

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 15. November 1935

Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Rheinbrücke zwischen Koblenz und Pfaffendorf.

Von Dipl.-Ing. H. von Preschern, Mainz.

Über die allgemeinen Gesichtspunkte, die für den Umbau der Koblenz-Pfaffendorfer Rheinbrücke maßgebend waren, sowie über den Umbau von Brücke und Rampen wurde in der Bautechn. 1933, Heft 41, bereits kurz nach Beginn des Umbaus berichtet. Im folgenden soll nunmehr der vollendete Umbau der Stahlüberbauten sowie, soweit noch erforderlich, der Pfeiler und Widerlager der Strombrücke ausführlicher beschrieben werden.

I. Alte Brücke (Abb. 1 u. 3).

Die Hauptträger der in den Jahren 1862 bis 1864 als zweigleisige Eisenbahnbrücke erbauten Brücke sind als Zweigelenkbogen von 98,12 m Stützweite und 8,96 m Pfeilhöhe ausgebildet; die nach gleichmittigen Kreisen gekrümmten Gurtungen haben einen gegenseitigen Abstand von 3,14 m.

Winkleisen zusammengenietete Pfosten unterstützt, die über den Hauptträgerpfosten angeordnet waren. Die Fahrhahnoberkante lag in der linken Öffnung vom Widerlager bis zum Bogenscheitel in einer Neigung 1:70, von hier bis zum rechten Widerlager verlief sie waagrecht (Abb. 5). Die beiden Gleise lagen in der Mitte zwischen je zwei Hauptträgern, und die Lasten verteilten sich demnach zur Hälfte auf den mittleren und zu je $\frac{1}{4}$ auf die beiden äußeren Hauptträger. Dementsprechend waren auch die mittleren Bogenträger doppelt so stark ausgebildet wie die äußeren. An den Kämpfern waren die Bogenträger mittels Stützkelle auf gußeisernen Rippenkörper gelagert, die zum größten Teil in das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager einbetoniert waren. Zur Aufnahme der waagrecht, quer zur Brücke gerichteten Kräfte war in der Ebene der Querträgeruntergurte ein über die ganze Stützweite durchgehender Verband

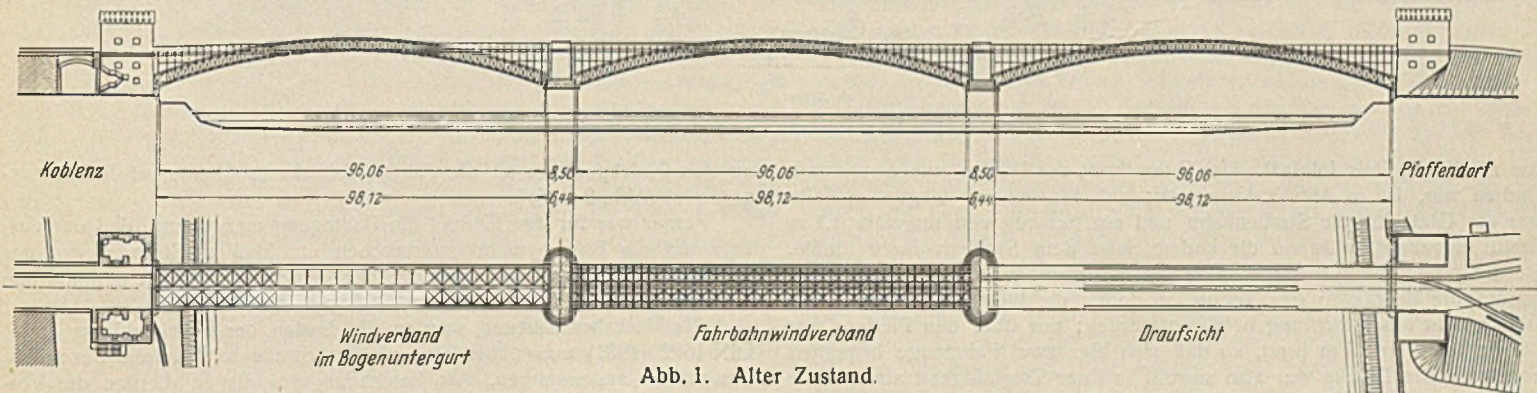


Abb. 1. Alter Zustand.

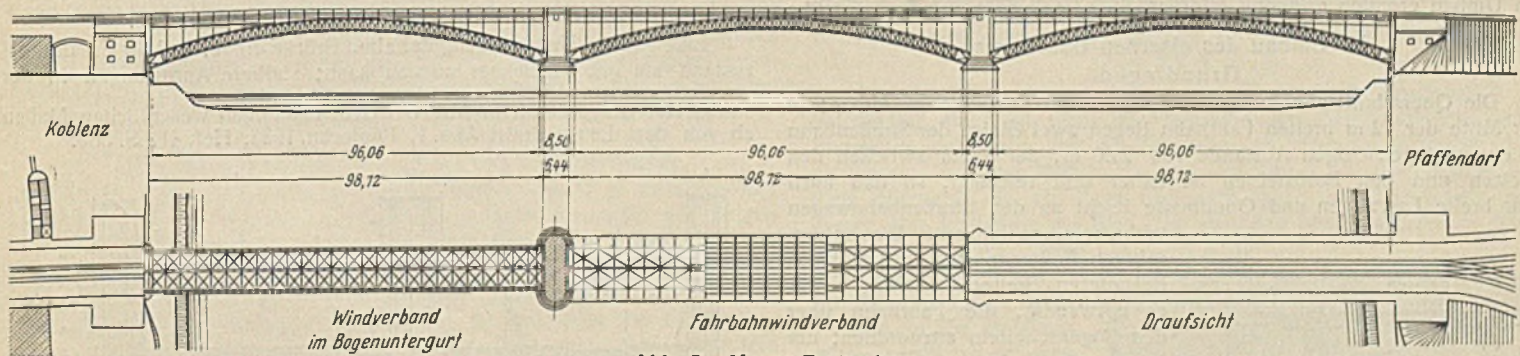


Abb. 2. Neuer Zustand.

Jede Gurtung besteht aus zwei Stegblechen und mehreren Kopf- bzw. Fußplatten, die durch vier Winkleisen mit den Stegblechen verbunden sind (Abb. 6). In Abständen von 1,88 m sind lotrecht stehende Pfosten aus Stegblech und vier Winkleisen angeordnet, und in jedem der so entstandenen Fache sind zwei sich kreuzende, aus L-Eisen bestehende Streben vorhanden, die ohne Knotenbleche unmittelbar an die Stegbleche der Gurtungen angeschlossen sind. In jeder Öffnung sind drei Hauptträger vorhanden, deren gegenseitiger Abstand 4,92 m betrug. Die Schienen lagen auf eisernen Querschwellen aus I-Trägern, die auf zwei aus je zwei C-Eisen zusammengesetzten Längsträgern aufgelagert waren; die Längsträger waren durch die aus Stegblech und vier Winkleisen zusammengenieteten Querträger hindurchgesteckt, wodurch eine sehr geringe Bauhöhe erzielt wurde. Der gegenseitige Abstand der Querträger war der gleiche wie der der Hauptträgerpfosten. Damit die Brücke auch von Straßenfahrzeugen und Fußgängern benutzt werden konnte, war die Fahrbahn neben und zwischen den Gleisen bis auf S.-O. mit Holzbohlen abgedeckt. Die Fahrbahn war zur Erlangung einer möglichst geringen Rampensteigung so angeordnet, daß die Querträger in den Bogenscheiteln an die unteren Gurtungen angeschlossen waren, so daß die Fahrbahn zum größten Teil versenkt zwischen den Hauptträgern lag und die Linien der Bogenträger durchschnitten. In den Teilen, in denen die Fahrbahn über den Bogenträgern lag, wurden die Querträger durch ebenfalls aus Stegblech und vier

vorhanden, der auf den Pfeilern und Widerlagern längsbeweglich gelagert war. Ferner war in den äußeren Dritteln ein Verband in der unteren Bogenleibung angeordnet. Die Gurtungen bzw. die Riegel dieser beiden Verbände waren aus Stegblechen und Winkleisen zusammengesetzt, die Füllglieder waren sich kreuzende Flacheisen. Zur weiteren Aussteifung waren zwischen den Bogenträgern und den Querträgerstützen senkrechte Querverbände aus sich kreuzenden Flacheisenstreben vorhanden. Mit Ausnahme der Auflager war als Baustoff für den eisernen Überbau Schweiß-eisen verwendet worden.

Die beiden Widerlager sind auf festgelagerten Kies, die beiden Strompfeiler dagegen auf den aus Grauwackenschiefer bestehenden Fels gegründet. Die Gründungskörper bestehen an den beiden Widerlagern und am westlichen Strompfeiler aus Traßbeton, beim östlichen Strompfeiler wurde an Stelle des Trasses Portlandzement verwendet. Die Vorköpfe der Strompfeiler, die Vorlagen an den Widerlagern sowie die Mauerwerkteile unmittelbar unter den Auflagerkörpern der Bogenträger sind aus Basaltlava hergestellt, das innere Mauerwerk besteht aus Grauwackenbruchsteinen, die auch zur Verkleidung der geraden Außenflächen des Mauerwerks verwendet wurden. Die beiden Widerlager waren als Festungstürme mit eisernen Toren und Rollbrücken ausgebildet.

Nach Erbauung der Horchheimer Rheinbrücke wurde 1879 das südliche Gleis der Pfaffendorfer Brücke außer Betrieb gesetzt, dem 1899 auch

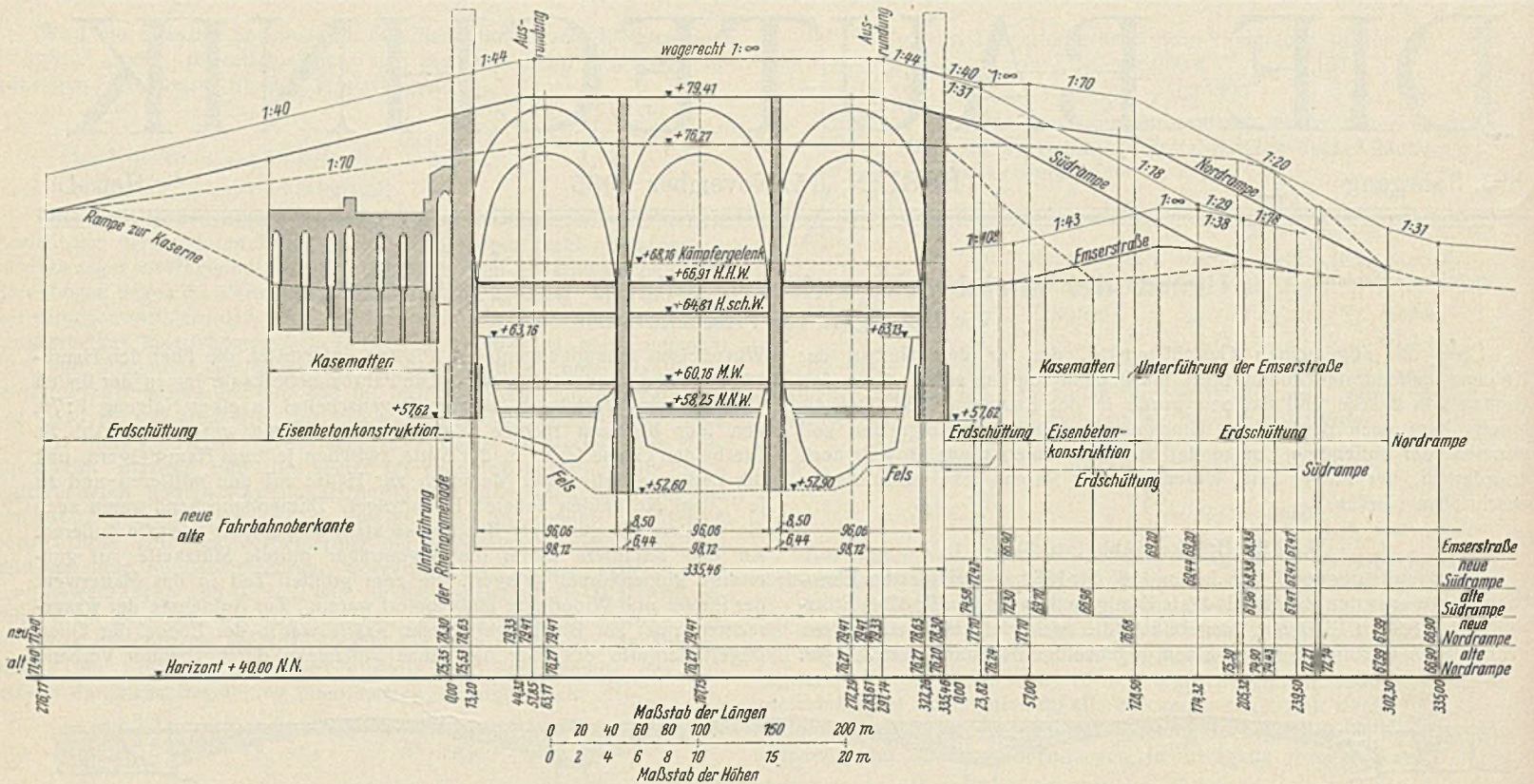


Abb. 5. Längsschnitt der Brückenanlage.

das nördliche Gleis folgte¹⁾. Der Querschnitt der Brücke, wie er vor dem Umbau war, ist in Abb. 3 dargestellt; auf der stromab liegenden Seite war ein Gleis für die Straßenbahn und ein Fußweg von ungefähr 1,1 m Breite eingebaut, während die andere Seite dem Straßenverkehr diente. Da die lichte Weite zwischen den Bogenträgern nur rd. 4,1 m betrug, konnte die Brücke in den Teilen, in denen die Fahrbahn versenkt lag, stets nur in einer Richtung befahren werden; nur über den Pfeilern war die Fahrbahn rd. 5 m breit, so daß sich hier zwei Fahrzeuge begegnen konnten. Die Brücke war also sowohl in ihrer Tragfähigkeit als auch in ihren Breitenabmessungen dem heutigen Verkehr nicht gewachsen, und ein Umbau erschien dringend erforderlich.

