

# DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-  
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1  
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;  
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)  
Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereines Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

**Schriftleitung „Der Bauingenieur“**,  
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude  
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 RM. Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 RM zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereines, des Deutschen Beton-Vereines, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten; 180 RM.

Kleine Anzeigen: 0,18 RM für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei  $\frac{19}{10}$   $\frac{26}{20}$   $\frac{52}{90\%}$  maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Zahlung hat innerhalb 14 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

## VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

### INHALT

\* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Die Gothaer Holzrohrleitung für Trinkwasser. Von Stadt- oberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha . . . . .	991*	Kurze technische Berichte . . . . .	1005*
Beitrag zur Berechnung von Behälterböden und Stützen. Von Dipl.-Ing. W. Clemens, Berlin-Friedenau . . . . .	993*	Die Brückensäule auf der Kölner Messe. — Neuere Verfahren bei dem Bau und der Unterhaltung von Betonstraßen in Nordamerika. — Wettbewerb für eine Brücke in Drammen.	
Zur Knickberechnung gegliederter Druckstäbe. Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Karlsruhe . . . . .	996*	Ehrenpromotionen . . . . .	1006
Ausführung einer Eingelenkbogenbrücke in Eisenbeton mit reduziertem Horizontalschub. Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Ingenieur der Dyckerhoff & Widmann Aktienges., Niederlassung Chemnitz . . . . .	997*	Wirtschaftliche Mitteilungen . . . . .	1005
Zur Theorie steif bewehrter Gewölbe. Von Privatdozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag . . . . .	1000*	Der Stand der mitteldeutschen Wasser-Wirtschaftspläne. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse.	
Eine unhaltbare Bestimmung in den neuen Preußischen Bau- polizei-Vorschriften. Von Dr.-Ing. Witt, Dortmund	1004*	Patentbericht . . . . .	1009
		Bücherbesprechungen . . . . .	1009
		Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieur- wesen . . . . .	1010
		Von der Hauptversammlung am 1. und 2. Dezember d. J. — Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926. — Nächster Vortragsabend.	

# Der praktische Baumeister



verarbeitet seine Rundeißen maschinell

**FUTURA ELBERFELD**  
**FERNRUF: 4658-5313**  
**SPEZIAL-MASCHINEN-FABRIK · FERNSCHRIFT: FUTURA**  
**VERSAND NACH ALLEN LÄNDERN.**



# PORTLAND-ZEMENT

im  
**GRUNDBAU.**



RHEINISCH-WESTFÄLISCHE ZEMENT-VERKAUFSSTELLE  
G. M. B. H.  
BOCHUM

Ein Ereignis  
auf dem Büchermarkt  
und darum als Weihnachtsgeschenk  
vorzüglich geeignet ist

## STIELERS HANDATLAS

dessen 100. Geburtstag die berühmte  
kartograph. Anstalt Justus Perthes,  
Gotha, durch diese oben erschienene  
Jubiläums-Ausgabe (254 Karten in  
Kupferstich) würdig begeht.

### *DIE HUNDERTJAHR-AUSGABEN:*

Kartenteil und Namenverzeichnis in einem Band,  
die Karten einmal gebrochen, Halbleder RM 88.-

Kartenteil und Namenverzeichnis in zwei Bänden,  
die Karten einmal gebrochen, Halbleder RM 94.-

Kartenteil und Namenverzeichnis in zwei Bänden,  
die Karten nicht gebrochen, Halbleder RM 96.-

### *DIE BESONDEREN VORZÜGE:*

Bequemes Format, scharfe, wissenschaftliche Genauigkeit, selbständige u. kritische Verarbeitung aller Quellen, möglichste Gleichförmigkeit der Projektion und des Maßstabes, höchste technische Vollendung, gutes Papier, praktische Anordnung für den täglichen Bedarf — und wohlfeiler Preis.

Große Vorkriegs-Handatlanten von Stieler, Andree und Debes, werden bei Bestellung des obigen Atlanten mit RM 15.- in Zahlung genommen von der Bezugsstelle

## **JULIUS SPRINGER**

Sortiments-Abteilung

BERLIN W 9, LINKSTR. 23-25

## DIE GOTHAER HOLZROHRLEITUNG FÜR TRINKWASSER.

Von Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha.

**Übersicht.** Gotha baut eine Trinkwasserzuleitung aus Holz von 40 cm l. W. und 9300 m Länge für Innendruck bis zu 32 m ruhende Wassersäule. Sie besteht aus Dauben, Spannrings und Spannschuhen, hat 33 mm Wandstärke und erhält Druckmeßstellen, Entleerungs-, Entlüftungs- und Reinigungsmöglichkeiten. Im Bau seit Juli 1925.

Vom Jahre 1915 ab trat in Gotha Wassermangel auf, zunächst wenig bemerkbar und von kurzer Dauer, allmählich aber wochenlang und in großen Stadtteilen empfindlich fühlbar. Die deswegen 1921 aufgenommenen Vorarbeiten<sup>1)</sup> führten dazu, daß im Oktober 1924 die Mittel für die Ausführung einer neuen 9300 m langen Wasserzuleitung zwischen der Trinkwassergewinnungsanlage, der Talsperre<sup>2)</sup> zu Tambach-Dietharz, und einem vor der Stadt auf dem Hirzberge liegenden Hochbehälter in Höhe von 520 000 M. (4. 6. 1924) bewilligt wurden<sup>3)</sup>.

Auf der Strecke der neuen Zuleitung liegen bereits zwei gußeiserne Leitungen, eine im Jahre 1873 verlegte von 215 mm l. W. und eine im Jahre 1902 verlegte von 250 mm l. W. Beide leisten etwa 48,5 l/s. Diese Leistung blieb 1923 hinter dem Bedarf am Tage der größten Entnahme, der 78 l/s betrug, um 29,5 l/s zurück. Der Entwurf für die neue Wasserzuleitung<sup>4)</sup> sah vor, künftig außer ihr nur die 250 mm-Leitung zu betreiben und die 215 mm-Leitung totzulegen. Ferner sollten die beiden erstgenannten Leitungen die Stadt bis 1953 anstandslos versorgen. Hieraus bestimmte sich die von der neuen Leitung zu fordernde Leistung zu 122 l/s. Für die Leitung wurde ein Durchmesser von 400 mm gewählt, der bei Ausführung in Eisen 147 l/s zu fördern in der Lage war. An der tiefsten Stelle der Leitung war bei stoßfreiem Betrieb mit einem Druck von etwa 35 m Wassersäule zu rechnen.

Die Ausschreibung des Baustoffes für die neue Leitung bezog sich auf Gußeisen, Schmiedeeisen und Holz. Daneben ging ein Angebot auf mit Beton ummanteltes Eisen ein, das aber von vornherein als nicht brauchbar ausschied. Da im Angebot für Holz teilweise die Verlegung unbegriffen war, in dem für Eisen jedoch nicht, und die Endsummen der Angebote auf Gußeisen, Schmiedeeisen und Holz mithin ohne weiteres nicht vergleichbar waren, so wurde ihre Einwirkung auf die Gesamtbausumme festgestellt. Hiernach stellten sich die Ausführungskosten

in Schmiedeeisen rd. 30 000 M.,

in Holz rd. 85 000 M. niedriger als in Gußeisen.

Für Holz waren verschiedene Angebote eingegangen, einerseits auf mit starkem Draht umwickelte Röhren, andererseits auf mit Rundeisenringen und Spannvorrichtung bewehrtes Daubenrohr. Da dem Draht wegen seiner geringen Stärke eine Widerstandsfähigkeit gegen Rosten nicht zugesprochen wurde, befaßte man sich nur mit dem Angebote auf das mit Rundeisen bewehrte Holzdaubenrohr, welches von der Holzrohrbauaktiengesellschaft zu Freiburg i. Br. abgegeben worden war.

Bei dem wesentlichen Preisunterschied von 85 000 M. konnte man an dem bislang nicht gebräuchlichen Holz nicht vor-

<sup>1)</sup> Ges.-Ing. 1922, Heft 28.

<sup>2)</sup> Techn. Gemeindeblatt 5. Januar 1925 und „Das Gas- und Wasserfach“ 1925, Heft 7.

<sup>3)</sup> „Die Wasserversorgungsanlagen der Stadt Gotha nebst Erläuterungsbericht zum Entwurf einer dritten Zuleitung von der Gothaer Talsperre zu Tambach-Dietharz nach dem Hirzberghochbehälter und Vorarbeiten für eine zweite Talsperre.“ Gotha 1924. 21 < 30 cm. 36 Seiten und 6 Tafeln.

<sup>4)</sup> Ges.-Ing. 1925, Heft 14.

übergehen, ohne das Angebot eingehendst auf seine Brauchbarkeit geprüft zu haben. Zudem war das Geld schon zu jener Zeit, Anfang Frühling 1925, recht schwer zu beschaffen. Es bestand keine Aussicht, die für den Bau der Leitung benötigten 520 000 M. bereitzustellen, obwohl auf ein Darlehn von etwa 170 000 M. aus Mitteln der Erwerbslosenfürsorge gerechnet wurde. Man verschaffte sich daher Kenntnis von den Erfahrungen an ausgeführten Holzrohrleitungen. Da Holzdaubenrohre in Europa erst seit wenigen Jahren und mit geringer Länge gebaut wurden, so konnte man sich hinsichtlich älterer Leitungen nur auf die Überlieferungen aus Amerika stützen, wo Holzrohre seit Jahrzehnten verwendet wurden. Dann wurden Besichtigungen von in Deutschland jüngst ausgeführten Anlagen vorgenommen. U. a. wurde eine Leitung von 50 cm l. W. und etwa 500 m Länge und eine zweite von 50 cm l. W. und 1900 m Länge besichtigt. Sie lagen teils ober-, teils unterirdisch und waren im Betrieb. Das Ergebnis war befriedigend. Die Leitungen waren dicht, der Rostschutz war unversehrt. Man hatte den Eindruck, daß die geplante Leitung bei ausgesuchtem Baustoff aus Holz zweifellos einwandfrei hergestellt werden könne. Allerdings hielt man gewisse Sicherheiten für nötig. Gegen die Beständigkeit des Holzes hatte man nicht die geringsten Bedenken. Aber zum Schutze der das Holzrohr umspannenden Rundeisen sollte alles getan werden, was irgendwie möglich und zweckmäßig war. Unter anderem sollte der Durchmesser der Rundeisen etwa 2 mm stärker gewählt werden, als es die Rechnung auf Zug erfordert, um auch noch hinreichend für den Fall gesichert zu sein, daß der Rostschutz versagte. Andererseits ließ sich durch den Einbau eines Schiebers die Drucklinie in günstiger Weise verändern. Nebenbei sei bemerkt, daß auch ein Versuch gemacht wurde, durch Abdrücken eines kurzen Proberohres die Zuverlässigkeit des Holzrohres zu prüfen. Er konnte aber kein richtiges Ergebnis zeitigen, weil ihm nicht die beim fertigen Holzrohrstrang vorliegenden Voraussetzungen zugrunde lagen. Zur Abdichtung der Stirnseiten hatte man nämlich die dichtenden Deckel gegeneinander verspannt, so daß sich beim Quellen die Dauben in der Längsrichtung nicht ausdehnen und damit die Längsfugen nicht ganz gut schließen konnten.

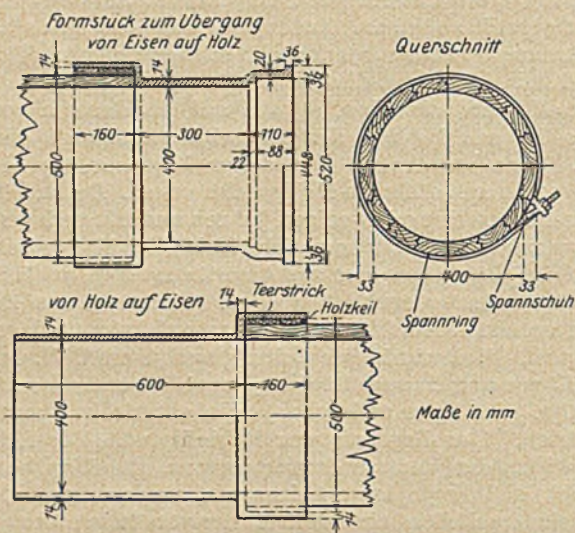
Die Änderungen beeinflussten das Ergebnis der Ausschreibung nur unwesentlich, so daß der dazu ermächtigte Ausschuß nach eingehender Erörterung einstimmig der Holzrohrbau-A.-G. zu Freiburg i. Br. den Auftrag zur Ausführung der Leitung in Holz erteilte, obwohl das günstigste Angebot auf Gußeisen in letzter Stunde um 31 000 M. ermäßigt wurde.

Das Rohr wird gemäß der beigegebenen Abbildung ausgeführt. Es besteht im Querschnitt aus 16 Dauben, die von 16 mm starken Rundeisenringen, sogenannten Spannrings, in gewissem Abstände zusammengehalten werden. Die die äußere und die innere Rohrwand bildenden Seiten der Dauben sind genau nach der Rundung des Rohres gefräst, während die beiden anderen Seiten eine Verzahnung besitzen. Alle vier Seiten werden gleichzeitig auf einer Vierseitenfräsmaschine hergestellt. Die endgültige Wandstärke beträgt 33 mm. In der Richtung der Längsachse werden die Stöße der einzelnen Dauben versetzt angeordnet, so daß das Holzrohr im ganzen keine durchgehenden Stöße besitzt. Die Dichtung der Dauben wird am Hirnholzstoß durch 2,5 mm starke verzinkte Eisenplättchen unterstützt, die in das Hirnholz eingelassen werden und mit scharfer Schneide in die benach-

barten Dauben eingreifen. Die Enden der Rundeisenbügel werden durch Spannschuhe zusammengehalten, die es ermöglichen, die Spannringe durch Anziehen von Schraubenmuttern fest um die Dauben zu legen.

Die Form des Spannschuhes machte zunächst einige Schwierigkeiten, bis es der Gothaer Pumpenfabrik von Eduard Döll gelang, einen alle Beteiligten befriedigenden Spannschuh zu fertigen. Er wurde nicht gegossen, sondern im Gesenk geschmiedet.

Besonderes Augenmerk wurde dem Baustoff der Dauben zugewendet. Man hätte gern harzreiche Kiefer gewählt, mußte diesen Gedanken aber im Hinblick auf die Kosten fallen lassen. Man wählte Fichte und forderte lufttrockenes, langsam ge-



wachsenes Holz, im vorhergehenden Herbst geschlagen. Etwa durchfallende Äste wurden ausgebohrt. In diese Löcher wurden von innen nach außen Holzpfropfen mit wasserbeständigem Leim eingesetzt. Rotes krankes Holz schied von vornherein aus. Da von einer Seite, wohl unbegründeter Weise, vermutet wurde, daß Dauben mit nicht zum Rohrrand parallel verlaufenden Jahresringen leichter Wasser durch die Rohrwand treten lassen als andere, so wurde bestimmt, daß Dauben, deren Jahresringe mit dem Rohrrand einen Winkel von mehr als  $45^\circ$  bilden, nur auf Strecken verhältnismäßig geringen Druckes, und zwar anfänglich bis 17,1 m, später bis 40 m Wassersäule, verwendet wurden.

Wenn irgend etwas an dem Holzrohr ursprünglich Bedenken einflöste, so war es die Beständigkeit des Rohräußeren gegen die Einflüsse des Bodens und der Luft, insbesondere des Eisens gegen den Rost. Es wurde daher dem Schutz des Rohräußeren die größte Beachtung geschenkt. Sämtliche Spannringe, Spannschuhe und Muttern wurden zunächst in dem die Gewinde schneidenden Werke nach der Fertigstellung in üblicher Weise erwärmt und mit einem Überzug aus Asphalt versehen. Holzrohr und Eisen erhielten ferner einen zweimaligen Inertol-anstrich aus bewährten Mischungen. Schließlich wurde ausbedungen, daß der mit Gewinde versehene Teil der Spannringe nach der Fertigstellung der Eisenbewehrung mit heißem Rindstalg gestrichen wurde.

Es unterlag keinem Zweifel, daß die Gewindekernquerschnitte des den Druck aufnehmenden Spannringteiles besonders zu schützen wären, weil hier im Hinblick auf die Spannung im Eisenring bei etwa eintretendem Rosten die Zerstörung der Leitung beginnen würde. Die Stadtverwaltung hat es daher bei dem Asphalt und dem Rindstalg nicht verwenden lassen, sondern sämtliche Rundeisen, wie bereits oben erwähnt, etwas stärker gewählt. Der Rechnung wurden alle Eisen mit einem Gewindekerndurchmesser von 11 mm zugrunde gelegt. Verwendet wurden hingegen nur Eisen von 16 mm Durchmesser mit einem Kerndurchmesser von 12,92 mm. In dem Unterschied zwischen 12,92 mm und 11 mm wollte man eine weitere Sicherheit gegen schädliche Einwirkung des Rostes haben.

Die innere Rohrfläche erfuhr keine besondere Behandlung. Wohl aber mußte man sich im Betrieb der Leitung umstellen. Die Füllung der vorhandenen eisernen Zuleitungen wird an ihrem Anfang, am Einlauf, geregelt. Das hat zur Folge, daß die Leitung in den ersten Jahren nur teilweise gefüllt ist und sich erst mit der Zeit, wenn der Bedarf sich der Leistung der Leitung nähert, füllt. Eine Holzleitung muß aber ständig gefüllt sein, sonst würden Teile austrocknen, schwinden und undicht werden. Daher muß die Größe der in ihr fließenden Wassermengen am unteren Ende der Leitung geregelt werden, und zwar so, daß die Leitung ständig an allen Stellen voll Wasser steht.

Hölzerne Leitungen haben an und für sich weniger Reibung als eiserne. Sie werden aber im Laufe der Zeit immer glatter. Die Leitung leistet daher am Ende des Zeitraumes, für den sie gebaut wurde, mehr als eine gußeiserne gleichen Durchmessers. Dem Bedarf hätte eine eiserne Leitung von 400 mm l. W. entsprochen. Sie förderte bei dem zur Verfügung stehenden Gefälle 147 l/s. Eine Holzleitung gleichen Durchmessers fördert nach Scobey 180 l/s mit einer Geschwindigkeit von 1,42 m/s, also etwa 47 % mehr als verlangt. Man wäre im Holz daher sogar mit einem Durchmesser von 350 mm ausgekommen. Allein man wollte am Durchmesser und mithin an den Kosten nichts sparen, sondern man zog den größeren Durchmesser vor, weil er die Stadt in die Lage versetzte, die Leitung nach Ablauf des Zeitraumes, für den sie berechnet wurde, noch weiter zu benutzen, ohne Vergrößerungen vornehmen zu müssen.

Der Abstand der Spannringe voneinander wird bedingt durch den Druck, unter dem die Leitung arbeitet. Wird der Leitung nichts entnommen, wird sie nach Vorstehendem also am unteren Ende abgeschlossen, so bildet sich die horizontale Linie des ruhenden Druckes aus. Wird sie hingegen bis an ihre Grenzleistung beansprucht, so stellt sich die Linie des größten Gefälles ein.

Zu den sich in den beiden vorgenannten Fällen ergebenden Druckhöhenwerten wurde ein Stoßzuschlag gegeben, und zwar im ersten Fall 15 %, im zweiten 50 %. Der größere der beiden so an einer Stelle der Leitung entstehenden Werte wurde dort als für die Berechnung des Eisenabstandes maßgebend angesehen. Anfangs war angenommen worden, daß die Leistung der Leitung nur von einem einzigen Schieber am unteren Leitungsende aus geregelt wurde. Dabei ergaben sich aber recht hohe Drücke, und zwar ohne etwa auftretende Stöße bis zu 68 m Wassersäule, und damit sehr geringe Spannringachsabstände, bis zu 7,3 cm herab. Es wurde daher eine Drucklinienrechnung vorgenommen, indem noch ein zweiter Schieber etwa in der Mitte der Leitungsstrecke vorgesehen wurde. Bei dieser Maßnahme müssen zwar im Betrieb zwei Schieber gestellt werden, wenn die Förderung der Leitung einmal verändert werden muß, doch wird der Druck auf 47,5 m Wassersäule, Stöße eingerechnet, herabgesetzt und damit der Bedarf an Eisen ganz wesentlich gemindert. Im Betrieb wird die Bedienung der beiden Schieber Schwierigkeiten kaum bereiten, da der Zulauf zur Stadt nur ganz selten zu regeln sein wird, im übrigen zu jeder Leistung eine bestimmte Drucklinie gehört, deren Einstellung mit Hilfe der Angaben von Druckmeßstellen bewirkt wird. Gegen Überschreitung des größten zulässigen Druckes in der unteren Leitungshälfte wurde an deren höchster Stelle ein Sicherheitsventil vorgesehen.

Bei diesen Druckverhältnissen schwankt der Eisenachsabstand zwischen 33 cm und 12 cm. Der erstere entspricht einer Wassersäule von 11,6 m und weniger, der letztere einer solchen von 47,5 m. Er ergab sich einmal aus der Berechnung der Spannringe auf Zug, ferner der Holzdauben auf Durchbiegung zwischen den Spannringen. Dabei wurden die Spannringe mit 1200 kg/cm<sup>2</sup> und die Holzdauben mit 70 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht. Zwischen 47,5 und 22,2 m Wassersäule war die Berechnung der Eisen auf Zug für ihren Abstand maßgebend, bei geringerer Wassersäule die Berechnung der Dauben auf Biegung. Die Berechnung des Holzes auf Abscheren ergab Werte innerhalb der zulässigen Grenzen.

