

# DIE BAUTECHNIK

## Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Chefingenieur Alfred Pilder, techn. Oberinspektor der Rumänischen Staatsbahnen, Bukarest.

Der französische Minister für öffentliche Arbeiten hat mit seiner Verordnung vom 10. Mai 1927<sup>1)</sup> die seit 1915 bestehenden Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken außer Kraft gesetzt und eine Neuregelung vorgenommen. Wie ein augenscheinlich halbamtlicher Bericht im „Génie Civil“ 1928, S. 134, mitteilt, geschah dies auf Verlangen der Eisenindustrie, und zwar des Chambre syndicale des Entrepreneurs de Constructions métalliques de France, also offenbar aus Gründen des Wettbewerbs mit anderen Bauweisen, vor allem mit dem Eisenbeton. Das Ministerium beabsichtigte ursprünglich, gleichzeitig auch die veralteten Berechnungsgrundlagen für Eisenbetonbauwerke (vom 20. Oktober 1906) neu zu regeln, doch wurde dies bis zum Abschlusse der vom Chambre syndicale des Constructeurs en béton armé neuerdings unternommenen Versuche zurückgestellt. Lediglich die Vorschrift, betreffend die Stoßzahl, mit der die beweglichen Lasten zu multiplizieren sind, wurde durch die vorliegende Regelung auch auf Eisenbetonbauwerke ausgedehnt.

In der Folge soll dieses „Règlement“ (abgekürzt R 1927) mit den derzeit geltenden Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn<sup>2)</sup> (abgekürzt BE) verglichen werden.

### 1. Belastungsannahmen.

Abb. 1 zeigt den für Vollbahnen vorgeschriebenen Lastenzug des R 1927, der gegenüber dem des Rèlements von 1915 (abgekürzt R 1915) nur in bezug auf die Wagen abweicht. Es wurden nämlich, wie in BE, Großgüterwagen eingeführt, wenn auch etwas leichtere als dort vorgesehen (7,27 t/m statt 8 t/m). Das R 1915 hatte zweiachsige Güterwagen von nur 5 t/m. Wie nach R 1915 sind auch nach R 1927 die Lokomotiven des Lastenzuges nur gleichgerichtet, Schornstein voran anzunehmen, und die Wagen sind an den Tender der zweiten Lokomotive einseitig anzuhängen.

Das R 1915 hatte vorgeschrieben, daß für Träger bis zu 16 m Spannweite auch folgende mögliche Verteilung der Lokomotivachsengewichte berücksichtigt werden muß: 17 + 20 + 26 + 20 + 17 = 100 t. Diese mittelbare Berücksichtigung der dynamischen Kräfte ist im R 1927 fallengelassen worden. Allen dynamischen Einwirkungen wird folgerichtigerweise durch Einführung einer Stoßzahl Rechnung getragen.

Abb. 2 u. 3 ermöglichen einen Vergleich der größten Momente bzw. Querkräfte, die von den Lastenzügen des R 1927 und R 1915 bzw. dem N-, E- und G-Zug des BE in Trägern mit Spannweiten von 2 bis 120 m hervorgerufen werden. Um klare Linien zu erzielen, wurden die Größen für alle Lastenzüge in % der betreffenden, für den N-Zug erhaltenen Werte dargestellt.

Der Vergleich zeigt, daß die Werte der R 1915-Linie in den behandelten Spannweiten 59 bis 104% der N-Linienwerte ausmachen. Die

<sup>1)</sup> Règlement du Ministère des Travaux Publics pour le calcul et les épreuves des ponts métalliques et commentaires explicatifs. Circulaire ministérielle du 10 mai 1927. Imprimerie administrative centrale. 8 Rue de Furstenberg. Paris (VIe).

<sup>2)</sup> Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 25. Februar 1925. 82 D 2531. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

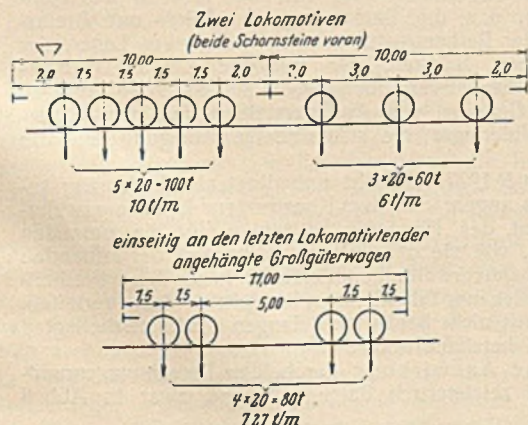


Abb. 1. Lastenzug des R 1927 für Vollbahnen.

Spannung beträgt also 45%. Für die R 1927-Linie ergibt sich eine Spannung von nur 23%, die Annäherung ist also offenbar. Im ganzen halten sich die Wirkungen des Lastenzuges R 1927 zwischen denjenigen des deutschen E- und G-Zuges. Sie kommen den Wirkungen des letzteren besonders nahe (erreichen sie sogar an einer Stelle) in den Spannweiten zwischen 15 und 40 m. Es ist das auf den verhältnismäßig leichten Tender des Lastenzuges R 1927 zurückzuführen, der nur 6 t/m wiegt, also leichter ist als der Wagenzug. Dieser leichte Tender wurde aus dem Lastenzug R 1915 unverändert übernommen, wo sein Gewicht zwischen dem der Lokomotiven und der Wagen sinngemäß eine Mittelstellung einnahm. Im Lastenzug R 1927 ist der Tender der leichteste Teil des Zuges. Das erscheint unangebracht, besonders auch im Hinblick auf einen künftig möglichen elektrischen Betrieb, der nur Tenderlokomotiven kennt.<sup>3)</sup> Der französische Lastenzug wird, wenn sein Tender einmal ausgeschaltet werden sollte, in seinen Wirkungen denen des deutschen E-Zuges sehr nahe kommen.

Im übrigen darf nicht vergessen werden, daß dieser Lastenzug eine Mindestlast darstellt, die den großen Privatbahnen in Frankreich, wohl hauptsächlich im Interesse der Landesverteidigung von Staats wegen vorgeschrieben wird, um die Freizügigkeit des rollenden Materials zu sichern. Es bleibt den Gesellschaften unbenommen, dort, wo sie es für wirtschaftlich halten, ihre Brücken auch für schwerere Lastenzüge zu bemessen.

### 2. Stoßzahl.

Das R 1927 schreibt vor, daß die Achsengewichte des Lastenzuges mit einer Stoßzahl zu multiplizieren sind, um den dynamischen Einwirkungen der Verkehrslasten Rechnung zu tragen.

Die Spannungen berechnen sich also nunmehr auch in Frankreich nach der Mainzer Formel von Altmeister Gerber:

$$\sigma = \frac{S_g + \gamma S_p}{F} \quad 4)$$

Das bedeutet einen großen Schritt vorwärts auf dem Wege zum Angleich der Eisenbahnbrückenbau-Vorschriften.

Noch das R 1915 hatte den dynamischen Wirkungen dadurch Rechnung getragen, daß die Spannungen aus der ständigen Last um 60% verringert in Rechnung zu setzen waren:

$$0,4 \sigma_g + \sigma_n \leq 800 \text{ kg/cm}^2$$

<sup>3)</sup> Die Tender der neuzeitlichen europäischen Dampflokomotiven sind im allgemeinen, auf die Längeneinheit bezogen, kaum leichter als die zugehörigen Lokomotiven. Die Rumänischen Staatsbahnen haben z. B. zahlreiche Lokomotiven im Betriebe, deren Tender bis 7,5 t/m wiegen, also beträchtlich schwerer sind als die Tender des R 1927.

<sup>4)</sup> Hier wie im folgenden ist die Formelsprache des BE benutzt worden. In Frankreich sind andere Bezeichnungen herkömmlich.

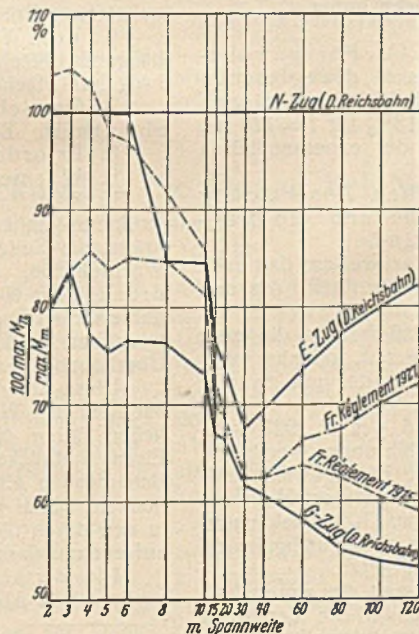


Abb. 2. Größtmomente bezogen auf den N-Zug der Deutschen Reichsbahn.

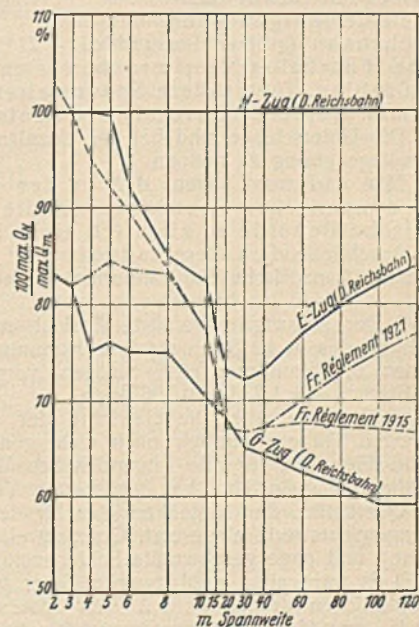


Abb. 3. Größte Querkräfte bezogen auf den N-Zug der Deutschen Reichsbahn.

Das stellte eine vergleichsweise unklare Fassung dar, nicht besser als die der ehemaligen preußischen und der österreichischen Verordnungen, nach denen die zulässigen Spannungen mit zunehmender Spannweite abnahmen.<sup>9)</sup> Die Einführung der Stoßzahl ist dagegen zweifellos ein Fortschritt, und zwar ein notwendiger auf dem Wege zur endgültigen Klärung dieser vielumstrittenen Frage.

Das R 1927 setzt die Stoßzahl in Abhängigkeit von der Stützweite ( $l$ ) des betreffenden Trägers und vom Verhältnis der ständigen Lasten ( $\Sigma G$ ) zu den Verkehrslasten ( $\Sigma P$ ):

$$\varphi = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \Sigma G / \Sigma P}$$

Unter  $\Sigma P$  wird das Gesamtgewicht der Zugachsen verstanden, die den Träger gleichzeitig belasten können. Diese Fassung führt zu einer Unstetigkeit im Verlaufe des Gliedes  $\beta$  der Stoßzahlformel, da  $\Sigma P$  sprunghaft veränderlich ist.

Abb. 4 zeigt den daraus folgenden zickzackförmigen Verlauf der  $\beta$ - und  $\varphi$ -Werte,<sup>9)</sup> und zwar für Träger mit oberliegender Fahrbahn.

Die Fassung ist offenbar zu fein für die groben Wirkungen, um die es sich handelt.

An sich ist es wohl zu begrüßen, daß die französische Formel auch das Verhältnis der ständigen zur bewegten Last in die Rechnung einführt. Das entspricht dem technischen Gefühl und wird sich vor allem bei der Berechnung bestehender Brücken auf verkehrende Lastenzüge bewähren. Es ermöglichte im vorliegenden Falle die Ausdehnung der Formel auch auf die Eisenbetonbauwerke.<sup>7)</sup>

Als ein Mangel der französischen Stoßzahlvorschrift ist dagegen zu bezeichnen, daß sie das Vorhandensein bzw. die Schweißung der Schienenstöße nicht berücksichtigt.

Abb. 5 zeigt den Verlauf der  $\alpha$ -,  $\beta$ - und  $\varphi$ -Linie bei größeren Spannweiten für Träger mit unterliegender Fahrbahn. Die Unstetigkeit von  $\Sigma P$  ist für größere Spannweiten unerheblich; für Spannweiten, denen ein  $\Sigma P$ -Sprung entspricht, wurde hier der jeweils kleinere Wert eingesetzt. Zum Vergleich wurde in beide Schaubilder auch die  $\varphi$ -Linie der BE eingezeichnet, und zwar nach der Formel

$$\varphi = 1,19 + \frac{21}{l + 46}$$

(Querschwellenoberbau ohne durchgehende Bettung, Schienenstöße ungeschweißt).

Für die belanglosen kleinsten Spannweiten liegt die französische Stoßzahl oberhalb derjenigen der Reichsbahn (größter Unterschied + 21% bei  $l=0$ ). Für gewöhnliche Fahrbahnträger ergeben sich praktisch die gleichen Stoßzahlen, für größere Spannweiten ergibt die französische Formel kleinere Werte als die deutsche (-13% für  $l=120$  m).

Die Unterschiede sind bei der Unzulänglichkeit der experimentellen Grundlage gering zu nennen.

Man darf wohl sagen, daß in der praktischen Abschätzung der dynamischen Einwirkungen die deutsche und die französische Behörde so ziemlich eines Sinnes sind.

Anschließend an diese Feststellung ist darauf hinzuweisen, daß auch die neue französische Stoßzahlformel noch kein Glied enthält, das den

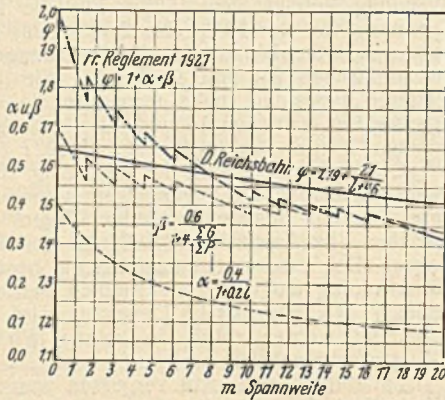


Abb. 4. Stoßzahl für Blechträger, Fahrbahn oben.

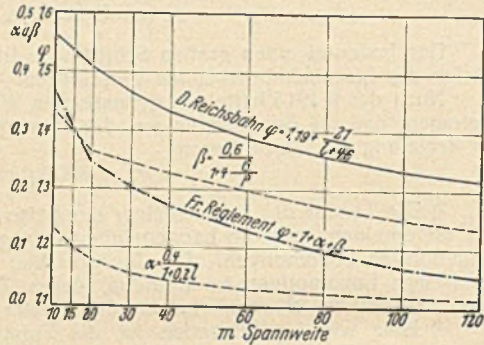


Abb. 5. Stoßzahl für Blech- bzw. Fachwerkträger, Fahrbahn unten.

Einfluß der Zuggeschwindigkeit auf die dynamischen Wirkungen ausdrückt. Im allgemeinen ist das ja nach dem heutigen Stande der Frage noch zu viel verlangt; wohl wäre es aber möglich und wünschenswert, wenigstens schätzungsweise anzugeben, welche Abstriche von der Stoßzahl gemacht werden können, wenn die Geschwindigkeit auf ein Mindestmaß (etwa 5 km/Std.) herabgedrückt wird.

Es hat dies seine Bedeutung für den besonderen Fall, daß außerordentliche, sonst nicht zugelassene Lasten langsam über Brücken befördert werden und im allgemeinen für Linien mit schwachen Brücken, zu deren Verstärkung die Mittel fehlen, und auf denen doch notgedrungen schwere Fahrzeuge, wenn auch nur im Schritt verkehren müssen. Es wäre der Praxis zweifellos erwünscht, auch in dieser Hinsicht nicht mehr allein auf die eigene rohe Schätzung angewiesen zu sein.

### 3. Beanspruchungen.

Nach R 1927 müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

1.  $\sigma_g + \varphi \sigma_p + \sigma_t \leq \sigma_{1zul}$
2.  $\sigma_g + \varphi \sigma_p + \sigma_t + \sigma_w 150 \leq \sigma_{2zul}$
3.  $\sigma_g + \sigma_t + \sigma_w 250 \leq \sigma_{2zul}$

Die zulässigen Beanspruchungen sind für gewalzten Flußstahl:

	$\sigma_{1zul}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{2zul}$ kg/cm <sup>2</sup>
für Zug oder Druck . . . . .	1300	1400,
für Abscheren . . . . .	1000	1120,
für Abscheren von Nieten . . . . .	900 <sup>b)</sup>	1000, <sup>b)</sup>
für Zugspannungen in Nieten . . . . .	250 <sup>b)</sup>	250. <sup>b)</sup>

Diese Beanspruchungen sind zugelassen für einen Flußstahl mit folgenden Festigkeitseigenschaften:

	min $\sigma_E$ kg/cm <sup>2</sup>	min $\sigma_B$ kg/cm <sup>2</sup>	min $\delta$ %
für Profileisen, Bleche, Flacheisen, Stabeisen	2400	4200	25
für Niete . . . . .	2000	3800	28

( $\delta$  bezogen auf eine Meßlänge:  $l = \sqrt{66,67 F}$ , wobei  $F$  = die Querschnittsfläche des Versuchstabes vor dem Versuch.)

