

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 4. Mai 1934

Heft 19

Einfluß der Querschnittform einer Wandöffnung auf Wasserabführung und auf Querschnitt des ausfließenden Strahles.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Privatdozent an der Technischen Hochschule Danzig.
(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.)

I. Ausflußgleichungen für verschiedene Öffnungsquerschnitte.

Auf Grund der Torricelli-Gleichung:

$$(1) \quad v = \sqrt{2gh}$$

Ist es bekanntlich möglich, für die verschiedensten Querschnittformen einer Wandöffnung mathematisch die Ausflußgleichungen zu ermitteln. Die Breite einer rechteckigen Öffnung sei b und deren Höhe t (Abb. 1). Der Oberwasserspiegel liege h (m) über der unteren Rechteckseite und die Sohle w (m) unter ihr; die Breite der Wand, in der sich die Öffnung befindet, sei B (m). Gemäß Gl. (1) haben die Wasserfäden im Punkte 1 die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(h-t)}$ und im Punkte 4 die Geschwindigkeit $v_2 = \sqrt{2gh}$. Vernachlässigt man die Zuflußgeschwindigkeit v , da die

Bei einem Thomson-Dreiecküberfall wird $h=t$; läßt man das 2. und 3. Glied des Klammersausdrucks der Gl. (7) fort, dann erhält man die Ausflußgleichung dieser Überfallart.

Zur Ermittlung der Ausflußgleichung bei elliptischer Querschnittform ist es einfacher, mit der Druckhöhe des Schwerpunktes h_s zu rechnen. Die Ellipse wird in Parameterdarstellung gegeben und auf den Winkel φ bezogen.

Nach der Auswertung der elliptischen Integrale ergibt sich:

$$v_s = \sqrt{2gh_s} \cdot 2/\pi \sqrt{1 + b/h} \phi(K) = \sqrt{2gh_s} [\psi(b/h)] = \alpha \sqrt{2gh_s}$$

Setzt man die Funktion in der Klammer gleich α , dann kann folgende Tabelle zusammengestellt werden:

Bei b/h_s bzw. r/h_s	wird	α
0	"	1,0000
0,1111	"	0,9996
0,2000	"	0,9987
0,5000	"	0,9918
0,6250	"	0,9876
0,7143	"	0,9823
0,8333	"	0,9753
1,0000	"	0,9604 ²⁾

Die Ausflußgleichung für die elliptische Querschnittform lautet dann:

$$(8) \quad Q = \mu \pi a b \alpha \sqrt{2gh_s}$$

Werden die Halbachsen der Ellipse gleich groß, so geht die Ellipse in einen Kreis über. Für diesen erhält man:

$$(9) \quad Q = \mu \pi r^2 \alpha \sqrt{2gh_s}$$

d. h. mit kleiner werdendem Verhältnis b/h_s bzw. r/h_s kann die parabol-förmige Geschwindigkeitsverteilung vernachlässigt werden; es kann dafür mit der Schwerpunkts-geschwindigkeit gerechnet werden. Den kleinsten Wert α erhält man bei $b/h_s = 1,0000$; der Unterschied bei Vernachlässigung der parabol-förmigen Geschwindigkeitsverteilung beträgt rd. 4%. Schon bei $b/h_s < 0,38$ dürfte der Wert α in der Praxis in den meisten Fällen unberücksichtigt bleiben können, da es im allgemeinen schwer sein dürfte, die Meßfehler unter diese Grenze herunterzudrücken.

Auch für sechs verschiedene Rechteckverhältnisse und für ein gleichseitiges Dreieck in der Stellung I wurde die Frage geprüft, bei welchem Verhältnis der Höhe t zur Druckhöhe h die parabol-förmige Geschwindigkeitsverteilung vernachlässigt und dafür nur mit der Geschwindigkeit im Schwerpunkt gerechnet werden darf.

Die errechneten Geschwindigkeitsbeiwerte β können in folgender Tabelle zusammengestellt werden:

An einem Rechteck	I ($t/b = 0,199$)	wird bei $t/h = 0,56$	$\beta = 0,992$
"	II ($t/b = 0,31$)	" $t/h = 0,55$	$\beta = 0,994$
"	III ($t/b = 0,559$)	" $t/h = 0,65$	$\beta = 0,991$
"	IV ($t/b = 1,0$)	" $t/h = 0,65$	$\beta = 0,991$
"	V ($t/b = 2,54$)	" $t/h = 0,75$	$\beta = 0,986$
"	VI ($t/b = 4,95$)	" $t/h = 0,73$	$\beta = 0,986$
"	gleichseitigen Dreieck		
"	in der Stellung I	" $t/h = 0,82$	$\beta = 0,989$

d. h. bei kleineren Verhältniswerten t/h darf der β -Wert zu rd. 1,0 angenommen werden, nur ist zu beachten, daß stets mit dem Schwerpunkte, nicht aber mit dem Mittelpunkt gerechnet wird, da andernfalls große Abweichungen auftreten.

¹⁾ Eine ähnliche Berechnung führte A. Staus und K. von Sanden für Überfälle in dem Aufsatz: Der kreisrunde Überfall und seine Abarten in GWF 1926, Heft 27 bis 30, durch; vgl. auch S. Gradstein und A. Walther, Zeichnerische Behandlung des kreisrunden Überfalles, GWF 1931, Heft 10.

²⁾ P. H. Forchheimer, Hydraulik, 3. Aufl., 1930, Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, S. 344. Der Wert α entspricht dort dem Verhältnis $\mu : \mu_1$.

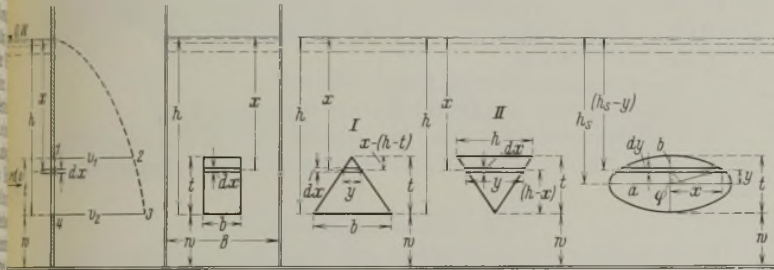


Abb. 1.

Wassermenge im Verhältnis zum Querschnitt des Zuflußkanals $(h+w)B$ meist klein ist, dann stellt die Fläche 1, 2, v_t , 3, 4 die theoretisch abfließende Wassermenge dar. Andernfalls ist die Zuflußgeschwindigkeit durch ihre Geschwindigkeitshöhe $k = v^2/2g$ zu berücksichtigen; die Parabel verschiebt sich dann um die Höhe k über den Wasserspiegel. Ist es bei großer Druckhöhe angängig, die parabol-förmige Geschwindigkeitsverteilung unberücksichtigt zu lassen, einen mittleren Wert v_s (Geschwindigkeit im Schwerpunkte) aus v_1 und v_2 zu setzen, so führt dieses Verfahren bei kleineren Druckhöhen zu großen Abweichungen gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen. Der Ausflußquerschnitt ist deshalb in einzelne Streifen von der Höhe dx und der Breite b zu zerlegen, die Druckhöhe des eingezeichneten Streifens ist dann x . Dieser Streifen führt folgende Wassermenge ab:

$$dQ = df v = b dx \sqrt{2gx}$$

Durch die gesamte Ausflußöffnung fließt:

$$(2) \quad Q = b \sqrt{2g} \int_{h-t}^h \sqrt{x} dx$$

Wertet man das Integral aus, bestimmt aus dieser Gleichung die ausfließende Wassermenge und vergleicht die errechnete mit der tatsächlich durchfließenden, so zeigt sich, daß der aus Gl. (2) ermittelte Wert oft bis zu 40% von dem tatsächlichen abweicht. Gl. (2) muß deshalb mit einem Ausflußbeiwert μ multipliziert werden, der von einer Reihe Faktoren abhängig ist. Gl. (2) lautet dann ausgewertet für den rechteckigen Querschnitt:

$$(3) \quad Q = 2/3 \mu b \sqrt{2g} [h^{3/2} - (h-t)^{3/2}]$$

Für einen Dreieckquerschnitt in der Stellung I wird entsprechend:

$$(4) \quad Q = 2/15 \mu b/t \sqrt{2g} [2(h-t)^{5/2} + 5th^{3/2} - 2h^{5/2}]$$

und bei einem gleichseitigen Dreieck in der Stellung I:

$$(5) \quad Q = 0,682 \mu [2(h-t)^{5/2} + 5th^{3/2} - 2h^{5/2}]$$

Für einen Dreieckquerschnitt in der Stellung II wird:

$$(6) \quad Q = 2/15 \mu b/t \sqrt{2g} [2h^{5/2} - 5h(h-t)^{3/2} + 3(h-t)^{5/2}]$$

Auch hier wird für ein gleichseitiges Dreieck in der Stellung II:

$$(7) \quad Q = 0,682 \mu [2h^{5/2} - 5h(h-t)^{3/2} + 3(h-t)^{5/2}]$$

II. Vergleich des Wasserabführungsvermögens verschiedener Querschnittformen.

In die unter I mitgeteilten Ausflußgleichungen ist ein noch unbekannter Ausflußbeiwert μ einzusetzen. Über dessen Größe gehen die Angaben in der Literatur weit auseinander. Um einen Überblick über das Wasserabführungsvermögen von verschieden geformten Ausflußöffnungen zu erlangen, wurden in der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig Untersuchungen an neun verschiedenen Querschnittformen vorgenommen. In die hydraulische Rinne von der Breite $B=0,65$ m wurde eine hölzerne Stauwand eingebaut, die in ihrer Mitte eine Öffnung für einen Eisenblechschieber freigab. Aus je einem Schieber wurden die Ausflußöffnungen ausgeschnitten und die Seiten scharfkantig zugearbeitet. Die unterste Seite bzw. der unterste Punkt der Ausflußöffnung lag jeweils in derselben Höhe über der Sohle: $w=0,3$ m. Beim Einbau wurde darauf besonderer Wert gelegt, daß kein Konstruktionsteil sich von der glatten Holzwand in das Oberwasser abhob, daß also das abfließende Wasser durch kein Hindernis beeinflusst wurde und man mit einfachen Strömungsvorgängen rechnen konnte. Die neun untersuchten Querschnittformen besaßen angenähert die gleiche Querschnittfläche, nämlich rd. $0,01245$ m². Folgende Rechteckverhältnisse und andere Querschnittarten wurden untersucht:

Rechteckquerschnitt I $t/b = 0,199$	Rechteckquerschnitt IV $t/b = 1,0$
II $t/b = 0,31$	V $t/b = 2,54$
III $t/b = 0,559$	VI $t/b = 4,95$

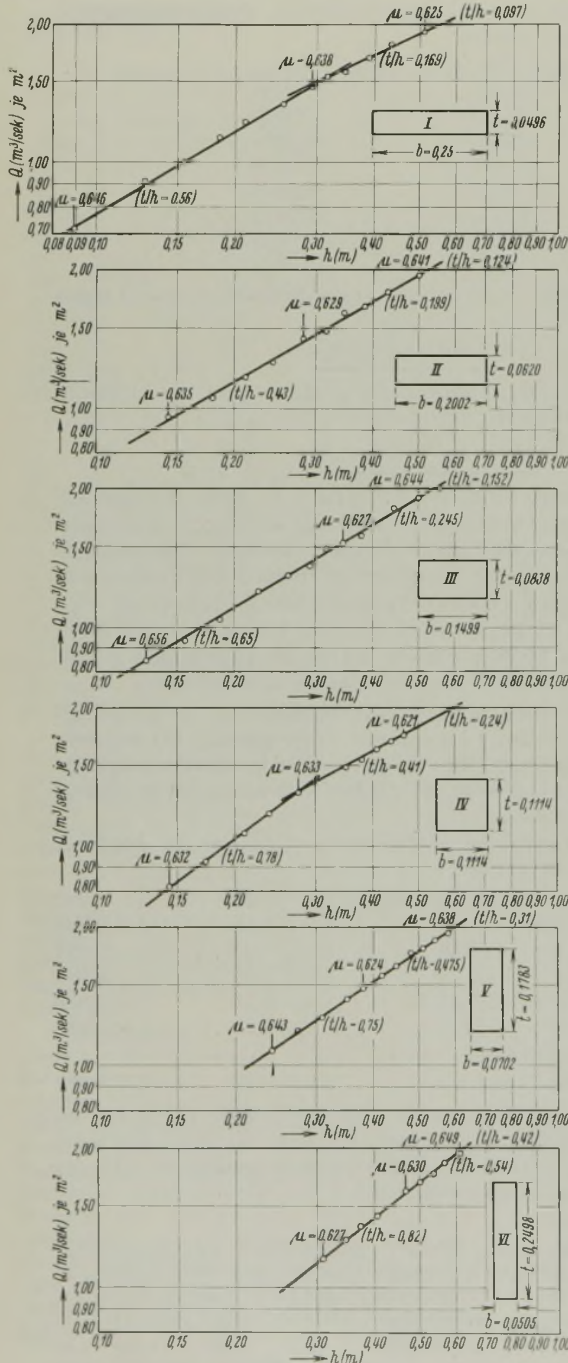


Abb. 2.

Gleichseitiger Dreieckquerschnitt VII in der Stellung I.

Ellipsenquerschnitt VIII mit dem Halbmesserverhältnis $b/a = 0,491$.

Kreisrunder Querschnitt IX.

Die Abmessungen gehen aus Abb. 2 u. 3 hervor.

Die Oberwasserhöhe (Druckhöhe h) konnte mittels eines Spitzmessers auf $0,1$ mm genau abgelesen werden, ebenso wurde die Bestimmung der aus-

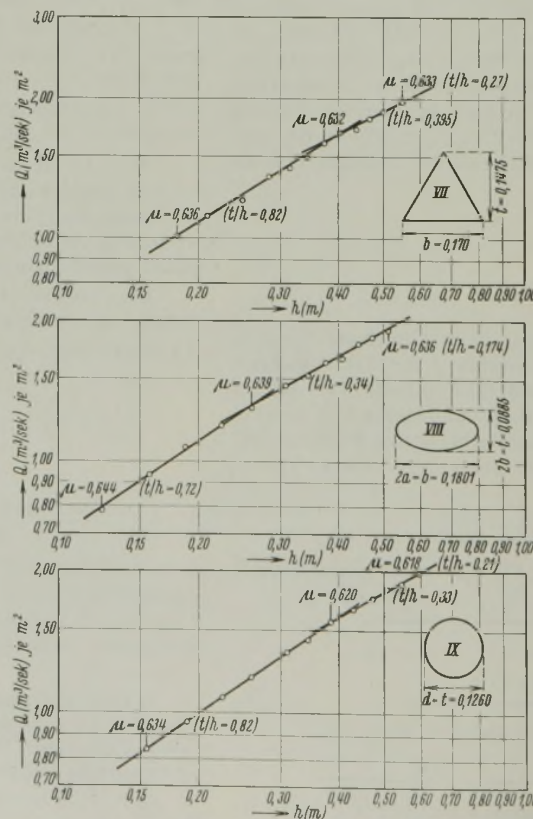


Abb. 3.

fließenden Wassermenge mit den Meßeinrichtungen der Versuchsanstalt auf $0,1$ l/sek genau vorgenommen. Die ermittelten Wassermengen wurden dann auf die Einheit (1 m²) Ausflußfläche umgerechnet und können so miteinander verglichen werden. In Abb. 2 u. 3 wird die Beziehung zwischen der Wassermenge Q und der Druckhöhe h in logarithmischer Auftragung dargestellt. Aus den Abbildungen ist zu ersehen, daß die gemessenen Wassermengen bei den untersuchten Druckhöhen aus den Öffnungen II, III, V und VI auf einer durchlaufenden Eichgeraden liegen, und daß bei den Öffnungsquerschnitten I, IV, VII, VIII und IX die Eichgerade aus zwei Teilen besteht. Kleinere Druckhöhen haben im letzteren Falle eine andere Eichgleichung als große. Allgemein geschrieben lautet die Eichgleichung:

$$(10) \quad Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = A F h^x$$

Bei Querschnittform I erhält man z. B. in dem mitgeteilten Versuchsmaßstabe:

1. Eichgleichung von $h = 0,08$ m bis $h = 0,3$ m,

$$Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 3,12 \cdot 0,0124 \cdot h^{0,602}$$

2. Eichgleichung von $h = 0,3$ m bis $h = 0,6$ m,

$$Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 2,65 \cdot 0,0124 \cdot h^{0,473}$$

Ein rechteckiger Ausflußquerschnitt vereinigt, wie im III. Abschnitt noch dargelegt wird, drei voneinander völlig verschiedene Strömungsbilder. Der untere Teil der Ausflußöffnung wirkt wie ein scharfkantiges Wehr mit einer Wehrhöhe w , der mittlere Teil zeigt die Strömungsvorgänge eines dreiseitigen Wehres (Ponceletüberfall) mit dem Öffnungsverhältnis b/B , und der obere Teil zeigt ähnliche Strömungsvorgänge, wie man sie an einer scharfkantigen Schütztafel beobachten konnte. Nach Untersuchungen des Verfassers an dreiseitigen scharfkantigen Wehren und an scharfkantigen Schütztafeln³⁾ ist das Wasserabführungsvermögen bei Überfällen und Abflüssen von folgenden Größen abhängig:

1. der Wehrhöhe w ,
2. dem Öffnungsverhältnis b/B ,
3. dem Verhältnis der Druckhöhe zur Wehrhöhe h/w ,
4. der Öffnungsweite t (für den oberen Teil der Ausflußöffnung).