II. Umbau des eisernen Überbaues.
Grundlagen.

Die Querschnittsanordnung der umgebauten Brücke zeigt Abb. 4; in der Mitte der 12 m breiten Fahrbahn liegen zwei Gleise der Straßenbahn in einem gegenseitigen Abstände von 2,60 m; der Raum zwischen den Gleisen und den Bordsteinen ist daher sehr reichlich, so daß auch sehr breite Lastwagen und Omnibusse leicht an den Straßenbahnwagen vorbeikommen können. Die beiderseitigen Fußwege sind je 2 m breit. Bei diesen Breitenabmessungen war es notwendig, die Fahrbahn über den Bogenscheiteln anzuordnen; um jedoch die Steigungen der Rampen nicht zu ungünstig zu gestalten, wurde die Fahrbahn nur so viel gehoben, als es mit Rücksicht auf die bauliche Durchbildung und auf die Zugänglichkeit der Bauglieder notwendig war. Die Querträger wurden daher in den Bogenscheiteln so angeordnet, daß ihre Oberkante auf gleiche Höhe wie die Oberkante der Bogenträger zu liegen kommt. Die Fahrbahnoberkante steigt von den beiden Widerlagern in einer Neigung von 1:44 bis vor die Scheitel der beiden seitlichen Öffnungen, dazwischen verläuft sie waagrecht;

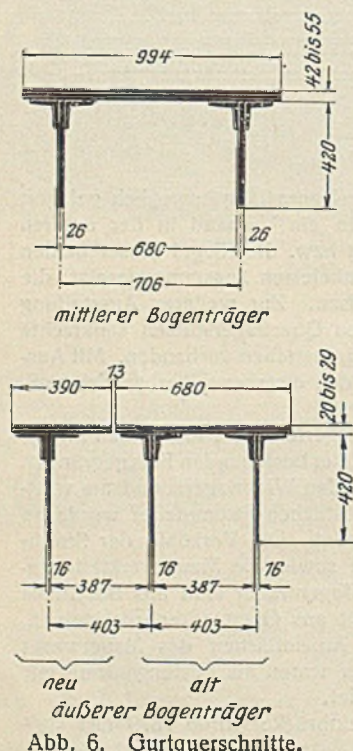


Abb. 6. Gurtquerschnitte.

an den Knickpunkten ist die Fahrbahnoberkante über zwei Fache ausgerundet (Abb. 2 u. 5)²⁾.

Ferner war für den Umbau die Bedingung maßgebend, daß der Verkehr auf der Brücke nicht unterbrochen und daß im Strom wegen der unweit unterhalb liegenden Schiffbrücke keine die Schifffahrt behindernde Rüstung errichtet werden durfte.

Als Verkehrsbelastung wurden die Lasten der Brückenklasse I der DIN 1072 (1931) und außerdem auf den Straßenbahngleisen besondere Lastenzüge angenommen. Als Berechnungsgrundlagen dienten die Vorschriften der DIN 1073 (1931).

Wiederverwendung des alten Überbaues.

Eine genaue Untersuchung der alten Brücke ergab, daß ihr Erhaltungszustand als gut bezeichnet werden kann; stärkere Anrostungen in der

²⁾ Der Längsschnitt in Abb. 5 weicht in einigen wesentlichen Maßen ab von dem Längsschnitt Abb. 1, Bautechn. 1933, Heft 41, S. 583.

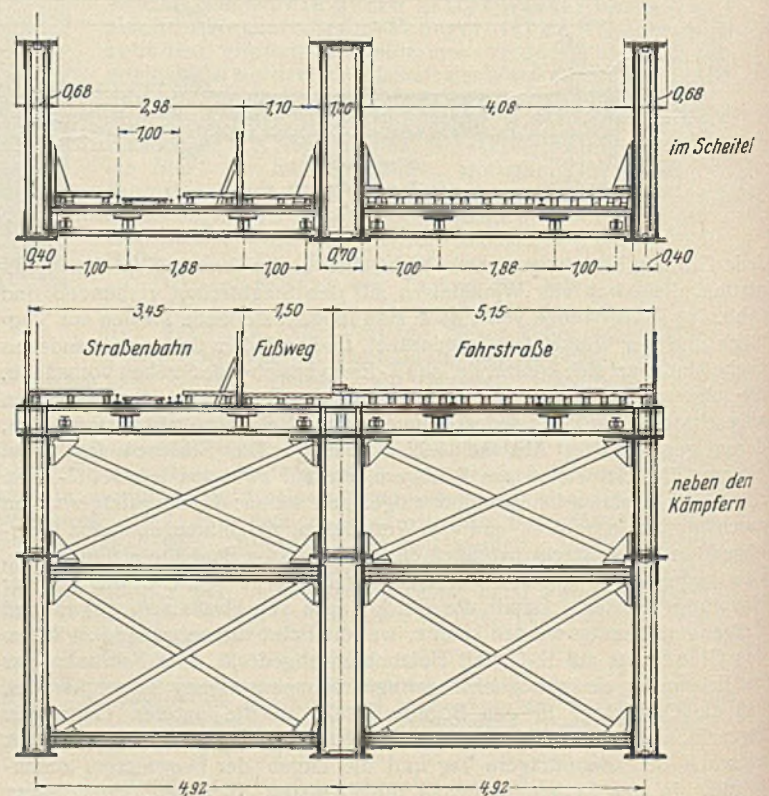


Abb. 3. Querschnitte vor dem Umbau.

¹⁾ Näheres über die Geschichte der Brücke findet der Leser in der von der Stadt Koblenz anlässlich der Fertigstellung der neuen Moselbrücke und des Umbaus der Pfaffendorfer Rheinbrücke herausgegebenen Festschrift „Koblenz, die Stadt der Rhin- und Moselbrücken“.

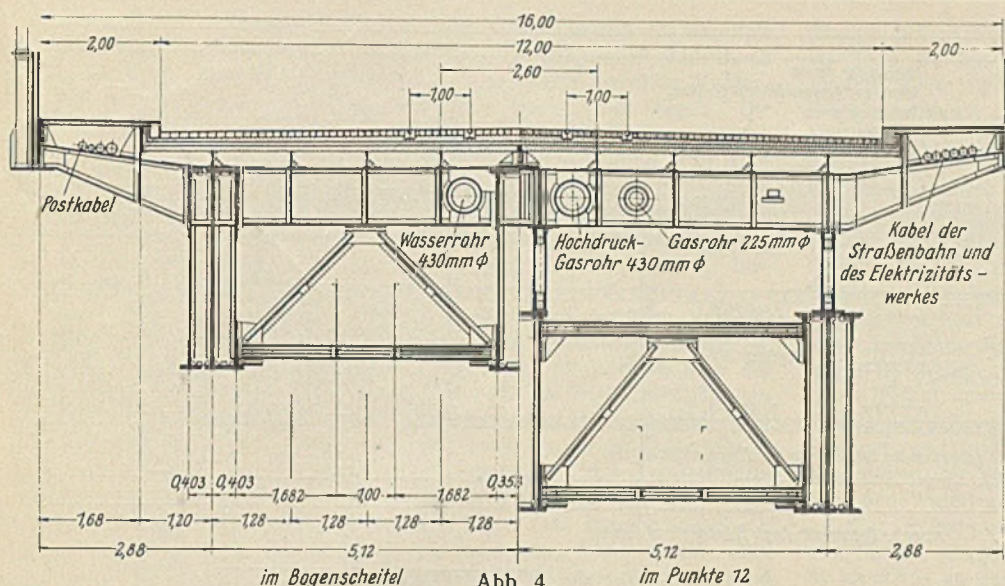


Abb. 4. Querschnitte nach dem Umbau.

Nähe der Kämpfer sind als unbedenkliche Querschnittschwächungen zu betrachten, da die betreffenden Stäbe nicht voll ausgenutzt sind. Zur Feststellung der Baustoffeigenschaften des Schweißeisens wurden im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt unter Leitung von Prof. Dr. H. Kayser Versuche mit Proben, die der alten Brücke entnommen waren, durchgeführt. Hierbei ergab sich eine mittlere Zugfestigkeit von 34,2 kg/mm², eine mittlere Streckgrenze von 22,6 km/mm² und eine mittlere Bruchdehnung von 14,7%. Die alten schweißeisernen Überbauten erschienen demnach für eine Wiederverwendung durchaus geeignet, wenn die in ihnen auftretenden Spannungen nicht zu hoch werden. Es wurde daher eine zulässige Spannung von $\sigma_{zul} = 1,32 \text{ t/cm}^2$ bei Beanspruchung durch Hauptkräfte allein (ständige Last, Verkehrslast und Wärmeänderungen) und von $\sigma_{zul} = 1,51 \text{ t/cm}^2$ bei Beanspruchung durch Haupt- und Zusatzkräfte festgesetzt.

Wegen der grundlegenden Änderung der Fahrbahnausbildung kam für die Fahrbahnteile eine Wiederverwendung nicht in Betracht; ebenso mußten sämtliche waagerechten und senkrechten Verbände, die aus sich kreuzenden schlaffen Flachhaken bestanden, ausgebaut und durch neue, knicksteif ausgebildete Verbände ersetzt werden. Die Bogenträger selbst waren dagegen für eine Wiederverwendung in der umgebauten Brücke durchaus geeignet. Die Grundflächen der Auflager sowie die gußeisernen Lagerkörper selbst reichten für die neuen Belastungen in der umgebauten Brücke nicht aus, sämtliche Auflager mußten daher erneuert werden.

Erhöhung der Tragfähigkeit der Bogenträger.

Durch die große Breite der neuen Brücke von 16 m zwischen den Geländern ergibt sich bei einem gegenseitigen Abstände der beiden äußeren alten Bogen von 9,84 m auf jeder Seite eine Auskrägung von 3,08 m und damit eine erhebliche Mehrbelastung der äußeren Bogenträger, während die Auskrägung für den mittleren Bogenträger entlastend wirkt. Durch geeignete Ausbildung und Stützung der Fahrbahn war es möglich, die auf die Bogenträger wirkenden Lasten so zu verteilen, daß der mittlere Bogenträger nicht verstärkt werden mußte, während sich für die äußeren Bogenträger eine Erhöhung der Tragfähigkeit um rd. 50% als notwendig erwies. Diese Erhöhung der Tragfähigkeit wurde durch Hinzufügen einer dritten Wand an die bestehenden zweiwandigen Außenbogen erreicht; um die Stabspannungen in den neuen und alten Bogenträgern einwandfrei berechnen zu können, wurde die neue Tragwand als Fachwerkträger von gleicher Form und Gliederung wie die alten Bogenträger ausgebildet, wobei die Stabquerschnitte des neuen Bogens in einem bestimmten, in allen Punkten gleichbleibenden Verhältnis zu den Stabquerschnitten des alten Bogens stehen; der Wandabstand der neuen dritten Wand von der äußeren Wand des alten Bogens wurde ebenso groß gewählt wie der gegenseitige Abstand der beiden alten Tragwände, so daß der Gesamtschwerpunkt in der mittleren Wand liegt (Abb. 6). Durch diese Ausbildung wird ein vollkommen gleiches elastisches Verhalten in den alten Tragwänden und in der neuen Tragwand erreicht, und die Durchbiegungen des alten und neuen Bogens werden für Belastungen, die dem Verhältnis der Stabquerschnitte entsprechen, in allen Punkten gleich, so daß beide Bogenträger starr miteinander verbunden werden konnten, ohne daß Zwangungen entstehen, die die Lastverteilung beeinflussen. Die beiden alten Tragwände bilden zusammen mit der neuen dritten Wand ein einheitliches Ganzes, und es entstehen bei keiner Belastung unberechenbare Spannungen infolge ungleichmäßiger Verteilung der Lasten.

Die Verbindung zwischen altem und neuem Bogenträger wurde, wie weiter unten beschrieben wird, in einem Zeitpunkte hergestellt, in dem

beide nur durch ihr Eigengewicht belastet waren; die dieser Belastung entsprechenden Spannungen waren daher in beiden Bogenträgern gleich, so daß auch die Gesamtspannungen in dem alten und in dem neuen Bogenträger gleich sind.

Da ferner die Anschlüsse der Füllstäbe an die Gurtungen sich als ausreichend erwiesen, war eine Verstärkung der alten Bogenträger an keiner Stelle erforderlich.

Vorspannung in den Bogenträgern.

Die Querschnittflächen der Gurtungen der Bogenträger sind den in ihnen auftretenden Kräften zum Teil nicht angepaßt; der Obergurt ist im Verhältnis zum Untergurt zu schwach. Um beide Gurtungen möglichst gleich zu beanspruchen, wurde in die Bogenträger eine nach innen gerichtete, waagerechte Kraft eingeleitet, die im Obergurt Zugspannungen und im Untergurt Druckspannungen erzeugt. Diese Vorspannung wurde durch entsprechende Verkürzung der Stützweiten erreicht, die für den mittleren Bogenträger 3,8 cm, für den äußeren Bogenträger 3,4 cm betrug.

Aus der alten Veröffentlichung über den Bau der Brücke³⁾ geht hervor, daß den Bogenträgern bereits bei der Aufstellung eine Vorspannung erteilt worden war. Dies geschah in der Weise, daß die Bogenträger in ihrer ganzen Länge um 1,62 Zoll = 4,2 cm höher montiert wurden, als es der endgültigen Lage der Kämpfer entsprochen hätte; ausgerüstet wurde zuerst an den beiden Kämpfern, während die Bogenträger im Scheitel unterstützt blieben. Sobald sich die Kämpfer um das Maß von 4,2 cm gesenkt hatten, wurden die Stützeile eingebaut und der Bogenträger auch im Scheitel freigesetzt. Dem Höhenunterschiede von 4,2 cm entspricht bei gleichbleibender Bogenlänge eine Verkürzung der Stützweite von 2 cm. Die an den alten Bogenträgern vorzunehmenden Stützweitenverkürzungen betragen demnach 1,8 bzw. 1,4 cm, während die Stützweiten der neuen Bogenträger um das ganze Maß von 3,4 cm zu verkürzen waren. An den alten Bogenträgern wurden diese Stützweitenverkürzungen durch Druckwasserpressen beim Auswechseln der Auflager hergestellt, an den neuen Bogenträgern durch entsprechendes Höherlegen bei der Aufstellung und durch Absenken der Kämpfer bis auf die richtige Höhe vor dem Freisetzen im Scheitel. Abb. 7 zeigt einen um das erforderliche Maß von 7 cm höher montierten Kämpfer vor dem Absenken.

Einzelheiten der Brückendecke und des eisernen Überbaues (Abb. 8), 9 u. 10).