Diese Grenzen sind aus den allgemeinen Bedingungen für den Brückenbau (Cahier des charges général, pour la construction des ponts) des französischen Ministers für öffentliche Arbeiten vom 29. Oktober 1913 unverändert übernommen. Das Material entspricht, abgesehen von den Bruchfestigkeiten, auf die ja heute nicht mehr so großes Gewicht gelegt wird als früher, dem deutschen Flußstahl St 37 12 bzw. St 34 13.

Für andere Stähle sollen die zulässigen Beanspruchungen von Fall zu Fall festgesetzt werden. Es wird empfohlen,  $\sigma_{zul} = 1/2 \sigma_E$  anzunehmen. Stähle mit  $\sigma_E > 2/3 \sigma_B$  werden im Brückenbau nicht zugelassen.

Die Einzelheiten der Berechnung vergleicht folgende Zusammenstellung:

1. Auflagermoment von durchlaufenden Längsträgern, BE: 0,75 max  $M$ ; R 1927: 0,5 max  $M$ .
2. Moment in Trägermitte durchlaufender Längsträger, BE = R 1927: 0,8 max  $M$ .
3. Nietabzug, BE: 100% der Nietlöcher für Zug und Biegung, kein Nietabzug für Druck. R 1927: 100% für Zug, Druck und Biegung, kein Nietabzug bei Berechnung der Knicksicherheit.
4. Einfluß der Steifigkeit der Knoten von Fachwerkträgern. BE: Ist in  $\sigma_{zul}$  bereits berücksichtigt. Wenn berechnet, entsprechende Erhöhung von  $\sigma_{zul}$  zugestanden. R 1927: Ist in  $\sigma_{zul}$  nicht enthalten. Wenn nicht berechnet, durch Erhöhung der Stabkräfte um 10% abzugelten.
5. Winddruck. BE = R 1927: Für belastete Brücke 150 kg/m<sup>2</sup>, für unbelastete Brücke 250 kg/m<sup>2</sup>.
6. Vom Winde getroffene Fläche des Zuges. BE: Zusammenhängende Fläche  $h = 3,5$  m unmittelbar über SO. R 1927: Zusammenhängende Fläche  $h = 3,0$  m, Unterkante 0,5 m über SO.
7. Gewicht der Leerwagen zur Berechnung der Standsicherheit. BE = R 1927: 1,25 t/m.
8. Erforderliche Standsicherheit. BE: 1,3. R 1927: 1,5.
9. Wärmeschwankungen. BE: + 45° - 25°. R 1927:  $\pm 27^\circ$ .

In R 1927 sind, im Gegensatz zum BE, der Einsicht des Konstrukteurs anheimgestellt, u. a. die Berechnung der Flieh- und Bremskräfte, der Seitenstöße, der Reibungswiderstände beweglicher Lager, der Wechselstäbe, der offenen Brücken, der zulässige Lochleibungsdruck (!) der Niet- und Schraubenverbindungen, die zulässigen Spannungen der eisernen Lager und Gelenke, von Auflagersteinen und vom Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager die zulässige Durchbiegung und die Überhöhung der Träger.

Diese Liberalität des R 1927 ist nicht unbedingt als ein Vorzug anzuerkennen. Wohl ist es angebracht, dem Konstrukteur in außergewöhnlichen Fällen die Freiheit des Handelns zu lassen, für die normalen Eisenbahnbrücken jedoch, wie sie der weitaus größte Teil der laufenden Bauaufgaben aller Eisenbahnverwaltungen darstellt, kann diese Freiheitlichkeit, zumal wenn es sich um Privatbahnen handelt, sie dazu verleiten, in den durch die Vorschrift nicht berührten Belangen den Sicherheitsgrad auf ein unzulässiges Maß herabzudrücken.

Die wirtschaftliche Auswirkung der beiden Berechnungsgrundlagen ist in Abb. 6 u. 7 zeichnerisch dargestellt, und zwar in Abb. 6

<sup>b)</sup> Für durch Druckpressen hergestellte Niete erhöhen sich die zulässigen Beanspruchungen auf Abscheren um 100, auf Zug um 50 kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>9)</sup> Der eingangs angeführte Bericht erwähnt, daß bereits die zum Studium des R 1915 eingesetzte Kommission seinerzeit, offenbar vergeblich, die Einführung einer Stoßzahl vorgeschlagen hatte, und zwar in der Form:  $\varphi = 1,733 - 0,3067 \sigma_g / \sigma_p$ .

<sup>8)</sup> Nachdem über die Gewichte der auf Grund des R 1927 konstruierten Träger natürlich noch nicht genügend Erfahrungen vorliegen, wurde hier, wie für alle folgenden Schaulinien, als Eigengewicht entsprechend dem in Abb. 2 u. 3 gezeigten Verlaufe der größten Momente und Querkräfte, der Mittelwert der für den E- bzw. G-Zug bekannten Eigengewichtswerte eingesetzt, Querschwellenoberbau ohne durchgehende Bettung und ohne geschweißte Schienenstöße vorausgesetzt.

<sup>7)</sup> Es wäre aber wohl zweckmäßiger gewesen, statt des sprunghaft veränderlichen Verhältnisses  $\Sigma G / \Sigma P$  das stetig veränderliche Verhältnis  $\max M_g / \max M_p$  einzuführen; man hätte dann annähernd dieselben Werte für  $\varphi$  erhalten und die Unstetigkeit vermieden.

für flußstählerne Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung und in Abb. 7 für ebensolche Balkenbrücken mit untenliegender Fahrbahn, ohne durchgehende Bettung. Um die zeichnerische Darstellung übersichtlicher zu machen, wurde das für ein Moment

$$M = M_g + M_p = 1 \text{ tcm}$$

erforderliche Widerstandsmoment dargestellt.

Der Vergleich der beiden Linien zeigt:

1. Für Blechbalkenbrücken kleiner Spannweite (z. B. Längsträger) ergibt das Zusammenwirken der in diesen Spannweiten höheren Stoßzahl mit der kleineren zulässigen Beanspruchung des R 1927 nach der letzteren Vorschrift einen durchweg höheren Stoffbedarf. Die Unterschiede sind aber nicht groß, in den für Fahrbahnträger wichtigen Spannweiten zwischen 4 und 10 m fallen sie von 13 bis 6% ab.

2. Für Blechbalkenbrücken größerer Spannweite (10 bis 20 m) ist der nach beiden Grundlagen errechnete Baustoffbedarf praktisch gleich. Besonders für die schwereren Brücken mit untenliegender Fahrbahn ist die Übereinstimmung vollkommen.

3. Der Baustoffbedarf mittlerer und großer Fachwerkbrücken wäre an sich ebenfalls praktisch vollkommen der gleiche, wenn das R 1927

nicht ausdrücklich vorschriebe, daß der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Fachwerkstäbe in Ermangelung einer genauen Berechnung mit einer zehnprozentigen Erhöhung der Hauptspannungen abzugelten ist. Je nach der konstruktiven Ausbildung der Fachwerkstäbe wird also der Baustoffbedarf zwischen den beiden in Abb. 7 eingezeichneten Linien liegen. Im ungünstigsten Falle — in der Fachwerkebene sehr steif ausgebildete Stäbe — ergibt sich, je nach der Spannweite, ein Mehrbedarf von 8 bis 10% gegenüber der Berechnung nach BE.

Abschließend darf auch hier gesagt werden, daß in bezug auf den notwendigen Sicherheitsgrad der auf Zug oder der auf Biegung beanspruchten Bauteile die deutsche und französische Behörde im wesentlichen einig sind.

#### 4. Berechnung von Druckstäben.

Das R 1927 schreibt den Rechnungsgang nicht vor, empfiehlt jedoch (in den Erläuterungen der Vorschrift), die unten angegebenen Beanspruchungsgrenzen einzuhalten.

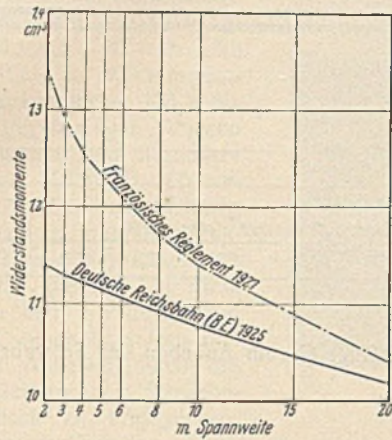


Abb. 6.

Erforderliches Widerstandsmoment in cm<sup>3</sup> von Flußstahl-Blechbalkenbrücken, Fahrbahn oben, für  $M = M_g + M_p = 1 \text{ tcm}$ .

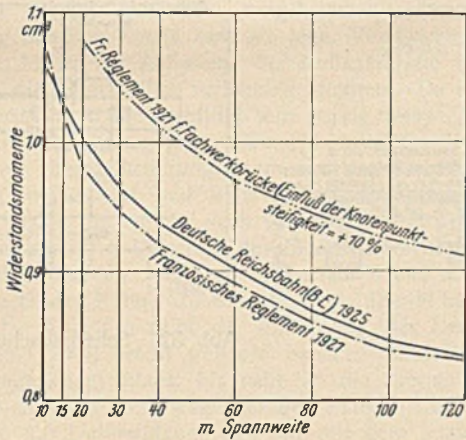


Abb. 7. Erforderliches Widerstandsmoment in cm<sup>3</sup> von Flußstahl-Blechbalkenbrücken, Fahrbahn unten, für  $M = M_g + M_p = 1 \text{ tcm}$ .

Bezeichnet  $\sigma_K$  die Knickspannung nach der Eulerformel (für alle Werte  $l/\lambda$ ) und  $\sigma = \frac{S}{F}$  die Schwerpunktspannung, so ist für Flußstahl, die Enden der freien Knicklänge gelenkig geführt angenommen:

A. Bei Anwendung der Eulerformel:

1. Solange  $\sigma_K < (\sigma_E = 2400 \text{ kg/cm}^2)$

$$\sigma \leq \left( \sigma_K \cdot \frac{\sigma_{1 \text{ zul}} = 1300 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_{-B} = 4200 \text{ kg/cm}^2} \leq 0,31 \sigma_K \text{ kg/cm}^2 \right)$$

2. Wenn  $\sigma_E < \sigma_K < (3\sigma_{-B} - 2\sigma_E)$

d. i.  $2400 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_K < 7800 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\sigma \leq \left( \frac{\sigma_K + 2\sigma_E}{3} \cdot \frac{\sigma_{1 \text{ zul}} = 1300 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_{-B} = 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0,103 \sigma_K + 495 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

3. Wenn  $3\sigma_{-B} - 2\sigma_E < \sigma_K$ , d. i.  $\sigma_K > 7800 \text{ kg/cm}^2$ :

$$\sigma \leq (\sigma_{1 \text{ zul}} = 1300 \text{ kg/cm}^2)$$

B. Bei Anwendung der Rankineformel:

$$\sigma \left( 1 + \frac{\sigma_E = 2400 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_K} \right) \leq (\sigma_{1 \text{ zul}} = 1300 \text{ kg/cm}^2)$$

Die Beanspruchungen sind nach dem vollen Querschnitt zu rechnen.

In Abb. 8 ist dargestellt, was bei Anwendung dieser Formeln herauskommt, wenn sie beispielsweise auf die Gurtungen und Endfüllstäbe eines Fachwerkbalkens von 30 m Spannweite angewendet werden.

Für den in diesen Belangen allein wichtigen unelastischen Bereich,  $l/\lambda < 100$ , ergibt sich die sehr beachtenswerte Tatsache, daß die nach dem  $\omega$ -Verfahren der Reichsbahn berechneten Querschnittswerte eine Mittelstellung zwischen den Werten einnehmen, die sich nach den französischen Euler- bzw. Rankineformeln ergeben. Die Abweichungen in diesem Bereiche gehen bis 11,2% für die Eulerformel und 9,9% für die Rankineformel. Des Vergleiches wegen sind in Abb. 8 auch die nach dem R 1915 errechneten Querschnitte eingetragen. Es ergeben sich bis um 42,5% höhere Werte als nach der Reichsbahnformel; die Annäherung an die Ergebnisse der Berechnung nach den BE ist offenbar.

Auch hier, in dieser so viel umstrittenen Frage des Knickproblems, wo eine Übereinstimmung am wenigsten zu erwarten war, zeigt sich, daß die deutsche und die französische Behörde heute im wesentlichen eines Sinnes sind.

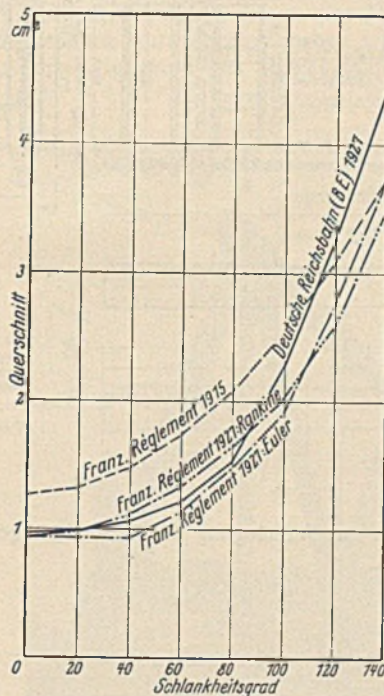


Abb. 8.

Fachwerkbalken von 30 m Stützweite.

Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch eine Stabkraft  $S_g + S_p = 1$  belastet sind und bei denen  $S_g / (S_g + S_p) = \max$  (Gurtungen und Endfüllstäbe).

war, zeigt sich, daß die deutsche und die französische Behörde heute im wesentlichen eines Sinnes sind.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. Karner, Zürich.

(Schluß aus Heft 51.)

Die Aufhängung der Punkte XVIII des Koppelträgers geschieht bei genügendem Einführspielraum durch vier Flacheisenbänder A, die in ihrem unteren Teil einen wagerechten Trägerrost L mit einer Stahlgußplatte tragen, auf der nach dem Einschwimmen die Kragenden des Koppelträgers abgesenkt werden. Die Stahlgußplatte ist so geformt, daß der Schwebeträger fest und unverrückbar in der Aufhängevorrichtung liegt, wenn die Kähne entfernt werden. Nach oben ist diese Aufhängevorrichtung A des Schwebeträgers in Verbindung mit dem schon erwähnten Gestänge G, wodurch die Übertragung des Schwebeträgergewichtes auf die festen Kragarme bewirkt wird. Der zur Überwindung des ganzen Hubes notwendige Weg wird so zurückgelegt, daß entsprechend dem möglichen Pressenhub die Träger d, damit das Gestänge G und die Aufhängung A sowie der Koppelträger angehoben werden und in dieser Stellung mit Hilfe von Langlöchern im Gestänge G und besonderen Einsteckstücken aus Stahl gegenüber dem festen Kragarm festgelegt und gesichert werden. Sind die Pressen entlastet, so werden sie wieder abgelassen, übernehmen in

der tiefsten Lage neuerdings die Hublast und heben um ein weiteres Stück an usw., bis die richtige Höhenlage erreicht und das Einziehen der Gelenkbolzen möglich ist. In Abb. 31 können wir noch einige Einzelheiten, und zwar die Anordnung der Aufhängung des Schwebeträgers, sowie das Gestänge zum Heben betrachten, während alle übrigen Einrichtungen auf der Bühne normalen Ausführungen entsprechen. Nach Abb. 31a sind vier Bänder aus je zwei zusammengenieteten Universal-eisen  $260 \times 20$  zur Aufnahme der Lasten des Schwebeträgers bestimmt. Zwei Träger von quadratischem Querschnitt, bei 200 mm Seitenlänge, sind an den Enden auf 140 mm Durchm. zylindrisch abgedreht und passen in entsprechende Bohrungen der vier Bänder; sie tragen einen Trägerrost mit der schon erwähnten Stahlgußplatte, die so geformt ist, daß sie in eine mit Nuten versehene Unterlagsplatte des Kragarmes des Schwebeträgers paßt und so die Lager für diesen während der Aufhängung abgibt. Nach oben zu sind die vier Hängeglieder durch zwei Knotenbleche zusammengefaßt und an diese durch je zwei Bolzen von 100 mm Durchm.