Während eine eiserne Leitung im Hinblick auf den Frost mit 1,5 m Deckung hätte verlegt werden müssen, begnügte man sich bei der Holzleitung mit 0,7 m Deckung. Auch die Ausrüstungsgegenstände wurden nicht tiefer eingebettet, da sie in gemauerten Schächten untergebracht wurden, die vor Beginn des Winters gegen Eindringen von Kälte gehörig mit Laub und Reisig eingepackt werden sollen. Die Breite der Baugrube betrug im allgemeinen 0,9 m, in tieferer Lage 1 m. Mithin war im allgemeinen auf jeder Seite des Rohres 0,25 m Raum über das lichte Maß hinaus vorhanden. Das Maß erwies sich jedoch als etwas zu knapp, da es die Verlegungsarbeiten etwas erschwerte. Krümmungen bis zu 30 m Halbmesser sollten ohne weiteres durch Biegung des Holzrohres hergestellt werden, für größere Krümmungen wurden Eisenkrümmer vorgesehen. Die Leitung erhielt am Beginn, in der Mitte und am Ende je einen Schieber, ferner 16 Druckmeßstellen, drei Entleerungs- und 16 Entlüftungsmöglichkeiten, ferner im Gegensatz zu den vorhandenen Zuleitungen 12 Reinigungsrohre mit Öffnungen von 40 x 70 cm, deren Abstand untereinander im Mittel zu 775 m gewählt wurde.

An 21 Stellen mußte man mit dem Einschalten von Eisen-teilen, wie Schiebern und Druckmeßstellen, rechnen. Hier

mußte das Holzrohr rechtwinklig abgeschnitten werden. Besondere gußeiserne Formstücke gemäß der beigegebenen Abbildung bewirkten den Übergang von Holz auf Eisenmuffe und von Holz auf Eisenschwanz. Der Abdichtung des Stoßes am Holzrohrende diente eine eiserne Muffe. Das Holzrohr wurde in diese hineingesteckt und sollte ursprünglich, der Abbildung entsprechend, allseitig mit Teerstrick und Holzkeilen gedichtet werden. Bei der Ausführung wurde die Dichtung jedoch in üblicher Weise mit Hanfstrick und Blei bewirkt.

Der Auftrag zu Beginn der Arbeiten erging an die Holzrohrbau-A.-G. am 13. Mai 1925. Sie begann sofort mit der Herstellung der Dauben, von denen im ganzen 148 800 lfd. m erforderlich wurden. Wenige Wochen später wurden die 47 000 Spannringe und Spanschuhe an in Gotha ansässige Unternehmer vergeben. Die Erdarbeiten setzten am 15. Juli ein, die Arbeiten am Zusammensetzen des Holzrohres am 25. Juli. Es wurde an mehreren Baustellen gearbeitet, an jeder derselben waren etwa ein Vorarbeiter und acht Mann tätig. Man rechnete an jeder Baustelle mit einem Fortschritt von 30 m am Tage.

Planmäßig soll die Leitung, sofern die Stadtgemeinde die notwendigen Baugelder beschaffen kann, im Herbst in Betrieb genommen werden.

## BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON BEHÄLTERBÖDEN UND STÜTZEN.

Von Dipl.-Ing. W. Clemens, Berlin-Friedenau.

**Übersicht.** „Wirken eines äußeren Momentes an der Bodenplatte eines Behälters und an einer Stütze. Berechnung der durch ein äußeres Moment hervorgerufenen Lagerkräfte eines mehrfach gelagerten Balkens. Formel für die Berechnung der Stützenmomente. Besprechung der Einflüsse eines äußeren Momentes, Lagerkräfte, Momente und Biegung, sowie der Einflußlinien, an Hand der Abbildungen der Tabelle. Zahlenbeispiel: Bodenplatte und Tragbalken eines Eisenbetonbehälters.“

Gewisse Tragkörper, wie Bodenplatten von Behältern und exzentrisch belastete Stützen, werden außer von unmittelbar,

Bodenplatte und rufen in ihr innere Gegenkräfte P hervor. Diese bilden mit den sie erzeugenden Kräften P zwei Kräftepaare, die gegeneinander wirkend den Behälterboden nach oben zu biegen suchen (Abb. 1 b-4 b).

Während in dem Fall der Abb. 1 die Biegungswirkung ohne einem anderen Widerstand als dem der inneren Biegungsspannungen zu begegnen, sich in der angestrebten Weise über die ganze Länge des Tragkörpers ausdehnt, findet sie in den Fällen der Abb. 2 bis 4 an den Zwischenlagern C bzw. C und D

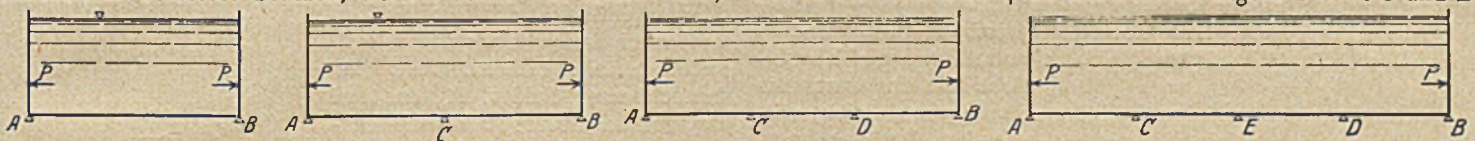


Abb. 1a.

Abb. 2a.

Abb. 3a.

Abb. 4a.

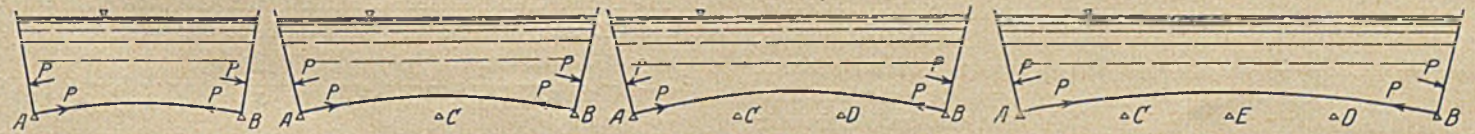


Abb. 1b.

Abb. 2b.

Abb. 3b.

Abb. 4b.

senkrecht zu ihrer Achse (bei Behälterböden) bzw. längs dieser (bei Stützen) wirkenden äußeren Lastkräften auch von einem äußeren

Biegemoment, d. h. einem Drehmoment beansprucht, welches, ausgeübt von einem durch eine äußere gleichlaufend zur Achse gerichtete und eine ebensolche innere Kraft (Abb. 1) bzw. von einem durch zwei äußere so gerichtete Kräfte (Abb. 4 u. 5) gebildeten Kräftepaar, nicht in einer senkrecht zur Körperachse liegenden Ebene, sondern in der Biegungsebene der erstgenannten Kräfte wirkt.

Bei Behältern (Abb. 1-4) entsteht dieses äußere Biegemoment aus dem Wirken der wagrecht gegen die Seitenwände gerichteten Druckkräfte P des Behälterinhalts. Sie übertragen durch Vermittelung der Wände einen axialen Zug in die

Hindernisse, indem sie in ihnen ihr entgegen, d. h. nach unten gerichtete Lagerkräfte (Abb. 2 c bis 4 c) erzeugt, die erstens die freie Entwicklung der beabsichtigten Krümmung der Platte verhindern, dieser vielmehr in ihrem mittleren Teil eine entgegengerichtete Krümmung verleihen, so mithin Art und Größe

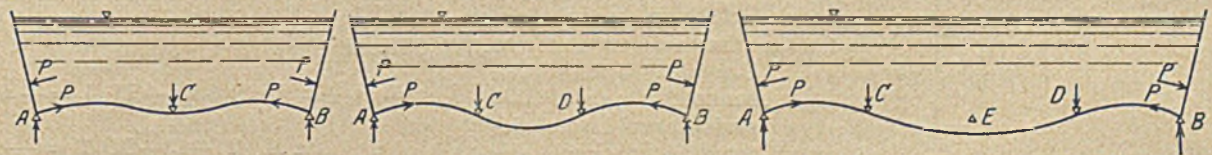


Abb. 2c.

Abb. 3c.

Abb. 4c.

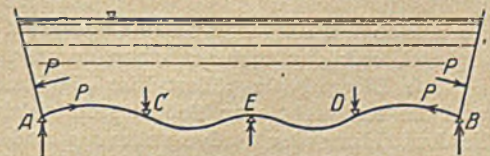


Abb. 4d.

der inneren Biegemomente der Platte beeinflussen und ferner auf die Endlager A und B rückwirken und in ihnen Kräfte erzeugen durch die sie selbst ausgeglichen werden, wobei sie mit ihnen äußere Kräftepaare bilden, die mit den Ursprungskräftepaaren (P-P) im Widerspiel stehen, unter dessen Einfluß die vorerwähnte Krümmung der Platte zustande kommt.

In dem Fall der Abb. 4 kehrt die im Mittellager E in Richtung nach oben hervorgerufene Kraft die im Mittelteil der Platte angestrebte Krümmung (Abb. 4 c) wieder um (Abb. 4 d) und beeinflusst Biegemomente und Lagerdrücke.

Die Wirkung des Behälterinhalts auf die Bodenplatte ist demnach eine zweifache. Die Platte erfährt eine Beanspruchung unmittelbar durch das lotrecht wirkende Gewicht des Inhalts und mittelbar durch seinen Seitendruck auf die Wände.

Auch sind bei Vorhandensein von mehr als zwei Lagern zwei ihrer Entstehungsweise nach verschiedene Arten von Lagerkräften, eine aus der Nutzlast mittelbar und eine mittelbar, auf dem Umweg über ein von der Nutzlast hervorgerufenes Kräftepaar oder äußeres Moment entstehende Art — Hauptlagerkräfte und Zusatzlagerkräfte — zu unterscheiden, von denen die erste Art gleichlaufend, die zweite senkrecht zu den sie erzeugenden Kräften gerichtet ist.

Während die Hauptlagerkräfte in allen Lagern nach oben weisen, sind die Richtungen der Zusatzlagerkräfte verschieden, (Abb. c und d), so daß diese in den einen Lagern die ersteren vergrößern, in anderen verringern, was, wenn die Zusatzkräfte bei der Ausbildung der Lager nicht berücksichtigt werden, im ersten Fall eine Überbeanspruchung, im zweiten eine Vergeudung der Baustoffe zur Folge hat (s. Berechnungsbeispiel).

Ebenso erhalten die durch die lotrechte Belastung in der Platte hervorgerufenen Hauptbiegungsspannungen durch den Einfluß des Wanddrucks — neben Zusatzlängsspannungen — Zusatzbiegungsspannungen, welche auf die ersteren teils vergrößern (Abb. 3, Feld CD), teils verkleinern (Abb. 1, Feld; Abb. 2, Lager C und Felder; Abb. 3 Felder AC und DB, Lager C und D) wirken, so daß ihre Nichtbeachtung zu einer falschen Ausbildung der Platte führt.

Ähnliches geschieht an einer exzentrisch, z. B. durch eine Konsollast belasteten Stütze (Abb. 5 und 6), wo die Konsollast mit der durch sie erzeugten axial wirkenden Fußlagerkraft, also einer äußeren Kraft, ein Kräftepaar bildet, das in den Lagern durch sein Drehbestrebensenkrecht zum Schaft gerichtete Kräfte auslöst und im Verein mit diesen, die unter sich Kräftepaare bilden, den Schaft in mehrfacher, verschiedener Weise krümmt. Von diesen Kräftepaaren bilden, den Schaft senkrecht zum Schaft gerichteten Lagerkräften findet nur die im Fußlager erzeugte eine unmittelbar durch

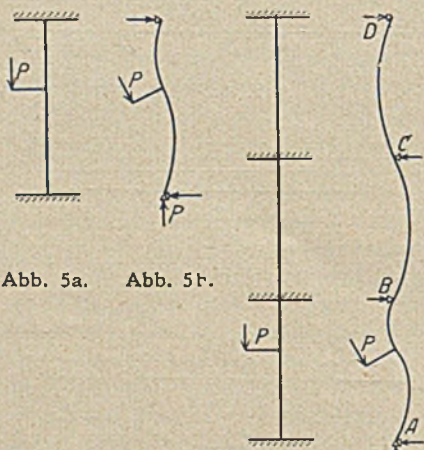


Abb. 5a. Abb. 5b.

Abb. 6a. Abb. 6b.

die Konsollast hervorgerufene Lagerkraft vor, die, hier axial wirkend, mit der ersteren einen rechten Winkel bildet.

Die Biegung vergrößert hier die Knickspannungen, während die senkrecht zum Schaft gerichteten Lagerkräfte durch die Ausbildung der Fußverankerung und die Abmessung der in den übrigen Lagerpunkten etwa angreifenden Abschwertungen ihre Berücksichtigung zu finden hätten.

Ein Vergleich beider Tragkörper zeigt, daß die Wanddrücke des Behälters und die Konsollast der Stütze in ihrer Wirkung einander entsprechen. Jede Wirkung ist die eines äußeren Momentes. Ein Verfahren zur Ermittlung dieser Wirkung hat

für beide Fälle Geltung, wenn beachtet wird, daß die Inanspruchnahme des Behälterbodens verglichen mit der der Stütze eine spiegelbildartig doppelte ist.

Das Wesentliche dieser Ermittlung besteht in der Errechnung der durch das äußere Moment hervorgerufenen senkrecht zur Körperachse wirkenden Lagerkräfte.

An einem wagerechten, 4-fach gelagerten Tragkörper soll die Ermittlung dieser Lagerkräfte gezeigt werden (Abb. 7).

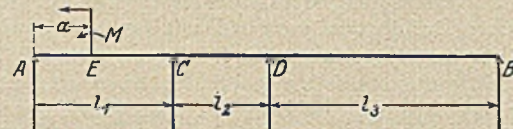


Abb. 7.

Es greife an beliebiger Stelle eine Konsolkraft an. Ein fester Punkt an einem Ende des Tragkörpers, in dem die ihren Ausgleich herbeiführende axiale Lagergegenkraft hervorgerufen wird, sei vorhanden. Die durch beide im Körper erzeugte Längskraft bleibe außer Betracht. Das die senkrecht zur Achse gerichteten Lagerkräfte erzeugende Drehbestreben dieser beiden ein Kräftepaar bildenden Kräfte werde durch ein an der Angriffstelle der Konsolkraft angebrachtes äußeres Moment M veranschaulicht.

Greifen mehr als eine Konsolkraft an, wie eben bei einem Behälterboden, wo zwei vorhanden sind, dann ist die Wirkung jeder von ihnen einzeln zu ermitteln, und sind ihre Wirkungen algebraisch zu addieren.

Bestimmung der Lagerkräfte.

Nach Clapeyron.

Die allgemeine Clapeyronsche Dreimomentengleichung hat die Form:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \left( \frac{L_0}{l_1} + \frac{R_2}{l_2} \right),$$

worin  $L_0$  das auf die linke Stütze bezogene statische Moment der Momentenfläche des als Balken auf zwei freien Endstützen aufgefaßten linken Balkenfeldes zweier benachbarter Felder,  $R_0$  das auf die rechte Stütze bezogene entsprechende Moment des rechten Feldes bedeutet.

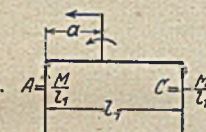


Abb. 8 a.

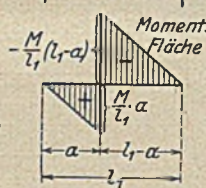


Abb. 8 b.

Bei Anwendung dieser Gleichung auf die beiden Felder AC und CD ist (Abb. 8 a u. b und Tabelle 2. Fall):

$$L_0 = + \frac{M}{l_1} a \frac{a}{2} \cdot \frac{2}{3} a - \frac{M}{l_1} (l_1 - a) \frac{l_1 - a}{2} \left[ a + \frac{1}{3} (l_1 - a) \right]$$

$$= - \frac{M}{6} (l_1^2 - 3 a^2)$$

$$R_2 = 0$$

Hiermit:

$$M_A l_1 + 2 M_C (l_1 + l_2) + M_D l_2 = -6 \left( - \frac{M}{6 l_1} \right) (l_1^2 - 3 a^2)$$

$$(I) \quad 2 M_C (l_1 + l_2) + M_D l_2 = \frac{M}{l_1} (l_1^2 - 3 a^2)$$

Bei Anwendung der Dreimomentengleichung auf die Felder CD und DB ist:

$$L_0 = 0$$

$$R_0 = 0$$

$$(II) \text{ Mithin: } M_C l_2 + 2 M_D (l_2 + l_3) = 0$$

Aus den beiden Gleichungen I und II ergibt sich:

$$M_C = M \cdot \frac{2 (l_2 + l_3) (l_1^2 - 3 a^2)}{l_1 [4 (l_1 + l_2) (l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$M_D = - M \cdot \frac{l_2 (l_1^2 - 3 a^2)}{l_1 [4 (l_1 + l_2) (l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

Bemerkung: Aus diesen Gleichungen geht hervor, daß jedes der beiden Stützenmomente  $M_C$  und  $M_D$  zu Null wird, wenn  $(l_1^2 - 3a^2) = 0$ , d. h.  $l_0 = 0$  wird. Das geschieht, wenn  $a = \frac{l_1}{\sqrt{3}} = \approx 0,577 l_1$  wird (vgl. Bemerkungen zur Tafel).

Mit den für die Stützenmomente gefundenen Werten ergeben sich nach der allgemeinen Formel:

$$T_1 = \mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_1 + \frac{M_0}{l_1} - M_1 \left( \frac{l}{l_1} + \frac{l}{l_2} \right) + \frac{M_2}{l_3}$$

worin  $T_1$  den Lagerdruck einer beliebigen Stütze,  $\mathfrak{B}_1$  und  $\mathfrak{A}_1$  den an dieser Stütze wirkenden Teillagerdruck des linken bzw. rechten, als Balken auf zwei freien Endstützen aufgefaßten Feldes (Abb. 8a) bedeuten, die Lagerkräfte:

$$A = 0 + \frac{M}{l_1} + 0 - 0 + \frac{M_C}{l_1} = \frac{1}{l_1} (M + M_C)$$

$$C = -\frac{M}{l_1} + 0 + 0 - M_C \left( \frac{l}{l_1} + \frac{l}{l_2} \right) + \frac{M_D}{l_2}$$

$$= -\frac{M}{l_1} - M_C \left( \frac{l}{l_1} + \frac{l}{l_2} \right) + \frac{M_D}{l_2}$$

$$D = 0 + 0 + \frac{M_C}{l_2} - M_D \left( \frac{l}{l_2} + \frac{l}{l_3} \right) + 0 = \frac{M_C}{l_2} - M_D \left( \frac{l}{l_2} + \frac{l}{l_3} \right)$$

$$B = 0 + 0 + \frac{M_D}{l_3} - 0 + 0 = \frac{M_D}{l_3}$$

Nach Einsetzung der Werte für  $M_C$  und  $M_D$  und Ausführung der Zwischenrechnung ergibt sich:

$$A = M \cdot \frac{l_1(6l_1l_2 + 6l_1l_3 + 4l_2l_3 + 3l_2^2) - 6a^2(l_2 + l_3)}{l_1^2[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$C = -M \cdot \frac{l_1(3l_1^2l_2 + 2l_1^2l_3 + 6l_1l_2l_3 + 6l_1l_2^2 + 4l_2^2l_3 + 3l_2^3) - 3a^2(3l_1l_2 + 2l_1l_3 + 2l_2l_3 + 2l_2^2)}{l_1^2l_2[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$D = M \cdot \frac{(l_2 + l_3)(l_2 + 2l_3)(l_1^2 - 3a^2)}{l_1l_2l_3[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$B = -M \cdot \frac{l_2(l_1^2 - 3a^2)}{l_1l_3[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

Für den Sonderfall gleicher Feldweiten ( $l_1 = l_2 = l_3 = l$ ) ergeben sich die Werte:

$$A = M \cdot \frac{19l^2 - 12a^2}{15l^3}; \quad D = M \cdot \frac{6l^2 - 18a^2}{15l^3}$$

$$C = -M \cdot \frac{24l^2 - 27a^2}{15l^3}; \quad B = -M \cdot \frac{l^2 - 3a^2}{15l^3}$$

Für den Sonderfall, daß bei gleichen Feldweiten das Moment  $M$  über  $A$  angreift ( $a = 0$ ), Abb. 9, ergibt sich:

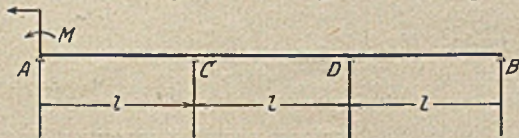


Abb. 9.

$$A = \frac{19}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad D = \frac{6}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

$$C = -\frac{24}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad B = -\frac{1}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

Mit diesen Werten:  $\sum V = 0$ .

Endlich für den Sonderfall, daß bei gleichen Feldweiten das Moment  $M$  über  $C$  angreift ( $a = l$ ), ergibt sich:

$$A = \frac{7}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad D = -\frac{12}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

$$C = \frac{3}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad B = \frac{2}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

Wieder:  $\sum V = 0$ .

Sind, wie in jedem praktischen Fall, alle Längen zahlenmäßig gegeben, so ist es zweckmäßig, die Rechnung von Anfang an mit diesen Zahlen durchzuführen.

In entsprechender Weise wie vor lassen sich die Lagerkräfte in dem Fall, daß das Moment  $M$  in einem anderen Feld angreift, berechnen.

Unmittelbare Berechnung der Lagerkräfte des in Abb. 9 dargestellten Sonderfalles:

Allgemeine Clapeyronsche Dreimomentengleichung:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \left( \frac{L_0}{l_1} + \frac{R_0}{l_2} \right)$$

Für die Anwendung dieser Gleichung ist zu beachten, daß:

$$M_A = 0.$$

Wenn auch über dem Lager  $A$  das äußere Moment  $M$  angreift und an dieser Stelle im Balken ein inneres Moment (oben Zug, unten Druck) erzeugt, so ist dies letztere doch nicht gleichbedeutend mit einem infolge Durchlaufs des Balkens auftretenden „Clapeyronschen“ Stützenmoment. Ein solches wäre vorhanden, wenn der Balken über  $A$  hinaus eine belastete Verlängerung hätte. In dem vorliegenden Fall aber ist in dem End-, dem Stirnquerschnitt des Balkens, ebenso wie über der freien Endstütze eines von lotrechten Kräften belasteten Balkens, kein Moment vorhanden. Auch hier laufen am Balkenende die inneren, oberhalb und unterhalb der Nullschicht auftretenden Spannungen zu Null aus. Wird das Moment  $M$  durch einen an der Stirn des Balkens (oder des Plattenkörpers) mit diesem fest verbundenen lotrechten, stab- oder plattenförmigen Körper ausgeübt, so treten an der Außenseite dieses Körpers innerhalb der von den erweitert gedachten Umgrenzungsflächen des Balkens (oder der Platte) umschlossenen (Stirn-)Fläche keine Biegungsspannungen auf. Der Fall darf so gedacht werden, als griffe das Moment  $M$  dicht rechts von dem Lagerpunkt  $A$  des Balkens an.

