

Übersichtlicher gestaltet sich die Lösung des Plastizitätsproblems in Polarkoordinaten. Diese lautet:

$$\sigma_r = \rho_1 = -\frac{2 k_s r_0}{r}, \quad \sigma_t = \rho_2 = 0, \quad \tau = 0.$$

Durch Eindringen des Stempels wird bei Überschreiten der Fließgrenze das Material überall nur radial gedrückt. Diese Druckspannung nimmt ab mit r und ist am größten an der Berührungsfläche des Stempels; hier ist die Druckspannung  $p_0 = 2 k_s = k_d$ , und hier allein fließt das Material. Man beachte, daß  $k_d$  die Druckfestigkeit ist, bei der das Flußeisen fließt und die Schubspannung an der Fließgrenze halb so hoch ist.  $P = k_d \cdot d \cdot l$ .

Die Druckkraft, die dazu erforderlich ist, um den zylinderförmigen Stempel eindringen zu lassen, ist Druckfestigkeit multipliziert mit der Projektion der Druckfläche. Es ist nicht notwendig, das Analogon für das Eindringen einer Kugel über der Mittelebene zu berechnen. Die erforderliche Druckkraft

$$P = k_d \frac{\pi d^2}{4}.$$

Das Material fließt dabei ausschließlich in der Grenzschicht, wie man deutlich an den Eindrücken infolge Schießproben auf flußeisernen Platten sieht (Abb. 12).

Diese Aufgabe ist sehr geeignet zur Einführung in die Plastizitätslehre, stimmt jedoch nicht mit der Wirklichkeit überein. Es wurde angenommen, daß keine Reibung zwischen dem Stempelkopf und dem plastischen Stoffe vorhanden sei, analog der üblichen

Annahme bei Druckversuchen an einem Würfel. Wie im letzten Falle gerade die Reibung den Charakter der Aufgabe verändert, so trifft dies auch bei dem hier zu behandelnden Problem zu, so daß in Wirklichkeit die Kugel erst bei einem mehr als viermal größeren Druck eindringt. Es ist deshalb besser, P für den Boden unmittelbar mit einem Modellstempel zu bestimmen. Wenn überhaupt, dann ist es bei mehr oder weniger plastischem Tonboden angebracht, den Belastungsversuch vorzunehmen. Auch hier kann man sich an die Vergrößerungsregel halten, daß bei Versuchen mit Modellen, geometrisch ähnlich, bei gleichen spezifischen Belastungen in homologen Punkten im Boden gleiche Spannungen auftreten. Liegt ein homogener Baugrund vor, dann genügt ein Belastungsversuch mit einem Stempel von willkürlichen Abmessungen, um das Tragvermögen kennenzulernen.

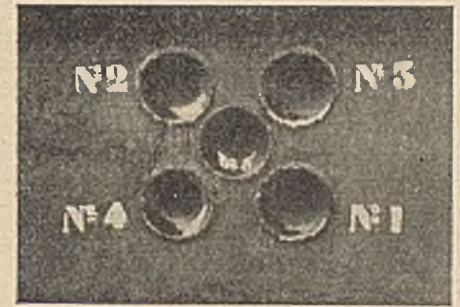


Abb. 12. Kraterrandbildung bei Schießversuchen ähnlich wie beim Eindringen von geschmierten Kugeln.

Hat man in den oberen Schichten guten Baugrund und in der Tiefe wenig feste, plastische Schichten, dann wird Abb. 10 bei Verwendung entsprechender Maßstäbe wieder dazu dienen können, um festzustellen, ob die Spannungen, bevor sie die schlechten Bodensorten erreichen, bereits so gering geworden sind, daß sie keine Gefahr mehr für die Sicherheit des Bauwerkes bedeuten. Mit Hilfe der Abb. 10 kann man auch für den Modellversuch unter Verwendung entsprechender Maßstäbe feststellen, ob die Spannungen für die tiefer gelegenen Schichten noch von Bedeutung sind. Ist dies nicht der Fall, dann wird man einen Belastungsversuch machen müssen mit einem Stempel, dessen Abmessungen denen des wirklichen Fundamentfußes nahekommen, oder man wird den Versuch machen müssen auf einem Boden mit maßstäblich verkleinerten Schichten. In manchen Fällen wird es möglich sein, die obere Schicht so weit abzubauen, daß der von ihr liegende Teil gerade die richtige Dicke hat.

#### Abschnitt IV.

Werte für den Elastizitätsmodul E und den Modul für den Gesamteindruck  $E_c$ .

Zu den am besten durchgeführten Versuchen zur Ermittlung des Verhaltens des Dünenbodens bei Belastung zählen die von Ir. C. Wolterbeek, beschrieben in „Rapporten en Mededeelingen van den Rijkswaterstaat No. 20“ (Landsdrukkerij — 1922)<sup>7</sup>; es ist jedoch nicht so einfach, hieraus den Elastizitätsmodul E für Sandboden abzuleiten, ebensowenig wie jetzt  $E_c$  anzugeben, den Modul für den Gesamteindruck.

E, der Koeffizient für das elastische Verhalten des Bodens, ist nur zu bestimmen durch Messung des Zurückfederns des Bodens nach der Entlastung, und nicht aus den Eindrücken.

Wasser ist im Gegensatz zu Baugrund unzusammendrückbar. Die Versuche von Ingenieur Wolterbeek, die an abgegrabenem ungemischtem feinen Dünen sand, bei dem die Hohlräume mit Wasser gefüllt waren, angestellt wurden, beziehen sich also auf ein unzusammendrückbares Material.

<sup>7</sup> In „De Ingenieur“ 1921, S. 501, „Belastingsproeven ter bepaling van de grondelasticiteit“, gibt Ingenieur Wolterbeek einen Auszug aus dem Versuchsbericht.

Die bedeutende Phasenverschiebung zwischen Einsinken und Belastung des Stempels ist wie folgt zu erklären: wahrscheinlich sickert das Wasser langsam durch die feinen Kanäle ab, wobei sich das Volumen der Kapillaren verkleinert.

Bei der Entlastung saugen die sich erweiternden Poren sich wieder voll; dieser Vorgang erfolgt jedoch langsam bei plötzlicher Entlastung, wobei gleichzeitig der atmosphärische Druck 1 kg/cm<sup>2</sup> die Belastung übernimmt. Dies ist der Grund dafür, daß besonders bei der letzten Entlastung die elastische Nachwirkung so lange dauert, Anlage 11 des Berichtes von Wolterbeek, in dem wiederholt die Nachwirkung während der Nacht nach der Entlastung angegeben ist, bietet genügend Angaben zur Berechnung von E mit Hilfe von Formel (1) des Abschnittes III.

Nach den Versuchen von Wolterbeek kann folgende Zusammenstellung gegeben werden, in der die Versuche mit F = 100 cm<sup>2</sup>, die in diesem Falle zu sehr abweichen, weggelassen wurden.

Druck- fläche ... F	= 500 cm <sup>2</sup>	1000 cm <sup>2</sup>	2500 cm <sup>2</sup>	5000 cm <sup>2</sup>
Mittlerer Radius .. r <sub>0</sub>	= 12,63 cm	17,86 cm	28,2 cm	40 cm
Mittlerer Druck .. p <sub>m</sub>	= 0,78	1,56	0,78	1,56
Zurück- federn .. f <sub>⊥</sub>	= 0,095	0,130	0,135	0,185
Elastizi- tätsmodul				
E = $\frac{7}{2} \cdot \frac{r_0^3}{f_{\perp}}$ p <sub>m</sub>	= 360	530	360	530
Bei p <sub>m</sub> = 0,78 kg/cm <sup>2</sup>			E = 370	kg/cm <sup>2</sup>
Bei p <sub>m</sub> = 1,56			E = 540	

Wie man sieht, nimmt E mit der Spannung zu, was auch deutlich aus dem stark gekrümmten Verlauf der Entlastungslinien der Versuche von Wolterbeek hervorgeht. Es ist auch unwahrscheinlich, daß, wie man oft annimmt, Proportionalität zwischen elastischem Eindruck und Belastung besteht. Danach, wie man die Formeln von Herz auf die Zusammendrückung von Kugeln anwendet, kann man verstehen, daß, je mehr sich die berührenden Flächen vergrößern, die Kraft für weitere Zusammendrückung größer werden muß. Offenbar kann man aus den vorhin gegebenen Zahlenwerten den — wenn auch etwas gewagten — Schluß ziehen, daß E mit p<sub>m</sub> zunimmt, und zwar E = 425 √p<sub>m</sub> kg/cm<sup>2</sup>, wobei p<sub>m</sub> in kg/cm<sup>2</sup> einzusetzen ist. Der bleibende Eindruck des Baugrundes ist vollständig abhängig von den vorhergehenden Belastungen. Der Boden kann durch vorhergehende Belastungen soweit zusammengedrückt worden sein, daß später erfolgende kleinere Belastungen keinen bleibenden Eindruck mehr verursachen.

Im folgenden werden noch einige Werte für den Elastizitätsmodul des Gesamteindruckes E<sub>t</sub> gegeben, die mit Hilfe der Formel (1) aus den Zahlenwerten der Zusammenstellung von Dr.-Ing. Ferd. Schleicher in „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 49, S. 951 u. 952 berechnet wurden.

Versuche von F. Emperger an Lehm Boden in Wien. Als Mittelwert für κ C aus Abb. 5 des erwähnten Aufsatzes entnehmen wir 400 kg/cm<sup>2</sup>; hiermit wird E<sub>t</sub> = 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Versuche von C. Wolterbeek an Sandboden, wobei κ C einen gerade entgegengesetzten Verlauf zeigt, so daß die Versuche Wolterbeeks zu denen von Emperger in Widerspruch stehen, ergeben für κ C 350 kg/cm<sup>2</sup>. E<sub>t</sub> = 175 kg/cm<sup>2</sup>.

Versuche von Hörnecke an der Görlitzer Stadthalle, Fundamentfuß 1 m<sup>2</sup>, sehr fester Kiesboden: κ C = 200 kg/cm<sup>2</sup>, E<sub>t</sub> = 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Versuche von Oberingenieur I. Baudrexel am Konzertsaal zu Karlsruhe, auf festem Treibsand: κ C = 260 kg/cm<sup>2</sup>, E<sub>t</sub> = 130 kg/cm<sup>2</sup>. Belastungsversuch zu Rheinau/Mannheim auf Kiesboden, wie er am Oberrhein häufig vorkommt: κ C = 400 kg/cm<sup>2</sup>, E<sub>t</sub> = 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei demselben Versuche wurde mit einem Stempel 0,5 m<sup>2</sup> für den elastischen Eindruck gefunden: κ C = 950 kg/cm<sup>2</sup>, E = 425 kg/cm<sup>2</sup> bei p<sub>m</sub> = 1 kg/cm<sup>2</sup>, womit die Ergebnisse der Versuche von Wolterbeek an Dünsand genau übereinstimmen.

Alle diese Werte verdienen vielleicht kein besonders großes Vertrauen, aber sie geben doch jedenfalls die Größenordnung von E, mit der die Eindrücke in festem, nicht plastischem Baugrund durch Fundamente ungefähr zahlenmäßig ausgedrückt werden können.

Aber nicht nur weichen die Werte für bleibenden Eindruck des Baugrundes stark voneinander ab, so daß ohne spezielle Untersuchung des jeweiligen vorliegenden Bodens in dieser Beziehung nichts vorauszusagen ist, sondern auch der Elastizitätsmodul für elastische Zusammendrückung

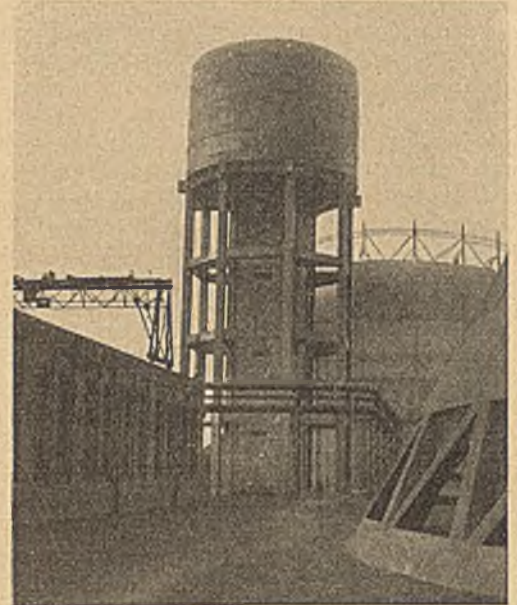


Abb. 13. Wasserturm Niederl. Staatsgrube Emma.

kann erheblich verschieden sein von E = 425 kg/cm<sup>2</sup> bei p<sub>m</sub> = 1 kg/cm<sup>2</sup>, welcher Wert für Sand hier gegeben wurde.

Bei dem sehr festen „Löß“, auf dem in der Regel bei den Staatsmijnen gebaut wird, hat man den Versuch gemacht, durch Belastung eines Betonwürfels mit 30 · 30 cm<sup>2</sup> Seitenflächen die Eindrückbarkeit und Tragfähigkeit des bloßgelegten Baugrundes zu bestimmen. Das Sinken war dabei für p<sub>m</sub> = 13 kg/cm<sup>2</sup> aber so unmeßbar klein, daß diese Versuche zu keinem Ergebnisse geführt haben.

Bei dem in Abb. 13 wiedergegebenen Wasserturm werden auf Staatsmijn Emma durch Füllen, Leeren und Wiederfüllen Druckveränderungen von 930 000 kg erzeugt. Die elastischen Nachwirkungen werden teilweise dadurch ausgeschaltet, daß man das Sinken und Heben des Bodens erst am folgenden Tage mißt. Die Fundamentgrundfläche beträgt ungefähr 82,5 m<sup>2</sup>; hieraus ergibt sich eine Änderung des Druckes um p<sub>m</sub> = 1,13 kg/cm<sup>2</sup> (von 2,21 bis 1,08 kg/cm<sup>2</sup>). Im Mittel hebt sich der Turm hierbei um 2,5 mm; diese Feststellung ist jedoch nicht sehr genau. Setzt man, was für die Eindrückung eine annehmbare Vorstellung zu sein scheint, die Eindrückung identisch mit der von nicht miteinander verbundenen Fundamentfüßen von 1,6 · 1,6 m<sup>2</sup>, dann ergibt die Formel

$$E = \frac{7}{2} \cdot \frac{r_0}{f_{\perp}} p_m \text{ und } r_0 = \sqrt{160^2/\pi} = 90 \text{ cm} \quad E = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Dies ist nun noch keine so große Abweichung von dem für Sand gefundenen Werte E = 425 p<sub>m</sub>, wie es auf den ersten Blick zu sein scheint. Für Löß ergibt sich hier E = 560 p<sub>m</sub> kg/cm<sup>2</sup>.

Denn

$$\text{für } p_m = 2,21 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{\perp} = 7/2 \cdot 90 \frac{2,21}{5,60 \cdot 2,21} = 0,84 \text{ cm},$$

$$,, \quad = 1,08 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{\perp} = 7/2 \cdot 90 \frac{1,08}{5,60 \cdot 1,08} = 0,59 \text{ cm}.$$

Das Heben bei Entlastung um 1,13 kg/cm<sup>2</sup> wird hiermit 0,25 cm. Der Größenordnung nach ist dies wieder richtig.