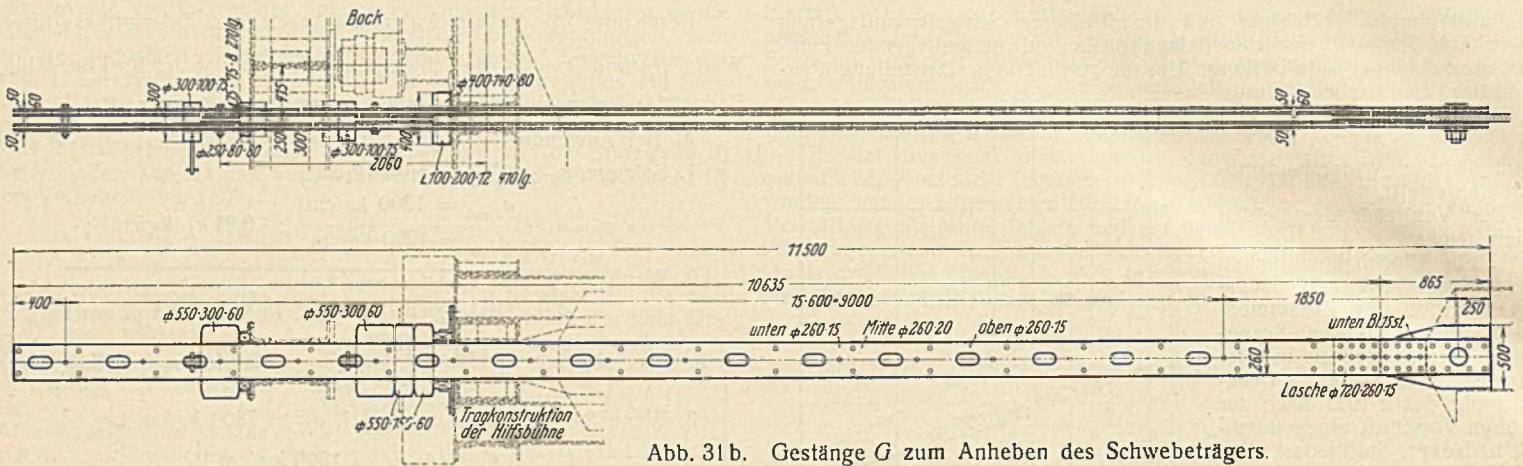


Abb. 31b. Gestänge G zum Anheben des Schwebeträgers.

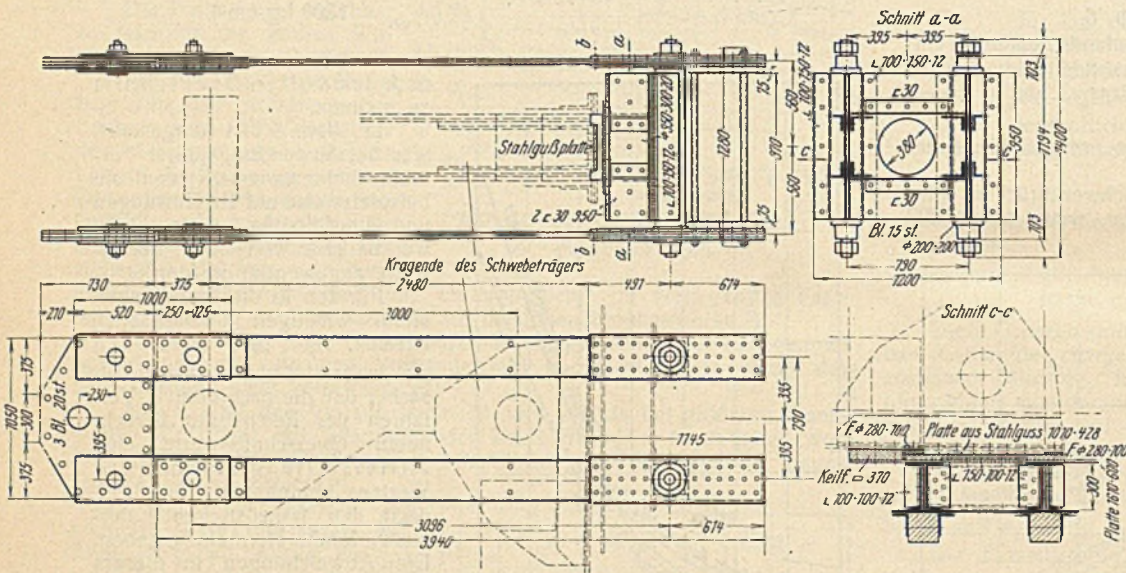


Abb. 31a. Einzelheiten zur Aufhängung des Schwebeträgers.

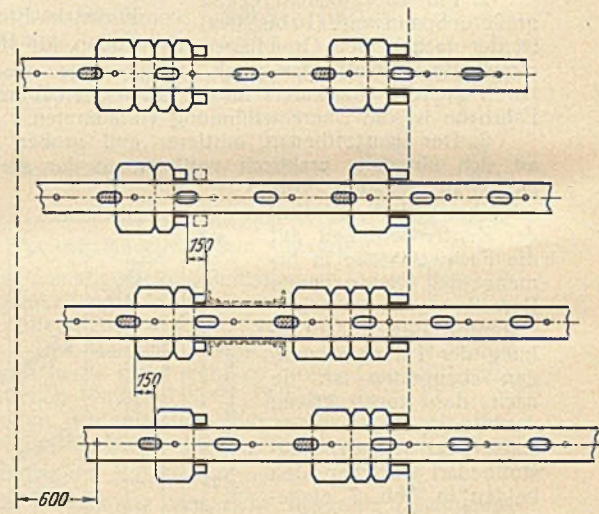


Abb. 32. Schematische Darstellung des Hubvorganges.

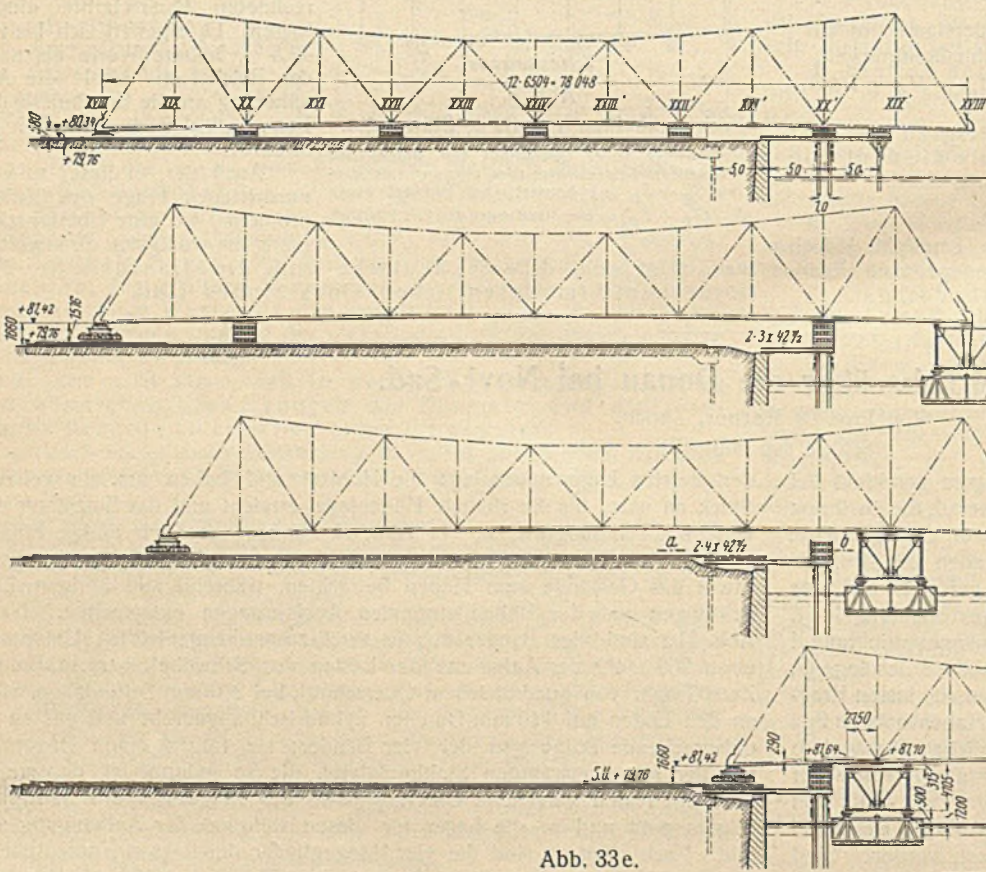


Abb. 33e.

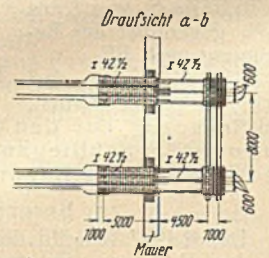


Abb. 33a.

Abb. 33b.

Abb. 33c.

Abb. 33d.

Abb. 33a bis e. Ausfahren des Schwebeträgers und Absetzen auf die Kähne zum Quereinschwimmen.

angeschlossen. Das Knotenblech trägt in der Mitte die Bohrung von 140 mm Durchm. für Bolzen, die die Aufhängung des Schwebeträgers mit dem Hubgestänge verbinden. Für einen Aufhängepunkt sind zwei Hubgestänge vorgesehen, von denen wiederum jedes aus zwei zusammengelenkten Bändern von  $260 \times (15 + 20 + 15 = 50)$  Querschnitt besteht (s. a. Abb. 31b). In 600 mm Entfernung besitzen diese Hubstangen Langlöcher  $175 \times 80$ . Die Einzelbänder haben einen gegenseitigen Abstand von 60 mm; für diesen Zwischenraum sind besondere Einsteckstücke  $550 \times 300 \times 60$  sowie  $550 \times 150 \times 60$  vorgesehen. Diese lassen sich nun in der Breitenrichtung zwischen die Hubstangen einschieben, während senkrecht zur Breitenseite in der Achsrichtung der Langlöcher besonders geformte Paßstücke zum Einfügen in diese vorhanden sind. Zusammen mit den erwähnten Einsteckstücken ist es nun möglich, durch Umsetzen und entsprechende Kombination beim Anheben durch die Pressen das allmähliche Hochklettern des Schwebeträgers von Langloch zu Langloch zu ermöglichen. Der Hubvorgang geht aus dem bisher Gesagten hervor, wenn wir noch die schematische Erläuterung der Abb. 32 berücksichtigen und im Zusammenhang mit den Darstellungen der Abb. 31b betrachten. Bei einem Gewicht des Schwebeträgers von rd. 720 t erhält jede Aufhängestelle eine Höchstlast von 180 t, für die zwei Pressen von je 100 t Leistung vorgesehen worden waren.

Zum Einschwimmen des Schwebeträgers bedienen wir uns wieder der Kähne. Da wir gleichzeitig zwei Stützpunkte benötigen einerseits und andererseits die Traglast wesentlich geringer ist als beim Einfahren der Seitenöffnungen, werden die beiden Kähne getrennt als Einzelstützen verwendet. Die Lastübertragung findet in dem besonders ausgebildeten mittleren Pfosten der Querverbindung der Ebene 4 (s. Abb. 20) jeder Verstärkungsbrücke statt, welche Pfosten bisher zur Aufnahme der Auflagerkräfte der doppelwandigen Querträger, die beide Kähne verbanden, dienten. Da die Schiffe keine Kielschotte besitzen, ist die Stabilität sehr gering, weswegen vor dem Einschwimmen der Mittelöffnung jeder Kahn ein Holzlängsschott über dem Kiel erhielt. Trotz dieser Sicherung wurde mit den einzelnen Kähnen äußerst vorsichtig manövriert und beim Einschwimmen des Schwebeträgers jeder Kahn gegen die Brücke noch besonders durch Seile verspannt. Wir wenden uns nun dem Vorgange des Einschwimmens der Mittelöffnung selbst zu und betrachten zuerst deren Ausfahren und Ausschwimmen, um sie auf die beiden Kähne abzusetzen. Abb. 33 gibt hiervon ein anschauliches Bild. Abb. 33a zeigt die Anordnung der Landmontage des Schwebeträgers. Zwei leicht gebaute einfache Betonfahrbahnen (für jeden Hauptträger eine) führen bis nahe an die Ufermauer heran. Ein kräftiges Pfahljoch unter dem wasserseitigen Punkte XX und ein leichteres davor dienten zur Unterstützung des nur mit dem letzten Felde frei auskragenden Trägers (s. auch Abb. 33b). Vor dem Ausfahren wird die Brücke angehoben und in den Punkten XX durch Stapel besonders unterstützt, damit einerseits die Einfahrwagen landseitig unter den Punkt XVIII und wasserseitig ebenfalls ein Kahn unter den Punkt XVIII gebracht werden kann. Das kleinere Hilfsjoch ist dabei schon entfernt worden. Diesen Zustand veranschaulicht Abb. 33c. Die Brücke wird nun so weit nach vorn gezogen, bis der erste Kahn unter den wasserseitigen Punkt XX verholt werden kann (Abb. 33d). Das fehlende Fahrbahnstück zwischen dem Ende der betonierten Bahn und der Ufermauer wird ergänzt und die Brücke so weit ausgefahren (Abb. 33e), bis auch der zweite Kahn die Last am landseitigen Punkte XX aufnimmt und der Schwebeträger auf beiden Kähnen frei schwimmt.

Abb. 34 u. 35 erläutern das Gesagte recht gut; wir bemerken noch, daß zur Auflagerung des Brückenendes auf die Einfahrwagen Holzstapel verwendet werden, da die Auflagerdrücke diesmal nicht sehr groß sind. Abb. 36 endlich zeigt die bereits angehobene Brücke; die Verbindung zwischen beiden Kähnen ist gelöst, und während das landseitige Schiff am Pfahljoch festgehalten wird, fährt das zweite Schiff, das bereits den wasserseitigen Punkt XX stützt, solange in der Brückenlängsrichtung, bis auch das erstere unter dem gewünschten Knotenpunkt zum Tragen angesetzt werden kann. Abb. 37 stellt den frei schwimmenden Schwebeträger vor; wir können auf dem Bilde sehen, daß auf der einen Seite der Pendelstab für das bewegliche Gelenk bereits eingesetzt ist. Eine besondere durch feste Seilrollen und durch Winden gesicherte Seilführung lenkt die schwimmende Brücke, die unter dem Stromdruck der Donau steht (wir verfahren die Brücke stromauf), so, daß sie vom Liegeplatz in ihrer Längsachse ausfahrend, allmählich parallel zur festen Brückenachse kommt und in dieser Lage senkrecht zur Brückenachse genau zwischen den beiden Kragenden eingefahren werden kann.

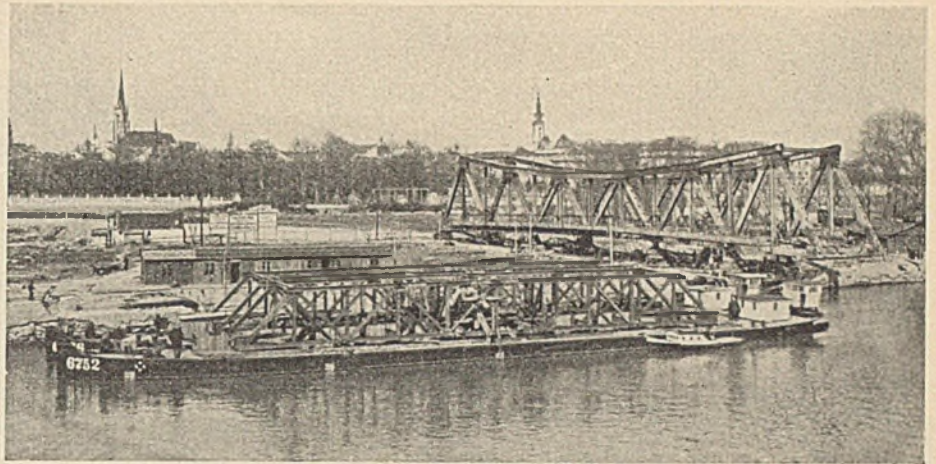


Abb. 34. Der Koppelträger zum Ausfahren bereit.