Die Fahrbahn ruht auf Belageisen Ω 90·200, zwischen die Kiesbetonsteine eingelegt sind; die verbleibenden Zwischenräume sind mit Bimsbeton ausgefüllt, um das Gewicht der Fahrbahn möglichst niedrig zu halten. Auf den Bimsbeton, der die Oberkante der Belageisen um 2 cm überdeckt, ist ein 2 cm dicker Glattrich aus Kiesbeton und auf diesen eine Isolierung aus Bleifolien zwischen bitumengetränkter Wollfilz-pappe aufgebracht. Über dieser Isolierung liegt der Schutzbeton, der am Bordstein 3 cm, in Brückenmitte jedoch 9,5 cm dick ist, um die notwendige Höhe für den Einbau der 16 cm hohen Rillenschienen der Straßenbahn zu gewinnen. Als Fahrbahnabdeckung kam ein 10 cm hohes Klefernholzplaster zur Verwendung. Die Fußwege werden von 8 cm dicken Eisenbetonplatten getragen, die mit einer 2 cm dicken Gußasphaltschicht abgedeckt sind (Abb. 8).

³⁾ Hartwich, Rheinbrücke bei Coblenz, Z. f. Bauwes. 1864. Berlin, Ernst & Korn.

⁴⁾ Abb. 8 weicht in einigen Teilen und Maßen etwas ab von dem Querschnitt Abb. 4 in Bautechn. 1933, Heft 41, S. 583.

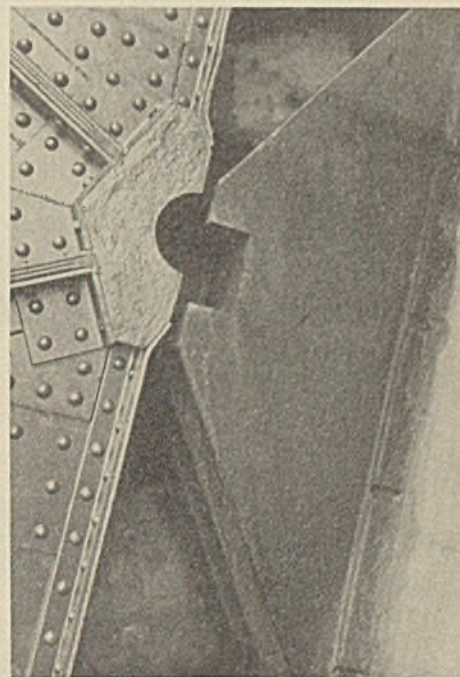


Abb. 7. Kämpfer vor dem Absenken.

Die Querträger wurden, soweit sie nicht in der Gegend des Scheitels zwischen die Hauptträger eingebaut oder auf diese aufgelagert sind, durch Pfosten aus Peiner Trägern unterstützt, die in jedem zweiten Knotenpunkte der Hauptträger, also in Abständen von 3,76 m liegen. Die Pfosten stehen bei den äußeren, nunmehr dreiwandigen Bogenträgern über der mittleren Wand; bei dem mittleren Bogenträger steht über jeder der beiden Wände ein Pfosten. Durch diese Anordnung war es möglich, in der Mitte der Querträger zwischen den beiden inneren Pfosten einen Stoß vorzusehen, so daß jede Fahrbahnhälfte für sich abgestützt und daher nacheinander, ohne Unterbrechung des Verkehrs auf der Brücke, hergestellt werden konnte.

In der Ebene der Querträgeruntergurte ist ein waagerechter Verband mit besonderen Windgurten angeordnet, die die Querträgerstützen an ihren oberen Enden verbinden und bis an die oberen Gurtungen der Bogenträger herangeführt sind (Abb. 9). Die auf die Fahrbahn wirkenden Windkräfte werden durch diesen Verband einerseits in die Bogenträger, andererseits durch einen zwischen den Endpfosten liegenden Querverband (Abb. 10) in die Auflager geleitet. Zur Übertragung der Auflagerkräfte des Fahrbahnwindverbandes auf die Bogenträger sind die niedrigen Stützpfeiler in Punkt 16 biegefest ausgebildet. Der Hauptwindverband liegt in der unteren Bogenleibung. In jedem zweiten Knotenpunkte sind zwischen den Bogenträgern senkrechte Querverbände angeordnet, während zwischen den Stützpfeilern der Fahrbahn, mit Ausnahme der Endstützen, keinerlei Verbände vorgesehen sind. Für den Bogenwindverband, sowie für die Querverbände konnten die in der alten Brücke vorhandenen genieteten Querriegel wieder verwendet werden; sämtliche Flacheisen

wurden jedoch durch knicksteife Stäbe ersetzt. Die Streben der Querverbände wurden nicht, wie in der alten Brücke, kreuzweise gelegt, sondern K-förmig mit einem Knotenpunkte in der Mitte des oberen Riegels, wodurch in jeder Brückenhälfte genügend Raum für je einen am unteren Riegel angeordneten Nachschausteg geschaffen wurde. Diese Nachschaustege sind von der Mitte der mittleren Öffnung und von den beiden Pfeilern aus durch Einsteigeöffnungen und Leitern zugänglich (Abb. 11).

An den Enden jeder Öffnung sind zum Ausgleich der Längenänderungen infolge von Wärmeschwankungen Dehnungsfugen angeordnet. Die Fugen sind durch Gleitplatten überdeckt, die einerseits auf der Brücke, andererseits auf einem in das Pfeiler- und Widerlagermauerwerk eingebauten Rost aufliegen. Damit diese Platten auch dann richtig und ohne Zwängung aufliegen, wenn die Querträger sich unter den Verkehrslasten durchbiegen, sind die Gleitplatten in mehrere Teile von mäßiger Länge geteilt und auf beiden Seiten frei drehbar gelagert (Abb. 8). Durch die Dehnungsfugen durchrinnendes Wasser wird in einer Querrinne aufgefangen und in die Abfallrohre geleitet. Zum Ausgleich der Längenänderungen der Straßenbahnschienen sind über den beiden Pfeilern und über den Widerlagern Schienenauszugvorrichtungen eingebaut.

Zur Befestigung der Querspanndrähte für die Beleuchtungskörper und für die Oberleitung der Straßenbahn sind in Abständen von rund 34 bis 37 m an den Enden der Querträger, außerhalb der Geländer sich verjüngende Stahlrohrmaste vorgesehen.

Als Baustoff wurde für alle Teile des neuen Überbaues St 37, für die Auflagerkörper Stahlguß und für die Stützteile geschmiedeter Stahl verwendet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauarbeiten zur Erweiterung des Rheinhafens Karlsruhe.

Von Stadtoberbaurat A. Wittinger und Stadtbaurat G. Glanzmann, Karlsruhe.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

Eine Besonderheit bildet lediglich die Verschlusseinrichtung in der schmalen Einfahrt zum Becken, die betätigt werden soll, wenn es zu verhindern gilt, daß leicht brennbares Öl, das sich auf der Wasseroberfläche des Ölbeckens ausbreitet, den Verkehr im Stichkanal und in den anderen Hafenteilen gefährdet. Der Einbau senkrechter Abschlußwände für diesen Verschuß sollte aus Gründen der Sicherheit für die in starkem Bogen aus dem Kanal einfahrenden Tankschiffe vermieden werden. Man entschloß sich, die Böschungen möglichst unverändert beizubehalten und

liegt quer zur vorherrschenden Windrichtung, Strömung ist nicht vorhanden, so daß also im allgemeinen eine Ausbreitung des Öls in den Stichkanal nicht begünstigt wird. Man konnte daher auf maschinellen Antrieb oder sonstige schnelle schlagartige Bedienbarkeit der Verschlusseinrichtung verzichten und sich mit Abschlußkörpern begnügen, die möglichst einfach zu handhaben und mit Menschenkraft einzuschwimmen sind. Im Benehmen mit der Branddirektion und dem Hafenbetrieb kam man zu folgender Lösung (Abb. 5 bis 8).

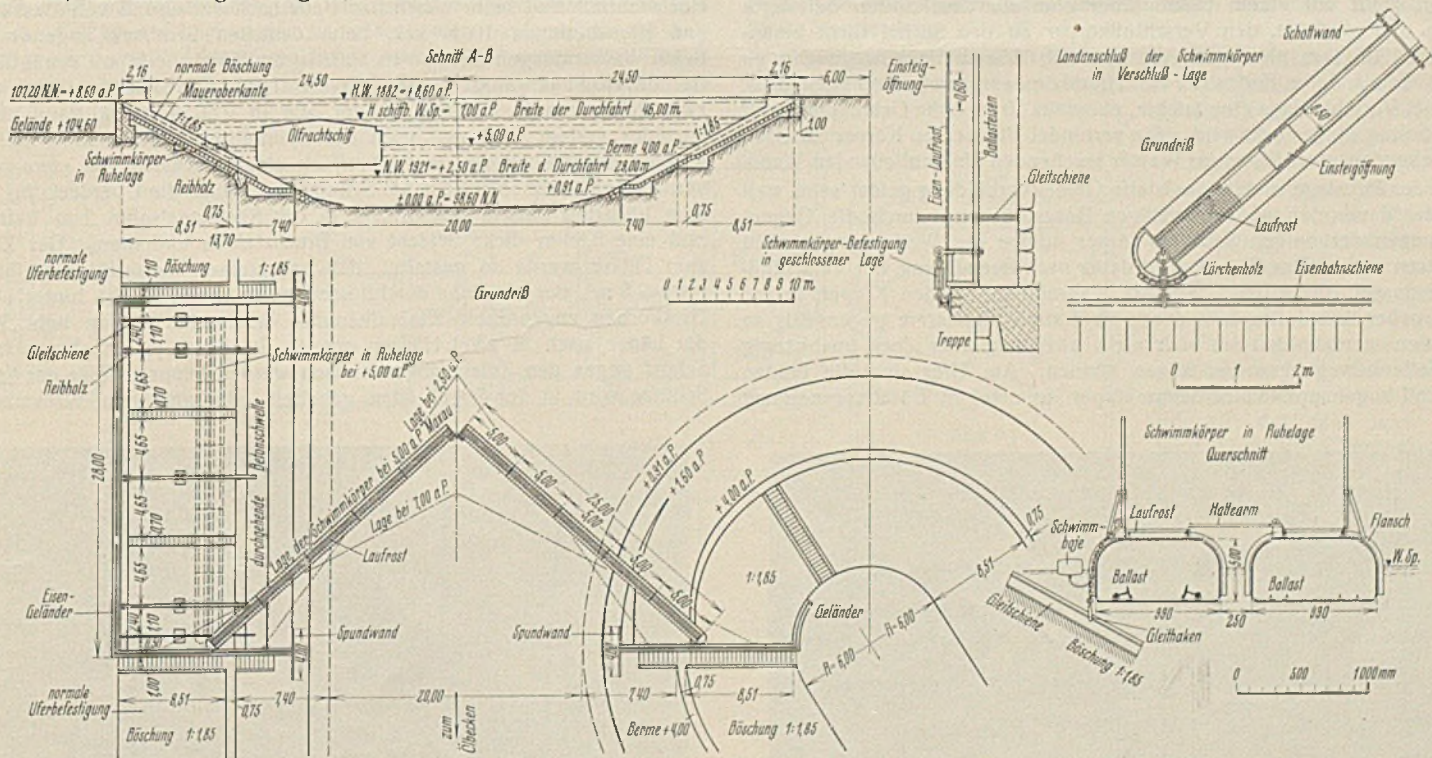


Abb. 5. Verschlusseinrichtung für das Ölbecken.

die schwimmende Verschlusseinrichtung so auszubilden, daß sie bei jedem Wasserstand, mit dem ja die Breite der Durchfahrt wechselt, diese voll abzusperrern geeignet ist. Für die Wahl und die Betätigung des Verschlusskörpers ausschlaggebend waren schließlich die in Berlin durchgeführten Versuche²⁾, die u. a. ergaben, daß schwimmendes Benzin auf stehendem Wasser sich verhältnismäßig langsam ausbreitet. Das Karlsruher Ölbecken

Die kleinste abzuschließende Durchfahrtbreite beim niedrigsten Wasserstand 2,5 a. P. beträgt etwa 29 m, die größte bei Hochwasser über 8,0 a. P. etwa 46 m. Für beide Längen muß der Verschluskörper genügen. Dies ist erreicht durch Trennung in zwei je 25 m lange Einzelkörper, die in Gebrauchslage miteinander einen Winkel bilden, dessen Öffnungsweite von der abzuschließenden Breite der Durchfahrt abhängt. Am Scheitel des Winkels werden die beiden Schwimmkörper gelenkig miteinander verbunden, während die Enden der Schenkel sich möglichst dicht an

²⁾ Bautechn. 1934, Heft 9, S. 95.

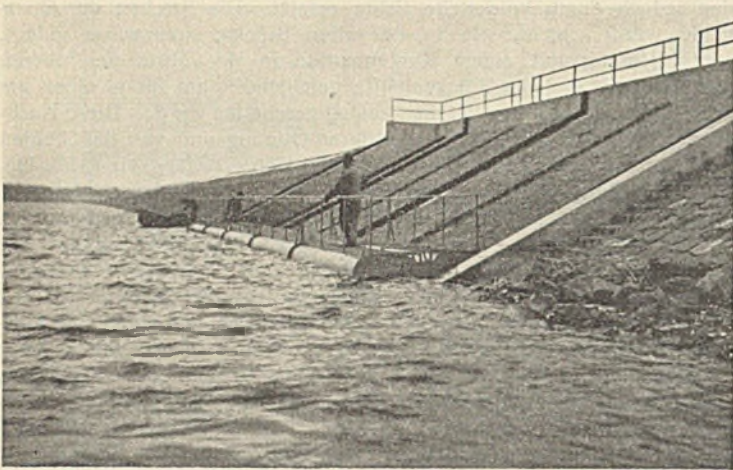


Abb. 6. Schwimmkörper für den Abschluß des Ölbeckens in Ruhestellung. Blick in das Ölbecken.

Betonsockel legen, die in der Böschungsneigung nur wenig über das umgebende Uferpflaster aufragen.