Ein anderes Beispiel aus der Praxis soll hier noch angeführt werden für den Gesamteindruck bei dem neuen Wasserturm der Staatsmijn WILHELMINA (Abb. 14) infolge der ersten Füllung mit Wasser. Dieser steht auf 6 Fundamentfüßen, von denen jeder eine Grundfläche von  $3,60 \cdot 3,35 \text{ qm}$  aufweist. Die Gesamtgrundfläche beträgt also  $6 \cdot 12 \text{ m}^2 = 72 \text{ m}^2$ . Das Gewicht des Turmes beträgt bei leerem Behälter

man eine Halde an (Abb. 15)<sup>8</sup> hat ein senkrechter Mittelschnitt ungefähr sinusförmige Begrenzung. Der Druckverlauf im Boden außerhalb des Berges ist, wie bei (dem kugelförmigen Stempel) einer halbkugelförmigen Mulde, so als ob die ganze Last in der Mitte konzentriert wäre. Der Neigungswinkel des eingedrückten Bodens ist am Rande des Fußes des Berges, wie man leicht zu dem zu Abb. 4 Gesagten ableiten kann,

$$\frac{di}{dy} = -\frac{p_0}{E}$$

Etwas Einfacheres gibt es nicht.  $p_0$  ist hier der spezifische Druck in der Mitte. Das Einsinken am Fuße des Berges ist  $i = p_0 r_0 / E$ . Wenden wir diese Formeln auf den Turm der Halde der Staatsgrube Maurits an, wo dieser eine Höhe von 30 m erreicht hat, und ist  $p_0 = \frac{30}{10} \cdot 2 = 6 \text{ kg/cm}^2$  mit  $E = 600 \text{ kg/cm}^2$  und  $r_0 = 30 \text{ m}$ , dann finden wir

$$\frac{di}{dy} = -\frac{6}{600}$$

der Turm neigt sich um 1%,  $i = 6 \cdot 3000 / 600 = 30 \text{ cm}$ . Der Turm sinkt um 30 cm.

Später wurden noch zwei kegelförmige Berge angeschüttet an der Grubenseite des Turmes. Die Spitze des Turmes verschob sich wieder, diesmal in sehr beunruhigender Weise, weil die Rollen der Auflager für die Eisenkonstruktion mit 40 cm freier Bewegungsmöglichkeit sich nicht genügend verschieben konnten. Die Neigung erfolgt stets nach der Seite, wo die Steine angeschüttet wurden. Selbst als der Turm ganz von Steinen umgeben war und so die Steine einen großen Druck gegen den Turm ausübten, erfolgte die Bewegung doch noch in vollkommener Übereinstimmung mit den ange-

gebenen Formeln.  $E_t \sim 600 \text{ kg/cm}^2$  muß angenommen werden, um die Neigungen zu erklären. Hätte man es nicht mit einer so festen Unterlage zu tun, sondern mit einem Boden, für den  $E_t = 200 \text{ kg/cm}^2$ , was normalerweise der Fall ist, dann würde sich die Spitze des Turmes um 1,5 m verlagert haben.

Die Beobachtung einer solch bedeutenden Formänderung bei festem Baugrunde in der Nähe einer großen Belastung gab den Anstoß zu der vorliegenden Arbeit.

<sup>8</sup> Die Anlage wurde von J. Pohlig, Köln, geliefert.



Abb. 14. Wasserturm Niederl. Staatsgrube Wilhelmina.



Abb. 15. Haldeturm auf Niederl. Staatsgrube Mauritz.

1080 Tonnen =  $1,66 \text{ kg/cm}^2$ ; bei gefülltem Behälter 1680 Tonnen =  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Der Turm sank bei der ersten Füllung um 23 mm. Nach Formel  $E_t = \frac{7}{2} \cdot \frac{r_0}{fL} P_m$  erhält man:

$$E_t = \frac{7}{2} \cdot \frac{196}{2,3} (2,5 - 1,66) = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

Daß man für den festen Lößboden einen höheren Wert für  $E_t$  findet als für Sandboden und daß diese Werte abweichen von  $E_t = 100$  bis  $200 \text{ kg/cm}^2$  ist sehr begreiflich. Schüttet

## DIE 24. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES.

Am 18. und 19. Oktober fand die 24. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Darmstadt statt, getreu der Überlieferung, die Tagung stets an der Stätte einer Technischen Hochschule abzuhalten.

Neben zahlreichen Mitgliedern der DEV. hatte sich eine größere Anzahl von Gästen eingefunden, unter ihnen die Vertreter fast aller deutschen Technischen Hochschulen und der Danziger Schwesterhochschule, die Leiter der technischen Materialprüfungsämter, eine Anzahl Mitglieder der Reichseisenbahnverwaltung, im besonderen dem Brückenbau nahestehend, und weiter Vertreter der hessischen Regierung und der Landeshauptstadt Darmstadt.

Endlich waren auch in erheblicher Zahl Herren der dem Eisenbau nahestehenden Privatindustrien, Vertreter wirtschaftlicher Fachverbände und wissenschaftlicher Vereinigungen erschienen.

Eingeleitet wurde die Tagung am Vormittag des 18. Oktober durch eine gemeinsame Beratung des wissenschaftlichen Ausschusses der D. E. V. mit den zur Teilnahme an der Hauptversammlung erschienenen Professoren der Technischen Hochschulen. Hier wurde im besonderen über die praktische Ausbildung der Studierenden im Eisenbau bei Studienbeginn bzw.

in den großen Ferien verhandelt, daneben aber auch so manche allgemeineren Fragen über die wissenschaftliche Ausbildung auf der Hochschule besprochen. Die hier gewonnene lebendige Fühlungnahme zwischen der Praxis und den berufenen Vertretern der Wissenschaft dürfte für beide Teile wertvolle Erfolge zeitigen. Mit besonderer Genugtuung wurde auch die Bereitwilligkeitserklärung des D. E. V. von den Vertretern der Hochschulen entgegengenommen, auch in Zukunft wertvolle Doktorarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbaus zu fördern, im besonderen bei ihrer Drucklegung Beihilfen zu gewähren.

Am Donnerstag-Nachmittag fanden weiterhin die auf den Kreis der Mitglieder beschränkten geschäftlichen Verhandlungen statt. In eingehenden Beratungen befaßte man sich nach dem vom Geschäftsführer des Verbandes, Direktor Dr. Oelert, Berlin, erstatteten ausführlichen Jahresbericht mit der gegenwärtigen Lage der Eisenbauindustrie. Den Stillstand der sogenannten „Konjunktur“ spürt auch diese Industrie, nachdem sie kaum angefangen hatte, die Schäden der hinter ihr liegenden Tiefstandsjahre zu überwinden. So ist auch das geschäftliche Ergebnis des abgelaufenen Jahres wenig befriedigend. Ein Rückgang der Gesamtbeschäftigung ist zwar noch nicht wieder

eingetreten, aber die Preisbildung zeigt keine günstige Entwicklung. Selbstverständnis ist auch die Eisenbauindustrie bemüht, durch Modernisierung der Betriebe und Rationalisierungsmaßnahmen — schon zur Förderung der Wettbewerbsfähigkeit auf dem Auslandsmarkt — ihre Selbstkosten zu senken. Die Auswirkungen der heutigen Sozial- und Wirtschaftspolitik machen aber jeden Erfolg nach dieser Richtung wieder zunichte. So sind auch im abgelaufenen Jahre bei einer Reihe von Firmen wiederum große Verluste, z. T. mit schweren Folgen, entstanden; zudem hat auch die Eisenbauindustrie in ihrer Beschäftigung unter der Auftragsperre der Reichsbahn recht erheblich zu leiden.

Der Abend des Tages vereinte Mitglieder und Gäste zu kurzer Begrüßung.

Freitag der zweite Tag, der 19. XI., war — alter Gewohnheit folgend — eingehenden wissenschaftlichen Verhandlungen gewidmet. Diese fanden in der Technischen Hochschule statt. Nach begrüßenden Worten des Vorsitzenden des D. E. V., Herrn Dr. Eggers, entbot Se. Magnifizenz, der Rektor der Technischen Hochschule Darmstadt Professor Dr. Rau dem D. E. V. einen herzlichen Willkommengruß, hierbei die auf einstimmigen Antrag der Bauingenieurabteilung von Rektor und Senat beschlossene Verleihung der Würde des Dr.-Ing. ehrenhalber an Herrn Baurat Dr.-Ing. Bohny, Direktor der Brückenbauabteilung Sterkrade der Gutehoffnungshütte — wegen seiner bedeutsamen und grundlegenden Verdienste um die theoretische und praktische Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbrückenbaues — verkündend.

Alsdann ergriff Direktor Dr. Oelert, Berlin, das Wort zu einem einleitenden Vortrag, der sich mit der augenblicklichen wirtschaftlichen Lage des Eisenbaus befaßte. In knapper Form nahm der Vortragende zu den wichtigsten Tagesfragen Stellung, nachdem nochmals kurz die wirtschaftlichen Zustände in der Eisenbauindustrie selbst behandelt waren. Von der Reichsbahn-Tariferhöhung befürchtet der Vortragende trotz aller Beschwichtigungsversuche schwere wirtschaftliche Schädigungen. Er weist darauf, daß jede Tariferhöhung so lange ein untaugliches Mittel bleiben wird, als nicht die Reichsbahn von der ihr jetzt aufgebürdeten Reparationslast befreit ist. Besonders zu denken geben die Hinweise des Redners auf die Tarifierleichterungen, die in den wichtigsten Wettbewerbsländern für die Eisenindustrie geschaffen werden. Mit warmen Worten wurde für eine Zusammenarbeit zwischen Bestellern und Lieferanten eingetreten, um anschließend daran das Kartellproblem, das Eindringen der öffentlichen Hand in die Privatwirtschaft zu erörtern und schließlich nach Behandlung der Reparationsfrage noch auf die jetzt in Gang kommenden Auseinandersetzungen zwischen Unternehmertum und Arbeiterschaft einzugehen. Allgemein wurde dem Vortragenden beigestimmt, als er darauf hinwies, daß wirtschaftlich nicht begründeten und nicht durchzuführenden Forderungen endlich ein unbeugsamer Widerstand entgegengestellt werden muß, um auf diesem Wege schließlich doch zu einer Verständigung mit dem großen Teil der noch immer gesund denkenden Arbeiterschaft und damit zu ihrer Befriedigung zu gelangen.

Als zweiter Vortragender sprach Direktor Dr.-Ing. Schulz, Dortmund, über „Rostschutz und schwerrostende Stähle“. Einleitend wurde die Bedeutung des Rostschutzes im Eisenbau besprochen und auf die für den Rostvorgang bedeutsamen Faktoren hingewiesen. Bekämpft kann das Rosten werden bereits durch in der Konstruktion selbst liegende Maßnahmen. Als wesentliche Mittel zum Rostschutz stehen zur Verfügung einmal rostschützende Überzüge und zweitens die Benutzung besonders legierter Stahlsorten, der — nach einer von Professor Rein vorgeschlagenen Bezeichnung — „schwerrostenden“ Stähle. Bei rostschützenden Überzügen in Form von Farbanstrichen ist nicht nur die Auswahl einer guten Farbe wesentlich, von größtem Einfluß ist auch die geeignete Zusammensetzung, das richtige Aufbringen des Anstrichs und seine gute Unterhaltung im fertigen Bauwerk. Von metallischen rostschützenden Überzügen kommen für Eisenbauwerke — wenn

auch nur für Teile von ihnen — in Betracht das Verzinken und das Verbleien. Von größter Bedeutung werden die schwerrostenden Stähle, die die Metallurgie besonders in den letzten Jahren entwickelt hat. Im Gegensatz zu den säurefesten, überhaupt nicht rostenden Stählen, die infolge ihres hohen Gehaltes an teuren Zusatzmetallen für Eisenbauwerke zu kostspielig sind, handelt es sich bei den schwerrostenden Stählen um solche, die zwar auch dem Rostvorgang unterliegen, bei denen aber der Rostvorgang ganz erheblich langsamer vor sich geht als bei gewöhnlichem Stahl. Erreicht wird dies auf zwei grundsätzlich verschiedenen Wegen. Im (amerikanischen) Armco-Eisen besitzen wir einen Stahl, der infolge seiner außerordentlich großen Reinheit an Beimengungen schwer rostet — die große Reinheit bedingt aber zugleich eine geringere Festigkeit; Armco-Eisen ist weicher als St. 37. Als zweiter Weg kommt ein geringer Kupferzusatz zum Stahl — meist etwa 0,25% — in Frage. Kupferstahl rostet, wie ausgedehnte Versuche bewiesen, an der Atmosphäre in ganz außerordentlichem Maße weniger als kupferfreier Stahl, ohne daß der Kupferzusatz irgendwelche Nachteile nach anderer Richtung, namentlich in bezug auf die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften, im Gefolge hätte. Besonders bedeutungsvoll ist, daß es neuerdings auch gelungen ist, hochwertige Baustähle mit mehr als 36 kg/mm<sup>2</sup> Streckgrenze in Form von schwerrostenden Kupferstählen herzustellen. In Frage kommen zunächst an solchen Stählen der Si-Stahl (mit Cu-Gehalt) der Mitteldutschen Stahlwerke (Dr. Koppenberg, Riesa), der Kruppstahl-Rheinhausen mit Mangan- und Cu-Gehalt, die Stähle der Union und der Gutehoffnungshütte.

Anschließend behandelte Direktor Dr.-Ing. e. h. Erlinghagen, Rheinhausen, das Thema „Die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses und ihre Zusammenhänge mit dem deutschen Eisenbau“.

Die ersten Anfänge der Gründung des Deutschen Normenausschusses liegen etwa 14 Jahre zurück. Der Krieg traf die Normungsarbeit in ihren Anfängen. Die Notwendigkeit der Normung machte sich aber im Jahre 1917 bei der Not, den Heeresbedarf zu beschaffen, wieder dringend bemerkbar. Der Deutsche Normenausschuß wurde 1917 gegründet. In langwieriger Arbeit sind bis zum September ds. Js. etwa 2800 Normenblätter entstanden, 800 weitere Normenblätter sind im Entwurf fertig.

Herr Dr. Erlinghagen kam alsdann im besonderen auf die Normung im deutschen Eisenbau zu sprechen, welche leider noch manches zu wünschen übrig ließe. Es bestehen bestimmte Normenblätter für Lieferungsbedingungen, technische Vorschriften auf dem Gebiete des Werkstoffes und für die Konstruktionsbüros. Derartige Vorschriften müßten noch weiter ausgebaut werden. An der Normung, soweit sie für den Betrieb der Werkstätte und Baustelle erforderlich ist, fehlt noch vieles. Er schlägt die Gründung eines Fachnormenausschusses für Eisenbau vor und regt an, daß auch die Deutsche Reichsbahn, die ihrerseits auf dem Gebiet der einheitlichen Vorschriften für die Ausführung von eisernen Brücken für die Deutsche Reichsbahn vieles getan hat, diese Vorschriften gemeinsam mit dem Deutschen Normenausschuß zu Normenblättern umgestalten und im Auslande verbreiten möge, damit der deutschen Industrie z. B. aus den großen Ländern Südamerikas nicht englische oder amerikanische Bedingungen vorgeschrieben werden; allmählich würden sich alsdann auch diese Länder daran gewöhnen, für die in Deutschland erzeugten Konstruktionen deutsche Bedingungen anzuerkennen.

Herr Dr. Erlinghagen schloß seinen, auch der allgemeinen Bedeutung der Normalisierung als Kulturarbeit Rechnung tragenden Vortrag mit allgemeinen bedeutsamen Bemerkungen über die psychologischen Grundlagen des Erfolges unseres menschlichen Schaffens.

Oberbaudirektor Leo, Hamburg, gab in einem weiteren interessanten, durch Vorführung eines technisch erstklassigen Filmes erläuterten Vortrag einen Überblick über den Umbau der Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg.

Die in 3 je 100 m weiten Öffnungen den Strom überspannende alte, nur zweispurige Brücke reichte für den stark angewachsenen Verkehr nicht mehr aus. Aus Sparsamkeitsgründen konnte nicht, wie zuerst beabsichtigt, die ganze Brückenanlage neu gebaut werden. Es wurde daher, nach dem Entwurf von Harcourt, neben der alten eine neue Brücke angeordnet. Jede der beiden Brücken nimmt den Verkehr in nur einer Richtung auf. Hierdurch wird mit verhältnismäßig geringen Kosten eine mehr als dreifache Steigerung der verkehrstechnischen Leistungsfähigkeit der Brücke erreicht. Zur Erzielung einer harmonischen Gesamtwirkung lehnt sich die Gestaltung der neuen Brücke im Gesamtentwurf eng an die vorhandene an; während diese aber Linsenträger mit Gitterwerkgurten aufweist, zeigt der Neubau an ihrer Stelle außerordentlich wirksame Vollwandgurtungen.

