

## DIE NEUE VERORDNUNG ÜBER KRAFTFAHRZEUGVERKEHR VOM 15. JULI 1930 UND DIE BELASTUNGSANNAHMEN FÜR STRASSENBRÜCKEN NACH DIN 1072.

Von Regierungsbaurat Wedler, Berlin.

Übersicht. Verfasser gibt einen Überblick über den Inhalt der Verordnung, soweit er die Belastungsannahmen für Straßenbrücken berührt, untersucht den Einfluß der neuen Lasten auf bestehende Brücken der Klasse I und gibt Unterlagen und Anregungen für die Neubearbeitung der Belastungsannahmen für Straßenbrücken DIN 1072

Durch die Verordnung des Reichsverkehrsministers über Änderungen der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs vom 15. Juli 1930 sind das zulässige Gesamtgewicht und die zulässigen Achsdrücke der Kraftfahrzeuge und Anhänger erhöht worden. Diese Verordnung und eine neue Fassung der gesamten Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr sind im Reichsgesetzblatt I 1930, Nr. 29 erschienen. Es ist nunmehr möglich, den Einfluß dieser Erhöhungen auf die Belastungsannahmen für Straßenbrücken genauer zu untersuchen<sup>1</sup>. Es soll hierbei unterschieden werden zwischen dem Nachrechnen bestehender Brücken und der Berechnung neuer Brücken.

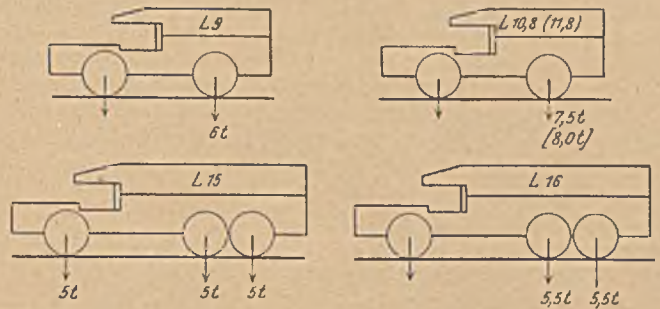
### Inhalt der Verordnung.

In Abb. 1 sind die vor und nach Inkrafttreten der Verordnung zulässigen Gewichte, Achsdrücke und Achsstände der verschiedenen Kraftfahrzeugarten und Anhänger gegenüber gestellt.

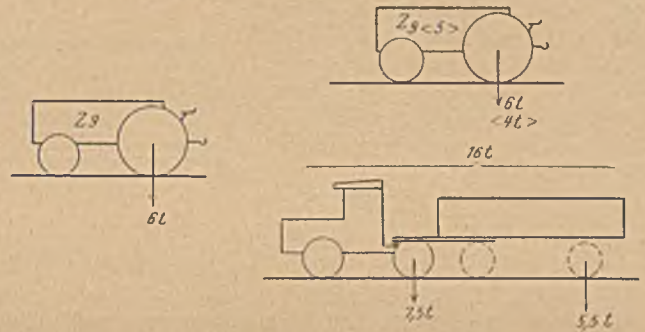
Für zweiachsige Kraftwagen ist das zulässige Gesamtgewicht = Eigengewicht + Nutzlast im allgemeinen auf 10,8 t, der größte Achsdruck auf 7,5 t festgesetzt (§ 3 der neuen Fassung). Für zweiachsige Müll-, Spreng-, Tank- und Fäkalienwagen sowie für zweiachsige Kippwagen mit Kippvorrichtung, die nicht mit Menschenkraft betrieben wird, sind die entsprechenden Werte 11,8 t und 8 t (in Abb. 1a in (—) angegeben). Die zulässige Nutzlast ist für zweiachsige Kraftwagen 5 t, für dreiachsige 10 t. Durch diese Bestimmung soll eine leichtere Bauart der Fahrgestelle erreicht werden, die bisher vielfach auf Verlangen der Abnehmer für eine weit über das Zugelassene hinausgehende Nutzlast bemessen wurden. Das zulässige Gesamtgewicht der dreiachsigen Lastkraftwagen ist auf 16 t erhöht, ihr größter Achsdruck auf 5,5 t.

Die Kraftwagen müssen grundsätzlich Luftreifen haben. Für bereits zugelassene schwere zweiachsige Kraftwagen mit einem Eigengewicht über 3 bzw. 4 t und für solche leichteren dreiachsigen Lastkraftwagen, die vor dem 1. Oktober 1930 zum Verkehr zugelassen sind, ist für die Einführung der Luftbereifung eine längere Übergangszeit zugestanden, die je nach Alter der Fahrzeuge verschieden ist, für alle diese Fahrzeuge aber am 1. April 1935 abläuft (Artikel II Ziff. 4 der Verordnung). Dauernde Ausnahmen von der Vorschrift der Luftbereifung sind wohl mit Rücksicht auf die erforderliche größere Betriebssicherheit zugelassen für Kraftfahrzeuge der Wehrmacht, der staatlichen Polizei und der Feuerwehr und für Straßenreinigungsmaschinen (§ 36b). Ferner können für einen bestimmten Verwendungszweck des Kraftfahrzeugs Ausnahmen zugelassen werden für zweiachsige Lastkraftwagen mit einem Eigengewicht von mehr als 4 t, wenn ein besonderes Bedürfnis nachgewiesen wird, das aber nicht mit technischen Schwierigkeiten für das Anbringen einer Luftbereifung oder mit schlechter Wirtschaftslage der Eigentümer begründet werden darf. Bei allen Lastkraftwagenarten muß also auch in Zukunft noch mit Vollgummibereifung gerechnet werden, was bei Betrachtungen über die Stoßzahlen zu beachten sein wird.

### a) Kraftwagen.

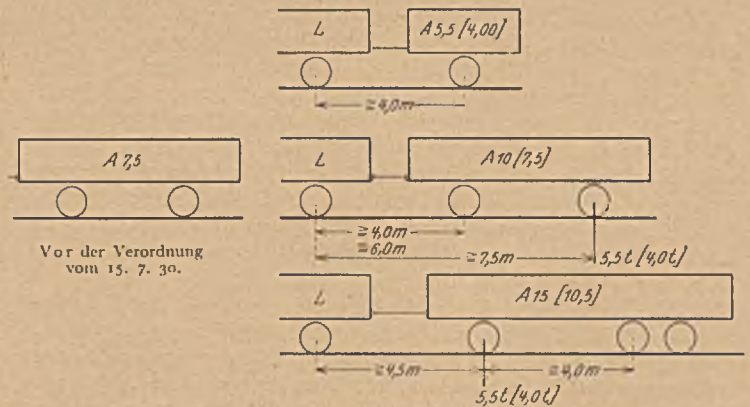


### b) Zugmaschinen und Sattelschlepper. (Die <> Werte gelten für Zugmaschinen mit Antrieb durch Verbrennungsmaschine).



### c) Anhänger.

(Die [ ] Werte gelten für hochelastische Vollgummibereifung, die übrigen für Luftbereifung.)



Nach der Verordnung vom 15. 7. 30.

Abb. 1. Zusammenstellung der vor und nach Inkrafttreten der Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr vom 15. 7. 30 zulässigen Gesamtgewichte, Achsdrücke und Mindestachsstände.

Für Zugmaschinen (§ 3 Ziff. 5) mit Antrieb durch Verbrennungsmaschine beträgt das zulässige Eigengewicht 5 t, der zulässige Achsdruck 4 t, für Zugmaschinen anderer Art (z. B. mit Dampfmaschinenantrieb) sind die entsprechenden Werte 9 und 6 t. Eine besondere Gattung der Zugmaschinen bilden die sogenannten Sattelschlepper (Abb. 1b), die einen wesentlichen Teil des Gewichts ihres zwei- oder dreiachsigen

<sup>1</sup> Vgl. auch Jahrgang 1929 Heft 39 S. 683.



Anhängers tragen. Das Gesamtgewicht (Eigengewicht + Nutzlast) eines Sattelschleppers und seines Anhängers darf 16 t nicht übersteigen. Dabei darf der Achsdruck nur bei einer Achse bis zu 7,5 t, im übrigen höchstens 5,5 t betragen. In der Abb. 1b ist angenommen, daß die vordere Achse des Anhängers ganz entlastet ist oder auch fehlt (Bauart der Waggon- und Maschinenbau A.-G. Görlitz).

Zugmaschinen und Sattelschlepper sind von den Vorschriften über die Luftbereifung befreit, soweit sie auf ebener Bahn eine Geschwindigkeit von 16 km/h nicht überschreiten können (§ 36b).

Bei den Anhängern ist in der Verordnung vom 15. Juli im Gegensatz zu der bisherigen Regelung unterschieden zwischen ein-, zwei- und dreiachsigen Anhängern (§ 32). Anhänger dürfen nicht mehr als drei Achsen haben. Sie müssen mit Luftreifen oder hochelastischen Vollgummireifen versehen sein. Ihr zulässiges Gesamtgewicht ist bei hochelastischer Bereifung 25 bis 30% niedriger festgesetzt als bei Luftbereifung, der zulässige Achsdruck um 27% (s. Abb. 1c). Hierdurch ist der größeren Stoßwirkung der Anhänger mit hochelastischen Reifen in gewissem Umfange Rechnung getragen. Diese Bestimmung soll wohl auch zur weiteren Verwendung der Luftreifen bei Anhängern anregen. In gewissen Fällen dürfen die Anhänger von solchen Zugmaschinen, die auf ebener Bahn eine Geschwindigkeit von 8 km/h nicht überschreiten können, auch noch mit Eisen bereift sein, z. B. bei land- und forstwirtschaftlichen Fahrzeugen, Möbel-, Wohn- und Schaustellerwagen (§ 32a Ziff. 1).

Kraftwagen dürfen im allgemeinen nur einen Anhänger mitführen, das Mitführen von zwei Anhängern ist nur mit Erlaubnis der Polizeibehörde und nur für ihren Bezirk zulässig (§ 32, Ziff. 5). Zugmaschinen dürfen höchstens zwei Anhänger ziehen (§ 32a, Ziff. 8). Um eine Überbeanspruchung der Brücken, besonders ihrer Querträger zu verhindern, sind Mindestabstände zwischen dem ziehenden Kraftwagen (nicht Zugmaschine) und der ersten und zweiten Anhängerachse vorgeschrieben. Bei dreiachsigen Anhängern mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 7,5 t (das ist das bis zur Verordnung vom 15. 7. 30 zugelassene Gewicht) müssen die beiden vorderen Achsen mindestens 4 m voneinander entfernt sein. Werden einachsige Anhänger mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 4 t und mehrachsige Anhänger von mehr als 7,5 t Gesamtgewicht von Kraftwagen mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 9 t (das bisher zugelassene Gesamtgewicht) mitgeführt, so müssen die beiden ersten Achsen der Anhänger von der letzten Achse des ziehenden Kraftwagens mindestens die in Abb. 1c eingetragenen Abstände haben.

Die zulässige Fahrgeschwindigkeit (§ 18) ist wie folgt festgesetzt: Wenn alle Räder mit Luftreifen versehen sind, so beträgt sie für Kraftwagen mit Anhänger innerhalb geschlossener Ortsteile 25 km/h, für Kraftwagen ohne Anhänger 30 km/h. Außerhalb geschlossener Ortsteile ist bei vollständiger Luftbereifung keine Geschwindigkeitsbegrenzung festgesetzt. Sind nicht alle Räder mit Luftreifen versehen, so sind die entsprechenden Geschwindigkeiten innerhalb von Ortsteilen 16 und 25 km/h, außerhalb von Ortsteilen 25 km/h. Ausnahmen können innerhalb geschlossener Ortsteile für Kraftfahrzeuge ohne Anhänger besonders für Kraftomnibusse mit und ohne Luftbereifung zugelassen werden.

Durch besondere Bestimmungen über das Wagen und über das teilweise Entladen überbelasteter Fahrzeuge (§ 35 a) soll den Polizeibehörden eine bessere Handhabe als bisher gegeben werden, die Innehaltung der Vorschriften nachzuprüfen und durchzusetzen.

Einfluß der neuen Lasten auf das Nachrechnen bestehender Brücken. Hier soll nur der Einfluß auf die Brücken untersucht werden, die der bisherigen Klasse I DIN 1072 genügen. Diese machen allerdings nur einen kleinen Teil der bestehenden Brücken aus.

Wie bereits in Heft 39 des Jahrgangs 1929 (S. 683) dargelegt ist, genügt es, bei der Prüfung der Frage, ob die bestehenden Brücken der Klasse I auch für die neuen schwereren Lasten ausreichen, neben diesen Lasten nur die tatsächlich vorkommende schwerste Dampfwalze von 18 t Dienstgewicht und 7 + 8 t Achsdruck zu berücksichtigen (Abb. 2), wobei allerdings auf die in der 23 t-Dampfwalze liegende Reserve verzichtet wird. Von den neuen zweiachsigen Lastkraftwagen muß bei allen Brücken derjenige mit dem höheren Gesamtgewicht von 11,8 t oder aufgerundet 12 t berücksichtigt werden, weil besonders Tankwagen und auch Kippwagen mit mechanischer Kippvorrichtung, für die dieses Gewicht zugelassen ist, überall verkehren, während schwere Müll-, Spreng- und Fäkalienwagen vorwiegend in größeren Städten und ihrer Umgebung vorkommen. Die den

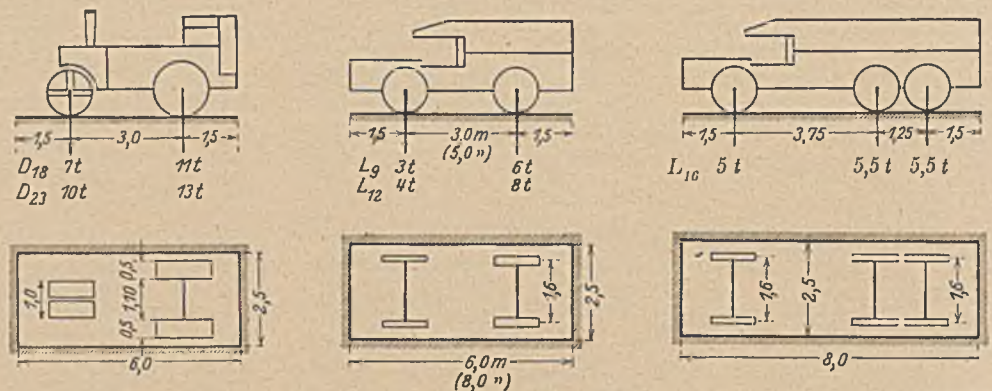


Abb. 2. Verkehrslasten (Achsdrücke).

weiteren Untersuchungen zugrunde gelegten Abmessungen und Achsdrücke der Fahrzeuge sind aus Abb. 2 zu ersehen (vgl. auch Jahrgang 1929, Heft 39). Beim  $L_{12}$  sind zwei Achsstände von 3 und 5 m berücksichtigt. 3 m entspricht DIN 1072. Der kleinste praktisch vorkommende Achsstand schwerer Wagen ist etwa 4 m.

Wie schon früher hier ausgeführt, sind am empfindlichsten für Laststeigerungen die Querträger zwei- und mehrspuriger Brücken mit außenliegenden Hauptträgern, während die Zwischenquerträger und Längsträger aller Brücken und die Quer- und Hauptträger einspuriger Brücken durch die neuen Lasten keine höhere Beanspruchung erleiden als durch die Belastung nach Klasse I, wenn man neben dem neuen Lastkraftwagen nur die praktisch vorkommende  $D_{18}$  berücksichtigt. Bei allen Teilen werden durch die neuen Lasten die Momente stärker erhöht als die Querkräfte (Anschlüsse).

In Abb. 3 a und b sind die Momente aufgetragen, die in den Querträgern einer zweispurigen Brücke der Norm VI a mit 6 m Fahrbahnbreite und einer dreispurigen Brücke Norm VII mit 7,5 m Fahrbahnbreite bei Belastung der Fahrbahn (nicht auch der Schrammborde) mit Verkehrslast allein bei Feldweiten bis 10 m entstehen. Wegen der hierbei berücksichtigten Laststellungen vgl. Jahrgang 1929, Heft 39, Abb. 5. Aus den Momentenlinien sieht man, daß die Verkehrslasten der Klasse I bei den üblichen Feldweiten über 4 m auch den Einfluß der neuen Lasten voll decken, wenn man daneben nur die  $D_{18}$  berücksichtigt. Unterhalb  $\lambda = 4$  m ist dagegen besonders bei der zweispurigen Brücke der Einfluß der neuen Lasten zusammen mit  $D_{18}$  größer und zwar ist die Überschreitung bei Berücksichtigung des Eigengewichtes (0,6 t/m<sup>2</sup>) und der Verkehrslast auf den



Schrammborden bei  $\lambda = 3$  m rund 6,8% und bei  $\lambda = 1,5$  m rund 12,2%. Hierbei sind Stoßzahlen entsprechend DIN 1073 berücksichtigt. Feldweiten von 1,5 m kommen besonders bei Eisenbetonbogenbrücken mit angehängter Fahrbahn vor (vgl. Heft 39, 1929). Bei diesen ist die Überschreitung der Spannung wegen des größeren Eigengewichtes verhältnismäßig etwas kleiner.

Es erscheint also erforderlich, beim Nachrechnen von Querträgern mehrspuriger Brücken der Klasse I mit außenliegenden Hauptträgern und Querträgerabständen von 4 m abwärts an

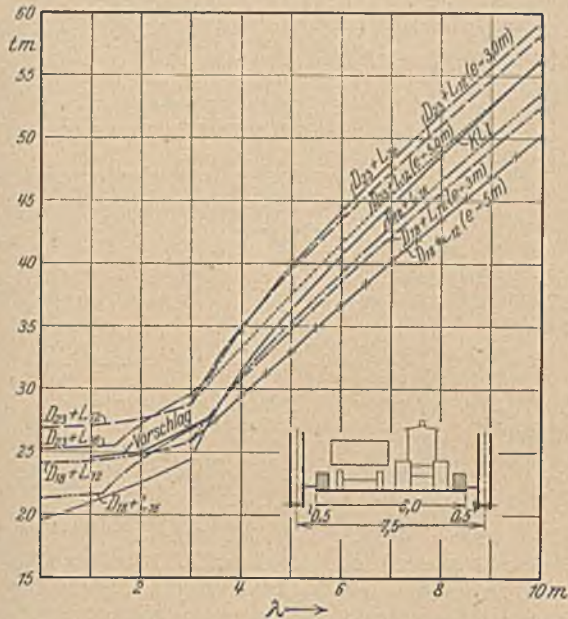


Abb. 3a. Biegemomente der Querträger einer zweispurigen Brücke Norm VI a DIN 1071 infolge von Verkehrslast auf der Fahrbahn.

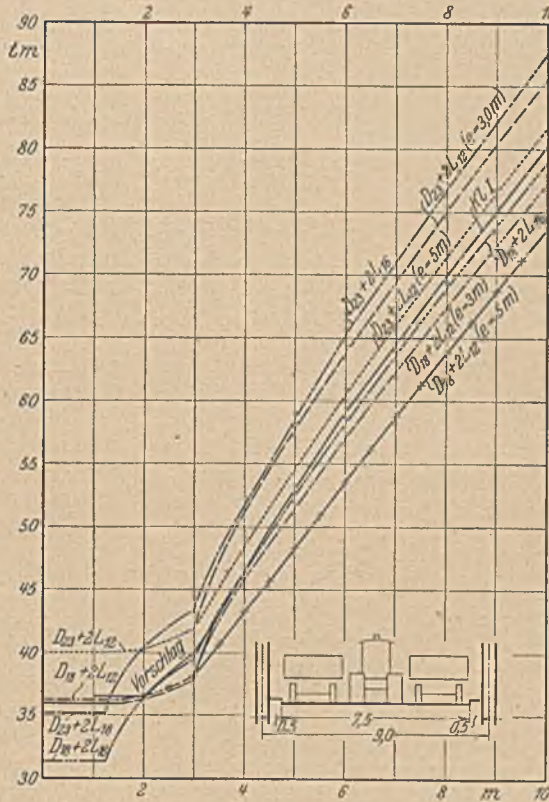


Abb. 3b. Biegemomente der Querträger einer dreispurigen Brücke Norm VII DIN 1071 infolge von Verkehrslast auf der Fahrbahn.