Die beiden Verschlusskörper sind rechteckige, an den Ecken stark abgerundete Zylinder aus 4 mm dickem Eisenblech, 50 cm hoch, mit etwa 1 m breiter ebener Grundfläche, innen und außen mit Mennige und Ölfarbe dreimal gestrichen. Jeder Körper besteht aus fünf selbständigen, wasserdichten Einzelteilen, die außen miteinander an Flanschen verschraubt sind, so daß auch bei Leckwerden eines Teils (Schotts) der Schwimmkörper nicht absackt. Jedes Schott ist durch ein Mannloch zugänglich und enthält Ballast aus alten Schienenabschnitten, durch den die Eintauchtiefe und das Stabilitätsmoment genügend vergrößert wird. Oben trägt der Schwimmkörper einen 0,5 m breiten Laufsteg, der durch ein leichtes Geländer gesichert ist und die Bedienung erleichtern soll. Die Gefahr des Kenterns ist bei der breiten Bauart und der dauernden Winkellage der beiden Körper ausgeschlossen.

Die Enden der Winkelschenkel, die sich gegen die Betonsockel legen, sind halbkreisförmig ausgebildet und, um ein Verbeulen möglichst auszuschließen, mit Lärchenholz beschlagen. Ein Spannschloß mit Bronzezapfen greift mit einem Haken über eine auf dem Sockel befestigte Schiene und gestattet, den Verschlusskörper an den Sockel dicht heranzuziehen, läßt ihm aber noch die Freiheit, den Wellenbewegungen zu folgen. Die anderen Enden der Schwimmkörper tragen keilförmige Nuten, in die bei Verschlusslage eine leichte, ebenfalls 50 cm hohe Gelenkplatte mit Bronzebolzen eingesteckt wird. Sie verbindet die beiden Körper zu einer durchgehenden, etwa 25 cm ins Wasser tauchenden ölabschließenden Wand.

In der Ruhelage muß diese steife Gelenkverbindung gelöst sein, weil diese der dauernden ungleichmäßigen Beanspruchung durch die Gegenbewegungen der beiden Schwimmkörper infolge des Wellenganges nicht gewachsen wäre. Das Gelenk wird daher nach Beendigung der Verschlusslage herausgenommen und verwahrt, während die beiden Körper, in der Nische nebeneinanderliegend, durch zwei steife Haltearme gegenseitig so verbunden werden, daß sie sich nicht anstoßen, aber doch unabhängig den Wellenbewegungen frei folgen können. Am Ufer sind die beiden miteinander gekuppelten Schwimmkörper an zwei in Böschungsneigung

verlegten Eisenbahnschienen gleitend verankert. Ein zangenartiger, unten offener Bügel umklammert lose den Schienenkopf und gleitet an diesem mit dem Wasserstand auf und ab, so daß der Abstand der ruhenden Körper vom Ufer in jeder Höhenlage immer gleich bleibt. Die Ankerkette ist mit Boje versehen, die verhindert, daß sie beim Abwerfen versinkt. Gegen unbefugte Benutzung sind alle lösbaren Teile durch Hängeschlösser gesichert.

Drei Holzbalken auf der Böschung der Nische sollen die Blechzylinder vor zu hartem Anprall auf Stein und damit vor dem Verbeulen bewahren; sie sollen als Lager dienen, wenn die Schwimmkörper zur Überholung und Erneuerung des Anstrichs ins Trockene gezogen werden. Dafür sind Flaschenzüge vorgesehen, für die in der oberen Begrenzungsmauer der Liegenische Haken eingelassen sind. Der Ballast wird vorher aus den Schotten entfernt. Die Nische ist ebenfalls mit Sandsteinen gepflastert; die Fugen sind mit Mörtel vergossen. Auf die Berme mußte hier verzichtet werden; ihre Stelle vertritt eine waagrecht durchgehende, kräftige Eisenbetonschwelle.

Der Einsatz der Verschlusskörper soll in Gefahrenfällen in erster Linie Sache der Berufsfeuerwehr sein, die hierzu durch Betätigung eines in der Nähe angebrachten Feuermelders herbeigerufen werden kann. Daneben werden aber auch geeignete Leute der zunächst gelegenen Ölfuschlagbetriebe und der Hafenverwaltung in der Handhabung der Verschluss-einrichtung unterrichtet werden. Ein eiserner Ruder Kahn, der zu diesem Zweck am Ufer der Einfahrt dauernd bereit liegt, unterstützt durch eine Seilwinde am östlichen Ufer der Beckenmündung, genügt zum Bewegen der Schwimmkörper. Die Bedienungsmannschaft hat nach Öffnen der Schösser zuerst die beiden Verankerungen abzuwerfen und die Verbindungsarme der Schwimmkörper zu lösen. Unter Festhalten des einen Körpers am Betonsockel der Nische wird der andere nach dem Ostufer gezogen und dort festgemacht. Da beide Körper am anderen Ende dauernd durch eine Kette miteinander verbunden sind, nehmen sie beim Einschwimmen von selbst die Winkellage ein. Sie werden alsdann durch Einstecken der Gelenkplatte verbunden. Wichtig ist vor allem eine gute Organisation für die Bedienung der Anlage und genügende Unterweisung und Übung geeigneter, in der Nähe beschäftigter Personen, damit in Gefahrenfällen rechtzeitig die richtigen Maßnahmen ergriffen werden.

4. Der neue Federbachdüker

war nach den Ausführungen unter 1. für die Aufnahme beider Federbäche, die zusammen eine Fläche von 60 km² entwässern, zu bemessen. Als Höchstabfluß sind beim westlichen Federbach auf Grund von Messungen und Berechnungen 10 m³/sek, beim östlichen 2 m³/sek angenommen. Beide Wassermengen zusammen sollen vom Düker noch mit erträglichem Gefälleverlust bewältigt werden. Der aufgestellte Entwurf sah dafür zwei Rohre von je 1,80 m l. W. vor, die in 2,50 m Achsabstand nebeneinander verlegt sind und nach der hydraulischen Berechnung bei der größten Durchflußmenge von 12 m³/sek einen Rückstau von etwa 50 cm verursachen. Mit Rücksicht auf Schiffsanker sollte die Überdeckung über dem höchsten Punkte des Dükers in der Stichkanalsole 2 m betragen und eine 0,80 m dicke Schicht von Bruchsteinen enthalten. Der Zulauf zum Düker wurde so gestaltet, daß bei kleiner Wasserführung, bis zu etwa 2,5 m³, nur ein Rohr durchflossen wird. Dazu ist die hinter einem Grobrechen angeordnete Einlaufkammer durch eine 0,85 m hohe Wand der Länge nach in zwei Hälften geteilt, die durch je ein ebenso hohes Schütz gegen den Zulauf abgeschlossen werden können. Eine der beiden Schütze wird in der Regel offen gehalten. Bei größerem Wasserzufluß

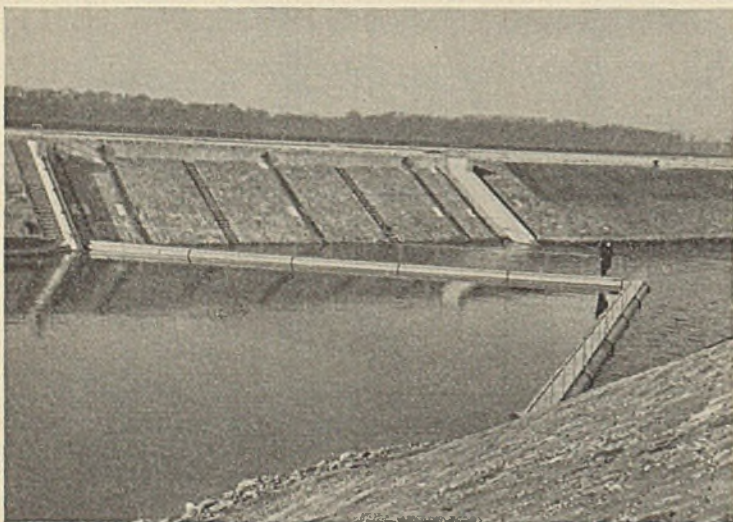


Abb. 7. Schwimmkörper in Verschlusslage. Blick nach dem Stichkanal.

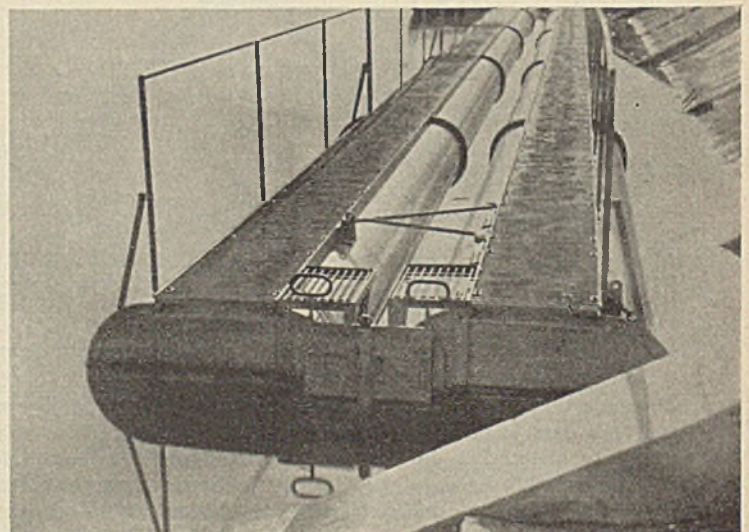


Abb. 8. Ausbildung der Gelenkverbindung zwischen den beiden Schwimmkörpern (In Ruhestellung).

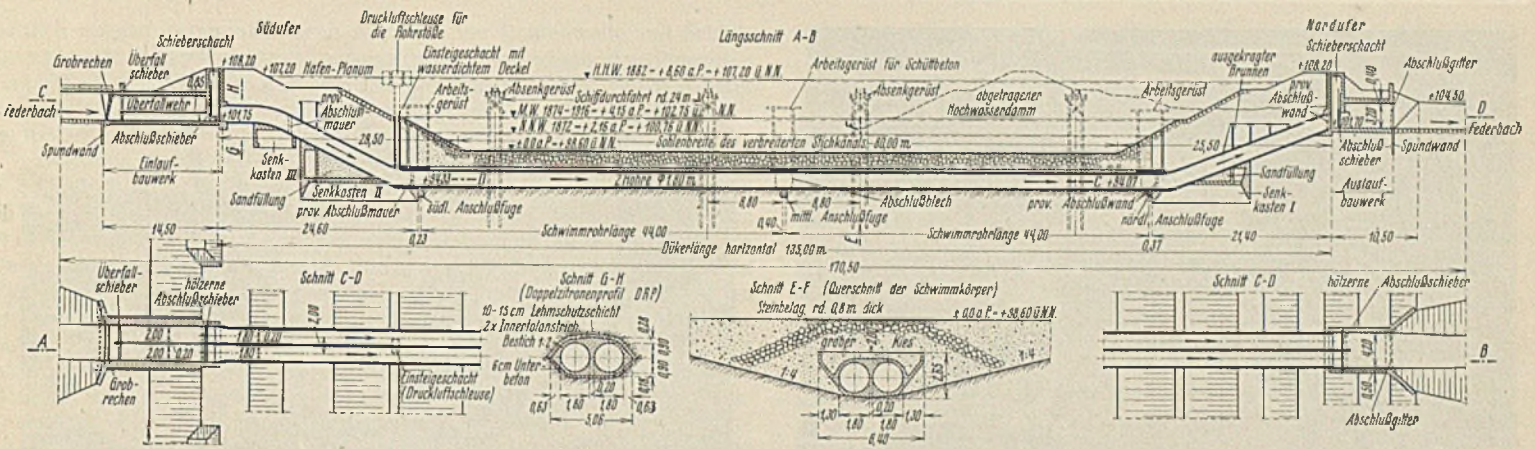


Abb. 9. Neuer Federbachdüker.

kann ein Teil des Wassers über die Schütze und die Trennung nach dem anderen Rohr überstürzen. Es ist natürlich möglich, die Rohre zu wechseln oder bei großem Wasserandrang beide Schütze zu öffnen (Abb. 9).

Um die Dükerrohre auch bei höchsten Wasserständen in Federbach und Rhein sicher und vollständig abschließen zu können, wurden an beiden Enden hölzerne Schieber vorgesehen. Sie sollen von Doppelschächten aus bedient werden, die in die beiderseitigen Hochwasserdämme eingebaut werden und über höchstes Rheinhochwasser reichen. Ein Grobrechen vor dem Einlauf verhindert Unglücksfälle und hält sperrige Schwimmstoffe vom Düker fern, ein Abschlußgitter am Auslauf schützt den Düker gegen unbefugtes Betreten. Von einem Sandfang vor dem Einlauf wurde abgesehen, da beide Federbäche wegen ihres geringen Gefälles in der Regel kaum nennenswerte Stoffmengen mit sich führen werden. Ein Einstelgschacht am Fuße des absteigenden Dükerastes soll das Begehen des Dükers erleichtern.

Zufluß- und Abflußbett südlich und nördlich des Dükers wurden als einfache Erdgräben vorgesehen, deren Böschungen da, wo sich dies als erforderlich erweisen würde, mit Lehmschlag, Flechtwerk, Betonplatten oder Sandsteinen befestigt werden sollten.

Die Bauarbeiten für den Düker und das neue Federbachbett wurden nach dem Entwurf der Stadtverwaltung zusammen mit den Arbeiten für die Stichkanalverbreiterung im Januar 1933 ausgeschrieben. Der Entwurf des Dükers als solcher war im wesentlichen bindend; für die Ausführung war unverbindlich vorgeschlagen, die mittlere waagerechte Dükerstrecke von etwa 88 m Länge in zwei Teilen an Land herzustellen, sie

dann einzuschwimmen und in den inzwischen ausgebaggerten Rohrgraben abzusenken, die beiden Dükeräste und die Endbauwerke am südlichen und nördlichen Stichkanalufer dagegen in offener Baugrube mit Grundwasserabsenkung auszuführen. Den Zuschlag für den Düker erhielt die Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag AG, Frankfurt a. M., auf Grund ihres Angebots, das den Entwurf und den Ausführungsvorschlag der Stadt im wesentlichen beibehielt; das neue Federbachbett wurde den beiden Firmen G. Siegrist und Karl Müller übertragen.

Ende März 1933 wurden die Bauarbeiten gleichzeitig mit der Verbreiterung des Stichkanals in Angriff genommen. Das Bauprogramm war grundsätzlich dadurch festgelegt, daß die beiden Arbeiten möglichst reibungslos ineinandergreifen sollten. Es war erforderlich, das Auslaufbauwerk und den benachbarten Schieberschacht zuerst herzustellen, da diese beiden Bauteile in den neuen Hochwasserdamm zu liegen kamen.