Im besonderen ging der Vortragende auf die interessante Montage der Brücke ein. Diese erfolgte in der Art, daß alle drei, je 900 000 kg schweren Brückenüberbauten auf dem festen Lande zusammengebaut, auf große Schiffsgerüste hinübergerollt und unter Benutzung von Ebbe und Flut eingeschwommen wurden. Durch die sorgfältige Vorbereitung wurde so die Sperrung des Elbstromes für den Schiffsverkehr auf nur je eine Stunde beschränkt. Der Film erläuterte in sehr anschaulicher Weise den Vortrag und brachte zudem auch Einzelheiten von weiteren Brückenbauten und Verstärkungsarbeiten bei Hamburg.

Eine der zeitgemäß bedeutsamsten Fragen für den Eisenbau behandelte Direktor Schmuckler, Berlin, in dem Vortrage „Vorzüge des Eisenbaues unter besonderer Berücksichtigung des Skelettbauens“.

Nach einem kurzen geschichtlichen Überblick über den Beginn des Eisenbaues wurden seine hauptsächlichsten Anwendungsgebiete gezeigt, z. T. unter Hinweis auf die Stellung gegenüber dem Eisenbetonbau. Hierbei wurde auch die Auffassung mancher Architekten, daß der Eisenbau ästhetisch gegenüber dem Eisenbetonbau zurückstehen müsse, auf das richtige Maß zurückgeführt und die Notwendigkeit erörtert, gerade in dieser Hinsicht für bessere Aufklärung über den Eisenbau und seine künstlerische Wirkung in Stadt und Land zu sorgen. Weiterhin wurden Anregungen gegeben, auf welchem Wege die Eisenbauweise verbessert werden könne, um ihre Wirtschaftlichkeit und Konkurrenzfähigkeit noch zu erhöhen.

Vorzüge und Vorteile des Eisenbaus wurden an der Hand von Lichtbildern über ausgeführte, mustergültige Bauwerke aus dem Gebiet des Hallenbaus, des Büro- und Geschäftshausbau, der Aufstockungen und des Hochhausbaues nachgewiesen. Zahlreiche sich anschließende Abbildungen aus dem neuesten Gebiet des Eisenbaues, dem Stahlskelett-Wohnungsbau,

zeigten die hohe Bedeutung gerade dieser Bauart für Gegenwart und Zukunft, letzteres um so mehr, als die mit dieser Bauart verbundenen Vorteile einen Weg zur schnelleren Bekämpfung der Wohnungsnot erschließen dürften.

Den Schluß der Verhandlungen bildete ein Vortrag von Direktor Dr. Ostern, Hannover, über „Eisenbau und Berufsgenossenschaften“. Er legte dar, wie die Berufsgenossenschaften 1885 von Bismarck als Selbstverwaltungsorgane der Industrie für die Unfallversicherung geschaffen wurden und wie in ihnen Unfallverhütung und Unfallschädigung sinnreich verknüpft wurden, um den die Unfallschädigungen zahlenden Unternehmer auch finanziell an möglicher Verhütung der Unfälle in seinem Betriebe zu interessieren. Er zeigte sodann, wie durch das Umlageverfahren eine Thesaurierung von Mitteln, wie sie in anderen Sozialversicherungszweigen geschieht, vermieden wird. Hauptsächlich ging er auf die Bildung des Gefahrtarifs ein, von dem die Höhe der Beiträge für das einzelne Unternehmen abhängt. Die Gefahrziffer für den einzelnen Gewerbebezirk ergibt sich durch Beobachtung längerer Zeiträume automatisch aus der Gegenüberstellung von Löhnen und Unfallschädigungen. Bei der Abgrenzung und Begriffsbestimmung der einzelnen Gewerbebezirke hat die Berufsgenossenschaft die Möglichkeit eigener Betätigung. Eine gewisse Vereinheitlichung der Gefahrtarife der verschiedenen, im ganzen Deutschen Reiche für den Eisenbau in Betracht kommenden Berufsgenossenschaften soll versucht werden.

An die einzelnen Vorträge schlossen sich rege Aussprachen an.

Abgeschlossen wurde der Tag mit einem gemeinsamen Essen, das Mitglieder und Gäste vereinte. Nochmals bot sich hier Gelegenheit, durch Ansprachen und in regem Meinungsaustausch zu den die Teilnehmer verbindenden Fragen der Technik und Wirtschaft Stellung zu nehmen.

Einen Ausklang der Tagung bildete dann noch ein Ausflug am Sonnabend, dem 20. Oktober, der die Teilnehmer an der Bergstraße entlang in den schönsten Teil des Odenwaldes führte und von herrlichem Herbstwetter verschönt wurde.

Wie die vorangehenden Tagungen ist auch die 24. Hauptversammlung des D. E. V. — der sich von nun an Stahlwerksverband nennt — harmonisch und in hohem Grade wertvoll durch das Gebotene verlaufen. Möchte das kommende Jahr für den deutschen Stahlbau in seiner Gesamtheit ein besseres sein, als es zunächst den Anschein hat, damit dieser hochbedeutsame Zweig unserer heimischen Industrie mit Vertrauen in die Zukunft und im Vollgefühl seiner Kraft im kommenden Jahre sein fünfundzwanzigjähriges Bestehen begehen kann.

Dr. M. Foerster.

## DER MASCHINELLE KANALBAU.

Von Oberingenieur V. D. I. Albert Jacob, Zweibrücken.

In Heft 9 dieser Zeitschrift, 9. Jahrgang 1928, wurde eine Böschungbetoniereinrichtung eingehend geschildert, die zum Ausbau der mittleren Isar angewandt wird und deren Ansicht an der Kanalbaustelle die Abb. 1—2 wiedergeben. Wie in dem vorgenannten Artikel aufgeführt, ist diese Maschine für die Betonverkleidung von Böschungen bis 18 m Länge vorgesehen und erzeugt einen erstklassigen Beton mit unten 20 und oben 10 cm Stärke. Die Maschine besitzt einen eigenen Betonmischer mit 1000 Liter Inhalt, bringt den Beton selbsttätig auf die Böschung, egalisiert und verdichtet denselben.

Die neueren Erfahrungen haben gezeigt, daß die vorgenannte Maschine zweckmäßig hauptsächlich dort zur Verwendung kommt, wo es sich um ein größeres Kanalbau-Projekt handelt und vor allen Dingen große Mengen Beton in kürzester Zeit, unter Ausschaltung fast aller Handarbeit, verarbeitet

werden müssen. Je nach den technischen und wirtschaftlichen Momenten einer Kanalbaustelle müssen natürlich die Geräte gesucht werden, die unter Beibehaltung des sehr bewährten Arbeitsprinzips sich den Bedingungen der jeweiligen Baustelle anpassen.

Während die Maschinen nach Abb. 1—2 auf der Kanalsole arbeiten, zeigt die Abb. 3 eine solche, die auf der Dammkrone läuft und infolgedessen die Betonzufuhr auf der Krone erforderlich macht. Bei dieser Einrichtung ist der Betonmischer in Fortfall gekommen, der Beton wird fertig gemischt mit Loris angefahren, in einen Schrägaufzug entleert und von diesem einem abschließbaren Betonsilo aufgegeben. Von hier aus gelangt der Beton in den sogenannten Zubringerwagen, welcher mit großer Geschwindigkeit arbeitet und den eigentlichen Betonierungswagen bei seinem kontinuierlichen Fortlauf an jeder Stelle, wo er denselben antrifft, mit Inhalt versorgt.

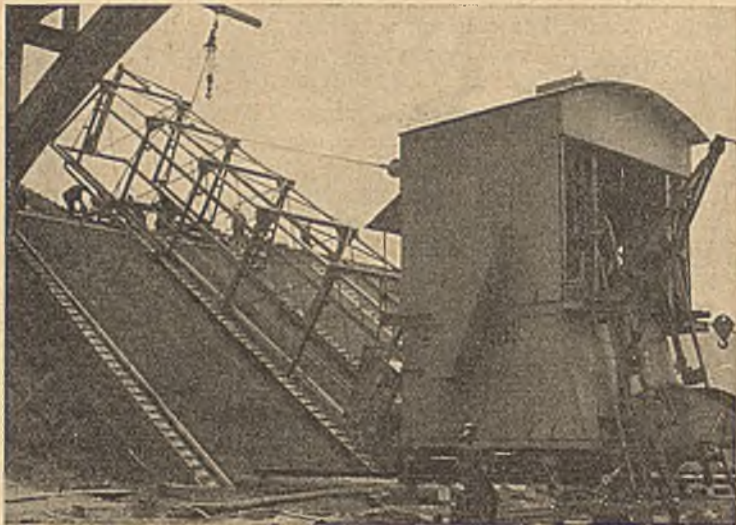


Abb. 1. Ansicht einer Kanalbetoniermaschine D. R. P. vor der Böschung.

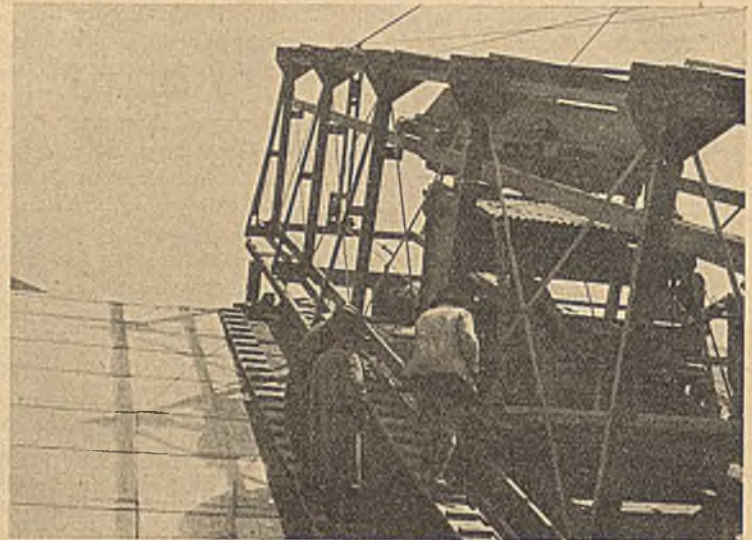


Abb. 2. Ansicht des oberen Kopfes der Fahrbrücke mit den beiden Wagen.

Selbstverständlich können Einrichtungen dieser Art auch mit Betonmischer ausgerüstet werden, so daß es auch möglich ist, die Zugschlagstoffe über die Krone anzufahren und zur weiteren völlig mechanischen Verarbeitung in den Betonmischer der Maschine einzukippen.

Die Abb. 4 zeigt eine Kanalbaumaschine, welche besonders für kleine Bauobjekte und zwar nicht nur für Kanalböschungen, sondern auch für die Bekleidung von Dämmen jeder Art in Frage kommt. Bei diesem Gerät wird das Bekleidungsmaterial der Böschung oder des Dammes direkt in den Zubringerwagen eingekippt, welcher unter Fortfall eines Hebewerkes, wie Elevator, Schrägaufzug usw. direkt mit Hilfe einer verlängerten Fahrbahn auf das Planum herabgelassen werden kann. Der gefüllte Zubringerwagen versorgt auch hier mit großer Geschwindigkeit den eigentlichen Verteilungs- und Verdichtungswagen bei seinem kontinuierlichen Fortlauf durch eine automatische Öffnung mit Material, sobald er bei dem Überlaufen einen Kontakt mit dem unteren Wagen erhält. Die beiden Laufbandsätze dieser Einrichtung sind in einer Achse schwenkbar mit Zahnkupplungen festgehalten. Sobald Variationen in der Böschungsneigung entstehen, können die Radsätze um einen Drehpunkt zwecks entsprechender Anpassung an die veränderte Böschungsneigung geschwenkt werden. Der obere Radsatz ist außerdem in der Längsachse des Auslegerarmes verschiebbar angeordnet, was zur Folge hat, daß auch bei Variationen in der Höhenlage der oberen Fahrbahn ein bequemes Einrichten und Anpassen möglich ist. Mit den Abb. 3 und 4 kann nicht nur Beton verarbeitet werden, sondern auch Kies, Humus, Ton oder Lehm, was den Wert dieser Einrichtungen ganz enorm steigert. Einrichtungen dieser Art können auch so eingerichtet werden, daß während des Aufbringens und Verdichtens von Stoffen der letztgenannten Art der Bedienungsmann, welcher die Höhenfahrt auf dem unteren Wagen mitmacht, eventl. gleichzeitig das Aussäen von Samen jeglicher Art zur weiteren Befestigung und Sicherung der Böschung vornehmen kann.

Die Abb. 5 zeigt ein Gerät, welches im Sinne der Maschine nach Abb. 4 verstellbar ist, besonders bezüglich der Radsätze und Fahrbahn, womit aber das Böschungsmaterial nicht durch Walzendruck verdichtet, sondern gestampft wird. Während bei sämtlichen vorbeschriebenen Einrichtungen stets Streifen von 1—3 m Breite senkrecht zur Längsachse des Kanals hergestellt werden können, werden hier Streifen von 5 m Breite

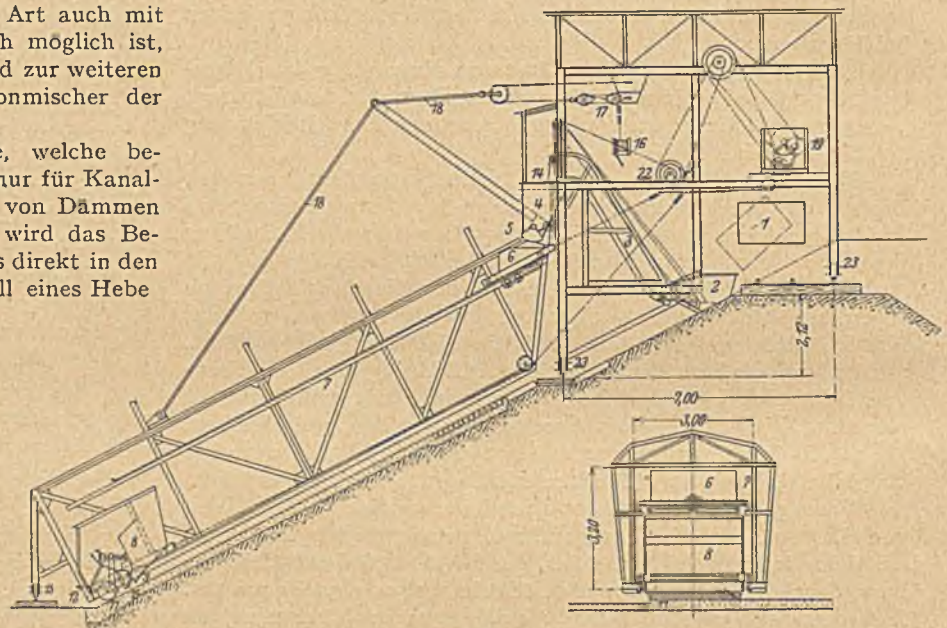


Abb. 3.

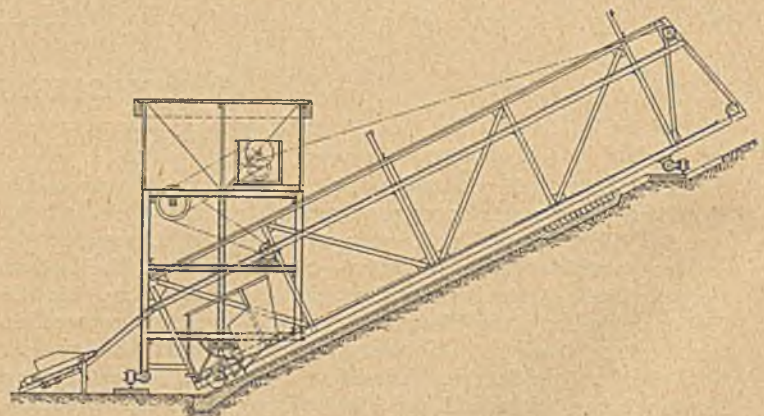


Abb. 4.

in der Böschungsfucht von unten nach oben hergestellt. Die Einstampfung erfolgt hier mit Hilfe eines stampfenden Straßenfertigers, welcher im Untergurt der Fahrbrücke mit 4 Laufrollen beweglich eingelagert ist. Fahrbrücke und Fertiger besitzen je einen eigenen Antriebsmotor. Die Verschiebung des



Fertiger in der Längsachse der Fahrbrücke erfolgt nach Einstampfung einer gewissen Streifenlänge durch eine Schneckenwinde, welche auf dem oberen Fahrteil der Brücke angebracht ist. Diese Schneckenwinde dient gleichzeitig als Montagewinde für das Einbringen des Fertigers in die Fahrbrücke und zwar von der Kanalsohle her. Der Fertiger arbeitet im übrigen genau in der bekannten Weise, nur mit dem Unterschied, daß er zwar abgleicht und stampft, aber nicht selbsttätig fährt, sondern durch die Fahrbrücke vorgetragen wird.