Stelle der bisherigen Regellasten die neuen Lasten zu berücksichtigen, und zwar bis  $\lambda = 2$  m den  $L_{18}$  und darunter den  $L_{12}$ , beides zusammen mit  $D_{18}$ . Die Berücksichtigung verschiedener Lastkraftwagen könnte man durch Kürzung der Achsstände  $e$  der Regellasten der Klasse I im gefährdeten Bereich  $\lambda < 3,5$  m vermeiden, siehe auch Abb. 3 a und b

Vorschlag für die Kürzung der Achsstände

$\lambda$	Brücke	
	zweispurig	dreispurig
3,5	$e = 3,0$ m	$e = 3,0$ m
3,0	$= 2,65$ „	$= 2,75$ „
2,0	$= 1,70$ „	$= 1,80$ „
1,0	$= 0,80$ „	$= 0,80$ „

Zwischenwerte würden geradlinig einzuschalten sein.

Bei mehrspurigen eisernen Straßenbrücken mit außenliegenden Hauptträgern dürften Querträgerabstände unter 2,5 m selten sein. Hier wird es auch im Bereich der kleinen Feldweiten daher nicht immer nötig sein, Brücken, die bisher der Klasse I genügten, mit Rücksicht auf höhere Beanspruchungen der Querträger durch die neuen Lasten in eine niedrigere Klasse einzustufen oder zu verstärken, weil nach DIN 1076 — Richtlinien für die Prüfung und Überwachung eiserner Straßenbrücken — § 4 beim Nachrechnen bestehender Brücken die zulässigen Spannungen gegenüber den in DIN 1073 angegebenen Werten um  $100 \text{ kg/cm}^2$  erhöht werden können, wenn der Unterhaltungszustand der Brücke gut und ihre bauliche Ausbildung befriedigend ist. Die Erhöhung um  $100 \text{ kg/cm}^2$  bedeutet bei St 37 eine Erhöhung um

rund 7%. Für Eisenbetonbrücken gibt es eine ähnliche Bestimmung nicht.

In DIN 1072 ist der Einfluß der Anhänger und weiterer Fahrzeuge durch das Menschengedänge auf der Fahrbahn ersetzt.

In Abb. 4 ist gezeigt, daß auch der Einfluß der durch die Verordnung vom 15.7.30 zugelassenen schwereren Anhänger auf die Querträger dank der vorgeschriebenen Mindestachsabstände im Bereich der Querträgerentfernungen bis 15 m nicht größer ist als der des Menschengedanges nach Klasse I. Beim Nachrechnen von Brücken brauchen daher keine besonderen Maßnahmen mit Rücksicht auf die neuen Anhängerlasten getroffen zu werden.

Der Sattelschlepper mit Anhänger nach Abb. 5 wirkt selbst mit dem engen Radstand von 2,5 m des Schleppers nicht ungünstiger als ein  $L_{12}$  mit einachsigen Anhänger.

Zusammenfassend kann man also sagen, daß Brücken, die bisher der Klasse I entsprachen, auch durch die neuen Lasten und

die tatsächlich vorkommende schwerste Dampfwalze ( $D_{18}$ ) nicht überbeansprucht werden, mit Ausnahme der Querträger

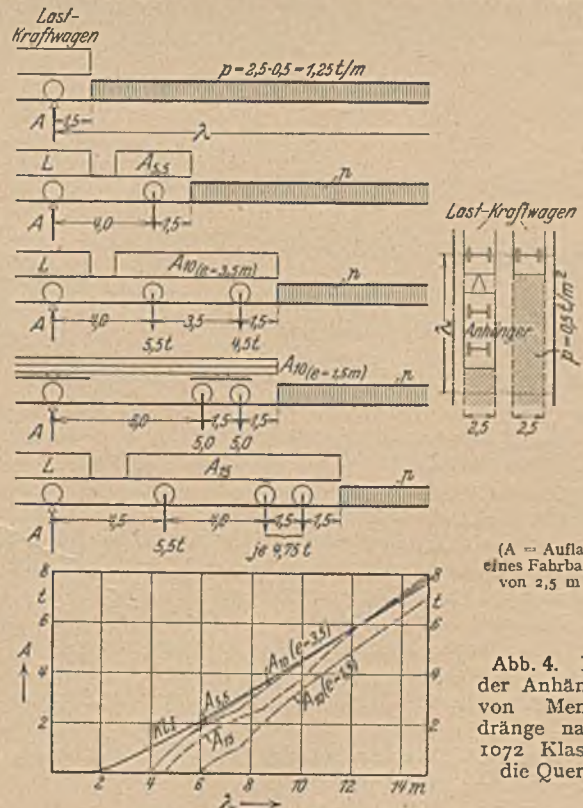


Abb. 4. Einfluß der Anhänger und von Menschengedänge nach DIN 1072 Klasse I auf die Querträger.



bei kleinen Feldweiten, daß nunmehr aber auch alle Reserven ausgeschöpft sind, die die bisherigen Regellasten der Klasse I einschlossen.

Berechnung neuer Brücken. Es ist nun die Frage, ob man auch beim Entwurf neuer Brücken auf Reserven in der Lastannahme verzichten soll. Verschiedentlich, z. B. bei der Rheinbrücke Düsseldorf - Neuß („Die Bautechnik“ 1930, Heft 12), hat man sich entschlossen, den  $L_9$  der Klasse I durch den neuen  $L_{10}$  zu ersetzen. Dies geschah wohl nicht etwa, um einer weiteren

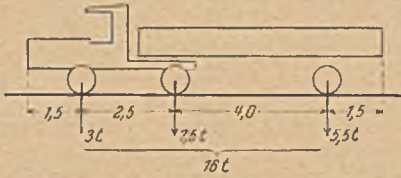


Abb. 5. Sattelschlepper mit Anhänger.

Steigerung der Lastkraftwagengewichte den Weg zu ebnen, sondern um wieder eine Reserve für zufällige Lasten zu haben. In wirtschaftlicher Hinsicht ist zu beachten, daß eine solche Lasterhöhung einen wesentlichen Einfluß nur auf die Abmessung der Querträger hat, während ihr Einfluß auf die Hauptträger nur gering ist, wenn man nicht gleichzeitig die Belastung durch Menschengedänge erhöhen will (siehe unten). Es wird Sache des vom Ausschuß für Straßenbrücken für die Neubearbeitung des Normblatts DIN 1072 eingesetzten Sonderausschusses sein, diese Fragen zu entscheiden.

In den Abb. 3 a und b sind für die Querträger auch die Momente für Belastung der Fahrbahn mit  $D_{23} + L_{12}$  bzw.  $L_{16}$  aufgetragen. Aus den Kurven sieht man, daß der Einfluß des  $L_{16}$  wegen seiner größeren Länge im allgemeinen nur unwesentlich größer ist als derjenige des  $L_{12}$  mit 3 m Achsstand. Der Unterschied bei den zweispurigen Brücken ist höchstens 2,1%, bei den dreispurigen 2,9% unter Berücksichtigung eines Fahrbahngewichtes von 0,6 t/m<sup>2</sup> und einer Stoßzahl gemäß DIN 1073. Mit Rücksicht auf eine einfache Rechnung wäre es erwünscht, wenn man bei den zweiachsigen Regellasten bleiben könnte. Die geringen Abweichungen gegenüber den dreiachsigen  $L_{16}$  sind mit Rücksicht auf den Charakter der eingeführten Regellasten als Stellvertreter für die vorkommenden vielgestaltigen Lasten unerheblich. Aus dem gleichen Grunde kann man bei symmetrischen Querträgern die symmetrische Stellung der Verkehrslasten beibehalten (DIN 1072 B Ziff. 3), was auch bei Ermittlung der Kurven der Abb. 3 a und b geschehen ist. Jedoch kann es bei Einführung des  $L_{12}$  in die Klasse I nicht mehr als ausreichend angesehen werden, bei zweispurigen Brücken die Querträger durch

eine in der Mitte stehende Dampfwalze umgeben von Menschengedänge zu belasten (Beiblatt zu DIN 1072), da man dann wieder auf die voll ausgezogene mit Klasse I bezeichnete Momentenlinie der Abb. 3 a zurückgehen würde.

Zu prüfen wäre auch die Frage, ob man bei besonders wichtigen Brücken im Bereich größerer Städte empfehlen soll, unter Fernhaltung aller anderen Lasten einen Transportwagen für Transformatoren zu berücksichtigen. Bei der Köln-Mülheimer Brücke ist der in Abb. 6 skizzierte Wagen in Rechnung gestellt (Straßenbrücke Köln-Mülheim 1927/1929, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin). In allen großen Städten dürften heute solche schweren Wagen vorhanden sein.

Einer Prüfung bedarf auch die Frage, ob das auch als Ersatz für rollende Lasten auf der Fahrbahn zu berücksichtigende Menschengedänge bei Klasse I erhöht werden soll. In Abb. 4 ist nachgewiesen, daß der Wert von 0,5 t/m<sup>2</sup> den Einfluß der neuen Anhänger auf die Querträger im Bereich der Feldweiten bis etwa 10 m noch voll und bei größeren Feldweiten nur knapp deckt. In Heft 39 des Jahrgangs 1929 ist unter Hinweis auf die Zusammensetzung des deutschen Kraftwagenparkes und auf die Verkehrsverhältnisse (Fahren mit Abstand) sowie auf die Forderung der Vollbelastung der ganzen Brückenfläche die Ansicht vertreten, daß eine Erhöhung nicht erforderlich ist. Dies dürfte auch heute noch zutreffen, mindestens für die Belastung der Hauptträger.

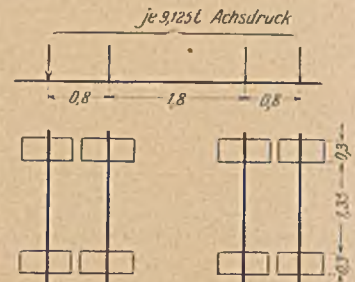


Abb. 6. Transportwagen für Transformatoren (Köln).

Entschließt man sich, das Gewicht der Lastkraftwagen der Klasse I auf etwa 12 t zu erhöhen, so entsteht die Frage, ob nicht der Unterschied zwischen den Lastkraftwagengewichten der Klasse I und II zu groß wird und ob man nicht auch mit Rücksicht auf die fortschreitende Ausdehnung des Lastkraftwagenverkehrs, die durch die Verbesserung der Wege gefördert wird, den  $L_9$  der Klasse II durch ein schwereres Fahrzeug, etwa den  $L_{10}$ , ersetzen will.

Die Verordnung über Änderung der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs stellt also den Ausschuß für Straßenbrücken vor eine Reihe schwieriger Fragen. Über das Ergebnis seiner Beratungen wird zu gegebener Zeit berichtet werden.

## DIE BAUARBEITEN AM RUHRKRAFTWERK WETTER.

Ein Bericht von Dipl.-Ing. Herbert Rohde.

Das z. Zt. im Bau befindliche Kraftwerk Wetter an der mittleren Ruhr bildet eines der acht vom Ruhrverband vorgesehenen Kraftwerke, die das Gefälle der Ruhr zur Gewinnung elektrischer Energie ausnutzen werden. Hierbei bildet aber die Krafterzeugung nicht den Hauptzweck der geplanten und z. T. schon ausgeführten Anlagen, dieser ist vielmehr in der Reinigung des Flußwassers in den zu schaffenden Stauseen zu erblicken.

Das Rohgefälle der Ruhr zwischen der Lennemündung und der Stadt Wetter beträgt bei 10 km Flußlänge 14,5 m. Zwei alte Staustufen mit 3 und 2,5 m Gefälle waren vorhanden, so daß also 9 m Gefälle nicht ausgenutzt wurden. Der Hengsteysee<sup>1</sup> ist nun in die obere Lücke eingefügt, der Harkortsee bei Wetter wird demnächst die untere Lücke schließen. Durch Einbau eines Walzenwehres unmittelbar unterhalb der Eisenbahnbrücke Hagen—Wetter wird der Wasserspiegel der Ruhr erhöht. Der so entstehende Stausee mit einem Fassungsraum von 3,3 Mill. m<sup>3</sup> bedeckt eine Fläche von 1,4 km<sup>2</sup> und findet neben dem Wehr seinen unteren Abschluß durch den das Ruhrtal durchschneiden-

den Eisenbahndamm, der zu diesem Zweck verstärkt und mit einer Abpflasterung versehen wird. Auf der rechten Seite der Ruhr bildet die bestehende Flutbrücke der Eisenbahnlinie den Einlauf zu dem rd. 800 m langen Obergraben. Das Einlaufbauwerk enthält so sechs Öffnungen von je 11,33 m lichter Weite, entsprechend den sechs Brückenöffnungen, und kann durch ein Nadelwehr im Bedarfsfalle geschlossen werden. Zur Vergrößerung des Durchflußquerschnittes unterhalb der Brückengewölbe haben die einzelnen Öffnungen eine muldenförmige Betonsole erhalten. Der große erforderliche Einlaufquerschnitt war dadurch bedingt, daß außer dem Wehr auch der Obergraben zur Hochwasserabführung ausgenutzt werden sollte. Aus demselben Grunde erhielt auch der Obergraben eine Sohlenbreite von etwa 80 m, obwohl mit Rücksicht auf die von den Turbinen verarbeitete Wassermenge man mit einem wesentlich kleineren Querschnitt hätte auskommen können.

Das Krafthaus wird im Anschluß an das bestehende alte Krafthaus Harkort erbaut. Nach entsprechendem Umbau des letzteren sollen in ihm die Schaltanlagen des neuen Kraftwerks untergebracht werden. Das mittlere Nutzgefälle der Anlage beträgt 7 m. Zur Aufstellung kommen drei Kaplan-turbinen mit

<sup>1</sup> Spetzler, „Die Ausnutzung der Laufwasserkraft am Hengsteysee“. VDI-Zeitschrift, Bd. 74 (1930), Nr. 23.







der Umspundung sowohl für die Krafthaus- als auch für die Wehrbaugrube stärkere Erschütterungen mit Rücksicht auf die angrenzenden Bauwerke zu vermeiden waren, wurde zum Schlagen der Larsseneisen der Demag-Union-Rammhammer „R 20“ verwendet. Dieser schnellschlagende Rammhammer besitzt in mancher Hinsicht große Vorzüge gegenüber den anderen Bauarten. Als Hauptvorzüge sind zu nennen: geringe Erschütterungen der Umgebung des Rammplatzes, daher keine Gefährdung benachbarter Fundamente und sonstiger Baulichkeiten; geringer Platzbedarf beim Rammen; größte Schonung der zu rammenden Eisen oder Pfähle infolge der leichteren Schläge, daher längere Verwendungsmöglichkeit der Spundwand-eisen, die wieder gezogen werden. Das letztere war auch mit ausschlaggebend für die Wahl dieses Baugerätes, da besonders an der Wehrbaustelle die zur Sicherung der Brückenpfeiler dienenden Steinschüttungen zu durchrammen waren. Bei der Verwendung von normalen Rammhämern zum Schlagen der Spundbohlen werden in solchen Fällen die Eisen leicht beschädigt, während der verwendete Rammhammer in dieser Hinsicht sehr günstige Ergebnisse zeigte. Das Gerät besitzt ein Gewicht von 3 t, das als ruhende Last auf das zu schlagende Bohlenpaar aufgesetzt wird, lediglich der in dem Rammhammer befindliche leichte Kolben erschüttert durch seine sehr raschen, nicht direkt auf die Spundbohlen wirkenden Schläge das wirksame Rammgewicht bestehend aus Bärgewicht und Bohle. Die Spundbohle

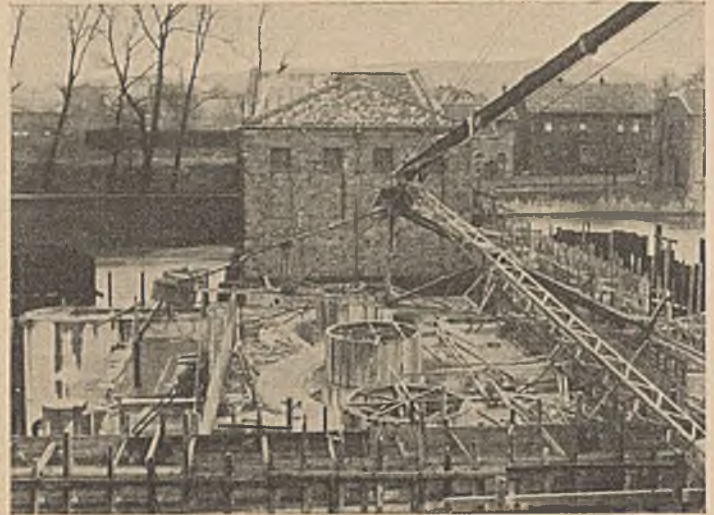


Abb. 4. Krafthausbaustelle. Schalung der Einlaufspiralen. Bewehrung der oberwasserseitigen Längswand, die zugleich als Kranbahnträger dient. Betonieren der Spiralenwandungen.

Die Bauarbeiten am Wehr konnten erst im Oktober des Jahres 1929 aufgenommen werden. Die Herstellung der Wehranlage erfolgte in folgenden Bauetappen:

Umschließung der Baugrube für die Wehröffnungen III und IV. Hierbei wurde die Baugrube gegen die Ruhr durch eine Larsspundwand abgeschlossen, während oberwasserseitig nur die Öffnung III der bestehenden Eisenbahnbrücke durch eine Spundwand abgeschlossen wurde. Die Umschließung der Baugrube in der dem Endwiderlager zugekehrten Brückenöffnung geschah durch einen geschützten Erddamm. Diese Maßnahme wurde mit Rücksicht darauf getroffen, daß die Bauzeit in die Hochwasserperiode der Ruhr fiel. Bei Eintritt von größerem Hochwasser hätte man mit Leichtigkeit durch Durchstechen des Dammes die Öffnung für den Durchfluß des Wassers freigeben können. Zum Glück wurde es nicht notwendig, von dieser Vorkehrung Gebrauch zu machen, da der milde, trockene Winter 1929/30 die Bauarbeiten in keiner Weise beeinträchtigte. Nach Aushub der Boden- und Felsmassen konnten die inneren Spundwände zur Sicherung der Pfeiler und Betonkonstruktionen der Wehranlage gerammt werden. Diese verbleiben im Boden, während die äußeren Spundwände nach Fertigstellung der Bauarbeiten wieder gezogen wurden. Dementsprechend wurde auch eine äußere und innere Wasserhaltung notwendig. Sodann

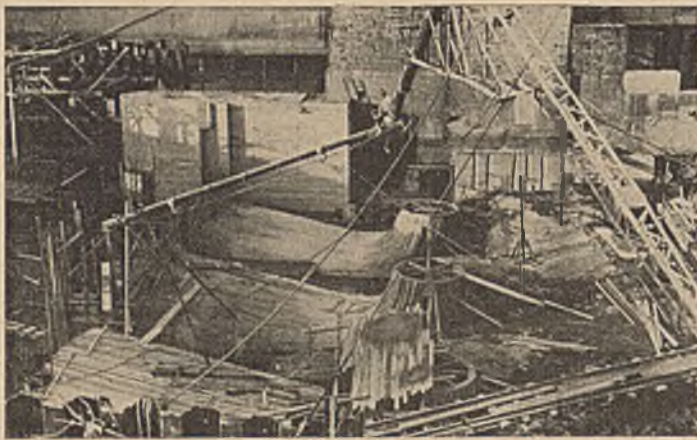


Abb. 3. Blick in die Krafthausbaugrube. Schalung der Saugkrümmer. Gießen der Saugrohrwandungen.

sinkt infolgedessen langsam aber ganz gleichmäßig in den Boden ein. Obwohl ohne Rammhaube gearbeitet wird, zeigen die Eisen an ihren oberen Enden keine Beschädigungen.