Gemäß dieser Überlegung ist der A -Wert der Gl. (10) bei Rechtecken eine Funktion von:

$$(11) \quad A = f(w, b/B, h/w, t, t/b)$$

Bei dreieckförmigen und anders geformten Ausflußquerschnitten tritt an Stelle des letzten Gliedes t/b der Ausdruck „Querschnittform“. Will man allgemein gültige Ausflußgleichungen nach der Form der Gl. (10) ermitteln, dann sind sämtliche fünf Faktoren zu berücksichtigen.

Für die einzelnen Querschnittformen wurden anhand der unter I. mitgeteilten theoretischen Gleichungen die Ausflußbeiwerte μ ermittelt und die bemerkenswertesten in Abb. 2 u. 3 eingetragen. (In Klammern ist das dazugehörige Verhältnis t/h angegeben.) Der Ausflußbeiwert μ nimmt mit größer werdender Druckhöhe h bei Form I, VIII und IX ab und bei Form VI zu; bei den übrigen Formen ausgenommen IV wird er zuerst kleiner, um dann wieder zuzunehmen. Die eingetragenen μ -Werte entsprechen einer Querschnittfläche von rd. $0,01245$ m² und den anderen mitgeteilten Versuchsgrößen. Bei einer größeren Querschnittfläche und einem anderen Versuchsmaßstab dürften die μ -Werte nicht unwesentlich kleiner werden⁴⁾. Der Ausflußbeiwert μ ist von denselben Größen abhängig wie der A -Wert der Funktionsdarstellung (11).

Bei einem Vergleich des Wasserabführungsvermögens verschiedener Querschnittformen mit der gleichen

³⁾ a) Chr. Keutner, Wassermessung an Wehren mit zwei- und dreiseitiger (Ponceletüberfall) Einschnürung, Bauing. 1932, S. 399. — b) Ders., Wasserabführungsvermögen von scharfkantigen und abgerundeten Planschützen, Bautechn. 1932, Heft 21, S. 266, u. Heft 24, S. 303.

⁴⁾ Siehe Fußnote ³⁾ a). Auf S. 400 zeigt Abb. 5 die μ -Werte eines Wehres von der Höhe $w_1 = 4,0$ m und zum Vergleich die eines Versuchswehres $w_{11} = 0,3$ m. Die Werte bei w_1 sind im allgemeinen bedeutend kleiner als bei w_{11} . Auch bei Forchheimer, s. Fußnote ³⁾, zeigt die Tabelle der H. Smiths-Ausflußkoeffizienten auf S. 344 die Verminderung des μ_1 -Wertes mit größer werdendem Durchmesser.

Querschnittfläche ist es wesentlich, daß auch die Wand, in der sich die Ausflußöffnung befindet, bei allen Untersuchungen die gleichen Abmessungen $(h + w) \cdot B$ hat. In Abb. 4 sind die Eichgeraden der sechs Rechtecköffnungen übereinander aufgetragen. Bis zu einer Druckhöhe $h \approx 0,35$ m liegen die sechs Geraden in der Reihenfolge ihres Verhältnisses t/B , wobei Form I die größte und Form VI die kleinste Wassermenge abführt. Von dieser Druckhöhe an überschneiden sich die Eichgeraden teilweise. Abb. 5 zeigt die Eichgeraden der Formen VII, VIII und IX; außerdem sind zum Vergleich die Eichgeraden des Quadrates IV eingezeichnet. Fast bei allen Druckhöhen führt die Ellipse, Form VIII, bedeutend mehr Wasser ab als der Kreis, Form IX. Von einer Druckhöhe $h > 0,4$ m an ist das Wasserabführungsvermögen einer quadratischen Öffnung fast gleich groß; bei $h < 0,4$ m fällt es sehr verschieden aus. Am anschaulichsten läßt sich die Größe des Wasserabführungsvermögens der einzelnen Querschnittformen dadurch zeigen, daß man für zwei gewählte Druckhöhen die ausfließende Wassermenge ermittelt und sie mit der einer bestimmten Form vergleicht. Es wird hier als Vergleichsform die kreisrunde Öffnung gewählt, da sie weitaus am häufigsten vorkommt und für sie die meisten Untersuchungen bisher vorgenommen wurden. Das Pluszeichen bedeutet, daß die betreffende Form mehr Wasser bei derselben Druckhöhe, und das Minuszeichen, daß es weniger Wasser als die kreisrunde Öffnung von angenähert der gleichen Querschnittfläche abführt.

Zusammenstellung I.

Querschnittform	Druckhöhe $h_1 = 0,3$ m	Druckhöhe $h_2 = 0,6$ m
Rechteck I ($t/b = 0,199$)	+ 14,1%	+ 3,5%
„ II ($t/b = 0,31$)	+ 9,9%	+ 8,0%
„ III ($t/b = 0,559$)	+ 7,6%	+ 7,0%
„ IV (Quadrat)	+ 5,3%	+ 0,5%
„ V ($t/b = 2,54$)	- 3,8%	+ 1,0%
„ VI ($t/b = 4,95$)	- 13,0%	- 2,0%
Gleichseitiges Dreieck VII in der Stellung I	+ 6,5%	+ 1,5%
Ellipse VIII ($b/a = 0,491$)	+ 8,8%	+ 5,0%
Kreis IX	$\pm 0,0\%$	$\pm 0,0\%$

Aus dieser Zusammenstellung kann folgendes entnommen werden:

Bei der Druckhöhe h_1 führt das Quadrat um 5,3% und bei h_2 nur noch um 0,5% Wasser mehr ab, bei großer Druckhöhe ist der Unterschied sehr klein. Rechteck I und VI besitzen die gleichen Seitenlängen, nur ist das eine Rechteck gegenüber dem anderen um 90° gedreht. Der Unterschied im Wasserabführungsvermögen in den beiden Lagen beträgt auf den Kreis bezogen bei h_1 : 27,1% und bei h_2 : 5,5%. Bei großer Druckhöhe vermindert sich der Unterschied von einem Viertel des gesamten Wasserabführungsvermögens auf ein Zwanzigstel. Beachtlich ist noch die relativ große Abnahme bei Form I, IV, VII und VIII, die Zunahme bei Form V und VI, während bei Form II und III nur eine geringe Änderung festzustellen ist.

Bei verhältnismäßig kleinen Druckhöhen hat die Querschnittform der Ausflußöffnung einen sehr großen Einfluß auf das Wasserabführungsvermögen. Dieser Einfluß nimmt mit größer werdender Druckhöhe ab. Je größer die Breite b im Verhältnis zur Höhe t bei einer rechteckigen Ausflußöffnung wird, um so größer wird im allgemeinen das Wasserabführungsvermögen.

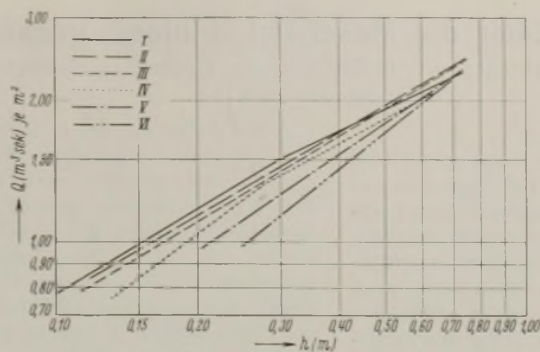


Abb. 4.

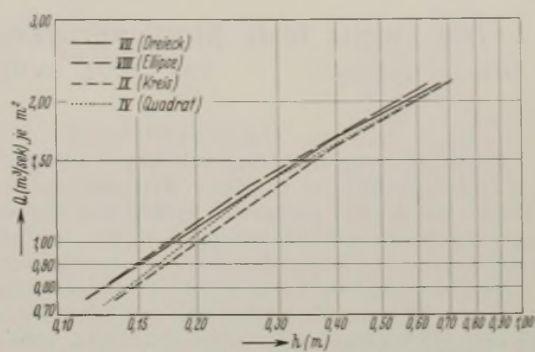


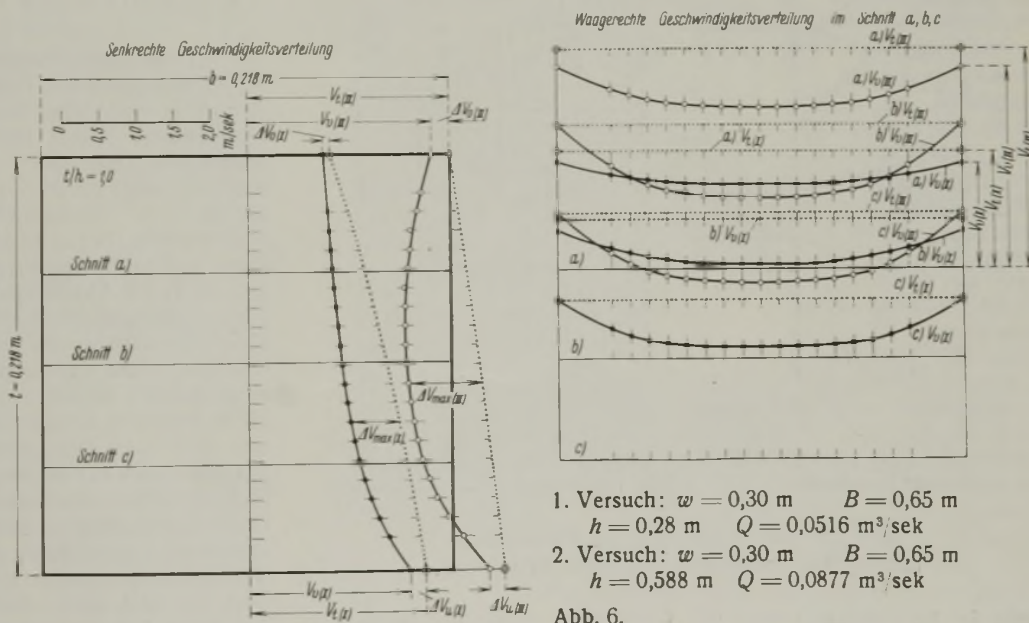
Abb. 5.

III. Die Geschwindigkeitsverteilung in der Ausflußöffnung bei drei verschiedenen Querschnittformen.

Die Geschwindigkeitsmessungen wurden unmittelbar in der scharfkantigen Ausflußöffnung vorgenommen. Die Größe der Geschwindigkeit der ausfließenden Wassermasse in den einzelnen Höhenlagen der Öffnung wurde mittels einer Stauröhre gemessen, die nach den Erfahrungen der Versuchsanstalt mit größter Genauigkeit arbeitet. Es wurden drei verschiedene Querschnittformen: das Quadrat, der Kreis und ein schlitzartiges Rechteck untersucht und miteinander verglichen. Besaßen die Ausflußöffnungen bei der vorherigen Versuchsreihe angenähert die gleiche Querschnittfläche, so erhielten hier die drei Querschnittformen die gleiche Höhe t . Die Abmessungen der Ausflußöffnungen wurden vergrößert, um anhand einer großen Anzahl von Messungen den Verlauf der tatsächlichen Geschwindigkeitsverteilung möglichst einwandfrei ermitteln zu können. Mittels der Stauröhre wurde die senkrechte Geschwindigkeitsverteilung genau in der Mitte der Ausflußöffnung und die waagerechte in drei verschiedenen Höhenlagen bestimmt. Abb. 6 zeigt sie in einer quadratischen Öffnung bei zwei verschiedenen großen Druckhöhen. Nach 1. ist die theoretische Geschwindigkeitsverteilung eine Parabel 2 bis 3 (v_t -Linie). Zeichnet man die gemessenen Geschwindigkeitswerte auf und verbindet sie kurvenmäßig, dann erhält man eine senkrechte Geschwindigkeitsverteilung (v_σ -Linie) in der Mitte der Öffnung, die mit der theoretischen in keinem Punkte übereinstimmt. Statt der zu erwartenden konvexen v_t -Linie erhält man eine konkave v_σ -Linie. Der größte gemessene Unterschied zwischen v_t und v_σ tritt zwischen den Schnitten b und c , also in dem unteren Teile der Öffnung auf. Diese Geschwindigkeitsverminderung Δv ist bei beiden Druckhöhen bedeutend.

Man erhält bei:

- h_1 ein $\Delta v_{\max(I)} = 0,64$ m/sek = rd. 35,0% von v_s und bei
- h_{II} ein $\Delta v_{\max(II)} = 1,00$ m/sek = rd. 32,9% von v_s .



- 1. Versuch: $w = 0,30$ m $B = 0,65$ m
 $h = 0,28$ m $Q = 0,0516$ m³/sek
- 2. Versuch: $w = 0,30$ m $B = 0,65$ m
 $h = 0,588$ m $Q = 0,0877$ m³/sek

Abb. 6.

wenn die Verminderung auf v_s , der theoretischen Geschwindigkeit im Schwerpunkte der Öffnung, bezogen wird. Auch an der Ober- bzw. Unterkante dürfte die gesetzmäßig zu erwartende Geschwindigkeit nicht voll erreicht werden. (Schluß folgt.)

Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 15.)

c) Die Fundierung.

Im Entwurf war eine Flachfundierung der Bankette vorgesehen. Bei den Aushubarbeiten für das linke Widerlager zeigte sich, daß der vorhandene Boden nicht genügend tragfähig war, abgesehen von dem hochliegenden Fundament des Bauteils D, bei dem eine Flachfundierung möglich war. Der Boden des Vorlandes bestand aus einem schmierigen Gemisch von weichem Lehm und Kies. Sobald dieser Boden naß wird, hat er eine ähnliche Konsistenz wie plastischer Beton. Dies zeigte sich bei den späteren Einfüllarbeiten am Widerlager, wobei sich ein Böschungswinkel von nur 10° einstellte. Aus diesem Grunde mußten die Rampen durch Pfähle auf dem festen Fels bei einer zulässigen Pressung von 15 kg/cm² fundiert werden. Zur Anwendung kamen Franki-Pfähle mit 60 cm geringstem Durchmesser bei 100 t Tragfähigkeit, und zwar für alle Säulenreihen 1 bis 5 und 9 bis 12 sowie für die Fundamente der Turnhalle, während bei den Säulenreihen 6, 7 und 8 eine Pfahlfundierung überflüssig war, weil hier der Fels nur wenige Meter unter der Bodenoberfläche vorgefunden wurde und die Säulen bis zum Fels herabgeführt werden konnten.