Ferner ist:

$$M_B = 0 \text{ und } l_1 = l_2 = l_3 = l.$$

Abb. 10a.

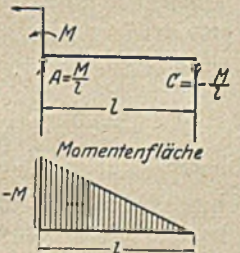


Abb. 10b.

Bei Anwendung der Gleichung auf die beiden linken Felder wird nach Abb. 10a u. b:

$$L_0 = -M \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{3} = -\frac{Ml^2}{6}$$

$$R_0 = 0.$$

Mit diesen Werten lautet die Gleichung:

$$0 + 2 M_C \cdot 2l + M_D l = -6 \left[ \frac{1}{l} \left( -\frac{Ml^2}{6} \right) + 0 \right] = +Ml$$

$$(I) \quad 4 M_C + M_D = M$$

Für die beiden rechten Felder wird:

$$L_0 = 0; \quad R_0 = 0.$$

Mithin:

$$M_C l + 2 M_D \cdot 2l + 0 = 0;$$

$$(II) \quad M_C + 4 M_D = 0$$

Aus I und II errechnet sich:

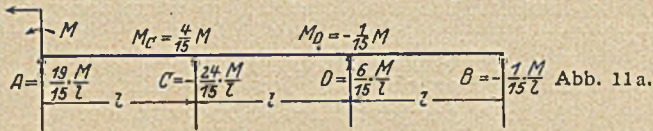
$$M_C = +\frac{4}{15} M; \quad M_D = -\frac{1}{15} M.$$

Diese Werte gehen auch aus den für  $M_C$  und  $M_D$  oben abgeleiteten allgemeinen Ausdrücken hervor, wenn darin  $l_1 = l_2 = l_3 = l$  und  $a = 0$  gesetzt wird.

Lagerkräfte:

Allgemeine Gleichung:

$$T_1 = \mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_1 + \frac{M_0}{l_1} - M_1 \left( \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{M_2}{l_2}$$



Mit diesen Werten:

$$A = + \frac{M}{1} + \frac{4}{15} \cdot \frac{M}{1} = + \frac{19}{15} \cdot \frac{M}{1}$$

Für Lagerkraft C ist:

$$\mathfrak{B}_1 = - \frac{M}{1} \text{ (Abb. 10a); } A_1 = 0$$

$$M_0 = M_A = 0; \quad M_1 = M_C = + \frac{4}{15} M; \quad M_2 = M_D = - \frac{1}{15} M$$

Hiermit:

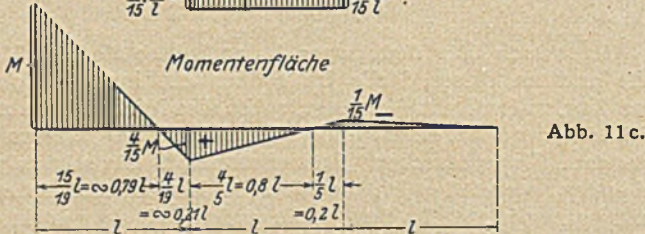
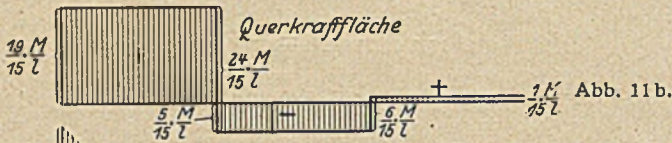
$$C = - \frac{M}{1} - \frac{4}{15} M \left( \frac{1}{1} + \frac{1}{1} \right) + \left( - \frac{1}{15} M \frac{1}{1} \right) = - \frac{24}{15} \cdot \frac{M}{1}$$

In derselben Weise ergibt sich:

$$D = + \frac{6}{15} \cdot \frac{M}{1}; \quad B = - \frac{1}{15} \cdot \frac{M}{1}$$

Diese Ergebnisse sind in Abb. 11 zusammengestellt. Dazu sind Querkraft- und Momentenfläche gezeichnet.

(Fortsetzung folgt.)



Für Lagerkraft A ist:

$$\mathfrak{B}_1 = 0; \quad M_0 = 0; \quad l_1 = l_2 = 1; \quad \mathfrak{A}_1 = + \frac{M}{1} \text{ (Abb. 10)}$$

$$M_1 = M_A = 0; \quad M_2 = M_C = + \frac{4}{15} M$$

### ZUR KNICKBERECHNUNG GEGLIEDERTER DRUCKSTÄBE.

Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.

In Heft 10 dieser Zeitschrift gibt Dr. Berrer<sup>1)</sup> eine einfache Formel zur Berechnung der Knickspannung gegliederter Druckstäbe und regt zugleich deren Einführung in die Normen bzw. neue amtliche Bestimmungen an. Die von Dr. B. mitgeteilte Formel:

$$(1) \quad \sigma_k = \frac{1}{\alpha} \left( \alpha - \beta \frac{1}{i} \right) \left( \alpha - \beta \frac{c}{i_g} \right)$$

worin  $\alpha = 3,1 \text{ t/cm}^2$ ,  $\beta = 0,0114 \text{ t/cm}^2$  die Konstanten der Tetmajergleichung  $\sigma_k = \alpha - \beta \frac{1}{i}$ ,  $1:i$  die Schlankheit des Gesamtstabes,  $c:i_g$  die seiner Gurtungen für die Feldweite  $c$  bedeuten, ist keineswegs neu; sie findet sich in dieser Form und in derselben Weise begründet schon in einem von F. Engesser<sup>2)</sup> 1909 veröffentlichten Aufsatz und ist übrigens, wie Engesser dort zeigt, mit der bekannten Formel Krohns völlig identisch. Schreibt man nämlich in Gl. (1):

$$\frac{1}{\alpha} \left( \alpha - \beta \frac{1}{i} \right) = 1 - \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{1}{i}$$

und ersetzt  $i$  für den Gliederstab durch seinen Näherungswert  $h/2$ , wo  $h$  der Abstand der Gurtschwerachsen, so wird für Flußeisen:

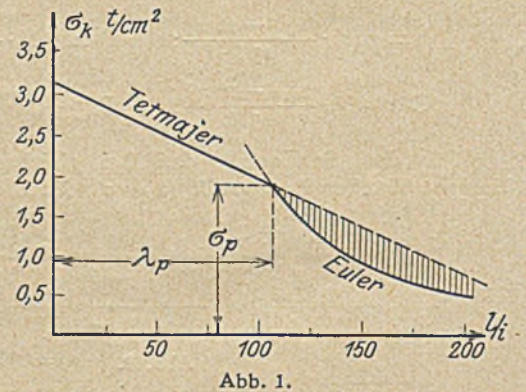
$$\frac{1}{\alpha} \left( \alpha - \beta \frac{1}{i} \right) = 1 - \frac{0,0114}{3,1} \cdot \frac{21}{h} = \frac{3,1h - 0,02281}{3,1h} = \frac{136h - 1}{136h}$$

und Gl. (1) geht über in

$$(2) \quad \sigma_k = \frac{136h - 1}{136h} \left( \alpha - \beta \frac{c}{i_g} \right)$$

d. i. die Krohnsche Formel.

Würde man nun etwa nach Dr. B.s Vorschlag Gl. (1) zur Norm erheben, so verfielen man offenbar in einen den alten preussischen Bestimmungen entgegengesetzten Fehler, insofern man dann die Allgemeingültigkeit der Gl. (1) zugrundeliegenden Tetmajerformel vorschriebe, obschon Ausführungen von Gliederstäben vorkommen, deren Knickspannungen noch im elastischen Bereich liegen, wie dies z. B. bei der kritischen Strebe des 1909 eingestürzten Hamburger Großgasbehälters<sup>3)</sup> der Fall war (Stäbe Nr. 3 und 4 in der von Dr. B. mitgeteilten Tabelle). Damit würde man aber im elastischen Bereich zu einer Überschätzung der Knicksicherheit gelangen, wie aus Abb. 1 hervorgeht (schraffierte Fläche). Eine Erörterung der Voraussetzungen, unter welchen Gl. (1) anwendbar ist, erscheint deshalb geboten.



Da nach Gl. (1) die Knickspannung  $\sigma_k$  nur eine Funktion der Materialkonstanten  $\alpha$  und  $\beta$  sowie der Schlankheiten  $1:i$  und  $c:i_g$  ist, übrigens aber von der Art der Anordnung und der Querschnittsbemessung des Querverbandes überhaupt nicht abhängt, so kennzeichnet sich diese Gleichung zunächst nur als eine Abschätzungsformel. Als solche faßte sie auch Engesser auf.

<sup>3)</sup> Für die Versuchsstäbe war im Mittel  $\sigma_k = 1,76 \text{ t/cm}^2$ ;  $\sigma_p = 2,68 \text{ t/cm}^2$ . Die „Knickfestigkeit“, S. 400.

<sup>1)</sup> Berrer, Knickberechnung gegliederter Flußeisenstäbe, Bauing. 1925, S. 387.

<sup>2)</sup> F. Engesser, Über die Knickfestigkeit von Rahmenstäben, Zentralblatt der Bauverw. 1909, S. 138. Vgl. hierzu auch R. Mayer, Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1914, Nr. 13, und „Die Knickfestigkeit“, Berlin 1920, § 55.



Die Anordnung eines ausreichenden Querverbandes ist daher, soll nicht der Gliederstab schon unterhalb seiner Knickgrenze infolge zu schwachen Querverbandes versagen, eine unerläßliche Voraussetzung der Rechnung nach Gl. (1). Wird der Querverband nach der von Krohn gegebenen Formel  $Q_{\max} = F_g/14$  ( $Q_{\max}$  int,  $F_g$  Querschnitt einer Gurtung in  $\text{cm}^2$  oder nach der Formel Engessers  $Q_{\max} = \frac{\pi h}{1} (k - \sigma_k) F_g$ , wo  $k$  die Materialfestigkeit ist, für  $Q_{\max}$  als größte beim Ausknicken des Gliederstabes zu erwartende Querkraft so bemessen, daß er und seine Anschlüsse einfache Sicherheit haben, so ist diese erste Voraussetzung erfüllt<sup>4)</sup>.

Die zweite und nicht minder wesentliche Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Gl. (1) ist die, daß die aus ihr berechnete Knickspannung  $\sigma_k$  größer ist als die Proportionalitätsgrenze  $\sigma_p$  des Materials, denn nur dann trifft für den Stab die Tetmajerformel zu. Die Schlankheit  $c : i_g$  der Einzelgurte wird immer so klein sein (nach den neuen Bestimmungen soll sie höchstens gleich 30 werden), daß die zugehörige Abminderung nach Tetmajer zu rechnen ist. Dagegen kann  $l : i$  für den Gesamtstab so groß sein, zumal ja dieser eigentlich mit einer Knicklänge  $l_0$  gerechnet werden müßte, welche seiner Gliederung wegen größer als die Stablänge  $l$  ist, daß die Eulerformel für seine Abminderung maßgebend wird. In diesem Falle ist dann in Gl. (1) an Stelle von  $\alpha - \beta \frac{1}{i}$  der Wert  $\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$  einzuführen, und man erhält:

$$(3) \quad \sigma_k = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \left( \alpha - \beta \frac{c}{i_g} \right)$$

Die Anwendung von Gl. (3) auf die am stärksten von der Rechnung abweichenden Versuchsstäbe Nr. 3 und 4 der von Dr. B. mitgeteilten Tabelle (die Stäbe 7 bis 9 konnte ich nicht nachprüfen, da mir die Materialkonstanten der Versuchsstücke nicht zur Verfügung stehen) liefert folgendes Ergebnis:

Stab Nr.	E (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\lambda_p$	$\sigma_k$ Gl. (3)	$\sigma_{kv}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\lambda_v$
3	2027	2,68	86,3	1,830	1,770	104,5
4	2015	2,08	97,5	2,070	2,090	98,3

Hierin ist  $\sigma_{kv}$  die durch Versuch festgestellte Knickspannung,  $\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}}$  die Grenzschlankheit, für welche  $\sigma_k = \sigma_p$  wird, und  $\lambda_v = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_k}}$  die Schlankheit des dem Gliederstab hinsichtlich seiner Knickspannung  $\sigma_k$  äquivalenten Vollwandstabes.

Wie ersichtlich, wird für diese Stäbe die Übereinstimmung von  $\sigma_{kv}$  mit der nach Gl. (3) berechneten Knickspannung  $\sigma_k$

<sup>4)</sup> Vgl. Die Knickfestigkeit S 349 und 372.

<sup>5)</sup> Die Knickfestigkeit, §§ 58—64.

sehr befriedigend. Die von Dr. B. bemerkte Abweichung der Gl. (1) von diesen Versuchen beruht somit auf der unzulässigen Ausdehnung des Geltungsbereiches der Tetmajerformel, nicht aber auf „unrichtiger Dimensionierung“ infolge zu geringer Spreizung der Gurtungen; letztere hat nur zur Folge, daß die Knicklast für die „freie Achse“ unter diejenige für die „Materialachse“ sinkt.

In meinem Buche „Die Knickfestigkeit“<sup>5)</sup> habe ich auf 50 Versuche (24 europäische und 26 amerikanische) die Gl. (1)



Abb. 2.

bzw. Gl. (3) angewandt und sie gut bestätigt gefunden; sie lieferten auch brauchbare Näherungswerte für Stäbe von mehr als zwei Gurtungen nach Abb. 2, wenn man für diese die Knickspannung nach den erweiterten Gleichungen:

$$(1a) \quad \sigma_k = \frac{1}{\alpha^2} \left( \alpha - \beta \frac{1}{i} \right) \left( \alpha - \beta \frac{c_1}{i_1} \right) \left( \alpha - \beta \frac{c}{i_g} \right)$$

bzw.

$$(3a) \quad \sigma_k = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \left( \alpha - \beta \frac{c_1}{i_1} \right) \left( \alpha - \beta \frac{c}{i_g} \right)$$

berechnet.

Die Anwendung dieser von Engesser angegebenen Näherungsformeln Gl. (1) und Gl. (3) ist daher unbedenklich, wenn:

1. der Querverband genügend bemessen wird und
2. die Knickspannung nach Gl. (1) bzw. Gl. (3) berechnet wird, je nachdem, ob  $\sigma_k > \sigma_p$  oder  $\sigma_k < \sigma_p$  wird.

Ob unter Beachtung dieser notwendigen Voraussetzungen der Rechnungsgang noch wesentlich einfacher ist als der nach den die Steifigkeit der Querverbindungen berücksichtigenden Methoden Engessers oder Müller-Breslaus, bleibe dahingestellt. Erhebt man das Annäherungsverfahren zur Norm, so sollte aber jedenfalls eine Angabe über die notwendigen Voraussetzungen des Verfahrens in dieser Norm nicht fehlen, selbst wenn hierdurch die an sich vernünftige Forderung nach möglicher Einfachheit der Berechnungsvorschrift beeinträchtigt wird. Einfacher als das von dieser Vorschrift zu erfassende Problem kann eben auch die Vorschrift selbst nicht sein, und so wenig es etwas für die Güte einer chirurgischen Operation besagt, wenn sie auch ohne besonders sachkundige Handhabung noch gelingen kann, ebensowenig vermögen noch so einfache und klare Bestimmungen in der Bautechnik die Folgen ihrer unsachgemäßen Anwendung abzuwenden. Zur Beschränkung der letzteren aber sollten die vorstehenden Ausführungen beitragen.

## AUSFÜHRUNG EINER EINGELENKBOGENBRÜCKE IN EISENBETON MIT REDUZIERTEM HORIZONTALSCHUB.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Ingenieur der Dyckerhoff & Widmann Aktienges., Niederlassung Chemnitz.

**Übersicht.** Beschreibung der Konstruktion und Ausführung einer im Jahre 1924 gebauten Mittelgelenkbogenbrücke, deren Horizontalschub durch Ausrüsten vor Herstellung des Scheitelgelenkes reduziert wurde.

Der Bau einer Brücke über den Chemnitzfluß stellte den bauleitenden Architekten, Herrn Erich Basarke-Chemnitz und die ausführende Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Chemnitz, vor eine interessante Aufgabe. Die Brücke sollte die Zufahrt von einer auf dem rechten Chemnitzufer entlang

führenden Straße zu einem auf dem linken Ufer liegenden Fabrikgrundstück vermitteln. Der Untergrund bestand aus Rotliegendem, welches in Höhe der Flußsohle von einer rd. 15 cm starken Kiesschicht durchzogen wurde. Das Rotliegende ist dort im ursprünglichen Zustande fest gelagert; unter Wasserzutritt angeschnitten, weicht es jedoch an der Oberfläche auf und wird plastisch. Auf Grund dieser Kenntnis der Bodenverhältnisse und unter Beachtung des frei zu haltenden Hochwasserprofils plante man daher zunächst, die Brücke als Balken-

brücke mit zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn auszuführen. In letzter Stunde, nachdem mit den Ausschachtungsarbeiten bereits begonnen war, veranlaßten jedoch ästhetische Bedenken eine vollständige Änderung des Entwurfes. Man gab einer Bogenbrücke den Vorzug, welche sich am besten

bildung der Widerlager, welche außerdem noch infolge Platzmangels möglichst klein zu bemessen waren. Hierzu trat die Forderung einer geringen Scheitelstärke. So entschied man sich auf Grund eingehender statischer Überlegungen und Vergleichsrechnungen dazu, als System einen symmetrischen



Abb. 1. Ansicht der Brücke.

in das Stadtbild einfügte. Die Forderung, den H.W.-Querschnitt nur wenig zu verbauen, verlangte eine hohe Lage der Kämpfer, während das maximale Längsgefälle mit 1:10 die höchste Scheitellage bestimmte.

Unter Beachtung der vorstehend kurz skizzierten Verhältnisse entstand der ausgeführte Entwurf, welchen Abb. 1 im Lichtbild und Abb. 2 in der Konstruktionszeichnung darstellen.

Die Bogenleibung durchdringt die Widerlager in der H.W.-Ebene, so daß nur die Kämpfer in den H.H.W.-Querschnitt eintauchen und diesen nur um rd. 4 % verbauen. Die Fahrbahn liegt im Scheitel 0,97 m über der angrenzenden Straße. Das Pfeilerverhältnis der Systemlinie beträgt 1:15.

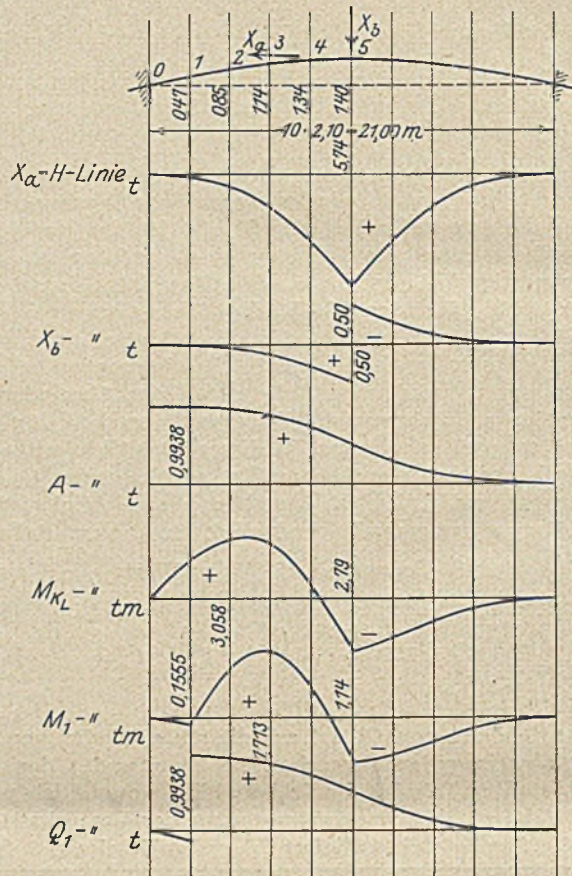


Abb. 3. Einflußlinien.

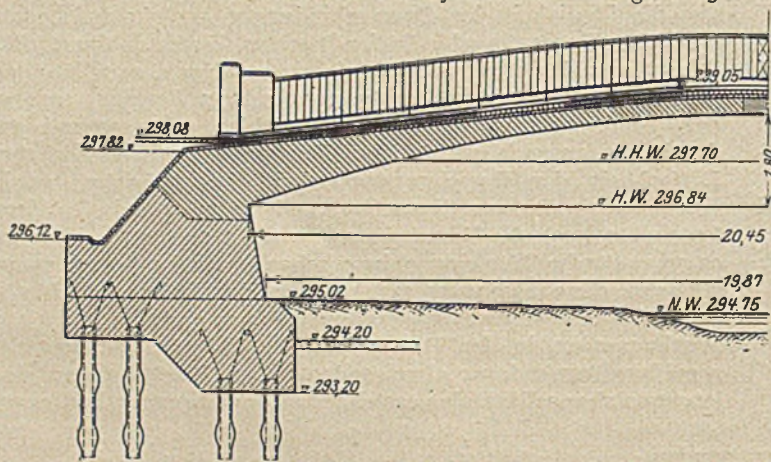


Abb. 2. Längs- und Querschnitt durch die Brücke.

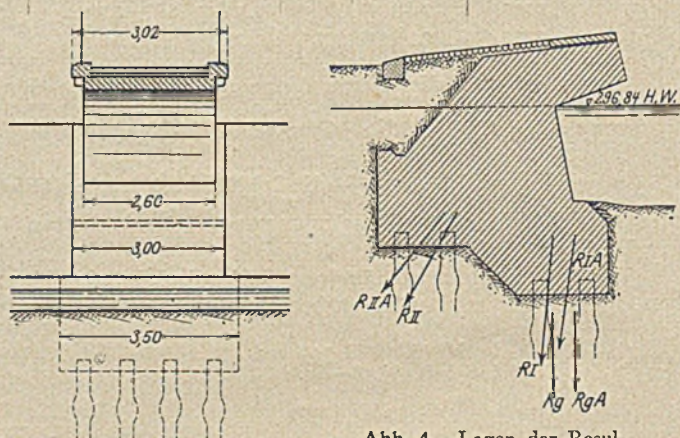


Abb. 4. Lagen der Resultierenden der Bodenfüße.