Nach Fertigstellung des gesamten Krafthausunterbaues konnte mit der Montage des Portalkranes, dem Einbau der Schleusentore, des Rechens usw. begonnen werden, ferner konnte der ganze aus Glas und Eisen bestehende Überbau des neuen Krafthauses aufgestellt werden. Gegen Ende Mai d. J. waren diese Arbeiten soweit gefördert, daß man mit der Montage der Maschinen einsetzen konnte, die z. Zt. auch noch im Gange ist. Die hierbei notwendig werdende Verschiebung der einzelnen Dachteile kann mit Leichtigkeit von einem Mann bewerkstelligt werden. Wie schon eingangs erwähnt, kommt die Schaltanlage und der Kommandostand des neuen Kraftwerks in das bestehende Maschinenhaus der Fa. Harkort, Wetter, zu liegen. Zu diesem Zweck muß ein entsprechender Umbau desselben vorgenommen werden. Da ferner der Obergraben mit zur Abführung des höchsten Hochwassers herangezogen wird, muß durch die Verbindung von Turbineneinlauf und Saugkrümmer der vier alten Turbinen genügend Durchflußquerschnitt für die Wassermassen geschaffen werden. Hierfür werden die vier alten Turbinenschläuche noch erweitert und mit Schützen versehen. Dem gleichen Zweck dient die schon im alten Krafthaus bestehende Freischleuse. Diese Umbauten befinden sich z. Zt. im Gange.

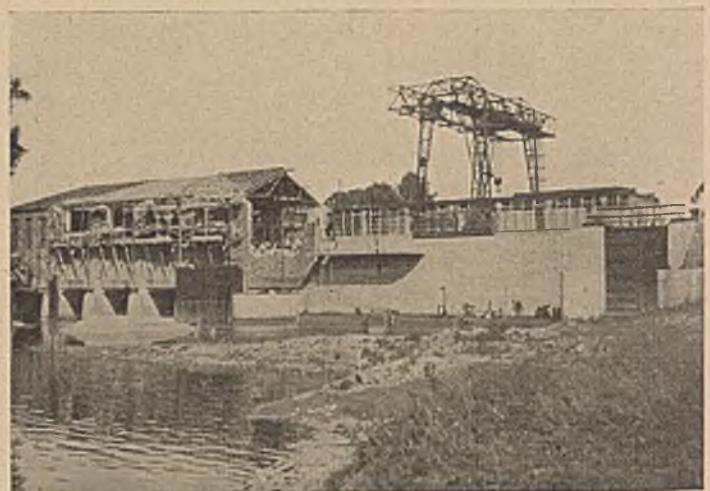


Abb. 5. Krafthausbaustelle. Bauzustand im September ds. Js. Umbauarbeiten am alten Krafthaus.



wurden die Wehrpfeiler V, IV und III, die sich unterwasserseits an die Brückenpfeiler der bestehenden Eisenbahnbrücke anschließen, ferner der Sporn, Vor- und Nachboden betonierte und mit dem Aufstellen des Gerüstes für die Montage der Wehrwalzen usw. begonnen. Das Gerüst wird auch für die Montage der eisernen Straßenbrücke benutzt werden, die über das Wehr hinwegführt.

Während das Aufstellen des Montagegerüstes und die Montage der Walzen, Windwerke und eisernen Brückenträger in

bringen der Dichtungen usw. Die Hauptkonstruktionsteile der eisernen Straßenbrücke über das Wehr sind vernietet. Die Baggerarbeiten im Gelände am linken und rechten Ufer sind zum größten Teil beendet. Von sonstigen Erdarbeiten sind noch im Gange: das Schließen des Obergrabendamms am rechten Ufer, sowie die Arbeiten an der Uferbefestigung des Obergrabens.

Die Bauarbeiten am Einlauf in den Obergraben wurden im Frühling d. J. begonnen und sind zum größten Teil abgeschlossen. Es handelte sich hier um den Bau einer Eisenbetonstraßenbrücke und um die Sicherung der bestehenden Eisenbahn-Flutbrücke. Die Achsentfernung beider Brücken beträgt nur 23,20 m. Die Straßenbrücke erhält eine Fahrbahnbreite von 9 m mit beiderseitigen Fußwegen von 1,5 m Breite und wird als Gerberträger ausgebildet. Die Spannweite der Mittelöffnung beträgt 31,35 m, die der beiden Seitenöffnungen 26 m. Die Endwiderlager und Mittelpfeiler sind bereits fertiggestellt. Zur Sicherung der Eisenbahnbrücke gegen Unterspülung wurde an der Oberwasserseite eine durchgehende eiserne Spundwand vorgerammt sowie eine Verstärkung der Pfeiler vorgenommen. Da als Notverschluß für den Obergrabeneinlauf ein Nadelwehr vorgesehen war, so mußten an die Brückenpfeiler Eisenbetonkonsolen für die Nadellehne anbetoniert und die untere Nadelnische hergestellt werden. Wie schon erwähnt, soll ein Teil der Hochwassermenge durch den Obergraben abgeführt werden. Um die Wirksamkeit dieser Hochwasserentlastung nachzuweisen, wurden auf Veranlassung

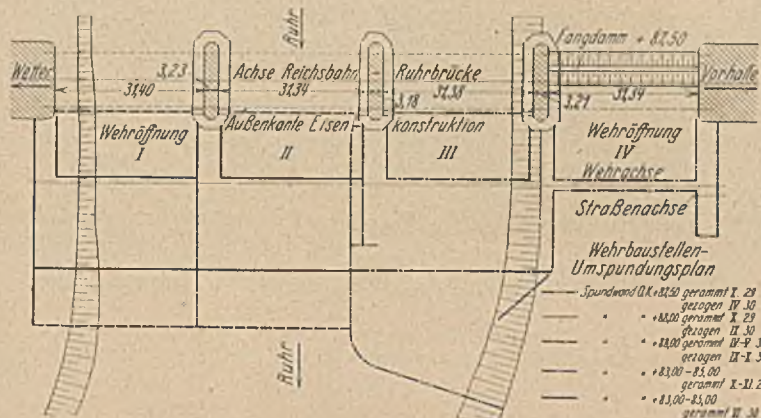


Abb. 6. Umspundungsplan der Wehrbaustelle.

den beiden letzten Wehröffnungen im Gange war, wurden die äußeren Spundwände der Öffnung I an der rechten Ruhrseite geschlagen. Im Schutze dieser Umschließung konnte sodann der Boden ausgehoben und die inneren Spundwände gerammt werden. Bis zum Juli d. J. waren die Montagearbeiten an der linken Ruhrseite soweit gediehen, daß die äußere Umspundung der Baugrube gezogen und die Erdmassen des Damms in der letzten Brückenöffnung beseitigt werden konnten, worauf diese Wehröffnungen für den Durchfluß freigegeben wurden. Alsdann wurden die Spundwände für die Umschließung der Baugrube für die Wehröffnung II abgerammt, die Trennwand gezogen, so daß auch hier eine gemeinsame Baugrube für die Wehröffnungen I und II entstand. In diesem Bauabschnitt konnten im Laufe des Sommers der Endpfeiler I am rechten Ruhrufer, das Fundament des Wehrpfeilers II, sowie Vor- und Nachboden fertiggestellt werden.

Der Bauzustand an der Wehrbaustelle ist z. Zt. etwa folgender:

Aushub der Bodenmassen für den Sporn in der Wehröffnung II. Betonieren des Vorbodens. Einschalen und Betonieren des aufgehenden Teiles vom Wehrpfeiler III. Die Walzenmontage in den beiden letzten Wehröffnungen am linken Ufer ist im wesentlichen beendet, bis auf die Restarbeiten, wie An-

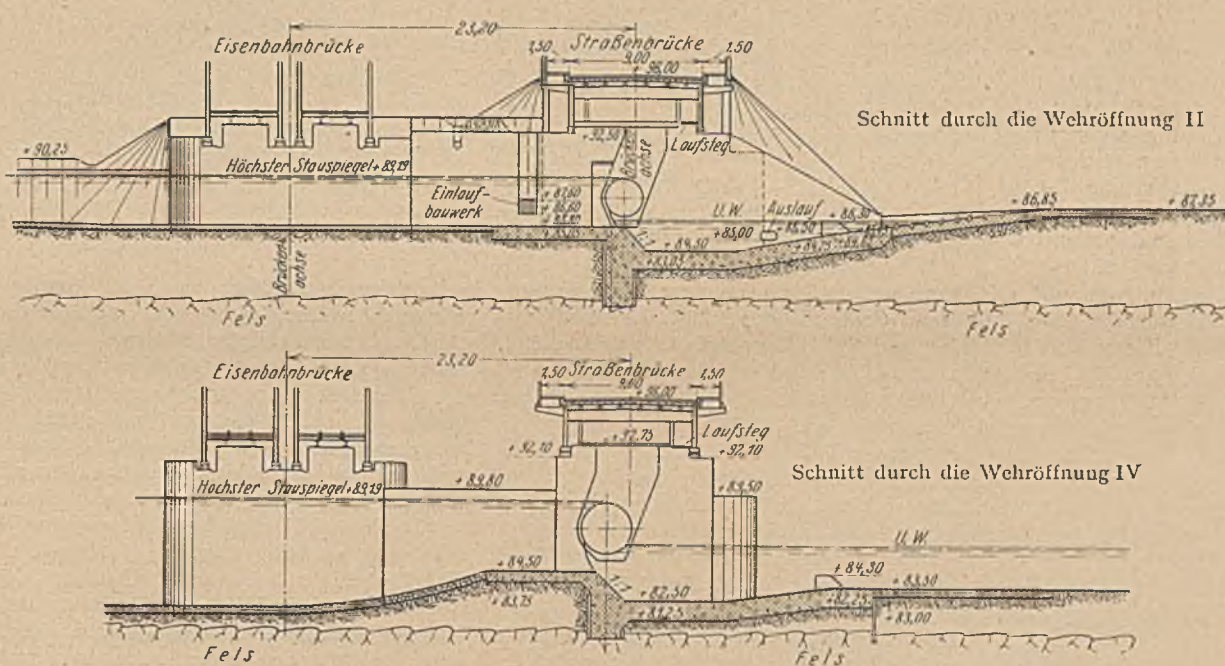


Abb. 7. Wehranlage.

des Ruhrverbandes wasserbauliche Versuche durchgeführt. Auf Grund dieser Versuche wurde eine besondere Ausgestaltung des Obergrabeneinlaufs notwendig. Um eine möglichst große Wassermenge bei Hochwasser durch das Einlaufbauwerk abführen zu können, wurden muldenförmige Vertiefungen der Sohle unter den einzelnen Brückenöffnungen notwendig. Die so geformte Sohle wurde als Betonschale ausgeführt.

An Stelle der im Rheinland und Westfalen sonst allgemein üblichen Verwendung von Rheinkies als Zuschlagsmaterial zur Betonherstellung wurde aus wirtschaftlichen Gründen für die gesamte Betonaufbereitung gebaggertes Ruhrkies genommen. In einer zentralen Anlage am rechten Ruhrufer in unmittelbarer Nähe der Kraftausbaustelle wird die Kiesaufbereitung vorgenommen. Der Kies wird mit einem Schwimmbagger aus der Ruhr unterhalb Wetter entnommen und in Schuten der Kiesaufbereitungsanlage zugeführt. Ein Greifer gibt das Baggergut



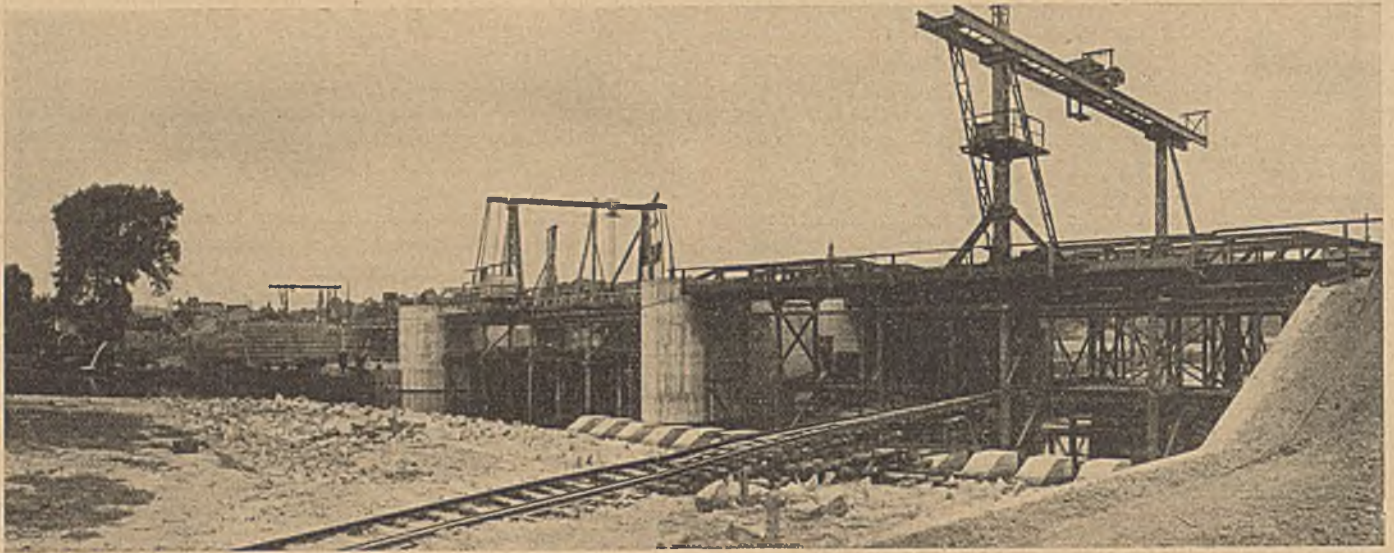


Abb. 8. Wehrbaustelle. (Bauzustand Juli d. J.) Wehröffnungen III und IV für den Durchfluß freigegeben. Baugrube für die Wehröffnung I am rechten Ruhrufer umspundet. Betonieren des Endpfeilers I.

über einen Aufgeber in eine Vorsiebtrommel. In dieser Vorsiebtrommel werden die Körnungen von 0 bis 10 mm Korngröße aussortiert und direkt in den Elevator der Kieswäsche aufgegeben, während das Korn von 10 bis 30 mm und von 30 mm aufwärts in einen Fein- bzw. Grobbrecher gelangt, die einen Teil des Kieses zu Steinschlag und Splitt brechen. Das gebrochene Baggergut gelangt nun ebenfalls mit dem Becherwerk in die Waschanlage und wird am Ende des Waschvorganges in der gewünschten Korngröße aussortiert und auf die Halde gefahren. Da beim Waschen der größere Teil des Feinkornes mit dem Schlamm abgeht, scheidet der Sand von 0 bis 7 mm Korngröße ganz aus, so daß zunächst nur der Grobkies möglichst günstig aufbereitet wird. Für das feine Zuschlagmaterial kam daher Rheinsand zur Verwendung. Als weitere Maßnahme zur Verbesserung des Betonmaterials wurde das Wassersättigungsverfahren angewendet. Hierbei wird bekanntlich zwecks Vermeidung der Schwankungen des Wassergehaltes der Zuschlagstoffe der Sand vor Verwendung zur Betonbereitung mit Wasser gesättigt und auf diese Weise die Wassermenge sowie auch die Menge der Zuschlagstoffe möglichst konstant gehalten. Diese Vorrichtung

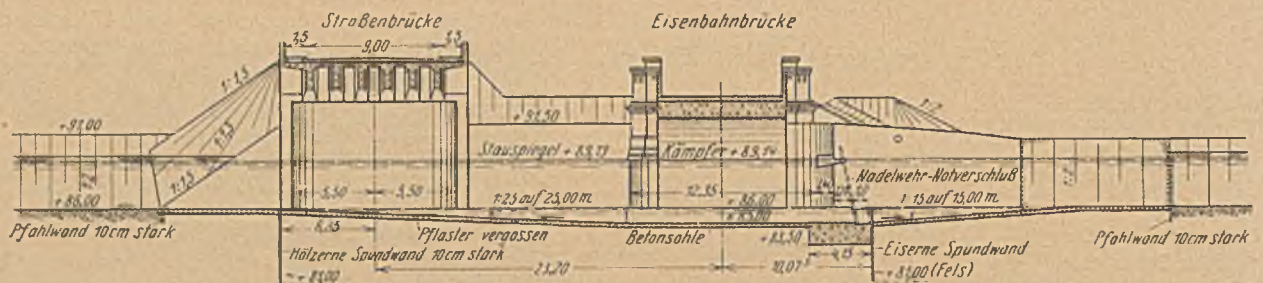


Abb. 9. Einlaufbauwerk. Querschnitt durch die Brücken und den Notverschluß.

hat sich zur Herstellung eines gleichmäßig guten Betonmaterial sehr gut bewährt.

Das Einbringen des Betons geschah auf der Krafthausbaustelle mittels eines Gießturms, während auf der Wehrbaustelle der Beton von einer hochgelegenen Transportbrücke aus mittels eines Trichters, an den Gelenkrohre angehängt waren, in untenstehende Loren gekippt und dann zur Verwendungsstelle verfahren wurde. Der anfänglich gemachte Versuch, mittels schräger Rutschen den Beton einzubringen, wurde aufgegeben, weil hierbei leicht eine Entmischung des Betons eintrat.

Die Bauleitung liegt in den Händen des Ruhrverbandes, der gleichzeitig den ganzen Entwurf mit allen Einzelheiten durchgearbeitet hat. Dem stellvertretenden Geschäftsführer des Ruhrverbandes, Herrn Direktor Spetzler, ist der Verfasser für das liebenswürdige Entgegenkommen und die Zurverfügungstellung der Zeichnungen und Abbildungen zu besonderem Dank verpflichtet.

## ÜBER DIE FORMGEBUNG EINGESPANNTER GEWÖLBE.

### EINE VERRINGERUNG DER AUFTRETENDEN MAXIMALSPANNUNGEN.

Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Haifa (Palästina).

In Heft 6/7 des „Bauingenieurs“ 1928 erschien ein Aufsatz des Herrn Prof. Dr. Kögler (Freiberg) über die Formgebung eingespannter Brückengewölbe. Kögler beschäftigt sich dort mit den Zusatzmomenten, die infolge elastischer Zusammendrückung des Gewölbes durch die Normalkräfte im Gewölbe hervorgerufen werden (das Zusatzmoment im Scheitel ist stets positiv, im Kämpfer negativ). Die dabei sich ergebenden Zusatzspannungen können recht beträchtlich werden, und die bisher üblichen

Methoden geben nicht die Möglichkeit, etwa gleich große Maximalwerte der positiven und negativen Spannungen zu erhalten, damit der Baustoff in beider Sinne gut ausgenutzt wird, d. h. einen Ausgleich der Maximalspannungen zu erzielen. Kögler schlägt an der bezeichneten Stelle vor, das Gewölbe nicht, wie bisher üblich, genau nach der Stützlinie zu formen, sondern die Gewölbeachse derart von dieser abweichen zu lassen, zu „verlagern“, daß die positiven und die negativen Maximalspannungen



sich möglichst ausgleichen, wenn man die elastische Zusammen- drückung der Gewölbeachse und die dabei sich ergebenden Mo- mente und Spannungen in Rechnung stellt. Gleichzeitig gibt Kögler ein rechnerisches Verfahren an, auf welche Weise das erreicht werden kann.