Die Pfähle wurden sämtlich bis auf den Felsen geführt. Die Pfähle sind bewehrt durch acht spiralumschnürte Längseisen von 16 mm Durchmesser. Infolge dieser Bewehrung können die Pfähle auch Biegemomente aufnehmen und dadurch auch bei senkrechter Pfahlstellung waagerechte Kräfte auf die Fundamente übertragen. Durch die starke Ausbildung der Säulenfüße, die mit einem Durchmesser von 90 cm ausgeführt wurden, wird eine gute Auflagerung des Pfahles auf dem Felsen erreicht. Diese Einspannung wird noch dadurch verbessert, daß durch die kräftige Stampfarbeit und die damit verbundene Bodenverdrängung der Pfahl auch in den Bodenschichten selbst fest verspannt ist. Deshalb konnten die verhältnismäßig geringen waagerechten

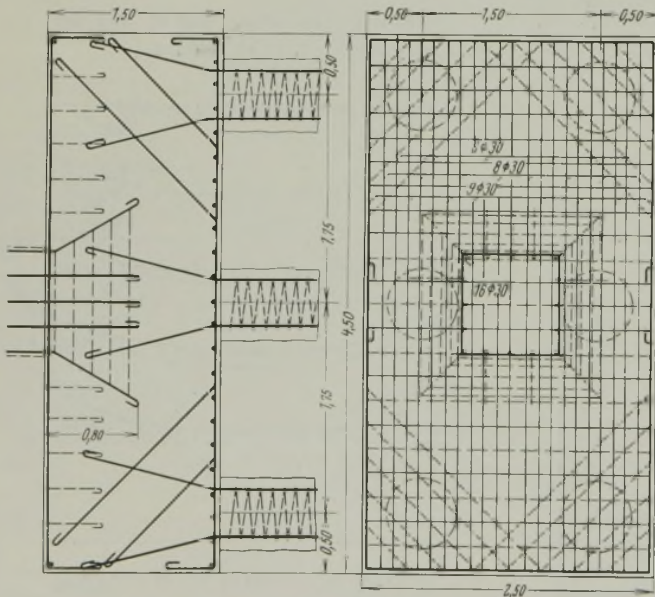
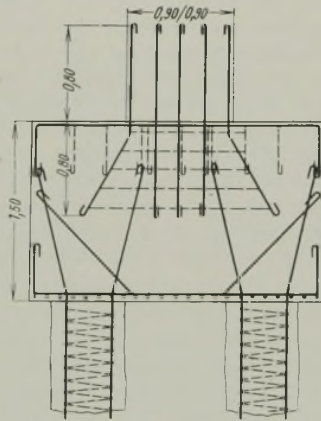


Abb. 12. Die Verbindung der Frankipfähle mit den Eisenbetonbanketten nebst Bewehrung.

Kräfte der Querrahmen infolge von Wind durch senkrechte Pfähle aufgenommen werden. Die senkrechten Pfähle wirken zusammen mit den Banketten als mehrstielige Rahmen; die Berechnung der Pfähle wurde nach Nökkentved²⁾ durchgeführt.

¹⁾ Die anlässlich der Einweihung der Brücke herausgegebene Festschrift ist ein erweiterter Sonderdruck aus der „Bautechnik“.

²⁾ Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten, Berlin 1928, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Die Aufnahme der in Richtung der Brückenachse wirkenden wesentlich größeren waagerechten Kräfte infolge der Bremskräfte der Schnellzüge konnten dagegen nicht durch Rahmenwirkung senkrecht stehender Pfähle aufgenommen werden, deshalb mußten an den beschriebenen Verankerungsstellen der einzelnen Bauteile noch Schrägpfähle angeordnet werden. Die Lage der Verankerungsstellen und die Anordnung der Schrägpfähle gehen aus der Übersichtszeichnung der Rampe hervor. Die größte Belastung eines Pfahles ergab sich unter den Außenfundamenten der Stützenreihen 9 und 12 auf Grund der Berechnung von Nökkentved zu 97,4 t; bei einem Durchmesser des Pfahlfußes von 90 cm ergibt dies eine Felspressung von 15 kg/cm². Tatsächlich ist jedoch die Pressung



Abb. 11. Die in dem Bauteil C der Rampenbrücke eingebaute Turnhalle und die Treppenanlagen an der Metternicher und der Weinbergstraße.

wesentlich geringer, weil von dem Pfahl, der infolge der Bodenverdrängung beim Rammen fest im Boden verspannt ist und dessen Durchmesser je nach der Bodendichtigkeit wechselt, wesentliche Kräfte schon durch Reibung an den Boden abgegeben werden. Die höchste Betonbeanspruchung des Pfahles ergab sich unter Berücksichtigung der Momente zu rd. 40 kg/cm². In Abb. 12 ist die Verbindung der Bankette mit den Pfählen einschließlich der Übergangsbewehrung im einzelnen für das Mittelfundament der Stützenreihe 12 dargestellt.

3. Die konstruktive Durchbildung der Gewölbe und Aufbauten der Strombrücke.

a) Grundsätzliche Überlegungen bei der Durchbildung der Gewölbekonstruktionen.

Bei den außerordentlich flachen Gewölben der Strombrücke konnten nur statisch bestimmte Dreigelenkbogen in Frage kommen, denn bei einem statisch unbestimmten System, sei es ein Zweigelenk-, Eingelenk- oder eingespannter Bogen, hätten sich infolge der Längenänderungen durch Schwinden, Temperatur, Bogenzusammendrückung und Widerlagerausweichen sehr große Zusatzmomente ergeben, die eine Gefahr für das Bauwerk bedeutet hätten. Bei einem Eingelenkbogen oder einem eingespannten Bogen sind die Verkehrslastmomente zwar wesentlich geringer und ihre Verteilung auf die Länge des Bogens ist wesentlich günstiger als bei einem Dreigelenkbogen, aber nur solange, als man bei einem Dreigelenkbogen die Kämpfergelenke unmittelbar am Kämpfer anordnet. Kragt man dagegen die Gelenke vor, so ergibt sich beim Dreigelenkbogen eine ganz ähnlich günstige Wirkung wie bei einem Eingelenkbogen oder eingespannten Bogen, und die Momente aus Verkehrslast sind dann bei einem derartigen Dreigelenkbogen nur noch unwesentlich größer. Dafür hat man aber beim Dreigelenkbogen den Vorteil, daß die zusätzlichen Biegemomente aus den obigen Ursachen verschwindend gering sind gegenüber denen der statisch unbestimmten Systeme, so daß bei flachen Brücken, unter Berücksichtigung sämtlicher Biegemomente, der Dreigelenkbogen unbedingt allen anderen Bogensystemen überlegen ist. In einer späteren Veröffentlichung werde ich über das Maß des Optimums der Auskragung noch nähere Angaben machen. Ich möchte jedoch hier schon bemerken, daß dieses Optimum im vorliegenden Falle aus anderen Gründen, auf die ich noch zu sprechen komme, nicht ausgenutzt werden konnte.

Die insgesamt 18 m breite Fahrbahn wird von zwei voneinander getrennten Gewölbestreifen von je 6,60 m Breite getragen; das Verhältnis der Gewölbebreite zur Brückenbreite ist also durch den Koeffizienten $\psi = \frac{13,2}{18} = 0,734$ gegeben. Es sollen nun zuerst die verschiedenen Gründe dargelegt werden, die zur Anordnung von zwei getrennten Gewölben geführt haben:

1. Durch die Auflösung des Gewölbes in zwei Einzelgewölbe konnten die Obergerüste zur Herstellung der beiden Gewölbestreifen zweimal verwendet werden.
2. Wie schon im Teil I erwähnt, mußten zwei Rohre von 600 mm Durchm. über die Mosel geleitet werden. Bei dem großen Durchmesser dieser Rohre war es schwierig, diese Rohre an anderen Stellen als zwischen den beiden Gewölbestreifen unterzubringen.
3. Es ist bei gewölbten Brücken sehr wichtig, die Normalpressungen durch Eigengewicht gegenüber den Biegungsspannungen aus den Verkehrslastmomenten möglich groß zu halten, denn damit wird erreicht, daß auch bei einseitiger Verkehrslast an den Rändern mehr oder weniger große Druckspannungen auftreten. Ich werde später in einem besonderen Aufsätze zeigen, daß die Sicherheit einer Brücke um so größer ist, je höher die minimalen Druckspannungen bei einseitiger Verkehrslast sind. Durch die Auflösung in zwei schmale Gewölbestreifen wird nun die gesamte Gewölbbeite im Verhältnis zur Brückenbreite sehr gering gehalten (gekennzeichnet durch den oben angegebenen Koeffizienten $\psi = 0,734$). Das bedingt aber andererseits, daß die Gewölbedicke vergrößert werden muß, um mit den zulässigen Randspannungen auszukommen bzw. um die Knicksicherheit der Bogen nach DIN 1075 nachweisen zu können. Nun wächst aber das für die Spannungen maßgebende Widerstandsmoment bei massiven Bogen mit dem Quadrate und das für die Knicksicherheit maßgebende Trägheitsmoment mit der dritten Potenz der Gewölbedicke. Daraus folgt, daß durch eine Verkleinerung von ψ eine Verminderung der Querschnittsfläche des Gewölbes erreicht wird, und damit kommt man zu höheren Eigengewichtspresungen bei gleichzeitiger Verminderung der wechselnden Spannungen aus Verkehrslast; daraus ergibt sich weiter, daß die kleinsten Druckspannungen bei einseitiger Verkehrslast vergrößert werden und die Sicherheit des Gewölbes erhöht wird.

Man kann das Maß der Sicherheit eines Dreigelenkbogens auch durch das Verhältnis der Kernweite k zur Gelenkentfernung kennzeichnen. Je günstiger dieses Verhältnis ist, um so größer wird auch die Sicherheit bei einseitiger Verkehrslast sein. Eine Verkleinerung von ψ führt aber immer zu einer größeren Kernweite.

Insbesondere haben Hohlgewölbe große Kernweiten; aus diesem Grunde bieten Hohlgewölbe größere Sicherheit als Massivgewölbe.

4. Der vierte zwingende Grund für eine Zweiteilung des Gewölbes lag jedoch in den Ausschreibungsbedingungen für den dritten Wettbewerb, in denen, wie schon erwähnt, eine stromrechte Stellung der Pfeiler und Widerlager von seiten der Rheinstromverwaltung verlangt wurde, woraus sich ein Winkel zwischen Brücke und Pfeilerachse von 70° ergab.

Bei einem eingespannten Gewölbe hätte man dieser Forderung dadurch Rechnung tragen können, daß man gemäß Abb. 13a die Erzeugenden des Gewölbes parallel den Pfeilerachsen angeordnet hätte. Diese Lösung wäre nach Abb. 13b auch für einen Dreigelenkbogen möglich gewesen, sie hätte aber zu einer treppenförmigen Abstufung der Gelenke geführt. Bei einer derartigen Abstufung der Gelenke geht aber die statische Bestimmtheit des Dreigelenkbogens verloren. Da die Gelenkachsen nicht mehr in der Geraden liegen, müssen sich die einzelnen Gelenke gegenseitig behindern; besonders stark ist die Behinderung an den Kämpfergelenken infolge des großen Abstandes der durch die einzelnen Gelenke gehenden Gewölbekräfte, während im Scheitel diese Behinderung fast vollständig wegfällt, weil die waagerechten Schübe aller Gelenke in einer Ebene liegen. Ein derartiges System liegt deshalb in seiner Wirkungsweise zwischen einem Eingelenk- und einem Dreigelenkbogen. Eine Verminderung dieser Behinderung läßt sich wohl dadurch erreichen, daß man die Gewölbe nach Abb. 13c in ebenso viele Rippen auflöst, als Einzelgelenke vorhanden sind. Da aber nunmehr mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der einzelnen Rippen senkrecht zu den Tragwandebenen diese durch Querriegel ausgesteift werden müssen, die eine unabhängige Verbiegung der einzelnen Rippen ausschließen, ergibt sich in diesem Falle ein statisch vielfach unbestimmtes System, dessen genaue Berechnung nicht möglich ist.

Eine klare statische Lösung ist nur dann gegeben, wenn die einzelnen Rippen so breit gewählt werden, daß jede für sich die notwendige Knicksicherheit senkrecht zur Tragwandebene besitzt. Damit ergab sich dann von selbst die Auflösung des Gesamtquerschnitts nach Abb. 13d in zwei vollständig voneinander getrennte Gewölbestreifen von 6,60 m Breite, die in einem so großen Zwischenraum voneinander angeordnet werden mußten, daß die beiden erwähnten großen Rohre untergebracht werden konnten. Bei der Bemessung des lichten Abstandes der beiden Gewölbe mußte auch darauf geachtet werden, daß der Schwerpunkt der gesamten Eigengewichts- und Verkehrslasten des halben Brückenquerschnitts möglichst mit der Mitte jedes Gewölbestreifens zusammenfiel, um die zusätzlichen Drehungsmomente klein zu halten.

In statischer Hinsicht hätte man natürlich auch an Stelle der in Abb. 13d dargestellten Lösung ein einziges Gewölbe nach Abb. 13e

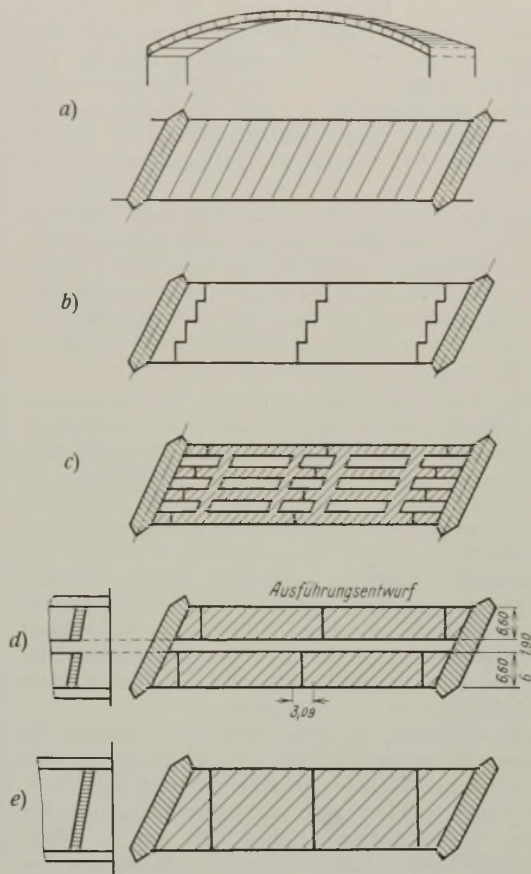


Abb. 13.
Die verschiedenen Möglichkeiten der Ausbildung einer schrägen Brücke.

Ich komme nun zu der Gesamteinteilung der verschiedenen Strombögen. Hierfür waren die Bestimmungen der Rheinstromverwaltung bezüglich der rechten Öffnung maßgebend. Hiernach war verlangt, daß die Außenkante des stromrecht gestellten Flußpfeilers 117,8 m von der Marksteinlinie am rechten Ufer entfernt sein mußte; damit ergab sich eine lichte Weite dieser Öffnung von Widerlager bis Pfeiler von 118,66 m. Die gesamte Länge der Strombrücke sollte von der Marksteinlinie des rechten Ufers bis zum linken Widerlager 335,6 m und damit von Widerlager zu Widerlager 336,46 m betragen. Für die linke Öffnung war des weiteren eine Mindestlichtweite von 95 m vorgeschrieben, so daß der Konstrukteur nur in der Stellung des linken Pfeilers freie Hand hatte.