Besonders hübsch ist die Aufnahme der Abb. 38, die den Augenblick unmittelbar vor dem Einziehen des Schwebeträgers zwischen die beiden Kragträger wiedergibt. Auf den festen Kragarmen sehen wir die Arbeitsbühne mit den Hängestangen zum Aufnehmen des Schwebeträgers. Einen Augenblick kurz nachher haben wir es mit dem Zustande der Abb. 39 zu tun. Nun wurde der Schwebeträger eingehängt, womit der schwierigste

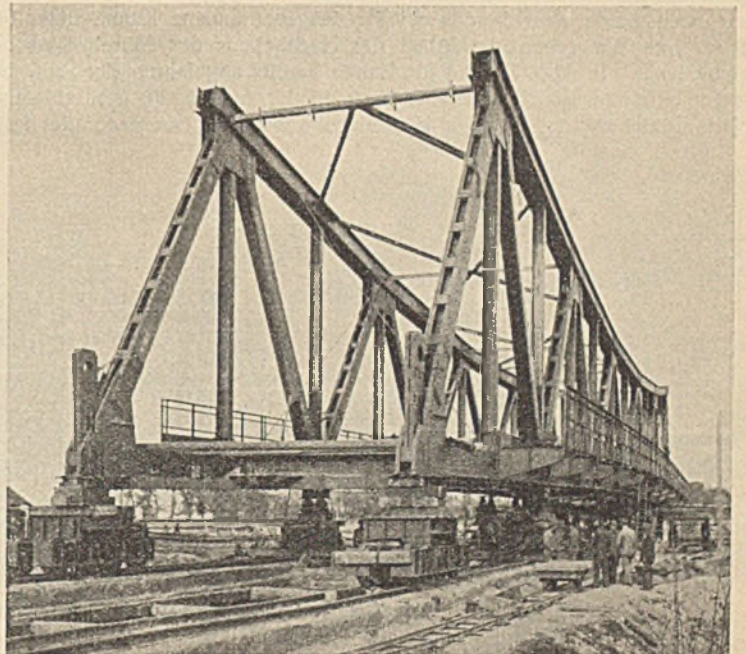


Abb. 35. Der Koppelträger, zum Ausfahren bereit, liegt am landseitigen Ende auf den Wagen (siehe auch die Pendelstäbe des beweglichen Gelenkes).

Teil des Montagevorganges erledigt war. Am Tage des Einschwimmens der Mittelöffnung, am 12. April 1927, war der Schiffsverkehr auf der Donau gesperrt und ein besonderer Wachdienst ober- und unterhalb der Brücke organisiert worden. Nach dem Einhängen wurden die Kähne abgesenkt, der Kahn auf der Peterwardeiner Seite längs der Brücken-

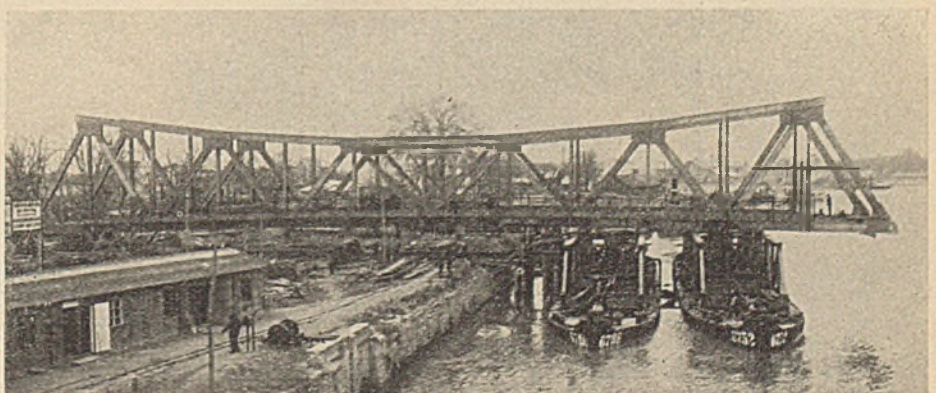


Abb. 36. Längsausschwimmen des Koppelträgers, Vorziehen der Brücke durch einen Kahn.

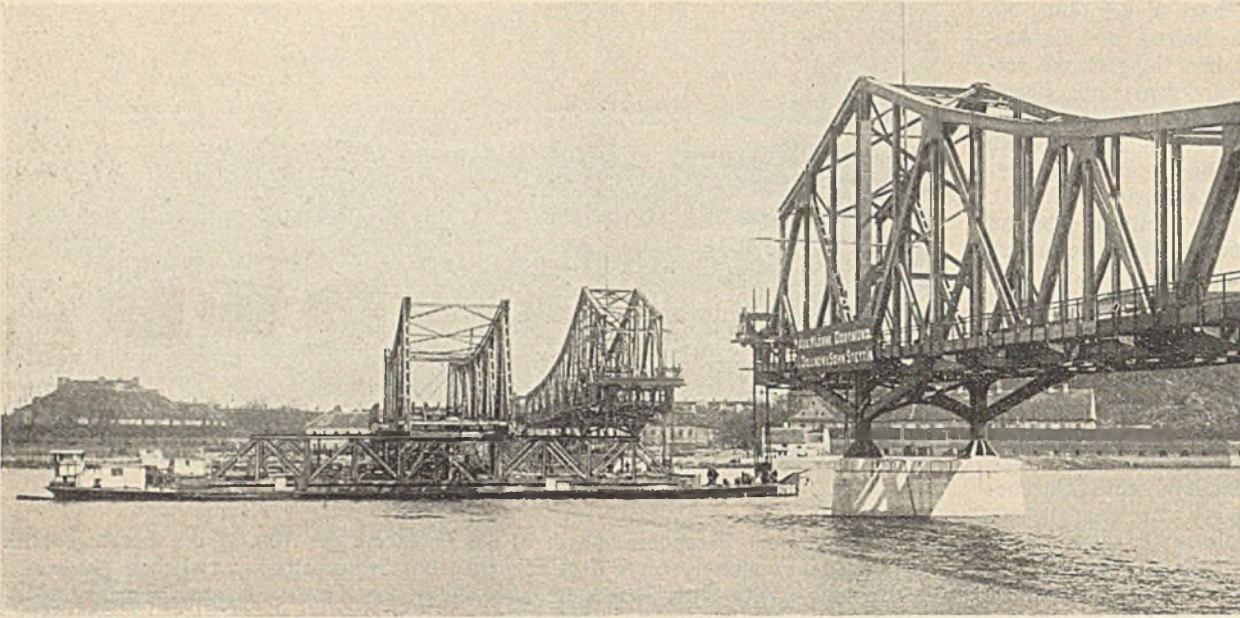


Abb. 38. Der Koppelträger unmittelbar vor dem Quereinschwimmen.

achse verholt, bis er mit dem zweiten Kahn gekoppelt und beide Kähne zu Liegestelle zwecks Demontage abgeschleppt wurden. In Abb. 40 sehen wir noch beide, aber bereits wieder längsverbundene Kähne unter der Brücke, an der schon die Arbeit des Hochhebens des Mittelträgers begonnen hat. In Abb. 41 sind die Kähne bereits abgefahren, der Schwebeträger ist weiter angehoben, aber noch in der Aufhängung sich stützend. Nach Erreichung der richtigen Höhenlage wurden die Bolzen für das feste

hatte zum Schluß noch die Montage der 30 m-Brücke in Auftrag gegeben, die dann auch rasch auf einem festen Gerüst montiert wurde. Anschließend hieran fand der Abbruch der Baustelle statt, die Kähne wurden so schnell wie möglich wieder abgeliefert und der Rücktransport der Montagegeräte und Einrichtungen nach Deutschland erledigt. Abb. 42 gibt nochmals ein Bild der nun fertiggestellten Brücke.

Wenn wir hier zum Schlusse noch eine Montagearbeit besonders erwähnen, so ist dies das Einziehen der Bolzen für die Gelenke, eine Arbeit, die mit größter Umsicht und Genauigkeit ausgeführt werden muß. Wir wollen hier nur so viel anführen, daß vor dem Festnieten der Tragwände an den Krag- und Koppelträgern die Gelenkbolzen einstweilig eingezogen werden mußten, um die Gewähr zu haben, daß die Bohrungen für die Bolzen einander genau gegenüber zu sitzen kommen. Zu diesem Zweck werden in den Tragwänden alle Bohrungen für die Gelenkbolzen sorgfältig von Grat und Rost befreit und gegebenenfalls mit dem Schaber geschlichtet. Die Kanten der äußeren und inneren Flächen werden gebrochen und die Gelenkbolzen auf die Drehbank genommen, um einen leichten Span abzuheben, der alle Rostspuren zu entfernen und eine glatte Oberfläche zu schaffen hat. (Die Bolzenkanten an den Stirnflächen wurden ebenfalls abgerundet.) Alle drei Bolzen, ein Bolzen für das feste Gelenk und zwei Bolzen für das Pendel erhalten zentrische Bohrungen von 60 mm Durchm. In die Bohrungen der Bolzen werden genau passende Stangen eingesteckt und verschraubt und außerdem Hängeschellen vorbereitet, da das Einbringen der Bolzen mit Hilfe dieser Stangen und Schellen geschah. Als die Bolzen eingebracht waren — sie sollen ziemlich stramm sitzen —, wurden die Tragwände vernietet; dabei müssen die einzelnen Bolzen öfter gedreht werden, damit sie nicht fest sitzen und später wieder entfernt werden können.

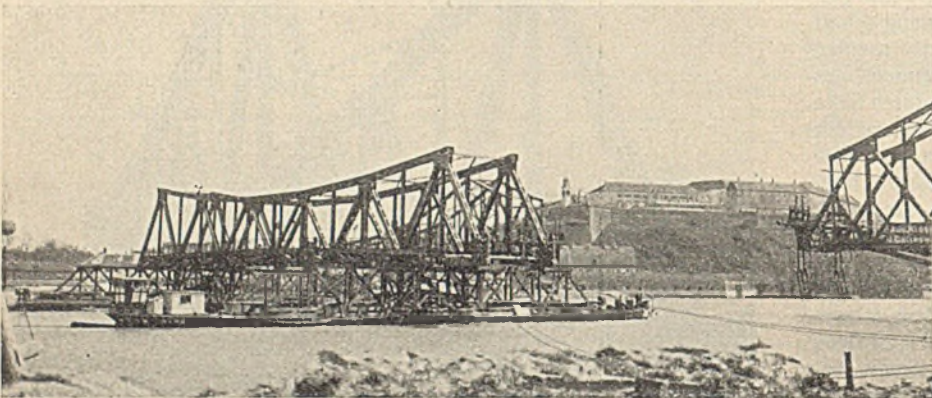


Abb. 37. Der Koppelträger auf beiden Kähnen schwimmend.

und für das bewegliche Gelenk endgültig eingezogen und damit auch der mittlere Brückenteil in seine richtige Lage gebracht.

Der restliche Teil der Montagearbeiten bedarf keiner weiteren Erläuterungen, er erstreckt sich auf das Einbauen der Blindstäbe, auf den richtigen Zusammenschluß aller Verbände an den Verbindungsstellen der drei Brückenteile, auf das Aufbringen der Belageisen auf den Fahrbahnrost und auf sonstige normale Fertigstellungsarbeiten. Die Stadt Novi-Sad

Nach dem Vernieten wurden die Bolzen wieder herausgenommen, Stangen und Schellen abgeschraubt bzw. entfernt und die Bolzen bis zum endgültigen Einbau sorgfältig aufbewahrt. Vor diesem kamen sie nochmals auf die Drehbank, um in allen Durchmesser noch um etwa 3 mm abgedreht und geschlichtet zu werden. Zum endgültigen Einbau der Bolzen wurden die Bolzenlöcher noch mit Hilfe von besonders konstruierten Zentriervorrichtungen und Tasthebeln genau ausgerichtet, damit ein genaues Passen der Bolzen und ein richtiges Arbeiten der Gelenke der Brücke gewährleistet ist.

Die gesamten Montagearbeiten wurden technisch vollkommen programmäßig durchgeführt. Hinsichtlich der zeitlichen Abwicklung gegenüber

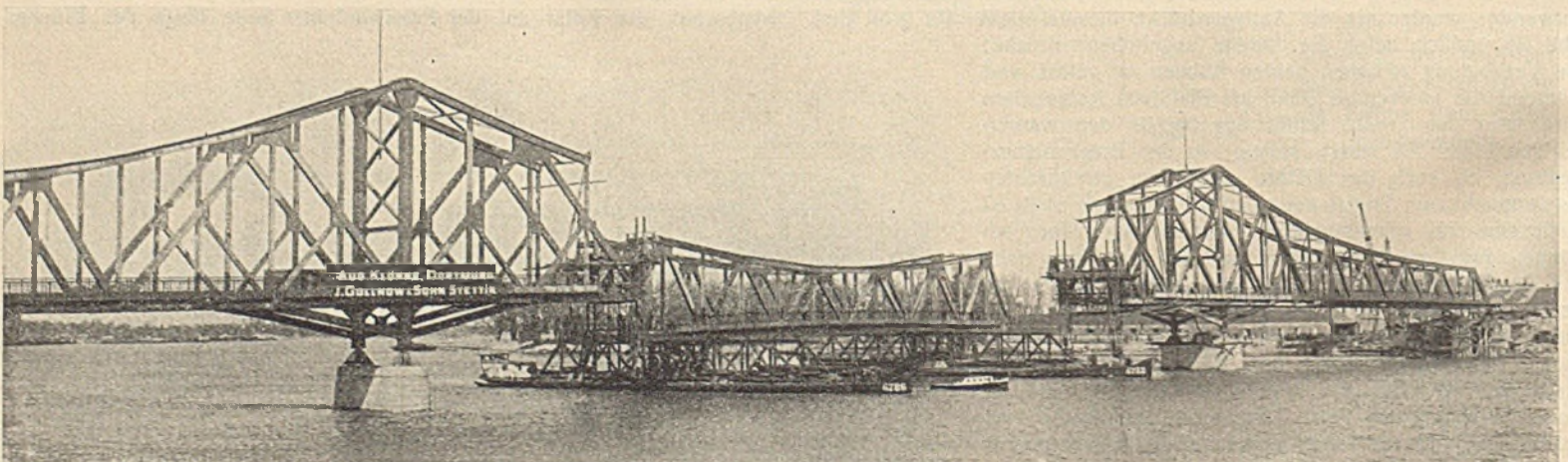


Abb. 39. Einhängen des Schwebeträgers in die Hubvorrichtungen der Kragträgers.