Denselben Grundgedanken hat übrigens auch Prof. Dr. Hartmann ausgesprochen<sup>1</sup>, nur daß er den Ausgleich der posi- tiven und negativen Maximalspannungen auf dem Wege des Probierens sucht, indem er von der Stützlinie als Gewölbeachse ausgeht und diese in der Gegend des Scheitels und der Kämpfer stärker krümmt.

Indem ich den Köglerschen bzw. Hartmannschen Grund- gedanken aufgreife, will ich im folgenden ein Verfahren zeigen, das diese Gedanken erfüllt, aber weit einfacher und wirksamer als Köglers Verfahren oder Hartmanns Probiermethode. Man kann diesen Gedanken noch erweitern: Wie man anstrebt, diejenigen nur einseitig auftretenden Spannungen zum Ausgleich zu bringen, die infolge elastischer Zusammen- drückung des Gewölbes durch Normalkräfte hervorgerufen werden, so kann man dasselbe anstreben für diejenigen einseitig auftretenden Spannungen, die durch die infolge Schwindens des Betons unelastische Zusammen- drückung der Gewölbeachse erzeugt werden.

In dem von mir abgeleiteten Verfahren zur Berechnung eingespannter Gewölbe<sup>2</sup> ist die Form des Gewölbes als eine Gleichung vierten Grades aufgestellt:

$$(1) \quad y' = \frac{f_a}{1 + \frac{f_b}{6 q_b}} \left( \left( \frac{x^2}{2} \right)^2 + \frac{f_a}{6 q_b} \left( \frac{x^4}{2} \right) \right)$$

Die Bedeutung der einzelnen Größen geht aus der Skizze hervor. (Es ist hier wie dort nur von symmetrischen Gewölben die Rede.) Die Ordinaten des Bogens hängen in dieser Formel zwar von  $f_a$  ab, jedoch nur insofern, als sie  $f_a$  direkt proportional sind. Die Abweichungen der Bogenform in sich hingegen, die Tatsache, ob sie sich je nach ihrer Belastung mehr der Kreisform oder der quadratischen Parabel nähert, hängt einzig und allein von dem

Verhältnis  $\beta = \frac{f_b}{6 q_b}$  ab. Diese Zahl  $\beta$  ist an der obengenannten

Stelle als „Formbestimmungswert“ bezeichnet worden. Durch

Variation von  $\beta$  kann man sämtliche Bogenformen erfassen, insofern sie Stützlinien im Sinne obiger Gleichung (1) darstellen. Wird im Grenzfall  $f_b = 0$ , also auch  $\beta = 0$ , so erhält man den Sonderfall der quadratischen Parabel als Bogenform. Die Werte  $\beta$ , an ausgeführten Gewölben ermittelt, sind für Brücken mit Übermauerung und Überschüttung  $1 > \beta > \frac{1}{3}$  ist die

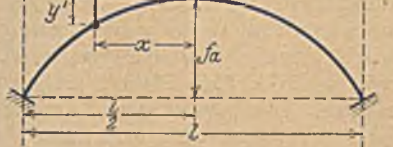


Abb. 1.

Säulen oder Gewölben gegen den tragenden Bogen ab- gestützt, so ist im allgemeinen  $\beta < \frac{1}{3}$ . Am kleinsten wird  $\beta$  für Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn. Dieser Form- bestimmungswert ist derselbe wie der von Kögler mit  $\varphi$  bezeichnete Faktor<sup>3</sup>.

Das Gewölbe werde in irgendeiner Weise belastet, sei es durch ständige Last, durch veränderliche Last oder beide zu- sammen oder durch Temperatur. In jedem Falle wird außer den Momenten auch eine Normalkraft in den Querschnitten bzw.

<sup>1</sup> Hartmann, Die genauere Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufes der Achse und der Gewölbestärken. 2. Auflage, Verlag Franz Deuticke, Wien, 1925.

<sup>2</sup> Neumann, Neues Verfahren zur vereinfachten und scharfen Berechnung eingespannter Gewölbe und Balken, Arm. Beton 1917., Heft 10/11.

<sup>3</sup> Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. Verlag Jul. Springer, Berlin 1913. 2. Aufl. 1928 unter d. Titel: Ge- wölbetabellen.

eine Bogenkraft H im Bogen hervorgerufen. Die dabei erzeugte elastische Zusammen- drückung (bzw. Dehnung) des Bogens ruft im statisch unbestimmten System bekanntlich eine der Kraft H entgegengerichtete Zusatzbogenkraft  $\Delta H$  hervor (bei symmetri- schen Gewölben einzig und allem diese), die also H in jedem Fall verkleinert und die ihrerseits Zusatzmomente und Zusatz- spannungen erzeugt. Es ist im allgemeinen üblich, die Wirkungen der Zusatzbogenkraft  $\Delta H$  sowie die durch sie hervorgerufenen Momente und Spannungen erst hinzuzufügen, nachdem man sämtliche anderen Einflüsse berücksichtigt hat. Dabei begnügt man sich mit Berücksichtigung der durch  $\Delta H_G$  hervorgerufenen Spannungen (unter  $H_G$  sei diejenige Bogenkraft verstanden, die durch die ständigen Lasten G hervorgerufen wird). Die Gründe für dieses Sich-Begnügen mögen folgende sein: Man will einerseits die Rechnungen nicht zu sehr komplizieren (so würden z. B. bei veränderlicher Belastung je nach der Momenten- einflußfläche jedesmal ein anderes H und somit ein anderes  $\Delta H$  in Rechnung zu stellen sein). Andererseits ist im allgemeinen das bei Berechnung der ständigen Lasten G hervorgerufene  $\Delta H_G$  weitaus am größten und verdient Beachtet zu werden. Die bei Verkehrslast P hervorgerufene  $\Delta H_P$  vergrößern zwar meistens die Momente  $M_P$ , die man ohne Berücksichtigung der  $\Delta H_P$  gefunden hat, aber es kann auch umgekehrt sein, wie man aus der Gestalt der Einflußflächen erkennen kann. Die durch Temperaturdifferenz t hervorgerufenen Spannungen werden in jedem Fall verkleinert ausfallen, wenn man die Wirkung von  $\Delta H_t$  berücksichtigt. Man glaubt also, keine zu große Unge- nauigkeit zu begehen, wenn man die durch  $\Delta H_P$  und  $\Delta H_t$  hervorgerufenen Spannungen nicht in Rechnung zieht, in einigen Fällen sogar den Sicherheitsgrad der Konstruktion zu erhöhen, in jedem Fall aber die Rechnung zu vereinfachen.

Es wäre sehr einfach, für jedes H das dabei gleichzeitig ent- stehende  $\Delta H$  in der Rechnung zu berücksichtigen. Bezeichnet man mit  $H$  die für einen bestimmten Belastungsfall entstehende Bogenkraft ohne Berücksichtigung der durch elastische Zu- sammendrückung des Bogens hervorgerufenen Zusatzbogen- kraft  $\Delta H$ , mit  $H_t$  dieselbe Bogenkraft jedoch mit Berücksichti- gung von  $\Delta H$ , so besteht die Gleichung

$$(2) \quad \Delta H = H - H_t$$

Das gesuchte  $\Delta H$  ist hierbei in allgemeiner Form bekanntlich

$$(3) \quad \Delta H = \frac{\sum N \cos \varphi}{\sum E F} ds = \frac{\sum y^2}{\sum E J} ds$$

Hierbei bedeuten

- N die jeweilige Normalkraft in irgendeinem Schnitt,
- $\varphi$  den Neigungswinkel eines Schnittes gegen die Vertikale,
- F den jeweiligen Flächeninhalt eines Schnittes,
- J das jeweilige Trägheitsmoment eines Schnittes,

oder unter Benutzung der oben genannten Schrift<sup>4</sup>

$$(3a) \quad \Delta H = \frac{1}{1 + \frac{f_a^2}{i_0^2 \mu_1}} H$$

durch Kombination von (2) und (3a):

$$(4) \quad H_t = \frac{1}{1 + \frac{i_0^2}{f_a^2} \mu_1} H,$$

wobei  $i_0 = \sqrt{\frac{J_0}{F_0}}$  den Trägheitsradius des Scheitelquerschnittes bedeutet und  $\mu_1$  aus den Tabellen der oben angeführten Quelle

<sup>4</sup> Siehe Anmerkung 2.



entnommen werden kann. Der Beiwert  $\mu_t$  hängt vom Formbestimmungswert  $\beta$  sowie vom elastischen Verhalten des Gewölbes ab, d. h. von  $n = \frac{J_0}{J_a \cos \varphi_a}$ , wenn

$J_0$  das Trägheitsmoment im Scheitel,  
 $J_a$  das „ „ „ „ Kämpfer,  
 $\varphi_a$  den Neigungswinkel des Kämpferschnittes gegen die Vertikale bezeichnen. Die Einflüsse von  $\beta$  und  $n$  sind in den Tabellen berücksichtigt.

Berechnet man von vornherein für einen bestimmten Bogen den Faktor

$$(5) \quad k = \frac{1}{1 + \frac{1}{f_a} \mu_t}$$

der Gleichung (4) gemäß seinen festen  $\beta$  und  $n$ , so braucht man nur jedes  $H$  mit  $k$  zu multiplizieren, um die wahre Bogenkraft  $H$  zu erhalten, die das zusätzliche  $\Delta H$  bereits in sich birgt:

$$(6) \quad H_r = H k.$$

Dann erübrigt sich die Zusatzberechnung der durch  $H$  hervorgerufenen Spannungen. Das derart reduzierte  $H_r$  kann man von vornherein bei Aufzeichnung der Einflußflächen einführen, um auch für veränderliche Belastung den Einfluß der elastischen Zusammendrückung der Achse auf die Momente von vornherein und automatisch zu berücksichtigen.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen, die zum Verständnis des Folgenden vorausgeschickt werden mußten, kann zu dem Vorschlag übergegangen werden, der hier gemacht werden soll, und der darin besteht, daß die „Achsenverlagerung“ des Gewölbes, durch die ein Ausgleich der positiven und negativen Maximalspannungen eintreten soll, mit Hilfe des Formbestimmungswertes  $\beta$  vorgenommen werden soll. Anstatt der Gewölbeachse — wie üblich — die Form einer Stützlinie zu geben, die für einen bestimmten Belastungsfall gefunden wird, wobei man doch von vornherein weiß, daß nach der durch die Normalkräfte hervorgerufenen elastischen Zusammendrückung des Gewölbes die Stützlinienform eben gerade verloren gehen muß, gebe man dem Gewölbe eine solche verlagerte Form, daß die Stützlinienform erst nach der erwähnten elastischen Zusammendrückung der Gewölbeachse zustande kommt. Führt man dann sämtliche Berechnungen des Gewölbes als statisch unbestimmten Systems für diese endgültige Stützlinienform durch, die der eigentlichen Formgebung nicht entspricht, dann erübrigt sich eine Berechnung der hier zur Erörterung stehenden Zusatzkräfte  $\Delta H$ , Zusatzmomente  $M_{\Delta H}$  und der sich aus ihnen ergebenden Spannungen, und man kann — wie ich im weiteren Verlaufe zeigen werde — einen fast vollständigen Ausgleich der positiven und negativen Maximalspannungen in allen Schnitten, d. h. eine gute Ausnutzung des Baustoffes erzielen.

Im Berechnungsgang wirkt sich dieser Gedanke so aus: Der Formbestimmungswert  $\beta$  beeinflußt bei symmetrischem Gewölbe von den drei überzähligen Größen lediglich die Bogenkraft  $H$ . (Auch die Entfernung  $t$  der Abszissenachse vom Gewölbescheitel wird durch  $\beta$  beeinflußt, doch ist das hier nicht von Belang). Wie bereits ausgeführt, kann man bei einem bestimmten  $\beta = \frac{f_b}{6 q_b}$  für jeden Belastungszustand die Bogenkraft  $H$  und mittels der Formeln (2) und (3) die Zusatzkraft  $\Delta H$  finden. Die wahre Bogenkraft  $H_r$ , d. h. bei der man die elastische Zusammendrückung der Gewölbeachse und deren Einfluß auf die Überzähligen berücksichtigt, ist dann  $H_r = H - \Delta H$ . Stellt man aber die Frage so, daß  $H$  bereits die wahre, endgültige Bogenkraft für einen bestimmten Belastungsfall sein soll, dann müßte man entsprechend diejenige Bogenkraft, bei der der Einfluß der elastischen Zusammendrückung der Gewölbeachse noch nicht berücksichtigt ist, mit  $H^r$  bezeichnen. Setzt man in genügender Annäherung  $\Delta H^r = \Delta H$ , so würde die endgültige wahre Bogenkraft sein

$$(7) \quad H = H^r - \Delta H.$$

Legt man denselben Belastungszustand zugrunde, so würde  $H^r$  nicht der Bogenform mit dem Werte  $\beta$  entsprechen, sondern einer verzerrten Bogenform eines Formbestimmungswertes  $\beta^r$ , den man als maßgebend ansehen muß, um als endgültige Bogenkraft (d. h. mit Berücksichtigung der elastischen Zusammendrückung der Bogenachse und der dabei hervorgerufenen statisch Unbestimmten) den Wert  $H$  zu erhalten.

Nachdem man also  $H$  für den bestimmten Belastungsfall graphisch oder analytisch bestimmt hat und nachdem man  $\Delta H$  mit Hilfe der Gleichung (3a) oder sonstwie berechnet hat, findet man

$$(7a) \quad H^r = H + \Delta H$$

und findet man  $\beta^r$  aus den Tabellen als den dem neuen  $H^r$  entsprechenden Wert. Man kann auch  $\beta^r = \frac{f_b^r}{6 q_b}$  aus der allgemeinen Formel der Bogenkraft bestimmen, die bei Berechnung der Gewölbeachse auftritt<sup>5</sup>, aus der Gleichung

$$H_b = \frac{q_b l^2}{8 f_a} \left( 1 + \frac{f_b}{6 q_b} \right) = \frac{q_b l^2}{8 f_a} (1 + \beta).$$

Es ergibt sich:

$$(8) \quad \beta^r = H^r \frac{8 f_a}{q_b l^2} - 1,$$

wobei  $H^r$  aus (7a) hervorgeht und  $q_b$  die tatsächlich im Scheitel vorhandene Belastung bedeutet, die auf Grund von anderen Überlegungen aus der ständigen Last allein oder zusammen mit ganzer oder teilweiser Verkehrslast bestehen kann.

Mit dem neuen Wert  $\beta^r$  können rückwärts gehend mittels Gleichung (1) die Ordinaten der Bogenform ermittelt werden, die bereits die „verlagerte“ Gewölbeachse darstellen. Sämtliche Rechnungswerte der statischen Berechnung hingegen einschließlich des Abstandes  $t$  der Abszissenachse vom Gewölbescheitel und der Ordinaten  $y$  beruhen auf dem Formbestimmungswert  $\beta$ . Nach der elastischen Zusammendrückung der Gewölbeachse wird dann der rechnermäßige Zustand (Bogenachse entspricht der Stützlinie) erreicht, und die Berechnung von  $\Delta H$  und den entsprechenden Zusatzspannungen entfällt, die hauptsächlich die Ursache der ungleich großen Spannungen und der ungenügenden Ausnutzung des Baustoffes waren.

Will man nicht mit Tabellen, sondern vermittels summierender Methoden, z. B. mittels der Schönhöferschen Erleichterungen die statische Untersuchung durchführen, so kann die „Verlagerung“ der Gewölbeachse auf folgendem Wege vorgenommen werden. Man ermittelt graphisch oder analytisch die Bogenkraft  $H$ , berechnet  $\Delta H$  und findet  $H^r = H + \Delta H$ . Die tatsächliche Belastung  $q_b$  im Scheitel ist bekannt. Die Belastung im Kämpfer ( $q_b + f_b$ ) gleichfalls. Nun frage man sich: welche fiktive Belastung ( $q_b + f_b$ ) muß im Kämpfer vorhanden sein, damit sich als Bogenkraft  $H^r$  ergibt? Denkt man sich die fiktive Zusatzbelastung mit genügender Genauigkeit derart verteilt, daß sie von Null im Scheitel bis  $\Delta f_b = f_b^1 - f_b$  im Kämpfer nach dem Gesetz einer quadratischen Parabel zunimmt, so daß ihr Schwerpunkt im Abstand  $\frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} \right)$  vom Kämpfer entfernt liegt, und

hat man auf graphischem Wege alle Größen verfügbar, so kann man mittels wenigen Probierens die fiktive Zusatzbelastung finden. Zeichnet man anstatt mit der tatsächlichen mit dieser fiktiven Belastung die Stützlinie durch die Kämpferpunkte und den Scheitelpunkt und nimmt diese Linie als Gewölbeachse, so wird nach der elastischen Zusammendrückung des Gewölbes die Achse sich mit der Stützlinie für die tatsächliche Belastung decken. Sämtliche statischen Rechnungen aber werden von vornherein für diesen endgültigen Zustand aufgestellt, auch die Ordinaten  $y$ , die in die Rechnungen eingeführt werden. Die

<sup>5</sup> Siehe Anmerkung 2.



„verlagerte“ Achse wird lediglich für das Aufzeichnen der Konstruktion benötigt (siehe Abb. 2).

Es tritt die Frage auf: Von welchem  $H$  soll man ausgehen, um die entsprechenden Größen  $H^r$ ,  $\beta^r$  bzw.  $f_b^r$  zu erhalten? Denn wenn auch für ein bestimmtes Gewölbe die Kräfte  $H$  und  $H^r$  in einem festen Verhältnis stehen müssen, so doch nicht die entsprechenden Werte  $\beta$  und  $\beta^r$  bzw.  $f_b$  und  $f_b^r$  je nach dem Charakter der Belastung. Wie man sich z. B. auf Grund der Tabellenwerte überzeugen kann, entspricht eine prozentuale Vergrößerung der Bogenkraft  $H$  durchaus nicht der gleichen prozentualen Vergrößerung von  $\beta$ , wenn es sich um die Bogenkraft handelt, die einmal durch das Eigengewicht, ein anderes Mal durch

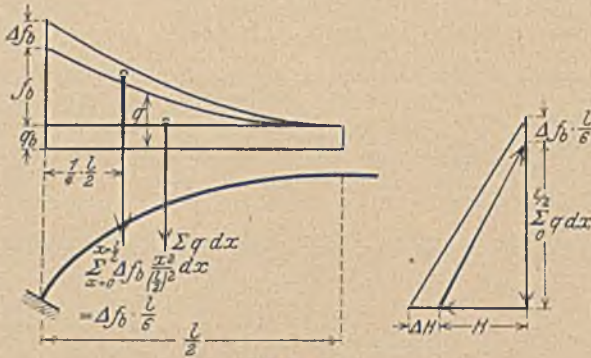


Abb. 2.

ständig verteilte Belastung oder durch Temperatur oder durch eine Einzellast hervorgerufen wird. Alle diese Einflüsse zu berücksichtigen würde sich nicht lohnen. Es scheint mir vielmehr der Gedanke richtig zu sein, als Grundbelastung für die Gewölbeform bei dieser Art des Ausgleiches der positiven und negativen Maximalspannungen — so wie es sich beim Dreieckbogen als brauchbar erwiesen hat — auch nunmehr beim eingespannten Gewölbe die ständige Last, vermehrt um die halbe Verkehrslast  $\left(g + \frac{P}{2}\right)$  einzuführen und auf diese „Grundbelastung“ das obige Verfahren anzuwenden. Dann ergibt sich folgendes: für die Grundbelastung tritt nach Obigem bei Berücksichtigung der elastischen Zusammenpressung des Bogens kein Moment auf. Die positiven und negativen Maximalmomente für gleichmäßig verteilte Verkehrslast sind gleich groß, die positiven und negativen Maximalmomente für Temperatur sind gleich groß, d. h. man erreicht einen fast vollständigen Ausgleich der positiven und negativen Maximalspannungen. Nur bei Einzellasten wird dieser vollständige Ausgleich nicht eintreten.