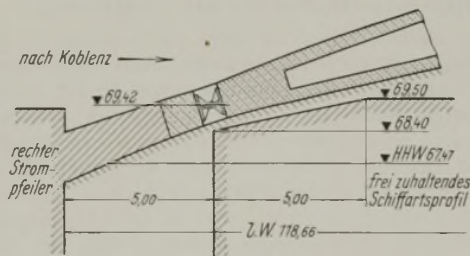


Abb. 14.

Erschwerend war vor allem die Bedingung, daß gemäß Abb. 14 die Gewölbeleitung des rechten Bogens so hoch gelegt werden mußte, daß in einer Entfernung von 5 m von Außenkante Pfeiler eine lichte Höhe bis Kote + 68,4 m über NN und in 10 m Entfernung eine solche bis Kote + 69,50 m über NN frei gehalten werden mußte. Dabei ist noch zu bedenken, daß noch etwa 30 cm Höhenverlust dadurch eintrat, daß die Gewölbeerzeugenden senkrecht zur Brückenachse verlaufen, die Achse des frei zu haltenden Lichtraumprofils dagegen stromrecht verläuft (Winkel zwischen beiden Achsen = 70°). Diese scharfe, sehr ungünstige Ecke des Lichtraumprofils war der Grund, warum die Gelenke nur 5 m ausgekragt wurden; denn an der Stelle des Gelenkes konnte man die Gewölbedicke sehr gering halten und dadurch die ungünstige Wirkung dieser scharf in die Gewölbelinie einspringenden Ecke des Lichtraumprofils einschränken.

Bei dieser Lage des Gelenkes ergaben sich bei einer Lichtweite von 118,66 m eine Gelenkspannweite von 107 m und unter vollständiger Ausnutzung der zugelassenen Rampensteigung eine Pfeilhöhe von 8,12 m und damit ein Pfeilverhältnis von $l/f = 13,18$. Wäre diese scharf einspringende Ecke des Lichtraumprofils nicht vorhanden gewesen, dann hätte man aus wirtschaftlichen Gründen die Gelenkspannweite auf etwa 100 m verkleinert und damit im Bogen etwa 15% kleinere Biegemomente aus Verkehrslast erhalten, da diese Biegemomente proportional dem Quadrat der

wählen können, bei dem die Gelenkachsen senkrecht zur Brückenachse angeordnet gewesen wären, aber eine derartige Lösung hätte nicht nur den Darlegungen zu Punkt 1 bis 3 widersprochen, sondern hätte auch den Nachteil gehabt, daß die auskragenden Gewölbehälse auf der einen Seite des Gewölbes sehr lang, auf der anderen Seite sehr kurz gewesen wären, und außerdem hätten sich, wie der Vergleich der Querschnitte von Abb. 13d u. e zeigt, ein sehr langer ungünstiger Schräganschnitt der Gewölbe an den Pfeilern ergeben, der konstruktiv wie auch architektonisch vollständig unmöglich gewesen wäre, während bei der tatsächlich ausgeführten Lösung nach Abb. 13d kaum eine störende Wirkung vorhanden ist, wie die verschiedenen Abbildungen zeigen.

Gelenkspanweite sind. Allerdings hätte man damit ein Pfeilverhältnis von rd. $l/f = 14$ erhalten. Derartige flache Pfeilverhältnisse sind aber gerade bei Eisenbetonkonstruktionen nicht bedenklich, da hier die Verhältnisse bezüglich der Scheitelsenkung aus Verkehrslast wesentlich günstiger liegen als bei einer Stahlkonstruktion, weil bei Eisenbeton der Quotient Spannungen aus Verkehr zum Elastizitätsmodul, der für die Scheitelsenkungen maßgebend ist, wesentlich geringer ist als bei Stahl.

Das weite Vorkragen der Gelenke hat naturgemäß auch Nachteile. Diese bestehen, abgesehen von den schon besprochenen flacheren Pfeilverhältnissen, in den größeren Biegemomenten der Konstruktion außerhalb der Gelenke, d. h. im Gewölbehals und vor allem in der Fundamentsohle; bei gutem Baugrund, besonders bei Fels, wie er in Koblenz vorhanden ist, spielt aber dieser Gesichtspunkt keine Rolle, da hierdurch die Größe der Fundamente nur in geringem Maße beeinflusst wird.

Für die Konstruktion dieses sehr weit und sehr flach gespannten rechten Bogens konnte sowohl eine massive wie auch eine Hohlbogenkonstruktion in Frage kommen. Bei einem Massivbogen hätte sich aber fast der 1,5fache Gewölbeschub ergeben wie bei einem Hohlbogen, besonders da man bei derartig kühnen Massivgewölben die zulässigen Spannungen von 90 kg/cm^2 wegen der vorgeschriebenen Knicksicherheit bei weitem nicht ausnutzen kann. Damit hätte dann das Widerlager auf der Koblenzer Seite wesentlich schwerer ausgebildet werden müssen. Auch hätte es Schwierigkeiten gegeben, den Schub des großen Bogens mit dem Schube des anschließenden kleineren Mittelbogens auszugleichen. Man hätte einen Teil des Schubes von dem Stropfpfeiler aufnehmen und diesen wesentlich verstärken müssen. Außerdem hätte man den Mittelbogen unnötig schwer halten müssen.

Es war im Gegenteil erwünscht, an dem rechten Stropfpfeiler die Schübe der anschließenden Öffnungen möglichst auszugleichen, um eine symmetrische Form dieses hohen Pfeilers zu erhalten, und zwar nicht nur wegen des äußeren Bildes, sondern auch mit Rücksicht auf die Absenkung des Senkkastens. Dieser Ausgleich der Schübe war in vollem Maße möglich, da für die anschließende Mittelöffnung ein Massivgewölbe vorgesehen wurde. Die nachstehende Tabelle zeigt, daß für den maßgebenden Belastungsfall $g + p/2$ die beiderseitigen Gewölbeschübe genau ausgeglichen sind. Bei dem linken im Vorlande stehenden Pfeiler, dessen Schaft bis zu den Gewölbehälsen nur 3 m hoch ist, war es dagegen möglich, die Achse des Pfeilers etwas schräg zu stellen, ohne daß dies in der Außenansicht zu sehen ist, und damit konnte ein Teil des Gewölbeschubes des Mittelbogens nach dem Fels abgeleitet werden. Aus diesem Grunde ist die lichte Weite der Mittelöffnung 10 m größer gewählt worden als die der linken Öffnung. Durch diese Maßnahme wurde der

Schub auf das linke Widerlager verringert, und damit konnte dieses etwas leichter gehalten werden.

Bei Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen empfiehlt es sich immer, den Schub der größeren Öffnung zum Teil durch die Zwischenpfeiler aufzunehmen, denn diese sind durch die anschließenden Bogen schwer belastet und können deshalb ohne Verstärkung durch eine geringe Schrägstellung der Achse einen Teil des Gewölbeschubes aufnehmen, wodurch die Widerlager entlastet werden. Natürlich ist diese Maßnahme nur möglich, wenn die Zwischenpfeiler schräg gestellt werden können; dies ist aber meistens nur dann der Fall, wenn der Pfeilerschaft oberhalb des Geländes nicht allzu lang ist. — Die Größe der Schübe der einzelnen Öffnungen sowie die wichtigsten Angaben über die Gewölbe selbst sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

	Rechte Öffnung m	Mittel- öffnung m	Linke Öffnung m
Lichte Öffnung $w =$	118,66	105,00	100,00
Gelenkspanweite $l =$	107,00	95,00	90,00
Pfeilverhältnis $l/f =$	13,18	11,30	10,77
Kühnheitszahl $l^2/f =$	1410	1073	968
Krümmungshalbmesser im Scheitel $l^2/8f =$	176,3	134	121
H_g	9 380	9 600	8 160
H_p	1 855	1 410	1 272
$H_g + p/2$	10 307	10 305	8 796
$H_g + p$	11 235	11 010	9 432

Wie schon erwähnt, ist bei $g + p/2$ ein vollständiger Ausgleich der Gewölbeschübe der rechten und der mittleren Öffnung vorhanden. Bei Eigengewicht allein ist dagegen der Schub des mittleren Bogens und bei Eigengewicht und voller Verkehrslast der des rechten Bogens um etwa 220 t größer.

Der Schub des linken Bogens beträgt bei $g + p/2$ 8796 t und ist also um 1509 t kleiner als der 10 305 t betragende Schub des Mittelbogens. Es werden also 15% des gesamten Schubes der Mittelöffnung durch den Zwischenpfeiler und 85% von dem linken Endwiderlager aufgenommen.

Bei der Ermittlung der Spannungen wurden außer den Spannungen aus Eigengewicht und Verkehr auch die zusätzlichen Spannungen durch Schwinden, Temperatur und Bogenzusammendrückeung berücksichtigt. (Fortsetzung folgt)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verstärkung der Fahrbahnträger der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ujpest (Ungarn).

Von Dr. Ing. Imre Korányi, Oberingenieur in der Brückenbauabteilung der Direktion der Kgl. ungarischen Staatseisenbahnen, Budapest.

(Schluß aus Heft 18.)

III. Grundlagen der statischen Berechnung der Verstärkung.

Zur Berechnung der neuen Querbalken müssen wir in erster Linie über das Kräftespiel der Längsträger ins Reine kommen, denn von diesem hängt die Anteilnahme der neuen bzw. der alten Querträger an der durch die Schwellenträger vermittelten Belastung ab. Der Längsträger ist ein durchgehender Träger, der sich an die beiden Querträgerarten in grundsätzlich verschiedener Weise anschließt. Er wird durch die bestehenden Querbalken völlig unterbrochen; es sind nur seine Stehbleche mittels Anschlußwinkel mit den Querträgern vernietet, so daß der Längsträger an dieser Stelle nur zur Aufnahme ganz geringer Momente fähig ist. Im Gegensatz hierzu wird er beim neuen Querträger mit seinem vollen Querschnitt, also samt Gurtwinkeln und Gurtplatten durchgeführt und erleidet bloß im Stehbleche eine geringe, 13 cm hohe Schwächung, die zum Durchstecken des Querträgeruntergurtes erforderlich ist. Mithin kann der Längsträger keinesfalls aus Trägern auf zwei Stützen zusammengesetzt aufgefaßt werden. Er muß vielmehr als durchgehender Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment (J ändert sich von 27 000 bis 338 000 cm^4) berechnet werden. Auch dürfen wir die Stützen der Schwellenträger — die Querbalken — keineswegs als unbeweglich betrachten, sondern wir müssen sie als elastisch nachgiebig in Rechnung ziehen, um so mehr, als sie auf die einwirkenden Kräfte verschieden reagieren. Der bestehende Querbalken ist ein Vollwandträger, der neue ein Fachwerkträger; das Material jener ist Schweiß-eisen, das der neuen ist Flußstahl. Der neue Querträger nimmt keinen Anteil am Tragen der Fahrbahngewichte, diese entfallen auf den alten Querträger. Nähmen wir die Stützen des Schwellenträgers bei dessen Berechnung als fest an, was bei normalem Fahrbahngerippe ohne weiteres zulässig wäre, so erhielten wir nicht nur von der Wirklichkeit stark abweichende Ergebnisse, sondern würden damit auch Material verschwenden. Um gleichwertige Unterstützungen zu erhalten, müßten wir den neuen Querträger zumindest so bemessen, daß seine Steifigkeit der des bestehen-

den Querbalkens gleichkommt. Selbst in diesem Falle würden sich grundsätzliche Unterschiede im Kräftespiel der elastisch und der unbeweglich gestützten Längsträger aufrecht erhalten (Abb. 18 veranschaulicht ihre Einflußlinien).

Wir wollen nun so steif bemessene neue Querträger einbauen, daß durch sie die alten Fahrbahnträger nur dermaßen entlastet werden, daß der verhältnismäßig schwächere Träger noch vollständig ausgenutzt bleibt.

Nach mehrmaligen Versuchen gelang es, die Gestalt und die Abmessungen des neuen Querträgers so zu bestimmen, daß die Festigkeits- wie auch die Steifigkeitsbedingungen gut erfüllt sind. Der bestehende Querbalken ist nämlich nur in dem erforderlichen Maße entlastet, denn er wird nach seiner Verstärkung unter der vorgeschriebenen Belastung so stark beansprucht, daß die zulässige Spannung (1280 kg/cm^2) erreicht wird. Den neuen Querträger dürfen wir also nicht schwächer halten; die in seinem Obergurt auftretende Spannung beträgt 1180 kg/cm^2 (zulässig $\sigma_k = 1227 \text{ kg/cm}^2$), er ist mithin ebenfalls fast vollständig ausgenutzt.

Um das Ergebnis der statischen Berechnung mit genügender Genauigkeit prüfen zu können, müssen wir den Längsträger als elastisch gestützten durchlaufenden Träger auffassen. Die Nichtbeachtung des Umstandes, daß die Schwellenträger elastisch gestützt sind, wäre mit der Verwerfung des Grundgedankens und hiermit des Wesentlichen der ganzen Verstärkung gleichbedeutend.

Der über die ganze Brückenlänge durchlaufende Längsträger stellt einen Träger auf 21 Stützen dar, der 19mal statisch unbestimmt ist, wobei das Maß der Stützpunktverschiebungen vom Kräftespiel abhängt und sich aus den Formänderungen der Haupt- und Querträger zusammensetzt. Die Durchführung der Berechnung in dieser umständlichen Art lohnt sich nicht. Es lassen sich aber wesentliche Vereinfachungen einführen, die das Ergebnis nur in unbeträchtlichem Maße beeinflussen:

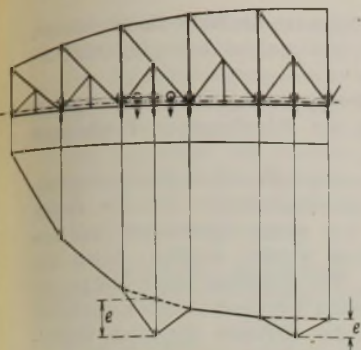


Abb. 17. Formänderungslinie des Hauptträgers.

1. Wir nehmen in den oberhalb der bestehenden Querträger liegenden Stützpunkten ein eingeschaltetes Gelenk an. An diesen Stellen sind die Längsträger ganz unterbrochen, es sind nur ihre Stehbleche mit Anschlußnieten vernietet. Diese Verbindungen können nur geringe Momente aufnehmen; beim Auftreten größerer Momente entstehen örtliche Formänderungen, so daß eine gelenkartige Wirkungsweise eintritt. (Die Annahme, daß das Stehblech an den genannten Stellen durchgeführt sei, führte zu Ergebnissen, die von denen auf Grund der erstgenannten Auffassung nur unwesentlich abwichen. Die Wahrheit wird wohl zwischen den beiden Annahmen liegen.) Durch Einschaltung der Gelenke wird der Längsträger zu einem zehnfach statisch unbestimmten Tragwerke vereinfacht. Wären die Unterstützungen unbeweglich, so wäre das Tragwerk in gewöhnliche zweifeldrige Trägereile zertrennbar, aber infolge der elastischen Stützungen verursacht eine irgendwo auf den Träger wirkende Kraft Formänderungen in dem Haupttragwerke und wirkt dadurch theoretisch auch auf das entfernteste Längsträgerfeld ein.

2. Die lotrechten Verschiebungen der Längsträgerunterstützungen setzen sich aus zwei Teilen zusammen: aus der eigenen Formänderung des Querbalkens und aus den Stützpunktverschiebungen des letzteren, d. h. aus den Senkungen der Hauptträgerknotenpunkte. Die zuletzt genannten Verschiebungen sind nicht proportional der auf den Querträger entfallenden Belastung, sondern sie werden durch die auf der Brücke befindliche Gesamtbelastung hervorgerufen. Der bezügliche Plan der lotrechten Verschiebungen sieht dem in Abb. 17 dargestellten ähnlich. Die zu den alten Querträgern gehörenden Knotenpunkte liegen auf einer stetigen Linie, die zu den neuen gehörenden springen aus ihr hervor (*e*). Diese Vorsprünge sind mit genügender Genauigkeit der Querträgerbelastung proportional. Die stetige Linie ist die Formänderungslinie des ursprünglichen Systems, die Vorsprünge *e* sind die Dehnungen der neu eingesetzten Hilfsständer.