Der Unternehmer beabsichtigte, sowohl die in offener Baugrube herzustellenden Dükeräste als auch die fertig einzuschwimmenden und abzusenkenden Teile als sogenanntes Doppelzitroneprofil DRP herzustellen (Abb. 9), das beide Rohre in einem geschlossenen Betonkörper zusammenfaßt. Das der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag AG patentierte „Zitroneprofil“ soll die Spannungen, die durch etwaige unvollkommene Auflagerung des Baukörpers in der Längsrichtung hervorgerufen werden können, in statisch günstiger und damit wirtschaftlicher Weise ausgleichen.

Bei den Schwimmrohren sind dem Doppelzitroneprofil Kammern aufgesetzt, die durch beiderseitige, etwa tangential an die Rohre angesetzte Flügel und senkrecht dazu stehende Querwände gebildet werden (Abb. 9 u. f.). Diese Kammern erhöhen beim teilweisen Eintauchen des Körpers die Wasserdrängung und machen ihn dadurch schwimmfähig; andererseits gewährleisten sie die Sicherheit der versenkten Rohre gegen Aufschwimmen, indem sie einen Gewichtsüberschuß des voll eingetauchten Körpers von 0,5 t/lfdm bringen, der dann noch erhöht wird durch die Überdeckung mit Kies und Steinen, die als Auflast in die Kammern gefüllt werden und auf deren ganze Breite sicher wirken. Dies ist insofern von Bedeutung, als der Düker zur Reinigung und Besichtigung später immer wieder leergespült werden muß. — Die Auflagerfläche der Schwimmkörper ist keilförmig, damit sie sich beim Absetzen auf den Baugrund in diesen einpressen. Dadurch kann selbst bei den unvermeidbaren Unebenheiten des gebaggerten Rohrgrabens eine im wesentlichen durchgehende Auflagerung des Schwimmkörpers erwartet werden. Die an die Auflagerflächen anschließenden Seiten des Baukörpers sind unter 45° geneigt; die Hinterfüllungserde wird sich an sie satt anschließen. Eine kräftige Längsbewehrung des

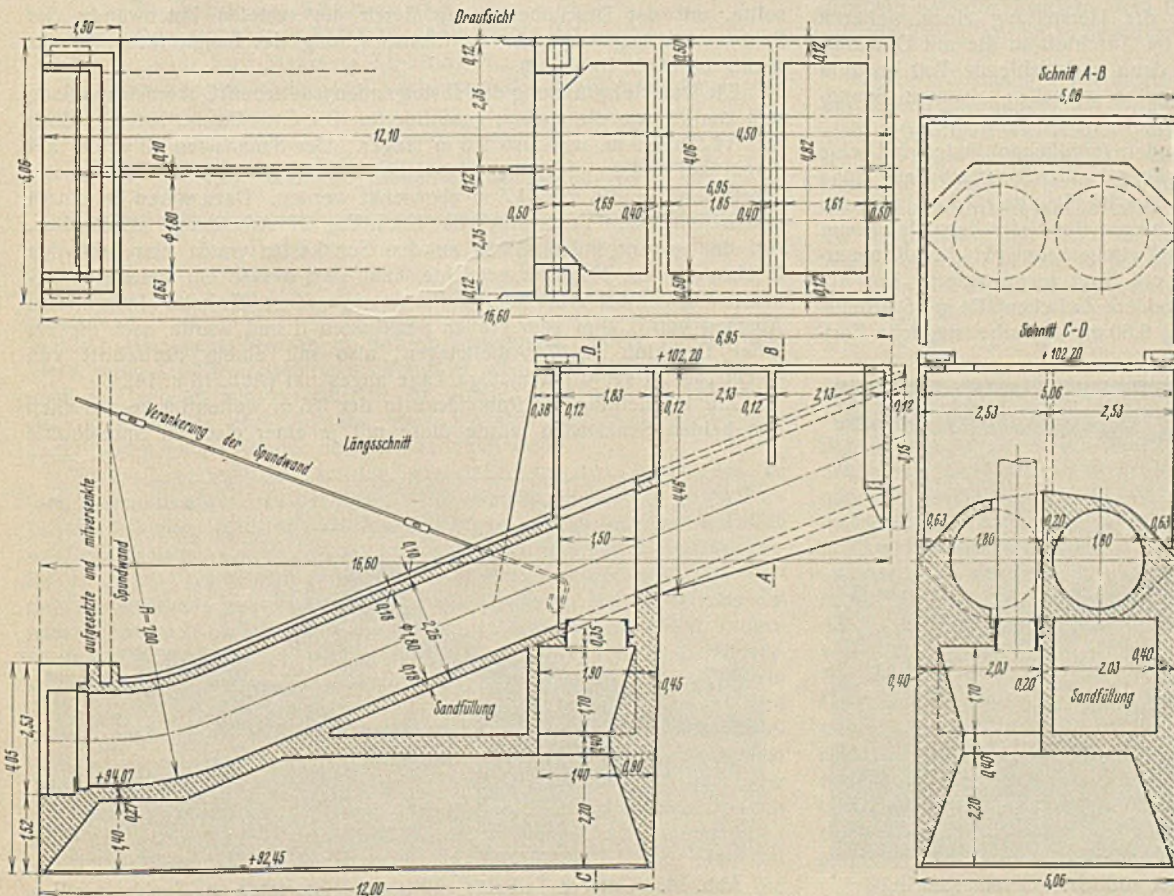


Abb. 10. Senkkasten I mit ausgekragtem Brunnen.

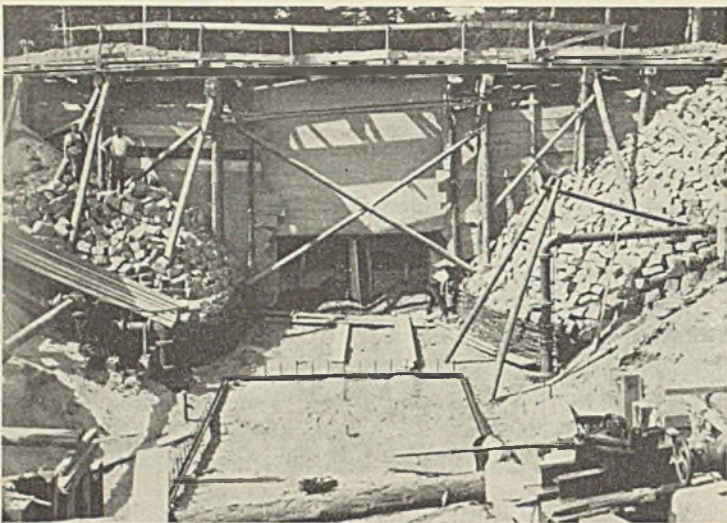


Abb. 11. Schneide des nördlichen Senkkastens I.
Blick auf den Schieberschacht mit anschließendem neuen Hochwasser-
damm, durch Steinschüttung gegen Hochwasserangriffe geschützt.

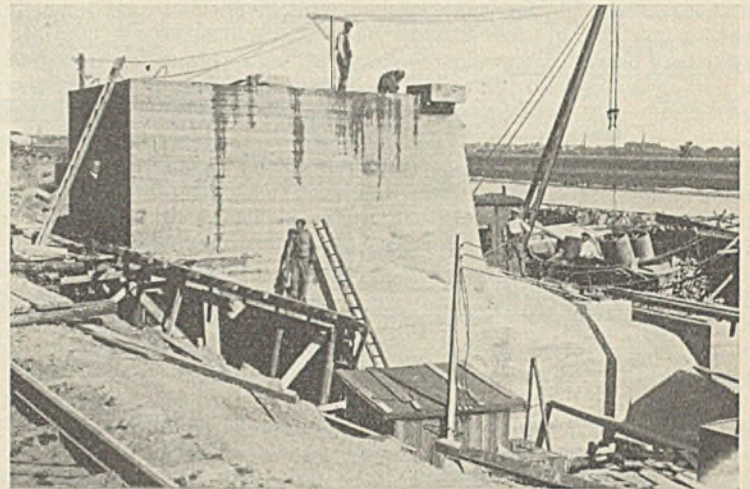


Abb. 12. Nördlicher Dükerast auf Senkkasten
mit ausgekragtem Brunnen;
Blick von Westen.

Schwimmkörpers nimmt die Beanspruchungen auf, die bei etwaigen Unregelmäßigkeiten der Auflagerung auftreten sollten.

Die erheblichen Schwierigkeiten, die sich schon zu Beginn der Wasserhaltung in der Baugrube für den aufsteigenden Dükerast am Nordufer zeigten, veranlaßten den Unternehmer zu dem Entschluß, die in offener Baugrube beabsichtigte Ausführung der beiden Dükeräste auf ihre oberen Teile zu beschränken, dagegen die tiefer gelegenen Strecken bis zum Anschluß an die Schwimmkörper mit Druckluft auf Senkkasten zu gründen, die aus Eisenbeton bestehen und mit eiserner Schneide versehen sein sollten. Beim Entwurf des nördlichen Senkkastens mußte hierbei auf die Standsicherheit des inzwischen fertiggestellten Einlaufbauwerks mit Schieberschacht und des anschließenden neuen Hochwasserdamms, die zusammen bereits den Hochwasserschutz an Stelle des teilweise schon abgetragenen alten Damms übernommen hatten, Rücksicht genommen werden. Man ging daher mit der landseitigen Senkkastenwand nur bis auf etwa 9 m an die Flucht des Schieberschachtes heran. Dagegen wurde aus dieser landseitigen Senkkastenwand auf dem Nordufer ein etwa 5 m langer, viereckiger Brunnen aus Eisenbeton ausgekragt und unter Ausbaggerung der Erde im Innern des Brunnens mit dem Senkkasten zusammen abgesenkt. Dieser Brunnen umschloß nach vollendeter Absenken eine fertige Baugrube für die Herstellung eines weiteren Stückes des aufsteigenden Dükerastes im Anschluß an die mit Druckluft abgesenkte Rohrstrecke (Abb. 10). Der dann noch fehlende Teil bis zum Schieberschacht wurde in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden hergestellt.

Der Senkkasten (I) des aufsteigenden (nördlichen) Astes hat eine Grundfläche von $12,5 \times 5,0$ m. Er wurde auf einer Sandfläche auf Höhe $102,0 + \text{NN}$ gebaut. Die Arbeitskammer ist im Hauptteil 2,2 m hoch, am wasserseitigen Ende mußte diese Höhe wegen der tiefer liegenden Rohre bis auf 1,4 m eingeschränkt werden. Der Zwischenraum zwischen Kammerdecke und aufgesetztem Schrägröhr ist mit Sand ausgestampft. Das Absenken ging programmgemäß ohne besondere Zwischenfälle in 25 Arbeitstagen vor sich. Die Absenktiefe betrug 9,60 m, der arbeitstägliche Fort-

schrift also 38 cm. Die beim Absenken anfallenden Erdmassen wurden in der Hauptsache nach einem der Baufirma patentierten Verfahren gefördert, das die sonst übliche Verwendung der Druckluftschleuse vermeidet. Allerdings ist dieses Verfahren nur bei Sand, Kies und ähnlichen Erdarten brauchbar. Es konnte auf der Südseite des Stichkanals, wo teilweise lehmige Schichten zu durchfahren waren, nicht immer angewendet werden.

Besondere Rücksicht war beim Abteufen des Senkkastens auf dem Nordufer auf den auskragenden Brunnen zu nehmen, da dieser einen einseitig wirkenden Widerstand gegen das Absenken hervorrief. Der Senkkasten hatte infolgedessen die Neigung, sich schräg zu stellen. Die von dem Brunnen ausgehenden Kräfte wurden schließlich so stark, daß in den Kragwänden am Senkkasten Risse auftraten, die jedoch keine ernstlichen Nachteile für das Bauwerk zur Folge hatten.

Nach Absenken auf planmäßige Höhe wurde die Arbeitskammer des Senkkastens mit Sand möglichst satt ausgefüllt. Durch mehrmaliges plötzliches Ablassen des Luftdrucks wurde ein möglichst starkes Setzen des Senkkastens und eine vollkommene Verdichtung des Sandes angestrebt. Auf Verfüllung mit Magerbeton, die sonst in solchen Fällen üblich ist, wurde verzichtet; man konnte sich, auch wenn die Kammerdecke infolge Zusammensackens der Sandfüllung nicht zur Lastübertragung kommen sollte, mit der Druckübertragung durch die schiefen Innenwände des Senkkastens begnügen, da die Beanspruchung des Baugrundes nur sehr gering ist (Abb. 10 bis 12).

Die Druckluftgründung des absteigenden (südlichen) Dükerastes vollzog sich ähnlich wie die soeben geschilderte. Die Grundfläche betrug jedoch hier $14,5 \times 5,0$ m, war also 2,5 m länger. Der Senkkasten (II) wurde auf einem auf $104,2 + \text{NN}$ angeschütteten und festgestampften Planum angesetzt und mußte um 11,5 m abgesenkt werden. Dazu waren bei einem durchschnittlichen Fortschritt von 42 cm/Tag 27 Arbeitstage erforderlich. Auf den auskragenden Anbau an den Senkkasten wurde hier nach den Erfahrungen am Nordufer verzichtet und statt dessen ein weiterer Senkkasten (III) von $5,2 \times 5,0$ m Grundfläche angeordnet. Er hatte einen lichten Abstand von 0,50 m vom großen Senkkasten II und wurde nach diesem unter Druckluft in 7 Arbeitstagen, also mit einem Fortschritt von 45 cm/Tag, in seine planmäßige Lage abgesenkt (Abb. 13 u. 14).

Zur Herstellung der Rohrstücke in der 0,5 m weiten Lücke zwischen den beiden Senkkasten wurde diese mit je einer eisernen Spundbohle

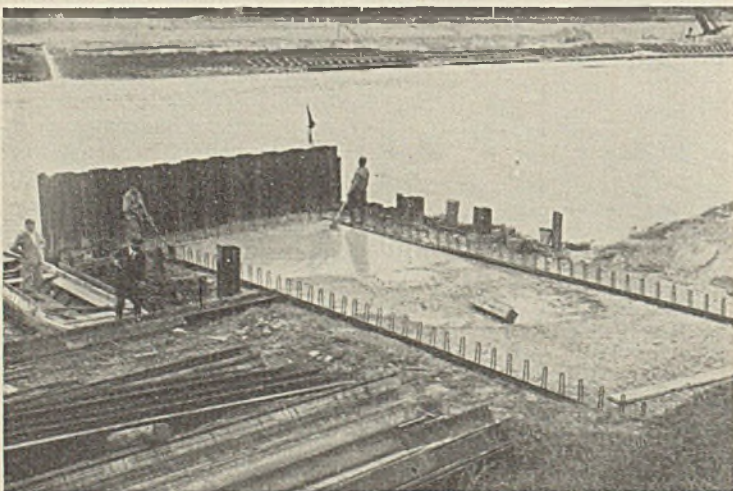


Abb. 13. Die Schneide für den südlichen Senkkasten II.
Blick nach dem Stichkanal.