Die Brücke trägt eine Fahrbahn von 2,30 m Breite zwischen den Bordsteinen und 2,70 m zwischen den Geländern. Als Belag wurde Holzpflaster gewählt. Ein leichtes eisernes Geländer läßt in Verbindung mit den Konsolen die schlanke Form des Bauwerkes besonders hervortreten. An den Enden wird die Brücke durch eiserne Tore verschlossen. Da die Brücke nicht dem öffentlichen Verkehr dient, wurde als Belastung ein 9 t Lastkraftwagen oder 300 kg/m<sup>2</sup> Menschenlast angenommen.

Die statische Durcharbeitung des Entwurfes führte zu einer eigenartigen Konstruktion, welche, soviel bekannt ist, hier zum ersten Male Anwendung fand. Die wirtschaftliche Lösung der gestellten Aufgabe erforderte eine einfache Aus-

Mittelgelenkbogen zu wählen. Der Horizontalschub dieses Systems konnte noch dadurch eine erhebliche Herabminderung erfahren, daß man sich entschloß, die Brücke mit offenem Scheitelgelenk auszurüsten. Das System der Brücke ist daher ein zusammengesetztes: Für die Eigengewichtslasten des Bogens wirkt die Brücke als Kragträgerpaar, für die übrige Belastung, wie Verkehr, Fahrbahnbelag und Abdeckung, Scheitelgelenk und Temperatur als Mittelgelenkbogen. Durch diese Maßnahmen gelang es, die Kosten für die Gründung wesentlich herabzudrücken.

Die statische Berechnung erfolgte in der üblichen Weise durch Ermittlung der Momente und Querkräfte für das mit den

Eigengewichten belastete Kragträgerpaar, für den Mittelgelenkbogen nach der Elastizitätstheorie. Die Berechnung bietet nichts Bemerkenswertes und darf hier als bekannt vorausgesetzt werden. In der Abb. 3 sind die Einflußlinien einiger Kraftwirkungen zusammengestellt, welche einen Einblick in die Wirkungsweise des unbestimmten Systems geben.

Die stärksten Beanspruchungen ergaben sich in den Querschnitten 1 und 2 unter Annahme einer Temperaturniedrigung von  $15^{\circ}\text{C}$  und gleichzeitiger ungünstigster Stellung des Lastkraftwagens. Man erhielt im Querschnitt 1 mit einem  $f_e = 1,02$  vH und  $f_e' = 0,73$  vH ein  $\sigma_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 1000$  kg/cm<sup>2</sup>, im Querschnitt 2 mit  $f_e = 1,23$  vH und  $f_e' = 1,46$  vH ein  $\sigma_b = 39,5$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 950$  kg/cm<sup>2</sup>, während der Kämpferquerschnitt mit  $f_e = 0,62$  vH und  $f_e' = 0,35$  vH nur ein  $\sigma_b = 28,5$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 970$  kg/cm<sup>2</sup> aufwies. Die bei der Ausrüstung als Kragträger vorübergehend auftretenden Spannungen waren wesentlich geringer. Im Kämpferquerschnitt fand man  $\sigma_b = 23$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 730$  kg/cm<sup>2</sup>, im Querschnitt 1  $\sigma_b = 25,5$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 670$  kg/cm<sup>2</sup> und im Querschnitt 2  $\sigma_b = 24$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 690$  kg/cm<sup>2</sup>.

Die Konstruktion der Widerlager erfolgte unter Berücksichtigung aller Belastungsmöglichkeiten und der Forderung, die Vorderseite mindestens 1,50 m unter Flußsohle herabzu-

Vergleichsweise seien hier noch die Werte der Kantenpressung angegeben, welche ohne Pfahlgründung entstehen würden. Im Falle I beträgt die Bodenpressung:  $\sigma_1 = -2,53$  kg/cm<sup>2</sup> oder  $-2,80$  kg/cm<sup>2</sup>, im Falle II:  $\sigma_{II} = -2,47$  kg/cm<sup>2</sup> oder  $-2,70$  kg/cm<sup>2</sup>. Für den Fall des ausgerüsteten Kragträgerpaares erhält man entsprechend  $\sigma = 2,52$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_A = 3,03$  kg/cm<sup>2</sup>.

Durch gewisse Maßnahmen wurde ein Aufweichen der Oberfläche der Aufstandsfläche verhindert, außerdem wurden die untersten Betonlagen in erdfeuchtem Zustande aufgestampft. Auf diese Weise wurde erreicht, daß sich ein endgültiger Spannungszustand in der Sohle bildet, welcher zwischen den vorstehend angegebenen Grenzwerten liegt, ungünstigstenfalls jedoch nur die Grenzwerte der Pfahlgründung erreicht.

Das Scheitelgelenk wurde als Eisenbetonfedergelenk mit gekreuzten Eisen ausgebildet. Der Betonquerschnitt ist 10 cm hoch und überträgt eine Horizontalkraft von insgesamt 91 t bei einer Flächenpressung von 37 kg/cm<sup>2</sup>. Nimmt man an, daß nur die Eisen vertikale Kräfte übertragen, so werden diese



Abb. 5. Ansicht des Lehrgerüsts.

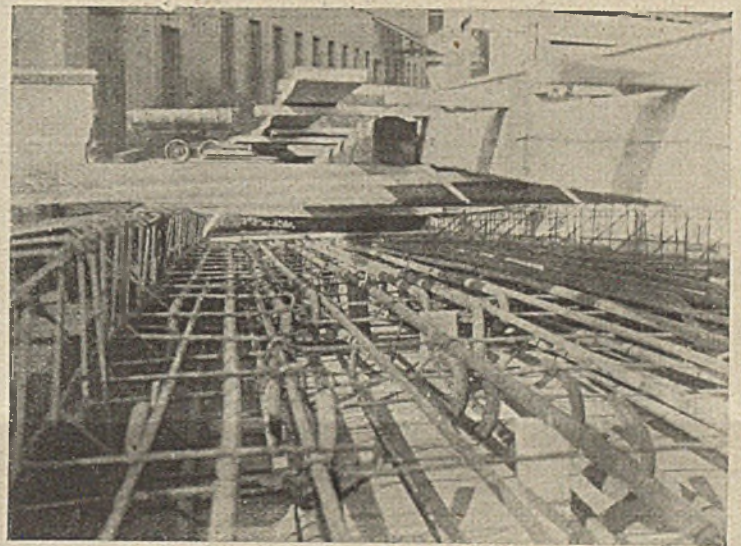


Abb. 6. Blick auf die fertig verlegten Eisen der linken Gewölbhälfte.

führen. Ihre Gründung wurde auf einem biegefesten Pfahlrost von je 14 bewehrten „Straußpfählen“ vorgenommen, deren alleiniges Ausführungsrecht die Unternehmung besitzt. Die Widerlager bestehen aus den Bodenplatten, welche an der Rückseite 0,82 m und an der Vorderseite 1,82 m stark sind, und aus den aufgehenden Widerlagern. Beide sind durch eine genügende Zahl langer Eisen miteinander zug- und druckfest verbunden.

Die Berechnung der Gründung erfolgte unter der Annahme, daß allein die Pfähle tragen, obgleich durch eine außerordentlich sorgfältige Ausführung wohl erreicht wurde, daß auch die Sohlfläche eine gewisse Pressung aufnimmt. In der Abb. 4 ist die Lage der Resultierenden für die Grenzfälle der Belastung eingezeichnet, und zwar einmal unter der Annahme eines gewöhnlichen Wasserstandes, das andere Mal unter Annahme des Hochwasserstandes. Im Zustande des ausgerüsteten Kragträgerpaares entsteht die Resultierende  $R_g$  oder  $R_{gA}$ , sie bewegt sich je nach der Höhe des Wasserstandes innerhalb der vorderen Pfahlgruppe. Hierbei entstehen in den Randpfählen je eine Beanspruchung von  $-17,9$  t und  $+1,8$  t oder  $-15,5$  t und  $+3,94$  t.

Im Betriebszustand der Brücke entstehen infolge der ungünstigsten Belastung und Temperaturwirkung die Resultierenden  $R_I$  und  $R_{II}$ , welche bei Hochwasser in die Lagen  $R_{IA}$  und  $R_{IIA}$  übergehen.

Im Falle I entstehen Pfahlrücke von  $-21,2$  t und  $-1,60$  t, bei Hochwasser  $-18,4$  t und  $+1,57$  t. im Falle II  $-20,6$  t und  $+1,60$  t oder  $-17,8$  t und  $+1,50$  t je Pfahl.

mit 100 kg/cm<sup>2</sup> auf Abscheeren beansprucht, der Betonquerschnitt allein würde mit 1,3 kg/cm<sup>2</sup> auf Abscheeren belastet werden. Der gleiche maximale Horizontalschub von 91 t wird in der Gründung durch den biegefesten Pfahlrost, vor allem aber durch die lotrechten Rückenflächen der Widerlager aufgenommen, welche fest gegen den gewachsenen Boden betoniert sind. Sieht man von einer Mitwirkung der Pfähle ab, so beträgt die Pressung an den Stirnseiten der Widerlager rd 1 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Ausführung des Baues erfolgte im Sommer 1924. Unvorhergesehene Schwierigkeiten traten nicht ein, obwohl der Baubetrieb vorübergehend wegen Hochwasser eingestellt werden mußte. Beim Bohren der Pfähle stellte sich heraus, daß die ursprünglich vorgesehene Länge nicht überall erreicht werden konnte, weil das Rotliegende schließlich so fest gelagert war, daß das Bohrgerät nicht mehr vorwärts kam. Die größte hergestellte Pfahlänge betrug 5 m. Nach Fertigstellung der Pfähle wurde sofort die Sohle im Mischungsverhältnis 1:8 eingebracht. Das Lehrgerüst wurde auf Eisenbetonschwellen gestellt, in der Mitte mußte eine Öffnung für größere Schwimmstoffe vorgesehen werden. Abb. 5 zeigt das fertig aufgestellte Lehrgerüst, auf welchem bereits die Bogenschalung aufgestellt ist. Für die Absenkung wurden Keile unmittelbar unter den Querschwellen, welche die Kranzhölzer tragen, angeordnet. Auf diese Weise wurde die Absenkvorrichtung frei vom Wasser gehalten, die etwas erschwerte Bedienung mußte dafür in Kauf genommen werden.

Nach Aufstellung des Lehrgerüsts und der Schalung wurden die Eisen verlegt, welche ohne Stoß, zum Teil von der Sohle

bis zum Scheitel, durchlaufen. Einen Blick auf die fertig verlegten Eisen der linken Gewölbhälfte vom Scheitel aus zeigt die Abb. 6. Man erkennt deutlich die langen durchlaufenden Eisen, an der Seite erblickt man die Bewehrung der Randträger, welche gleichzeitig die Schrammborde bilden. Das Lichtbild ist kurz vor Beginn der Betonierungsarbeiten gemacht worden und zeigt ferner das bereits eingebaute Transportgerüst für den Betonkipper. Das Betonieren des Bogens erfolgte in einem Zuge. Das Mischungsverhältnis wurde 1 : 3 : 3 gewählt; die angefertigten Probekörper ergaben nach 7 Tagen eine mittlere Würfel Festigkeit von 183/qcm.

Nach einer Abbindezeit von 27 Tagen erfolgte die Ausrüstung der Kragträger. Das Absenken geschah auf folgende Weise: Vom Scheitel nach den Kämpfern zu wurden die Keile reihenweise gelockert und jedesmal sofort wieder mit einem leichten Schläge angesetzt. Nach dem dritten Durchgang waren die Kragarme frei. Die Durchbiegung wurde mit einem Biegemessersystem „Michaelis“ in der Mitte gemessen und betrug vier Stunden nach Beendigung des Ausrüstens 12,7 mm gegenüber einem errechneten max. Werte von 25 mm. Die Abweichung des tatsächlichen von dem rechnerischen

Betrage ist zum Teil so zu erklären, daß das Wetter während der Abbindezeit sehr trocken war, das Gerüst daher austrocknete und die Brücke, wie fast überall beobachtet, sich zu einem gewissen Teile selbst ausrüstete. Dann aber wurde bei der rechnerischen Ermittlung der Einfluß der versteifenden Randträger nicht berücksichtigt, da auf diesen nicht mit voller Sicherheit zu rechnen war. Unter Einwirkung der dem Lehrgerüst erteilten Überhöhung erhöhte sich die Scheitellage um 2,5 cm gegen die beabsichtigte Höhenlage. Sodann wurde die Bewehrung der Gelenke verlegt und die Gelenksteine unter Verwendung von Dyckerhoff-Doppelpzement im Mischungsverhältnis 1 : 1½ : 1½ hergestellt.

Nach 5 Tagen wurde die letzte Schalung und Rüstung entfernt, die Isolierung aufgebracht und das Holzpflaster verlegt.

Die Ansichtsflächen wurden steinmetzmäßig bearbeitet, sie lassen den Werkstoff gut zur Geltung kommen. Ein einfaches hellfarbiges Eisengeländer schließt die Brückenbahn an den Seiten ab.

Die Brücke ist seit einem Jahre dem Verkehr übergeben und hat sich bisher bestens bewährt. Irgendwelche Mängel wurden nicht festgestellt.

## ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Ergänzungen zur teilweisen Anhängung des Wölbgewichtes und Ermittlung der günstigsten Bogenform.

Von Privatdozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

Die teilweise Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbögen muß als die wirtschaftlichste und die theoretisch richtigste Lösung der Lastverteilung bei Melan-Bögen angesprochen werden, gegenüber der die volle Anhängung nur in den seltensten Fällen als günstiger in Betracht kommen wird. Abgesehen von dem ziemlich bedeutenden Mehraufwand an Eisen soll hier auf eine immerhin bedenkliche Erscheinung, die bei voller Anhängung nicht zu vermeiden ist, hingewiesen werden: es ist erstrebenswert, die Zugspannungen in einem Gewölbe mit Rücksicht auf die Baustoffeigenschaften möglichst niedrig zu halten; dies gilt zwar in der Hauptsache für Stampfbetongewölbe, aber steif bewehrte Gewölbe mit ihrer örtlich zusammengedrängten Eisenfläche sind in dieser Beziehung nicht viel anders zu beurteilen. Nur Monier-Gewölbe sind durch die gleichmäßige Verteilung der Eisenfläche eher zur Aufnahme von Zugspannungen geeignet. Die Zugspannungen im Bogen ergeben sich nun um so niedriger, je größer die ständige Last gegenüber der Verkehrsbelastung ist; dieses Verhältnis ist zwar bei Massivkonstruktionen sehr günstig, der Entfall des gesamten Gewölbegewichtes ändert dasselbe jedoch sehr wesentlich. Bei der Brücke über die Grande Eau bei Les Planches<sup>1)</sup>, die von Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Melan selbst projektiert ist und bei der die volle Anhängung des Wölbgewichtes nicht zu vermeiden war, zeigt sich für einen Querschnitt in der Nähe des Bogenviertels infolge ständiger Last (hier nur Fahrbahngewicht) eine Betonspannung von 7,1 kg/cm<sup>2</sup> am oberen Rand, während sich für die ungünstigste Belastung mit Nutzlast allein eine Spannung von - 42,1 kg/cm<sup>2</sup> Zug am oberen und 49,2 kg/cm<sup>2</sup> Druck am unteren Rand ergab, allerdings bei Annahme von  $E_{gr} = E_{grd}$  (Berechnungsnorm I). Das Gewölbe stellt also, verursacht durch die volle Anhängung, keine ausschließliche Druckkonstruktion mehr vor, sondern ist bereits überwiegend auf Biegung beansprucht. In diesem Falle ist die Stützzlinie des Eisenbetonbogens sehr leicht beweglich, d. h. ungünstige Laststellungen der Nutzlast erzeugen große Ausweichungen der Stützzlinie, die dann leicht über die mittleren Drittelpunkte des Querschnittes hinausgehen. Demgegenüber beläßt die teilweise Anhängung einen beliebigen Teil des Wölbgewichtes beim Eisenbetonbogen, der bei richtig ermittelter Bogenachse hauptsächlich Druckspannungen erzeugt, die die Biegungs-

zugspannungen zum Verschwinden bringen. Der angehängte Teil des Wölbgewichtes gibt dann die Möglichkeit, die Eisen- spannungen voll auszunutzen und dadurch den Baustoffverbrauch für die Wölbung zu vermindern.

Die Art der Durchführung der teilweisen Anhängung, wie diese hier angegeben ist, eignet sich wohl in der Hauptsache für flache und mittlere Gewölbe, während bei steilen Gewölben die notwendigen, hohen Gerüstpfeiler zu nachgiebig werden, um sich gemeinsam mit dem Eisenbogen wesentlich an der Aufnahme des Wölbgewichtes zu beteiligen. Mit der Anordnung, wie die teilweise Anhängung bei einem Entwurf für die Perolles-Brücke in Freiburg<sup>2)</sup>, der von Dr.-Ing. R. Arnstein herrührt, erreicht werden sollte, scheint mir noch nicht eine einwandfreie Lösung dieser Frage erzielt zu sein.

### 1. Erweiterung auf die Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens.

Zur Berechnung der Lastverteilung bei teilweiser Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbögen kommt man wohl immer mit der Theorie des unterstützten Dreigelenkbogens aus, wie dieselbe im ersten Teile dieser Arbeit entwickelt wurde. Wenn man auch bei einem hohen Bogen, vorausgesetzt, daß dies die Baugrundverhältnisse zulassen, aus wirtschaftlichen Gründen einen eingespannten Bogen einem Dreigelenksbogen vorzieht, wird es zumindest bei größeren Spannweiten wohl durchweg nötig sein, das Gewölbe mit zeitweiligen Gelenken zu versehen, die erst verspannt werden, wenn dasselbe ausgerüstet worden ist. Für diesen Fall ist das durch den Ansatz (15) angenommene parabolische Belastungsgesetz  $g_x = c_0 + c_1 x^2$  vollkommen ausreichend, da dann das Gewölbe naturgemäß seine größte Stärke im Kämpfer hat. Der Baustoffverteilung eines Dreigelenkbogens, der seine größte Stärke in den Bogenvierteln aufweist, läßt sich dieses Belastungsgesetz nicht anpassen; es ist deshalb notwendig, für die tatsächliche Anwendung dieser Untersuchungen auf Bögen mit drei endgültigen Gelenken die Berechnung auf ein Belastungsgesetz zu erweitern, das der Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens Genüge leistet.

<sup>1)</sup> Zeitschrift für Betonbau 1914.

<sup>2)</sup> Melan-Festschrift, F. Deuticke, Wien 1923.

Dieser paßt sich genügend genau ein Belastungsgesetz an, wie es durch die Beziehung

$$(26) \quad g_x = c_0 + c_1 x^2 + c_2 \sin \frac{\pi x}{n\lambda}$$

für  $0 < x < n\lambda$  gegeben ist; zur früheren, parabolisch veränderlichen Belastung  $g_x = c_0 + c_1 x^2$  überlagert sich noch ein Gewichtsteil  $c_2 \sin \frac{\pi x}{n\lambda}$ , der der Verdickung des Gewölbeschenkels im Bogenviertel Rechnung trägt. Bezeichnet man mit  $g_0$  das Wölbgewicht im Bogenscheitel, mit  $g_1$  das im Bogenkämpfer und mit  $g_m$  das im Bogenviertel, dann ist:

$$\begin{aligned} c_0 &= g_0 \\ c_1 &= \frac{g_1 - g_0}{n^2 \lambda^2} \\ c_2 &= (g_m - g_0) - \frac{1}{4} (g_1 - g_0) \end{aligned}$$

Das gesamte Wölbgewicht wird daher gespalten in einen parabolisch veränderlichen Lastteil, für den der Rechnungsgang durch die früheren Erörterungen bekannt ist, und einen sinusförmigen, für den nun ergänzend die entsprechenden Gleichungen anzugeben sind. Die Momentenlinie des Balkenträgers von der Stützweite  $2n\lambda$  ist bestimmt durch:

$$\frac{d^2 \mathfrak{M}}{dx^2} = -c_2 \sin \frac{\pi x}{n\lambda}$$

Die zur eindeutigen Festlegung derselben erforderlichen Randwerte sind:  $\mathfrak{M} = 0$  für  $x = n\lambda$  und  $\frac{d\mathfrak{M}}{dx} = 0$  für  $x = 0$ . Damit ergibt sich:

$$(28) \quad \mathfrak{M} = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left( \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi x}{n\lambda} + \frac{n\lambda - x}{\lambda} \right)$$

Um den Übergang vom freiaufhängend gelagerten Balken auf die gestützte Gelenkskette, das statisch bestimmte Grundsystem, leicht durchführen zu können, empfiehlt es sich, wiederum statt  $x$  die unabhängige Veränderliche  $\xi$  zu benutzen; da  $x = v\lambda + \xi$ , erhält man:

$$(28a) \quad \mathfrak{M} = \mathfrak{M}_v + \frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2} \left[ \sin \frac{v\pi}{n} \left( \cos \frac{\pi \xi}{n\lambda} - 1 \right) + \cos \frac{v\pi}{n} \sin \frac{\pi \xi}{n\lambda} - \frac{\xi}{\lambda} \right]$$

wobei 
$$\mathfrak{M}_v = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \sin \frac{v\pi}{n} + (n - v) \right]$$

Benutzt man die Bezeichnungen der Abb. (6) des ersten Teiles dieser Arbeit, so ist

$$\overline{\mathfrak{M}} = \mathfrak{M}_v + \frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2} \xi \left[ \sin \frac{v\pi}{n} \left( \cos \frac{\pi}{n} - 1 \right) + \cos \frac{v\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n} \right]$$

und

$$(29) \quad \begin{cases} \mu_{v+1} = \mathfrak{M} - \overline{\mathfrak{M}} \\ = \frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2} \left\{ \left[ \sin \frac{v\pi}{n} \left( \cos \frac{\pi \xi}{n\lambda} - 1 \right) + \cos \frac{v\pi}{n} \sin \frac{\pi \xi}{n\lambda} \right] - \frac{\xi}{\lambda} \left[ \sin \frac{v\pi}{n} \left( \cos \frac{\pi}{n} - 1 \right) + \cos \frac{v\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\} \end{cases}$$