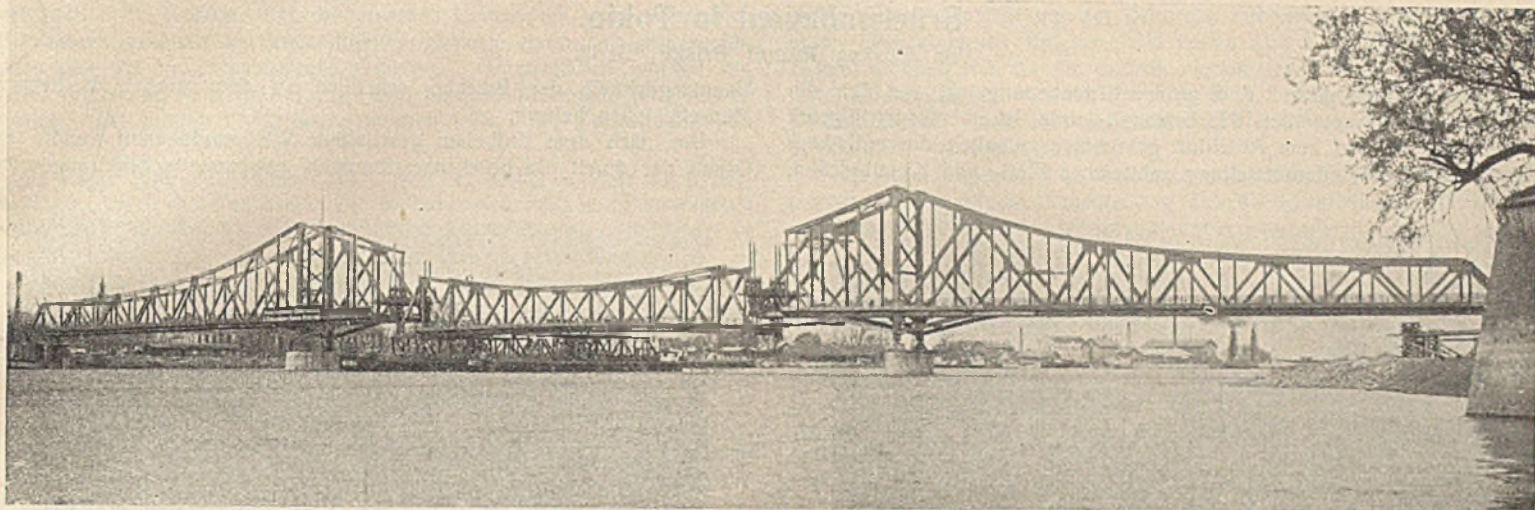


Abb. 40. Hochziehen des Schwebeträgers und Abtransport der Kähne.

dem ursprünglichen Plane hatten Ereignisse höherer Gewalt (Hochwasser) und Gründe anderer Art, die mit Fragen der Vertragsabwicklung zusammenhängen, eine Verzögerung von einigen Wochen bewirkt, so daß der Schlußakt des Einschwimmens der Mittelöffnung statt wie beabsichtigt im November 1926 erst am 12. April 1927 stattfinden konnte. Das Ausmaß dieser Terminverschiebung ist aber letzten Endes durch das Abwarten günstiger Witterungs- und Stromverhältnisse bedingt, da ja in den Zwischenmonaten die Ausführung solcher gefährlichen Arbeiten vollkommen unmöglich wäre. Neben den Arbeiten und Einrichtungen zur Durchführung der Montage, die wir hier betrachtet haben, geht selbstverständlich eine Reihe anderer für das Gelingen der Montage ebenso wichtiger zum Teil technischer, zum Teil verwaltungstechnischer Art her, deren genaue Erledigung von ebenso großer Bedeutung ist. Kaum irgendeine ingenieurtechnische Arbeit erfordert eine so umsichtige, bis in alle kleinsten Einzelheiten überlegte Vorbereitung wie das Bewegen so großer Brückenmassen. Alle technischen Hilfsmittel müssen vorher genau geprüft und erprobt werden, um ein Versagen im kritischen Augenblick zu vermeiden; alle am Arbeitsvorgang beteiligten leitenden Personen und Arbeiter müssen genau instruiert und einexerziert sein. Von nicht zu übersehender Bedeutung ist die Einrichtung einer gut funktionierenden Signalanlage optischer Art (durch Lichtsignale) in Verbindung mit einer Telefonanlage, die die einzelnen Arbeitsstellen mit der Zentralkommandostelle verbindet und einen vollständigen Ueberblick über den Stand der Arbeiten gibt bzw. dem verantwortlichen Leiter eine gute Befehlsübermittlung ermöglicht. Auch geschulte Reservemannschaften müssen zur Verfügung stehen, um bei unerwartet längerer Zeitdauer eines Arbeitsvorganges ermüdete Mannschaften auswechseln zu können.

Der Auftrag auf Lieferung der Eisenkonstruktion der Brücke und später der Auftrag auf Durchführung aller Montagearbeiten war den beiden bekannten deutschen Brückenbauanstalten Aug. Klönne, Dortmund, und I. Gollnow & Sohn, Stettin, erteilt worden, die sich in die Lieferung der Eisenkonstruktion teilten. Die Planbearbeitung wurde zur Wahrung der Einheitlichkeit der Konstruktion in den technischen Bureaus der Firma Aug. Klönne unter Zuziehung von Ingenieuren von I. Gollnow & Sohn durchgeführt. In dem gleichen Bureau wurden die technischen Einzelheiten der Montage ausgearbeitet. Zwecks einfacher technischer und wirtschaftlicher Abwicklung der Montagearbeiten gründeten beide Firmen eine Baugesellschaft, an der sie sich zu gleichen Teilen beteiligten. Die Oberleitung für die Durchführung aller Montagearbeiten wurde Herrn Oberingenieur Th. Siemers von der Firma Aug. Klönne übertragen, der sich der Arbeit auf Grund seiner Erfahrungen mit größtem Eifer und Können annahm und sie auch glücklich zu Ende führte. Das serbische Bautenministerium hatte den Oberingenieur der Novi-Sader Baudirektion, Herrn Ing. N. Lancos, mit der örtlichen Vertretung der Baubehörde beauftragt, der den technischen Arbeiten größtes Verständnis und Interesse entgegenbrachte und durch seine Kenntnisse der örtlichen Verhältnisse vielfach beratend eingreifen konnte. Zur Durchführung der Arbeiten wurde von beiden Firmen deutsches Personal nach Novi-Sad geschickt; ein Dipl.-Ingenieur übernahm die örtliche Bauleitung, ein Buchhalter und ein Obermonteur sowie zur Zeit größter Arbeitsanhäufung bis zu zehn Hilfsmonteur waren auf der Baustelle tätig. Alle übrigen Arbeitskräfte wurden in Novi-Sad und Peter-

wardein angeworben. — Die neue Brücke, als Abschluß eines jahrhundertelangen Strebens nach einer festen Ueberbrückung der Donau an dieser politisch und wirtschaftlich bedeutsamen Stelle, ist für beide Städte Novi-Sad und Peterwardein, die dadurch zu einer Wirtschaftseinheit zusammen-

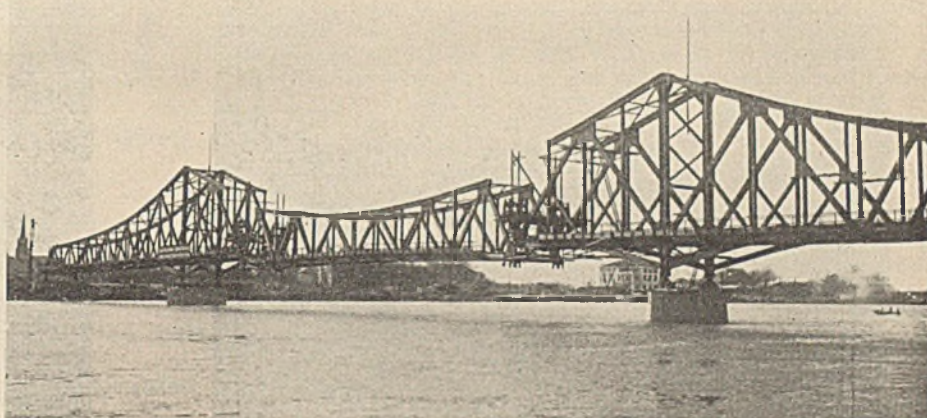


Abb. 41. Hochziehen des Schwebeträgers unmittelbar vor dem Einziehen der Bolzen des festen und des beweglichen Gelenkes.

geschlossen werden, von Wichtigkeit, sie ist aber auch von großer Bedeutung für das aufstrebende Jugoslawien.

Nach deutschen Vorschlägen und Plänen wurde die Brücke ausgeführt, die beachtenswerte Montage unter Leitung deutscher Ingenieure



Abb. 42. Ansicht der neuen Brücke von Novi-Sad gegen Peterwardein gesehen.

durchgeführt. Technische Erfahrungen und technisches Können schlagen Brücken nicht nur über Ströme hinweg, sondern auch zwischen Völkern, Gegensätze ausgleichend und gemeinsame Interessen findend, so daß solche Bauwerke in mehr als einer Hinsicht für die beteiligten Staaten von Nutzen sind.

Alle Rechte vorbehalten.

### Brückenbauten in Tokio.

Von Dr.-Ing. Rudolf Briske, Berlin.

In den fünf Jahren seit dem großen Erdbebenunglück, von dem die Stadt Tokio am 1. September 1923 betroffen wurde, ist eine der wichtigsten Wiederaufbauarbeiten zum Abschluß gekommen, nämlich die erdbeben- und feuersichere Wiederherstellung zahlreicher Fluß- und Kanalbrücken.

Unzulänglichkeit der Brücken erheblich zu dem großen Verlust an Menschenleben beitrug.

Das nach dem Erdbeben geschaffene Wiederaufbauamt wandte auf Grund der durch die Brückenzerstörungen gewonnenen Erfahrungen bei

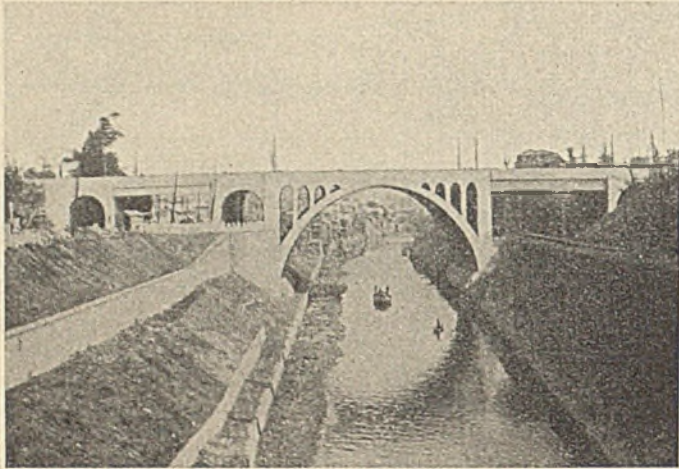


Abb. 1.

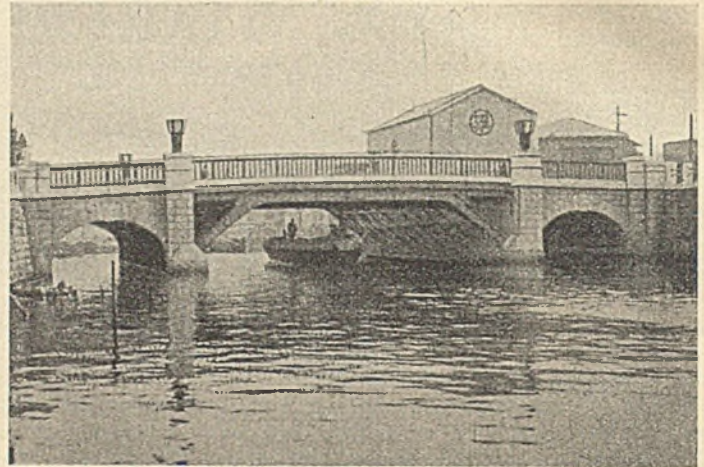


Abb. 4.

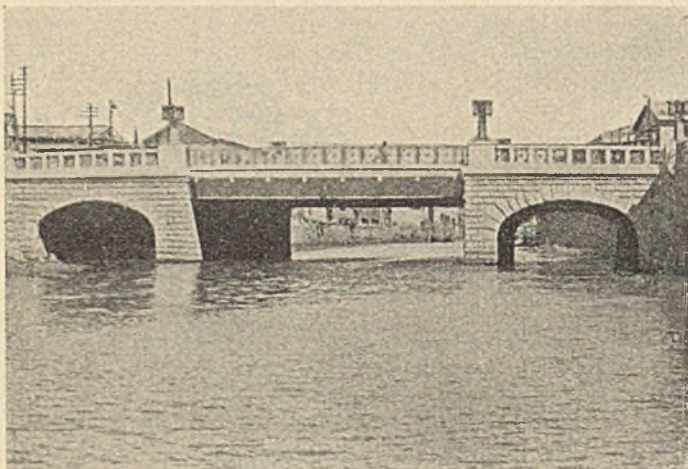


Abb. 2.



Abb. 5.

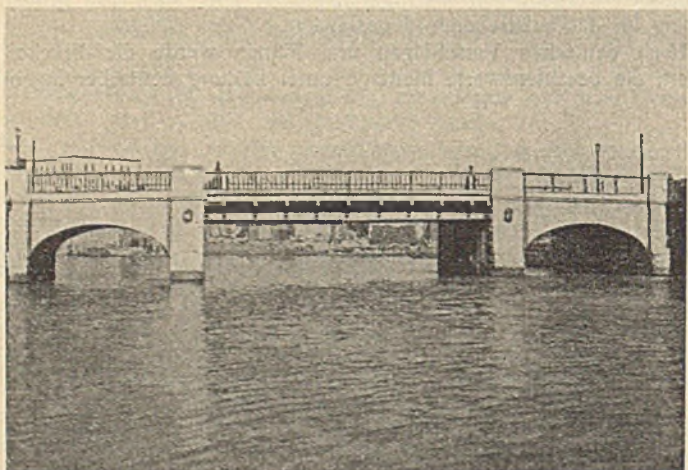


Abb. 3.

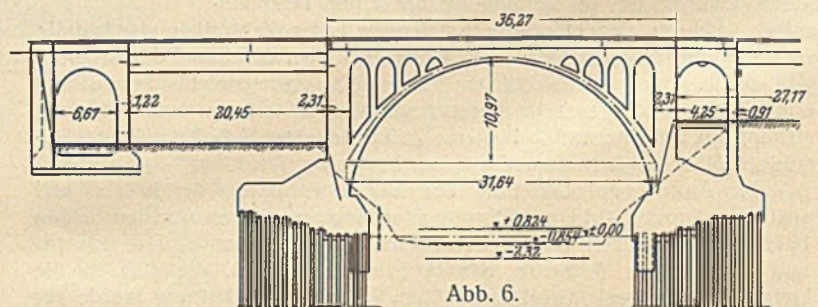


Abb. 6.

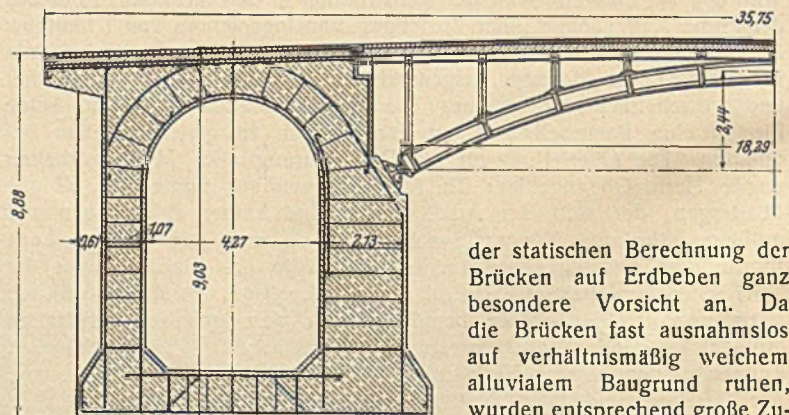


Abb. 7.

Die fünf großen Brücken über den Sumida-Fluß sind bereits von Herrn Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. chr. Schaper in der „Bautechnik“ 1928, Heft 42, kurz erörtert worden.