Nach den deutschen Bestimmungen für Eisenbetonbauten wird bei Berechnung von Brückengewölben verlangt, die Spannungen, die durch das Schwinden des Betons entstehen, den Spannungen gleichzusetzen, die durch einen Temperaturabfall von  $15^\circ$  im Gewölbe hervorgerufen werden. Die Momente, die dabei erzeugt werden, sind im Scheitel positiv und im Kämpfer negativ, und eine gleichmäßige Ausnutzung des Baustoffes ist wiederum nicht möglich. Das obige Verfahren läßt eine Vermeidung dieser Spannung ohne weiteres zu. Wie man eine Verlagerung der Gewölbeachse so vornehmen kann, daß erst nach der elastischen Zusammenpressung der Gewölbeachse diese

die Form einer Stützzlinie für die tatsächlichen Lasten einnimmt, so kann man genau dasselbe für die durch das Schwinden hervorgerufene unelastische Zusammenpressung der Gewölbeachse machen. Bezeichnet man die Bogenkraft, die bei dem vom Gesetz verlangten Temperaturabfall von  $15^\circ$  erzeugt wird, mit  $H_s$  und die Bogenkraft für die Grundbelastung mit  $H$ , so würde im obigen Sinne werden  $H^r = H + H_s$ . Der weitere Verlauf der Rechnung zur Bestimmung der Bogenachse ist wie vorher, und eine Berechnung von Spannungen infolge Schwindens des Betons erübrigt sich. Auch in diesem Falle ist der Ausgleich der Maximalspannungen fast vollständig.

Will man die einseitigen Spannungen vermeiden, die sich aus beiden oben beschriebenen Arten von Zusammenpressungen des Gewölbes ergeben, so ist bei obigem Verfahren einzuführen:  $H^r = H + \Delta H + H_s$ . Im übrigen gilt das bereits Gesagte.

Es soll darauf hingewiesen werden, daß die auf Grund des Kögler'schen Verfahrens „verlagerte“ Gewölbeachse mit der hier in Vorschlag gebrachten nicht übereinstimmt. Während die Verlagerung bei Kögler derart zustande kommt, daß bei festliegendem Kämpfer und Scheitel die ursprüngliche Gewölbeachse oberhalb der Abszissenachse gehoben und unterhalb derselben gesenkt wird, wird bei der hier in Vorschlag gebrachten Verlagerung infolge des vergrößerten  $f_b$  bei festliegendem Scheitel und Kämpfer die Achse ganz und gar gehoben. Es ist leicht zu erklären, woher der Unterschied kommt. Kögler geht von dem Gedanken aus, daß die Abszissenachse ihre Lage nicht ändert. Das trifft aber nicht zu. Das Kriterium  $\beta$  zeigt vielmehr, daß sich die Lage der Abszissenachse mit einer Änderung von  $\beta$  sehr spürbar ändert, in unserem Fall muß die Achse sich heben. Da nun bei Kögler infolge der unveränderten (nicht gehobenen) Lage der Abszissenachse, die doch den Schwerpunkt der elastischen Gewichte des Bogens darstellt, die positiven Gewölbeordinaten zwischen  $\xi = 0$  und  $\xi = 0,5$  sämtlich zu groß ausfallen, müssen zum Ausgleich dafür die negativen Gewölbeordinaten zwischen  $\xi = 0,5$  und  $\xi = 1,0$  gleichfalls zu groß ausfallen, d. h. wenn sich die Gewölbeachse in bezug auf die festgelegte Abszissenachse für  $0 < \xi < 1,0$  hebt, muß sie sich für  $0,5 < \xi < 1,0$  senken. Mir scheint, daß die Gewölbeverlagerung gemäß dem Kögler'schen Verfahren unnatürlich ist und den beabsichtigten Ausgleich der Maximalspannungen nur für den Kämpfer und Scheitelschnitt gibt, von denen er in seiner Untersuchung ausgeht, während für die anderen Schnitte und für andere Belastungsfälle ebenso gut eine Vergrößerung der Biegemomente eintreten kann; errechnet er doch selbst in seinem Beispiel für die Achtselpunkte des Gewölbes Zusatzmomente infolge der Verlagerung von 80 mt bzw. 100 mt.

#### Zusammenfassung.

Es wird ein Verfahren gezeigt, bei dem die Achse von eingespannten Gewölben ihre Form als Stützzlinie erst nach der Zusammenziehung einnimmt, die als elastische Zusammenziehung infolge der in ihr wirksamen Normalkräfte oder durch das Schwinden des Betons hervorgerufen wird. Dadurch wird ein fast vollständiger Ausgleich der maximalen Spannungen in allen Querschnitten erzielt. Die Spannungen selbst werden bedeutend geringer, da die Spannungen nicht hervorgerufen werden, die auf der erwähnten Zusammenziehung der Gewölbeachse beruhen. Das Material kann besser ausgenutzt, die Gewölbeabmessungen können verringert werden.

### KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

#### Versuche über die Wasserbewegung in Krümmern.

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

Im hydraulischen Laboratorium der Universität Jowa wurden Untersuchungen über die Wasserbewegung in einem Krümmer von  $180^\circ$  vorgenommen. Das Krümmermodell hatte rechteckigen Querschnitt und 25 cm Breite bei  $12\frac{1}{2}$  cm innerem Radius, Zu- und Ablaufkanal waren 8 bzw. 9 m lang. Der Krümmer selbst und die Zu- und Ablaufkanäle auf eine Länge von je 2,40 m bestanden aus durchsichtigem Material (Zelluloid). An 300 Punkten wurden die Druckunter-

schiede und an 700 Punkten die Geschwindigkeiten gemessen; durch Fäden, die an Nadeln befestigt waren, wurden an den einzelnen Stellen die Strömungsrichtungen sichtbar gemacht. Die Versuche wurden sowohl bei vollem als auch bei teilweise gefülltem Kanal durchgeführt, weiter mit gleichmäßiger und ungleichmäßiger Geschwindigkeitsverteilung im Zulaufkanal; es wird das Ergebnis über die beobachtete Strömungsrichtung mitgeteilt. Im geschlossenen Kanal bilden sich Doppelwirbel als Querströmung derart, daß in der Mitte des Kanals die Strömung von der Innen- nach der Außenseite geht, dort nach oben und unten divergiert, oben und unten nach der Innenseite ge-



richtet ist und hier wieder nach der Mitte der Seite konvergiert. Beim Kanalquerschnitt mit vergrößerter Bodenreibung entsprechend einem oben offenen Kanal bildet sich nur ein einfacher Wirbel aus, wobei die Strömung auf der Außenseite des Krümmers von oben nach unten und auf der Innenseite von unten nach oben verläuft.

Es wird auf die große Bedeutung hingewiesen, die der Erforschung der Wasserbewegung in Krümmern zukommt, insbesondere hinsichtlich der Maßnahmen, durch geeignete Ausbildung die Verluste zu verringern.

Bemerkung: Das mitgeteilte Versuchsergebnis bildet eine Bestätigung der von H. Nippert<sup>1</sup> und A. Hinderks<sup>2</sup> veröffentlichten Versuche.

<sup>1</sup> Dr.-Ing. H. Nippert: Neuere Versuche über den Strömungsvorgang in gekrümmten Kanälen. Bauingenieur 1930, Heft 5.

<sup>2</sup> Dr.-Ing. A. Hinderks, Mannheim. Spiralkanalanlage zur Klärung von Abwässern. Bauingenieur 1930, Heft 17.

### Brunnengründung unter Verwendung von gewellten Stahlrohren.

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

Bei der Pfeilergründung einer Brücke über den Hackensack River wurden die einzelnen Pfeiler auf je 8 bis 10 Rohrbrunnen gegründet, die je etwa 24 m Länge und einen Durchmesser von 1,22 bzw. 1,32 m aufweisen. Die Brunnen hatten Schichten von schwarzem Flußschlamm, feinem Sand und Ton zu durchfahren; der tragfähige Baugrund bestand aus einem glazialen Geschiebelehm, der mit ungefähr 6,5 kg/cm<sup>2</sup> belastet wurde, während die Beanspruchung des Betons der Brunnen 23 kg/cm<sup>2</sup> beträgt. Bemerkenswert ist die Absenkung der Brunnen. Mit Hilfe besonderer Bohrer an einem Stahlrohrgestänge von 25 cm Dmr. wurde unter gleichzeitigem Einspülen ein Bohrloch von etwas größerem Durchmesser als der Mantel des Brunnenrohres durch die schlechten, nicht tragfähigen Schichten hinabgeführt bzw. der Boden in Bereiche des Bohrers gelockert und aufgeweicht; das Bohrgut wurde nicht entfernt. Die Bohrleistung betrug zwei Löcher in der Schicht. In die so vorbereiteten Bohrlöcher wurden dann die gewellten Stahlrohre in Einzelstößen von 6,70 m Länge abgesenkt z. T. durch besondere Auflast, worauf der Bodenaushub auf dem Rohr mit Hilfe von Eimern und Orangeschalgreifern erfolgte, bis die harte tragfähige Schicht erreicht war. Der weitere Aushub erfolgte unter Zuhilfenahme von Druckluft von 2,3 at. Auf der Sohle der Rohre wurde der Aushub trichterförmig nach unten etwa 1,80 m tief erweitert unter Verwendung von Druckluftspaten bis zu einer Grundfläche von rd. 3,50 m Dmr. Nach Einbringen einer Rundeisenbewehrung wurden die Rohre ausbetoniert. Die 8 bis 10 Rohre eines Pfeilers sind oben durch eine 1,20 m starke Betonplatte zur Aufnahme des eigentlichen Pfeilers zusammengefaßt.

W. L.

### Baustähle mit hoher Dehnung.

Die allgemeine Aufmerksamkeit ist kürzlich durch die Veröffentlichung von J. A. Jones über Baustähle mit hoher Dehnung auf das Verwendungsgebiet der Stähle mit hoher Festigkeit an Stelle von weichem Stahl gelenkt worden. Im Verlaufe der Entwicklung dieser Stähle sind solche, die einen hohen Mangangehalt haben, besonders günstig beurteilt worden, die Amerikaner verwenden einen höheren Kohlenstoffgehalt und weniger Mangan als die Engländer wie folgt:

	Kohlenstoff	Mangan
Amerikaner . . . . .	0,30—0,45	0,7—1,1
Engländer. . . . .	0,25—0,30	1,2—1,6

Der höhere Kohlenstoffgehalt erhöht die Zerreißfestigkeit auf Kosten der Dehnung. Die Engländer schreiben einen scharfen Biegeversuch vor und erhalten eine erhöhte Festigkeit durch Erhöhung des Mangangehalts. Die Deutschen haben hauptsächlich eine Verbesserung durch erhöhte Dehnung angestrebt, ohne zu versuchen, die Festigkeit des Materials viel zu erhöhen und ziehen deshalb Stähle mit niedriger Kohlenstoffgehalt vor. Ein höherer Mangangehalt als 1,6% verleiht Lufthärteeigenschaften und erfordert eine passende Temperbehandlung nach dem Normalisieren, in welchem Falle sehr gute Eigenschaften erzielt werden, oder eine Glühbehandlung, die minderwertige Ergebnisse liefert. Reine Siliziumstähle haben keine

genügende Festigkeit, Silizium-Manganstähle der Zusammensetzung 0,3% Kohlenstoff, 1,3% Mangan und 0,9% Silizium sind versprechend, schließen aber Schwierigkeiten in der Herstellung ein. Nickelstähle können sehr gut sein, aber wenn sie eine genügende Festigkeit haben, werden sie durch den hohen Nickelgehalt sehr teuer, während der Zusatz von Chrom eine größere Wirkung bei geringeren Kosten verursacht. Der Zusatz von 0,5% Chrom erhöht die Festigkeit eines einfachen Kohlenstoffstahles (mit niedrigem Mangan- und Siliziumgehalt) ohne Verringerung der Dehnung, aber seine Wirkung wird nur in Gegenwart von ungefähr 0,8% Mangan voll entwickelt und kann möglicherweise erhöht werden, wenn Silizium vorhanden ist, obgleich es wahrscheinlich ist, daß jeder schätzenswerte Gewinn an Festigkeit durch Verwendung von Chrom-Silizium-Manganstählen einen beträchtlichen Verlust an Dehnung nach sich zieht.

Atmosphärische Korrosion und Korrosion durch chemische Wirkung entweder bei gewöhnlicher oder bei hohen Temperaturen sind Faktoren, welche in besonderen Fällen die Festigkeit von Eisenkonstruktionsgliedern verringern und somit verhindern, daß man den vollen Vorteil der Festigkeit des Materials genießt. Es ist oft nicht praktisch, austenitischen, rostfreien Stahl für Verstärkungszwecke zu verwenden, aber es herrscht eine große Nachfrage nach erhöhtem Widerstand gegen Korrosion bei gewöhnlichen Stählen. Daher die kürzliche Einführung von Chrom-Kupferstählen. Das Kupfer verbessert die Festigkeit des Materials nicht sehr, seine Wirkung scheint lediglich eine Zunahme des Widerstandes gegen Korrosion zu sein. Ausgeführte Versuche hatten die in Zahlentafel I aufgeführten Ergebnisse.

	Fließgrenze kg/mm <sup>2</sup>	Zerreißfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>	Dehnung %	Einschnürung %	Fallhammer kg/cm <sup>2</sup>
18 mm Blech . .	37,6	53,5	22,3	50	11,2
18 mm Rundeisen	43,0	56,7	23	51	12,4

Versuchsstab: 10 × 10 × 60 mm

Zahlentafel I.

Der angeführte Chrom-Kupferstahl hatte die in Zahlentafel II aufgeführten Eigenschaften.

Es wurde festgestellt, daß der Unterschied an Festigkeit zwischen großen und kleinen Querschnitten geringer als für Siliziumstähle ist. Eine beträchtliche Zunahme des Fließpunktes kann man durch geringe Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes erreichen.

Zusammensetzung				Gewichtsverlust beim Eintauchen während 30 Tage in		Festigkeitsverlust eines 10 mm-Stabes beim Eintauchen in verdünnte Salzsäure für mehrere Tage
C	Mn	Cr	Cu	1% Schwefelsäure	5% Ameisensäure	
%	%	%	%	%	%	%
0,25	0,6	—	—	29,0	10,0	22
0,15	0,8	0,4	0,5	7,2	1,5	14

Zahlentafel II.

Die Zusammensetzung von Baustahl von hoher Festigkeit muß so gewählt werden, daß keine Lufthärtung (die sich in einem niedrigeren Verhältnis der Elastizitätsgrenze oder des Fließpunktes zur Zerreißfestigkeit und sehr verringerter Dehnbarkeit zeigt) in den in Betracht kommenden Querschnitten eintritt, wenn sie durch die kritische Grenze in der Luft abkühlen. Es ist jetzt möglich, Gebrauch von verhältnismäßig billigen Stählen in gewalztem und bei einer sorgfältig kontrollierter Temperatur fertig gemachten Zustand für alle Zwecke, die einen Fließpunkt bis zu 40 kg/mm<sup>2</sup> verlangen, zu machen.

Schmiedeteile und Preßteile aus demselben Stahl würden ein Normalisieren verlangen. Bei entsprechender Milderung der gewöhnlich verlangten Biegeversuche konnte der Bereich der Eigenschaften von unbehandelten und normalisierten Stählen erweitert werden. (The Iron and Steel Industry. Mai 1930.)

Illies.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Berichtigung.

Prof. Th. Beliakow, Charkow/Ukraine, wünscht einen Druckfehler seines Aufsatzes auf Seite 763, Heft 43, Jahrgang 1929, wie folgt zu berichtigen:

Für die Belastungsart Nr. 11 soll der Ausdruck des Momentenflächeninhaltes lauten:

$$F_n = \frac{q}{24} [4l(a^2 + b^2) - 3(a^3 + b^3)]$$

### Berichtigung zu der Veröffentlichung von Drechsel, Erddruckformeln, in Heft 38, 1930.

In der Formel

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot u^2 \cdot \left[ 1 + \frac{\sin^2(\vartheta + \varphi)}{\sin(\varphi + \delta') \cdot \sin(\varphi - \alpha)} \right] = k \cdot \gamma \cdot u^2$$



bedeutet  $u$  nicht, wie irrtümlich in der Abb. 2 angegeben, das Lot auf die Erdlinie, sondern die Länge der Wandlinie. Damit wird auch eine Korrektur für die Größe von  $H_{st}$  notwendig, um nicht zu ungünstige Werte für die Momente am Mauerfuß zu erhalten.

$$H_{st} = \frac{2}{3} (E_a - E_0) = \frac{1}{3} h (g - g_0) \text{ zu setzen.}$$

Für das angeführte Beispiel ergeben sich dann, da  $u = h = 5,0$  m ist, folgende Werte:

$$E_{a-30} = k \cdot \gamma \cdot u^2 = 0,252 \cdot 1,5 \cdot 5,0^2 = 9,45 \text{ to}$$

$$g = 2 \cdot k \cdot \gamma \cdot \frac{u^2}{h} = 2 \cdot 0,252 \cdot 1,5 \cdot 5 = 3,78 \text{ to}$$

$$H_{st} = \frac{1}{3} h (g - g_0) = \frac{1}{3} \cdot 5,0 (3,78 - 2,23) = 2,58 \text{ to}$$

$$M = E_a \cdot \frac{h}{2} = 9,45 \cdot \frac{5}{2} = 23,68 \text{ mt}$$

$$M = E_0 \cdot \frac{h}{3} + H_{st} \cdot h = 5,55 \cdot \frac{5}{3} + 2,58 \cdot 5 = 22,15 \text{ mt}$$

Die Tabellen und Nomogramme behalten selbstverständlich in vollem Umfange ihre Gültigkeit.

Herrn Dipl.-Ing. J. Karwatky, Hamburg, der mich hierauf aufmerksam gemacht hat, sei an dieser Stelle besonders gedankt. Drechsel.

### 3. Internationaler Kongreß für Technische Mechanik.

Vom 23. bis 29. August 1930 fand in Stockholm der 3. Internationale Kongreß für Technische Mechanik statt. Die Anzahl der Teilnehmer war etwa 400. Es wurden rund 180 Vorträge gehalten, und zwar in folgenden vier meist parallel miteinander tagenden Sektionen:

- I. Hydro- und Aerodynamik
- II. Elastizität, Plastizität, Festigkeit
- III. Stabilitäts- und Schwingungsprobleme
- IV. Rationelle Mechanik und Ballistik.

Im nachfolgenden können nur die wichtigsten und dem Interessenkreis des Bauingenieurs nächststehenden Arbeiten mit wenigen Worten referiert werden. Da aus praktischen Gründen die Sektions- teilung im Programm ohnehin nicht konsequent durchgeführt wurde, soll der vorliegende kurze Bericht nach einer etwas abweichenden Gliederung und Reihenfolge, die den spezifischen Bauingenieurproblemen der Mechanik angepaßt sind, erstattet werden.

#### 1. Randwertprobleme der Elastizitätstheorie.

Coker und Levi (London) haben mit Hilfe der bekannten fotoelastischen Methode das sogenannte Saint-Venantsche Prinzip der Elastizitätslehre, welchem zufolge eine Gruppe von im Gleichgewicht befindlichen Lasten, die an einem eng begrenzten Teil eines Körpers angreifen, stets ein außerhalb dieses Bereichs außerordentlich schnell abklingendes Spannungsfeld verursacht, experimentell bestätigt. — Tuzi hat eine, wie es scheint, sehr wesentliche Vervollkommnung der fotoelastischen Methode in der Richtung der objektiven Festhaltung der bis jetzt nur subjektiv beobachteten Farbeffekte nebst einer Fülle von Anwendungen dieser Methode mitgeteilt. Nemenyi (Berlin) hat über die Untersuchung von Spannungsfeldern mit Hilfe von natürlichen Koordinaten gesprochen und u. a. gezeigt, daß die Strom- und Potentiallinien gewisser wohlbekannter ebener Potentialströmungen als Hauptspannungstrajektorien einer vier- bzw. fünfdimensionalen Mannigfaltigkeit von Spannungszuständen gedeutet werden können.