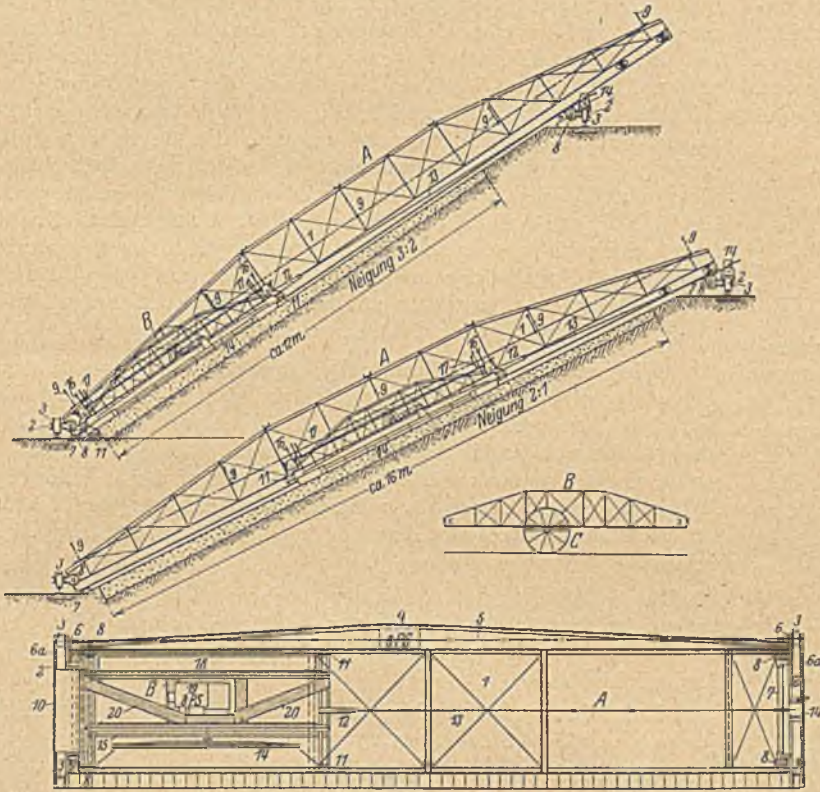


Abb. 5.

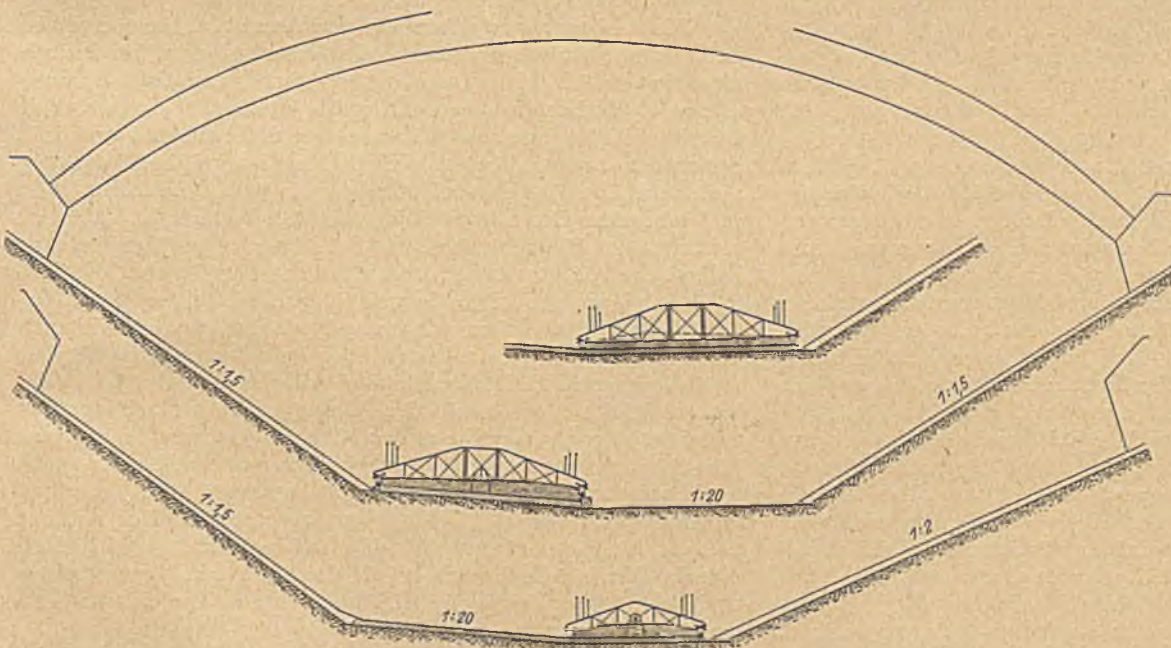
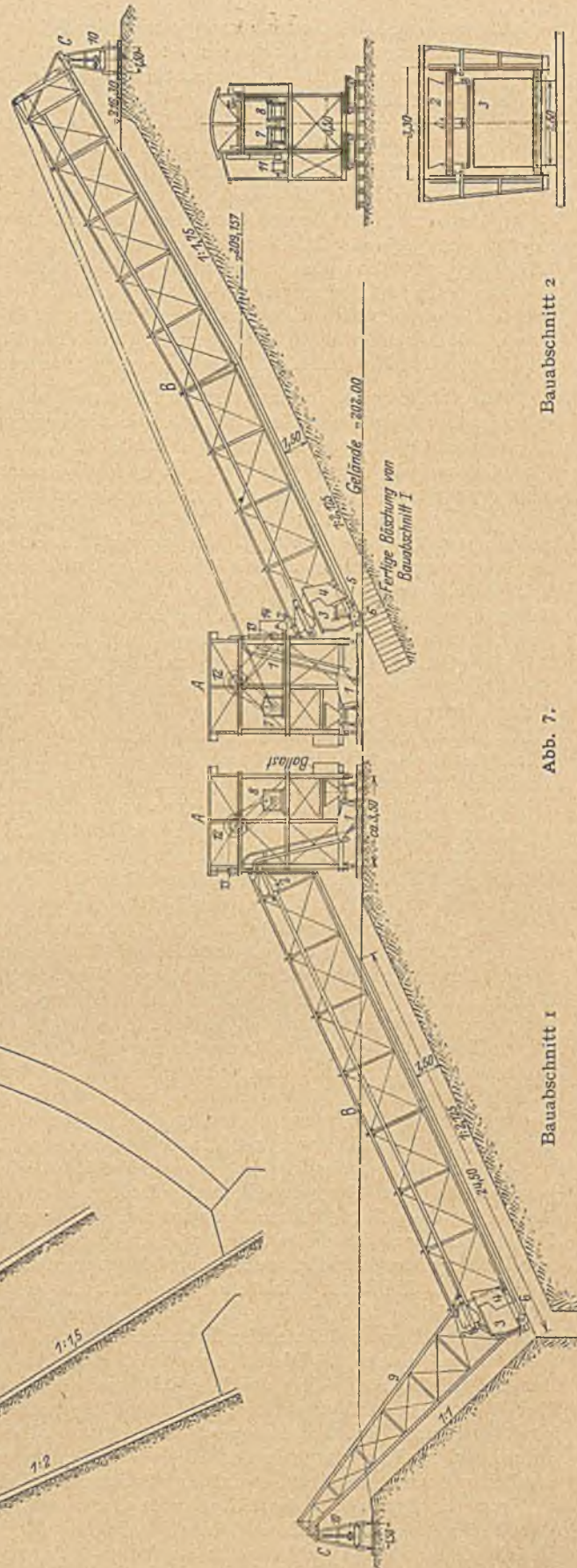


Abb. 6.

Die Abb. 6 zeigt, wie derselbe Fertiger mit Hilfe geringer Ergänzungen an den Laufrollen auch auf der Kanalsohle angesetzt werden kann. Fertiger für Kanalbauzwecke haben selbstverständlich stärkere Stampfkkräfte. Wird die Sohle in

Beton hergestellt, dann wird diese mindestens 20 cm stark. In der Kanalsohle wird zunächst eine Langshälfte fertiggestellt und zwar mit Hilfe von 2 einfachen Laufschienen. Hierfür können fertige Lagerhölzer mit leichter Flacheisenarmierung



Bauabschnitt 2

Abb. 7.

Bauabschnitt 1

benützt werden. Die Maschine kann je nach der Sohlenneigung, welche durchschnittlich 1 : 10 bis 1 : 20 beträgt, schräg gelagert werden, ohne daß die Betriebstüchtigkeit derselben dadurch herabgemindert wird. Bei der Herstellung der zweiten Längshälfte ist es nur noch erforderlich, auf der Böschungsseite eine Einfassung bzw. Laufschiene zu verwenden, während der Fertiger auf der Innenseite mit Hilfe von glatten, breiten Laufrädern, direkt auf dem nach etlichen Tagen angehärteten Beton des ersten Längsstreifens fahren kann. Auf diese Art wird in der Mitte der Böschungssohle ohne Spaltfuge fest anbetoniert und es werden absolut gleiche Anschlüsse erzielt. Die vorstehende Lösung zeigt, daß sowohl Kanalböschungen wie Kanalsohlen völlig mechanisch hergestellt werden können. Nur die Hohlkehlen, d. h. die Übergänge zwischen Sohle und Böschung müssen durch Handarbeit hergestellt werden.

Die Abb. 7 zeigt eine interessante Lösung für die Mechanisierung einer Kanalbaustelle, wo es gilt, die Böschungen in einer Stärke von  $1\frac{1}{2}$  m mit Ton zu verdichten. Trotz schwierigster Bauverhältnisse ist es hier gelungen, die gesamte Tonaufbringung und Verdichtung zu mechanisieren. Es handelt sich bei der vorstehenden Abbildung um durchgehende Steigungen von 1 : 2 und 1 : 1,75. Der Dammschüttung voraus-eilend wird zunächst der dreieckförmige Einschnitt ausgehoben. Erst in einiger Entfernung folgt dann die Anschüttung des Dammes auf der Geländeflucht, bestehend aus dem eigentlichen Stützkörper, der Tonverdichtung und der Deckschicht. Für die gesamte Böschung von 64 m Länge kommt nur eine Maschine in Frage und zwar wird erst die Böschung in dem dreieckförmigen Einschnitt bis zur Höhe der Geländeflucht fertiggestellt, wobei der Maschinenkörper rechts von dem Einschnitt läuft und mit abgesenktem Auslegerarm arbeitet. Dann wird die Böschung über der Geländeflucht fertiggestellt, wobei der Fahrkörper der Maschine links von der Böschung läuft und zwar über dem inzwischen wieder aufgefüllten dreieckigen Einschnitt. Der dreieckige Einschnitt bleibt nach der Einfüllung geschlossen, d. h. die endgültige Sohle des Staubeckens liegt an dieser Stelle etwa auf der Geländeflucht. In diesem Falle ist der Ausleger nach aufwärts gezogen und durch den Einbau entsprechender Zwischenstücke mit Rücksicht auf die Länge der Böschung entsprechend vergrößert. Es werden Tonstreifen von je 20 cm Dicke auf die Böschung mechanisch aufgebracht und festgewalzt, d. h. für die Fertigung der 1,5 m dicken Tonschicht werden 7 Lagen Ton von je etwa 20 cm aufeinander gelegt, damit der erforderliche Verdichtungsgrad erreicht wird. Diese Maßnahme hat zur Voraussetzung, daß die verhältnismäßig schwere Auslegerbrücke, in welcher die beiden Wagen, ähnlich wie in den vorbeschriebenen Projekten, auf- und abfahren, möglichst schnell und möglichst gleichmäßig gehoben und gesenkt werden muß. Dort wo die Auslegerbrücke an dem Fahrgehäuse befestigt ist, und zwar um einen Punkt drehbar und radial schwenkbar, sind mechanische Hebevorrichtungen angebracht, welche durch Motorkraft angetrieben werden und die beim Einrücken des Antriebs ein ziemlich schnelles Heben und Senken des Drehpunktes gewährleisten. Die beiden eisernen Köpfe der Brücken sind auf besonderen Stützwagen verlagert. Diese fahren in dem ersten Falle auf der Geländeflucht, in dem zweiten Falle auf der Kanalkrone. Der Wagen besitzt einen eigenen Antriebsmotor und zwar nicht nur zur Vorwärtsbewegung, sondern vor allen Dingen zum Antrieb einer mechanischen Hebe- und Senkvorrichtung, ähnlich wie vorbeschrieben, so daß es möglich ist, bei der gleichzeitigen Einrückung beider Fahrrichtungen, also sowohl auf dem Stützwagen, wie auch am Maschinengehäuse, die gesamte Brückenkonstruktion schnellstens zu heben und zu senken.

Durch Einschaltung eines Hebewerkes kann natürlich auch ein einseitiges Heben oder Senken des Fuß- oder Kopfendes der Brücke bewerkstelligt werden, wodurch eine bequeme Anpassung an Verschiedenheiten in den Böschungssteigungen möglich ist. Soll die ganze Einrichtung in der Böschungsfucht verfahren werden, was stets nach Herstellung eines etwa 3 m breiten Streifens notwendig ist, dann werden die beiden Antriebsmotoren, sowohl vom Maschinengehäuse wie auch vom Stützwagen auf den Fahrbetrieb gleichzeitig umgeschaltet, wodurch ein schneller gleichmäßiger Vorlauf um je 3 m ermöglicht wird. Für die Fertigung der gesamten, in zwei Teilen herzustellenden Böschung genügt eine einzige Maschine mit nur 1 Stützwagen. Bei der Herstellung des dreieckigen Einschnittes ist zwischen dem Maschinengehäuse und dem Stützwagen ein Hängewerk vorgesehen, weil die Sohle des dreieckigen Ausschnittes aus baulichen Gründen, sowie mit Rücksicht auf Wasseransammlungen nicht belastet werden darf. Bei der Herstellung der Böschungshälfte über Geländeflucht ist das Maschinengehäuse um  $180^\circ$  verdreht, die vorgenannte besondere Hängebrücke kommt in Fortfall und es wird mit Rücksicht auf die vergrößerte Fallhöhe zwischen Schrägaufzug und Zubringerwagen ein Silo eingebaut.

Wie wirtschaftlich maschinelle Lösungen der vorgenannten Art sind, geht daraus hervor, daß in einem Arbeitstag bis 800 cbm Ton rein maschinell auf die Böschung aufgebracht, abgeglichen und verdichtet werden können. Die in der Dreieckgrube enthaltene senkrechte Tonverdichtung wird mit Hilfe des Zubringerwagens angefüllt, während das Einstampfen dieses senkrechten Schlitzes mit Hand oder pneumatischen Stampfern erfolgt.

Zur Bedienung sämtlicher vorbeschriebenen Einrichtungen genügen im allgemeinen 2—4 Mann, ohne diejenigen, die für die Aufgabe und die Heranbringung der Rohstoffe erforderlich sind.

Der Gesamtkraftbedarf aller Einrichtungen schwankt je nach der Größe zwischen 15 und 100 PS.

Alle Einrichtungen, mit Ausnahme der nach Abb. 5 basieren auf dem Patent Koppenhofer, welches bis zum heutigen Zeitpunkt als die brauchbarste, technisch und wirtschaftlich beste Lösung anzusehen ist.