Bei Berechnung der Längsträger dürfen die Verschiebungen des Hauptträgers vernachlässigt werden. Die Stützpunktsenkung beeinflusst nämlich das Kräftespiel eines durchgehenden Trägers nur, insoweit sie die Trägerachse verbiegt. Dies geschieht aber nur durch den Unterschied der Verschiebungen, denn wäre dieser gleich Null, so nähme der Träger nur eine schiefe Lage ein, ohne sich dabei zu verbiegen. Da oberhalb der bestehenden Querträger Gelenke gedacht sind, wird die Berechnung nur durch jene Richtungsänderungen beeinflusst, die bei den neuen Querträgern zustande kommen. Diese aus den Verschiebungen des Hauptsystems berechnete Differenz zweiter Ordnung ist so klein, daß ihre Vernachlässigung für das Endergebnis belanglos ist. Aus diesem Grunde haben wir die Verschiebungen des Hauptsystems außer acht gelassen und dadurch die am schwierigsten zu handhabenden Werte, die mit den Längsträgerauflagerdrücken nicht proportional veränderlichen Stützpunktsenkungen der Querträger ausgeschieden.

Die Dehnung des neuen Hilfsständers darf selbstverständlich nicht vernachlässigt werden (Abb. 17), denn diese fällt immer zwischen zwei Gelenke und verursacht eine bedeutende Richtungsänderung der betreffenden Längsträgerachse. Infolge des Durchgehens des Hauptträgeruntergurtes wirkt zwar die Belastung des neuen Querbalkens auch auf die benachbarten Felder zurück; diese Wirkung ist aber so verschwindend klein, daß

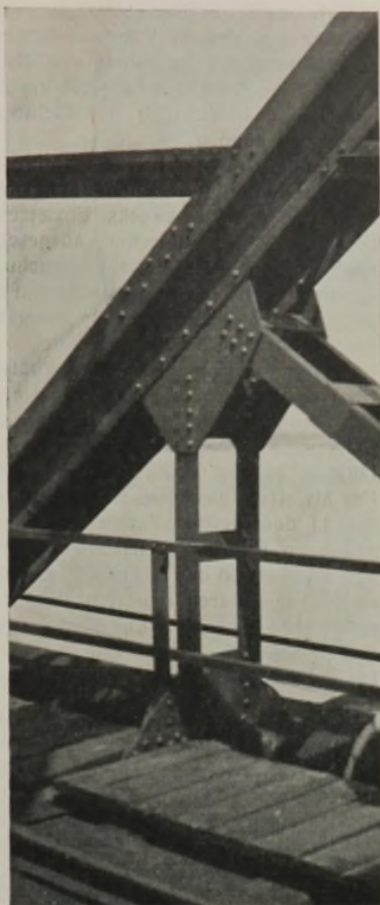


Abb. 16. Das Feld neben dem Endständer fertig.

wir von ihr absehen. In diesem Falle können wir annehmen, daß die Dehnung des neuen Hilfsständers — wie es bei der eigenen Verschiebung des angeschlossenen Querbalkens der Fall ist — der auch auf diesen wirkenden Kraft proportional ist. Da mithin die Formänderungen des Querträgers und des Hilfsständers von derselben Kraftwirkung abhängig sind, werden wir die beiden als zusammengehörig auffassen und die eigene Durchbiegung des Querträgers auf den oberen Pfostenendpunkt beziehen.

Nach dieser Ergänzung haben wir nunmehr die Formänderung des Hauptträgers außer acht gelassen und nur die eigene, der auf ihn entfallenden Belastung proportionale Verschiebung des Querträgers in Betracht gezogen.

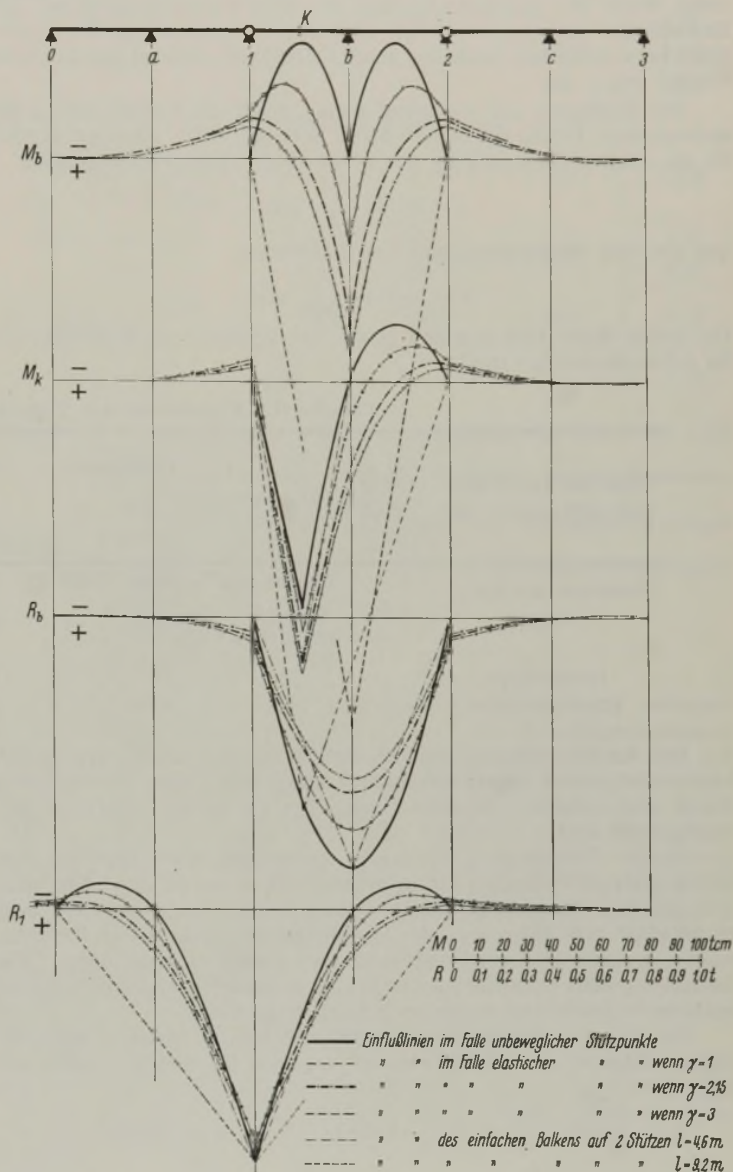


Abb. 18. Einflußlinien.

M_b = Längsträgermoment an der Verbindungsstelle des neuen Querträgers;
 M_k = Moment in der Mitte der neuen (hablerten) Öffnung;
 R_b = Auflagerkraft des Längsträgers am neuen und
 R_1 = Auflagerkraft am alten Querträger.

3. Infolge der eingeschalteten Gelenke nimmt die auf die benachbarten Schwellenträger ausgeübte Wirkung der Stützpunktsenkungen mit der Entfernung rasch ab. Wir erhalten auch dann ganz genaue Ergebnisse, wenn wir — den zwischen zwei Gelenken liegenden Teil als ein Feld auffassend — für den untersuchten Längsträger nur die Wirkung der zwei anliegenden Felder beachten. — Mit diesen Vereinfachungen entstand der in Abb. 18 oben dargestellte dreifach statisch unbestimmte Träger, dessen Kräftespiel untersucht werden soll.

Da die Hilfsständer nicht gleich lang sind, werden die Verschiebungen der einzelnen Querträger auch nicht dieselben sein. Es folgt daraus, daß das Kräftespiel der Schwellenträger, von ihrer Lage abhängig, auch verschieden sein wird. In dieser Hinsicht nehmen die neuen Querbalken der Endfelder, ferner jene der mittleren Felder der Brücke äußerste Lage ein. Bei letzteren sind die Stützpunktverschiebungen der nebeneinander liegenden Längsbalken fast gleich groß, denn die Hilfsständerlängen weisen nur ganz geringe Unterschiede auf.

Es genügt, das Kräftepiel dieser äußerst gelegenen Längsträger zu kennen, denn alle anderen fallen zwischen diese.

Bei der Berechnung der Längsträger, als durchlaufender Träger auf elastischen Stützen, benutzen wir als bekannt die folgenden Werte:

s_a die lotrechte Verschiebung des alten Querträgers unter der Last $P_o = 1$ t,

$s_n = \gamma s_a$ die Verschiebung des neuen Querträgers und

α_{oo} die relative Verdrehung der Endquerschnitte des statisch bestimmten Längsträgers unter dem Einfluß von $M_o = 1$ tm.

Die Übereinstimmung des berechneten und wirklichen Kräftepiels bzw. der erzeugten Spannungen hängt ab davon, wie genau die berechneten Werte der genannten Größen der Wirklichkeit entsprechen. Die Einflußlinien der Abb. 18 stellen auch die Veränderlichkeit des Kräftepiels bei verschieden elastischen neuen Querträgern, also bei verschiedenen Werten von γ , dar.

Die Richtigkeit der Rechnung wurde durch die Probelastung der unverstärkten Brücke im vollen Maße bestätigt. Wir erhielten nämlich für die relative Durchbiegung des alten Querträgers rechnergemäß

$$s = 10,756 \cdot \frac{P_o}{E_s} \text{ mm,}$$

und aus dem Messungsergebnis zurückgerechnet

$$s = 10,414 \cdot \frac{P_o}{1800} \text{ mm.}$$

Die beiden Werte sind praktisch gleich. (E_s bedeutet das Elastizitätsmaß für Schweißisen in t/cm².)

1. das der Brücke entnommene alte Material, um feststellen zu können, ob wir bei dessen Verwendung nicht etwa einer beängstigenden Erscheinung gegenüberstehen, und führten

2. eine Probelastung aus, um aus den Spannungs- und Durchbiegungsmessungen hinsichtlich der Richtigkeit der Berechnungen Folgerungen ziehen zu können.

Im folgenden geben wir die Messungsergebnisse auszugweise bekannt.

1. Die eingefressenen Längsträgeranschlußwinkel und die ovalen Blechstücke, die zwecks Einsetzens der neuen Querbalken aus den Schwellenträgerstehblechen ausgeschnitten werden mußten, boten uns reichen Stoff zur Materialuntersuchung. Wir erprobten diese Stücke, um dadurch die Festigkeitseigenschaften des alten Brückenmaterials nachträglich prüfen zu können. Es war besonders das Material der alten Winkelaschen, das — 36 Jahre hindurch — eben wegen der Unterbemessung der Längsträgeranschlüsse — den größten Stoßwirkungen ausgesetzt — erhebliche Spannungen zu erleiden hatte.

Die mit Autogenflamme ausgeschnittenen Bleche wurden Zug- und Biegeproben sowie etlichen metallographischen Untersuchungen unterworfen. Letztere zeigten, daß das Schweißisen stellenweise stark verschlackt ist. Das Material bestand auch die Biegeversuche nicht tadellos, denn es teilte sich in den meisten Fällen, einer Schicht entlang, auf. Trotz dieser ungünstigen Ergebnisse beruhigten uns die Zugversuche in der Hinsicht, daß das Material der Sicherheit, der die zulässigen Spannungen für Schweißisen laut unseren neuesten Vorschriften angemessen sind, vollkommen entspricht. Auf eine Ermüdung des Materials wies keine Spur hin, so daß — wie zu erwarten war — von einer solchen keine Rede sein kann. Die Ergebnisse der Zugversuche teilen wir zusammengefaßt in Tabelle II mit.

Tabelle II. Ergebnisse der Zugversuche mit dem alten Brückenmaterial.

Von wo der Probestab entnommen ist?	Zahl der Probestäbe	Werte	Fließgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Zusammenziehung	Bemerkung
			σ_f	σ_z	ϵ_m	ψ_c	
			kg/cm ²		‰		
Stehblech der Längsträger	6	Grenzwerte	2640—2950	3520—3820	16,9—24,2	24,1—37,2	Die Bruchflächen zeigen grobe Schichten, darunter auch Schlackenschichten
		Durchschnittswert	2810	3660	21,2	30,3	
Längsträgeranschlußwinkel	2	1.	2600	3230	22,0	36,7	
		2.	2680	3750	16,0	31,6	

Bei der Durchbiegungsberechnung des neuen Querbalkens wurde berücksichtigt, daß dieser ein Fachwerkträger ist; seine Formänderung wurde aber ermäßigt, da seine Gurte über die ganze Trägerlänge steif durchgeführt sind.

Zu der Durchbiegung des neuen Querträgers wurde die elastische Dehnung des Hilfsständers hinzugerechnet; dabei wurde auch nicht außer acht gelassen, daß dieser nicht die ganze Reaktion zu tragen habe, denn es beteiligt sich daran auch der Hauptträgeruntergurt. Diese Reduktion wurde in Anbetracht der Kontinuität des Untergurtes ausgeführt. Diese Berechnung führt natürlich, auch wegen der verschiedenen langen Hilfsständern, bei jedem Querbalken zu einem anderen Ergebnisse.

Die für die einzelnen Querträger berechneten Summen der Querträgerverformung und Hilfspostendehnung sind (in mm) der Reihe nach folgende:

$$s_a = 19,106 \cdot \frac{P_o}{E_s} \quad s_c = 21,583 \cdot \frac{P_o}{E_s} \quad s_e = 23,093 \cdot \frac{P_o}{E_s}$$

$$s_b = 20,644 \cdot \frac{P_o}{E_s} \quad s_d = 22,657 \cdot \frac{P_o}{E_s}$$

Die Differenzen zwischen den Werten s sind in Brückenmitte gering. Als Berechnungsgrundlage wurde der Wert s_e , für den Endquerträger aber wurden die wirklichen, veränderlichen Werte angenommen.

Bei obigen Berechnungen wurde das Verhältnis der Elastizitätsmaße für Flußstahl und Schweißisen $E_f : E_s = 1,1$ angenommen.

Aus den bekanntgegebenen Werten berechnet sich $\gamma = 23,096 : 10,756 = 2,1473$. Mit diesem Werte sind die in Abb. 18 sichtbaren Einflußlinien gezeichnet. Dasselbst sind auch — zwecks Ermöglichung eines Vergleichs — die für den unbeweglich unterstützten, zweifeldrigen Längsbalken, mit veränderlichem Trägheitsmoment, weiter die mit $\gamma = 1,0$ (der Fall gleichsteifer neuen und alten Querträger) bzw. mit $\gamma = 3,0$ für elastisch nachgiebige Träger berechneten Einflußlinien eingetragen. Die zwischen diesen Einflußlinien merkbaren, beträchtlichen Unterschiede rechtfertigen unseren Standpunkt, daß die Längsträgerunterstützungen als elastisch nachgiebig zu betrachten sind.

IV. Versuchs- und Messungsergebnisse.

Die ausgeführten Versuche bzw. Messungen hatten den Zweck, über das alte Material und das Verhalten des durch die Verstärkung abgeänderten Trägersystems Auskunft zu geben. Demgemäß untersuchten wir

2. Als wir mit den Verstärkungsarbeiten der ersten Öffnung fertig waren, fand eine Probelastung statt, die sowohl auf die verstärkte wie auf die unverstärkte Brücke erstreckt wurde. Anhand dieser Probelastung wurden Spannungs- und Durchbiegungsmessungen vorgenommen, deren Ziel die Prüfung der erläuterten Berechnungsweise war. Als Belastung diente bei dieser Gelegenheit eine Lokomotive, Reihe 342, die die schwerste Tenderlokomotive der Staatseisenbahnen darstellt. Wir haben diese absichtlich so ausgesucht, daß sich die Belastung nicht über die mit gleichem Vorzeichen gekennzeichnete Einflußfläche erstreckte. Die Probelastung wurde in einem Zeitpunkte ausgeführt, als der Fahrbahnrost der ersten Öffnung bereits verstärkt war, als aber die Verstärkung der nächsten Öffnung noch nicht begonnen war, und so standen zum Vergleich der Messungsergebnisse, eine ideale Grundlage bietend, auf ganz gleichen Tragwerken Felder im verstärkten und im unverstärkten Zustande zur Verfügung.