Das Problem des unverkleideten Tunnels oder des Spannungsfeldes in einem durchbohrten Felsberg ist unter Zugrundelegung rein elastischen Verhaltens des Gesteins von Yamaguti (Tokio) behandelt worden, und zwar mit Hilfe von Agar-Agar-Modellen, wobei die durch Erfahrung bekannten vorzüglichen Eigenschaften des Hufeisenquerschnittes bestätigt wurden und gewisse in Japan beobachteten Bergschlag-Phänomene erklärt werden konnten. — Von den zahlreichen anderen Vorträgen über spezielle Randwertaufgaben sei der Vortrag von Westergaard (Denver USA.) hervorgehoben, der die von der USA Bureau of Reclamation in zehnjähriger Arbeit entwickelte Methode zur vollständigen rechnerischen Beherrschung der Gewölbe-Talsperren in großen Zügen skizziert hat. Soweit aus dem kurzen Vortrag beurteilt werden kann, kann man sagen, daß man durch sorgfältige Anwendung der allerdings recht zeitraubenden Methode nunmehr in der Lage ist, auch Eingewölbe-Talsperren für beliebig geformte Täler mit demselben Maß von Genauigkeit und Sicherheit statisch zu untersuchen, wie andere Massivkonstruktionen, was bisher keineswegs der Fall war.

An dieser Stelle muß gleich eine sicherlich äußerst originelle und wahrscheinlich auch praktisch sehr fruchtbare Methode zur Formänderungsmessung erwähnt werden, deren Anwendungsgebiet übrigens über das Gebiet der Formänderungsmessung an Baukonstruktionen weit hinausgeht, nämlich die von Dirksen (Aachen) erfundene und mitgeteilte fotogrammetrische Ermittlung von Verschiebungs- und Geschwindigkeitsfeldern.

#### 2. Eigenwertprobleme der Elastizitätstheorie (Stabilität, Eigenschwingungen), Schwingungstechnik und Akustik.

Das Hauptreferat über Stabilität und Festigkeit dünnwandiger Konstruktionen ist von Timoschenko (Ann-Arbor, Michigan) gehalten worden, der die allgemeinen Methoden nebst einer Fülle von Einzelresultaten mitgeteilt hat. St. Bergmann (Berlin) hat einerseits eine ziemlich vielseitig anwendbare neue Methode zur näherungsweise Lösung von Eigenwertproblemen entwickelt, die als ein Gegenstück zum Ritzschen Verfahren betrachtet werden kann, andererseits hat er seine gemeinschaftlich mit H. Reissner ausgeführte exakte Untersuchung über die Stabilität von orthogonal-anisotropen (orthotropen) Rechteckplatten, deren Biegesteifigkeit in der einen Richtung sehr klein ist, bei Einwirkung von Schubkräften am Rande mitgeteilt. E. Seydel (Berlin) hat die Resultate von Bergmann-Reissner verallgemeinert für beliebige Steifigkeitsverhältnisse (also z. B. auf kreuzweise armierte Platten). Verwandt mit der Knickuntersuchung ist die von Grauers (Göteborg) durchgeführte Schwingungsuntersuchung von Rechteckplatten, die er in dem Vortrag „Über die Klangfiguren von Rechteckplatten“ mitgeteilt hat.

Während die bisher erwähnten Vorträge durchwegs von dem üblichen Ansatz für dünne Platten ausgehen, legt die Untersuchung von Schnadel (Berlin) den Karmanschen Ansatz für sehr dünne Platten zugrunde. Diese Arbeit, die ganz aus den Bedürfnissen des Schiffs- und Flugzeugbaues erwachsen ist, und wenigstens heute für Bauingenieur-Aufgaben nur ausnahmsweise Anwendung finden dürfte, ist wegen ihres allgemein mechanischen Interesses erwähnt worden, denn es ist ein ganz eigener Typ von elastischen Gleichgewichtsproblemen, der hier zum ersten Male behandelt wurde.

Von den recht zahlreichen schwingungstechnischen Vorträgen ist vom Standpunkt der Leser dieser Zeitschrift wohl die wichtigste die Arbeit von Langer und Shamberger (East Pittsburgh) über ein neues Verfahren zur experimentellen Ermittlung des dynamischen Faktors der Lokomotivbelastung der Schienen. — H. Fromm (Berlin) hat über seine im Auftrage des Reichsverkehrsministeriums ausgeführten Untersuchungen über die Schwingungsvorgänge an der Lenkung von Kraftfahrzeugen („Flattern“ oder „Shimmy“) berichtet. — An dieser Stelle mag auch der Vortrag von Langer (Aachen) über den Langer-Thoméschen Stoß- und Beschleunigungsmesser erwähnt werden, der auf dem Prinzip der gegen einen elektrischen Kontakt federnd vorgespannten Meßpendels beruht, und der hauptsächlich im Hinblick auf den Fahrzeugbau ausgebildet wurde.

Zum Schluß mögen noch die beiden Vorträge über bautechnische Probleme der Akustik erwähnt werden. Watson (Urbana Ill. USA) hat einige Forschungen auf dem Gebiet der Schalldurchlässigkeit, Schallabsorption und Raumakustik diskutiert. Michel (Hannover) gab eine klare Gesamtübersicht über das Forschungsgebiet der Raumakustik.

#### 3. Allgemeine Festigkeitslehre (Plastizitätstheorie, Bodenphysik und Erdbaumechanik; Bruchtheorie).

Das Problem der plastischen Stabknickung ist von Broszko (Warschau) in einem bemerkenswerten Vortrag behandelt worden. Die Karmansche Theorie wird auf Grund der neuesten Dahlemer Versuche durch einen neuen in seiner Einfachheit überraschenden Zusammenhang ersetzt, der über das behandelte Thema hinaus einen Ausblick auf andere Stabilitätsprobleme der Plastizitätstheorie und des elastisch-plastischen Übergangsbereiches eröffnet.

Die allgemeinen Grundlagen der Plastizitätstheorie sind u. a. durch folgende wichtige Vorträge gefördert worden: Einen Beitrag zu den physikalischen Grundphänomena hat E. Schmid (Berlin) geliefert in seinem Vortrag über die Temperaturabhängigkeit der Plastizität von Kristallen. Die generellen Ansätze der Mechanik der Kontinua wurden von R. v. Mises (Berlin) behandelt und die Wege zur experimentellen Nachprüfung des Saint-Venantschen Ansatzes hat H. Pollaczek-Geiringer (Berlin) dadurch vorbereitet, daß sie eine Methode angegeben hat, die für viele Randwertaufgaben die Errechnung des Verschiebungsfeldes auf Grund des Saint-Venantschen Ansatzes ermöglicht.

Das überaus schwierige Gebiet der Mechanik der plastischen Boden ist in einem Vortrag von K. Terzaghi (Wien) behandelt worden. Er hat einerseits die Resultate der systematischen Modellversuchsforschung übersichtlich dargestellt, andererseits aber auf viele Erscheinungen hingewiesen, die an wirklichen Bauwerken beobachtet wurden und mit den Resultaten der systematischen Versuchsforschung in vorläufig ungelöstem Widerspruch stehen; es gelang ihm, aus der Vielheit dieser Unstimmigkeiten gewisse Haupttypen herauszuarbeiten.

Die Bruchgefahr für einmalige statische Belastung wurde von Ros und Eichinger (Zürich) behandelt. Das Problem des Dauerbruches wurde in einem interessanten Vortrag von Haigh und Thorne (London) auf Grund neuer Versuche und physikalischer Überlegungen behandelt. Ljungberg (Stockholm) hat auf Grund seines umfangreichen Versuchsmaterials eine Hypothese aufgestellt, der zufolge die Bedingungen des statischen Bruches und des Dauerbruches sich in eine einzige sehr allgemeine Gesetzmäßigkeit einordnen ließen.



## 4. Strömungsforschung; Ähnlichkeitsmechanik und Modelllehre.

Von der außerordentlich großen Fülle von Vorträgen muß vor allen Dingen der Vortrag von Th. v. Karman (Aachen) über das Turbulenzproblem hervorgehoben werden, der den Strömungswiderstand einer turbulenten Flüssigkeitsströmung in einem glatten Kanal auf Grund neuer theoretischer Erwägungen ableitet und dabei vorzügliche Übereinstimmung mit den Versuchen für alle Reynoldsschen Zahlen erreicht. Der Karmansche Vortrag wurde in experimenteller Beziehung gestützt und ergänzt von einem Vortrag von Nikuradse (Göttingen).

F. Eisner (Berlin) hat das Problem des Körperwiderstandes behandelt. Dieser Vortrag gibt einen Überblick von hoher Warte aus und eröffnet auch auf die weitere Entwicklung einen großen freien Ausblick.

Für den Statiker ist von außerordentlich großem Interesse

der Vortrag von Nökkentved (Kopenhagen), der über seine gemeinschaftlich mit Irmingier ausgeführten wichtigen Forschungsarbeiten über Winddruck auf Bauwerke berichtet hat. Das wichtigste Resultat dieser Arbeit ist, daß im Innern jedes einräumigen Bauwerkes infolge der Porosität ein gleichmäßiger Unterdruck herrscht, dessen Größe von der Größe der Poren, gleichmäßige Verteilung derselben vorausgesetzt, unabhängig ist. Dieser Unterdruck ist der äußeren Druckverteilung zu überlagern und verschiebt sehr erheblich das Bild über die Verteilung der Windkräfte auf der Oberfläche von Gebäuden.

Probleme der Ähnlichkeitsmechanik und Modelllehre sind von Treer (Budapest) und Germani (Bukarest) erörtert worden.

Die Kongreßberichte sollen voraussichtlich noch in diesem Jahre in zwei Bänden in Stockholm erscheinen.

Der nächste Kongreß findet 1934 in Cambridge statt.

Paul Nemenyi, Berlin.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung ist seit Monaten etwa dieselbe, während die Zahlen der Krisenunterstützten und der den Gemeinden zur Last fallenden Wohlfahrtserwerbslosen stark anwachsen. Die Gesamtzahl der verfügbaren Arbeitssuchenden bei den Arbeitsämtern war Ende September schon wieder so hoch wie im März 1930.

Monatsende	Hauptunterstützungsempfänger	Krisenunterstützte	Wohlfahrtserwerbslose der Städte über 25000 Einwohner	Verfügbare Arbeitssuchende
1930	i n T a u s e n d			
Januar . . . .	2233	250	271	3259
Februar . . . .	2379	277	294	3408
März . . . . .	2053	294	314	3095
April . . . . .	1763	318	327	2840
Mai . . . . .	1551	338	350	2691
Juni . . . . .	1469	366	373	2696
Juli . . . . .	1498	403	404	2820
August . . . .	1507	441	445	2929
September . .	1493	472	478	3067

Die steigende Zahl der Wohlfahrtserwerbslosen stellt die Kommunen vor ein außerordentlich schwieriges Finanz- und Sozialproblem. Um die Arbeitslosigkeit in den Gemeinden zu lindern, sucht man vielfach die Wohlfahrtserwerbslosen mit Fürsorge- und Pflichtarbeiten zu beschäftigen. Da diese meist Tiefbauarbeiten sind, die dann in eigener Regie der Kommune zum Teil mit untertariflicher Bezahlung durchgeführt werden, erwächst hier dem Baugewerbe eine bei den Schwierigkeiten der jetzigen Verhältnisse um so bedenklichere Konkurrenz.

Bemerkenswert bei den Ereignissen der letzten Woche ist auch in rein wirtschaftlicher Hinsicht der Achtungserfolg der Reichsregierung bei Vorlage ihres Reformprogramms im Reichsrat. Es macht sich in steigendem Maße eine Beruhigung, sogar eine gewisse Zuversichtlichkeit, bemerkbar. Die Rückkehr des Vertrauens auf eine zwar opferfordernde doch ungestörte wirtschaftliche Fortentwicklung ist auch eine Grundbedingung für eine Rückkehr der Baulust. Die Bauwirtschaft ist der Wirtschaftszweig, der unter einer Vertrauenskrise mit am stärksten zu leiden hat. Zu begrüßen ist der Beschluß der Realkreditinstitute, an dem 7prozentigen Typ bei langfristigen Emissionen festzuhalten.

Das Bausparkengesetz, das in den Entwurf eines Depot- und Depositengesetzes eingearbeitet ist, wurde vom Reichsrat angenommen. Der Wunsch des Reichswirtschaftsrates, neben den Vorschriften formeller Art bezüglich der Gesellschaftsform, der Überwachung und Publizität des Geschäftsbetriebes auch eine materielle Regelung des Bausparkwesens in wichtigen Punkten vorzusehen, wurde abgelehnt.

Notstandsarbeiten. Die Deutsche Gesellschaft für öffentliche Arbeiten teilt mit, daß sie für Zwecke der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge sich Mittel für Darlehen im Betrage von insgesamt 45 Millionen gesichert habe. Unter Berücksichtigung der Grundförderung der Reichsanstalt für Arbeitslosenversicherung, der Darlehensgewährung der Länder und der eigenen Aufwendung der Träger könnten damit Arbeiten im Gesamtwerte von 200 bis 250 Millionen in Angriff genommen werden.

Für die technischen Angestellten im Tarifgebiet Westdeutschland (Industriegebiet) hat das Tarifamt am 30. Oktober 1930 einen Schieds-

spruch gefällt, wonach die tariflichen Mindestgehälter ab 1. Oktober 1930 um 3% und ab 1. Januar 1931 um weitere 3% gesenkt werden. Diese Gehaltsregelung soll erstmalig mit einer Frist von 14 Tagen zum 31. März 1931 kundbar sein.

Die Parteien haben bis zum 8. November 1930 zu erklären, ob sie den Schiedsspruch annehmen oder ablehnen.

Die Herabsetzung der Krankenkassenbeiträge hat sich, wie wir den Antworten auf eine Rundfrage entnehmen, bisher nur teilweise vollzogen. Eine ganze Reihe von Orts-, Betriebs- und Innungskrankenkassen haben zwar die Senkung beschlossen, doch stehen diesen noch eine erhebliche Zahl von Kassen gegenüber, bei welchen bisher noch nichts geschehen ist. Allerdings ist die Frist von 3 Monaten, welche die Notverordnung für die Neufestsetzung der Beiträge bestimmt hat, gerade eben erst abgelaufen, so daß es möglich ist, daß noch eine ganze Anzahl von Herabsetzungen in nächster Zeit bekannt werden. Bisher sind am häufigsten Minderungen der Beitragssätze von 1/2 bis 1%, doch steigen sie bis auf 3% des Lohnes. Diesen Erleichterungen steht bekanntlich eine Steigerung der Arbeitslosenversicherungsbeiträge um 2% auf 6 1/2% ab 6. Oktober gegenüber.

Sonderabteilung für das Baugewerbe in der Arbeitslosenversicherung? Die Notverordnung vom 26. Juli 1930 ermächtigt die Regierung, einen etwa wieder eintretenden Fehlbetrag in der Arbeitslosenversicherung durch Erhöhung oder Abstufung der Beiträge (Gefahrenklassen) oder durch Verbindung beider Maßnahmen zu decken. Hierzu liegt dem Reichstag ein Antrag der Deutschen Volkspartei vor, wonach für das Baugewerbe eine besondere Abteilung mit eigener Verwaltung gebildet werden soll, die mindestens die Last der berufsbüchlichen Arbeitslosigkeit allein tragen müßte. Der allgemeine Höchstbeitrag zur Arbeitslosenversicherung soll nach dem Antrag der Volkspartei auf 5% des Arbeitsentgeltes (jetzt 6 1/2%) beschränkt werden, nur für das Baugewerbe soll eine abweichende (d. h. höhere) Beitragsbemessung zulässig sein.

Wenn die Sonderbelastung, die der Antrag der Volkspartei in Übereinstimmung mit anderen Parteien vorsieht, zu einer Erhöhung der Baukosten führt, so tritt das Gegenteil von dem ein, was nach allgemeiner Ansicht zur Wiederbelebung unserer Wirtschaft notwendig ist. Allenfalls wäre denkbar, daß die Bauarbeiter den berufsbüchlichen Winterausfall an Arbeit durch entsprechende Mehrleistung während der Saison ausgleichen und den durch die Überstunden erzielten Verdienst zum Teil für die Unterstützung der im Winter berufsbüchlichen Arbeitslosen zur Verfügung stellen. Aber dieser Gedanke scheint heute weiter entfernt von der Verwirklichung als je. Man propagiert ja gerade den Gedanken, durch Arbeitszeitverkürzung die Arbeitslosigkeit zu heben.

Beitragssätze bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft. Die ersten Bedenken gegen die zunächst in Aussicht genommene Erhöhung der Beitragsvorschüsse und Beitragssätze in der Reichsunfallversicherung für 1930, haben den Vorstand der Tiefbauberufsgenossenschaft veranlaßt, „mit Rücksicht auf die katastrophale Lage des Baugewerbes von der ursprünglich vorgesehenen Beitragserhöhung abzusehen“. Die zur Bestreitung der laufenden Aufwendungen fehlenden Betriebsmittel sollen zunächst auf dem Kreditwege beschafft werden.

In einer Aussprache der baugewerblichen Spitzenverbände mit dem Vorstandsausschuß der Tiefbau-Berufsgenossenschaft am 13. Oktober d. J. wurde die augenblickliche finanzielle Lage eingehend geschildert und der Beschluß des Genossenschaftsvorstandes, für die Vorschubberechnungen des Jahres 1930 den Koeffizienten 1,5 beizubehalten, erläutert. Die Verbände wurden ersucht, auf ihre Mitglieder einzuwirken, daß die jetzt geforderten Vorschüsse pünktlich und in voller Höhe gezahlt werden, damit der von der Berufsgenossenschaft zur Erfüllung ihrer laufenden Aufwendungen notwendigerweise aufzunehmende Kredit auf ein Mindestmaß beschränkt werden kann.



Für 1931 ist trotz geringerer Beschäftigung der Mitglieder voraussichtlich nur mit einem unerheblichen Rückgang der berufsgenossenschaftlichen Lasten zu rechnen, wenn es nicht gelingt, die sozialen Lasten aus der Unfallversicherung in absehbarer Zeit merklich abzubauen. Anderenfalls muß für 1931 mit einer bedeutenden Erhöhung der berufsgenossenschaftlichen Vorschüsse gerechnet werden. Die durch die Sozialgesetzgebung der letzten Jahre herbeigeführte Mehrbelastung der Träger der Unfallversicherung beginnt sich erst jetzt voll auszuwirken. Es sei darauf hingewiesen, daß die für 1929 und 1930 maßgebenden Durchschnittsbeiträge der Tiefbau-Berufsgenossenschaft niedriger gewesen sind als in den meisten Jahren vor und nach der Inflation. So haben z. B. betragen:

Jahr	Durchschnittsbeitrag (ohne Berücksichtigung der Gefahrenziffer) als Hundertanteil der nachgewiesenen Lohnsummen	Beitragsziffer für 1000 Lohnheiten
1903	3,50	8,5
1913	1,69	1,15
1924	1,98	1,5
1925	2,11	1,7
1926	1,96	1,6
1927	1,97	1,6
1928	1,95	1,6
1929	1,81	1,5
1930	(voraussichtlich) 1,81	1,5

Die baugewerblichen Spitzenverbände haben sich bereit erklärt, im Einvernehmen mit der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände den Reichsarbeitsminister und den Reichstag darüber aufzuklären, daß die Anforderungen in der Reichsunfallversicherung in den letzten Jahren stark überspannt wurden. Es müsse wieder der alte Bismarcksche Grundsatz zur Geltung kommen, daß nur der im Betriebe besonders gefährdete Arbeiter geschützt sein soll. Daher sollten die außerbetrieblichen Gefahren des täglichen Lebens aus der Versicherung wieder ausscheiden. Ferner müssen die kleinen Renten, die hohe Verwaltungskosten verschlingen, während die Empfänger meist den vollen Verdienst haben, baldigst beseitigt werden.