Damit können nun ebenso wie früher die Verdrehungen des linken und rechten Stabendes vom  $(v+1)$ ten Gliede der Gelenkskette infolge äußerer Belastung berechnet werden, und man bekommt:

$$(30) \quad \begin{cases} * E \tau_{v+1, m}^b \\ = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6 \pi^2} \left\{ \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] + \cos \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( \frac{\pi}{n} - \sin \frac{\pi}{n} \right) - \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\} \\ * E \tau_{v+1, m}^a \\ = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6 \pi^2} \left\{ \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( \frac{\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} + \cos \frac{\pi}{n} - 1 \right) - \left( 1 + 2 \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] + \cos \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( \sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n} \cos \frac{\pi}{n} \right) - 2 \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\} \end{cases}$$

Zur Überprüfung der Rechnung steht die Bedingung zur Verfügung, daß

$$\int_0^\lambda \mu_{v+1} d\xi = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6 \pi^2} \left\{ \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} - 3 \left( 1 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] + \cos \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n}{\pi} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - 3 \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\} = * E (\tau_{v+1, m}^a + \tau_{v+1, m}^b)$$

Weiter ist:

$$* E \tau_{v, m}^a = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6 \pi^2} \left\{ \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] + \cos \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( \sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n} \right) + \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\}$$

In der Elastizitätsgleichung, die die gegenseitige Unverdrehbarkeit der an der  $v$ -ten Stütze anschließenden Glieder der Gelenkskette ausdrückt, erscheint als Belastungsglied:

$$* E (\tau_{v+1, m}^b + \tau_{v, m}^a) = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{3 \pi^2} \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right]$$

und damit lautet dieselbe:

$$(31) \quad X_{v-1} + 4 X_v + X_{v+1} = \beta \sin \frac{v\pi}{n}$$

wenn man mit  $\beta$  die Größe

$$(32) \quad \beta = -\frac{2 c_2 n^2 \lambda^3}{\pi^2} \left[ \frac{6 n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right]$$

bezeichnet. Dieselbe kann wieder als Differenzgleichung von der Form

$$\Delta^2 X_v + 6 X_v = \beta \sin \frac{v\pi}{n}$$

aufgefaßt werden, deren partikuläres Integral durch

$$X'_v = \bar{\beta} \sin \frac{v\pi}{n}$$

gegeben ist. Durch Einsetzen und Vergleichen der Beiwerte von  $\sin \frac{v\pi}{n}$  rechts und links vom Gleichheitszeichen ergibt sich:

$$(33) \quad \bar{\beta} = \frac{\beta}{2 \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right)}$$

Für die allgemeine Lösung von (31) kann nun angeschrieben werden:

$$X_v = \bar{\beta} \sin \frac{v\pi}{n} + (-1)^v C_1 \mathcal{C} \cos v\varphi + (-1)^v C_2 \mathcal{S} \sin v\varphi,$$

wobei  $\varphi$  dieselbe Bedeutung wie früher hat und durch die Gleichung  $4 = 2 \mathcal{C} \cos \varphi$  bestimmt ist. Die Randwerte der Lösung sind  $X_n = 0$  für  $v = n$  und der vorläufig unbekannte Wert  $X_r$  für  $v = r$ ; damit ergibt sich:

$$(34) \quad X_v = \bar{\beta} \sin \frac{v\pi}{n} + (-1)^{v-r} \frac{\mathcal{S} \sin (n-v)\varphi}{\mathcal{S} \sin (n-r)\varphi} \left( X_r - \bar{\beta} \sin \frac{r\pi}{n} \right)$$

Zur Festlegung des unbekanntes Randwertes  $X_r$  dient die abweichend gebaute Elastizitätsgleichung für die  $r$ -te Mittelstütze. Ist die Mittelöffnung von der Stützweite  $2r\lambda$  voll belastet, dann ist  $\mu_r^v = \mathfrak{M} - \mathfrak{M}_r$ ; für  $x = r\lambda$  ist nach (28):

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_r &= \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi r}{n} + (n - r) \right] \\ \mu_r^v &= \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \left( \sin \frac{\pi x}{n\lambda} - \sin \frac{\pi r}{n} \right) + r - \frac{x}{\lambda} \right] \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned} * E \tau_{r, m}^a &= \frac{1}{2} \int_{-r\lambda}^{+r\lambda} \mu_r^v \left( 1 + \frac{x}{r\lambda} \right) dx \\ &= \frac{c_2 n \lambda^3}{\pi} \left[ \frac{n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{r\pi}{n} \right) - \frac{r n}{\pi} \sin \frac{r\pi}{n} + \frac{r^2}{2} \right] \end{aligned}$$

Zur Überprüfung kann die Bedingung benützt werden, daß  $\int_0^{r\lambda} \mu_r' dx = \varepsilon E \tau_{rm}^a$  sein muß. Die  $r$ -te Elastizitätsgleichung, die zusammen mit der Lösung (34) für  $v = r + 1$  den Randwert  $X_r$  ausreichend bestimmt, lautet nun:

$$35) \begin{cases} X_{r+1} + 2(3r+1)X_r \\ = -\frac{6c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ p^v(r) + \frac{n}{6\pi} \left( a \sin \frac{r\pi}{n} + b \cos \frac{r\pi}{n} \right) \right] \end{cases}$$

wobei bedeutet:

$$35a) \begin{cases} p^v(r) = \frac{n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{r\pi}{n} \right) - \frac{rn}{\pi} \sin \frac{r\pi}{n} + \frac{r^2}{2} \\ a = \frac{6n^2}{\pi^2} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - \left( 2 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \\ b = \frac{6n^2}{\pi^2} \left( \frac{\pi}{n} - \sin \frac{\pi}{n} \right) - \sin \frac{\pi}{n} \end{cases}$$

Ist jedoch aus den bereits im ersten Teil erörterten Gründen eine Vollbelastung der Mittelöffnung nicht möglich, sondern kommt nur eine teilweise Belastung in der Art der Abb. 1<sup>3)</sup>

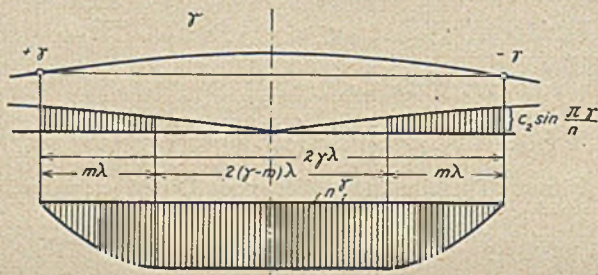


Abb. 1.

in Frage, dann ist, um den zugehörigen Momentenverlauf  $\mu_r^p$  zu bekommen, vom Moment für Vollbelastung das für Belastung auf der Länge  $2(r-m)\lambda$  abzuziehen. Für den Balken von der Stützweite  $2(r-m)\lambda$  ist:

$$\begin{aligned} \mu_{r-m} &= M - M_{r-m} \\ &= \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \left( \sin \frac{\pi x}{n\lambda} - \sin \frac{\pi(r-m)}{\lambda} \right) + (r-m) - \frac{x}{\lambda} \right] \end{aligned}$$

der zugehörige Auflagerdruck:

$$\mathfrak{A}_{r-m} = - \left( \frac{d\mu_{r-m}}{dx} \right)_{x=(r-m)\lambda} = \frac{c_2 n \lambda}{\pi} \left( 1 - \cos \frac{\pi(r-m)}{\lambda} \right)$$

Die gleiche Belastung gibt bei einer Stützweite von  $2r\lambda$  für  $0 < x < (r-m)\lambda$ :

$$\begin{aligned} \mu_r' &= \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \left( \sin \frac{\pi x}{n\lambda} - \sin \frac{\pi(r-m)}{\lambda} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left( r - \frac{x}{\lambda} \right) - m \cos \frac{\pi(r-m)}{\lambda} \right] \end{aligned}$$

und für  $(r-m)\lambda < x < r\lambda$  ist:

$$\mu_r' = \frac{c_2 n \lambda}{\pi} (r\lambda - x) \left( 1 - \cos \frac{\pi(r-m)}{\lambda} \right)$$

und es ergibt sich der gesuchte Momentenverlauf für teilweise Belastung der Mittelöffnung für  $0 < x < (r-m)\lambda$ :

$$\mu_r^p = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ -\frac{n}{\pi} \left( \sin \frac{r\pi}{n} - \sin \frac{\pi(r-m)}{n} \right) + m \cos \frac{\pi(r-m)}{n} \right]$$

und für  $(r-m)\lambda < x < r\lambda$ :

$$\mu_r^p = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \left( \sin \frac{\pi x}{n\lambda} - \sin \frac{\pi r}{n} \right) + \left( r - \frac{x}{\lambda} \right) \cos \frac{\pi(r-m)}{n} \right]$$

<sup>3)</sup> In Abb. 1 hat überall statt  $\gamma$  die Bezeichnung  $r$  zu stehen.

Damit bekommt man wie früher nach einigem Rechnen die  $r$ -te Gleichung des Systems der  $X_p$ , die im Falle der teilweisen Belastung der Mittelöffnung den Randwert  $X_r$  mitbestimmt:

$$36) \begin{cases} X_{r+1} + 2(3r+1)X_r \\ = -\frac{6c_2 n \lambda^2}{\pi} \left[ p^r(r) + \frac{n}{6\pi} \left( a \sin \frac{v\pi}{n} + b \cos \frac{v\pi}{n} \right) \right] \end{cases}$$

worin die neu eingeführte Bezeichnung  $p^r(r)$  die Bedeutung

$$\begin{aligned} p^r(r) &= \frac{n^2}{\pi^2} \left[ \left( \cos \frac{\pi(r-m)}{n} - \cos \frac{\pi r}{n} \right) - \frac{nr}{\pi} \sin \frac{\pi r}{n} \right. \\ &\quad \left. + \frac{n(r-m)}{\pi} \sin \frac{\pi(r-m)}{n} + m \left( r - \frac{m}{2} \right) \cos \frac{\pi(r-m)}{n} \right] \end{aligned}$$

hat. Damit ist die Berechnung der statisch unbestimmten Größen  $X_p$  erledigt. Der Momentenverlauf an der Gelenkskette ist genügend bestimmt durch die Momente in den Feldmitten; nach (29) wird für  $\xi = \frac{\lambda}{2}$ :

$$37) \begin{cases} \mu_{v+1}^m = \frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2} \left\{ \sin \frac{v\pi}{n} \left[ \cos \frac{\pi}{2n} - \frac{1}{2} \left( 1 + \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] \right. \\ \left. + \cos \frac{v\pi}{n} \left[ \sin \frac{\pi}{2n} - \frac{1}{2} \sin \frac{\pi}{n} \right] \right\} \end{cases}$$

Ebenso leicht ist auf Grund der bereits entwickelten Gleichungen die Berechnung der Auflagerdrücke der einzelnen Glieder der Gelenkskette infolge der sinusförmigen Belastung möglich. Es ergibt sich:

$$38) \begin{cases} \mathfrak{A}_{v+1} = - \left( \frac{d\mu_{v+1}}{d\xi} \right)_{\xi=\lambda} \\ = \frac{c_2 n \lambda}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \sin \frac{v\pi}{n} \left( \frac{\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} + \cos \frac{\pi}{n} - 1 \right) \right. \\ \left. + \cos \frac{v\pi}{n} \left( \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} - \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] \\ \mathfrak{B}_{v+1} = \left( \frac{d\mu_{v+1}}{d\xi} \right)_{\xi=0} \\ = \frac{c_2 n \lambda}{\pi} \left[ \frac{n}{\pi} \sin \frac{v\pi}{n} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) \right. \\ \left. + \cos \frac{\pi}{n} \left( 1 - \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} \right) \right] \end{cases}$$

Die Richtigkeit der Rechnung kann durch die Beziehung geprüft werden, daß

$$\begin{aligned} \mathfrak{A}_{v+1} + \mathfrak{B}_{v+1} &= \int_0^\lambda g_\xi d\xi \\ &= \frac{c_2 n \lambda}{\pi} \left[ \sin \frac{v\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} + \cos \frac{v\pi}{n} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) \right] \end{aligned}$$

sein muß, was in Übereinstimmung mit den angeschriebenen Ausdrücken für  $\mathfrak{A}_{v+1}$  und  $\mathfrak{B}_{v+1}$  steht. Schließlich berechnet sich noch:

$$38a) \quad \mathfrak{A}_r = \frac{c_2 n \lambda}{\pi} \left( \cos \frac{\pi(r-m)}{n} - \cos \frac{\pi r}{n} \right)$$

womit nun alle Größen, deren Berechnung sich durch die Änderung des Belastungsgesetzes abweichend gestaltete, neu ermittelt worden sind; der weitere Rechnungsgang läßt sich nun genau so durchführen, wie er für ein parabolisches Belastungsgesetz bereits angegeben wurde.

## 2. Die Bestimmung der günstigsten Bogenform.

Im ersten Teile dieser Arbeit wurde die Berechnung der Lastverteilung auf steife Eisenbogen und Gerüst unter der Voraussetzung durchgeführt, daß die Bogenachse als Parabel angenommen werden kann. Die Parabel ist die Stützlinie einer gleichmäßig verteilten Vollbelastung; wenn auch, wie es häufig der Fall ist, das Eigengewicht der Brücke ziemlich gleichmäßig verteilt ist, so wird bei dieser besonderen Anordnung ein wesentlicher Teil desselben, nämlich das Gewicht des Bogens, durch den Arbeitsvorgang bei der Herstellung desselben — bedingt durch

die große, freizuhaltende Mittelöffnung — ganz ungleichmäßig zur Eintragung gebracht; wie sich bei dem durchgerechneten Beispiele zeigte, waren die Drücke auf die mittleren Joche untereinander sehr stark verschieden. Infolgedessen entspricht die parabolische Bogenachse nicht dem Kleinstwert an Bogenstärke, da dieser dann eintritt, wenn wenigstens in dem ungünstigst beanspruchten Querschnitte die größten Randspannungen bei den Belastungsfällen, die in demselben  $M_{\max}$  und  $M_{\min}$  erzeugen, ungefähr gleich groß werden. Auf die Änderung der Vorspannung im steifen Eisenbogen bei Änderung der Bogenachse soll aus einem weiter unten angeführten Grunde keine Rücksicht genommen und diejenige Bogenform gesucht werden, bei der die Betonrandspannungen ungefähr gleiche Größe erlangen; wenn dies erreicht ist, dann werden auch die Gesamteisenstressungen an beiden Rändern nahezu gleich groß, da die Momente, welche infolge der teilweisen Anhängung auf den Eisenbogen entfallen, nur gegen die große Mittelöffnung zu von einiger Bedeutung für die Größe der Eisenstressungen sind, während sie in den ungünstigst beanspruchten Teilen des Dreigelenkbogens nur eine untergeordnete Rolle spielen. Die Frage, ob die dadurch festgelegte Bogenachse die überhaupt günstigste ist, hängt allerdings noch davon ab, ob der Vorteil einer Verminderung an Betonquerschnitt nicht durch eine Vergrößerung der Bewehrungsziffer wettgemacht wird, da die Möglichkeit nicht von der Hand zu weisen ist, daß durch eine Verflachung der Bogenachse im Bogenscheitel ein beträchtliches Anwachsen der Vorspannungen bedingt ist. Da aber bei der teilweisen Anhängung des Wölbgewichtes die Vorspannungen durch Änderung der Größe  $m$ , die die Teilbelastung der Mittelöffnung bestimmt, beliebig beeinflusst werden können, ist die Rücksichtnahme auf die Gleichheit der Betonrandspannungen bei der Bogenformung in wirtschaftlicher Hinsicht zweifellos das Gegebene.

Die Betonstressungen ergeben sich aus der Belastung des Verbundbogens 1. mit den Jochdrücken und dem Gewicht des unmittelbar auf das Gerüst abgestützten Scheitelstreifens, 2. mit dem Fahrbahngewicht und 3. mit der Verkehrslast. Aus dieser Belastung ergeben sich für jeden Querschnitt obere und untere Grenzwerte des Momentes,  $M_{\max}$  und  $M_{\min}$ , mit den zugehörigen Längskräften, welche die Größtstressungen  $\sigma_o$  am oberen und  $\sigma_u$  am unteren Rande erzeugen;  $\sigma_o$  gehört natürlich zum Belastungsfall  $M_{\max}$ ,  $\sigma_u$  zum Belastungsfall  $M_{\min}$ . Bezeichnet man mit  $\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u$  den Unterschied der beiden größten Randspannungen, dann ist diejenige Bogenform die wirtschaftlichste, bei der  $\Delta\sigma$  in möglichst vielen Querschnitten nahezu gleich Null ist. Da bei einer Änderung der Bogenform der Spannungsanteil, der von der Verkehrslast und den gesamten Längskräften herrührt, sich nur unwesentlich ändert, kann die Gleichheit der Randspannungen nur durch entsprechende Änderung des Momentes aus der ständigen Belastung (Jochdrücke und Fahrbahngewicht) erzwungen werden. Bezeichnet man mit  $H_s$  den aus dieser Belastung herrührenden Gewölbeschub des Dreigelenkbogens, mit  $\Delta y$  die Änderung der Bogenordinate, dann tritt durch die Änderung der Bogenform in jedem Querschnitte ein Moment von der Größe

$$M = H_s \Delta y$$

hinzu, das die zusätzlichen Randspannungen

$$\sigma'_{o,u} = \pm \frac{M}{J_i} \frac{d}{2} = \frac{H_s \Delta y d}{2 J_i}$$

erzeugt. Die Randspannungen  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$  werden dann gleich groß, wenn sich die eine um den Betrag  $\frac{\Delta\sigma}{2}$  verkleinert, die andere sich um denselben Betrag vergrößert; folglich muß

$$\frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{H_s \Delta y d}{2 J_i}$$

sein, woraus sich die gesuchte Änderung der Bogenordinate  $\Delta y$  mit

$$(39) \quad \Delta y = \frac{\Delta\sigma J_i}{H_s d}$$

ergibt. Diese Rechnung kann für beliebig viele Querschnitte durchgeführt werden, und man bekommt dadurch beliebig viele Punkte der verbesserten Bogenachse. Im allgemeinen wird es jedoch genügen, die Berechnung von  $\Delta y$  auf den Querschnitt einzuschränken, in dem  $\Delta\sigma$  den größten Wert annimmt. Dies wird bei einem Dreigelenkbogen gewöhnlich der Querschnitt im Bogenviertel sein, obwohl gerade bei dem hier vorgeschlagenen Montagevorgang wegen der stark ungleichen Jochdrücke auch in der Nähe der  $r$ -ten Stütze große Biegemomente auftreten können, die sich bei der Bogenformung aber nur schwer berücksichtigen lassen, da sie verschiedenes Vorzeichen haben und die Anwendung von (39) zu einer unbrauchbaren Bogenachse führen würde. Beschränkt man sich mit der Ermittlung der günstigsten Bogenordinate auf den Querschnitt im Bogenviertel, dann sind damit drei Punkte der verbesserten Bogenachse bestimmt, wodurch eine Kurve von der Form:

$$(40) \quad y = \vartheta_0 + \vartheta_1 x^2 + \vartheta_2 x^4$$

festgelegt ist, die in ihrer Form auch der Melanschen Gleichung für die günstigste Bogenachse entspricht. Hat man an mehreren Stellen nach (39) eine Verbesserung der ursprünglichen Bogenachse ermittelt, so unterliegt es keinen Schwierigkeiten, auch diese bei der Bogenformung zu berücksichtigen, indem man dieselbe aus zwei Stücken von obiger Form mit gemeinsamer Tangente in den gemeinsamen Punkten zusammensetzt. Ein anderer, allerdings nicht so genauer Vorgang zur Ermittlung der günstigsten Bogenform besteht, wie bereits erwähnt, darin, die Bogenachse mit der Stützlinie aus Jochdrücken, Fahrbahngewicht und Vollbelastung mit halber gleichmäßig verteilter Verkehrsbelastung zusammenfallen zu lassen.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Bogenformung ergibt sich aus der Abhängigkeit der Jochdrücke von der unvermeidbaren Nachgiebigkeit der Gerüststützen; daß man diesen Einfluß zum Teil ausschalten kann, ergibt sich aus den Betrachtungen des folgenden Abschnittes. Auch hier zeigt sich die große Überlegenheit der Bogenbrücken nach System Melan. Während bei einem Bogen mit schlaffer Bewehrung Senkungen der einzelnen Stützen des Lehrgerüsts bewirken, daß der tatsächlich ausgeführte und der rechnermäßig verlangte Bogen sich in der Form mehr oder weniger voneinander unterscheiden — eine Überhöhung des Lehrgerüsts wird niemals ungleichmäßige Setzungen berücksichtigen können — ergibt sich bei steif bewehrten Gewölben, daß bei vollständig angehängter Schalung die Bogenform vollkommen erhalten bleibt und nur Änderungen in den Jochdrücken entstehen, die, wie das folgende Beispiel zeigt, eine Änderung des Spannungsbildes sowohl im Eisen- als auch im Verbundbogen zur Folge hat, das aber von nicht allzu großer Bedeutung ist, wenn bei der Ausführung nach den angegebenen Regeln vorgegangen wird.