Es wurden — wie gesagt — Spannungs- und Durchbiegungsmessungen vorgenommen. An jeder Messungsstelle wurden womöglich vier Instrumente angebracht, und zwar je zwei symmetrisch zur Brückenachse. Jede Messung wurde wiederholt, so daß jedes Meßergebnis einen Durchschnittswert von mindestens 8 bzw. 16 Ablesungen darstellt.

A. Durchbiegungsmessungen. Es wurde die relative Durchbiegung der Querträger gemessen. Zu diesem Zwecke bedienten wir uns eines zu den Hauptträgern gelenkig befestigten Holzbalkens, an dem, genau in den Längsträgerachsen, Staeger-Leunersche Meßapparate befestigt waren (Abb. 19); mit diesem lassen sich bis auf $1/100$ mm genaue Messungen vornehmen. Der Holzbalken senkt sich mit dem Hauptträger, ohne sich dabei zu verdrehen, so daß das Instrument — bei der erwähnten Einstellung — die auf den Hauptträgeruntergurt bezogene relative Verschiebung der Längsträgerheftstellen mißt: d. h. das Messungsergebnis enthält bei den neuen Querträgern die Dehnung der Hilfsständern nicht. Die Genauigkeit der Messung wird durch die Unvollkommenheit der angewendeten Gelenke einigermaßen beeinflußt. Dies bewirkt, daß sich auch der Holzbalken etwas durchbiegt und daher die Ablesungen etwas

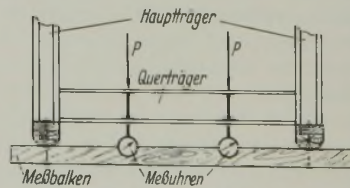


Abb. 19. Einrichtung der Durchbiegungsmessungen an den Querträgern.

verändert. Unsere Messungen erstreckten sich auf den dritten alten und bei der verstärkten Konstruktion außerdem auch auf den dritten neuen Querträger.

Um die Messungsergebnisse gut prüfen zu können, haben wir auch die zum dritten Längsträger gehörenden genauen Einflußlinien bestimmt, also nicht die des mittleren Längsträgers benutzt.

Die Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen sind in der Tabelle III zusammengefaßt. Daraus ist zu ersehen, daß die Messungsergebnisse die Richtigkeit unseres Berechnungsverfahrens vollkommen bestätigen.

Tabelle III. Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen.

Messungsstelle	1)	E t/cm ²	Durchbiegung in mm			r m
			berechnet		gemessen ²⁾ m	
			r	m		
am alten	e ₁	1800	1,488	1,546 ³⁾	1,543	1,002
	2.	1800	1,604			
alten	e ₂	1800	0,961		0,990	0,971
neuen	e ₃	1,1 · 1800 ≈ 2000	1,344		1,311	1,025

- 1) 1. = bei der Berechnung wurde der Längsträger als Träger mit zwei Stützen aufgefaßt,
2. = bei der Berechnung wurde der Längsträger als durchlaufender Träger aufgefaßt.
- 2) Durchschnittswerte der Messungsergebnisse.
- 3) Durchschnittswert von 1. und 2.

B. Spannungsmessungen. Zur weiteren Kontrolle unserer Berechnungen wurden mit Huggenbergschen Apparaten Spannungen gemessen. Instrumente wurden an folgenden Stellen angebracht: auf der unverstärkten Brücke am dritten Längs- und Querträgeruntergurt; auf der verstärkten Brücke am Unterurt des dritten alten Querträgers (in der Mitte) und des dritten Längsträgers (im Viertel, d. h. in der Mitte der neuen Spannweite), ferner am Oberurt des dritten neuen Querträgers (in der Mitte), und schließlich an dem zum neuen Querträger gehörenden Hilfsständer.

Die Spannungsmessungen ergaben nicht vollkommen einwandfreie Ergebnisse. Da diese äußerst empfindlichen Instrumente der Erschütterungswirkung der Züge ausgesetzt werden durften, mußten sie in der zur Verfügung stehenden kurzen Zugpause eilig befestigt werden, was nicht in der erwünschten Weise gelang, so daß sich einige Apparate verschoben haben.

Diese Apparate haben übrigens einen kleinen Leerlauf, so daß sie stets eine etwas kleinere Spannung zeigen. Die Streuung der Ablesungen weist auch auf geringere Zuverlässigkeit. Die Messungsergebnisse sind auch aus dem Grunde unsicher, weil das Instrument selbstverständlich nicht unmittelbar Spannungen, sondern Dehnungen oder Verkürzungen mißt, aus denen wir nur auf Grund eines angenommenen, also nicht gemessenen Elastizitätsmaßes auf die Spannungen schließen können. Das Elastizitätsmaß verändert sich besonders bei altem Material zwischen sehr verschiedenen Wertgrenzen.

Außerdem gab es verschiedene störende Umstände, die aus konstruktiven Notwendigkeiten herkommen; so die Niete, Knotenbleche usw., die bei der Berechnung nicht beachtet werden.

In Anbetracht all dieser Umstände, die die Verlässlichkeit der Spannungsmessungen im gegebenen Falle abmindern, fanden wir, daß die erhaltenen, in der Tabelle IV angegebenen Meßergebnisse mit den rechnermäßigen Werten ziemlich gut übereinstimmen. Zum Vergleich eignen sich auch

hier die Verhältniszahlen, deshalb haben wir die letzte Spalte der Tabelle IV berechnet. Diese enthält das Verhältnis der rechnermäßigen und gemessenen Spannungen.

Tabelle IV. Ergebnisse der Spannungsmessungen.

Messungsstelle	1)	Spannung in kg/cm ²		r m
		berechnet	gemessen ²⁾	
I. Vor der Verstärkung.				
Längsträgermitte	a	476		1,34
Untergurt	b	355	355	1,00
Querträgermitte	a, c	480		1,37
Untergurt	a, d	569	350	1,62
	b, d	614		1,75
II. Nach der Verstärkung.				
Längsträgeruntergurt in der Mitte der neuen Öffnung	—	193	188	1,03
Alte Querträger	c	294		1,20
Untergurt	d	364	239	1,52
Neue Querträger Oberurt	—	— 255	— 222	1,15
Hilfsständer	k	256	185	1,09
	i		287	

- 1) a = bei der Berechnung ist der Längsträger als Träger mit zwei Stützen angenommen,
- b = bei der Berechnung ist der Längsträger als durchgehender Träger angenommen,
- c = bei der Berechnung ist die Wirkung der oberen Querversteifungen beachtet,
- d = bei der Berechnung ist die Wirkung der oberen Querversteifungen außer acht gelassen,
- k = äußere Seite des Hauptträgers,
- i = innere Seite des Hauptträgers.
- 2) Durchschnittswerte.

Wir können daher aus beiden Messungsgruppen darauf schließen daß die Verstärkungsberechnung richtig war. Die Spannungsmessungen — wenn wir sie für richtig erklären möchten — weisen darauf hin, daß die neuen Querträger in einem, das rechnermäßige übersteigenden Maße arbeiten; dies hat aber keine ungunstige Folgen, denn die neuen Querträger sind laut Berechnung nicht bis zur zulässigen Grenze beansprucht.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß im Sommer 1932 die Verstärkung dreier Öffnungen beendet wurde. Diese Arbeiten wickelten sich durchaus programmäßig, ohne jedwede Verkehrsstörung ab. Zur Verstärkung einer Öffnung wurden 41,3 t Eisenkonstruktion gebraucht. Der Einheitspreis der eingebauten Eisenkonstruktion fiel um etwa 20% billiger aus, als bei Verstärkungsarbeiten, wo die Querschnitte der alten Konstruktion durch Ansetzen neuer Lamellen usw. verstärkt wurden. Dadurch wurden auch unsere Kalkulationsvorbereitungen gerechtfertigt.

Die neuen Konstruktionsteile wurden nach dem Entwurf des Verfassers in der Budapester Staatlichen Maschinenfabrik hergestellt. Die Baustellenarbeit ließ die Staatseisenbahndirektion unter ständiger Leitung des Verfassers durch die obengenannte Fabrik ausführen.

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1933/34. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:	
					Deutsche	Ausländer
Aachen . . .	1010	8	368	1386 (1338)	1288	98
Berlin . . .	4472	152	223	4847 (5310)	—	—
Braunschweig . . .	971	11	75	1057 (1112)	1018	39
Breslau . . .	661	2	72	735 (684)	—	—
Danzig . . .	1534	14	77	1625 (1576)	—	—
Darmstadt . . .	2140	4	198	2342 (2401)	2169	173
Dresden . . .	2814	16	111	2941 (3148)	2745	196
Hannover . . .	1561	9	135	1705 (1617)	1653	52
Karlsruhe . . .	1067	15	117	1199 (1115)	1077	122
München . . .	3144	6	144	3294 (3432)	2998	296
Stuttgart . . .	1435	20	335	1790 (1787)	1749	41

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1933.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Bau- inge- neur- wesen	Archi- tektur	Ma- schin- nen- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie und Phar- mazie	Bergbau und Hütten- kunde	Mathe- matik und Physik	Kultur- und Staatswissen- schaften, Allgemeines
Aachen . . .	163	100	231	150	65	207	94	
Berlin . . .	951	625	948	832	236	221	273	151
Braunschweig . . .	125	104	165	150	160	—	46	221
Breslau . . .	148	25	181	125	104	30	48	
Danzig . . .	358	118	321	257	154	—	76	73
Darmstadt . . .	269	135	614	432	129	—	143	418
Dresden . . .	343	256	439	298	213	—	—	1216
Hannover . . .	458	181	425	302	77	—	—	118
Karlsruhe . . .	243	161	299	203	123	—	—	38
München . . .	863	—	1051	242	—	—	—	591
Stuttgart . . .	302	377	325	144	148	—	115	24

Außerdem: Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 235, Danzig 177; Land- und Forstwirtschaft: Dresden 49, München 397 (einschl. Brautechn. Abt.).

Technische Hochschule Berlin. Zum Rektor der Technischen Hochschule Berlin für die Amtszeit vom 1. Mai 1934 bis Ende April 1935 ist der ordentliche Professor Dr. Dr. von Arnim ernannt worden.

37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. am 5. und 6. April 1934 in Berlin. (Schluß aus Heft 18.)

Der Vortrag von Landesbaurat Reg.-Baumeister H. Sehl über „Beton als Fahrbahnbefestigung für Straßen und Autobahnen“ zeigte zunächst an Hand des Ergebnisses der Fahrt „2000 km durch Deutschland“, wie hoch die fahrtechnischen Eigenschaften der Betonstraßendecken zu bewerten sind. Nach einem Überblick über die Entwicklung des Betonstraßenbaues im allgemeinen und besonders in Deutschland wurden die Gründe erörtert, die der Verbreitung des Betons als Straßenoberfläche bisher entgegenstanden. Für Betonstraßen gäbe es keine überall allein richtige Ausbildungsart; vielmehr sei stets die Güte der Ausführung für die Bewährung maßgebend. Anschließend wurden die hauptsächlich vorkommenden Bauarten als einschichtige und zweiseichtige Decke besprochen und die Möglichkeiten der Verwendung von Beton im Landstraßen- und Autobahnbau erörtert. Sodann folgten Angaben über Bau- und Unterhaltungskosten von Betonstraßendecken, auch im Vergleich zu anderen Fahrbahnbefestigungen.

Über „Praktische Erfahrungen mit Beton, insbesondere mit Leichtbeton im Kleinwohnungsbau“ sprach Dr.-Ing. Schneider-Arnoldi. Er wies auf die Anforderungen hin, die bei den zum dauernden Aufenthalt von Menschen dienenden Gebäuden an Baustoff und Bauart gestellt werden müssen. Der Beton, und zwar besonders der Leichtbeton habe sich vor allem für den Kleinwohnungsbau als geeigneter Baustoff erwiesen. Für die Herstellung kommt zunächst rheinischer Bims und Hüttenbims in Betracht; daneben sind auch solche Leichtbetonarten von Bedeutung, bei denen die Poren durch Zusatz chemischer Mittel beim Ansetzen der Mischung entstehen; auch eine Reihe der neuzeitlichen Leichtbauplatten können dem Leichtbeton hinzugerechnet werden. Eigengewicht und Isolierfähigkeit des Leichtbetons sind in weiten Grenzen veränderlich. Die bei der Vermauerung von Leichtbetonkörpern durch die Wärmeleitfähigkeit des Mörtels eintretende Verschlechterung führte zur Anwendung größerer Steinformate oder zur Herstellung ganzer Leichtbetonbauteile an Ort zwischen Schalung. Für die Wahl von Baustoff und Bauart dürften nicht nur die Herstellungskosten maßgebend sein, sondern es müsse die Güte des Bauwerks auch nach der Wirtschaftlichkeit des Bewohnens beurteilt werden.

Über die „Pfeilverstärkung mit nachträglicher Tiefgründung an der Reichsbahnbrücke über den Humboldthafen in Berlin“ berichtete Dr.-Ing. O. Mast. Entsprechend der Zunahme der Verkehrsdichte und der Belastungen mußten die Pfeiler 6 und 7 der Brücke verstärkt werden. Um den ungenügend tiefen, teilweise sogar über einem Kolk stehenden hölzernen Pfahlrost noch weiterhin benutzen zu können, wurde das chemische Bodenverfestigungsverfahren nach Dr. Joosten angewendet und damit u. a. eine Schutzwand um die Holzpfahlgruppen hergestellt, die ein Ausweichen des Fließsandcs beim Niederbringen der Bohrpfähle für die Verstärkung verhinderte. Neben den Pfeilern wurden bis 30 m tiefe Betonpfähle der Bauart Michaelis-Mast angeordnet, die die neuen Eisenbetonmäntel der Pfeiler stützen. Auch das alte Pfeilermauerwerk wurde chemisch verfestigt. Die Arbeiten sind hauptsächlich in offener Baugrube bei Grundwasserabsenkung ausgeführt worden. Die gleichzeitige, ohne Unterbrechung des Eisenbahnbetriebs durchzuführende Erneuerung der Stahlüberbauten machte eine Reihe von Behelfkonstruktionen erforderlich. Der Vortragende gab ein anschauliches Bild von der beachtenswerten Bauausführung.

Prof. Dr.-Ing. W. Neuffer sprach über „Fortschritte im Gestalten von Massivbrücken“. Er behandelte zunächst den Aufgabenkreis des Bauingenieurs auf dem Gebiete der massiven Brücken und ging dann auf die Gestaltungsfragen näher ein. Er kennzeichnete einige Querschnittgrundformen, wies auf die konstruktive und wirtschaftliche Bedeutung der Auflösung der Querschnitte hin und betonte die Notwendigkeit der Herstellung eines guten Betons bei sorgfältiger Bauüberwachung. Bei der Gestaltung müsse auch das Gefühl miteinbeziehen, und zwar in bezug auf die zweckmäßigste Formgebung des Baustoffs Eisenbeton, auf die Einpassung des Brückenbauwerks in die Umgebung und auf manche andere Fragen. Anschließend zeigte der Vortragende eine Reihe von Studienarbeiten, die nach diesen Gesichtspunkten an seinem Lehrstuhl an der Technischen Hochschule Dresden angefertigt waren.