Die bisher angestellten Untersuchungen haben ergeben, daß der mechanisch aufgebraachte Böschungsbeton, bei Einbau eines guten Mixers, trotz der vielfach pessimistisch angeschauten Walzung, eine sehr gute Beschaffenheit aufweist. Der Verdichtungsgrad ist durchaus zufriedenstellend und läßt gegenüber der Stampfarbeit, welche überdies auf einer Böschung viel mehr Umstände erfordert, nichts zu wünschen übrig. Von maßgebendem Einfluß auf die Güte des Betons ist natürlich im Sinne des Koppenhoferschen Patentes der vor der Walzung befindliche Abdrücker bzw. Vorverdichter und ferner die Tatsache, daß die nachfolgende verstellbare Walze durch das Gesamtgewicht des großen Wagens gestützt ist, wodurch je nach der Verdichtung Drücke bis zu 8000 kg auf einer Linie erzielt werden können. Selbstverständlich sind sowohl der Grad der Vorverdichtung wie auch der Walzendruck je nach der Beschaffenheit und Konsistenz des Materials bequem und augenblicklich einzuregulieren. Beim Hochlauf des unteren Wagens wird, wie schon geschildert, das eingebaute Silo desselben kontinuierlich mit 2—3 cbm Material gespeist. Der Auslauf dieses Silos, welches augenblicklich auf bestimmte Spaltbreiten einzustellen ist, liegt vor dem Abgleicher bzw. Vorverdichter und streut beim Vorlauf des Wagens stets in gleichem Fluß die Materialien vor demselben aus.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zum Aufsatz Kammüller in Heft 38, 1927.

In seinem Aufsatz „Einige Stabilitäts- und Spannungsprobleme an aufgelösten Staumauern“ nimmt Herr Dr. Kammüller bezüglich der Berechnung aufgelöster Staumauern sozusagen ein Prioritätsrecht in Anspruch, und aus dem Aufsatz gewinnt man den Eindruck, als ob er der erste gewesen wäre, der eine Gewölbereihenmauer berechnet hat. Dieser Umstand veranlaßt mich zu folgender Äußerung:

Mit der Berechnung solcher Talsperren haben sich vor mehreren Jahren verschiedene Fachleute beschäftigt. Ich verweise nur auf die Aufsätze von Smith (1920), Noetzli (1922), Cain (1922) in der „Proceedings of Am. Soc. Civ. Eng.“, auf die Bücher von Guidi: „Statica della dighe“ (1921) und „Sulle dighe a volte multiple“ (1923), die diese Berechnungen ausführlicher behandeln als Dr. Kammüller. Die Berechnung von Prof. Mörsch (1908!) hat zwar, genau genommen, nur das senkrechtstehende Gewölbe behandelt, seine Ableitung ist jedoch wesentlich eleganter und vor allem selbständiger als die nach 15 Jahren aufgestellten Berechnungen Kammüllers. Hellström (Teknisk Tidskrift) 1923 hat sich ebenfalls mit diesen Berechnungen beschäftigt u. a. m. Berücksichtigt man noch, daß mehrere solche Staumauern in Amerika bereits vor dem Kriege ausgeführt worden sind, die ebenfalls berechnet wurden, so kann man den Prioritätsanspruch des Herrn Dr. Kammüller wirklich nicht verstehen. Als ich die Berechnung der Vöhrenbachsperre las, fand ich nichts darin, was mir vorher nicht bekannt gewesen wäre.

In diesem Zusammenhange sei es erwähnt, daß Ziegler in seinem vor kurzem erschienenen 2. Bande seines „Talsperrenbaues“ die kurze Wiedergabe meiner Berechnungsformen folgendermaßen einleitet: „Die gelegentlich der Berechnung der Vöhrenbachsperre angeführte Berechnung des elastischen Bogens sei deshalb in der Form, auf die sie Kelen gebracht hat, auszugsweise wiederholt“ . . . . . (S. 286). Wenn man diese Zeilen liest, so muß man unwillkürlich den Verdacht schöpfen, als ob ich die Mayer-Kammüllerschen Berechnungen in meinem Buche verwendet hätte. Ich sehe mich daher veranlaßt, zu erklären, daß ich bereits im Jahre 1920 u. a. ein vollständiges Projekt mit statischer Berechnung für eine 40 m hohe Gewölbereihenmauer am Mersefluß in Italien fertiggestellt habe, ohne mich auf irgendwelche Literatur zu stützen. In meinem Buche habe ich also lediglich meine eigenen Berechnungen verwendet.

Bezüglich der Bemerkung des Herrn Dr. Kammüller in seinem oben erwähnten Aufsatz: „Auch das kürzlich erschienene, breit angelegte Buch von Kelen bringt in statischer Hinsicht zwar ganz (!) wertvolle Zusammenstellungen, aber keine Vertiefung der Kenntnisse“, halte ich eine Antwort auf dieses schwere Urteil für ebenso überflüssig wie auf die in Nr. 51, Jahrgang 1926, dieser Zeitschrift erschienene Besprechung meines Buches, die von der Objektivität weit entfernt ist und die fast so viele Unrichtigkeiten wie Behauptungen enthält. Die Beurteilung des Wertes meines Buches möchte ich eher solchen Fachkollegen überlassen, die auf diesem Gebiete auf wesentlich größere Erfahrungen zurückblicken haben, ferner auch denen, die das Buch praktisch benützen, da ihnen dadurch eine erhebliche Arbeit erspart bleibt.

Was schließlich den sachlichen Inhalt des Kammüllerschen Aufsatzes anbelangt, so möchte ich dazu ganz kurz nur folgendes bemerken. Das erste Problem mit der Temperaturänderung längs der Gewölbe hat gar keine praktische Bedeutung, wie das Herr Dr. Kammüller selbst zugibt; denn solche Temperatursprünge kommen in der Wirklichkeit nicht vor. Bei der Gewölbestabilität werden die wichtigsten Faktoren, nämlich die Einspannung am Fundament, die gegenseitige Einspannung der Gewölbe und die Einspannung längs der Pfeiler, vernachlässigt; aus diesem Grunde halte ich die Gewölbestabilität auch ohne Versteifung der Kämpfer für unbedenklich. Bei der Knickuntersuchung der Pfeiler wurden ebenfalls die starre Einspannung an der Sohle und die elastische Einspannung an der Wasserseite vernachlässigt. Die Pfeiler sind bei den heute üblichen Abmessungen knick-sicher, wie das auch Bögh in „Beton und Eisen“ 1927, Heft 18, nachgewiesen hat. Auf dasselbe Ergebnis muß Herr Dr. Kammüller auch kommen, wenn er die Knicksicherheit einiger bestehender Gewölbereihenmauern nachrechnet. Dr.-Ing. N. Kelen.

Erwiderung auf die Zuschrift von Dr. Kelen.

Herr Dr. Kelen kämpft gegen Windmühlen. Die Berechnung eines Gewölbes gegen Wasserdruck, und was sonst noch zur üblichen Untersuchung einer Gewölbereihenmauer gehört, ist statisch eine so einfache Sache, daß sie mit Recht von einem Diplomkandidaten im Examen verlangt wird (z. B. in Karlsruhe). Ich hoffe nicht, daß außer Herrn Kelen noch viele Fachkollegen mich in meinem wissenschaftlichen Bestreben für so bescheiden halten, daß ich für derlei Berechnungen nach Prioritätsansprüchen jage. Und ich kann ferner kaum glauben, daß noch jemand mir ein solches Maß von Unehrlichkeit und zugleich Torheit zutraut, daß ich jemals versuchte, mir durch absichtliche Namensunterschlagungen eine Priorität zu erschleichen.

Die Berechnung der Vöhrenbacher Sperre habe ich — wie unschwer aus dem Zusammenhang zu ersehen ist — in der Hauptsache angeführt, um zu zeigen, was an ihr noch fehlt, sollte ich noch andere

Berechnungen anführen, die dieselben Fragen offen lassen? Zudem habe ich kurz darauf — freilich in anderem Zusammenhang — die bedeutendste Arbeit über Gewölbe- und Gewölbereihenmauern, die von Ritter aus dem Jahre 1913, genannt. Wie kann man da von Prioritätsanmaßungen reden?

Was nun die sachlichen Einwendungen zu meiner Arbeit betrifft, so möchte ich zuerst erwähnen, daß die Frage nach den Temperatur-Längsspannungen im Gewölbe bei der Vöhrenbacher Sperre von der Behörde, — der Bad. Wasser- und Straßenbaudirektion, — tatsächlich gestellt wurde, und sie wird — wenn sie nicht einmal endgültig und stichfest beantwortet ist — auch von jeder gewissenhaften Behörde gestellt werden müssen. Somit dürfte der Nachweis, daß diese Spannungen kaum ins Gewicht fallen, doch nicht jedes praktischen Interesses entbehren.

Bei meiner Behandlung der Gewölbestabilität steckt der Einfluß der gegenseitigen Einspannung der Gewölbe mit darinnen, wie Herr Kelen nach etwas mehr Nachdenken selbst hätte einsehen können. Bei der in Abbildung 7 skizzierten Verschiebung um  $\Delta s$  drehen sich nämlich die beiden aneinanderstoßenden Gewölbetangenten um denselben Winkel. Wie der Einfluß der Pfeilersteifigkeit abzuschätzen ist, habe ich angegeben.

Wenn nun Herr Kelen weiterhin bemängelt, daß bei der Knickuntersuchung der Pfeiler die Einspannung am Fundament und den Gewölbem vernachlässigt wird, so möchte ich daran erinnern, daß man im Eisenbetonbau Einspannungen von Pfeilern, die auf Knickung beansprucht sind, nicht berücksichtigt und nach den Bestimmungen — wenn ich sie recht auffasse — auch nicht berücksichtigen darf. Was für Pfeiler recht ist, ist für Pfeilerwände doch gewiß nicht unbillig. Übrigens legt Herr Kelen auf S. 176 seines Buches dem Problem der Pfeilerstabilität, dessen Lösung er gar nicht versucht, doch wirklich nicht wenig Gewicht bei.

Herr Kelen ist von meiner Beurteilung seines Buches wenig erbaut und macht mir den schweren Vorwurf der Unsachlichkeit, ohne ihn allerdings zu begründen. Gerade weil ich auf diesem Gebiet Erfahrungen habe, wurde mir das Buch von der Schrifteleitung zur Besprechung überwiesen, und ich habe seinen Wert für die Praxis doch wohl kräftig genug betont, wenn ich es eine „wertvolle Hilfe für den entwerfenden Ingenieur“ nannte und im Schlußsatz nochmals ausdrückte, daß man sich diese fleißige Arbeit bei Entwurf von aufgelösten Sperren gewiß gerne und mit Vorteil zu Nutzen machen wird. Kann Herr Kelen noch mehr Anerkennung von den Fachkollegen „mit wesentlich größeren Erfahrungen“ erwarten, denen er die Beurteilung des Wertes seines Buches lieber überlassen möchte?

Freilich eine Buchbesprechung soll nicht nur eine Inhaltsangabe mit lobenden Umräumungen sein, sondern ein Verfasser muß — wenn er schreibt — sich auch gefallen lassen, daß an seinem Werk manches ausgesetzt wird, vorausgesetzt, daß es aus dem Recht einer sachlichen Begründung und vertiefter Einsicht heraus geschieht. Ich habe meine Beanstandungen, wie das selbstverständlich ist, alle begründet und bin gerne bereit, an den ein oder zwei Punkten, an denen die Begründung wegen Rummangels etwas knapp erscheinen mag, weiter auszuholen.

Wenn nun demgegenüber Herr Kelen meiner Besprechung „fast ebensovielen Unrichtigkeiten wie Behauptungen“ vorwirft, ohne sich auch nur zu der mindesten Spur einer Begründung herabzulassen, so ist ja wohl kaum die Frage, ob man das als überlegen vornehme Zurückhaltung aufzufassen hat, oder nicht einfach als eine leere Phrase, hinter der sich letzten Endes die Verlegenheit über die heizubringende Begründung doch nur recht dürtig verbirgt. Kammüller.

Besonderheiten in der Anlage der Willwood-Staumauer.

Die Willwood-Sperremauer im nördlichen Teil von Wyoming ist bestimmt, den Shoshonefluß zur Bewässerung eines Gebietes von 68 km<sup>2</sup> mit 9 m<sup>3</sup>/s aufzustauen. Sie hat bei 97,6 m Gesamtlänge drei Überlauföffnungen von je 26,5 m Weite und 16,5 m Höhe über der Gründungssohle, mit Stahlfachwerkträgern für eine 4,6 m breite Straße überspannt, und einen Hochtteil von 15 m Länge und 21,4 m Höhe (Abb. 1). Der Schwergewichtquerschnitt (Abb. 3) ist gewählt worden, weil auf dem klüftigen Schiefer- und Sandsteingrund eine Mauer in aufgelöster Bauweise ebenso teuer geworden wäre. Der Untergrund wurde von vier Reihen von Bohrlöchern aus mit Zementbrei unter 7 Atm. Druck gedichtet. Zur Abführung der Ablagerungen im Staubecken hat die Mauer drei Grundablässe von 1,1 x 1,65 m Querschnitt (Abb. 1 und 2) mit gußeisernen Schützenverschlüssen (Abb. 1) erhalten. Zur Wasserentnahme dienen zwei Einläufe, 1,7 x 2,15 m mit Gußeisenschützen, im Hochtteil der Mauer (Abb. 1 und 3), die innerhalb der Mauer in einen Kanal mit hufeisenförmigem Querschnitt übergehen (Abb. 4), der in der Mauer nach dem Haupttunnel weiterführt. Der 16,5 m lange Absturzboden aus Eisenbeton ist um 1,5 m vertieft (Abb. 2), bei welcher Tiefe sich die Absturzelle noch im Bereich des Absturzbodens am Unterwasser totlauft und das Flußbett unterhalb keiner weiteren Befestigung bedarf. An beiden Enden ist die Anlage durch 2,4 m tiefe Endmauern gesichert (Abb. 2 und 3). Die größte Überfallwassermenge (bei 2,75 m Überfallhöhe) ist 700 m<sup>3</sup>/s.

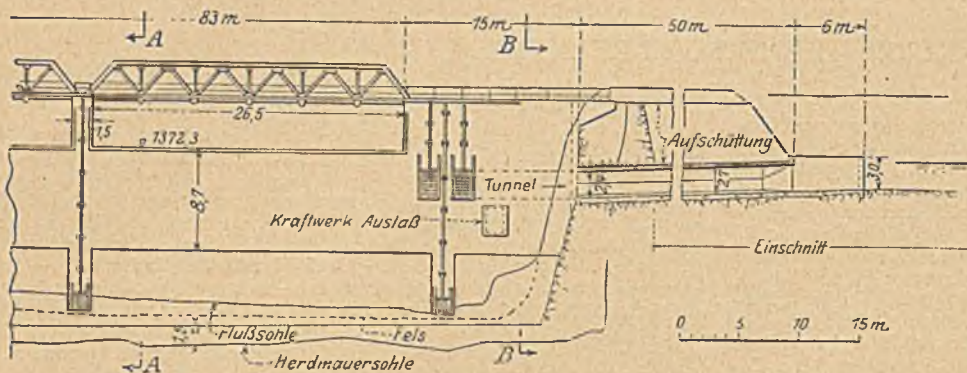
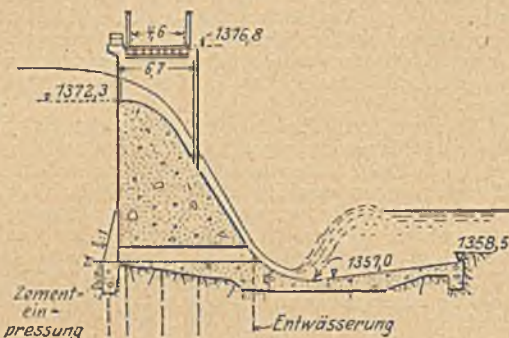


Abb. 1.

beim alten Tunnel benutzten, damals besten Maschinen mit Dampftrieb. Die Bohrleistung im neuen Tunnel ist achtmal größer als im alten und das Versetzen der Bohrer erfordert nur die halbe Zeit. Bei der Auszimmerung ist die Verwendung stählerner Rahmen in den druckreichsten Strecken neu, beim Ausschachten die Verwendung von Dampfschaufeln. Für die Auskleidung sind 19000 m<sup>3</sup> Beton (1 : 2 : 4) verwendet worden, mit Umkleidung der stählernen Aussteifungsrahmen, sonst mit Bewehrung. Die jetzigen Arbeiterunterkünfte mit Heizung, Baden, Eßräumen, Laden unterscheiden sich sehr vorteilhaft von den früheren Hütten. N.