Nun ist noch die Aufgabe zu lösen, unter Berücksichtigung einer Bogenachse von der Form (40) die Verteilung des Wölbgewichtes auf Lehrgerüst und steifen Gitterbogen zu berechnen. Der Momentenverlauf des durchlaufenden Trägers auf verschiedenen hohen Stützen infolge Belastung mit dem Wölbgewicht bleibt unter den getroffenen Voraussetzungen der gleiche wie früher, lediglich für den Belastungszustand mit  $H = 1$  t ergeben sich Änderungen der Momente durch die Abweichung der Bogenachse von der Parabel, die im folgenden nur angegeben werden sollen. Für das statisch bestimmte Grundsystem ist:

$$(41) \quad \eta = -(d_1 \xi + d_2 \xi^2 + d_3 \xi^3 + d_4 \xi^4)$$

wenn

$$(41a) \quad \begin{cases} d_1 = -\lambda [\vartheta_1 + \vartheta_2 \lambda^2 (6v^2 + 4v + 1)] \\ d_2 = \vartheta_1 + 6\vartheta_2 v \lambda^2 \\ d_3 = 4\vartheta_2 v \lambda \\ d_4 = \vartheta_2 \end{cases}$$

ist. Außerdem berechnet sich;

$$\operatorname{tg} \varphi_p = -\lambda [\vartheta_1 (2v - 1) + \vartheta_2 \lambda^2 (4v^3 - 6v^2 + 4v - 1)]$$

und folglich:

$$(42) \begin{cases} v_p = 2\lambda [\vartheta_1 + \vartheta_2 \lambda^2 (6v^2 + 1)] \\ v_r = \lambda [\vartheta_1 (2r + 1) + \vartheta_2 \lambda^2 (4r^3 + 6r^2 + 4r + 1)] \\ \mathfrak{B}_a = -\lambda [\vartheta_1 (2n - 1) + \vartheta_2 \lambda^2 (4n^3 - 6n^2 + 4n - 1)] \end{cases}$$

Die Differenzgleichung der  $\xi_p$  lautet mit den früheren Bezeichnungen:

$$(43) \begin{cases} \xi_{p-1} + 4\xi_p + \xi_{p+1} = -6\vartheta_2 \lambda^4 \left(1 - \frac{12\psi_0}{\lambda^2}\right) v^2 \\ - \left[ \vartheta_1 \lambda^2 \left(1 - \frac{12\psi_0}{\lambda^2}\right) + \vartheta_2 \lambda^4 \frac{8\lambda^2 - 60\psi_0}{5\lambda^2} \right] = \alpha_1 v^2 + \alpha_2 \end{cases}$$

und die abweichend gebaute r-te Gleichung zur Bestimmung des Randwertes  $\xi_r$ :

$$(43a) \begin{cases} \xi_{r+1} + 2(3r + 1)\xi_r = -\frac{\vartheta_1 \lambda^2}{2} \left[ (1 + 8r^3) - \frac{12\psi_0}{\lambda^2} (2r + 1) \right] \\ - \vartheta_2 \lambda^4 \left[ 3r^2 + \frac{14}{5}r + \frac{4}{5}(1 + 6r^5) \right] \\ - \frac{6\psi_0}{\lambda^2} (4r^3 + 6r^2 + 4r + 1) \end{cases}$$

Die Lösung dieser Differenzgleichung ist nun nach Gl. (21) anzuschreiben; sind nun die  $\xi_p$  bekannt, ist der weitere Rechnungsgang durch die früheren Erörterungen gegeben. Die Berechnung der verbesserten Bogenachse und die dadurch bedingte Änderung der Lastverteilung wird deshalb ein- oder zweimal wiederholt werden müssen, bis sich die gewünschte Gleichheit der Betonrandspannungen einstellt, weil durch jede Änderung der Bogenachse auch eine Änderung der Stützdrucke auftritt. (Fortsetzung folgt.)

## EINE UNHALTBARE BESTIMMUNG IN DEN NEUEN PREUSSISCHEN BAUPOLIZEI-VORSCHRIFTEN.

Von Dr.-Ing. Witt, Dortmund.

In den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ vom 25. Februar 1925 befindet sich eine Vorschrift, die unbedingt bei jedem praktischen Eisenkonstrukteur auf Widerspruch stoßen muß. Bei der Berechnung von Druckstäben schreibt die Baupolizei im Absatz 3 vor, daß Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als 150 unzulässig sind. Diese Bestimmung ist allem Anschein nach ohne gründliche Prüfung den Berechnungsgrundlagen der deutschen Reichsbahn entnommen. Während die Reichsbahn aber nur im Allgemeinen

Vorschriften von 1919 war ein Trägheitsmoment von  $I_{\min} = 1,9 P \cdot l^2 = 1,9 \cdot 2,24 \cdot 6,71^2 = 192 \text{ cm}^4$  erforderlich.

Damals waren zwei Winkel  $80 \cdot 80 \cdot 8$  ( $F = 24,6 \text{ cm}^2$ ) in Kreuzform mit einem kleinsten Trägheitsmoment von  $2 \cdot 115 = 230 \text{ cm}^4$  ausreichend.

Um den jetzigen Vorschriften gerecht zu werden, müßte man bei der angegebenen Anordnung einen kleinsten Trägheitsradius von  $i_{\min} = \frac{671}{150} = 4,47 \text{ cm}$  wählen. Es wäre also die Konstruktion aus zwei Winkeln  $120 \cdot 120 \cdot 11$  mit einem

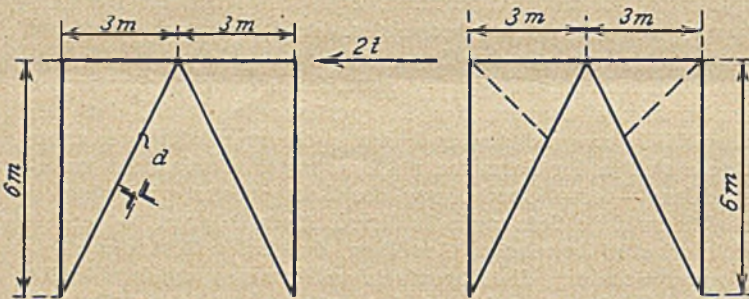


Abb. 1. Aussteifung einer Turmwand.

Abb. 2. Die Turmwand nach den neuen Vorschriften ausgesteift.

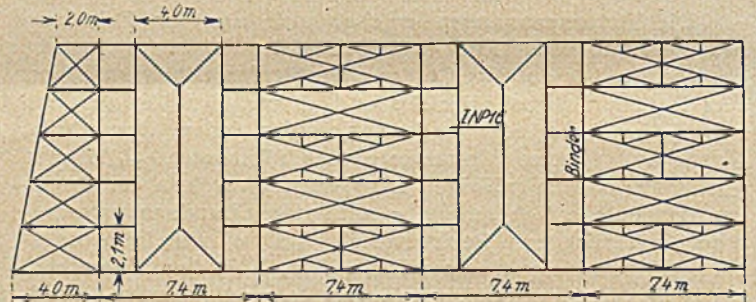


Abb. 3. Grundriß eines Hallendaches.

die Ausbildung dieser schlanken Stäbe vermieden wissen will, gehen die Baupolizeivorschriften einen Schritt weiter und verbieten sie ganz. Das ist ohne Zweifel für die Baupolizei sehr bequem, bedeutet aber einer Verkennung der wirtschaftlichen Lage, die uns dazu zwingt, alles Material soweit auszunutzen, wie es technisch zulässig ist. Daß Stäbe mit größerem Schlankheitsverhältnis als 150 nicht berechnet werden können, hat bisher noch keiner behauptet. Warum soll man sie also nicht anwenden? Wenn die Baupolizei fürchtet, daß durch unerwünschte Zufälligkeiten bei besonders schlanken Stäben die tatsächliche Knicklast erheblich unter dem Eulerschen Wert liegen kann, so hat sie es ja in der Hand, einen höheren Sicherheitsgrad zu verlangen. Wie sehr man aber bei einem gänzlichen Verbot der schlanken Stäbe zu schweren oder unzumutbaren Konstruktionen gezwungen ist, mag an einigen Beispielen gezeigt werden, die jeder Konstrukteur beliebig vermehren kann.

1. Eine Turmwand wird gegen Windkräfte durch einen K-Verband ausgesteift. Ein Kreuzverband ist nicht zulässig, da ein Durchgang frei bleiben soll. Die angreifende Windkraft an der oberen Ecke beträgt 2 t. Dann beträgt die Druckkraft S im Stabe d  $S = -\frac{2}{2} \sqrt{\frac{6^2 + 3^2}{3}} = -2,24 \text{ t}$ . Nach den alten

$i_{\min}$  von 4,62 cm auszuführen, was eine Vergrößerung des Gewichtes auf das 2,06 fache bedeutet.

Ein Ausweg ist es, die beiden gestrichelten Stäbe (Abb. 2) hinzuzufügen und die Knicklänge zu verringern. Der Nachteil der höheren Arbeitskosten muß dabei in Kauf genommen werden.

2. Zwischen der Firstmauer und dem letzten Binder einer Halle verblieb ein trapezförmiges Feld. Da das Oberlicht im rechteckigen Nachbarfelde keinen Verband zuließ, so mußte eine Knickaussteifung in das Trapezfeld gelegt werden. Wegen der verschiedenen Länge der einzelnen Diagonalen und der verschiedenen Winkel in den Gurten des Knickverbandes macht diese Aussteifung dem Konstrukteur erhebliche Arbeit. Es wurde daher zunächst der Versuch gemacht mit einfachen Diagonalen auszukommen. Da die Knicklänge dann bis zu etwa 4,5 m beträgt, so bedingt die neue Vorschrift ein  $i_{\min}$  von 3 cm, was erst bei einem Winkel  $160 \cdot 160 \cdot 15$  mit  $i_{\min} = 3,14 \text{ cm}$  erreicht wird ( $g = 36,14 \text{ kg/m}$ ). Wollte man, wie es bisher im Bauwesen ohne Ausnahme üblich war, die Konstruktion nach den auftretenden Kräften bemessen, so wären statt der Winkel  $160 \cdot 160 \cdot 15$  einfache Winkel  $100 \cdot 100 \cdot 12$  mit  $I_{\min} = 86,2 \text{ cm}^4$  ausreichend gewesen ( $g = 17,82 \text{ kg}$ ). Setzt man nämlich die durch die Vergitterung aufzunehmende Querkraft mit 2% der Obergurtlängskraft des Binders an, so beträgt in



diesem Falle die größte Diagonalkraft etwa 2 t, und es wird  $J_{\text{erf}} = 1,9 \cdot 2 \cdot 4,5^2 = 77 \text{ cm}^4$ . Durch die neuen Vorschriften wird die Konstruktion also auf das 2,03fache erschwert. ( $\frac{36,19}{17,82} = 2,03$ ). Der Plan, einfache Winkel zu verwenden, wurde daher aufgegeben. Trotz der größeren Arbeitskosten wählte man einen Kreuzverband. Die neue Vorschrift zwingt also geradezu zur Anwendung dieser unschönen und statisch wenig klaren Konstruktion.

3. Bei der erwähnten Halle betrug die normale Binderfeldbreite 7,4 m; das Fettenprofil der Kragfetten war zu I 16 ( $i_{\text{min}} = 1,55 \text{ cm}$ ) ermittelt. In jedem zweiten Felde mußte ein Verband liegen. Auch bei Kreuzverbänden ist es hierbei unvermeidlich, daß die Fetten Druck erhalten. Der Länge von 7,4 m entsprechend muß der kleinste Trägheitsradius 4,93 cm betragen, was noch nicht einmal bei I 60 erreicht wird. Man ist daher gezwungen die Fetten an den Viertelpunkten abzustützen (vergleiche Abb. 3). Dann beträgt das Schlankheitsverhältnis  $\lambda = \frac{7,4}{4 \cdot 1,55} = 119$  und die Konstruktion wird bei I 16 zulässig. Was für Mehrarbeit erfordert aber in diesem Falle die neue Vorschrift — ganz abgesehen von dem Gewicht der erforderlichen Aussteifungsteile.

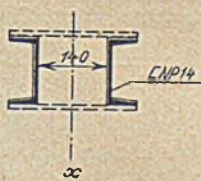


Abb. 4.  
Obergurtstab  
vergittert.

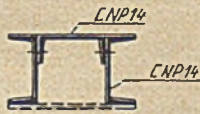


Abb. 5.  
Obergurt-  
stab mit  
durch-  
laufenden  
U-Eisen.

4. Daß die Bestimmung nicht nur unnötige Verteuerungen der Hochbauten mit sich bringt, sondern auch innerlich unhaltbar ist, möge aus diesem letzten Beispiel ersehen werden.

4. Daß die Bestimmung nicht nur unnötige Verteuerungen der Hochbauten mit sich bringt, sondern auch innerlich unhaltbar ist, möge aus diesem letzten Beispiel ersehen werden.

Eine größere Maueröffnung werde durch einen Fachwerkträger von 13 m Spannweite überdeckt. Der Träger wird ausgemauert und das Gewicht der Steine zwischen den Knotenpunkten vom Untergurt getragen. Windkraft kommt nicht in Frage, da die Wand in einer Halle liegt. Der Obergurt ist dann

reiner Druckstab. Er sei gegen Ausknicken aus der Trägerebene heraus nur an den Endpunkten unterstützt. Dann beträgt der erforderliche Trägheitsradius  $\frac{1300}{150} = 8,67 \text{ cm}$ . Als Obergurtstab seien zwei  $\square 14$  gewählt in einem Abstände von 14 cm. Das Trägheitsmoment gegen Ausknicken um die x-Achse beträgt:  $J_x = 2 \cdot 62,7 + 2 \cdot 20,4 \cdot 8,75^2$ ,  
 $J_x = 125,4 + 3120 = 3245 \text{ cm}^4$   
und die Fläche ist  $F = 40,8 \text{ cm}^2$ .

Es wird  $i_x = \sqrt{\frac{3245}{40,8}} = 8,93 \text{ cm}$

Bei entsprechender Vergitterung ist demnach der Stab zulässig, da  $\frac{1}{i_x} = \frac{1300}{8,93} = 145,7$ . Auch die Berechnung nach den auftretenden Kräften mit Hilfe der  $\omega$  Werte gibt ein befriedigendes Ergebnis. Leider entschließt sich aber der Konstrukteur statt der erforderlichen Bindebleche ein durchlaufendes U 14 als oberen Mauerabschluß zwischen die seitlichen U-Eisen zu legen (vgl. Abb. 5). Jetzt wird:

$J_x = 3245 + 605 = 3850 \text{ cm}^4$

$F = 40,8 + 20,4 = 61,2 \text{ cm}^2$

$i_x = 7,93 \text{ cm}$

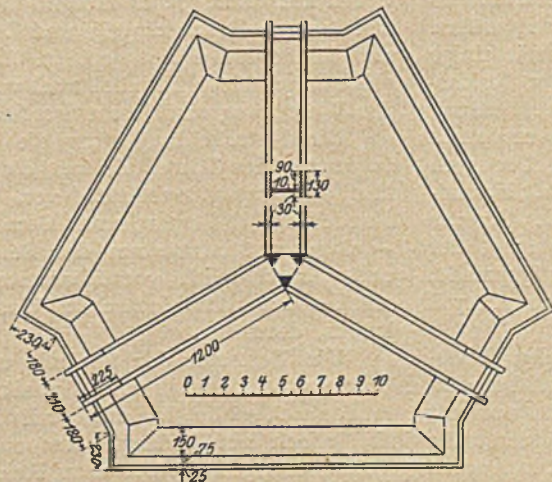
und die Baupolizei macht dem Konstrukteur einen Strich durch die Rechnung, denn es wird  $\frac{1}{i_x} = 164$  also größer als 150. Dabei ist das durchlaufende, liegende U-Eisen ohne Zweifel eine bessere Verbindung als die einzelnen Bindebleche. Trotzdem verbietet die Baupolizei die bessere Konstruktion ausdrücklich, während die weniger gute Ausführung nach derselben Bestimmung zugelassen wird.

Diese Beispiele zeigen wohl mit aller Deutlichkeit, daß das Verbot, Stäbe von höherem Schlankheitsgrad als 150 zu verwenden, übereilt erfolgt ist. Es wäre daher sehr erwünscht, wenn wenigstens die Bestimmung auf die wichtigsten Bauglieder beschränkt wird. Am besten aber ist es, sie ganz zu streichen.

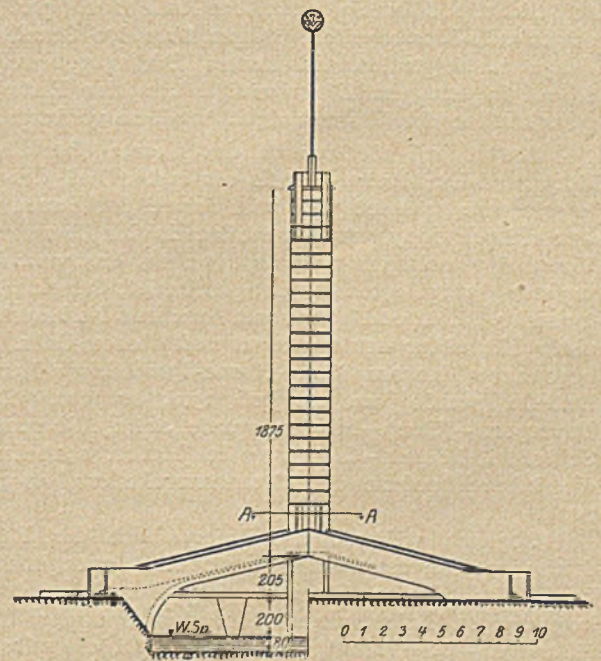
KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Brückensäule auf der Kölner Messe.

Zur Darlegung der hervorragenden Eigenschaften des Portland-Zementes mit hoher Anfangsfestigkeit hat die rheinisch-westfälische Zementverkaufsstelle G. m. b. H. in Bochum durch die Architekten Wahl & Rödel, Essen-Köln, ein eigenartiges Monument, eine Brückensäule in Eisenbeton, errichten lassen, deren Erbauung alles in allem auf eine Zeit von 11 Tagen zusammengedrängt werden mußte und allein schon in dieser Hinsicht eine sehr bemerkenswerte technische Leistung der ausführenden Firma Heinrich Stöcker in Köln-Mühlheim darstellt. Eine solche Leistung konnte naturgemäß nur bei erstklassigem, schnellbindendem Zement erreicht werden. Wie die beigefügte Abbildung erkennen läßt, erheben sich über einem gleichseitigen Dreieck von 25 m Seitenlänge im Zuge der Winkelhalbierenden drei Brücken von je 12 m St. W. Aus ihrem Schnittpunkte entwickelt sich, in den Abmessungen auf ein statisches Minimum beschränkt, eine senkrecht aufstrebende dreikantige Säule, im Innern hohl und durch Steigeisen begehrbar. An ihrer Spitze trägt sie eine Eisenstange mit Firmenemblem. Die Gesamthöhe bis zur Spitze beträgt 35 m. Statisch liegt ein räumlicher Rahmenbau vor, bemerkenswert durch seinen sehr flachen Stich von rd.  $\frac{1}{8}$ . Der hierdurch bedingte sehr große Schub ist durch besonders konstruierte Widerlager aufgenommen.



Der Beton ist mit 60 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht. Die Ausführung des Baues erfolgte in gehobelter Schalung, so daß sich ein Nacharbeiten erübrigte.



Die für die Baupolizei angefertigten Würfelproben zeigten nach drei Tagen Festigkeiten, die ein Normalzement erst nach vier Wochen aufweist.  
M. F.

### Neuere Verfahren bei dem Bau und der Unterhaltung von Betonstraßen in Nordamerika.

Von Leon Belknap, Bezirksstraßenbaudirektor in Michigan.

(Concrete vom Juni 1925, S. 209—212.)

Schon beim Unterbau hat die Maschinenarbeit fast vollständig die Handarbeit verdrängt, Dampfschaufeln, Bagger, Aufreißer, Eggen, Rode- und Planier-Maschinen, Lastkraftwagenzüge und Gleisförderungen sind allgemein im Gebrauch. Die Feinabgleichung nach Schablonen besorgen Maschinen, die auf den Führungswangen der Betondecke laufen. Diese eisernen Wangen werden so kräftig gewählt, daß sie ohne Säcken die schweren Verteilungs-, Stampf-, Abgleich- und Glattstrich-Maschinen für die Herstellung der Betondecke tragen können. Das Einlaufen und Messen von Steinschlag, Kies und Sand aus den Lagern in die Förderwagen geschieht selbsttätig, ebenso das Zumessen des Zements, wenn er nicht in Säcken geliefert wird. Die Betonmischer, meist mit Raupenschleppern, halten selbsttätig die eingestellte Mischzeit ein, der Wasserzusatz wird nach dem Wassergehalt des Sandes geregelt, so daß der Wassergehalt der fertigen Mischung gleichmäßig bleibt. Die Verwendung von Maschinen zum Abgleichen und Glattstreichen ermöglicht die Verwendung steiferen Betons. Das Abdecken des abgeordneten Betons einen Tag lang mit nassen Tüchern erleichtern Trommeln zum Ab- und Aufwickeln der Tücher, für die folgenden 14 Tage ist das Feuchthalten durch Abdecken mit Erde, 5 cm stark, oder Stroh, 8 cm stark, üblich, an dessen Stelle jedoch in neuerer Zeit das arbeit- und wassersparende Bestreuen mit Chlorkalzium tritt, 1 bis 2 kg auf 1 m<sup>2</sup>, mittels Schaufeln und Besen oder mittels Handstreuemaschinen, von einem Mann betätigt, verteilt. In der fertigen Fahrbahn werden alle Buckel beseitigt, die mehr als 6 mm Pfeilhöhe auf 3 m Länge haben, durch Abhämmern, Abmeißeln und Glattschleifen oder maschinell durch Karborundum-Schleifscheiben, die vom Fahrzeugmotor angetrieben werden.

Zur Erleichterung der Unterhaltung erhalten Straßen mit starkem Verkehr jetzt 6 m statt der bisher üblichen 4,8 m Betondeckenbreite. Kleine Arbeitergruppen mit leichten Gerätekraftwagen besorgen die Beaufsichtigung der Straße, das Freihalten der Ränder, das Offenhalten der Seitengräben und Durchlässe, das Ausbessern von Schlaglöchern, die sorgfältig aufgehackt und gereinigt werden, und das Ausgießen von Rissen und Dehnungsfugen mit Teer. Sind die Flickstellen zahlreich, so übernimmt ihre Ausbesserung eine besondere Gruppe mit Druckluftwerkzeugen, wobei das Erhärten des frischen Betons von 21 Tagen

auf 8 Tage abgemindert werden kann durch Zusatz von 2 bis 4 % Chlorkalzium zum Anmachwasser und auf 24 Stunden durch Verwendung von Aluminiumzement. Für kleine Arbeiten wird der Teer in kleinen Kesseln an der Arbeitsstelle erhitzt, bei umfangreichen Arbeiten von großen Teerkesseln aus heiß zugefahren. N.