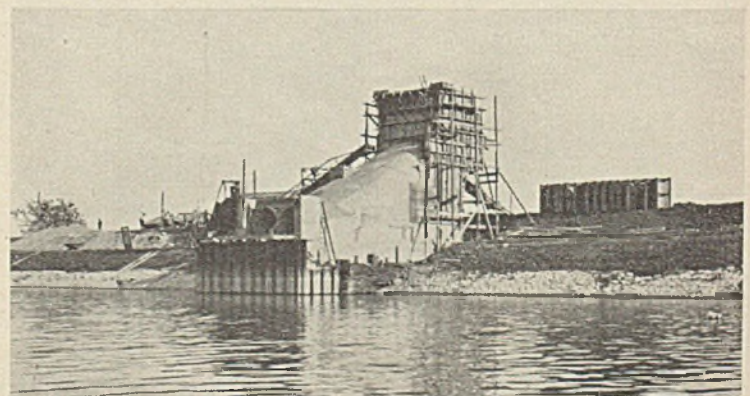


Abb. 14. Unterer Teil des südlichen Dükerastes auf Senkkasten II
vor dem Absenken.

seitlich abgeschlossen und durch Ausfüllen der Bohlenwelle mit Schüttbeton unter Wasser gedichtet; ebenso wurde unterhalb der Rohrsohle Unterwasserbeton eingebracht, so daß die Lücke allseits gegen Wasser abgeschlossen war und normale Herstellung der Rohrstücke im Trockenen gestattete.

Während dieser Arbeiten wurden auch die Schwimmrohre in einem Trockendock an Land hergestellt. Ein schwimmendes Dock konnte nicht in Frage kommen, da die aufzunehmenden großen Lasten ungewöhnliche Aufwendungen und Vorkehrungen erfordert hätten, ohne daß damit ein besonderer Vorteil verbunden gewesen wäre. Es war allerdings nicht leicht, für das Trockendock einen geeigneten Platz zu finden, da es, um an Aushubkosten zu sparen, möglichst in die Stichkanalverbreiterung fallen sollte, ohne daß natürlich dieser Betrieb gestört würde; diese Lage des Docks bot den weiteren Vorteil, daß es in nächste Nähe des offenen Wassers zu liegen kam, wodurch die Kosten für das Öffnen der Dockgrube zum Ausschwimmen der Rohre verringert wurden. Als geeignetste Stelle erachtete man schließlich das östliche Ende des alten Stichkanalufers an der Einmündung des Nordbeckens (Abb. 1). Es war hier nur durch einen verhältnismäßig schmalen Damm vom Stichkanal getrennt und konnte so breit bemessen werden, daß die beiden je 44 m langen Rohrkörper nebeneinander aufgelegt werden konnten. Der Aushub wurde von der Firma H. Vatter als Teilarbeit der ihr übertragenen Stichkanalverbreiterung geleistet. Die Sohle lag auf 2,50 a. P., die durch offene Wasserhaltung ohne besondere Schwierigkeit trockengehalten werden konnte.

Als Unterlage für die Rohre wurde eine 20 cm dicke Schicht gegen Grund betoniert (Abb. 15), die gleichzeitig als Schalung für die keilförmige Auflagerfläche der Schwimmkörper diente. Sie wurde mit Papier abgedeckt, um eine Verbindung mit den darauf betonierten Rohren zu verhindern, da diese dadurch am Aufschwimmen verhindert worden wären.

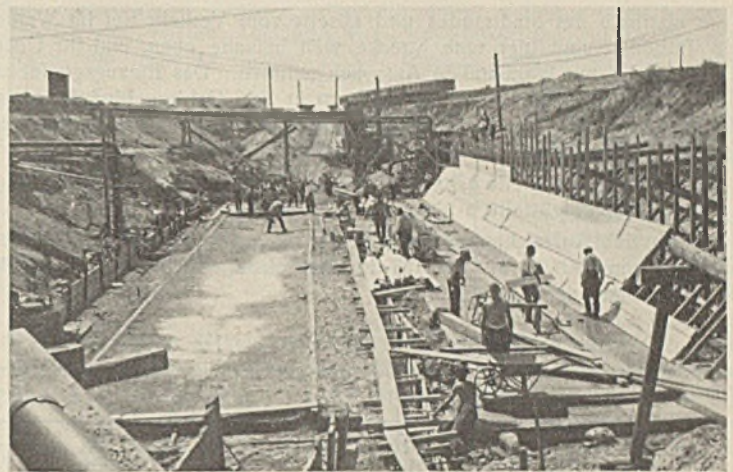


Abb. 15. Dock für die Herstellung der Schwimmkörper. Unterlage für die keilförmige Auflagerfläche ist fertiggestellt. Aufstellen der Schalung für die Schwimmkörper. Blick nach Westen.

Die Zusammensetzung des Betons für den Düker überhaupt und besonders für die Schwimmrohre wurde in erster Linie mit Rücksicht auf seine Wasserdichtigkeit gewählt. Es mußte ja möglichst verhindert werden, daß unter dem Druck hoher Rheinwasserstände von außen Wasser durch die Rohrwände in den Düker eindringt; für die Schwimmrohre kam hinzu, daß sie nach dem Ausschwimmen aus dem Dock unter Umständen längere Zeit schwimmend gehalten werden mußten, bevor sie versenkt werden konnten. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Größenbemessung von Talsperren.

Von Prof. Otto Geißler, Wernigerode.

Um 1930 gab es in Deutschland etwa 58 Talsperren, die man nach ihrer hauptsächlichsten Verwendung etwa so gruppieren kann:

36 Sperren hauptsächlich zur Wasserversorgung von Gemeinden und Gewerben mit

Stauräumen von 300 000 bis 134 Mill. m³ Inhalt,
Stauhöhen von 6 bis zu 68 m,
Baukosten von 280 000 bis zu 24,66 Mill. RM,
und für 1 m³ Stauraum 23 bis 377 Pf.;

19 Sperren hauptsächlich für Hochwasserschutz und Wasserausgleich mit

Stauräumen von 480 000 bis zu 50 Mill. m³,
Stauhöhen von 3,7 bis zu 48 m,
Baukosten von 170 000 bis zu 8,5 Mill. RM,
für 1 m³ Stauraum 3,6 bis 57 Pf.;

3 Sperren hauptsächlich zum Verbessern der Schiffahrtstiefen in den unterliegenden Flüssen:

	mit Stauraum	Stauhöhe	Baukosten	Kosten für 1 m ³ Stauraum
Edertalsperre . .	202 Mill. m ³	41 m	20 Mill. RM	10 Pf
Diemelperre . .	20 "	34 "	4,85 "	24 "
Neißesperre . . .	90 "	12 "	50 "	55 "

Seitdem sind neue Sperren in Betrieb genommen, andere im Bau und viele geplant. Die Zusammenstellung ist also nicht lückenlos, sie soll auch nur zeigen, wie verschieden die Sperren sind und daß jede neue deswegen wieder eine Aufgabe ganz für sich sein muß, zu der alle Einzelheiten immer wieder neu zu überlegen sind.

Solche Überlegungen werden angestellt von den verschiedensten Gesichtspunkten aus. In der Regel wird versucht, die Sperre so groß zu bauen, daß man in ihr alle Zuflüsse auffangen und zu geregelterm Abfluß ausgleichen kann. Diese Absicht wird aber erschwert durch die Unsicherheiten beim Veranschlagen der Zuflüsse, der Verdunstungs- und Versickerungsverluste aus dem Stauraum und dadurch, daß schon das annähernd volle Ausgleichen einen großen und teuren Stauraum fordert. Auch die Unterschiede im Wasserstande der Stauseen infolge der verschieden starken Zuflüsse in Regen- und Trockenwetterzeiten werden in großen Stauräumen erheblicher, weil in ihnen mehr Raum für Mangel- und Überschußzeiten bereit sein muß. Diese Unterschiede stören das Landschaftsbild und sind besonders da sehr unerwünscht, wo Wasser aus dem Stauraum zu Wasserversorgungen genutzt wird. Denn beim Absinken der Wasserstände entstehen auf dem freigelegten Grunde Schlammstreifen und in ihnen ein reiches Bakterienleben, und wenn die Schlammstreifen beim Ansteigen des Wassers durch stärkere Zuflüsse wieder überstaut werden, steigt die Zahl der Keime im Wasser oft bis weit über die wünschenswerte Grenze hinaus.

Freilich wird der absolute Nutzen einer Talsperre um so geringer sein, je kleiner der Stauraum wird, weil Anteile vom Zulauf aus kleineren Stauräumen überlaufen müssen und also ungenutzt wegfließen. Aber wenn das volle Ausgleichen von verschiedenen großen Zulaufmengen doch nur theoretisch möglich ist und mancherlei Bedenken hat, und das annähernd volle Ausgleichen durch den großen Stauraum praktisch sehr teuer wird, dann kann es in vielen Fällen wertvoll sein, die wünschenswerteste Ausbaugröße für eine Sperre auch von der Wirtschaftlichkeit aus zu beurteilen, ehe man sie endgültig bestimmt. Das Grundsätzliche dabei läßt sich am besten an einem Beispiel dartun, weil die großen Verschiedenheiten der Zuflüsse und die Unsicherheiten für die Berechnungen viel eindringlicher mit wirklichen Werten zu beweisen sind als mit theoretischen Erwägungen.

Am Nordosthang eines mitteldeutschen Gebirges liegt um eine Stadt mit 25 000 Einwohnern auf Höhe 250 m + NN ein größeres Gebiet mit einer lebendigen Wirtschaft. Oben zum Gebirge hin sind in landschaftlich schöner Lage Siedlungen mit starkem Fremdenverkehr, gewerbliche Anlagen, von denen viele mit Wasserkraft arbeiten, und unterhalb der Stadt liegt eine fruchtbare Ebene mit reichem Ackerbau. Der Fluß, in dem sich die Bergabflüsse zur Stadt hin sammeln, hat eine sehr unregelmäßige Wasserführung. In ihm laufen ab:

an 107 Tagen im Jahre zwischen	20 und 100 sl
" 193	" 400
" 50	" 700
" 15	" 701 und mehr als 10 000 sl.

Die Wasserspenden aus dem Einzugsgebiet schwanken von weniger als 1 bis zu mehr als 300 sl/km². Diese Unausgeglichenheiten machen die Beaufschlagung der Kraftwerke am Fluß unregelmäßig, und infolgedessen haben sich die Kraftwerke entweder zu Jahreszeitenbetrieben entwickelt, oder sie mußten neben der Wasserkraft noch große und teure Aushilfsmaschinen beschaffen und unterhalten. Die kleinen Niedrigwassermengen in den Wasserläufen können die Abflüsse von den anliegenden Grundstücken nicht hinreichend verdünnen und abschwemmen. Der Fluß sieht dann unterhalb der Stadt oft schlimm aus, und gelegentliche Hochwasser richten große Schäden an, weil es nicht möglich war, den stark wechselnden Wassermengen die rechten Profile zum Abfluß zu geben und zu erhalten. Dazu kam, daß die Stadt nicht hinreichend mit Wasser versorgt und gutes Grundwasser schwer zu beschaffen ist, daß man eine einheitliche Kanalisation brauchte, die eine sichere und einwandfreie Wasserversorgung forderte, und daß auch Landgemeinden unterhalb der Stadt und Wiesen im Flußtal Wasser brauchen, das der Fluß gerade dann nicht hergeben kann, wenn es im Sommer am nötigsten gebraucht wird. Darum wurde untersucht, ob Anteile von den hohen Wasserführungen des Flusses in Sperren aufgefangen und zu regelmäßigerem Abfluß ausgeglichen werden können.

Die nach den ersten vergleichenden Untersuchungen in Aussicht genommene Sperrstelle liegt an einer stark eingeschnürten Talgabelung

3 km oberhalb des Stadtrandes und abseits vom Verkehr tief im Walde. Die Talböden sind hier eine Strecke weit beinahe eben, und ihr Überstauen würde nur Waldland in Anspruch nehmen. Das Einzugsgebiet zu dieser Sperrstelle reicht bis zu + 900 m in das Gebirge hinauf und ist 19,7 km² groß. In ihm sind zwei Regenmeßstellen, deren Aufzeichnungen benutzt werden konnten. Von dem Gesamtgebiet liegen zur

Regenmeßstelle a hin auf + 600 über NN 8,90 km²
Regenmeßstelle b hin auf + 270 über NN 10,80 km².

Nach den Aufzeichnungen der beiden Regenmeßstellen sind in den 8 Jahren von 1907/08 bis 1914/15 in den einzelnen Monaten folgende Niederschlagsmengen gefallen:

Bei der Regenmeßstelle a auf 600 m + NN.

Jahr	1907/08	08/09	09/10	10/11	11/12	12/13	13/14	14/15
XI	58	63	141	143	72	136	88	70
XII	102	19	162	90	94	140	208	117
I	93	79	140	44	85	92	45	210
II	151	150	99	151	72	80	27	64
III	75	66	43	86	84	99	200	172
IV	134	77	97	61	58	60	71	72
V	101	49	48	45	88	96	111	18
VI	49	70	91	52	79	74	80	80
VII	99	85	117	27	108	46	105	91
VIII	141	66	66	40	146	65	16	70
IX	36	177	105	46	67	66	101	34
X	5	83	20	88	58	46	95	85
Summe:	1044	984	1129	873	1011	1000	1147	1083

Bei der Regenmeßstelle b auf 270 m + NN.