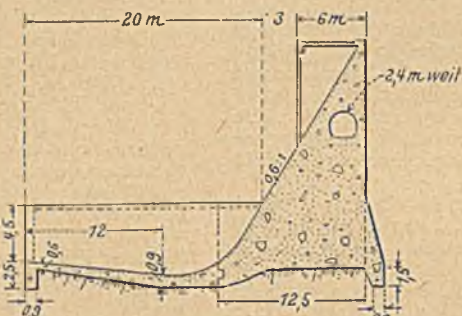
**Eine bemerkenswerte Eisenbahn- und Straßenbrücke.**

Es handelt sich um eine Brücke im Zuge der Bahn durch das Numedal, die für den Bau des großen Nore-Kraftwerkes notwendig wurde. In der Nähe von Brohag wird der Fluß durch eine Fachwerkbrücke von 65 m Spannweite gekreuzt. Die Gemeinde Røllag hatte den Wunsch, bei dieser Gelegenheit gleichzeitig eine feste Brücke zu bekommen, die die bisherige Fahrverbindung ersetzte. Die Straßenbrücke ist nun in der aus der Skizze ersichtlichen Art mit der Eisenbahnbrücke verbunden worden. Sie hat nur einen Hauptträger, der im Abstand von 1,20 m neben dem linken Hauptträger der vollkommen normalen eingleisigen Eisenbahnbrücke liegt, und dessen Obergurt



Schnitt A-A

Abb. 2.



Schnitt B-B

Abb. 3.

gegen den der Eisenbahnbrücke durch gelenkig angeschlossene L-Eisen seitlich abgestützt ist. An den unteren Knotenpunkten sind die Querträger der Straßenbrücke durch die Pfosten des Hauptträgers hindurchgesteckt und auf Stahlgußkipplagern in diesen gelagert. Das innere Ende der Querträger zwischen den Hauptträgern ist durch einen Augenstab mit einem weiteren Träger verbunden, der, unter den Brücken liegend, vom rechten Hauptträger der Eisenbahnbrücke zum Straßenhauptträger reicht, und zwar ist er in den Untergurten derart gelagert, daß am rechten Eisenbahnhauptträger

Der Unterdruck wurde in 12 Röhren von 4 cm Weite in drei Reihen, mit 2,7 m Längs- und 2,1 m Querabstand, gemessen und ist unter der Annahme für die Mauerberechnung geblieben, die eine gleichmäßige Abnahme vom höchsten Oberwasser zum höchsten Unterwasser auf die halbe Mauergrundfläche vorgesehen hatte.

Der Bau begann Mitte August 1922, der Verkehr über die Mauer wurde Ende Juli 1923 eröffnet, die letzten Nacharbeiten im Mai 1924 vollendet. Die Arbeiterzahl beim Vollbetrieb war 180 Mann, der Gesamtbauaufwand 337 000 Dollar. (Nach J. E. Houk, Ingenieur in Denver/Colorado, in Engineering-News-Record 1927, S. 660-664, mit 6 Abbild. und 4 Zahlentaf.) N.

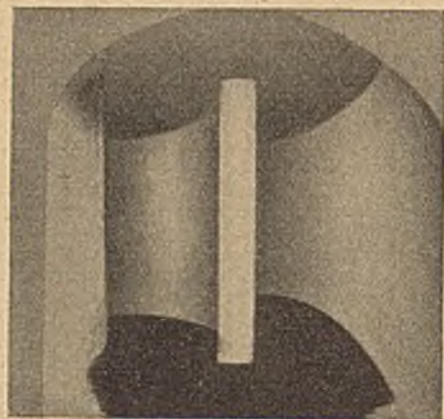
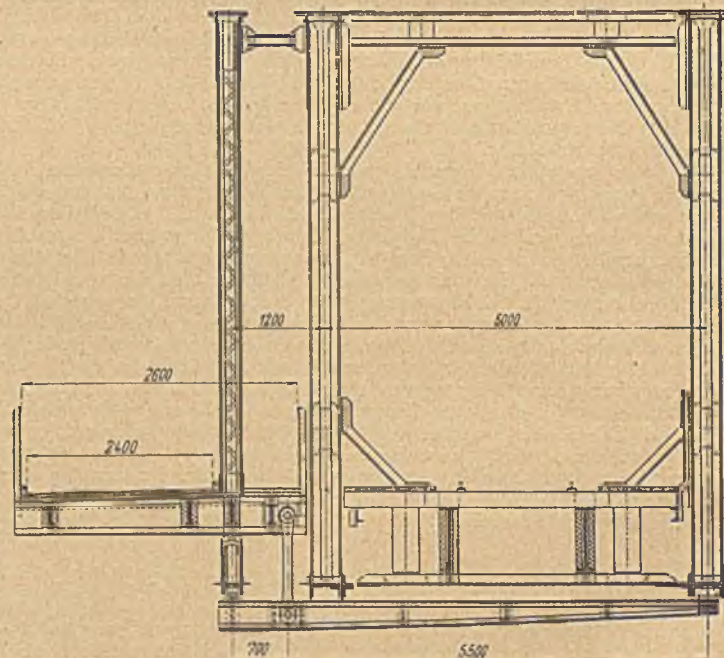


Abb. 4. Übergang vom Einlauf zum Kanal.

**Tunnelbau im Musconetconggebirge jetzt und vor 50 Jahren.**

Der neue Tunnel durch das Musconetconggebirge in Newjersey ist durch das Anwachsen der anschließenden Eisenbahnen beiderseits auf vier Gleise notwendig geworden und bietet bei nur 40 m Entfernung vom alten Tunnel und fast gleicher Länge (1476 gegen 1473 m) unter gleichen örtlichen Verhältnissen gute Vergleiche mit dem Bau des alten Tunnels von 1872 bis 1875. Der größere Querschnitt des neuen zweigleisigen Tunnels gegen den alten eingleisigen ist der einzige Unterschied in den Baubedingungen, im übrigen liegt der Fortschritt in der leichten Zufuhr durch die Eisenbahnen gegen 24 Vierpferdzüge für die Fuhren über das Gebirge, in der Verwendung von Strom aus einem 11 km entfernten Kraftwerk gegen die Erzeugung von Dampf an den Baustellen als der einzigen Kraftquelle und in der wesentlichen Vervollkommnung aller Maschinen und Werkzeuge. Der alte Tunnel hat das Gebirge so entwässert, daß der Wasserandrang, der einst so große Schwierigkeiten bereitete, leicht zu bewältigen ist. Die jetzigen Dampfschaufeln haben die Voreinschnitte in 5 Monaten fertiggestellt gegen 19 Monate vor 50 Jahren, die jetzigen Luftverdichter mit selbsttätiger Kühlung, Schmierung und Regelung, Auswechselbarkeit aller Teile und elektrischem Antrieb sind ganz andere Maschinen als die



ein Bolzengelenk, im Straßenhauptträger ein Stahlgußlager angeordnet ist. Der nach außen ragende Teil des Straßenquerträgers trägt die 2,60 m breite Fahrbahn, bestehend aus einem doppelten Bohlenbelag von 5" x 6" starken Tragbohlen und 2 1/2" x 6" großen Verschleißbohlen. Das innere kürzere Ende trägt einen 0,7 m breiten Fußweg. Infolgedessen hat der Straßenquerträger ein starkes Übergewicht auf der Außenseite und übt auf den Augenstab einen Zug aus. Die Verhältnisse sind so gewählt, daß der untere Hilfsquerträger auf den rechten Hauptträger infolge des Eigengewichtes der Fahrbahn einen Druck von 300 kg von unten nach oben ausübt. Durch diese Anord-

nung wurde erreicht, daß die Durchbiegungen, die die Straßenbrücke hervorruft, keine Schiefstellung der Eisenbahnbrücke zur Folge haben, wie es z. B. bei der üblichen Konstruktion einer vereinigten Eisenbahn- und Straßenbrücke mit nebeneinander liegender Eisenbahn und Straße der Fall ist. Die gewählte Anordnung hat sich auch noch etwas billiger gezeigt, als eine Anordnung mit Fahrweg auf Konsolen außerhalb des einen Hauptträgers, wenn man voraussetzt, daß die beiden Hauptträger der Eisenbahnbrücke gleiche Querschnitte erhalten, was ja mit Rücksicht auf die Verbilligung der Werkstattdarbeit und um dieselbe Durchbiegung beider Hauptträger durch die Zuglast zu erhalten, stets wünschenswert ist. Das Gewicht der Eisenbahnbrücke beträgt 224 t, das der Straßenbrücke 80 t. (Teknisk Ukeblad.) Mh.

### Unterbau für die Arthur-Kill-Brücken.

Die Rampen für die beiden neuen Brücken über den Arthur-Kill-Schiffarms zwischen Newjersey und Staten-Island haben die gleiche Bauart der 155 Pfeiler (2 Eisenbeton-Säulen mit = Gewölbe) (Abb. 1), aber sehr verschiedene Gründungsart. Die Pfeiler sind teils auf Fels, teils auf hölzernen Tragpfählen, teils auf Eisenbetonpfählen, teils mit verbreitertem Fuß gegründet, mit einer Ausnahme, wo Druckluft nötig wurde, in offener Baugrube mit Holz- oder Stahl-Spundwänden ausgeführt. Bei drei Pfeilern war die stählerne Spundwand unten um 1 m zu weit nach innen gekommen und zur Sicherung die schnelle Ausbetonierung der Sohle nötig, worauf ein neuer stärkerer Fangdamm

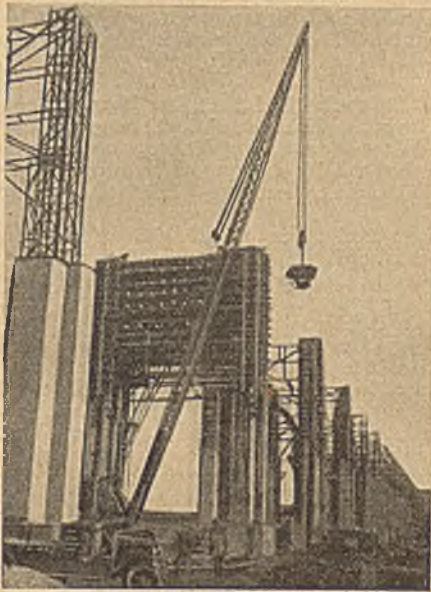


Abb. 1.

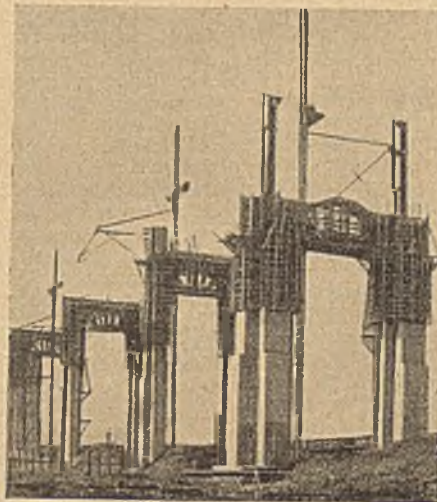


Abb. 2.

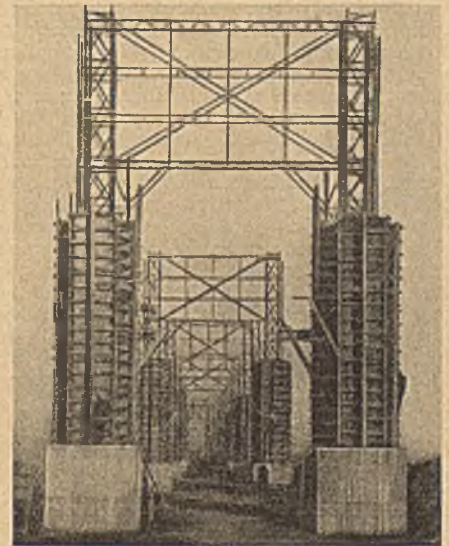


Abb. 3.

geschlagen und der Zwischenraum von Hand ausgegraben und vollbetoniert wurde. Für die Wasserbewältigung waren Kreiselpumpen bis 30 cm Rohrweite nötig. Die Betonmischanlagen mußten wegen des stellenweise sumpfigen Bodens weit entfernt oder auf Prahmen errichtet werden. Der Beton für die Gründungen wurde meist von fahrbahnen Mischern unmittelbar eingeschüttet, für die Pfeileraufbauten mittels 12 bis 15 m, stellenweise bis 27 m langer Schwenkkrane (Abb. 1) oder mittels Gießrinnen von Versetzmasten aus (Abb. 2) eingebracht. Bei einer der Anfahrten hat der Unternehmer die Drahtbewehrung durch ein Fachwerk ersetzt (Abb. 3), das zwar in der Anlage teuer war, sich aber bezahlt machte durch die Zeitersparnis bei der Aufstellung, Einschalung und Betonierung. (Nach Engineering-News-Record 1927, S. 744—748 mit 9 Abb.) N.

### Berichtigungen.

Berichtigung zu dem Aufsatz über Eisenbeton-Walzelenke von Oberg. Hartschen in Heft 32, Seite 581, Jahrgang 1928.

In der Zeile oberhalb der kleinen Tafel auf Seite 581, linke Spalte, muß es heißen „kg/cm“ anstatt „kg/cm<sup>2</sup>“. Schriftleitung.

Berichtigung zur Buchbesprechung Bleich-Melan „Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik“ in Heft 34, Seite 625.

In dem ersten Absatz der Buchbesprechung, der die gewöhnlichen Differenzgleichungen mit dazugehörigen Beispielen umfaßt, ist überall an Stelle des Namens E. Melan der Name F. Bleich einzusetzen.

Im zweiten Absatz ist zu berücksichtigen, daß der Abschnitt über Anwendung und Theorie der partiellen Differenzgleichungen Professor E. Melan zum Verfasser hat. Schriftleitung.

### Personalien.

Die Technische Hochschule Hannover hat am 8. November ds. Js. Herrn Direktor Schellewald in Firma C. H. Jucho, Dortmund, in Anerkennung seiner großen, durch Anwendung wissenschaftlicher Methoden erworbenen Verdienste um die wirtschaftliche Betriebsführung im Eisenbau die Würde eines Doktor-Ingenieur Ehren halber verliehen.

Herr Dr. Schellewald ist ein treuer Mitarbeiter unserer Zeitschrift und die Schriftleitung spricht ihm zu dieser verdienten Ehrung die besten Glückwünsche aus.

### Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms.

Im April d. Js. wurde auf Vorschlag des Vereins Deutscher Ingenieure ein Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms erlassen (vgl. „Bauingenieur“ 1928, Heft 21, S. 394). Der seinerzeit für den besten Vorschlag zur Lösung des Problems ausgesetzte Preis von 800 RM. ist jetzt auf 2500 RM. erhöht, die Einreichungsfrist bis 1. April 1929 verlängert worden, um den Anreiz zur gründlichen Bearbeitung der wichtigen Aufgabe zu steigern.

Die bisher eingegangenen Bewerbungen lassen erkennen, daß die Absicht des Preisausschreibens nicht allseitig verstanden zu sein scheint. Deshalb werden nachstehend die genauen Anforderungen, die an die Bewerbungsarbeiten zu stellen sind, mitgeteilt. Die Bewerbungen sollen sich als umfassende Darstellungen des Problems der Straßenlärmbekämpfung kennzeichnen und vor allem kritisch zu den bisher in Deutschland, und, wenn möglich, auch zu den im Ausland zur Lösung des Problems getroffenen Maßnahmen Stellung

nehmen. Anschließend an diese Kritik sollen dann die neuen Vorschläge der einzelnen Bewerber behandelt werden. Neben der kritischen Bewertung der einzelnen Maßnahmen, die auf gesetzlichem, verwaltungsmäßigem und technischem Gebiete liegen können, sind auch die rein wissenschaftlichen Beiträge zur Frage in Betracht zu ziehen und für die Preisgabe auszuwerten. Selbstverständlich gehört zu einer wirkungsvollen kritischen Bearbeitung auch die genaue Zitierung der gesetzlichen Vorschriften, Gerichtsurteile, technisch-wissenschaftlichen Aufsätze usw. nach Verfasser, Titel, Ort, Jahreszahl.