### Wettbewerb für eine Brücke in Drammen.

„Bei dem internationalen Wettbewerb für eine Brücke in Drammen in Norwegen wurde unter 36 Entwürfen der beste Entwurf von der Siemens-Bauunion gemeinschaftlich mit dem Ingenieur Ferd. Bjerke und den Architekten Gudolf Blakstad, Hermann Munthe-Kaas eingereicht; er erhielt den zweiten Preis; ein erster Preis wurde nicht verteilt. Ein zweiter Entwurf der Siemens-Bauunion-Ferd. Bjerke-Gudolf Blakstad-Hermann Munthe-Kaas wurde mit dem vierten Preis ausgezeichnet. Die Höhe der Bausumme beträgt zwei Millionen Kronen.“

### EHREN PROMOTIONEN.

Unter den Ehrungen, welche die Technische Hochschule Karlsruhe anlässlich ihres 100jährigen Bestehens ausgesprochen hat, befinden sich, soweit die Karlsruher Bauingenieur-Abteilung als Antragsteller in Frage kommt, die Ehren-Promotionen der Herren:

Ingenieur Generaldirektor Arwed Fischer in Weißenbach-Fabrik, der Erschließer der Wasserkraft der Murg;  
Ministerial-Direktor Dr. phil. Rudolf Fuchs, Präsident der badischen Wasser- und Straßenbaudirektion;  
Oberbaurat Otto Helmle, Direktor des Badenwerkes;  
Ingenieur Clemens Herschel in New York, Altpräsident der American Society of Civil Engineers;  
Professor Charles Davis Marx, Stanford-University in Californien, Altpräsident der American Society of Civil-Engineers;  
Ingenieur, Directeurgeneraal der Zuiderzeewerke H. Wortman in Haag.

Auf Antrag derselben Abteilung wurde die Würde eines Ehrenbürgers verliehen an die Herren:

Stadtbaudirektor Emil Blum-Neff, als Leiter des städtischen Bauwesens und  
technischen Bürgermeister Hermann Schneider wegen seiner Verdienste um die Entwicklung der Stadt Karlsruhe auf siedlungs-technischem Gebiete und um die Förderung des Hochschulsportplatzes.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Der Stand der mitteldeutschen Wasser-Wirtschaftspläne.

Von Syndikus Dr. Stoffel, Halle.

Das Mittellandkanalprojekt mit all seinen Nebenprojekten beschäftigt seit einiger Zeit erneut nicht allein öffentlich-rechtliche, sondern in erhöhtem Maße auch private Wasserwirtschafts-Interessenten. Wenn über den Stand der ganzen Frage im folgenden ein kurzes Bild gegeben werden soll, so sei in knappen Zügen einiges aus der Entwicklungsgeschichte der Wasserstraßenpläne vorausgeschickt.

Am 9. Juli 1886 wurde das Gesetz über den Bau des Dortmund-Ems-Hafen-Kanals als erster Teil des Mittellandkanals verabschiedet und bald darauf der Bau durchgeführt. Am 1. April 1905 wurde, nachdem in der Zwischenzeit einige Vorschläge erfolglos geblieben waren, ein von der Reichsregierung vorgelegtes Projekt genehmigt, das eine Verbindung zwischen Rhein und Weser mit Anschluß bis Hannover vorsah unter Korrektur der mittleren und oberen Oder. Der 1906 begonnene Bau am Rhein-Herne- und Lippe-Kanal Hamm-Datteln wurde am 17. Juli 1914 beendet. Die Strecke Bevergern—(Ems)—Minden wurde am 15. Februar 1915, der Schlußteil Minden—Hannover im Herbst 1916 fertiggestellt; die Inbetriebnahme der Gesamtstrecke erfolgte am 1. April 1918.

Obleich während des Krieges sich das Fehlen innerdeutscher Wasserstraßen außerordentlich unangenehm bemerkbar gemacht hatte, waren die folgenden Jahre doch nur mit langwierigen Erörterungen über den Bau der Wasserstraße Hannover—Elbe erfüllt, ohne daß das Objekt selbst in Angriff genommen wurde. Drei Objekte, die man als Süd-, Nord- und Mittellinie bezeichnete, bildeten schließlich das Ergebnis dieser Erörterungen. Die Südlinie sollte von Hannover

ausgehend, über Peine, Braunschweig, Wolfenbüttel, Oschersleben bis oberhalb Magdeburg zur Elbe führen; Zweigkanäle nach Hildesheim, Staßfurt und Halberstadt waren vorgesehen.

Die Nordlinie — die kürzeste Durchgangslinie von Hannover nach Berlin — war von Hannover über Lehrte—Öbisfelde—Niegripp gedacht, sie sollte die Elbe gegenüber dem Ihle-Kanal erreichen und auf einer Hochbrücke die Elbe kreuzen; Zweigkanäle sollten nach Hildesheim, Peine, Braunschweig und Rothensee führen.

Die Mittellinie sollte bis Peine wie die Südlinie verlaufen und dann östlich laufend die Nordlinie erreichen; Stichkanäle nach Braunschweig und Zweigkanäle nach Hildesheim und Rothensee waren geplant. Das Kaligebiet um Staßfurt sollte durch einen Parallelkanal von Wolmirstedt zur Elbe für den Wasserweg erschlossen werden.

Die Entscheidung über die verschiedenen Projekte fiel zugunsten der Mittellinie aus, die nach dem Dafürhalten der fünf Wasserstraßenbeiräte von Berlin, Breslau, Koblenz, Magdeburg, Münster und dem Landeswasserstraßenbeirat — dagegen stimmte nur der Bezirk Weser — die technisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Linienführung des Kernstückes der mitteldeutschen Wasserstraßen: des Mittellandkanals, darstellte.

Die Vertreter der Südlinie und die an ihr interessierten Staatsverwaltungen von Anhalt, Sachsen und Thüringen fanden sich schließlich mit der Entscheidung für die Mittellinie ab, jedoch nur bedingt. Am 16. November 1920 kam eine Vereinbarung zwischen dem Reich und den Ländern sowie den Interessenten zustande, derzufolge die Fortsetzung der Wasserstraße von Magdeburg über Barby (Saalemündung), Bernburg, Halle, Merseburg, Creypau, Leipzig einschließlich

des Anschlusses nach Staßfurt-Leopoldshall zugesagt wurde. Gleichzeitig wurde durch den Vertrag dieser Südflügel als ein Teil des Mittellandkanals anerkannt, an dem die Bauarbeiten möglichst gleichmäßig mit dem Hauptstück in Angriff zu nehmen seien. Trotz dieser Zusage ist der Südflügel liegen geblieben, so daß damit die Einheit des Projektes zunächst eine Durchbrechung erfuhr. Immer wieder haben die Interessenten bei der Regierung versucht, die ihnen gegebene Zusage in die Tat umsetzen zu lassen, jedoch ständig ohne Erfolg. Einen besonderen Anstoß erhielt das Reichsverkehrsministerium durch ein Schreiben des Herrn Reichstagsabgeordneten Leopold im Oktober 1923, in welchem er den Beginn der Bauarbeiten unter den Gesichtspunkt der produktiven Erwerbslosenfürsorge stellte. Aus der gleichen Erwägung heraus stellte um dieselbe Zeit die Gruppe Provinz-Sachsen-Anhalt-Thüringen des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. erneut die Frage des Elster-Saale-Kanals in den Brennpunkt des öffentlichen Interesses. In einer aus allen Teilen der mitteldeutschen Industrie, des Handels und Handwerks besuchten Versammlung wurde der Beschluß gefaßt, daß sich alle Organisationen, die sich besonders den Zweck gesetzt haben, die Bauausführung des Südflügels zu erreichen, erneut bei den maßgeblichen Stellen für einen baldigen Baubeginn einsetzen sollten; als solche Organisationen kamen in erster Linie in Frage: der Elster-Saale-Kanal-Verein zu Leipzig mit dem Unterausschuß für die Saale-Kanalisation und der in Halle neugegründete Saale-Kanalbau-Verein.

In zahlreichen Beratungen und in vielen Eingaben an das Reichsverkehrsministerium ist immer wieder von den Interessenten gefordert worden, keinesfalls einzelne Teile des Mittellandkanalprojektes zum Nachteil anderer Teile zu bevorzugen.

Die Tatsache, daß nur an der Strecke bis Peine, die bereits 1919 begonnen wurde, gearbeitet worden ist, ließ den Eindruck aufkommen, daß der Bau des Südflügels immer mehr in Vergessenheit geraten sollte. Als Folge hiervon trat die Erörterung über den Staatsvertrag vom 16. November 1920 stark in den Vordergrund der mit dem Reichsverkehrsministerium geführten Verhandlungen. Es wurde deshalb von den Interessenten mit Befriedigung davon Kenntnis genommen, daß gelegentlich der Besprechungen über die Finanzierung des Gesamtobjektes das Reichsverkehrsministerium sich eindeutig bereit erklärte, die mit den Ländern getroffene Vereinbarung des Jahres 1920 zu halten und den Mittellandkanal von Hannover bis Leipzig als einheitliches Unternehmen anzuerkennen, für das ein einheitlicher Bauplan und eine einheitliche Finanzierung vorgesehen sind. Allerdings hat die Absicht des Ministeriums, den Bau des Südflügels erst in fünf Jahren beginnen zu lassen, um aus den Einnahmen des fertiggestellten Nordflügels den Bau des Südflügels zu finanzieren, den Widerspruch der Interessenten am Südflügel hervorgerufen, die nach wie vor die sofortige Aufnahme der Arbeiten auch auf dem Südflügel verlangen, vor allen Dingen fordern sie auch die sofortige Errichtung der für den Südflügel notwendigen Bauämter, damit auf jeden Fall für diesen Bauteil die technischen Vorarbeiten fertiggestellt werden. Erst kürzlich hat sich wieder der Ausschuß für die Saale-Kanalisation und den Elster-Saale-Kanal über den Stand des Gesamtprojektes unterrichtet und dabei festgestellt, daß eine vom Reichsverkehrsministerium aufgestellte Finanzierungsdenkschrift als Erfolg der Bemühungen der Interessenten des Südflügels zu betrachten ist. Diese Denkschrift sieht vor, daß für das Gesamtprojekt eine Art Aktiengesellschaft in öffentlicher Hand gebildet werden soll, innerhalb derer auch die Interessenten des nördlichen Flügels des Kanals mit für die Garantieleistung für die Verzinsung und Tilgung der gesamten Kanalkosten herangezogen werden sollen. Die Aktiengesellschaft in öffentlicher Hand soll das rentierende Baukapital übernehmen, daneben soll eine andere Organisation das nichtrentierende Kapital, das aus Anleihe-

mitteln aufzubringen ist, verzinsen und amortisieren, bis im Jahre 1941 der Kanalbetrieb selbst, nämlich die Aktiengesellschaft, die weitere Verzinsung und Tilgung aufbringen kann. Die gesamten Baukosten sind auf 547 Millionen Mark veranschlagt, die Garantieleistung soll auf die einzelnen beteiligten Länder verteilt werden. Für den Kanalbau sind 60 Millionen Mark aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge vorgesehen, die allerdings das Reich auch zunächst für den Nordflügel verwenden will. Auch gegen diese Benachteiligungen wenden sich die Interessenten des Südflügels. Im einzelnen ist gedacht, daß ein Drittel der nach Verwendung der Beträge aus der Erwerbslosenfürsorge verbleibenden Bausumme durch die gekennzeichnete Aktiengesellschaft aufgebracht werden soll. Die Aktien bleiben in öffentlicher Hand — das sind die Anliegerstaaten, auch diejenigen, durch deren Gebiet der Kanal bereits geführt ist. Zweidrittel dieser Summe sollen durch Schuldverschreibungen aufgebracht werden. Diese sind Kommunalobligationen, für die das Reich, gegebenenfalls die betr. Länder, die Bürgschaft übernehmen. Die Schuldverschreibungen werden nach einem bestimmten Schlüssel durch die Kommunalverbände getilgt werden, so daß schließlich nur noch  $\frac{1}{3}$  Aktien der Bausumme zu Lasten des Kanals verbleiben.

Nach diesen Erörterungen über das Bauprojekt und seine Finanzierung sei noch kurz auf die volkswirtschaftliche Bedeutung des Kanals eingegangen, die es begreiflich macht, daß die Forderung nach Bau und Vollendung der mitteldeutschen Wasserstraßen, selbst unter Berücksichtigung der augenblicklichen ungünstigen wirtschaftlichen Lage, immer wieder erhoben werden muß.

Die günstige geographische Lage, Vorhandensein der hauptsächlichsten Produktionsmittel und der wichtigsten deutschen Industrien sind die hervorragendsten Eigenschaften des mitteldeutschen Wirtschaftslebens, das einen starken Faktor der deutschen Gesamtwirtschaft ausmacht. Naturnotwendig muß zur Hebung der Wirtschaft auch das Verkehrswesen des mitteldeutschen Bezirkes unter Berücksichtigung aller modernen technischen Fortschritte ausgestaltet werden. Daß dabei gerade der Wasserweg eine große Rolle zu spielen berufen ist, mag aus dem Umstand hervorgehen, daß Mitteldeutschland für Im- und Export die sehr langen Frachtwege auf der Eisenbahn hat. Dem heutigen einzigen Verfrachter, der Reichsbahn, deren Tarifpolitik von fremdländischen Einflüssen nicht völlig frei ist, muß die geforderte Wasserstraßenverbindung zur Seite gestellt werden, die von Handel und Industrie um so mehr begrüßt werden wird, wenn sie gegenüber den Reichsbahntarifen Erleichterungen bringt; die Aussichten für die Wirtschaftlichkeit dieser Wasserstraße sind deshalb günstig.

Warum soll weiter die Wasserstraße gerade im gegenwärtigen Augenblick gebaut bzw. vollendet werden? Die Schar der Erwerbslosen mehrt sich von Tag zu Tag, sie produktiv zu beschäftigen, muß Aufgabe aller dazu berufenen Stellen sein. Die Erwerbslosenfürsorge gibt in ihrer jetzigen Form den einzelnen Arbeitsnachweisbezirken eine gewisse Freiheit sowohl in der Erhebung der Beiträge, als auch in der Verwendung der Geldmittel und der Arbeitskräfte der Erwerbslosen für solche Arbeiten, die dem Bezirke zum Vorteil gereichen (Notstandsarbeiten). Solange die Arbeitslosenfürsorge in ihrer jetzigen Form besteht und damit die Möglichkeit vorhanden ist, deren Mittel für Bauarbeiten am Kanalprojekt zu benutzen, wäre zweckmäßigerweise mit den Bauarbeiten zu beginnen.

Wird das Projekt der Saalekanalisation und der Bau des Elster-Saale-Kanals zur Wirklichkeit, so eröffnet sich die Möglichkeit, auch das thüringische Wirtschaftsgebiet an das mitteldeutsche Kanalnetz anzuschließen.

Der Werra-Kanal-Verein hat sich z. B. zur Aufgabe gemacht, eine Kanalführung der Weser-Main-Linie über den Weg Werra-Itz zu erstreben. Die Erbauung dieser Linie ist bereits vom staatlichen Vorarbeitenamt empfohlen mit einem

Stichkanal bis Eisenach. Wenn weiter gefordert ist, die Saale von Merseburg aufwärts bis Naumburg zu kanalisieren, so ergibt sich die Notwendigkeit, eine Verbindung mit dem ersteren Projekt herzustellen, weil nur dadurch die bedeutende thüringische Exportindustrie an das internationale Wasserstraßennetz Anschluß finden kann. Die Vereinigung Gera-Unstrut propagiert dieses Projekt, dessen Ausführung besondere Beachtung verdient wegen der Aufgabe, die der Wasserstraße als Zubringer des aus den wichtigen Industrieplätzen Eisenach, Gotha und Erfurt herausflutenden Verkehrs zukommt.

Dem Ausbau der oberen Saale hat eine gemischtwirtschaftliche Organisation, die „A.-G. Obere Saale“ in Weimar, greifbare Gestalt gegeben, indem sie zur Inangriffnahme von Bauten geschritten ist. Das Projekt wird in nächster Zeit in noch größerem Maße in die Tat umgesetzt werden, nachdem die Streitfrage zwischen Reich und Land Thüringen über den Ausbau der Talsperren durch den Staatsgerichtshof in Leipzig durch Abweisung der Feststellungsanträge des Reiches zugunsten des Landes Thüringen ausgegangen ist.

Endlich sei noch kurz auf die Wasserwirtschaftspläne im Harz hingewiesen, die ebenfalls im Zusammenhang mit der Mittelland-Kanalspeisung stehen. Die geschaffenen Unterlagen kommen darauf hinaus, für die Harzflüsse eine Reihe von Talsperren zu schaffen. Die Reichswasserstraßenverwaltung will einen Talsperrenring um Ost- und Nordharzrand von der Bode bis zur Oker legen.

Diese Talsperren sollen durch Stollen verbunden und mit diesen Stollen auch Wasser aus kleineren Flüssen abgefangen werden, das zusammengefaßt, den Kanal speisen soll.

Die Ausführung des gesamten großzügigen Projektes der mitteldeutschen Wasserstraßen wird zweifellos zu einer weiteren Hebung aller Zweige der mitteldeutschen Wirtschaft führen, und es muß dringend auf die beschleunigte Durchführung der Bauvorhaben hingearbeitet werden.

Festpreisbeschluß der Fachgruppe Bauindustrie. Nach langwierigen Verhandlungen hat sich nunmehr auch die Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie am 23. November d. J. dem vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband am 1. Juli 1925 (vgl. Bauing. Nr. 15, S. 545) gefaßten Beschluß angeschlossen, Fauaufträge, die nicht länger als sechs Monate dauern, zu Festpreisen zu übernehmen. Sie betont, daß allerdings Voraussetzung für die von ihr ausgesprochene Empfehlung sein müsse, daß die Streik- und Aussperrungsklausel in den Bauverträgen anerkannt wird und daß die Auftraggeber bei etwaigen Lohn- und Tarifstreitigkeiten von allen Maßnahmen Abstand nehmen, welche die Stellung der Bauunternehmer zu schwächen geeignet sind.

Tarifierung von Steingrus und Steinsplitt beim Eisenbahntransport. Steingrus und Steinsplitt, die zum Wegebau, zum Bahn- und Wasserbau sowie zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bestimmt sind, werden erfahrungsgemäß bei der Eisenbahnbeförderung sehr häufig nach den Sätzen für „Steine“ der normalen Wagenladungsklasse F verfrachtet, obwohl in den genannten Fällen der Ausnahmetarif 5 anzuwenden wäre, dessen Sätze um etwa 30% unter der Wagenladungsklasse F liegen. Es erscheint daher notwendig, auf die Bestimmungen des Ausnahmetarif 5 hinzuweisen.

Die Anwendung des Ausnahmetarif 5 für Steingrus und Steinsplitt setzt voraus, daß in dem Frachtbrief der Verwendungszweck zum Ausdruck gebracht wird, und zwar muß die Angabe lauten:

„Steingrus, Steinsplitt ungemahlen zum Wegebau (bzw. Bahn-, Wasserbau oder ortsfesten Betonbau).“

Als Steingrus und Steinsplitt darf nach einer im Tarif enthaltenen Erläuterung nur Material bezeichnet werden, das durch Rundsiebe bis zu 35 mm und Maschensiebe bis 30 mm Lochweite gegeben werden kann.

Neben dem Ausnahmetarif 5 verdient auch der um 5% billigere Ausnahmetarif 5c Beachtung, nach welchem Steingrus und Steinsplitt für die gleichen Verwendungszwecke zu berechnen ist, sowie Steinschutt und Abraum von Steinbrüchen, der zu Ausfüllungsarbeiten dienen soll. Voraussetzung für die Anwendung dieses Tarif 5 ist aber, daß der in Frage kommende Steingrus und Steinsplitt die gleichen Abmessungen enthält, wie sie in Ausnahmetarif 5 vorgeschrieben sind und daß er ungemahlen und ungewaschen ist. Die Verwendung von Wasser vor und während der Brechung in der Brechmaschine bzw. im Brechmaul gilt nicht als Waschen. Dagegen ist die Bewässerung, Berieselung und Bespritzung der gebrochenen Steine nach dem Verlassen der Brechmaschine, z. B. in den Siebtrommeln usw. als Waschen anzusehen und schließt die Anwendung des Ausnahmetarif 5c aus.

Der maßgebende Gesichtspunkt, nach dem zu entscheiden ist ob Steingrus und Steinsplitt nach Ausnahmetarif 5 oder Ausnahmetarif 5c zu berechnen sind, liegt mithin darin, ob das Material „ungemahlen“ (A.T. 5) oder „ungemahlen und ungewaschen“ (A.T. 5c) ist. In einer dem Ausnahmetarif 5c angefügten Erläuterung ist fernerhin bestimmt, daß Gipssteingrus und -splitt sowie Gipssteinabraum nicht nach dessen Sätzen tarifiert werden dürfen.

Die Sätze des Ausnahmetarif 5c liegen im übrigen um durchschnittlich 35% unter denjenigen der Wagenladungsklasse F (Tarifstelle „Steine“).

Nicht tarifmäßig sind die Bezeichnungen: „Splitt 15 mm“, „Kalksteinsplitt“, „Basaltsplitt“ usw. Sie haben zur Folge, daß die Eisenbahn ohne weiteres die Fracht nach der höheren normalen Wagenklasse F (Tarifstelle: Steine, sonst nicht genannt Ziffer 1 Klasse F) zum Schaden der Frachtzahler berechnet. Das gleiche gilt, wenn der Verwendungszweck, d. h. „bestimmt zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bzw. zum Wege-, Bahn-, Wasserbau oder zu Ausfüllungsarbeiten“ im Frachtbrief nicht angegeben ist. Dr. R.