### Rechtsprechung.

Bei der Berechnung des Gewerbeertrags für die Gewerbesteuer sind Bezüge der Gesellschafter für Leistungen als Architekten oder Bauhandwerker nicht abzugsfähig. (Entscheidung des Preuß. Oberverwaltungsgerichts vom 26. März 1929 — VIII GSt. 432/28.)

Gemäß § 5 Abs. 2, b, der Preuß. Gewerbebesteuerverordnung in der Fassung vom 15. März 1927 (Preuß. Ges.-Samm. S. 21), gehören die Bezüge der Gesellschafter für die ihrer Gesellschaft geleisteten Arbeiten und Dienste nicht zu den abzugsfähigen Betriebsausgaben, die bei der Berechnung des Gewerbeertrags für die Gewerbesteuer abgesetzt werden können.

Wie danach die Bezüge des Gesellschaftergeschäftsführers nicht abzugsfähig sind, so gilt dasselbe für einen Architekten, der als Gesellschafter auf Grund besonderen Dienst- oder Werkvertrages Arbeiten geleistet hat, ohne Rücksicht darauf, ob gegen einmalige oder fortlaufende Vergütung. Ein auf Auslagenersatz fallender Teil ist jedoch abzuziehen. Des weiteren gilt dasselbe für Gesellschafter, die als Bauhandwerker Bauarbeiten für die Gesellschaft geleistet haben, wieder unter Abzug der in den Rechnungen enthaltenen Preise für Materialien.

Dagegen sind Kaufpreise für von den Gesellschaftern an die Gesellschaft bewirkten Lieferungen vom Gewerbeertrag zu kürzen, da bei Lieferungsgeschäften „Arbeiten und Dienste“ für die Gesellschaft nicht geleistet werden.

Der Unternehmer kann in der Berufungsinstanz gegen den Willen des beklagten Bestellers nicht mehr an Stelle der in erster Instanz eingeklagten angemessenen üblichen Vergütung eine nach seiner Behauptung vereinbarte Vergütung fordern. (Urteil des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 26. November 1929 — VII 256/29.)

Ist beim Werkvertrag die Höhe der Vergütung nicht bestimmt, so kann der Unternehmer beim Bestehen einer Taxe die taxmäßige Vergütung, in Ermangelung einer Taxe die übliche Vergütung verlangen (§ 632 BGB.).

In dem zur Entscheidung stehenden Falle hatte der Unternehmer S. gegen den Besteller H. für Anfertigung von Baumodellen die übliche Vergütung eingeklagt und durch Urteil des Landgerichts seinem Antrag entsprechend zugesprochen bekommen. H. legte gegen das Urteil des Landgerichts Berufung ein. In der Berufungsinstanz behauptete S., daß eine höhere Vergütung vereinbart sei. H. fand hierin eine Änderung der Klage und widersprach ihr. Das Berufungsgericht hat die Klageänderung nicht zugelassen.

Das Reichsgericht hat den Rechtsstandpunkt des Berufungsgerichts billigt. Indem S. statt der ursprünglich als üblich gefor-

derten Vergütung später eine vereinbarte Vergütung forderte, änderte er die Klageatsachen — d. h. die Tatsachen, die vom Kläger vorgebracht werden und seinen Anspruch als im Recht begründet dartun sollen — und damit die Klage. In der Berufungsinstanz ist aber eine Änderung der Klage nur mit Einwilligung des Gegners statthaft. (§ 527 ZPO.) Da H. der Klageänderung widersprochen hatte, hat das Berufungsgericht diese mit Recht nicht zugelassen.

Es empfiehlt sich daher für den Unternehmer bei der Instruierung des Rechtsanwalts für Klagen wegen Vergütung eine möglichst lückenlose tatsächliche Informierung zu geben, damit dieser von vornherein klar übersehen kann, ob er eine vereinbarte oder eine übliche Vergütung einklagen muß.

Der Leiter eines wirtschaftlichen Verbandes kann in einem Zivilprozeß das Zeugnis über tatsächliche Vorgänge, an deren Geheimhaltung ein schutzwürdiges Geschäftsinteresse nicht anerkannt werden kann, nicht verweigern. (Urteil des Oberlandesgerichts Düsseldorf vom 22. Juni 1928 — 10 U 187/27.)

Gemäß § 384, Ziff. 5, ZPO. kann der Zeuge das Zeugnis verweigern über Fragen, die er nicht würdige beantworten können, ohne ein Kunst- oder Gewerbegeheimnis zu offenbaren.

Im dem vorliegenden Fall war der Leiter eines Großhändlerverbandes als Zeuge dafür benannt worden, daß die beklagte Firma bereits seit mehreren Jahren in vertraulichen Verbandsmitteilungen als unmittelbar mit den Konsumenten arbeitend bezeichnet worden war, sowie von wann ab die Beklagte auf die schwarze Liste gesetzt worden war. Der Zeuge hatte unter Berufung auf seine Eigenschaft als Leiter des Großhändlerverbandes sowie als Anwalt sein Zeugnis verweigert.

Das Oberlandesgericht hat die Verweigerung des Zeugnisses als ungerechtfertigt erklärt. Von den streitigen tatsächlichen Vorgängen hat der Zeuge nicht kraft seiner Vertrauensstellung als Rechtsberater, sondern als Leiter des Verbandes Kenntnis erlangt. Der Zeuge konnte daher unter Berufung auf seine Eigenschaft als Rechtsanwalt das Zeugnis nicht verweigern. Des weiteren handelt es sich bei der Beantwortung der Beweisfrage auch nicht um die Offenbarung eines Gewerbegeheimnisses, worunter auch ein Geschäftsgeheimnis fallen würde. Die beklagte Firma war bereits seit mehreren Jahren als eine der Fabrikanten, die mit Abnehmern der Mitglieder unmittelbar arbeiten, in vertraulichen Mitteilungen des Verbandes aufgeführt. Es handelt sich jetzt lediglich um die Frage, ob die Beklagte bereits vor den vertraulichen Mitteilungen gesperrt gewesen oder auf der schwarzen Liste gestanden hat. Mit Rücksicht darauf, daß der Beklagten ihre Sperrung bekannt war und nur noch ein Ausschluß von den Lieferungen vor dieser Kenntnis festgestellt werden soll, handelt es sich um einen tatsächlichen Vorgang, an dessen Geheimhaltung ein schutzwürdiges Geschäftsinteresse nicht anerkannt werden kann. Die Beantwortung der Beweisfragen enthält somit nicht die Offenbarung eines Gewerbegeheimnisses.

Die Zusammenstellung oder Originalbestandszettel über die Warenbestandsaufnahme (Inventur) sind Aufzeichnungen im Sinne von § 162, Abs. 8, Reichsabgabenordnung und daher zehn Jahre lang aufzubewahren. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 19. Dezember 1929 — VI A 618 u. 619/29.)

Die Bücher, Aufzeichnungen und, soweit sie für die Besteuerung von Bedeutung sind, auch die Geschäftspapiere des Steuerpflichtigen sollen zehn Jahre aufbewahrt werden (§ 162, Abs. 8, Reichsabgabenordnung.) Kann der Steuerpflichtige Bücher oder Aufzeichnungen, die er nach den Steuergesetzen zu führen hat, nicht vorlegen, so kann das Finanzamt das Einkommen durch Schätzung feststellen. (§ 210 Reichsabgabenordnung.)

Das Fehlen jeglicher Aufzeichnung über den Inhalt der nach Behauptung des Steuerpflichtigen vorgenommenen Inventuren an Waren bedeutet einen Verstoß gegen die formellen Pflichten ordnungsmäßiger Buchführung. Denn nur solche Inventur erfüllt den Zweck als Kontrolle der laufenden Buchführung, die auch die Ergebnisse der Feststellungen schriftlich festhält. Ebenso wie die Bücher nach Bilanz-aufstellung ihre Bedeutung als Beweismittel behalten und deshalb aufzubewahren sind, so ist das auch von der Inventur als dem schriftlich festgehaltenen Ergebnis der Warenbestandsaufnahme und -bewertung zu verlangen. Sie muß insoweit als Aufzeichnung im Sinne von § 162, Abs. 8, Reichsabgabenordnung gelten. Ist der Inhalt der Originalbestandsaufnahmezettel in das Inventurbuch oder in ein entsprechendes Verzeichnis übertragen worden, so können die Originalbestandsaufnahmezettel unter Umständen vernichtet werden. Besteht aber keine Festhaltung der Bestände im einzelnen, außer auf solchen Zetteln, so müssen zum mindesten diese aufbewahrt werden. Die Inventur kann mit dem Kassenbestand, für den keine Verpflichtung zur Inventuraufzeichnung besteht, nicht verglichen werden. Denn das Kassenkonto ist kein gemischtes Konto wie das Warenkonto. Eine Bewertung der einzelnen Geldstücke oder -scheine scheidet wegen Gleichwertigkeit der zugrunde liegenden Einheit völlig aus, ganz im Gegensatz zu den Waren, die stets nach Art und Größe sehr verschiedene Werte haben.



## PATENTBERICHT.

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

## Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 23. Oktober 1930.

- Kl. 5 a, Gr. 3. I. 75 794. Heinrich Lapp, Aschersleben, Haus Lapp am Berge. Kurbeltiefbohrereinrichtung mit einem sich von der Kurbel lösenden Maschinenteil. 26. VII. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. K 116 010. August Kauls, Bottrop i. W., Nesselstr. 10. Auswechselbares Federstück für einen zweiteiligen Gleitkappschuh; Zus. z. Pat. 490 181. 5. VIII. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 11 30. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Verbindungsschuh für den Grubenausbau. 27. I. 30.
- Kl. 5 c, Gr. 10. S 85 122. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen, Kaiserswerther Str. 4 b. Leicht feststellbarer und lösbarer Vorbaustempel. 17. IV. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 3. C 40 105. Emil Cahn, Berlin-Charlottenburg, Mommsenstr. 52. Eiserne Eisenbahntrogquerschwellen in Form eines Hohlkörpers. 11. VII. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 23. B 141 970. Jacob Buchli, Winterthur, Schweiz; Vertr.: Julius Frick, Konstanz a. B., Gartenstr. 38. Zahnstangeneinfahrt mit Auflaufschienen für die Spurkränze der Reibräder. 14. II. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 28. M 81 30. J. A. Maffei A.-G., München 23. Von der verladenen Gleisbettungswalze antreibbarer Bahnwagen. 17. III. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 28. N 30 275. Nordberg Manufacturing Co., Milwaukee, V. St. A.; Vertr.: G. Loubier, E. Harmsen, E. Meißner, Dr. F. Vollmer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Mit den zwei Hubstützen einer fahrbaren Gleisrückmaschine verbundene, die Fahrachse umfassende Greifhebel. 25. IV. 29. V. St. Amerika 16. II. 29.
- Kl. 19 d, Gr. 5. B 1 30. Wilhelm Biel, Dortmund, Friedrichstr. 48. Klappbrücke. 8. II. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 2. T 36 243. Allgemeine Stern-Prismen-Gesellschaft Valentin & Asch, Berlin W 15, Kaiserallee 19. Glaseisenbetondecken, Oberlichte u. dgl. mit Mehrfachverglasung. 5. I. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 4. C 42 235. Paul Louis Charbonnier u. Jean Eugen Bardot, Paris; Vertr.: Dr. H. Hederich, Kassel. Mauer aus Eisenbetonplatten. 15. XI. 28. Frankreich 19. XI. 27.
- Kl. 37 a, Gr. 4. K 114 582. Eugen Max Kilgus, Breslau 16, Friedrich-Ebert-Str. 85. Aus Einheitsplatten bestehende zwei- oder dreiteilige Hohlmauer. 2. V. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 6. R 76 816. Dr.-Ing. e. h. Richard Riemerschmid, Köln, Ubiering 40. Verfahren zur Errichtung von Holzbauten, wie Hallen, Kuppeln, Dächern u. dgl. 3. I. 29.
- Kl. 37 d, Gr. 32. H 122 255. Jakob Adolf Hermann, Offenbach a. M., Bernhardstr. 102. Vorrichtung zum Glätten von Putz. 27. VI. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 13. F 68 987. Hugo Fethke, Danzig-Langfuhr; Vertr.: Walter Fethke, Hamborn a. Rh., Ludgeristr. 15. Mauermaschine. 15. VIII. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 35. U 10 321. Hermann Ulrich, Maschinenfabrik, Eßlingen a. N. Vorrichtung zur Abnahme von auf Seilbahnen o. dgl. beförderten Gegenständen, insbes. Bausteinen von der Fördervorrichtung. 2. VIII. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 1. M 112 468. Dr. Egon Meier, Halle a. d. S.-Nietleben, Paul-Heidenreich-Str. 10. Verfahren zum Dichten von Zementmörtel, Beton o. dgl. 29. X. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 1. R 82 30. Rheinhold & Co., Vereinigte Kieselguhr- und Korkstein-Gesellschaft, Berlin SW 61, Belle-Alliance-Pl. 13. Hitzebeständiger Mörtel. 21. II. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 3. C 43 441. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung, Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreisestr. 4. Verfahren und Vorrichtung zur Zerlegung von Gemischen verschiedener Körnung nach dem Sedimentationsverfahren. 25. VII. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. K 99 423. Dr. Heinrich Kretzer, Coblenz, Mainzer-Str. 76. Verfahren zum Herstellen besonders für den Straßenbau geeigneter wässriger bituminöser Emulsionen. 8. VI. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 25. M 101 386. A. F. Malchow, Akt.-Ges., Staßfurt-Leopoldshall. Verfahren zur Herstellung bituminöser Emulsionen. 23. IX. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 25. T 35 775. Trinidad Deutsche Öl- und Asphalt-Akt.-Ges., Dresden-A., Münchener Str. 1 b. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Emulsionen. 1. X. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 79. W 83 571. August Wolfsholz, Preßementbau A.-G., Berlin W 9, Königin-Augusta-Str. 8. Pumpe zum Fördern von Beton. 28. VIII. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 123. P 20 30. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock. In einem Ausleger angeordneter Abzweig einer Hängebahn. 11. I. 30.
- Kl. 84 a, Gr. 4. K 115 139. Dr.-Ing. Karl Kammüller, Buchschlag b. Frankfurt a. M., Kirchweg 2. Kammerwasserschloß. 8. VI. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 4. L 66 694. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Kitzingen a. M. Abflußregler für Staubecken. 6. IX. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. H 111 299. Harnischfeger Corporation, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr. B. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Planetengetriebe mit abnehmbaren Planetenrädern für ein Windwerk eines Baggers mit abwechselndem Löffel- und Greiferbetrieb. 12. I. 26. V. St. Amerika 25. III. 25.
- Kl. 84 d, Gr. 5. N 28 690. N. V. Gebroeders de Korte's Scheepswerf Moerdjiks Welvaren, Moerdjik, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verteilervorrichtung für das Baggergut auf einem Saugbaggerschiff. 12. IV. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 54 460. Klär- und Entphenolungs-G. m. b. H., Bochum, Hugo-Schultz-Str. 8. Vorrichtung zur selbsttätigen Schlammausräumung. 26. I. 27.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bautechnische Tabellen. Von Studienrat Dr.-Ing. Karl Johann Hochreuter unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. Ludwig Thiel und Dipl.-Ing. Richard Mitzkat. Verlag Gustav Winters Buchhandlung, Franz Quelle Nachf., Bremen. 264 Seiten. Geb. RM 6,—.

Das in erster Linie für Studierende des Bauwesens geschriebene Buch enthält mathematische Tabellen, allgemeine technische Tabellen, Tabellen für Holzbau, Eisenbau, Eisenbetonbau. Es umfaßt daher das Stoffgebiet zweier Fakultäten — Architektur und Bauingenieurwesen — und bemüht sich, bekannte Stoffe in leichtfaßliche tabellarische Form zu pressen. Man findet oft benötigte Angaben, die in den bekannten Tabellenwerken Heimatrecht haben (Hütte, Försters Taschenbuch, Eisen im Hochbau, Betonkalender). Die einschlagenden DIN-Normen sind in ihrer letzten Fassung verarbeitet, ebenso die preussischen amtlichen Vorschriften, die Vorschriften der Reichsbahn und des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Die leicht faßliche Darstellung und der billige Preis dürften dem Buche guten Absatz sichern. „Wer vieles bringt, wird manchem etwas bringen.“

B. Loser, Dresden.

Eisenverbrauch und Wirtschaftlichkeit im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. E. Röhr, Berlin. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1930.

Dr. Röhr verfolgt in seinem Buche in erster Linie das Ziel, den Eisenbedarf E für die Einheit von Säulen, Deckenplatten und Plattenbalken als Vielfaches des statisch notwendigen Wertes  $F_s$  darzustellen unter Berücksichtigung der Bügel, der Übergreifungen der Eisen,

der Haken und Abbiegungen, der Verteilungseisen in Decken, der Montageeisen in Balken und des mit 5% angesetzten Verschnittes. Es wird mit Erfolg versucht, die Eisenmassenzahl  $\mu$  systematisch zu erfassen ( $E$  in kg/Einheit =  $\mu \cdot F_s$ ), um die sich der kalkulierende Ingenieur dauernd bemüht. Dr. Röhr schlägt den deduktiven Weg ein. Er ermittelt E aus etwa 800 durchgerechneten und durchkonstruierten Beispielen, stellt E graphisch dar und zeichnet Linien, die den geometrischen Ort der Mittelwerte darstellen und die die Gesetzmäßigkeiten veranschaulichen. Für die so gefundenen Kurven des Eisenbedarfs werden endlich Näherungsformeln angegeben. Es ist also mit den Röhrschen Angaben möglich, für die meist verwendeten Konstruktionselemente den Eisenbedarf leicht zu finden, entweder durch Benutzung der Schaulinien oder durch Berechnung aus deren Näherungsformeln. Es wird festgestellt, daß der Wert  $\mu$  für die einzelnen Tragwerktypen keine feste Größe ist, sondern von mancherlei Beziehungen abhängig ist, besonders von dem Verhältnis  $g : p$  bei durchlaufenden Decken und Plattenbalken. Für Innenfelder durchlaufender Tragwerke kann  $\mu$  über 1,7 steigen. Am Schlusse des Buches gestatten 10 umfangreiche Zahlentafeln, für oft wiederkehrende Fälle den Bedarf an Eisen, Beton und Schalung unmittelbar abzulesen.

Für die Weiterentwicklung der außerordentlich nützlichen und interessanten Arbeit erlaube ich mir, folgenden Wunschzettel aufzustellen:

Bezüglich der wirtschaftlichsten Höhe der Plattenbalken stützt sich Dr. Röhr auf die Barkschen Beziehungen für die Rippenbreite  $b_0$  und die Größe  $z$  (Hebelarm der inneren Kräfte) unter Annahme fol-



gender Verkaufspreise, bei denen auf Baustoffe 7%, auf Löhne 25% für Unkosten zugeschlagen wurden. Es kosten einschl. dieser Zuschläge 1 m<sup>3</sup> Beton 40,— RM, 100 kg Eisen 30,— RM, 1 m<sup>2</sup> Schalung für Decken und Unterzüge 4,— RM. Mit diesen Einheitspreisen werden scheinbar unter Verwendung der Barkschen Gleichungen allgemeingültige Ergebnisse für die jeweils günstigste Trägerhöhe gewonnen und in Kurventafeln festgelegt. Dem weniger Orientierten erscheinen bei dieser Darstellung die Ergebnisse als Dogma. Ein solches Dogma kann es aber deshalb nicht geben, weil die drei Einheitspreise außerordentlichen Schwankungen unterworfen sind. Ferner müssen die Entwicklungen der drei Einheitspreise auf Seite 54 abgelehnt werden, weil die Zuschläge (7 bzw. 25%) bei den jetzt geltenden Soziallasten und dem im Eisenbetonbau anfallenden technischen Aufwand nicht ausreichend sind. Beispielsweise wird für Holzverlust 1,10 RM angesetzt. Zieht man die Kosten für Transport, Nägel und Schrauben ab, so bleibt 0,90 RM übrig oder etwa 0,015 m<sup>3</sup> für 1 m<sup>2</sup> abgewinkelte Schalung. Dies reicht nur aus für weitgespannte glatte Decken, aber bestimmt nicht bei Decken mit Haupt- und Nebenträgern. Insoweit können die Angaben auf Seite 54 irreführen, weshalb sie nicht unwidersprochen bleiben dürfen.