Bemerkenswert an diesen sowie an den zahlreichen kleineren Neubauten in Tokio sind besonders die im Hinblick auf die Erdbebensicherheit getroffenen Maßnahmen. Von den 675 Brücken, die die von zahlreichen Flußläufen und Kanälen durchzogene Stadt vor dem Erdbeben besaß, waren 1923 vom Erdbeben 69, vom Feuer 289 ganz oder teilweise zerstört worden. Durch Einsturz und Brand der Brücken war der Bevölkerung vielfach die Flucht aus den brennenden Stadtteilen unmöglich, so daß die

der statischen Berechnung der Brücken auf Erdbeben ganz besondere Vorsicht an. Da die Brücken fast ausnahmslos auf verhältnismäßig weichem alluvialem Baugrund ruhen, wurden entsprechend große Zusatzkräfte für den Erdbebenfall berücksichtigt, und zwar unter

Einführung einer wagerechten Erdbebenbeschleunigung in Höhe von  $\frac{1}{3}$  der Schwerebeschleunigung bei gleichzeitiger Erhöhung oder Verminderung



der Schwerebeschleunigung um  $\frac{1}{6}$  ihres Wertes.<sup>1)</sup> Während die erwähnten Zusatzkräfte die Konstruktion der eisernen Überbauten nicht wesentlich beeinflussen, erhalten die Brückenpfeiler teilweise wesentlich größere Abmessungen als in erdbebenfreien Ländern. Grundsätzlich wurden die Pfeiler in Eisenbeton hergestellt, als dem für Erschütterungen geeignetsten Baustoff. Die großen Flußbrücken wurden teils unter Verwendung von

Druckluft bis zu erheblichen Tiefen gegründet, teils wurden Eisenbetonpfeiler unter Umschließung der Baugrube mit eisernen Spundwänden benutzt. Bei kleineren Brücken, von denen Abb. 1 bis 5 einige Beispiele zeigen, ergäben sich für die Berechnung einzelner Pfeiler derartig erhebliche Abmessungen, daß die in Abb. 6 u. 7 dargestellte Lösung, die Verbindung der Pfeiler der Seitenöffnungen mittels durchgehender Eisenbetonplatten, wirtschaftlicher wird.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 30, S. 427 u. Heft 39, S. 547, sowie die Arbeit des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken“, Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

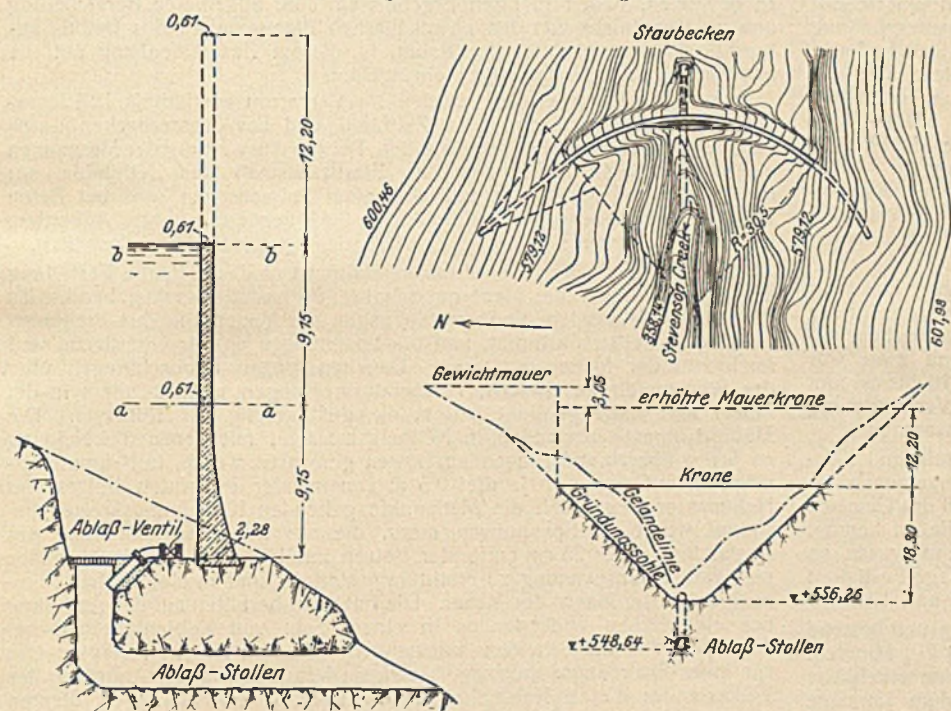
Die Abbildungen sind einer kürzlich in japanischer Sprache erschienenen Denkschrift der Brückenbauabteilung des Wiederaufbauamtes Tokio entnommen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren.

Der Studienausschuß, den die Engineering Foundation der amerikanischen Ingenieurvereine Ende des Jahres 1922 auf Drängen der Ingenieure der Weststaaten ins Leben gerufen hatte mit der Aufgabe, die mit dem Bau von Gewölbetalsperren zusammenhängenden Fragen zu erforschen, legt in einem im Mai d. Js.<sup>1)</sup> erschienenen umfangreichen Zwischenbericht Rechenschaft ab über die bisherigen Arbeiten und Ergebnisse seiner

Die Schwierigkeit des Gewölbetalsperrenproblems liegt zunächst auf physikalisch-statischem Gebiet. Die Verteilung der Wasserlast nach Gewölbewirkung und Stützmauerwirkung ist unübersichtlich und rechnerisch schwer faßbar und wird noch verdunkelt durch eine Reihe von Nebeneinflüssen wie Temperaturänderungen, Schrumpfen des Betons bei dessen Austrocknen und Schwellen bei der Durchfeuchtung, Querdehnung, (Poissonsche Zahl), Nachgiebigkeit der Gründung u. a. Diese Nebeneinflüsse üben bei den schlanken Abmessungen der Mauern und ihrer statisch vielfach unbestimmten Lagerung großen Einfluß auf die Kraftverteilung aus. Dazu kommen schwer zu beantwortende Fragen über das Verhalten der Mauern den im Betriebe auftretenden Einflüssen gegenüber, wie der Wirkung von Eis und Frost, sowie von Hochwässern auf die Standsicherheit der Mauer und auf die Beschaffenheit des Mauerbetons.



Forschungen. Mit dieser vorzeitigen Veröffentlichung will der Ausschuß die Fachwelt zur kritischen Beurteilung seiner Arbeiten anregen, sowie allen denen, die seine Arbeiten materiell und ideell bisher unterstützt haben, den praktischen Erfolg dieser Arbeiten vor Augen führen und nahelegen, sich auch weiter in bisheriger Weise zu beteiligen.

Der Ausschuß nahm im Januar 1923 seine Forschungen zunächst an vorhandenen und an im Bau befindlichen Gewölbetalsperren auf. Untersuchungen an Modellen wurden vorerst für wenig erfolgversprechend angesehen, weil die Verhältnisse in der Wirklichkeit zu vielgestaltig erschienen, um im Modell mit Erfolg nachgeahmt werden zu können. Man baute in die Sperren Spannungs- und Temperaturmeßgeräte ein und versuchte, sich aus den Ablesungen dieser Instrumente und aus Messungen der elastischen Formänderungen der Mauer ein Bild über die Kräfteverteilung im Innern zu verschaffen. Die Ergebnisse dieser durch besondere Unterausschüsse durchgeführten Untersuchungen waren jedoch wenig befriedigend. Die große Zahl der die Kraftverteilung beeinflussenden Umstände und die langen Zeiträume, die beim Füllen und Entleeren dieser Becken, bei denen auf die Anforderungen des Betriebes Rücksicht genommen werden mußte, notwendig verstrichen, verhinderten die Herleitung brauchbarer Beziehungen von allgemeiner Gültigkeit. So entschloß man sich Ende 1923 zu dem Bau einer Versuchsmauer; Gestalt und Bauweise dieser Mauer konnten dem ausschließlichen Zweck der Klärung der Kraftverhältnisse angepaßt, und es konnte eine solche Baustelle gesucht werden, bei der der Beckeninhalte in kurzer Zeit nach den Anforderungen des Forschungsprogramms geändert werden konnte ohne Rücksicht auf eine gewerbliche Wassernutzung oder auf Interessen von Unterliegern.

Der Ausschuß verdankt seine Entstehung und die tatkräftige Unterstützung weiter Kreise der Wirtschaft und Finanzwelt, der Behörden und der Wissenschaft dem praktischen Bedürfnis, für Talsperrenmauern eine zuverlässige Bauart zu finden, die wesentlich billiger wird als die althergebrachte der Schwergewichtmauern. Die Ausführung wichtiger Wasserspeicheranlagen für Zwecke der Krafterzeugung, des Hochwasserschutzes oder der Landesbewässerung wird mehr und mehr in Frage gestellt, wenn es nicht gelingt, die Kosten der Staumauern herabzudrücken. Die technische Entwicklung drängt daher in steigendem Umfange zur Anwendung von Gewölbetalsperrenmauern, wenn auch bisher gehemmt durch die Unsicherheit, die dieser Bauart nach den verschiedensten Richtungen anhaftet. Eine dem Bericht beigefügte interessante statistische Zusammenstellung der wichtigsten Angaben über die bisher ausgeführten Gewölbetalsperren kann bereits über 100 solcher Sperren aufführen, von denen sich 57 in den Vereinigten Staaten, 24 in Europa und 18 in Australien befinden. Die höchste dieser Sperren, die noch im Bau befindliche Pacoima Creek Sperre in Californien, weist nicht weniger als 116 m Höhe bei nicht ganz 30 m Sohlenbreite auf. Aus der Zusammenstellung ist zu erkennen, daß diese Sperren nach außerordentlich verschiedenen Grundsätzen in der Formgebung und in den Abmessungen ausgebildet worden sind, so daß entweder Sicherheit und Dauerhaftigkeit einiger Sperren als durchaus fragwürdig anzusehen sind, oder aber der Materialaufwand anderer übermäßig groß gewesen sein muß. Wenn auch noch keine dieser Sperren infolge ungenügender Abmessungen zu Bruch gekommen ist, so drängt doch die bestehende Unklarheit schon aus wirtschaftlichen Gründen zu einer Klarstellung. Bei der Schwierigkeit und Mannigfaltigkeit der zu lösenden Fragen ist diese nicht anders mit Erfolg zu erreichen, als durch Zusammenarbeit der auf den beteiligten technischen Sondergebieten besonders erfahrenen Ingenieure und Wissenschaftler in einem gemeinsamen Studienausschuß.

Es gelang mit Hinweis auf die hohe wirtschaftliche Bedeutung der zu klärenden Fragen, weite Kreise der Wirtschaft und der Kommunen zur Hergabe ansehnlicher Geldmittel zu bewegen und so die Voraussetzung zu schaffen für die Durchführung dieses in seiner Art wohl einzigartig großzügigen Versuchsbaues. In einer entlegenen Stelle der Sierra Nevada, am Stevensonbach fand sich eine in jeder Richtung vorzüglich geeignete Baustelle für die Mauer<sup>2)</sup>. Ein vortrefflicher gleichmäßiger Granituntergrund an beiden Hängen, eine symmetrische Talform in Gestalt eines hochgekehrten rechten Winkels, ein sehr kleines, schnell füll- und entleerbares Becken, gute Zuwegungen zur Baustelle durch aufschließende Arbeiten der südkalifornischen Edisongesellschaft, die weiter oberhalb ein eigenes Wasserkraftwerk errichtete, eingearbeitete Arbeitskräfte und sonstige Erleichterungen von dieser parallel gehenden Ausführung her, sowie daß Gefahren ausgesetzte Unterlieger nicht vorhanden waren, waren die Hauptvorteile der gewählten Baustelle.

Die Bauausführung der Mauer und die Durchführung der Versuche an der Mauer sowie deren Auswertung wurden besonderen Unterausschüssen übertragen. Ferner klärten besondere Unterausschüsse die Fragen nach der zweckmäßigsten Ausbildung der Meßgeräte und ihres Genauigkeitsgrades, sowie nach den physikalischen Eigenschaften des benutzten Betons (Elastizitätsmaß, Poissonsche Zahl, Schwinden und Schwellen usw.). Schließlich wurde einem weiteren Ausschuß die Anstellung von Modellversuchen übertragen, die den Untersuchungen am Stevenson Creek Dam parallel gehen und klarstellen sollten, wie weit Modellversuche geeignet seien, Aufschluß über die statischen Verhältnisse in Gewölbetalsperren zu bringen.

Die Versuchsmauer erhielt eine mathematisch einfache symmetrische Gestalt. Oberwasserseitig wird sie begrenzt durch eine lotrechte Zylinderfläche von 61 m Durchm. Die Kronenlänge beträgt 43 m, der Zentriwinkel des Zylinders an der Krone  $80\frac{1}{2}^\circ$ , die Höhe von der Gründungssohle im Talboden bis zur Krone 18,3 m. Die Hanggründungsflächen sind an

<sup>1)</sup> Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Part 3, May 1928, Report on Arch Dam Investigation.

<sup>2)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 55, S. 780.

der Krone bis 2,2 m über Sohle herabreichende, unter  $45^\circ$  zur Lotrechten geneigte Ebenen, an die sich tangential eine in der Abwicklung kreisförmige Ausrundung in der Sohle von 7,6 m Halbmesser anschließt. Die Stärke der Mauer beträgt auf der oberen Hälfte (9,2 m Höhe) gleichbleibend 61 cm, hat also in der Krone ein Schlankheitsverhältnis von 1:70. Von 9,15 m Höhe abwärts nimmt die Stärke der Mauer allmählich nach einem tangential sich anschließenden Kreisbogen von 25,8 m Halbmesser bis zu einer Stärke in der Talsohle von 2,28 m zu, und zwar so, daß wagerechte Schnitte gleichbleibende Mauerstärken auf die ganze Bogenlänge aufweisen. Die geschilderten Abmessungen der Mauer sind so gewählt, daß die Mauer nach den üblichen Berechnungsweisen bei 18,3 m Höhe ( $60^\circ$ ) gerade noch dem Wasserdrucke widerstehen kann, dagegen bei einer späteren Vergrößerung der Höhe auf 30,5 m (100') sicher unter ihr zusammenbrechen muß; diese Berechnung beruhte in bekannter Weise auf der Zerlegung der Mauer in Einzelbogen, deren Durchbiegung mit der Durchbiegung eines aus der Mitte der Mauer herausgeschnitten gedachten Stützmaurelementes verglichen wurde. Die Kraftverteilung wurde so angenommen, daß diese Durchbiegungen übereinstimmen. Dabei wurde das Elastizitätsmaß des Betons für die Bogen zu  $175\,000\text{ kg/cm}^2$  angesetzt, während er für das Stützmaurelement zur Berücksichtigung der hier stärker auftretenden Zug- und Schubspannungen zu  $140\,000\text{ kg/cm}^2$  gewählt wurde.

Die Mauer erhält einen Grundablaß von 1,2 auf 2,0 m Querschnitt zur Regelung der Wasserhaltung; eine unterhalb der Mauergründung im Talboden ausgewaschene Rinne im Felsen ergab seine natürliche Lage. Er wurde abgedeckt mit einer Betonplatte, deren Oberfläche mit der theoretischen Gründungssohle der Mauer übereinstimmte, und die 1,2 m stark und mit Eisenschienen bewehrt war. Die später ausgeführten Messungen haben gezeigt, daß sich die Mauer über der Platte nicht anders verhalten hat als im Bereich der benachbarten Felsgründungen. — Der Untergrund bestand aus einem feinkörnigen grauen Granit von ganz vorzüglicher Beschaffenheit. Er wurde nach der theoretischen Mauerform freigelegt, so daß die Gründung in der Wirklichkeit genau die Lage erhalten hat, die der Berechnung zugrunde gelegen hatte.

Derselbe Granit fand für den Beton der Mauer Verwendung, und zwar entstammte er dem Ausbruchmaterial des benachbarten Stollenbaues für das Wasserkraftwerk der Edisongesellschaft. Das Material wird gebrochen, gesiebt und in drei Größen angeliefert und verarbeitet. Und zwar war unterteilt in Sand bis 10 mm Durchm., mittleres Korn von 10 bis 25 mm und grobes Korn von 25 bis 50 mm. Der Sand wurde zur Verminderung des überreichlichen feinsten Kornes vor der Verwendung gewaschen.

Der Beton wurde als Gußbeton eingebracht. Wasserzusatz und Konsistenz wurden auf das genaueste überwacht, der Wasserzementfaktor fortlaufend notiert. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß das Gemisch auf einer Neigung der Rinnen von 5 zu 12 gerade noch fließen konnte. Das Mischungsverhältnis betrug im Durchschnitt 1:3:2 und wurde so bestimmt, daß der Beton im Bauwerk überall die gleiche 28-Tage-Festigkeit aufwies. Der Wasserzementfaktor schwankte zwischen 0,87 und 1,03.