Bau- und Sparorganisationen. Der Deutsche Industrie- und Handelskammertag teilt mit: „Verschiedene Vorgänge veranlassen uns, darauf hinzuweisen, gegenüber den in der letzten Zeit zahlreich gegründeten Bau- und Sparorganisationen größte Vorsicht walten zu lassen. Wennschon es sich hierbei zum Teil um sicherlich durchaus solide und seriöse Unternehmen handelt, so ist auf der anderen Seite keineswegs von der Hand zu weisen, daß auf diesem Gebiet Organisationen gegründet werden, die eine wenig solide Basis und nicht die Finanzkraft haben, um die gegebenen Bauversprechen ausführen zu können, so daß die beteiligten Geldgeber, insbesondere die kleinen Sparer, das Nachsehen haben. Es erscheint deshalb geboten, vor einem Beitritt zu einer Spar- und Bauorganisation sich das Unternehmen genau auf seine Vertrauenswürdigkeit und Leistungsfähigkeit hin anzusehen.“

#### Großhandelsindex.

28. Okt.	4. Nov.	11. Nov.	17. Nov.	25. Nov.	2. Dez.
122,5	120,7	119,9	121,0	122,7	122,9

#### Lebenshaltungskostenindex.

Juni	Juli	August	September	Oktober	November
138,3	143,3	145	144,9	143,5	141,4

### Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 3. Dezember 1925.)

Verordnung über Einkommensteuervergünstigungen für verheiratete ausgeschiedene weibliche Beamte und für entlassene Arbeitnehmer. Vom 25. November 1925 (RMinBl.). Der Reichsfinanzminister hatte bereits in einem Erlaß vom September d. J. (vgl. Bauingenieur Nr. 27, S. 803, Nr. 4) bestimmt, daß die von Arbeitgebern an ihre Arbeitnehmer bei der Entlassung aus dem Dienstverhältnisse freiwillig gezahlten Entschädigungen bis zu einer Höhe von  $\frac{6}{12}$  des letzten Jahresarbeitsverdienstes von der Einkommensteuer befreit sind. Die neue, mit Wirkung vom 29. August d. J. in Kraft getretene Verordnung regelt diese Befreiung im gleichen Sinne. Die Befreiung beschränkt sich nach einem Erlaß des Reichsfinanzministers vom 25. November d. J. auf Arbeiter und Angestellte (mit Ausnahme der Familienangehörigen des Arbeitgebers), die im gesetzlichen Schlichtungsverfahren Ansprüche geltend machen können (§§ 10, 11, 12 Abs. 1 des Betriebsrätegesetzes). Außer für Familienangehörige des Arbeitgebers gilt die Befreiung nicht für Personen, die keine Angestellten im Sinne des Betriebsrätegesetzes sind (§ 12 Abs. 2 das.), also nicht für Vorstandsmitglieder und Vertreter juristischer Personen, Geschäftsführer und Betriebsleiter, soweit sie zur selbständigen Einstellung oder Entlassung der übrigen im Betriebe beschäftigten Arbeitnehmer berechtigt sind oder soweit ihnen Prokura oder Generalvollmacht erteilt ist.

Der Reichsfinanzminister macht darauf aufmerksam, daß, wenn das Jahreseinkommen durch die Entlassungsentuschädigung auf über 8000 M. steigt, bei allen Angestellten die Ermäßigungen des Steuersatzes nach § 58 Abs. 2 b u. c des Einkommensteuergesetzes eintreten.

Verordnung zur Anpassung des Strafverfahrens an die Vorschriften des Allgemeinen Strafrechts (Anpassungsverordnung). Vom 20. November 1925 (RGBl. I, S. 389). Die in der Reichsabgabenordnung geregelten Grenzen verschiedener Steuerstrafen werden anderweitig festgesetzt. Der § 378 der Reichsabgabenordnung, nach dem an Stelle einer nicht beizutreibenden Geldstrafe Freiheitsstrafe tritt, wird gestrichen.

Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Einrichtung und das Verfahren der Aufwertungsstellen. Vom 27. November 1925 (RAnz. 279). Mit Rückwirkung vom 15. Juli d. J. ab werden verschiedene Vorschriften über das Verfahren bei den Aufwertungsstellen erweitert. Hervorgehoben sei, daß nach der neuen Verordnung im Reichsanzeiger bekanntgemacht werden muß, wenn bei der Aufwertung von Teilschuldverschreibungen die Aufwertungsstelle an-

gerufen wird. Ferner muß nach einem neuen § 8 a die Aufwertungsstelle auf Antrag jedem, der berechtigtes Interesse hat, eine Bescheinigung darüber erteilen, wann die Anmeldung eines Hypothekenaufwertungsanspruches dem Aufwertungsschuldner mitgeteilt ist und ob ein Einspruch des Schuldners eingegangen ist. Die Bescheinigung ist gebührenfrei.

Preuß. Gesetz zur Änderung des preußischen Ausführungsgesetzes zum Finanzausgleichsgesetze. Vom 27. November 1925 (Pr. Ges.-Sammlg. S. 162). Aus den Vorschriften des Gesetzes, das die Regelung der Einnahmen der preußischen Selbstverwaltungskörper (Kreise, Gemeinden) betrifft, ist erwähnenswert, daß die bisherige bloße Berechtigung der Stadt- und Landkreise, bei Veräußerung von Grundstücken Wertzuwachssteuern zu erheben, dahin geändert wird, daß die Gemeinden zur Erhebung solcher Steuern verpflichtet sind, soweit es sich um die Veräußerung von Grundstücken handelt, deren Veräußerer das Eigentum in der Zeit vom 1. Januar 1919 bis zum 31. Dezember 1924 erworben haben.

Einziehung von Staats- und Gemeindesteuern in Preußen. Erl. d. pr. Finanzministers vom 2. 11. d. J. (FMinBl. S. 155). Entsprechend den Bestimmungen des Reichsfinanzministers für die Reichssteuern (Erl. v. 10. 10. d. J., vgl. Bauing. Nr. 30, S. 888) bestimmt der preußische Finanzminister, daß bei der Einziehung der staatlichen Grundvermögenssteuern und Hauszinssteuer — insbesondere bei der Entscheidung über Stundungsgesuche, Höhe der Stundungszinsen und bei der Zwangsvollstreckung — auf die wirtschaftliche Lage des Steuerpflichtigen, die allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse und darauf Rücksicht zu nehmen ist, ob der Nutzen der Maßnahmen für den Steuerfiskus in angemessenem Verhältnis zum Schaden des Steuerpflichtigen steht. Der Minister erwartet, daß die Gemeinden hinsichtlich der direkten Gemeindesteuern die gleichen Grundsätze verfolgen werden.

Stempelsteuerfreiheit besteht für Vollmachten zur Vertretung in Aufwertungssachen in Preußen. Nach einem Erlaß des pr. Finanzministers II. C. 2793.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 12. Nov. 1925.

- Kl. 5 b, Gr. 12. W 66 685. H. Weber, Bochum-Rienke, Constantinstraße 53. Einrichtung zum Abbefördern der Berge beim Auffahren von mehr oder weniger söhligem Gesteinsstreifen mittels Schüttelrutschen. 23. VII. 24.
- Kl. 5 c, Gr. 4. L 55 288. Dr. Karl Lehmann, Duisburg-Ruhrort, Hafenstr. 90. Ausbau für Strecken, Stollen, Schächte, Tunnel und ähnliche unterirdische Räume. 27. III. 22.
- Kl. 5 c, Gr. 4. W 61 018. August Wolfsholz, Berlin-Schöneberg, Freiherr-vom-Stein-Str. 9. Verfahren zum Auskleiden von Druckstollen, Brunnen und ähnlichen unter innerem Überdruck stehenden Bauwerken in festem Gebirge. 21. IV. 22.
- Kl. 19 e, Gr. 1. K 90 685. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf-Wannseebahn, Sophie-Charlotten-Str. Wurfeschüttmaschine. 21. VIII. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 4. Sch 74 986. Schenck und Liebe-Harkort A.-G., Düsseldorf. Fangvorrichtung am Vorspannwagen eines Schrägaufzugs mit Großraumförderung. 1. VIII. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 5. B 115 781. H. Büssing & Sohn G. m. b. H., Braunschweig. Bremsschuh. 20. IX. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 11. H 100 300. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Schaltung elektrischer Weichenantriebe. 28. I. 25.
- Kl. 37 a, Gr. 7. P 50 005. Fa. A. C. Pohlmann, Hamburg. Verfahren und Vorrichtung zum dichten Ausfüllen von Hohlräumen in Bauwerken mit losem Schutzstoff. 7. III. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 1. W 65 201. Alfred Wolfensberger u. Ernst Kägi, Hinwil, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Baustein. 8. I. 24. Schweiz 31. XII. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. J 24 800. Josef Jakubczyk, Drohobycz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schalungslose Betonsäule. 23. V. 24.

- Kl. 80 b, Gr. 8. M 88 034. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen Akt.-Ges. u. Adolf Grote, Köln-Kalk. Verfahren zur Verwertung von häuslichen und gewerblichen Abfällen, insbes. Müll. 19. I. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. G 57 780. Dipl.-Ing. Edmund Groh, Zittau i. Sa. Einrichtung zum Betätigen von Wehren durch den Druck des Oberwassers. 6. XI. 22.
- Kl. 84 d, Gr. 2. O 13 594. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Bagger für abwechselnden Löffel- und Greiferbetrieb; Zus. z. Pat. 395 890. 20. III. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. G 63 664. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Abspritzvorrichtung für Siebbänder. 7. III. 25.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 12. Nov. 1925.

- Kl. 20 k, Gr. 9. 422 237. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrleitungen f. elektrische Bahnen. 11. VI. 24. A 424 32.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 422 347. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Trageilklemmen für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 7. VI. 22. A 37 889.
- Kl. 37 f, Gr. 8. 422 218. Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Tor großer Abmessungen, insbesondere für Luftschiffhallen. 30. XI. 22. S 61 540.
- Kl. 80 a, Gr. 52. 422 386. Friedrich Rouselle, Wiesbaden, Heßstr. 2. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Pflastersteinen aus Hochofenschlacke oder ähnlichen geschmolzenen Massen. 31. VII. 21. R 53 620.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 422 233. J. Huber u. A. V. Lutz, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätiges Klappenwehr. 31. VII. 21. H 86 457.
- Kl. 85 c, Gr. 3. 422 354. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser in Klär- und Faulräumen mit Druckluft. 21. IV. 23. St 36 802.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch für Mörtel und Beton. Für die Praxis bearbeitet von Hermann Erik, Architekt. Teil I. Verlag Willy Geißler, Berlin SW. 1925. Preis 9 RM.

Es handelt sich um die Wiedergabe von Erfahrungen aus der Praxis für die Praxis. Besprochen werden die Kalke, Zemente, hydraulischen Zuschläge (u. a. hier auch der Si-Stoff); anschließend sind die deutschen Normen wiedergegeben. Dann folgt eine Behandlung der verschiedenen Mörtelarten mit anschließenden Tabellen über den Materialbedarf. Weitere Abschnitte sind dem Beton, den Mischungsverhältnissen, den Ausführungsnormen usw. gewidmet. Zum Schlusse ist ein Sondermaterialbedarf für Maurer, Gipsler, Dachdecker und Zementarbeiter gegeben, nebst einer Zusammenstellung der bei größeren Verwaltungen üblichen Durchschnittssätze für Materialberechnung bei Maurerarbeiten. Das kleine Handbuch wird fraglos von vielen Fachgenossen mit Vorteil durchgearbeitet werden. Es enthält viel des Wissenswerten. M. F.

Führer durch die Garagenausstellung des Deutschen Automobilhändler-Verbandes E. V. auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München. Technische Leitung Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Die kleine Schrift behandelt auf dem oben genannten baulichen Sondergebiete die überraschende Entwicklung in der letzten Zeit bezüglich der Einzel- und Sammelbehausung für Kraftwagen aller Art. Es ist von besonderem Reiz, die verschiedenen ganz neuartigen

Konstruktionsgedanken kennenzulernen, die gerade das Sondergebiet des Garagenbaues gezeitigt, und zu sehen, wie diese Gedanken künstlerische und technische Verwirklichung in vielgestaltiger Form gefunden haben. M. F.

Der kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Lieferung 8, 9 und 10. Preis der Lieferungen 1,90, 2,10, 1,90 RM.

Mit den vorliegenden drei letzten Lieferungen ist das Werk abgeschlossen. Es ist hiermit dem Verlage gelungen, das allseits als echtes Familienbuch gedachte Sammel- und Bildungswerk in der zugesagten kurzen Zeit zu einem guten Abschluß zu bringen. Das Werk hat das gehalten, was seine erste Lieferung versprochen, ein Bildungswerk für alle Volksschichten zu werden. Möge es auf dem Weihnachtstische vieler Deutscher einen Platz finden. Es wird hier Anerkennung finden und Gutes schaffen. Dem Verlage F. A. Brockhaus gereicht die Herausgabe in Inhalt, Ausgestaltung und Form zu dauernder Ehre. M. F.

Einführung in die analytische Geometrie der Ebene und des Raumes. Von A. Schoenflies, ord. Professor der Mathematik an der Universität Frankfurt. (314 S.) Julius Springer, Berlin 1925. (Aus: Grundlehren der mathematischen Wissenschaften in Einzeldarstellungen. Herausgegeben von R. Courant, Göttingen, Bd. XXI.) Preis geh. 15 RM, geb. 16,50 RM.

Das vorliegende Buch ist für diejenigen bestimmt, die von der elementaren, an die Begriffe des Endlichen, des Rationalen und des

Reellen gebundenen Betrachtung der analytischen Geometrie zur höheren, die Begriffe des Unendlichen, des Irrationalen und des Imaginären berücksichtigenden Betrachtung fortschreiten wollen. Auf die Überwindung der bei einem solchen Übergang auftretenden Schwierigkeiten hat der Verfasser bei der Auswahl, der Anordnung und der Behandlung des Stoffes besonderen Wert gelegt.

Das Buch, das für den angebenen, gerade bei Ingenieuren vielfach in Frage kommenden Zweck bestens empfohlen werden kann, ist der 21. Band der gemeinsam mit W. Blaschke, M. Born und C. Runge von R. Courant „in Einzeldarstellungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendungsgebiete“ herausgegebenen „Grundlehren der mathematischen Wissenschaften“. P. Werkmeister.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. 1925. Nr. 3, 11 und 12. Nur zu beziehen durch die Verbandsgeschäftsstelle Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 50.

Nr. 3. Über Wertberechnung von Wasserkräften Neubearb. v. Prof. Dr.-Ing. Ludin u. Dr.-Ing. rer. pol. W. G. Waffenschmidt, Priv.-Doz. a. d. Univers. Heidelberg.

Der Wertberechnung von Wasserkräften stellen sich, wie jeder in der Praxis tätige Ingenieur immer wieder erfahren muß, in der Regel erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Kaum ein Fall ist dem anderen gleichgelagert. Neuerdings hat sich dazu ein vermehrtes Interesse an der sachgemäßen und zutreffenden Wertbemessung von Wasserkräften eingestellt, nachdem der Versuch gemacht ist, sie der Vermögenssteuer zu unterwerfen.

Das kleine Schriftchen gibt nun für die Wertermittlung von Wasserkräften wertvolle Fingerzeige. Es untersucht die verschiedenen Wertbegriffe (Kostenwert oder urspr. Neubauwert, Ertragswert, Tauschwert, Neubaukostenwert, Buchwert), beschäftigt sich ausreichend mit der Frage des Wettbewerbs durch Ersatzkraft (Wärme- kraft, Fremdstrom) und den sog. Standortfragen im weitesten Sinne (Rohstoffzufuhr, Abfuhr der Erzeugnisse, Bodenwert, Arbeitslohn, Wettbewerb) und bespricht im einzelnen die wichtigsten Faktoren der Ertragswertberechnung als Größe und Beständigkeit der verfügbaren Wasserkraft, Ausnutzungsgrad und Ausnutzungsmöglichkeit der Anlage, Kosten einer Ersatzkraft, Finanzierung, Risikofragen usw.

In einem dritten Abschnitte wird noch kurz auf die Wertschätzung von Rohwasserkräften eingegangen.

Das kleine Schriftchen gibt nicht ein fertiges Rezept für die Aufmachung einer Wertberechnung von Wasserkräften. Das ist für jeden, der sich mit diesen Fragen beschäftigte, ein Ding der Unmöglichkeit. Es ist aber ein brauchbarer Helfer und es bietet vor allem dem jüngeren Ingenieur einen ersten Wegweiser und kann ihn davor bewahren, wichtige Umstände für eine Wertberechnung zu übersehen, soll ihn vor allem auch vor Leichtfertigkeit in seiner Arbeit schützen.

In diesem Sinne möchte ich das Schriftchen dringend empfehlen.

Nr. 11. Die Behandlung der Wasserkräfte im Entwurf eines Reichsbewertungsgesetzes. Von Justizrat A. Mardersteig, Weimar.

Wasserkräfte oder Wassernutzung waren bis zum Jahre 1924 nicht zur Vermögenssteuer herangezogen, erst in diesem Jahre begannen die Finanzämter überall mit der Belastung dieser „Vermögenswerte“, und das z. T. in einer Höhe, für die im einzelnen oft das Verständnis fehlt.

Der Erlaß des Reichsfinanzministers vom 21. März 1925 hat, veranlaßt durch eine kräftige, besonders von dem Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband geführte Abwehrbewegung, das Steuerbewertungsverfahren einstweilig, und zwar nur für das Jahr 1924 unterbrochen. Da jedoch nach dem inzwischen fertiggestellten Entwurfe des Reichsbewertungsgesetzes die bisherigen Grundlagen der Besteuerung in wesentlichen Punkten erweitert sind, so muß für die Zukunft mit einer Heranziehung der Wasserkräfte zur Vermögenssteuer doch noch gerechnet werden, falls der genannte Entwurf in der vorgelegten Fassung Gesetz wird.

Die interessierten Kreise werden daher alle Veranlassung haben, dieser Frage ihre besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die vorliegende kleine Schrift von Mardersteig bietet dazu eine gute Einführung. Der Verfasser kommt zur Ablehnung der Besteuerung, weil er der Ansicht ist, daß die „Wasserkraft“, ebenso wie die Windkraft als mehr oder minder beständige Kreislauferscheinung in der Natur sich grundsätzlich der Eingruppierung in Vermögenswerte versagt und weil auch sonst eine Reihe rechtlicher, technischer, sittlicher Bedenken einer solchen Ordnung widerstreiten.

Die kleine geistreich geschriebene Abhandlung kann bestens empfohlen werden.

Nr. 12. Umrechnungstabellen für Niederschlag und Abfluß.

Die Rechnungen und Vergleiche mit Niederschlag und Abfluß werden bei wasserwirtschaftlichen Untersuchungen oft dadurch unständig und zeitraubend, weil man die Niederschläge meist nur in mm Höhe angegeben findet, während für die weitere praktische Auswertung meist auf Abflussspenden in der Sekunde oder der Minute übergegangen werden muß. Eingeführt hat sich weiter meist die Rechnung mit Abflussspenden in Liter oder Kubikmeter je Sekunde und Quadratkilometer.

Mitgeteilt werden 4 Tabellen, von denen Tab. 1 die Umwandlung der Höhen in Spenden ( $m^3/sek.km^2$  oder  $l/sek.km^2$ ) angibt; in Tab. 2 findet sich die Umkehrung. Tab. 3 ist ausgemittelt für Starkregen, d. h. also für Höhenangaben je Min. oder Stunde und deren Umwandlung in Abflussspenden. In Tab. 4 sind die mittleren jährlichen Abflußhöhen und Abflussspenden in Mitteleuropa nach Keller mitgeteilt.

Die Umrechnungstabellen werden in manchen Fällen gute Dienste leisten können. Heiser.

Ergänzungen zur vierten Auflage des Taschenbuches für Bauingenieure, betr. neue deutsche Bestimmungen für den Eisenbetonbau und den Eisenbau im Jahre 1925. Von M. Foerster. Mit 16 Textfiguren. (29 S.) Verlag Julius Springer, Berlin W 9. Preis 0,60 RM.

Die Herausgabe der vorgenannten Bestimmungen hat den Verlag des Taschenbuches für Bauingenieure veranlaßt, die durch erstere notwendig gewordenen Ergänzungen und Abänderungen auf 28 Seiten zusammenstellen zu lassen. Neben den vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton erlassenen neuen Bestimmungen für den Verbundbau handelt es sich hierbei vorwiegend um die Bestimmungen für den Eisenhochbau vom 25. II. 1925 und hier wiederum in erster Linie um die viel besprochene Knickfrage. Allen Neubeziehern des Taschenbuches wird die Ergänzung kostenfrei zur Verfügung gestellt, ist aber auch sonst zu dem oben genannten Preis von 0,60 RM. zu beziehen.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Von der Hauptversammlung am 1. und 2. Dezember d. J.

Die Ordentliche Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) der D. G. f. B. hat am 1. und 2. Dezember d. J. in Berlin stattgefunden. Als ein erfreuliches Zeichen für die steigende Bedeutung der D. G. f. B. darf es angesehen werden, daß zu dieser Gelegenheit zahlreiche Vertreter von Behörden und Körperschaften erschienen und daß viele Mitglieder der Gesellschaft der Einladung gefolgt waren. Unter ihnen befanden sich eine ganze Reihe, die trotz der Ungunst der wirtschaftlichen Lage und des strengen Winterwetters zum Teil weite Reisen nach Berlin unternommen hatten.

Über die Vorträge und Besichtigungen sowie über die gesamte Hauptversammlung wird demnächst an dieser Stelle ein ausführlicher Bericht erstattet werden.

Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926.

Auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. J. ist beschlossen worden, den Beitrag für das Jahr 1926 auf 8 M. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 M. und für Junioren auf 3 M. jährlich festzusetzen. Wir bitten unsere Mitglieder, den Beitrag für 1926, der bei Beginn des nächsten Jahres fällig wird, baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Nächster Vortragsabend.

In Ergänzung der Mitteilung in der vorigen Nummer des Bauingenieur (Programm für die Hauptversammlung) wird mitgeteilt, daß der nächste Vortragsabend „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ am

Montag, den 14. Dezember 1925, 7½ Uhr abends, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal), I. Stock

stattfinden und die Frage behandelt werden wird:

„Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiternachwuchs?“

Außer dem bereits genannten Vortragenden Herrn Ingenieur Mast, Berlin-Tempelhof, II. Vorsitzender des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes, wird auch Herr Syndikus Berger, Dresden, Geschäftsführer des Bezirkswirtschaftsverbandes für das Baugewerbe im Freistaat Sachsen, über die Frage sprechen.

Nach den Vorträgen wird eine Aussprache stattfinden. Gäste sind herzlich willkommen.