Den Abschluß bildeten zwei Vorträge „Über den Bau der Moselbrücke bei Koblenz“¹⁾. Direktor Reg.-Baumeister a. D. H. Holzmann gab einen Überblick über „Entwurf und Ausführung“ des Bauwerks. Beginnend mit der Vorgeschichte und den drei Wettbewerben wurde der zur Ausführung gekommene Entwurf erläutert. Es folgte die Beschreibung der eigentlichen Bauausführung der beiden Widerlager, der zwei Strompfeiler, der Gewölbe und der aufgestützten Fahrbahn, wobei auf den Bau des Gewölbes in zwei Streifen, den Ausrüstungsvorgang und die Beobachtungen der Gewölbebewegungen eingegangen wurde. Dann wurde einiges über die Ausbildung der Rampenbrücke auf dem Lützelener Ufer mitgeteilt. — Im nächsten Teil berichtete Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. W. Gehler über „Technische Lehren beim Bau der Moselbrücke in Koblenz“. Entwurf und Ausführung dieses kühnen Bauwerks gestatten, eine Anzahl wichtiger allgemeiner Schlüsse für den Bau massiver Bogenbrücken zu ziehen. Die Eigenart der Gestaltung der Brücke läßt sich an

Hand der Bogenstützkräfte und der Eigengewichte der einzelnen Bauteile erläutern. Zur Gewichtsverringern dienen die Auflösung des Gewölbes in mehrere Streifen und die Anwendung des Kastenquerschnitts. Bei der Ausbildung von Gelenken verdienen stählerne Linienkipplager erhöhte Beachtung. Die Messungsergebnisse bei der Ausrüstung der Gewölbe geben einen Anhalt für die Berücksichtigung der Schwindwirkungen. Schließlich lassen sich auch Gesichtspunkte für die Gestaltung und Sicherheit der Gründungen weitgespannter Bogenbrücken ableiten. Dr. R.

Baupumpen für Schlammwasser. Die Ventile der auf Baustellen verwendeten Kolbenpumpen schließen sich häufig, teils wegen größerer Bestandteile, teils wegen zu großen Schlammgehaltes in dem geförderten Wasser nicht rasch genug oder versagen überhaupt, so daß die Lieferrleistung der Pumpen stark abfällt und die Ventile und deren Sitze gereinigt werden müssen. Bei einer neuen Bauart von Schlammumpen (von Hammelrath & Schwenzer G. m. b. H., Düsseldorf) ist daher besonderer Wert auf leichte Zugänglichkeit und besondere Führung der Ventile gelegt.

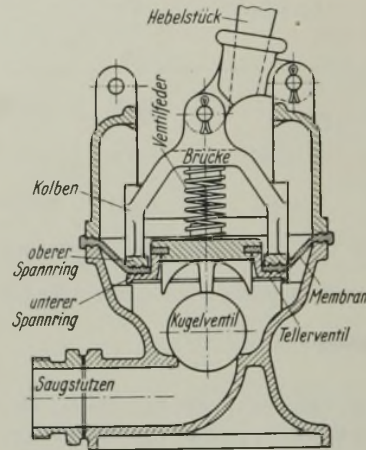


Abb. 1. Saugpumpe für Schlammwasser mit federbelastetem Ventil im Kolben.

Eine Saugpumpe (Abb. 1) besitzt im Kolben, an dem die Membran befestigt ist, ein Tellerventil, das durch eine Feder auf seinen Sitz gedrückt wird und infolgedessen beim Anheben nicht kippen kann. Beim Niedergang des Kolbens hebt sich das Ventil, so daß die Flüssigkeit über den Kolben tritt und aus der Pumpe fließt. Während des Ganges der Pumpe läßt sich die Feder mit der Hand zusammendrücken und das Ventil herausnehmen. Die Öffnung im Kolben ist so groß, daß man mit der Hand auch leicht die darunterliegende Kugel des Saugventiles erreichen und reinigen kann.

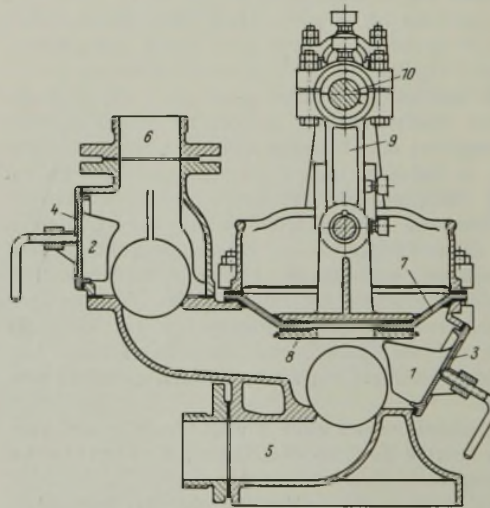


Abb. 2. Membranpumpe für mechanischen Antrieb.

1 u. 2 Kugelfänge. 3 u. 4 Verschlussdeckel. 5 Saugstutzen. 6 Druckrohr. 7 Membran. 8 Membranschutzing. 9 Pleuelstange. 10 Kurbelzapfen.

Bei einer Saug- und Druckpumpe für Handbetrieb ist am Ober- und Unterteil je ein Deckel angebracht, der durch einen Bügelverschluß gehalten und ohne Werkzeuge rasch geöffnet und geschlossen wird. Durch die Deckel kann man mit der Hand die Ventilkugeln herausnehmen. Im unteren Pumpenteil befindet sich zum raschen Ventilschluß ein Kugelfang (dieselbe Bauart wie in Abb. 2), so daß das Ventil rasch schließt und die Lieferrleistung der Pumpe wächst. — Ähnlich gebaut ist eine Membran-Saug- und Druckpumpe für mechanischen Antrieb (Abb. 2). Damit die Pumpe möglichst niedrig ausfällt, ist das Druckkugel-

ventil in ein seitlich anschließendes Gehäuse verlegt. Beide Ventile sind mit Kugelfängen zum schnellen Schließen versehen. R.—

Straßentunnel unter dem Mersey-Fluß zwischen Liverpool und Birkenhead.¹⁾ In Engng. 1934 Nr. 3549, vom 19. Januar, S. 55, wird über die Ausführung des Straßentunnels unter dem Mersey-Fluß berichtet, der eine unmittelbare Verbindung zwischen den Städten Liverpool und Birkenhead herstellt. Der bislang durch eine Fähre vermittelte Verkehr war besonders in den Jahren 1922 bis 1925 erheblich gewachsen, so daß in dieser Zeit Pläne über den Bau einer Brücke oder eines Straßentunnels in Erwägung gezogen wurden. Zur Vermeidung von der Schifffahrt störenden Flußpfeilern und langen Zufahrtrampen bei einer Überbrückung des Flusses entschloß man sich 1925 zu Ausführung des in Abb. 1 im Lageplan und Aufriß dargestellten Tunnelentwurfs in unmittelbarer Nähe des schon bestehenden Eisenbahntunnels zwischen den beiden Städten.

Abb. 1 läßt erkennen, daß der Tunnel an beiden Ufern des Flusses mit je zwei Ästen endet. Auf der Seite von Liverpool haben beide Äste die Sohlenneigung 1:30, wohingegen in Birkenhead nach der Rendsstraße eine Neigung von 1:40 gewählt wurde. Die tiefste Stelle des Mittelstückes liegt etwa 52 m unter HW des Flusses. Der Tunnelscheitel liegt 1 bis 6 m unter der Felsenoberkante, die von Geröll- und Lehmablagerungen des eigentlichen Flußbettes überdeckt wird.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1925, Heft 8, S. 93; Heft 50, S. 710.

¹⁾ Vgl. die ausführliche Darstellung des Bauwerks in Bautechn. 1934, Heft 12, 15, 19 u. f.

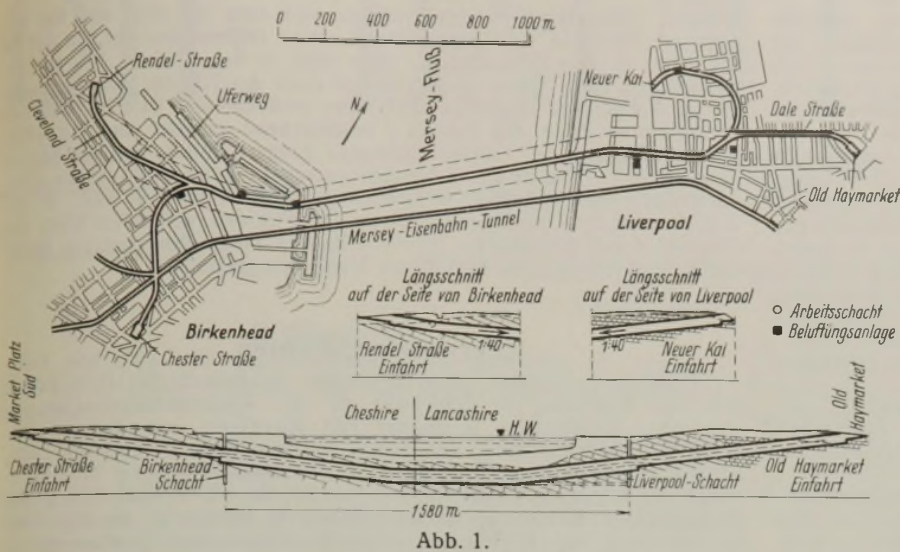


Abb. 1.

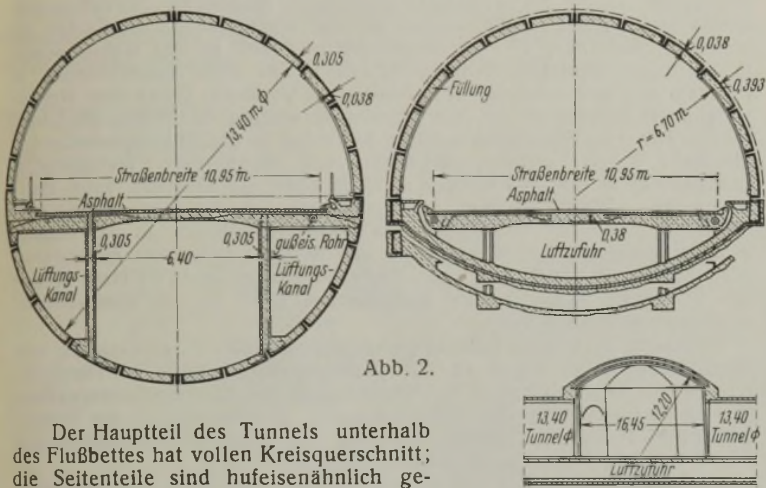


Abb. 2.

Der Hauptteil des Tunnels unterhalb des Flußbettes hat vollen Kreisquerschnitt; die Seitenteile sind hufeisenähnlich geformt. Im einzelnen sind die Querschnittformen und einige Sonderausbildungen aus Abb. 2 ersichtlich.

Der Bau wurde im Dezember 1925 mit der Abteufung von je einem 60 m tiefen Schacht von etwa 6,5 m Durchm. an beiden Flußufern begonnen, wie aus Abb. 1 (Längsschnitt) zu erkennen ist. Ausgehend von etwa der halben Tiefe dieser Schächte, wurden dann von beiden Seiten gegeneinander gerichtete Stollen von 3,5 bis 4,5 m Durchm. vorgetrieben

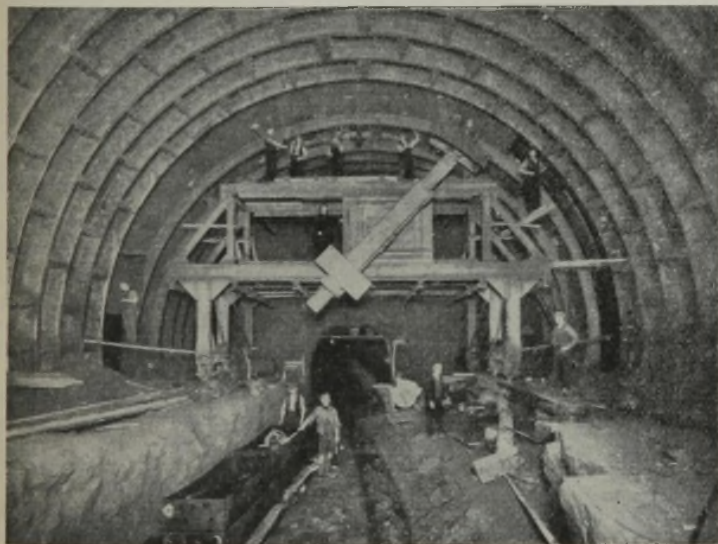


Abb. 3.

und von diesen aus durch aufwärts gerichtete Bohrungen ständig die Stärke des überlagernden Felsens geprüft zwecks Vermeidung des Eindringens von Wasser und der weichen Erdschichten. In ähnlicher Weise wurde nach den Uferseiten hin vorgegangen. Trotz des meist dicht gelagerten roten Sandsteins ließ sich auf der Seite von Liverpool das Eindringen von Wasser nicht vermeiden, das in Sammelschächten an den tiefsten Stellen des Tunnels aufgefangen und abgepumpt werden mußte. Der Zusammenschluß der beiden Tunnelvortriebe folgte im April 1928 mit geringen Seiten- und Höhenabweichungen bis etwa 1". Die Erweiterung der vorgetriebenen Stollen bis auf das volle Tunnelprofil ge-

schah dann an mehreren Stellen gleichzeitig. Der Fels wurde aufgelockert mittels Sprengschüsse und Druckluft-Hämmer und gefördert durch Akkumulatorenlokomotiven. Hierbei wurde zunächst der obere Teil des Querschnitts freigelegt und verkleidet und dann der untere, wie aus Abb. 3 ersichtlich.

Die nach Fertigstellung des Tunnelmantels betonierte Fahrbahn ruht im mittleren Tunnelteil auf zwei durchlaufenden Wänden, und zwar liegt die Fahrbahnoberkante ein geringes Maß unterhalb des Mittelpunktes des Querschnitts. Nach der Fertigstellung der Fahrbahn folgte die obere Auskleidung des Tunnels mit Beton. Die Tunnelzugänge haben eine ornamentale Steinverkleidung erhalten. Vor den Zugängen sind an allen Zufahrten mehrere Zolleinnahmestellen vorgesehen. Zs.

Der „Ganz-Amerikanische Kanal“ hängt mit der im Bau begriffenen Hoover-Talsperre insofern zusammen, als er das durch jene aufgespeicherte Wasser des Colorado-Flusses zur Bewässerung des Imperial-Tales und des Coachella-Tales nutzbar machen soll. Die beiden genannten Täler hängen eng zusammen, sie bilden eigentlich ein einheitliches, sich von Nordwesten nach Südosten hinziehendes, an der Grenze von Mexiko

endigendes Tal, das — dem Namen nach — durch den Salton-See, einem Binnensee von etwa 40 km Länge und ungefähr 25 km größter Breite, in zwei Teile geteilt wird. Dieser See liegt 73 m unter Meereshöhe, und da der am Südwestende des Tales vorbeifließende Colorado-Fluß etwa 40 m über Meereshöhe liegt, drängt sich der Gedanke geradezu auf, sein Wasser zur Bewässerung des Tales auszunutzen, das zwar sehr fruchtbaren Boden aufweist, aber, um diesen ausnutzen zu können, künstlicher Bewässerung bedarf. Schon vor etwa 30 Jahren ist zu diesem Zwecke ein Kanal angelegt worden, der aber, um Geländeschwierigkeiten auf dem Gebiete der Vereinigten Staaten zu umgehen, auf etwa 80 km Länge über mexikanisches Gebiet führt. Er dient auch zur Bewässerung von mexikanischem Gelände und hat es möglich gemacht, im Imperial-Tale Flächen von 172 000 ha landwirtschaftlich auszunutzen. Dem Einlaufbauwerk dieses Kanals fehlt jedoch die Möglichkeit, die ihm zugeführte Wassermenge zu regeln, und da die Wassermenge des Colorado-Flusses innerhalb weiter Grenzen schwankt und dieser Fluß große Mengen von Geschiebe, teils in grobem, teils in fein verteiltem Zustande mit sich führt, ist die Bewässerung mit Hilfe dieses Kanals mit mancherlei Übelständen verbunden, die zum großen Teil durch den Bau der Hoover-Talsperre beseitigt werden können, indem diese die Wassermenge des Colorado-Flusses gleichmäßig gestaltet und das Geschiebe zur Ablagerung zwingt.