Die Mischanlage stand 120 m über der Sohle am Hang und bestand aus einem  $\frac{1}{2}$  Yard Ransome-Mischer. Die Mischdauer betrug  $1\frac{1}{2}$  Minuten. Es wird hervorgehoben, daß auf dem langen Rinnenwege eine erhebliche zusätzliche Durchmischung eintrat. Der Beton wurde ohne lotrechte Dehnungs- oder Arbeitsfugen in 1,5 m hohen, von Hang zu Hang reichenden Blöcken eingebracht. Jeder Block wurde in einem Arbeitsgang in 5 Lagen mit einer solchen Aufstiegeschwindigkeit hochgetrieben, daß stets der frische Beton auf noch nicht abgebundenen kam. Die Einteilung in Blöcke von nur 1,5 m Höhe ergab sich aus der Rücksicht auf die einzubetonierenden Meßgeräte, die vor dem Betonieren sorgfältig aufgestellt werden mußten, wofür mehrere Tage Unterbrechung beim Betonieren notwendig waren. Die Arbeitsfugen zwischen den Blöcken waren so angeordnet, daß die Meßgeräte 15 cm über sie zu liegen kamen, also bei der Weiterbetonierung in einheitlichen Beton eingebettet wurden, und daß sie sich doch leicht auf der Blockoberfläche montieren ließen. Besondere Sorgfalt wurde der sachgemäßen Behandlung der Arbeitsfugen zugewendet. Am Abend vor dem Weiterbetonieren wurde mit Druckluftmeißel eine 2,5 cm starke Oberschicht des alten Betons abgestemmt, die neue Oberfläche mit Druckwasser gereinigt und das überschüssige Wasser mit aufgeblasener Druckluft beseitigt. Am nächsten Morgen wurde die Reinigung und Anfeuchtung des Betons und die Beseitigung des überschüssigen Wassers in gleicher Weise unmittelbar vor dem Betonieren wiederholt. So wurde eine reine, rauhe, gesunde und feuchte Betonoberfläche geschaffen. Die Betonierung setzte mit zwei Mörtelfüllungen ein, auf die eine Lage von 35 cm Beton folgte. Der Mörtel wurde entsprechend dem Vorrücken der Betonlage vorgezogen. Die nächste Betonlage folgte in einer Stunde Abstand. So wurde der Block innerhalb einer Arbeitsschicht hochgetrieben. Ober- und Unterschaltung waren, um eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen theoretischer und wirklicher Mauerform zu erreichen, mit Zugbolzen miteinander verbunden; sie bestand aus geklinkerten Brettern und blieb 4 Wochen, später — als die Bauzeit abgekürzt werden mußte — 2 Wochen stehen. Die Abweichungen der Mauerstärke von der Sollstärke haben im allgemeinen nicht mehr als 3 mm betragen, nur an einer Stelle betrug sie 10 mm, als Folge einer größeren Blockhöhe, unter der die Schalung nachgegeben hatte. Der Bericht betont, daß die große Sorgfalt, die beim Bau der Mauer nach jeder Richtung beachtet worden ist, kein Hinderungsgrund sei, die gewonnenen Ergebnisse auf andere Mauern zu übertragen, da das Bestreben im Betonbau ganz allgemein auf eine ständige Verfeinerung der Baumethoden gerichtet sei und bald Allgemeingut aller Bauausführenden sein werde, was heute noch als ungewöhnlich angesehen würde. An dieser Stelle sei vermerkt, daß die Arbeitsfugen unter der Wasserlast im allgemeinen dicht gehalten haben und erst einige feuchte Stellen zeigten,

als die Mauer bei Vollbelastung statische Risse erhielt. Dagegen haben sich längs der für die Schalungen verwendeten Bolzen sehr bald Feuchtigkeiten an der Unterwasserseite gezeigt.

Die Festigkeit des Betons betrug nach 28 Tagen im Durchschnitt  $140\text{ kg/cm}^2$ . Die Abweichungen von diesem Mittelwert waren nur gering, obwohl im Laufe der Betonierung einmal von der Verwendung älteren, länger auf der Baustelle gelagerten Zements zur Verwendung eines unmittelbar frisch aus der Fabrik kommenden Zements übergewechselt werden mußte. Der Festigkeitsunterschied wurde hierbei durch die entsprechende Wahl des Mischungsverhältnisses ausgeglichen. Während der Bauausführung wurde eine große Zahl von Druckzylindern und Probepfeilen aus den Mauermischungen hergestellt, den verschiedensten Lagerungsbedingungen unterworfen, aufbewahrt und nach verschiedenen Zeiten abgedrückt. Außerdem wurden mit den Baustoffen der Mauer umfangreiche Laboratoriumsversuche angestellt, um das Elastizitätsmaß und die Poisson'sche Zahl und ihre Abhängigkeit von Mischung, Zuschlagstoffen, Alter und anderen Faktoren zu bestimmen, ferner zur Feststellung der Raumänderungen des Betons unter dem Einfluß der Temperatur, der Feuchtigkeit und von langanhaltenden Kraftwirkungen (plastisches Verhalten) und zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit. Alle diese Versuche, zunächst nur bestimmt, um Unterlagen für die Auswertung der Meßergebnisse an der Versuchsmauer zu gewinnen, haben in ihren Ergebnissen eine allgemeine Bereicherung unserer Kenntnisse von den physikalischen Eigenschaften des Betons gebracht. Leider verbietet der Raum, in diesem Zusammenhang auf die interessanten Ergebnisse näher einzugehen.

Die Modellversuche wurden im Verzerrungsverhältnis 1:12 ausgeführt. Die Mauer wurde in Zelluloid und das Wasserbecken durch einen Quecksilberbehälter nachgebildet. Bei der Auswertung der Messungen war zu berücksichtigen, daß das Elastizitätsmaß des Zelluloids nur rd.  $\frac{1}{11}$  des Betonmaßes ist und daß einer Poisson'schen Zahl bei Beton von 0,15 eine solche für Zelluloid von 0,42 gegenübersteht. Außerdem war das 13,6-fache spezifische Gewicht des Quecksilbers zu beachten.

Für die Wahl der Beobachtungsverfahren war das Ziel, die Verteilung der Wasserlast auf die Mauerquerschnitte festzustellen, maßgebend. Zu diesem Zweck wurden die Durchbiegungen der Mauer und ihre Biegunslinien unmittelbar bestimmt, und die Spannungen an der Oberfläche und im Innern der Mauer gemessen. Daneben gingen Beobachtungen über das Schrumpfen des Betons, Temperaturmessungen und, nachdem in der Mauer sich Risse gebildet hatten, die Bestimmung der Rißweite. Die Meßinstrumente bestanden in Neigungsmessern, mit denen die Neigung an 1,5 m übereinanderliegenden Bolzen gemessen wurde, in Krümmungsmessern, mit denen an je drei 0,5 m voneinander entfernten Bolzen der Halbmesser des durch die Meßpunkte gehenden Krümmungskreises bestimmt wurde, in Spannungsmessern, die aus der Längenänderung des Abstandes zweier 25 cm entfernter Bolzen mit Hilfe des Elastizitätsmaßes die Oberflächenspannung zu ermitteln gestattete, und in elektrischen Fernmeßgeräten im Innern der Mauer. Die letzteren beruhten auf der Änderung des elektrischen Widerstandes in einem Satz von Kohlscheiben bei Änderung des die Scheiben aufeinanderpressenden Druckes, dienten also zur Innen-Spannungsermittlung, bzw. sie beruhten auf der Änderung des Widerstandes in einer Kupferdrahtspule bei Temperaturänderungen, dienten also zur Messung der Innentemperatur.

Im ganzen wurden 13 Untersuchungen angestellt, je ausgehend von dem Leerzustand des Beckens und bei verschiedenen Belastungen. Ein über die Mauer gehendes längeres Hochwasser gab Gelegenheit, die Wirkungen eines solchen Hochwassers auf die Gebäubemauern zu beobachten. Auf die Einzelheiten der Beobachtungen und ihrer Auswertung einzugehen, erübrigt sich. Als Ergebnisse von allgemeinem Interesse seien mitgeteilt:

1. Der Beton ist bei der geschilderten sorgfältigen Herstellung wasserdicht. Auch die Arbeitsfugen bleiben so lange wasserdicht, als nicht die Mauer Zugspannungen erhält, die über das für Betonbauten zugelassene Maß hinausgehen. Durchgehende Bolzen ergeben Undichtigkeiten. An den Hängen öffnen sich schon bei der Herstellung infolge des Schrumpfens des Betons Fugen, die aber nachträglich durch Mörtelausspritzungen gedichtet werden können. Erschütterungen bei der Bedienung von Grundablässen tragen erheblich zur Bildung statischer Risse bei.

2. Die Beobachtungen an der Versuchsmauer, an im Betriebe befindlichen alten Mauern und an Modellmauern über Durchbiegung und Verteilung der Kräfte in der Mauer stimmen gut überein, wenn die Unterschiede in der Belastung und in den Eigenschaften der benutzten Materialien rechnermäßig berücksichtigt wurden. Modellversuche sind daher geeignet, weitere Aufschlüsse über die statischen Verhältnisse in Gebäubemauern zu erbringen, und können ein wertvolles Hilfsmittel sein bei der Aufstellung von Entwürfen für Gebäubemauern.

3. Die mit einfachem Rechnungsverfahren entworfene Staumauer hat sich im Betriebe den ihr zugemuteten Lasten voll gewachsen gezeigt, trotz ihrer äußerst knappen Abmessungen. Auch das Hochwasser hat keine Beschädigungen herbeiführen können. Bei guter Gründung und günstiger Talform ist somit eine Gebäubemauer ohne Eisenbewehrung, was die statischen und dynamischen Beanspruchungen anbelangt, als vollwertige Mauer für Talsperrenbecken anzusehen.

4. Die Verteilung der Wasserlast auf die Mauer (Zusatzbelastung in den oberen Teilen, und Entlastung der unteren Teile durch die zwischen den Bogenlamellen auftretenden Schwerkkräfte) ist geklärt und die Grundlage gegeben für eine sparsame Ausbildung der Mauern und für eine Überprüfung der Standfestigkeit der bereits erbauten Mauern.

Der Bericht glaubt als Endergebnis von wirtschaftlicher Bedeutung feststellen zu können, daß neue Mauern in Zukunft sehr viel dünner konstruiert werden können als bisher üblich, weil nunmehr wissenschaftlich

einwandfreie Unterlagen vorliegen, die eine einwandfreie Berechnung ermöglichen. Die Behörden müßten daher ihre Anforderungen, die sie im Interesse der Sicherheit der Unterlieger bisher zu stellen für notwendig angesehen haben, erheblich herabsetzen.

So ausführlich sich der Bericht mit den statischen Verhältnissen in der Mauer befaßt — die Messungen und ihre Ergebnisse sind noch ergänzt durch umfangreiche elastizitätstheoretische Untersuchungen —, so lakonisch ist er bei der Beantwortung der für die Gewölbemauern sicher ebenso wichtigen Fragen, die sich im Betriebe aus chemischen und Witterungseinflüssen für die Standsicherheit der Mauer ergeben. Von den 280 Seiten des Berichtes sind diesen Fragen nur drei gewidmet. Bei guter Gründung wird die Gefahr einer Zerstörung durch Erdbeben verneint, bezüglich der durch Eisdecken möglichen Kräfte wird für notwendig angesehen, entweder die Möglichkeit einer Schubwirkung durch die Lage der Sperre zum Tal oder durch besondere Schutzmaßnahmen auszuschalten, oder aber diesen Kräften bei der Bemessung der Mauer Rechnung

zu tragen. Am kürzesten sind die Äußerungen des Berichtes über die Gefahr einer Zersetzung des Betons gehalten, obwohl gerade hierin wohl die schwerwiegendsten Bedenken gegen die Ausführung allzu dünner Mauern bei Talsperren begründet sein dürften. Es wird lediglich auf die Möglichkeit einer Zerstörung des Betons durch Frost und durch Chemikalien hingewiesen und die Meinung geäußert, daß im allgemeinen wohl ein wasserdicht hergestellter Beton aus kalkarmen Zementen genügende Widerstandsfähigkeit besitzen werde, daß aber wohl in schwereren Fällen notwendig werden würde, stärkere Abmessungen für die Mauer zu wählen. Man wird den Wunsch aussprechen dürfen, daß gerade diesen Fragen in besonderem Umfange die weiteren Arbeiten und Veröffentlichungen des Ausschusses zugewendet sein mögen. Da über 100 Sperren solcher Art vorhanden sind, zum Teil bereits seit längerer Zeit, muß es wohl möglich sein, auch nach dieser Richtung durch Sammlung und Auswertung aller auf der Welt verstreuten Erfahrungen zu wohl begründeten Ergebnissen zu gelangen. Greiff.

Vermischtes.

**Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau.** Oberregierungs- und Baurat Rudolf Seifert, bisher Leiter des Bureau für Hauptnivelement und Landesgewässerkunde im preußischen Landwirtschaftsministerium, ist zum Leiter der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin-Charlottenburg mit der Amtsbezeichnung Direktor und Professor ernannt worden. Direktor Seifert, der bereits früher in der Versuchsanstalt tätig war, wird hiermit Nachfolger des um die Entwicklung der Wasserbauforschung so hochverdienten, zu früh verstorbenen Oberbaurats Dr.-Ing. chr. Krey.

**Technische Hochschule Hannover.** Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ersten Direktor der Hamburger Hochbahnen, Regierungsbaumeister a. D. Wilhelm Stein in Hamburg, in Anerkennung seiner hohen Verdienste um die Entwicklung des großstädtischen Verkehrswesens, in Sonderheit um den Bau und Betrieb der Hamburger Hochbahn und um die wissenschaftliche Durchdringung der Probleme des Großstadtverkehrs.

Schalung benutzte Giebelmauerwerk waren nicht miteinander verankert. Der für die Einschalung nicht verantwortliche Maurerpolier hatte hierfür zwar in den Fugen des Mauerwerks Löcher vorbereitet. Hiervon hatten aber der für die Eisenbetonarbeiten verantwortliche Bauleiter A sowie die anderen Poliere keine Kenntnis. Die verantwortliche Leitung der Erd- und Maurerarbeiten hatte die Baunternehmung einem dem Bauleiter A gleichgestellten Bauführer B übertragen.

Nach dem Gutachten der hinzugezogenen Sachverständigen ist die Mauer durch den wagerechten Druck des ziemlich flüssig eingebrachten Betons, der wie eine Flüssigkeit mit dem spezifischen Gewicht 2,2 gewirkt habe, umgestürzt worden. Berechnet man unter dieser Annahme den Seitendruck des Betons, so ergibt sich ein Kippmoment von i. M. 125 kgm für 1 m Mauerlänge. Dies ist 35 % größer als das widerstehende Moment der Mauer. Wesentliche Zugkräfte konnte der infolge der niedrigen Temperatur nur langsam erhärtende Mörtel nicht übertragen. Eine Verzahnung der Giebel- und Seitenwände würde nach Ansicht der Sachverständigen voraussichtlich nur bewirkt haben, daß an der Ecke ein Teil der Mauer stehen geblieben wäre. Der Einsturz des übrigen Teils würde dadurch aber nicht verhindert worden sein. Da der Schuppen mit den verunglückten Personen nicht unter dieser Ecke, sondern etwas zurück lag, wäre auch beim Stehenbleiben der Ecke die Verletzung der Personen nicht vermieden worden.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 34. Absturz einer Brandmauer infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton.** Hinter dem 14 m langen Brandgiebel eines vierstöckigen Fabrikgebäudes, der die Längsmauern um 1 m überragte (s. Abb. 1 u. 2), sollte zur Unterstützung der 8 cm starken Dachplatte der in der Abb. 3 im Querschnitt dargestellte 13 cm breite und 0,6 bis 0,9 m hohe Endbalken aus Eisenbeton angeordnet werden. Als äußere seitliche Schalung wurde der 25 cm starke, aus Ziegelsteinen in Zement-Kalkmörtel aufgeführte Brandgiebel benutzt. Als die straßenseitige Hälfte des Endträgers etwa in voller Höhe mit Gußbeton gefüllt war, wich der in der Abb. 1 schraffierte Teil des Mauerwerks plötzlich aus und stürzte ab. Die Trümmer durchschlugen, im Sturz die vier übereinander angeordneten Schutzgerüste mitreißend, das Dach eines darunter liegenden Kohlenschuppens und erschlugen einen dort beschäftigten Arbeiter, während vier weitere im Schuppen arbeitende Personen schwer und vier andere leichter verletzt wurden.

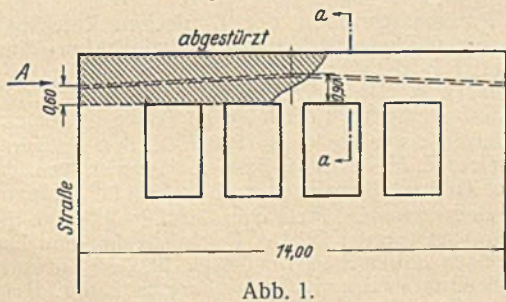


Abb. 1.