Sollten sich Bewerber finden, die die Frage auch von der medizinischen Seite (z. B. Gehörschädigung durch den Verkehrslärm) behandeln, so wird auch eine solche Bearbeitung als mit zur Lösung gehörig betrachtet werden. Einfache Mitteilungen einzelner Erfindungen, die nur Teillösungen betreffen, können bei der Preisbewertung nicht berücksichtigt werden. Die Beiträge dürfen auch gemeinsame Bearbeitungen mehrerer Bewerber darstellen.

### Neue Auslands-Aufträge an deutsche Firmen.

Die persische Regierung hat den Firmen: Berger, Holzmann, Siemens-Bau-Union und Ulen & Co., die Fertigstellung der begonnenen persischen Eisenbahnstrecken bei Bender-Ghes und zwischen Ahwas und Khormusa übertragen, ferner sie beauftragt mit der Ausführung von Vorarbeiten und der Entwerfung für die Häfen von Bender-Ghes am Kaspischen Meer und Khormusa am Persischen Meeresbusen, desgleichen für einen Staudamm bei Ahwas, der zur Bewässerung dienen soll.

Ferner ist der Siemens-Bau-Union vom Staate Columbien der Auftrag erteilt worden, einen Bahnbau auszuführen, der das Departement Boyaca, die Kornkammer Columbiens, unmittelbar mit dem Magdalena-Strom verbindet.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Der Südflügel des Mittellandkanals.** Der Ausschuß für die Saalekanalisierung und den Elster—Saale-Kanal erhob Einspruch gegen die Verzögerung des Baubeginns am Südflügel des Mittellandkanals. Durch das Abkommen vom 16. November 1920 und den Staatsvertrag vom 24. Juli 1926 waren der Elster—Saale-Kanal, die Saalekanalisierung und der Stichkanal Staßfurt—Leopoldshall ausdrücklich als Teile des Mittellandkanals anerkannt worden. Außerdem wurde festgelegt, daß die Bauarbeiten am Mittellandkanal ohne Bevorzugung einzelner Teile möglichst gleichmäßig in Angriff zu nehmen sind.

In einer ausführlichen Entschliebung fordert der Ausschuß, daß spätestens im Frühjahr 1929 am Südflügel des Mittellandkanals mit den Bauarbeiten begonnen wird.

Der Reichsverkehrsminister wird in der zweiten Hälfte des November gemeinschaftlich mit Abgeordneten den Südflügel des Mittellandkanals bereisen, um die schwebenden Baufragen durch Lokalbesichtigung vorzuklären.

**Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik.** Vor kurzem ist vom Reichsverkehrsminister, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Preuß. Kultusminister die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)“ ins Leben gerufen worden, deren Aufgabe es ist, die bislang vorliegenden Erfahrungen auf dem Gebiete des Erdbaues und der Bauwerkgründungen zu sammeln, die Eigenschaften aller Bodenarten als Baugrund und Baustoff zu erforschen und die Ursachen und Wirkungen dieser Eigenschaften zu untersuchen. Die Gesellschaft besteht aus 21 von den Gründern berufenen Ingenieuren und Forschern. Sie betreibt eine Forschungsstelle, die der Technischen Hochschule in Charlottenburg angegliedert ist. Die laufenden Geschäfte der Gesellschaft werden von dem Vorstand und von einem Arbeitsausschuß geführt, der sich zunächst aus zwei Hochschulprofessoren und einem Baubeamten zusammengesetzt.

Im Gegensatz zu anderen hochentwickelten Zweigen des Bauwesens fehlte es auf dem Gebiet der Bodenmechanik, wie man die gesamte Wissenschaft der Baugrundforschung, des Erdbaues und ihrer Hilfswissenschaften kurz bezeichnet, bislang an einer zentralen wissenschaftlichen Stelle mit amtlichem Charakter, in der die vielfach zerstreuten Erfahrungen aus dem Grundbau gesammelt und wissenschaftlich ausgewertet werden. Ein Bedürfnis nach einer Vertiefung unserer Kenntnisse auf diesem Gebiete besteht zwar schon seit langer Zeit, wie die immer wiederkehrenden zahlreichen Bauunfälle im Erd- und Gründungsbau, z. B. Böschungsrutschungen bei Bahn- und Kanalbauten, Einsturz von Stauwerken und dergl. zeigen. Der Weltkrieg und die Verhältnisse der Folgejahre haben jedoch auch hier hindernd gewirkt. Dagegen hat man im Auslande bereits den Vorteil derartiger Forschungsstellen erkannt. So sind in den Vereinigten Staaten, Schweden, Österreich und anderen Ländern besondere Forschungsstellen für Bodenmechanik ins Leben gerufen worden, die bereits auf eine erfolgreiche Tätigkeit zurückblicken können. Durch eine tatkräftige Förderung der Wissenschaft der Bodenmechanik diesen Vorsprung des Auslandes wieder einzubohlen, wird eine der vornehmsten Aufgaben der Deutschen Forschungsgesellschaft sein müssen. Dabei wird ihr das reichhaltige Material der Reichsbahn und der Reichswasserstraßenverwaltung zugute kommen, das ihr lückenlos zur Verfügung steht.

Die Forschungsgesellschaft soll in gleicher Weise für Behörden und private Unternehmungen arbeiten; sie wird ihren Aufgaben am besten gerecht werden können, wenn möglichst viele Stellen sie zur Mitwirkung heranziehen.

Eine wichtige Aufgabe der Forschungsgesellschaft wird darin bestehen müssen, mit den verschiedenen deutschen Stellen, die sich mit Forschungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik befassen, besonders auch mit den geologischen Landesanstalten, eine enge Fühlung herzustellen, damit Doppelarbeit vermieden wird.

Die Geschäftsstelle der Gesellschaft befindet sich bei der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

**Bau von Stahlhäusern in England.** In England war man in den Jahren 1925/26 zum Stahlhausbau übergegangen, weil damals ein erheblicher Mangel an Baumaterial, insbesondere an Backsteinen, und an gelerntem Bauarbeitern herrschte.

Dieser Mangel war durch den außerordentlichen Umfang der Bau-tätigkeit in diesen Jahren hervorgerufen, und auch ein Versuch, ihm durch vermehrte Herstellung von (gegossenen) Betonhäusern abzuhelfen, schlug fehl, da auch bei dieser Bauweise, wenigstens für die Verputz- und Installationsarbeiten, gelernter Bauarbeiter erforderlich waren. Demgegenüber boten die Stahlhäuser den Vorteil, daß die Installationsarbeiten schon in der Fabrik vorgenommen werden konnten und der Verputz durch Anstrich ersetzbar war.

Der Bau von Stahlhäusern blieb auf eine kurze Übergangszeit beschränkt: im ganzen wurden in England nur einige Hundert, in Schottland zwischen 2000—3000 solcher Häuser fertiggestellt. Die Stahlbauten haben bei der Bevölkerung keinen Anklang gefunden. Es herrscht ein starkes — übrigens nach Auffassung von Fachleuten ungerechtfertigtes — Vorurteil gegen diese Häuser, die im Volksmunde als „Blechsachteln“ bezeichnet werden.

Die Kosten der Stahlhäuser pro Einheit bebauten Raumes sollen sich nicht wesentlich von den Kosten von Backstein- oder Betonhäusern entfernen, dagegen unter denen von Holzbauten liegen. Einzelheiten hierüber dürften bei dem gänzlichen Fehlen von Veröffentlichungen wohl nur von den Herstellern in Erfahrung zu bringen sein.

Die Erfahrungen mit den Stahlhäusern sollen an sich nicht ungünstig sein. Besondere Nachteile gegenüber anderen Bauweisen, insbesondere etwa in wärmetechnischer oder akustischer Hinsicht, wie sie vielfach befürchtet wurden, sind nirgends hervorgetreten.

Der Unterhalt der Stahlhäuser ist billig, da er sich auf gelegentliche Erneuerungen des Anstrichs beschränkt. Doch werden diese niedrigen Unterhaltungskosten mehr als ausgeglichen dadurch, daß die Lebensdauer von den hiesigen Sachverständigen wesentlich kürzer angesetzt wird als für Backsteinbauten, weshalb denn auch staatliche Baudarlehen für Stahlhäuser nur auf 40 Jahre gegeben werden, während die bei Backsteinbauten 60 Jahre betragt. Die hieraus sich ergebende höhere jährliche Amortisationsquote hat zur Folge, daß die Mieten für Stahlhäuser im Vergleich mit Backsteinhäusern verhältnismäßig hoch sind.

**Der Kapitalmarkt.** Bis Ende September hat die Summe der statistisch erfaßbaren langfristigen Kredite nach einer Untersuchung des Instituts für Konjunkturforschung eine Zunahme um rd. 4,5 Milliarden RM seit Jahresbeginn erfahren. Berücksichtigt man noch die Aktienemissionen, so sind im Jahre 1928 bisher aus in- und ausländischen Quellen etwa 5,3 Milliarden RM an langfristigen Krediten der Wirtschaft zugeflossen.

**Das Wohnungsbaukapital für 1928.** Dr. Elsas, der Vizepräsident des Deutschen Städtetages, veröffentlicht eine Schätzung der im Jahre 1928 für den Bau von Wohnungen voraussichtlich insgesamt zur Verfügung stehenden Kapitalien. Er schätzt die zu verwertende Gesamtsumme auf rund 3 Milliarden gegenüber 3,2 Milliarden im Jahre 1927.

Auf die einzelnen Quellen verteilt, errechnet Dr. Elsas folgende Summen: Von den Hypothekenbanken und sonstigen Bodenkreditinstituten werden für die städtischen Hypotheken etwa 700 Millionen Mark erwartet. Aus der Zunahme der Sparkasseneinlagen und dem vorjährigen Bestand von Wohnungsbaudarlehen der Sparkassen errechnet Elsas auch hier die Vergebung von 700 Millionen Mark Wohnungsbauhypotheken. Von den öffentlichen und privaten Versicherungsunternehmungen wird ein Zugang von 110 bis 120 Millionen Mark erwartet. Die Hauszinssteuer wird mit 875 Millionen Mark, die Eigenleistung der Gemeinden mit rund 200 Millionen Mark, und das Wohnungsbaukapital von Reich, Ländern und Privatunternehmern wird auf 300 bis 400 Millionen Mark veranschlagt.

**Die Verwendung öffentlicher Mittel zum Wohnungsbau.** Das Institut für Konjunkturforschung in Berlin hat über die Aufbringung und Verwendung der öffentlichen Wohnungsbaumittel seit der Währungsstabilisierung eine umfangreiche Erhebung veranstaltet, über die jetzt die ersten Ergebnisse vorliegen:

Bis zum 31. März 1928 sind rund 8,8 Milliarden RM. im Wohnungsbau investiert worden. Von diesem Betrag entfällt der größte Teil, nämlich 54%, auf öffentliche Mittel. Weitere 19% wurden durch Eigenmittel der Bauherren sowie durch Arbeitgeberdarlehen der Privatwirtschaft aufgebracht. Der Rest verteilt sich auf Hypothekarkredite der Bodenkreditinstitute, Sparkassen und Versicherungsunternehmungen.

Unter dem Begriff „öffentliche Mittel“ sind die Aufwendungen durch die öffentlichen Körperschaften, d. h. ihr Einsatz von eigenen Vermögensmitteln oder ihre Übernahme geldlicher Verpflichtungen zu Wohnungsbauzwecken zu verstehen. Demnach werden unter öffentlichen Mitteln nicht nur die Beträge verstanden, die ihrer Herkunft nach aus öffentlichen Quellen geflossen sind, sondern auch diejenigen, die aus nicht öffentlichen Fonds stammen, aber durch öffentliche Körperschaften dem Wohnungsbau zugeleitet sind.

Bei der Erhebung wurde nicht nur die Verwendung der öffentlichen Mittel zum Wohnungsbau, sondern auch ihre Aufbringung erfaßt. Wie aus den folgenden Zahlen hervorgeht, hat sich in den letzten Jahren der Betrag der zum Wohnungsneubau verwendeten öffentlichen Mittel stark erhöht, wenn auch ihr Anteil an den gesamten dem Wohnungsneubau zugeführten Mitteln seit dem Jahre 1926 gesunken ist.

Im einzelnen zeigt sich, daß von den durch die öffentliche Hand aufgebrachtten Mitteln der Hauptanteil (etwa die Hälfte) auf die Hauszinssteuer entfällt. Erhebliche Beträge sind ferner durch die Aufnahme von Anleihen und Darlehen seitens der öffentlichen Hand dem Wohnungsbau zugeführt worden. Bei der Verwendung der öffentlichen Mittel hat die Gewährung von Hauszinssteuerhypotheken von Jahr zu Jahr zugenommen. Auch im Rechnungsjahr 1927/28, in dem die langfristige Beleihung aus öffentlichen Mitteln gegen hypothekarische Sicherheiten nur noch wenig gestiegen ist und die sonstige Kreditgewährung sogar eine Abnahme aufzuweisen hat, sind Hauszinssteuerhypotheken im Vergleich zum Vorjahr in größerem Umfang ausgeschüttet worden.

Aufbringung und Verwendung der öffentlichen Wohnungsbaumittel  
in 1000 RM.

(Nach Rechnungsjahren)

A. Aufbringung

Art der Aufbringung	1924/25	1925/26	1926/27 <sup>1</sup>	1927/28 <sup>2</sup>	Insgesamt
Aufkommen des Wohnungsbausteuer-anteils der Hauszinssteuer .....	372 589	601 235	754 108	896 280	2 624 212
Länderzuschüsse u. Anteile aus dem 200 Mill. RM. Zwischenkredit des Reiches von 1926	10 609	6 911	160 415	74 800	252 735
Haushaltsmittel z. Wohnungsbau (ohne die Mittel aus Anleihen und Darlehen) .....	172 192	168 309	209 338	189 600	739 439
Aufnahme von Anleihen zum Wohnungsbau durch d. öffentl. Hand ...	36 431	110 182	220 207	403 000	1 133 621
Aufnahme von Darlehen zum Wohnungsbau .....	46 403	132 401	184 997		
Sonstige Aufbringung von Wohnungsbaumitteln durch die öffentl. Hand .....		13 327		6 000	19 327
Insgesamt	638 224	1 019 038	1 529 065	1 569 680	4 769 334
		+ 13 327			

B. Verwendung

Art der Verwendung	1924/25	1925/26	1926/27 <sup>1</sup>	1927/28 <sup>2</sup>	Insges.
Gewährung von Hauszinssteuerhypotheken .....	335 825	529 124	739 099	875 000	2 479 048
Langfristige Beleihung von Wohnungsneubauten gegen hypothekarische Sicherstellung aus öffentl. Mitteln .....	120 491	220 134	339 258	346 600	1 026 483
Zwischenkredite auf Hypotheken zum Wohnungsbau seitens der öffentl. Hand .....	6 338	6 064	100 821	62 000	175 223
Arbeitgeberdarlehen der öffentl. Hand zu Wohnungsbauzwecken	38 722	43 546	43 752	42 000	168 020
Aufwendungen für Wohnungsneubauten im Eigentum der öffentl. Hand	124 669	182 327	239 595	230 000	776 591
Gewährung von Zinsermäßigungen		12 182		7 000	19 182
Sonstige Zuschüsse und Unterstützungsdarlehen durch die Gemeinden .....		109 787		15 000	124 787
Insgesamt	626 045	981 195	1 462 525	1 577 600	4 769 334
		+ 121 969			

<sup>1</sup> Für die Zeit vom 1. 1. 27 bis 31. 3. 27 vom I. f. K. durch Schätzung ergänzt.

<sup>2</sup> Durch Schätzung ergänzt.