Ich bemängle bei der benutzten Gleichung für das Kostenminimum der Plattenbalken, daß die Rippenbreite  $b_3$  ohne Rücksicht auf die Balkenhöhe bestimmt wird, ferner, daß in dieser Gleichung der gesamte Schalungspreis eingesetzt wird. Das bedeutet die Annahme, der Schalungspreis sei der Abwicklung der Rippe proportional. Dies trifft nicht zu, da ein Teil der Schalungsleistungen eines Balkens von seiner Abwicklung unabhängig ist, z. B. Transport und Zurichten der Steifen, Herstellen und Versetzen der Joche. Wenn man schon die empfindliche Theorie von Maxima und Minima auf wirtschaftliche Dinge anwendet, müssen auch die wirtschaftlichen Grundlagen zutreffender erfaßt werden, als es in der Barkschen Gleichung geschieht. Für die Schalung dürfte in der Barkschen Gleichung für das Kostenminimum nur ein Teil des Schalungspreises, nicht aber der volle Preis eingesetzt werden. Aus vorerwähnten Gründen kann ich den Gleichungen für das Kostenminimum nicht die wirtschaftliche Bedeutung zuerkennen, die man ihnen häufig beilegt.

Bei der analytischen Fassung der Ergebnisse bedient sich Dr. Röhr zweier Hilfsgrößen, und zwar eines Wertes  $a$  und des Wertes  $M : h$  bei Platten und  $M : z$  bei Balken. Beispielsweise wurde für frei aufliegende Einfeldplatten gefunden:

$$\text{Eisenbedarf in kg je m}^2 \text{ Decke } E = a \cdot \frac{M}{h}$$

$$\text{und } 100 a = 10,5 - \frac{1}{60} \left( \frac{M}{h} - 40 \right)$$

In diesen Gleichungen soll  $M$  in mkg,  $h$  in cm eingesetzt werden. Beseitigt man die Unstimmigkeit der Einheiten, indem man  $M$  in t cm,  $a_e$  in t/cm<sup>2</sup> (1,200) einsetzt, so lauten die beiden Gleichungen

$$E = 10 a \frac{M}{h}$$

$$100 a = 10,5 - \frac{1}{60} \left( \frac{10 M}{h} - 40 \right)$$

Da der Hilfwert  $\frac{M}{h}$  nur ein Vielfaches der notwendigen Bewehrung  $F_e$

$$\text{ist (wegen } F_e = \frac{M}{z \cdot 1,200} = \frac{M}{9 h \cdot 1,200}$$

$$\text{oder } F_e = \frac{3 M}{3,2 h} \text{ und } \frac{M}{h} = \frac{3,2 F_e}{3}$$

erscheint mir die Einführung der Hilfsgröße  $a$  nicht erforderlich. Aus obigen Gleichungen wird

$$E = 10 a \frac{3,2 F_e}{3}$$

$$100 a = 10,5 - \frac{1}{60} \left( 10 \frac{3,2 F_e}{3} - 40 \right)$$

$$\text{Daraus erhält man } E = F_e \mu = F_e (1,191 - 0,019 F_e)$$

$$\text{also } \mu = 1,191 - 0,019 F_e$$

Nimmt man für einen durchlaufenden Zweifeldbalken nach Röhrs Gleichung auf Seite 66 die gleiche Umformung vor, so erhält man aus

$$E = a \frac{M}{z} \text{ und } 1000 a = 110 - \left( \frac{M}{z} - 100 \right) 0,01$$

$$E = F_e \mu = F_e (1,332 - 0,00144 F_e)$$

$$\mu = 1,332 - 0,00144 F_e$$

Es ist also möglich, die Näherungsgleichungen für die Mittelwerte  $E$  des Eisenbedarfes unmittelbar durch  $F_e$  darzustellen ohne den Umweg über  $a$  und  $M : h$  bzw.  $M : z$ . Die Zurückführung auf  $F_e$  ist für den praktischen Gebrauch deshalb erwünscht, weil der Praktiker für die Richtigkeit der Größe  $F_e$  ein ziemlich sicheres Gefühl besitzt, nicht aber für den Hilfwert  $M : h$  bzw.  $M : z$ .

Die Arbeit von Herrn Dr. Röhr muß als eine beachtenswerte Bereicherung unseres Schrifttums begrüßt werden. Das Studium derselben ist allen kalkulierenden Ingenieuren dringend zu empfehlen. Ich wünsche dem Buch in Eisenbetonkreisen weiteste Verbreitung.  
B. Löser, Dresden.

„Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues.“ Von Dr.-Ing. e. h. Dr. H. Zimmermann. Zweite berichtigte Auflage mit 118 Textabbildungen, 12 Tafeln und zahlreichen Tabellen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Preis geh. RM 36,—; geb. RM 38,—.

Zimmermann, der in der Eisenbahnfachwelt wohlbekanntester Verfasser, hat im Vorwort zur ersten im Jahre 1888 erschienenen Auflage seines hervorragenden Werkes den Wunsch ausgesprochen, daß es recht vielen ein brauchbarer Ratgeber beim Entwerfen, Erproben und Verbessern des Oberbaues sein möge. Heute kann er mit Stolz diesen Wunsch erfüllt sehen. In zahlreichen Veröffentlichungen ist seine Berechnungsweise seither immer wieder Grundlage oder Ausgangspunkt von Betrachtungen und weiteren Forschungen geworden<sup>1</sup>. Darüber hinaus verdient das Werk, das jetzt in zweiter Auflage erschienen ist, auch besondere Beachtung von seiten des Hochschullehrers, der die heranwachsenden Ingenieure in das Wesen des Eisenbahnoberbaues einführt. Die bemerkenswerte Klarheit in den Zimmermannschen Entwicklungen, im speziellen auch die meisterhafte Wiedergabe der mathematischen Ableitungen trägt in hohem Maße dazu bei, daß ein lebendiges Verständnis als Frucht des Studiums der Theorie heranreift.

Der beschränkte, hier zur Verfügung stehende Raum gestattet auch nicht annähernd eine Übersicht über den Inhalt des Werkes zu geben. Es soll daher nur die Gliederung in ihren Grundzügen gestreift werden.

Die geschichtliche Einleitung im I. Abschnitt orientiert den Leser, wie der folgende Stoff in die bis zum erstmaligen Erscheinen des Werkes entstandene Fachliteratur einzugliedern ist, nämlich einerseits als zusammenfassende, in sich geschlossene, berichtigte und erweiterte Darstellung der bis dahin erreichten Forschungsergebnisse, andererseits als Fundgrube und Wegweiser für manches Neue. Letzteres gilt im besonderen von dem folgenden II. Abschnitt, in dem die späterhin benutzten Formeln, ausgehend von der Differentialgleichung der elastischen Linie, entwickelt sind und in dem sich eine Reihe von Grundlagen finden, die heute noch Ausgangspunkte für eine unübersehbare Fülle von Betrachtungen bieten. Der III. Abschnitt ist der Anwendung der Theorie auf den Langschwellen- und den Querschwellenoberbau gewidmet sowie den Untersuchungen über die Schienenverlängerung. Insbesondere verdienen diese Abschnitte heute Beachtung, zu einer Zeit, da sich der Gedanke der federnden Lagerung der Schienen immer mehr durchsetzt und zu seiner Verwirklichung Arbeiten namhafter Forschungsinstitute und Fachleute im Gange sind. Wenn auch mit dem speziell für die Berechnung der Spannungen in den Schienen beim Querschwellenoberbau ausgebildeten Berechnungsverfahren nicht ohne weiteres genaue Werte erhalten werden, worauf neuerdings in der Fachliteratur hingewiesen wurde, so darf nicht übersehen werden, daß das Werk Mittel in die Hand gibt, um den Genauigkeitsgrad beliebig zu erhöhen. Es kann daher wohl ausgesprochen werden, daß die tiefgründigen Unterlagen, die der Verfasser des Werkes geschaffen hat, bleibenden Wert behalten und den Forschern, die sich zur Zeit mit der Verwirklichung neuer Ideen für die Ausbildung des Eisenbahnoberbaues beschäftigen, sehr wertvolle Dienste leisten. Die praktische Anwendung wird durch das dem Werke beigegebene Tabellenwerk, die Tafeln am Schluß des Werkes sowie die Rechentafeln im Text außerordentlich erleichtert. Wo es wünschenswert erscheint, noch weitergehende Hilfsmittel für den praktischen Gebrauch zu schaffen, sei auf die Methoden der Nomographie verwiesen, die teilweise von Zimmermann schon angewendet werden und die gestatten, Rechentafeln mit sehr umfassendem Anwendungsbereich und verblüffend einfacher Handhabung zu entwerfen.

Übereinstimmend mit der von Dr.-Ing. Saller vertretenen Ansicht ist festzustellen, daß, wenn bei dem heutigen Stand der Wissenschaft eine einheitliche Berechnungsweise des Oberbaues eingeführt werden soll, diese in den wesentlichen Teilen auf der von Zimmermann entwickelten fußen wird.

Den vorstehenden Ausführungen gemäß kann die Neuerscheinung des von dem Altmeister der Oberbauberechnung verfaßten Werkes nur lebhaft begrüßt werden.

Dr.-Ing. Friedrich Raab, Regierungsbaurat und Privatdozent.

<sup>1</sup> Literarische Bemerkungen und Literaturübersichten finden sich u. a. in Röll's Enzyklopädie des Eisenbahnwesens unter „Oberbau“. Neuere Abhandlungen: siehe insbesondere Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens.



## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

Ordentliche Mitgliederversammlung der Deutschen  
Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1930

Geschäftlicher Teil.

Vorsitz.: Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. G. de Thierry

Zeit.: Sonnabend, den 1. November 1930, nachm. 4 Uhr

Ort: Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27, Ingenieurhaus.

Der Geschäftsführer, Dipl.-Ing. Baer, berichtet kurz über die Kassenverhältnisse. Diese ergeben, daß die Gesellschaft wie in den Vorjahren auch im Jahre 1929 mit einem kleinen Überschuß abgeschlossen hat, der auf die Rechnung für 1930 vorgetragen wurde. Die Abrechnung bis 30. September 1930 ergibt ebenfalls keinen Fehlbetrag. Es steht daher zu erwarten, daß die Gesellschaft bis Ende des laufenden Jahres ihren Verpflichtungen voll gerecht werden wird; vorausgesetzt ist dabei, daß die leider oft noch rückständigen Beiträge der Mitglieder wenigstens größtenteils eingehen. Damit wird dann auch die Versendung des Jahrbuches 1930, das augenblicklich in Vorbereitung ist, sichergestellt sein. Mutmaßlich wird im Februar oder März 1931 sämtlichen Mitgliedern der Gesellschaft, welche ihren Beitrag für das Jahr 1930 entrichtet haben, das Jahrbuch übermittelt werden, auch wenn die Gesellschaft ihre Auflösung zum Ausgang 1930 beschließt.

Einen ausführlichen Geschäftsbericht zu geben, erübrigt sich an dieser Stelle, da ja das Jahrbuch wie immer einen Rückblick auf das verflossene Jahr enthalten wird. Immerhin ist es vielleicht von Wert, hier mit Rücksicht auf den folgenden Punkt der Tagesordnung zu erwähnen, daß während des mehr als 10jährigen Bestehens der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen rund 150 Vorträge und rund 100 Besichtigungen stattfanden. Somit hat die Gesellschaft durch diese Vorträge und Besichtigungen, über die regelmäßig in irgend einer Form gedruckt berichtet worden ist, viel zur Fortbildung der Fachgenossen beigetragen. Ein wesentlicher Dank gebührt in diesem Zusammenhang dem „Bauingenieur“, den anderen angesehenen Fachblättern des Ingenieurbaufaches, weiter den VDI-Nachrichten und der Tagespresse für die willige Aufnahme der Berichte über die Veranstaltungen der Gesellschaft.

Hierauf berichtet Herr Oberbaurat Reiner über die von ihm und Herrn Reg. Baumeister Dr.-Ing. Mast jun. vorgenommene Rechnungsprüfung für das Jahr 1929 und bis zum 30. September 1930. Danach beantragen die Rechnungsprüfer Entlastung der Geschäftsstelle und des Vorstandes, die von der Versammlung erteilt wird.

Der Vorsitzende dankt dem Geschäftsführer für die im Dienste der Gesellschaft geleistete Arbeit.

Herr Ministerialrat Busch gibt eine eingehende Darlegung der Entwicklung, die zum Antrage auf Auflösung und Übergang in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen geführt hat. Die Anregung zu einem Zusammengehen bautechnischer Verbände ging nicht von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen aus, die wohl in der Lage ist, ihre Arbeit auch selbständig fortzuführen, sondern von anderer Seite. Ursprünglich richtete sich die Einladung zu einem gemeinschaftlichen Zusammenschluß an 5 Verbände. Es wurde ein zwischenverbandlicher Ausschuß gebildet, um die Vorverhandlungen weiter zu führen. Im Verlauf dieser stellte sich heraus, daß von den beteiligten Verbänden nur zwei, der Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignet waren, in eine gemeinschaftliche Vereinigung aufzugehen. Der Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine hat nach ausführlichen Erörterungen in seinen einzelnen Vereinen Anfang September 1930 beschlossen, sich aufzulösen und in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen überzugehen, nachdem er im wesentlichen die Bedingungen, die an die zukünftige Deutsche Gesellschaft für Bauwesen gestellt sind, gutgeheißen hat. Wir haben uns daraufhin an unsere Mitglieder, die bereits vorher durch gedruckte Rundschreiben unterrichtet waren, gleichzeitig mit der Einladung für die jetzige Hauptversammlung gewandt und sie um schriftliche Äußerung, ob sie für oder gegen die Auflösung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen seien, befragt. Diese Abstimmung hat ergeben, daß in überwiegender Mehrheit der Auflösung der Gesellschaft zwecks Übergang in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen zugestimmt wurde.

Herr Schmuckler begrüßt die Vereinigung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen als eine Rationalisierung im Vereinsleben.

Herr Engelmann, Mannheim, bittet um Beantwortung folgender Fragen:

1. Müssen etwaige Schulden der Einzelvereine, die in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen aufgehen, von der neuen Gesellschaft übernommen werden? Es sollen einzelne Vereine tatsächlich Unterschuß haben. 2. Wie hoch wird die Mitgliederzahl des neuen Vereins schätzungsweise sein? 3. Wird es auch den Mitgliedern der neuen Gesellschaft möglich sein, eine Zeitschrift zum Vorzugspreise zu erhalten?

Herr Busch beantwortet die erste Frage dahin, daß die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen nicht Rechtsnachfolgerin von den Vereinen wird, die in ihr aufgehen. Daher kann keine Rede davon sein, daß die Gesellschaft Schulden der bestehenden Vereine übernehmen müsse.

Zur zweiten Frage: Soviel sich übersehen läßt, wird die Mitgliederzahl der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen um 8000 herum betragen. Es gibt aber noch viele Fachleute, die gänzlich außerhalb der wissenschaftlichen Vereine stehen und die wir zu gewinnen hoffen; deren Zahl läßt sich nicht ziffernmäßig erfassen.

Zur dritten Frage äußert sich Herr Geheimrat de Thierry: Die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen braucht zunächst für ihre Mitglieder ein möglichst oft erscheinendes sicheres Nachrichtenblatt, das den Zusammenhang zwischen sämtlichen Mitgliedern aufrecht erhält. Es ist günstig, daß ein vorteilhaftes Angebot für ein solches Blatt vorliegt. Der VDI-Verlag will sämtlichen Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen jede Woche ein Blatt im Format der VDI-Nachrichten, dem auch die Beilage „Wirtschaft“ der VDI-Nachrichten in einer für den Baufachmann umgearbeiteten Form beiliegen soll, zuleiten. Der VDI-Verlag bittet daher die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen um eine Äußerung zu diesem Angebot.

Aus der Versammlung heraus erhebt sich gegen den Vorschlag des VDI-Verlages betr. Nachrichtenblatt keine Stimme, so daß er seitens der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen angenommen ist.

Ein Mitglied bemängelt, daß aus den bisherigen Verhandlungen nicht klar hervorgeht, welche Belastung die Mitglieder in Zukunft erfahren werden. Hier in Berlin wäre z. B. der Beitrag des Berliner Architekten- und Ingenieurvereins erheblich höher als der bisherige Beitrag zur Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Es wäre vielleicht angebracht gewesen, mit den Ortsgruppen mehr als es geschehen ist, zu verhandeln. Man könne nicht übersehen, wie sich nach Ablauf der Übergangszeit, für die den Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Zusicherungen gegeben werden, die Beitragsverhältnisse gestalten werden.

Herr Busch erwidert, daß die Ortsgruppen beteiligt und gehört worden sind. Niemand denke daran, den Beitrag soweit zu erhöhen, daß er dem jetzigen des Berliner Architekten- und Ingenieurvereins nahekomme. Der Architekten- und Ingenieurverein wird überdies seinen Beitrag für das nächste Jahr herabsetzen. Für eine ferne Zukunft könne weder die jetzige Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen noch irgend ein anderer Verein gutschagen. Die Mitglieder hätten künftig Gelegenheit, auf die Höhe der Beiträge zur Deutschen Gesellschaft für Bauwesen Einfluß zu nehmen.

Da keine Wortmeldungen mehr vorliegen, fragt der Vorsitzende die Versammlung, ob sich gegen die Auflösung der Gesellschaft ein Widerspruch erhebt. Dies ist nicht der Fall.

Damit ist also die Auflösung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum 31. Dezember 1930 beschlossen.

Herr Geheimrat de Thierry dankt den Mitgliedern des Zwischenverbandlichen Ausschusses für ihre Bemühungen um das Zustandekommen der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, ebenso dem Verein deutscher Ingenieure für den Beistand, den er der DGfB stets geliehen hat.

Herr Geheimrat Hertwig möchte den Abschluß der Gesellschaft nicht vorübergehen lassen, ohne sämtlichen Herren des Vorstandes, insbesondere Geheimrat de Thierry, Ministerialrat Busch und dem Geschäftsführer, Dipl.-Ing. Baer für alles das, was sie unter Aufwand großer Mühe für die Gesellschaft geleistet haben, herzlich zu danken. Bei dem Zusammenschluß mit dem Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine bringt zwar die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen die kleinere Zahl von Mitgliedern mit. Der Ruf jedoch, den sie sich zum Besten des deutschen Bauingenieurwesens erworben hat, wiegt es auf, wenn sie zahlenmäßig der schwächere Teil ist.

Der Vorsitzende schlägt vor, einen Liquidationsausschuß einzusetzen, bestehend aus den beiden Rechnungsprüfern, Herren Oberbaurat Reiner und Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Mast jun. sowie aus den Herren Ministerialrat Busch und Dipl.-Ing. Baer. Die Versammlung ist damit einverstanden.

Schluß des geschäftlichen Teiles der Sitzung 5.45 Uhr nachm.

**Denken Sie bitte daran, jetzt den Mitgliedbeitrag für 1930 einzuzahlen!**