Der für die Eisenbetonarbeiten verantwortliche Bauleiter A hatte vor Übernahme dieser Bauleitung noch keine nennenswerten Erfahrungen in der Gußbetonbauweise. Er erklärte, ihm sei in keiner Weise der Gedanke gekommen, daß der Seitendruck des Betons in dem nur 13 cm starken Träger das Mauerwerk umwerfen könne. Er hat daher auch keine Standsicherheitsberechnung aufgestellt und eine Verankerung überhaupt nicht in Erwägung gezogen.

Die Gutachter kamen zu dem Ergebnis, der Umstand, daß der Bauleiter A die Eigenschaften des Gußbetons als schwere Flüssigkeit verkannt habe, könne nicht als Verstoß gegen die anerkannten Regeln der Baukunst aufgefaßt werden. Die Erfahrungen mit der noch in der Entwicklung begriffenen Gußbetonbauweise seien noch nicht als anerkannte Regeln der Baukunst zu bezeichnen. Auch in den Eisenbetonbestimmungen sei kein Hinweis darauf enthalten, daß Gußbeton bei der Berechnung der Schalungen als schwere Flüssigkeit zu betrachten sei. Die Literatur enthalte nur ganz spärliche Angaben darüber. Für den nach den Vertragsbestimmungen in sehr kurzer Zeit durchzuführenden Bau sei insbesondere mit Rücksicht auf die Gußbetonausführung ein Bauleiter mit langjähriger Erfahrung erforderlich gewesen, die A nicht besessen habe. Es sei aber verständlich, daß er sich trotzdem auf Grund seiner früheren Leistungen den Aufgaben der Bauleitung gewachsen gefühlt habe.

Auf Grund der Gutachten beschloß das Gericht, das gegen die beiden Bauleiter wegen fahrlässiger Tötung und fahrlässiger Körperverletzung eingeleitete Verfahren einzustellen. Die Unterlassung der Standsicherheitsuntersuchung der Mauer könne dem Bauleiter A nach seinen Fähigkeiten und beruflichen Erfahrungen nicht als Fahrlässigkeit angerechnet werden. In der Übernahme der Bauleitung sei ein Verschulden nicht zu erblicken. Durch die im Verantwortungsbereich des Bauleiters B ausgeführten Maurerarbeiten sei der Unfall nicht verursacht worden.

Die Beschwerde der Staatsanwaltschaft gegen die Einstellung des Verfahrens gegen den Bauleiter A wurde verworfen. We.

Unmittelbar vor dem Absturz des Mauerteiles beobachteten die beiden mit dem Einbringen des Betons beschäftigten Arbeiter ein Setzen des frisch in den Endträger eingegossenen Betons. Die sofort nach dem Unfall angestellten Ermittlungen und Zeugenvernehmungen ergaben, daß der teilweise abgestürzte 25 cm starke Teil der Giebelwand am Unfalltage 4 bis 6 Tage alt war. Während und nach dem Bau dieses Wandteiles bewegte sich die Temperatur zwischen + 4° und - 1°. Am Tage vor dem Unfall betrug sie - 2,8° bis + 2,8°. Nach den Zeugenaussagen wurde ein Mörtel im Mischungsverhältnis 2 Zement : 1 Kalk : 4 Sand verwendet. Aus architektonischen Gründen war von der Unterkante der obersten Fensterstürze an aufwärts (60 cm) kein Verband zwischen der Längswand und Giebelmauer ausgeführt worden (s. Abb. 2). Die innere Holzschalung des Endträgers und das als äußere

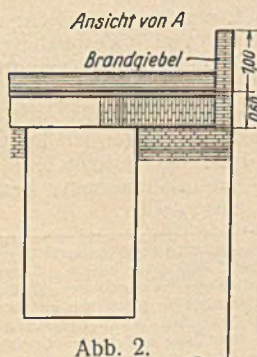


Abb. 2.

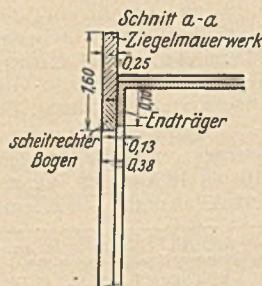


Abb. 3.

**Direktor Paul Henke †.** Am 15. November d. Js., wenige Tage vor Vollendung seines 61. Lebensjahres, starb Paul Henke, der verdienstvolle langjährige Direktor der Firma Beuchelt & Co. zu Grünberg (Schlesien), der er sein ganzes Leben gewidmet hatte. In San Remo, wo er Erholung und Kraft für neue Arbeit suchte, erlag er einem Herzschlage. In ihm hat der deutsche Stahlbau einen seiner tüchtigsten und erfolgreichsten Vertreter verloren; namentlich hinsichtlich der Ausführung in der Werkstatt und für die Vorbereitung und Durchführung der Montagen hat er Vorbildliches geleistet. Nach dem Tode von Geheimrat Beuchelt hatte P. Henke die Gesamtleitung des Werkes, und damit auch die Sorge für die Abteilungen Waggonbau und Tiefbau übernommen.

**Ein eigenartiges Gerippe für eine Stauschwelle.** Der Kansas-Fluß führt während der trockenen Jahreszeit in der Nähe von Topeka nur geringe Wassermengen. Da auch die Brunnen der Stadt wenig ergiebig

waren, so wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 20. 9. 1928 im Jahre 1921 ein Entnahmerohr etwa 30 m in den Flußlauf vorgestreckt. Zur Sicherung der Wasserversorgung wurde eine Stauschwelle im Fluß angelegt, die jedoch durch eine Flutwelle fortgerissen wurde. Um eine künstliche Ansandung (Abb. 1) hervorzurufen und einen tiefen Wasserkanal um das Einlaufrohr zu schaffen, wurden Kreuzböcke aus Eisenbetonstäben, die in der Mitte durch einen Betonblock zusammengefaßt waren, in Richtung der zu bildenden Sand-schwelle in das Flußbett ausgelegt (Abb. 2). Die Eisenbetonkreuzböcke wurden untereinander durch mehrere Kabel und ein Drahtmaschengeflecht verbunden. Außerdem wurden die Böcke durch je zwei Kabel rückwärtig verankert. Zur Vermeidung von Unterspülungen der Stauschwelle wurden zwischen die Ankerkabel ebenfalls Maschengewebe gespannt. Diese neue Stau- oder Leitschwelle erwies sich auch während des Hochwassers im Winter und Frühling 1927 als zweckdienlich. Die sich bildende An-

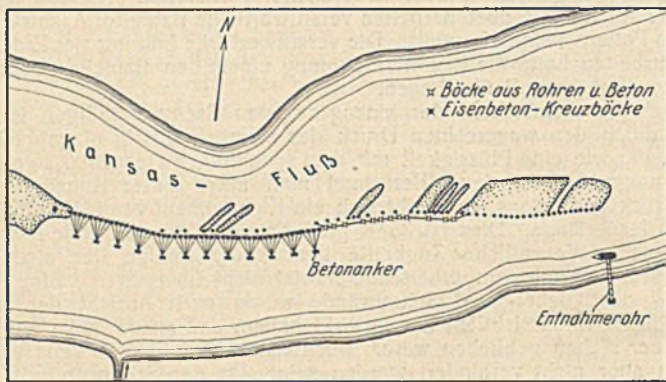


Abb. 1.

sandung hat in der Nähe des Rohreinlaufes eine genügende Wassertiefe ergeben und somit der Stadt eine ständige Wasserversorgung gesichert. Das Betonskelett wurde nach Patenten und Entwürfen der Smith Concrete Jetty Company, Topeka, Kan., ausgeführt. Zs.

**Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes.** Die Arbeiten zur Vertiefung der Außenweser — der seewärts Bremerhaven gelegenen Stromstrecke der Weser — auf eine Fahrwassertiefe von 10,3 m unter Mitteltide-Niedrigwasser, deren Notwendigkeit und Gründe bereits Strombaudirektor Plate, Bremen, in der „Bautechnik“ 1926, S. 356 u. f., bei Darstellung des mit dieser Vertiefung im Zusammenhang stehenden Ausbaues der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser geschildert hat, sind bis auf geringe Restarbeiten beendet. Der Ausbau, der mit einer Verlegung des Fahrwassers aus dem Wurster Arm in den Fedderwarder Arm verbunden war, hat nach der technischen Seite im 9. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft<sup>1)</sup> aus der Feder desselben Verfassers eine eingehende Darlegung erfahren.

Bei diesem Ausbau handelte es sich um die Aufgabe, die Vertiefung des Fahrwassers und seine Sicherung gegen Verschlickung und nautische Schwierigkeiten mit einfachen Ausbaumitteln unter weitgehender Ausnutzung der natürlichen Räumungskraft des Stromes zu erzwingen und gleichzeitig dabei die in allmählicher Entwicklung vorbereitete Ausbildung des 10 km unterhalb Bremerhaven von dem bisherigen Fahrwasser westlich abzweigenden Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser durch Baggerungen und Strombauwerke so zu beschleunigen und zu sichern, daß die Überleitung des Schiffsverkehrs in dieses Fahrwasser ohne Schwierigkeiten vollzogen werden konnte. Durch Beobachtungen war festgestellt, daß eine ausreichende Selbsträumung bei einer rechnermäßigen Strömungsgeschwindigkeit von 1,1 m Sek. bei halber Ebbe zu erwarten ist. Auf dieser Grundlage wurden Normalprofile parabolischer Gestalt mit 200 m Fahrwasserbreite errechnet und neue Niedrigwasserlinien und Streichlinien für Bühnen und Leitwerke in Anlehnung an den vorhandenen Tiefenplan festgelegt. Die Herstellung dieses Fahrwassers bedingte eine erhebliche Einschränkung der Niedrigwasserprofilbreite. Es gelang, diese Einschränkung mit verhältnismäßig wenigen Bühnen und Deckwerken zu erreichen, die eine schnelle und planmäßige Verschlickung der abgegrenzten, teilweise sehr ausgedehnten Felder herbeiführten. Mit dieser Verlandung gelang es auch in überraschender Weise, ungünstig wirkende Seitenrinnen, aus denen Querströmungen die gleichmäßige Ausbildung des Hauptfahrwassers erschwerten und auch nautische Unbequemlichkeiten gebracht hatten, so zu verdämmen, daß diese Nachteile wegfielen. Neben der Einengung des Niedrigwasserprofils brachten die Bühnen vor deren Köpfen Vertiefungen, die eine Umverlegung des Fahrwassers aus dem östlichen in den westlichen Arm begünstigten. Die schwierigste Aufgabe des Ausbaues, den Ebbestrom vom Wurster Arm

<sup>1)</sup> Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft E. V. Hamburg, für den Buchhandel VDI-Verlag, Berlin NW 7, 1928, S. 167 bis 171.

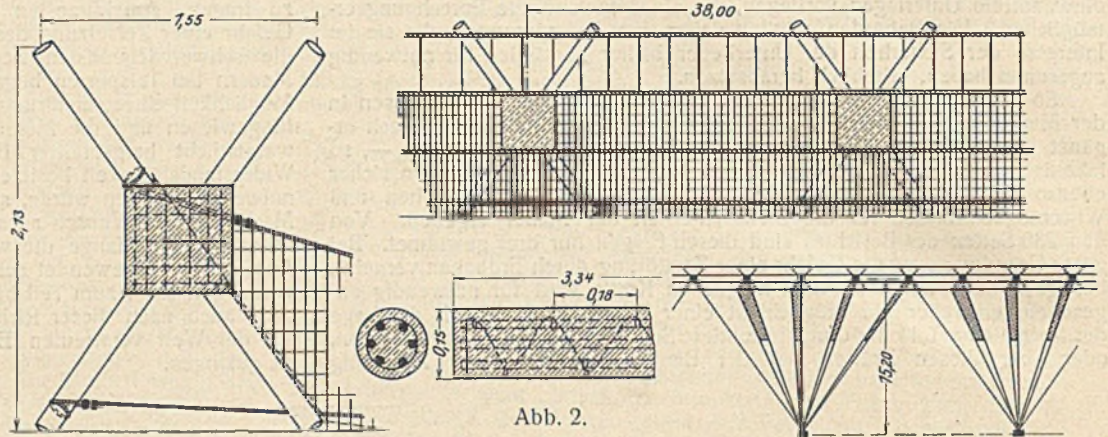


Abb. 2.

abzudrängen und nach links in den Fedderwarder Arm umzulenken, welcher Umlegung er unter der Einwirkung der Erdumdrehung stark widerstrebt, wurde mit Erfolg gelöst durch Errichtung eines stromauf gerichteten Leitdamms von der die beiden Arme trennenden Robbenplate aus mit insgesamt  $5\frac{1}{4}$  km Länge, durch den der Ebbestrom gefangen und zum Fedderwarder Arm geführt wurde, und durch künstliche Bodenanschlüßungen am rechten Ufer des Wurster Armes, die hier das Fahrwasser verengten. Die Anlandungen mußten durch Bühnenbauten und Grunddeckungen vor dem Abwandern und Abspülen gesichert werden. Der Fedderwarder Arm selbst wurde durch Schutz der Ufer vor Abbruch in seiner Lage festgelegt. Damit wurde der sich bereits zeigenden Entwicklung zur Ausbildung stärkerer Krümmungen und Gegenkrümmungen und der Gefahr der Verwilderung vorgebeugt. Dem gleichen Zweck diente ein 3,8 km langer Leitdamm auf dem westlichen Ufer des Armes, durch den eine bei Flut bis dahin wirksame unbequeme Querströmung aus dem westlich anliegenden Fedderwarder Priel abgeriegelt und ein günstiger Eintritt des Flutstroms in das Hauptfahrwasser erzielt wurde. Die genannten Bauarbeiten waren von Baggerungen begleitet, die insbesondere bei der Umlegung des Fahrwassers an den Übergängen in größerem Umfang notwendig wurden. Schon im September 1922 nach 5 monatiger Arbeit konnte der Verkehr über das neue Fahrwasser gehen. Die Ausbaumaßnahmen haben die in sie gestellten Erwartungen im allgemeinen voll erfüllt. Die Wahl des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser hat sich als richtig erwiesen. Mit der planmäßigen Fahrwassertiefe von 10,3 m unter Niedrigwasser und 13,6 m unter Hochwasser bei 200 m Mindestbreite stellt die Außenweser nunmehr eine allen Anforderungen des Ozeanverkehrs voll entsprechende Seewasserstraße dar. Gr.

**Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.** In dem Wettbewerb für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim (vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 50, S. 734) hat das Preisgericht am 5./7. Dezember 1928 folgende Preise zuerkannt:

einen ersten Preis von 7000 R.-M. dem Entwurf 2 141 887, Verf. Zivilingenieur E. M. Kilgus, Breslau. Perspektiven dargestellt von Kunstmaler Gerhard Beuthner und Architekt Pfafferott, beide in Breslau;

einen zweiten Preis von 5000 R.-M. dem Entwurf 261 074, Verf. Reichsbahnoberrat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen;

einen dritten Preis von 3000 R.-M. dem Entwurf 300 127, Verf. MAN, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln.

einen vierten Preis von 2000 R.-M. dem Entwurf 777 777, Verf. Dipl.-Ing. Max Haaf, Mannheim-Neustadt. Mitarbeiter Architekt Wilhelm Vorholz, Ludwigshafen (Rhein).

Zum Ankauf mit 1000 R.-M. wurden empfohlen: der Entwurf 765 894 A, Verf. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, Architekt Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie und der Entwurf 7 924 318, Verf. Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Architekt Regierungsbaumeister Alfred Daiber, Stuttgart.

Zum Ankauf mit 500 R.-M. wurden empfohlen: der Entwurf 135 755, Verf. Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in Verbindung mit Architekt Esch, Mannheim, und H. Honnef, Dinglingen, und der Entwurf 2 211 868, Verf. Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistrats-Oberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt.

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

**INHALT:** Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Schluß). — Brückenbauten in Tokio. — Die Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbeperronen. — Vermischtes: Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. — Technische Hochschule Hannover. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 34. Absturz einer Brücke infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton. — Direktor Paul Henke. — Eigentümliches Gerippe für eine Stauschwelle. — Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei G. G. Ernst, Berlin.