Berufsübliche Arbeitslosigkeit. Die Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung hat nunmehr eine Regelung der Arbeitslosenunterstützung für den Fall „berufsüblicher“ Arbeits-

losigkeit beschlossen, die von den ursprünglichen Plänen (Verlängerung der Wartezeit oder Verkürzung der Bezugsdauer) erheblich abweicht. Die Wartezeit soll jetzt bei berufstätlicher Arbeitslosigkeit überhaupt wegfallen, so daß der Anspruch auf Arbeitslosenunterstützung schon vom ersten Tage der berufsüblichen Arbeitslosigkeit ab besteht. Die Berufe, die unter den Begriff „berufsübliche Arbeitslosigkeit“ fallen sollen, sind noch nicht bestimmt, es ist aber außer Zweifel, daß die Bauarbeiter zu diesen Berufen gezählt werden. Ein Bauarbeiter, der künftig im Winter arbeitslos wird, erhält demnach vom ersten Tage an Arbeitslosenunterstützung, jedoch zunächst nur für 6 Wochen. Nach Ablauf dieser 6 Wochen soll an Stelle der Arbeitslosenversicherung eine gesetzlich erst noch festzulegende, aus öffentlichen Mitteln zu finanzierende Sonderfürsorge treten, die etwa der Krisenfürsorge entspricht, also niedriger als die eigentliche Unterstützung ist. Wie lange diese Sonderfürsorge gewährt wird, ist durch das geplante Gesetz zu regeln. Nach ihrem Ablauf tritt wieder die Normalversicherung bis zur gesetzlichen Höchstdauer (26 Wochen) in Kraft. Die Sonderfürsorge wird nur zur Hälfte ihrer Dauer auf diese 26 Wochen angerechnet.

Die Sonderbehandlung der Saisonarbeiter gegenüber den sonstigen Berufen würde also vor allem darin bestehen, daß sie von der 7. Woche der Arbeitslosigkeit an für eine noch festzulegende Zeitspanne geringer unterstützt werden als die anderen Erwerbslosen. Bleiben sie länger arbeitslos als die Sonderfürsorge gilt, so erhalten sie dann wieder Normalunterstützung.

Die unerwünschten Folgen, die eine Verlängerung der Wartezeit auf die Arbeitswilligkeit ausgeübt hätte, sind durch die geplante Regelung vermieden. Wir bezweifeln aber, daß das eigentliche Ziel der Sonderregelung, den Berufen, die versicherungstechnisch ein größeres Risiko darstellen, eine geringere Versicherungsleistung zu gewähren, wirklich erreicht wird. Lediglich die Kasse der Reichsanstalt wird etwas entlastet, weil für einen Teil der berufsüblichen Arbeitslosigkeit öffentliche Mittel („Sonderfürsorge“) herangezogen werden. Die Belastung der Allgemeinheit bleibt fast die gleiche.

Die Arbeitsmarktlage im Reich. (Nach den Berichten der Landesarbeitsämter.) Das Tempo der rückläufigen Bewegung auf dem Arbeitsmarkt hat sich bis Mitte November weiter beschleunigt. Vor allem hat dies drei Gründe: hauptsächlich ist es die winterliche Arbeitslosigkeit, die in diesem Jahre — trotz der milden Witterung — früher und in den ländlichen Bezirken auch schärfer als im Vorjahr einsetzte; sodann ist ein weiteres, wohl konjunkturelles Abgleiten des Beschäftigungsgrades, besonders in Zweigen der Metallwirtschaft, aber auch in anderen Berufsgruppen, unverkennbar; schließlich sind es allgemeine Hemmungen, auch psychologischer Art, die von dem schweren Arbeitskampf im Ruhrgebiet ausgehen.

Die Landwirtschaft gab nach Beendigung der herbstlichen Außenarbeiten weitere Kräfte frei.

Der Beschäftigungsgrad im rheinisch-westfälischen Steinkohlenbergbau wurde durch den Ausfall der Brennstofflieferungen an die Eisen- und Hüttenwerke weiterhin ungünstig beeinflusst. In der Woche vom 4. 11. bis 10. 11. wurden wegen Absatzmangel arbeits-tätlich 30 170 Feierschichten (im Oktober durchschnittlich 7600) eingelegt. Entlassungen traten nur in geringem Umfange ein; aber weitere Stilllegungen („Unser Fritz“, Wanne-Eickel) sind geplant. — Im Siegerländer Erzbergbau, der stark unter den Arbeitsstreitigkeiten leidet, sind etwa 1000 Entlassungen ausgesprochen; auch Erzgruben im Bezirk Limburg sind in Mitleidenschaft gezogen. — In den anderen Bergbaubezirken behauptet sich der günstige Beschäftigungsstand. Die Unterbringungsschwierigkeiten in Mittelddeutschland und Sachsen für ortsfremde Kräfte sind noch nicht überwunden, aber das Angebot ansässiger Kräfte hat sich mit dem Rückgang der Außenarbeiten vermehrt.

In der Industrie der Steine und Erden setzte sich die saisonmäßige Abschwächung fort. Die Entlassungen aus den Ziegeleien (nur in Westfalen noch befriedigende Beschäftigung), aus der Kalkindustrie (im Rheinland verschärft durch Absatzschwierigkeiten infolge der Aussperrung), aus der Zementindustrie und bezirksweise aus Steinbrüchen nahmen im ganzen noch zu.

In der Metallwirtschaft ist die Zahl der arbeitslosen Fach- und Hilfsarbeiter in allen Bezirken gestiegen. In der Berliner Fachabteilung bestand der Zugang in der Berichtswoche hauptsächlich aus Bauschlossern und Bauklempnern.

An der Verschlechterung des Marktes war vor allem das Baugewerbe beteiligt. Hoch- und Tiefbau, Fach- und Hilfsarbeiter sind fast in gleichem Maße betroffen. Nur für Gipser und Stukkateure (Innenarbeiten), bezirksweise auch für Zimmerer, bestand noch lebhaft Nachfrage. In den Großstädten war der Beschäftigungsstand teilweise günstiger; es fehlt nicht an Bezirken, in denen das Baugewerbe dem Arbeitsmarkt noch gewisse Stützpunkte bietet. — Im Ruhrgebiet sind nicht nur die Bauten stillgelegt, die von der Eisenindustrie in Auftrag gegeben sind, sondern es fehlt dem Gewerbe auch für sonstige Bauten an Schlackensand, der von der rheinisch-westfälischen Eisenindustrie geliefert wird.

In Mittelddeutschland wurden am 17. November bereits 10 365 arbeitssuchende Bauarbeiter gegenüber 6153 Ende Oktober gezählt. Die Arbeitssuchendenzahl erhöhte sich in der Woche bis zum 12. November in Schlesien von 5336 auf 7772 (um rund 40%), in Pommern von rund 2900 auf 3900.

## PATENTBERICHT.

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

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 13. September 1928.
- Kl. 20 i, Gr. 15. H 107 318. Anton Heß, München, Berg am Laim-Straße 4/2. Verteilersystem. 23. IX. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 35. H 103 776. Otto Heimbucher, Berlin-Steglitz, Fichtestraße 58. Einrichtung zur Zeichen- und Signalübermittlung von und zu fahrenden Zügen. 8. X. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 10. P 54 948. J. Pohlitz Akt.-Ges., Köln-Zollstock, und Hans Müller, Köln, Wichterichstr. 9. Oberleitungsschleppweiche für Elektrohangebahnen. 29. III. 27.
- Kl. 35 a, Gr. 4. A 48 133. Max Anders, Reddern b. Altdöbern. Höhenförderer für Lasten, insbes. für Baumaterialien. 29. VI. 26.
- Kl. 37 a, Gr. 6. H 97 108. Bruno Heil, Berlin-Schöneberg, Erfurter Straße 9. Bauteil aus gleichen einander kreuzenden Stäben. 5. V. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 8. W 76 574. Rudolf Wilke, Grüne i. Westf. Gerüstkettenhalter. 15. VII. 27.
- Kl. 37 e, Gr. 9. K 102 966. Wilhelm Kaiser, Stuttgart, Champignystraße 40. Auseinandernehmbarer eiserner Schaltbretthalterrahmen. 18. II. 27.
- Kl. 45 f, Gr. 9. A 51 103. Gottlieb Augenstein, Meinsheim, Wttbg. Auf Rollen verschiebbar angeordnetes Gewachshaus oder Überdachung von Kulturräumen. 2. VI. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 46. S 78 322. Peter Joseph Spengler und Johann Peter Spengler, Ostswine bei Swinemünde. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen, insbes. Steinen, Platten u. dgl. aus schmelzbaren Stoffen, wie Ton, Tonerde, Schlacke, Kalk, Magnesium u. dgl. 7. II. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 75 211. Fa. E. Schwenck, Ulm a. d. Donau. Verfahren zur Herstellung von Zement im Schachtofen. 20. VIII. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 18. M 100 155. Dr. Julius Meyer, Güntherstr. 22, und Emil Asmus, Grünstr. 46, Breslau. Verfahren zur Herstellung poröser Massen aus abbindefähigen mineralischen Stoffen. 18. VI. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 99 436. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Eimerleiter mit anschließendem Bandförderer. 26. IV. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 135. St 43 186. Fa. Wilhelm Stöhr, Offenbach a. M., Sprendlinger Landstr. 115. Vorrichtung zur Entnahme bestimmter Mengen von Schüttgut. 12. IX. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 136. P 55 487. J. Pohlitz Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Entnahmevorrichtung für Schüttgut aus mit durchgehendem seitlichen Auslaufschlitz versehenen Großbraumbunkern. 16. VI. 27.
- Kl. 82 a, Gr. 9. M 101 943. Karl Mosetter, München, Schleißheimer Straße 255. Mit Unterwind betriebener Heizofen zum Austrocknen von Räumen, Neu- und Umbauten, dessen Brennraum ausgemauert und dessen oberer Mantel luftgekühlt ist. 29. X. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 11. 466 135. Franz Tangermann, Helmstedt. Fahrzeug zum Lösen und Beseitigen von festen Bestandteilen auf Straßenoberflächen. 8. IV. 26. T 31 682.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 466 136. Hans Manhart, Wien; Vertr.: Max Moßig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Gleisverschlingungsstück. 12. XI. 26. M 96 910. Österreich 30. X. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 2. 465 873. Ferdinand Vogt, Frankfurt a. M.-Heddernheim, Augustusstr. 25. Kunststeinplatte mit einer durch Verankerung gehaltenen isolierenden Einlage aus Metall. 24. VII. 26. V 21 206.
- Kl. 37 b, Gr. 4. 465 895. Dr. Fritz Emperger u. Dr. Bruno Bauer, Wien; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Umschnürtes Druckglied aus Gußeisen zur Verwendung mit umschnürtem Beton. 5. III. 27. E 35 339. Österreich 1. III. 27.
- Kl. 42 a, Gr. 12. 466 204. Adolf Rudow, Berlin-Neukölln, Berliner Straße 102. Auf dem Kreuznutprinzip beruhender Ellipsenzirkel; Zus. z. Pat. 465 526. 10. IX. 27. R 72 273.
- Kl. 80 b, Gr. 9. 466 022. Dr. Martin Hahn u. Dr. Kurt B. Eisenberg, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 28a. Schwingungsdämpfendes Material. 16. IX. 26. H 108 043.
- Kl. 80 c, Gr. 12. 466 190. Dr. Geoffrey Martin, Woodleigh, Bassingham Road, Wembley, Middlesex, England; Vertr.: O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schachtofen zum Rösten von Erzen bzw. zum Brennen von Kalk oder Zement. 6. V. 27. M 99 498. England 17. V. 26.
- Kl. 80 c, Gr. 12. 466 191. Ludwig Riedhammer, Nürnberg, Laufertrgraben 10. Schachtofen zum Brennen und Rösten von Kalk, Zement usw. 15. VII. 27. R 71 738.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 456 872. Ernst Hese, Hertem i. W. Haldenstürzvorrichtung. 15. IX. 25. H 103 527.
- Kl. 81 e, Gr. 128. 465 967. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Kippenräumer oder Kippenpflug mit zwei oder mehreren Scharblechen. 27. V. 25. L 63 248.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 465 916. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim, Akademiestr. 4—8. Abschlußbauwerk für Schleusen, Kanäle u. dgl. 4. XI. 24. G 62 607.
- Kl. 84 b, Gr. 2. 466 023. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zum Ausgleich des den Trog eines Schiffshebewerks entlastenden Gegengewichts beim Eintauchen des Trogs in das Wasser. 22. II. 25. S 68 926.
- Kl. 84 b, Gr. 2. 466 917. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Schiffshebewerk mit gesonderter Hebevorrichtung für das Anheben des Trogs aus dem Wasser und für seine Bewegung in der Luft. 24. II. 25. S 68 935.
- Kl. 85 c, Gr. 3. 466 024. Dr. Friedrich Sierp, Essen, Morsehoffstr. 58, u. Ferdinand Fränsemeier, Essen-Borbeck, Hopfenstr. 49. Belüftungsraum für belebten Schlamm mit Absetzraum. 18. III. 26. S 73 738.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 466 122. Städtehygiene- & Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden, Sonneberger Str. 14. Vorrichtung zur Behandlung von Abwasser in Klär- und Faulräumen mit Druckluft; Zus. z. Pat. 422 354. 16. IV. 26. St 40 892.
- Kl. 85 e, Gr. 18. 466 073. Dipl.-Ing. Gustav O. A. Liebau, Berlin-Weißensee, Caseler Str. 2. Rohrreiniger zum Durchziehen durch Kanalisationsleitungen mit einem Bürsten und andere Reinigungswerkzeuge tragenden, allseitig auf Rollen geführten Gestell. 30. VI. 26. L 66 168.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 13. September 1928.

- Kl. 7 f, Gr. 10. 465 877. Gebrüder Dörken Akt.-Ges., Gevelsberg i. W. Verfahren zur Herstellung von an Weichen und in deren Nähe verwendbaren Schienenunterlegplatten mit Stützleisten für den Schienenfuß. 19. X. 27. D 54 129.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wohnungsnot und Wohnungsbau in kleinen Gemeinden. Vortrag, gehalten auf dem Verbandstag des Verbands bayer. Bau-genossenschaften, -Gesellschaften u. -Vereine (e. V.) am 30. Okt. 1927 in Regensburg. Von Bezirksamtmannt Karl Durst, Tirschenreuth. Mit 26 Abb. Preis RM 1.20. Schriften des Bayer. Landesvereins zur Förderung des Wohnungswesens (e. V.). Heft 24. Verlag von Ernst Reinhardt, München.

Der Verfasser will vor allen Dingen eine Lanze für die kleineren Gemeinden brechen und bringt wertvolles Material, aus dem ersichtlich ist, daß das Wohnungselend in kleineren Orten ebenso groß ist als in der Großstadt. Das Verlangen sei daher zu stellen, daß zur Verfügung stehende Gelder in gleichem Maße den kleinen Gemeinden geboten würden. Bezüglich der Wohndichte aber spitzen sich die Verhältnisse für die kleinen Gemeinden sehr ungünstig zu, und wir erfahren, daß im Bezirk Tirschenreuth 45% der Bewohner in ein- und zweiräumigen Wohnungen leben, während z. B. in Nürnberg nur 4%.

Der Bevölkerungsbewegung widmet die Schrift auch besondere Aufmerksamkeit und fordert, daß der Wohnungsbau da einsetzen sollte, wo ein natürlicher Bevölkerungszuwachs besteht. Am Schlusse wird aber auch hier das Kernproblem erörtert, die Preisfrage, und der Verfasser glaubt, die Verhältnisse so beurteilen zu können, daß der

größte Teil der zu schaffenden Wohnungen auf Jahresmieten von 180 bis 360 RM. abzustellen sei, was in schärfstem Widerspruch mit den Mieten steht, die tatsächlich gefordert werden. Es soll Abhilfe geschehen aber man darf nicht erst die Wohnungen bauen und dann die hierfür leistungsfähigen Mieter suchen, sondern von vornherein bestimmte Gruppen von wohnungsuchenden Familien herausuchen und den Wohnungsbau selbst auf deren Einkommensverhältnisse einstellen.

Das Heftchen gibt sehr interessante Einblicke in die Lage der kleinen Gemeinden und es dürfte den Folgerungen, die der Verfasser zieht, voll zugestimmt werden.

Professor Alphons Schneegans, Dresden.

Der Putz und seine Verwendung. Von Professor Dr.-Ing. Ed. J. Siedler. Kalkverlag G. m. b. H. Berlin W 62. Preis RM. 1,60.

Die vorliegende Veröffentlichung bezieht sich auf einen vom Verfasser gehaltenen Vortrag, der den Putz und seine verschiedenen Anwendungsformen behandelt und der sowohl bei Architekten wie Bauingenieuren wegen der Klarheit der Darstellung, namentlich auch der Abbildungen, auf ein freundliches Interesse rechnen kann.

M. Foerster.