Jahr	1907/08	08/09	09/10	10/11	11/12	12/13	13/14	14/15
XI	21	26	97	72	22	67	33	35
XII	71	14	92	42	53	60	88	45
I	44	23	48	32	44	49	15	94
II	75	85	51	67	26	42	16	29
III	35	88	28	46	57	56	91	96
IV	111	46	32	26	34	36	51	23
V	75	16	34	54	87	79	83	11
VI	30	58	45	54	66	65	87	69
VII	73	46	47	10	91	64	75	60
VIII	93	50	92	9	103	53	7	70
IX	23	117	80	24	36	44	60	28
X	2	54	16	51	30	48	65	90
Summe:	653	623	662	487	649	663	671	650

Von diesen so verschieden großen Niederschlägen an den beiden in der Luftlinie nur 6 km voneinander entfernten Meßstellen kamen nach der zeitlichen Verteilung der Niederschläge und den Witterungs- und Pflanzenwachstumsverhältnissen zur Zeit des Niederschlags wieder ganz verschieden große Anteile zum Abfluß. Die Berechnungen nach den Aufzeichnungen eines selbstschreibenden Pegels an der Zusammenflußstelle ergaben folgende Abflüsse in Mill. m³:

Jahr	1907/08	08/09	09/10	10/11	11/12	12/13	13/14	14/15	Summe
XI	0,410	0,700	0,956	0,770	0,230	1,011	0,612	0,725	5,414
XII	1,213	0,221	2,443	0,762	0,359	1,245	0,891	1,673	8,807
I	0,705	0,440	1,351	0,601	1,180	0,895	0,372	2,160	7,704
II	1,224	1,123	1,450	1,135	0,985	1,286	0,202	0,550	7,955
III	1,124	1,230	0,672	1,101	0,626	1,015	2,783	1,940	10,991
IV	0,563	0,746	0,464	0,565	0,509	0,577	0,856	0,643	4,923
V	0,503	0,364	0,359	0,276	0,400	0,529	0,386	0,259	3,076
VI	0,240	0,276	0,237	0,145	0,277	0,251	0,455	0,286	2,157
VII	0,306	0,175	0,255	0,102	0,470	0,207	0,256	0,315	2,086
VIII	0,660	0,090	0,204	0,084	0,621	0,330	0,103	0,275	2,367
IX	0,314	0,180	0,406	0,103	0,478	0,325	0,636	0,445	2,887
X	0,040	0,157	0,213	0,156	0,385	0,320	0,401	0,230	1,902
Summe	7,302	5,702	9,010	6,300	6,520	7,991	7,943	9,501	60,269

Die Verschiedenheiten liegen also zwischen 40 000 und 2 783 000 l je Monat, und das zeigt die großen Unsicherheiten. Immerhin aber kann man nun aus dem Verhältnis zwischen Niederschlag und gemessenem Abfluß den Abflußwert auf folgende Weise ermitteln:

Jahr	Einzugsgebiet obere Regenmeßstelle a Niederschlag von 8,9 km ²		Untere Regenmeßstelle b Niederschlag von 10,8 km ²		Summe Niederschlag Mill. m ³	Wirklicher Abfluß Menge Mill. m ³	Abflußwert %
	Höhe mm	Menge Mill. m ³	Höhe mm	Menge Mill. m ³			
1907/08	1044	9,30	653	7,05	16,35	7,30	44,6
08/09	984	8,75	623	6,73	15,48	5,70	36,7
09/10	1129	10,00	662	7,16	17,16	9,00	52,5
10/11	873	7,76	487	5,27	13,03	6,30	48,5
11/12	1011	8,99	649	7,01	16,00	6,50	40,6
12/13	1000	8,90	663	7,16	16,06	8,00	49,8
13/14	1147	10,20	671	7,25	17,45	7,90	45,3
14/15	1083	9,60	650	7,03	16,63	9,50	57,1
Summe					128,16	60,20	375,1

Im Durchschnitt von den untersuchten 8 Jahren war also

der Niederschlag $\frac{128,16}{8} = \text{rd. } 16 \text{ Mill. m}^3/\text{Jahr}$

der wirkliche Abfluß $\frac{60,2}{8} = \text{rd. } 7,52$

der Abflußwert $\frac{375,1}{8} = \text{rd. } 46,9 \%$

Der Jahresdurchschnitt hat in diesen 8 Jahren aber geschwankt: bei den Niederschlägen von 13,03 bis zu 17,45 Mill. m³, beim Abfluß von 5,7 bis zu 9,5 Mill. m³ und beim Abflußwert von 36,7 bis zu 57,1 %. Auf solche Verschiedenheiten kann man die Wasserwirtschaftspläne für Talsperren nicht aufbauen, und darum wurde die Unterteilung zu Monatswerten nötig. Nach Berechnungen der gleichen Art wie für die Jahre betragen die Monatswerte für den November:

Jahr	Einzugsgebiet obere Meßstelle a Niederschlag bei 8,9 km ²		Einzugsgebiet untere Meßstelle b Niederschlag bei 10,8 km ²		Summe Niederschlag Mill. m ³	Wirklicher Abfluß Mill. m ³	Abflußwert %
	Höhe mm	Menge Mill. m ³	Höhe mm	Menge Mill. m ³			
1907/08	58	0,517	21	0,227	0,744	0,410	55,1
08/09	63	0,560	26	0,281	0,841	0,700	83,1
09/10	141	1,250	97	1,050	2,300	0,956	41,5
10/11	143	1,270	72	0,778	2,048	0,770	37,6
11/12	72	0,640	22	0,238	0,878	0,230	26,2
12/13	136	1,208	67	0,725	1,933	1,011	52,5
13/14	88	0,784	33	0,357	1,141	0,612	53,7
14/15	70	0,623	35	0,378	1,001	0,725	72,5
Summe					10,886	5,414	422,2

und im Durchschnitt der Novembermonate in den untersuchten 8 Jahren waren also

die Niederschlagsmengen $\frac{10\ 886}{8} = \text{rd. } 1,36 \text{ Mill. m}^3$

der wirkliche Abfluß $\frac{5\ 414}{8} = \text{rd. } 0,680$

der Abflußwert $\frac{422,2}{8} = \text{rd. } 52,7 \%$

Für die übrigen Monate ergaben sich Abflußwerte von

XII I II III IV
66,4 71,8 72,2 85,9 52 %

V VI VII VIII IX X
31,4 21,9 18,9 22,5 28,9 22,6 %

Auch hier also das starke Schwanken von 18,9 im Juli bis zu 85,9 im März, das noch dazu ohne feste Regeln ist und im einzelnen tiefer absinken oder sogar bis über 100 % steigen kann, wenn Regen auf Schneefall und mit Schneeschmelzwasser zusammen abfließt.

Aber weiter als bis auf Monate kann man nicht unterteilen, wenn man Ergebnisse haben will, ohne die Übersicht zu verlieren. Darum wurden nun die monatlichen Zuflußmengen so zu einer Zuflußsummenlinie zusammengezeichnet, daß die Monate und Jahre waagrecht und die Zuflußmengen senkrecht in ein Liniennetz eingetragen wurden. In diesem Liniennetz steigt die Summenlinie zwar stetig, aber wegen der verschieden großen Monatsmengen unregelmäßig auf. Nach den vorn gegebenen Zusammenfassungen reichte sie von 0 am 1. November 1907 bis zu 60,269 000 am 31. Oktober 1915, und wenn man diesen gesamten Zufluß in vollem Umfang auffangen und ausgleichen könnte, wäre in diesen 8 Jahren ein steter Abfluß von

$\frac{60\ 269\ 000}{8 \text{ Jahre} \cdot \text{rd. } 31 \text{ Mill. sek}} = \text{rd. } 0,240 \text{ m}^3/\text{sek}$

zu gewinnen gewesen.

Für den vollen Ausgleich würde aber ein Stauraum nötig sein, in dem Platz ist für den größten „Überschuß“ und für den größten „Mangel“ bei den Zuflüssen im Verhältnis zu dem steten Abfluß von 0,240 m³/sek in diesen 8 Jahren. Man findet die beiden Werte, wenn man den 0-Punkt unten links auf der graphischen Auftragung am 1. November 1907 mit dem höchsten Punkte des Zulaufs oben rechts am 31. Oktober 1915, also Anfang und Ende der Zuflußsummen, mit einer geraden Linie verbindet und von ihr aus die größten Häufungen von Überschuß und Mangel als Abweichungen von der geraden Linie nach oben oder unten hin feststellt. In der untersuchten Zeit ergab sich so ein größter „Überschuß“ von rund 2 Mill. m³ und ein größter „Mangel“ von rd. 3 Mill. m³, und eine Sperre zum vollen Ausgleich würde demnach einen Staurauminhalt von rund 2 + 3 = 5 Mill. m³ brauchen.

Die gefundenen Werte lassen sich praktisch nicht bis zum Letzten vertreten. Sie würden anders werden, wenn man 10 oder 15 Jahre statt 8 Jahre, oder wenn man andere 8 Jahre als die von 1907 bis 1915 untersucht. Außerdem läßt sich der Umfang der Verdunstung aus dem Stausee und der Umfang der Versickerungsverluste bei den mit der Witterung wechselnden Füllhöhen des Stauraums nicht sicher erfassen; auch hierbei sind in einem größeren, ausgedehnteren Stauraum mehr Unsicherheiten als im kleineren. Und darum sollten nun, nachdem Werte für den möglichen Wasserausgleich gefunden und gruppiert worden sind, die Überlegungen einsetzen, wo die Grenzen für die Wirtschaftlichkeit eines begrenzten Ausgleichs liegen könnten.

Für solche Überlegungen muß man vorerst die Kosten der Sperre bei den verschiedenen Ausbaugrößen auf einfache Weise übersehen. Bestimmend für die Baukosten ist der Staudamm oder die Staumauer. Man kann nach der Höhe des Aufstaus, der Sicherheit des Baugrundes und der Möglichkeit, passendes Baumaterial leicht zu erreichen, entweder Dämme aus reiner Erdschüttung, mit künstlicher Dichtung an der Wasserseite oder mit künstlicher Dichtung in der Dammitte bauen, oder Schwergewichtmauern aus Bruchsteinen oder Zementbeton, bei denen es hauptsächlich darauf ankommt, daß sie fest und sicher in den Baugrund eingefügt werden, Bogenstaumauern, die dem Wasserdruck entgegen gewölbt sind, „aufgelöste“ Staumauern mit statisch bestimmten Konstruktionen zwischen Pfeilern, die eine gute Verteilung der Kräfte über den Baugrund zulassen, Gewölbesperremauern usw. Das Bestimmen dieser Bauform ist so wie die Sperre selber eine verantwortungsvolle Sonderaufgabe, die nur von erfahrenen Sachverständigen gelöst werden kann. Zu den Kostenschätzungen für die hier zu behandelnde Sperre war eine Schwergewichtmauer aus Bruchsteinen, die unweit der Baustelle gewonnen werden konnten, angenommen worden.

Für die vergleichende Übersicht über die Baukosten wurden die Aufwendungen nach Grunderwerb, Wegeumbauten, Bodenaushub für die Mauer und die Kosten für den Bau der Mauer für verschiedene Mauerhöhen ermittelt und mit dem zu gewinnenden Staurauminhalt in Beziehungen gebracht. Dabei ergaben sich folgende Werte:

	für Grunderwerb ha	für Wegeumbauten m	für Aushub m ³	für Mauerwerk m ³	für Beckeninhalte m ³
bei 15 m Mauerhöhe	6	1200	16 000	19 000	226 000
„ 25 „	12	1800	28 000	50 000	1 064 000
„ 35 „	22	2700	44 000	95 000	2 660 000
„ 45 „	38	3600	66 000	160 000	5 764 000

Veranschlagt wurden: Der Erwerb des Waldbodens mit 2500 RM/ha 1 lfdm neuer Weg mit 60 RM, der Bodenaushub zur Mauer mit 7 RM und die Mauer mit 36 RM/m³ für die kleineren und 30 RM/m³ für die größeren Massen von 25 m Mauerhöhe an. Danach kosteten:

	Grund- erwerb RM	Wege- umbauten RM	Aushub für die Mauer RM	Mauer- werk RM	Gesamt- kosten rd. RM
bei 15 m Mauerhöhe	15 000	72 000	112 000	rd. 700 000	900 000
„ 25 „	30 000	108 000	196 000	1 500 000	1 835 000
„ 35 „	55 000	162 000	308 000	2 850 000	3 375 000
„ 45 „	93 000	216 000	462 000	4 800 000	5 571 000

Trägt man diese Werte mit dem Staurauminhalt auf wie nach Abb. 1, so ergibt sich ein klares und einfaches Bild der Sperrkosten im Verhältnis zu dem Staurauminhalt bei allen Stauraumhöhen bis zu 45 m.