Im Colorado-Fluß besteht bereits in der Nähe der Stelle, wo er in das Imperial-Tal abgeleitet werden könnte, eine Stauanlage, Laguna-Damm. Die Krone des Staudammes liegt auf 45,85 m über Seehöhe, etwa 3 m über NW. Etwa 8 km oberhalb dieses Stauwerkes soll der Kanal für das Imperial-Tal angeschlossen werden. Der Fluß ist hier etwa 370 m breit; beiderseits liegen etwa 150 m breite bei Hochwasser überflutete Flächen. Das Tal muß durch einen etwa 900 m langen Damm abgesperrt werden, um hier Wasser aufzustauen. Der Laguna-Damm soll dabei erhalten bleiben; sein Bestehen hat nämlich zur Folge gehabt, daß das Flußbett auf Meilen oberhalb verschlammte ist, und man fürchtet nun, wenn er beseitigt wird, könne sich das Flußbett wieder vertiefen, und dadurch könne das oberhalb gelegene Stauwerk gefährdet werden. Die Krone des neuen Staudammes, Imperial Dam genannt, kommt auf 55 m Seehöhe, etwa 6,7 m über dem jetzigen Flußbett, zu liegen. Beide Stauanlagen zusammen werden ein Anstauen des Flußlaufs um 9,5 m zur Folge haben.

Der neue Kanal soll es möglich machen, im Imperial-Tale Flächen von etwa 400 000 ha landwirtschaftlich auszunutzen. Hierzu ist eine Wassermenge von 280 m³/sek nötig; dazu kommen noch 56 m³ zur Bewässerung der Umgebung der Stadt Yuma und 84 m³, die zur Kräfteerzeugung verwendet werden sollen, so daß der Kanal am Einlauf 420 m³/sek führen muß; bis zum Ende nimmt diese Menge auf 35 m³ ab.

Auf den ersten 34 km führt der Kanal durch Hügelland, wo zahlreiche Einschnitte von 15 bis 18 m Tiefe, auch ein solcher von 37 m Tiefe vorkommen. Dann folgt eine Strecke, wo der Verlauf der Grenze gegen Mexiko maßgebend für die Linienführung des Kanals ist, und er kommt deshalb infolge der Geländeform auf einer Länge von 18 km Länge in Einschnitte von 9 bis 30 m Tiefe zu liegen. Dann folgt der Abstieg in das Imperial-Tal, der in Stufen von einigen Fuß bis 15 m angelegt wird. Die letzten 10 km des Kanals liegen unterhalb Meereshöhe. Der Hauptkanal wird 66 km lang; am Ende dieser Strecke verzweigt er sich: der eine eben beschriebene Zweig, 62 km lang, führt von Westen her in das Imperial-Tal, während der andere Zweig, 110 km lang, von Osten her nach dem Coachella-Tal führt, dort eine Schleife bildet und von Nordwesten her in den Salton-See einmündet. Dieser See hat außerdem dem zukünftigen Kanal noch eine Anzahl weitere Zuflüsse, aber keinen Abfluß; seine Spiegelhöhe regelt sich durch Verdunstung. Der in das Coachella-Tal führende Zweig liegt zunächst auf 64 km Länge am Talhang in dünenartigem Gelände, dann verläuft er auf etwa die gleiche Länge durch wüsten Gelände, um dann im Coachella-Tal selbst die schon erwähnte 80 km lange Schleife zu bilden. Etwa in seiner Mitte liegt eine Gefällstufe von etwas über 30 m Höhe, die zur Energiegewinnung ausgenutzt werden soll.

Beim Bau des Kanals werden über 40 Mill. m³ Massen, darunter schätzungsweise 4% Fels zu gewinnen sein. Der Kanal soll zum Teil mit Beton ausgekleidet werden, was zunächst für Strecken von 65 km Länge in Aussicht genommen ist, teils um Wasserverluste zu vermeiden, teils um steile Böschungen anlegen zu können und so an Erdarbeiten zu sparen. Wo der Kanal durch die schon erwähnten Sanddünen führt, ist eine Befestigung der Sohle und der Böschungen auch deshalb nötig, weil bei der großen Geschwindigkeit, mit der das Wasser in großer Menge durch ihn fließt, sonst Auswaschungen zu befürchten wären. In diesen Gegenden muß der Kanal auch gegen Versanden durch Triebssand geschützt werden. Für diesen Schutz kommen Anpflanzungen in Frage, für die das nötige Wasser aus dem Kanal zu entnehmen wäre, ferner Anlagen nach Art von Schneezäunen; auch könnten die Sandflächen mit Rohöl besprengt werden, so daß eine feste Decke entsteht, oder man könnte den Sand mit schweren Massen bedecken, die, unter dem Sande anstehend, in den tieferen Einschnitten gewonnen werden müssen.

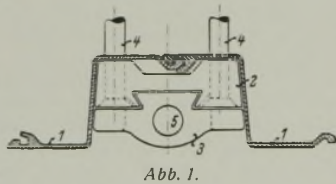
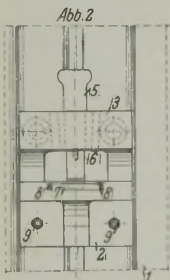
Der Kanal wird eine Anzahl Wasserläufe zu kreuzen haben, die zeitweilig trocken sind, zeitweilig größere Wassermengen führen. Sie werden zum Teil in den Kanal eingeleitet, zum Teil werden sie oder wird der Kanal gedükert.

Einen künstlichen Fluß von den Abmessungen, wie sie der „All-American Canal“ aufweist, anzulegen, ist sicher eine Aufgabe, die dem Bauingenieur nur selten gestellt wird, und man erwartet daher — wohl mit Recht —, daß sich bei ihrer Lösung manche Schwierigkeiten herausstellen werden, die übrigens nicht nur beim Bau, sondern auch noch nach dessen Vollendung auftreten werden. Das gilt besonders wegen der zu erwartenden Verschlämzung des Kanalbettes durch die Schwimmstoffe, die das Wasser mit sich führt. Die Hoover-Talsperre wird zwar als Klärbecken wirken, so daß aus ihr reines Wasser abfließt, aber in den rund 500 km, die der Colorado-Fluß bis zur Abzweigung des Kanals durchfließt, wird er sich wieder mit Unreinigkeiten anreichern. Es wird deshalb etwa 230 km oberhalb dieser Stelle noch eine Talsperre im Colorado-Fluß als Absitzbecken für die mitgeführten Schwemmstoffe angelegt werden.

Die Kosten für den Ganz-Amerikanischen Kanal sind mit 38,5 Mill. Dollar veranschlagt. Nähere Angaben über ihn finden sich in der Zeitschrift „The Military Engineer“ 1933 (September/Oktober). Daß diese dem Heerwesen gewidmete Zeitschrift sich eingehend mit dem Kanal befaßt, hängt damit zusammen, daß der staatliche Wasserbau der Vereinigten Staaten sich in den Händen der technischen Truppe des Bundesheeres befindet, deren Offiziere zugleich Wasserbaubeamte sind. Wkk.

Patentschau.

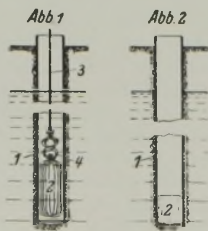
Mehrteilige Schiffshaltevorrichtung. (Kl. 84 a, Nr. 560 445 vom 21. 7. 1929 von Hoesch-Köln-Neuessen AG für Bergbau und Hüttenbetrieb in Dortmund.) Um das Auswechseln des auf der Grundplatte befestigten Bolzenträgers zu erleichtern, greift der Bolzenträger der Haltevorrichtung mit einer schwalbenschwanzartigen, keilig verlaufenden Feder in eine entsprechende Nut der Grundplatte ein. Das Haltekreuz besteht aus einer mit Haltebolzen 4 und Heftschrauben 9 an einem Dalben aus Spundbohlen 1 befestigten konsolenartig ausgestalteten



Grundplatte 2, die im oberen Teil eine Nut besitzt, die sich nach oben erweitert und den Bolzenträger 3 aufnimmt, in dessen Mitte sich der Schiffshaltebolzen 5 befindet. Der Bolzen wird durch den Keil 6 gehalten und ruht in einer Platte 7, die mittels der Keile 8 in einer Aussparung der Konsole der Grundplatte 2 befestigt ist. Der Metallquerschnitt des Bolzenträgers vor dem Bolzen wird so gewählt, daß dort die schwächste Stelle des Haltekreuzes ist, so daß der Bolzenträger reißen muß, ehe es zu einer Beschädigung der Grundplatte oder der Haltebolzen kommt.

Verfahren und Vorrichtung zum Bilden eines Verschlusspfropfens für Futterrohre von Ortpfählen. (Kl. 84 c, Nr. 566 597 vom 8. 10. 1929 von Dorothea Ammersbach geb. Wolfer in Ludwigshafen a. Rh. und Anna Elisabetha Grün geb. Wolfer in Rheingönheim.) Um das Entmischen des Betons mit Sicherheit zu vermeiden, wodurch die Festigkeit des Ortpfahles gerade an seiner höchst beanspruchten Stelle herabgemindert wird, wird der zur Bildung des Verschlusspfropfens erforderliche Beton in einen Beutel aus Wasser schwer durchlassendem nachgiebigem Stoff gefüllt und der Beutel in gestreckter Form auf die Sohle des Füllraumes niedergebracht, wo er beim Aufsetzen zusammensackt und so das Futterrohr selbsttätig abschließt. Das Futterrohr 1 wird in das Erdreich niedergesenkt. Ein Beutel 2 wird über das Halsstück eines Trichters gezogen. Die

Wandung des Beutels wird, an mehreren Stellen auf den Umfang verteilt, der Länge nach über dem Halsstück des Trichters gefaltet, um den weiten Beutel auf den zunächst erforderlichen kleinen Durchmesser zu



bringen. Das Halsstück des Trichters wird dann mit dem auf ihn gezogenen Beutel in eine entsprechend weite Büchse gesteckt, in der es bis nahe an den Boden reicht. Nun wird in den Trichter bis zur erforderlichen Höhe Beton eingefüllt und dann der Trichter herausgezogen, so daß der gefüllte Beutel in der Büchse zurückbleibt. Hierauf wird das überstehende Ende des Beutels 2 entsprechend gefaltet und mit einer am Seil 3 hängenden selbstschließenden Zange 4 gefaßt, aus der Büchse herausgezogen und in das Futterrohr versenkt. Jetzt wird das im Füllraum über dem Pfropfen 2 stehende Grundwasser entfernt und, da der Zufluß weiteren Grundwassers durch den Pfropfen verhindert wird, der Ortpfahl durch Aufschütten weiteren Betons unter absatzweisem Hochziehen des Futterrohres in üblicher Weise fertiggestellt.

Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: Oberregierungs- u. Baurat (W) Dinkgreve von der Regierung in Schleswig an die Wasserstraßendirektion in Hannover, Regierungs- u. Baurat (W) Sperling von der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivellements im Preußischen Landwirtschaftsministerium in Berlin an die Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr., Regierungsbaurat (W) Dr.-Ing. Pfeiffer unter Beförderung zum Regierungs- u. Baurat vom Wasserbauamt in Emden an die Regierung in Schleswig, die Regierungsbauräte (W) Plarre vom Neubauamt in Eberswalde an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Vollmer vom Staubeckenbauamt in Ottmachau an das Wasserbauamt in Emden als Vorstand, Wilhelm von der Regierung in Aurich an das Wasserbauamt in Berlin als Vorstand, Wilhelm Schumacher vom Wasserbauamt in Potsdam an das Wasserbauamt in Norden als Vorstand, Gaye vom Wasserbauamt in Norden an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, (M) Ulrich Hoffmann vom Maschinenbauamt in Emden an das Maschinenbauamt in Minden i. W. als Vorstand, (W) Detig von Niederfinow (Neubauamt in Eberswalde) an das Wasserbauamt in Meppen als Vorstand, Erich Dormann vom Wasserbauamt in Eberswalde an das Wasserbauamt in Köpenick, Ertmann vom Wasserbauamt in Zehdenick an das Wasserbauamt in Frankfurt a. M., Hampe von Braunschweig nach Fallersleben (Kanalbauamt Braunschweig), der Regierungsbaumeister (W) Hans Kruse von Bardowick (Wasserbauamt Lauenburg a. Elbe) an das Wasserbauamt in Fürstenwalde a. Spree.

Versetzt sind ferner: die Regierungsbauräte (W) Odenkirchen vom Wasserbauamt in Hoya an die Wasserstraßendirektion in Hannover, Klaus vom Wasserbauamt in Wittenberg an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Thien vom Wasserbauamt I in Hannover an das Wasserbauamt in Hoya als Vorstand, Koenig von Riesenbeck (Wasserbauamt Rheine) an die Wasserbaudirektion in Münster i. W.

Oberregierungs- und -baurat (W) Illing, beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium, ist in dieses als Ministerialrat übernommen worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Theodor Pfaue ist unter Beförderung zum Oberregierungs- und -baurat vom Neubauamt in Frankfurt a. M. an die Wasserbaudirektion Königsberg versetzt worden. Regierungsbaurat Dr.-Ing. Möhlmann (beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium) ist an das Neubauamt in Verden (Aller) versetzt worden.

Der Regierungsbaumeister (W) Linsert ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Kulturbaubeamten in Charlottenburg zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden.

Unter Wiederaufnahme in den preußischen Staatsdienst sind zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W) Otto Petschke dem Neubauamt in Frankfurt a. M., Kurt Werner dem Wasserbauamt in Potsdam, Rudi Hinze dem Wasserbauamt in Celle, Wolfgang Dressel dem Staubeckenbauamt in Oppeln, Arthur Röhnisch dem Neubauamt in Münster i. W., Hans Grube beurlaubt zur Duisburg-Ruhrorter Häfen-AG., Walter Eschweiler dem Wasserbauamt in Rheine mit dem Dienstsitze in Riesenbeck.

In den dauernden Ruhestand versetzt: Oberregierungs- u. Baurat (W) Stichling und Regierungs- u. Baurat (W) Seltzer, beide bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, die Vermessungsrate Fuldner beim Wasserbauamt Fürstenwalde a. Spree und Schmidt beim Hafenbauamt Kolberg, die Oberregierungs- u. Bauräte i. e. R. (W) Rogge in Wiesbaden und Linsert in Stettin, Regierungs- u. Baurat i. e. R. (W) Drescher in Koblenz.

Auf Grund des Gesetzes zur Wiederherstellung des Berufsbeamtentums vom 7. 4. 1933 sind in den Ruhestand versetzt worden: Oberregierungs- u. Baurat i. e. R. (W) Keune in Münster i. W., Regierungs- u. Baurat i. e. R. (W) Scholtz in Stettin und Regierungsbaurat i. e. R. (W) Herbst in Rathenow.

Der Regierungsbaurat (M) Zimmermann beim Maschinenbauamt in Minden i. W. ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden. Das Neubauamt in Eberswalde ist Ende März 1934 aufgelöst worden.

INHALT: Einfluß der Querschnittform einer Wandöffnung auf Wasserabführung und auf Querschnitt des ausfließenden Strahles. — Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke. (Fortsetzung.) — Die Verstärkung der Fahrtrahnen der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ujpest (Ungarn). (Schluß.) — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1933/34. — Technische Hochschule Berlin. — 37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. (Schluß.) — Baupumpen für Schlammwasser. — Straßentunnel unter dem Mersey-Fluß zwischen Liverpool und Birkenhead. — Der „Ganz-Amerikanische Kanal“. — Patentschau. — Personalmeldungen.