Nach diesem ersten Überblick über die absoluten Kosten der Sperre wurde untersucht, wie ein begrenzter Ausgleich innerhalb der behandelten Möglichkeiten die Kosten für 1 m³ Stauraum beeinflussen würde. Dazu mußte zunächst ermittelt werden, wieviel Wasser von den Zuflüssen zur Sperre bei den verschiedenen Stauraumgrößen ausgeglichen werden kann. Die entsprechenden Werte findet man aus Wasserwirtschaftsplänen, die in das Liniennetz der weiter vorn beschriebenen Zuflußsummenlinien-

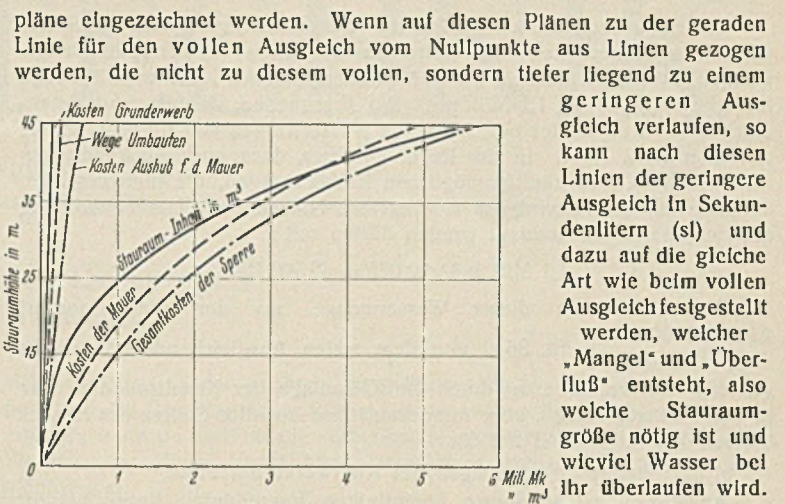


Abb. 1.

pläne eingezeichnet werden. Wenn auf diesen Plänen zu der geraden Linie für den vollen Ausgleich vom Nullpunkte aus Linien gezogen werden, die nicht zu diesem vollen, sondern tiefer liegend zu einem geringeren Ausgleich verlaufen, so kann nach diesen Linien der geringere Ausgleich in Sekundenlitern (sl) und dazu auf die gleiche Art wie beim vollen Ausgleich festgestellt werden, welcher „Mangel“ und „Überfluß“ entsteht, also welche Stauraumgröße nötig ist und wieviel Wasser bei ihr überlaufen wird. Der Wert des jeweiligen Ausgleichs in sl × rd. 31 Mill. sl/Jahr ergibt eine „Jahresausgleichsmenge“, und aus dem Verhältnis von ihr zu den Baukosten kann man die Kosten für 1 m³ ausgeglichenes Wasser ermitteln. Damit waren die folgenden, für die Wirtschaftlichkeit der Sperre wesentlichen Werte zusammengebracht:

Mauer- höhe m	Stau- raum- inhalt m ³	Bau- kosten RM	Kosten 1 m ³ Stauraum RM	Ausgeglichene Wassermenge		Kosten 1 m ³ ausgeglic. Wassermenge RM
				sl	m ³ /Jahr	
15	226 000	900 000	4,00	50	1 550 000	0,58
25	1 064 000	1 835 000	1,73	116	3 600 000	0,51
35	2 660 000	3 375 000	1,27	190	5 890 000	0,57
45	5 764 000	5 571 000	0,97	240	7 400 000	0,75

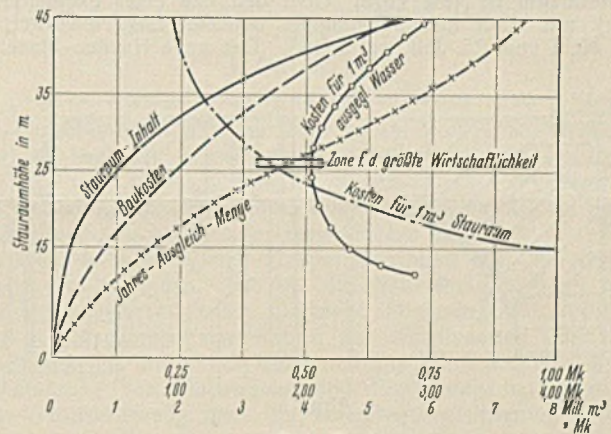


Abb. 2.

Ihr graphisches Auftragen wie nach Abb. 2 zeigt eindeutig, daß das beste Verhältnis zwischen Aufwand und Nutzen da sein muß, wo sich die Kurve für die Kosten von 1 m³ Stauraum mit der für die Jahresausgleichsmenge und für 1 m³ ausgeglichenes Wasser am meisten nähert. Hier lag diese „Zone der größten Wirtschaftlichkeit“ bei etwa 1,70 RM für 1 m³ Stauraum — bei rd. 4 Mill. m³ Jahresausgleichsmenge = etwa 120 sl ausgeglichener Abfluß — und bei 0,52 RM für 1 m³ ausgeglichenes Wasser. Und nun ist einfach abzulesen, daß eine Sperre für diese Werte eine Mauer von etwa 27 m Höhe, einen Stauraum mit etwa 1,2 Mill. m³ Inhalt und rd. 2 Mill. RM Baukosten braucht.

Die so erarbeitete Übersicht ist mit Bezug auf die Wirtschaftlichkeit der Sperre an der Wirklichkeit nachgeprüft worden. Diese Wirtschaftlichkeit kann verschieden angesehen werden. Man kann z. B. geltend machen, daß eine richtig gebaute Talsperre Jahrhunderte überdauert, in denen sie ein immer wertvolleres Besitztum der Wirtschaft des Landes bleibt, und daß man deswegen den Aufwand für den Bau nicht nach den zur Zeit geltenden Anschauungen über die Verzinsung und Tilgung von Bausummen beurteilen darf. Aber auch, wenn man das für notwendig hält, ist es sicher vorsichtig genug, für den Kapitalaufwand eine Gesamtbelastung von 6% einzusetzen, wobei dann die

Ausgaben 6% von 2 Mill. RM = 120 000 RM/Jahr betragen würden. Der geringe Aufwand für das Instandhalten mag in dieser Summe mit enthalten sein.

Diesen Ausgaben steht eine ganze Reihe von Vorteilen gegenüber:
a) Der Gewinn von einwandfreiem Wasser für 25 000 Stadt- und 5000 Landbewohner = 30 000 Menschen.

Die neue bequeme und reichliche Wasserversorgung aus der Sperre würde das Unterhalten und Betreiben der alten Wassererschließungsanlagen entbehrlich machen. 30000 Menschen \times täglich 100 Liter \times 365 Tage im Jahr brauchen rd. 1,1 Mill. m³. Das Erschließen, Fördern und Bereitmachen für 1 m³ kostet bei deutschen Wasserwerken von ähnlicher Größe zwischen 5 bis 10 Pf. In der Regel kommen dazu noch Aufwendungen für Sicherheiten zu künftigen möglichen Entwicklungen, die hier wegfallen können, und darum wird der unmittelbare Nutzen der Wasserversorgung aus der Sperre veranschlagt werden dürfen mit

$$1,1 \text{ Mill. m}^3 \times 0,075 = 82\,500 \text{ RM.}$$

Das Entnehmen dieser Wassermenge aus der Sperre fordert $\frac{1100000000 \text{ Liter}}{31 \text{ Mill. sek}} = \text{rd. } 36 \text{ sl}$ von dem steten Ausgleich auf 120 sl. Ihr größerer Teil kommt zwar durch die Kläranlage der Kanalisation wieder in den Flußlauf zurück, aber mindestens und an allen Stellen des Flusses bleiben $120 \cdot 36 = 84 \text{ sl}$ frei für

b) das bessere Beauschlagen der Kraftwerke am Fluß.

An den von der Sperre beeinflussten Wasserläufen liegen bis zur Mündung des Flusses in den Hauptfluß 47 Triebwerke, die an 200 Tagen im Jahr nicht die 1150 PS ausnutzen können, für die sie ausgebaut sind, sondern nur 570 PS oder noch weniger, so daß mindestens 580 PS fehlen. Nach dem Ausgleich der Zuflüsse in der Sperre darf bei den bestehenden Verhältnissen angenommen werden, daß der Mangel von mindestens 200 Tagen auf höchstens 100 Tage eingeschränkt wird. Dabei würden die Werke aus Wasserkraft mehr gewinnen und an Hilfskräften sparen können: $100 \text{ Tage} \times 580 \text{ PS} \times 8 \text{ Std. Arbeitszeit} = 464\,000 \text{ PSh}$, und bei einem Aufwande von 10 Pfg für die PSh durch die Hilfskraft wären also zu gewinnen

$$464\,000 \cdot 0,10 = 46\,400 \text{ RM.}$$

Auch das Wasser, das Kraft gemacht hat, bleibt im Fluß oder kommt wieder in ihn hinein und kann weiter unten im Lande noch einmal gebraucht werden

c) zur landwirtschaftlichen Nutzung, zum Bewässern von 100 ha Wiesen im Flußtal. Bei rd. 50 RM/ha Mehrertrag durch die künstliche Bewässerung würden zu gewinnen sein $100 \cdot 50 = 5000 \text{ RM.}$

Und schließlich muß das Auffangen von raschen Zuflüssen in der Sperre auch

d) die Hochwasserschäden einschränken, die jetzt von Zeit zu Zeit abzugelten sind. Nach den im letzten Menschenalter aufgewendeten Entschädigungen darf geschätzt werden, daß dadurch im Jahresdurchschnitt 5000 RM

Gewinn entstehen.

So stehen den Ausgaben von 120 000 RM also unmittelbare

Nutzungen von $82\,500 + 46\,400 + 5000 + 5000 = 138\,900 \text{ RM}$ gegenüber. Ob sie in allen Teilen als unmittelbare Einnahmen zu erfassen sind, mag zweifelhaft sein, besonders bei der besseren Beauschlagung der Kraftwerke. Aber volkswirtschaftlich sind sie sicher alle ein reiner Gewinn, und darauf kommt es doch schließlich an. Außerdem entstehen noch eine Reihe von Vorteilen, die nicht in Ansatz gebracht sind: durch das bessere Reinhalten der Wasserläufe, durch die stetigere Wirtschaft infolge der besseren Existenzbedingungen für die Wasserkraftwerke, durch den leichteren Uferschutz infolge der Abdrosselung des Hochwassers usw. Und jedenfalls ist der Nachweis erbracht, daß die Bestrebungen zum Bau der Sperre ernsthaft weiter untersucht und gefördert werden dürfen.

Bei diesen weiteren Untersuchungen mag dann behandelt werden, ob und bis zu welchem Grade das Ausbauen eines größeren Sperrerraumes aus allgemeinen oder anderen Gründen zu wünschen und zu rechtfertigen ist.

Vermischtes.

Planetarium in New York. Über den Bau eines Planetariums in New York mit einer Eisenbetonkuppel berichtet Eng. News-Rec. 1935, Bd. 115, Nr. 4 vom 25. Juli, auf S. 105. Das neue Hayden-Planetarium

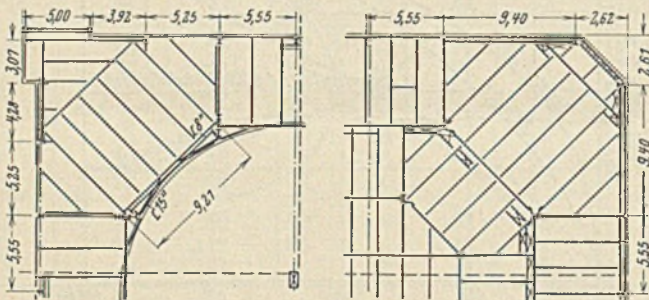


Abb. 1.

Da das Bauwerk auf aufgeschüttetem Boden steht, mußten zur Planung des Grundbaues umfangreiche Bohrungen vorgenommen werden, wobei in der Erdfüllung vielfach Einlagerungen von Felsgeröll vorgefunden wurden. Die vorgesehene Pfahlgründung durch Herabtreiben von Pfählen bis auf den unterliegenden Fels war daher nur nach umfangreichen Ausschachtungen unter Beseitigung des Gerölls möglich, die später vor dem Abrahmen der Pfähle mit Sand zugeschüttet wurden.

Die Pfähle bestehen aus Stahlrohren mit einer Betonfüllung im Mischungsverhältnis 1:2:4. Ihre Länge wechselt zwischen 4 und 13 m.

Die Kuppel steht auf einem achteckigen Stahlrahmen, der von Säulen getragen ist. Die Wanddicke der Kuppel ist etwa 11,5 cm. Das Betonieren geschah mittels Betonkanone. Die Bewehrung ist zur Vermeidung von Biegebbeanspruchungen im wesentlichen ringförmig angeordnet. Die Kuppel wurde betoniert (Mischungsverhältnis 1:3 $\frac{1}{2}$) auf einer kuppelförmigen, sich selbst tragenden Schalung (Abb. 2) in einem ununterbrochenen Arbeitsvorgang von 11 Tagen.

Die Wölbung in der Schalung wurde erzielt durch Holzlatten von 10/2 cm Querschnitt, die diagonal über die Bogenrippen genagelt wurden.

Zs.



Abb. 2a.

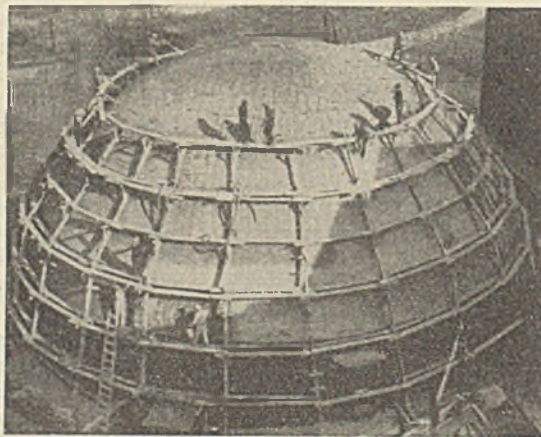


Abb. 2b.

des American Museum of Natural History im Zentrum von New York soll in seinen beiden Stockwerken und im Sockelgeschoß ein astronomisches Museum, einen Ausstellungsraum für Modelle und einen Hörsaal umfassen. Die Kuppel über dem Hörsaal besteht aus einer kugelförmigen Eisenbetonschale von 24,5 m Durchm. Im übrigen ist ein Stahlskelettbau mit Eisenbetondecken ausgeführt worden. Der Hörsaal hat runde Form erhalten und ist für 750 Sitzplätze bemessen, die im Kreise um die aufgestellten Instrumente angeordnet sind. Für die Vorführungen ist ein künstlicher Himmel an die Betonkuppel angehängt. Zur Erzielung einer guten Akustik hat die Kuppel einen Korkbelag erhalten.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Fritz Ebel, Vorstand des Betriebsamts Schweinfurt, als Dezent zur RBD Nürnberg; die Reichsbahnrate Grenzbach, Vorstand des Betriebsamts Uelzen, als Vorstand zum Betriebsamt Nienburg (Weser), Hochheim beim Betriebsamt Berlin 6, als Vorstand zum Betriebsamt Brandenburg, Karl Eitel, Vorstand des Betriebsamts Altena (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Köln-Deutz 2, Petzold, Vorstand des Betriebsamts Nienburg (Weser), als Vorstand zum Betriebsamt Uelzen, Karl Scherer, Vorstand des Neubauamts Hamburg-Barmbeck, als Vorstand zum Betriebsamt Altena (Westf.) und Dr. rer. pol. Lutz bei der Hauptverwaltung in

Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Krefeld; die Reichsbahnbaumeister Haigis beim Betriebsamt Bremen 1 zur RBD Köln, Otto Kaiser beim Betriebsamt Berlin 2 zum Betriebsamt Bremen 1 und Dr.-Ing. Hermann Meier beim RZA München in den Bezirk der RBD Berlin.

INHALT: Umbau der Rheinbrücke zwischen Koblenz und Pfaffendorf. — Die Bauarbeiten zur Erweiterung des Rheinhafens Karlsruhe. (Fortsetzung.) — Über die Größenbemessung von Talsperren. — Vermischtes: Planetarium in New York. — Personalmeldungen.

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

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.