

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 20. Juli 1928

Heft 31

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig.¹⁾

Von Dr.-Ing. Derikartz, Koblenz.

Die bisherige Brücke.

Die zweigleisige Hauptstrecke Köln—Koblenz überschreitet in km 56,04 die aus den Eifelbergen kommende Ahr, kurz vor ihrer Mündung in den Rhein. Die Ahr gehört an sich zu den kleineren Flüssen, bringt aber u. U. infolge ihres großen Niederschlaggebietes außerordentlich starke Hochwässer, die z. B. im Jahre 1910 große Verwüstungen angerichtet haben und denen damals sogar Menschenleben zum Opfer gefallen sind. Seit dem Jahre 1858 — der genaue Zeitpunkt der Fertigstellung des Bauwerks

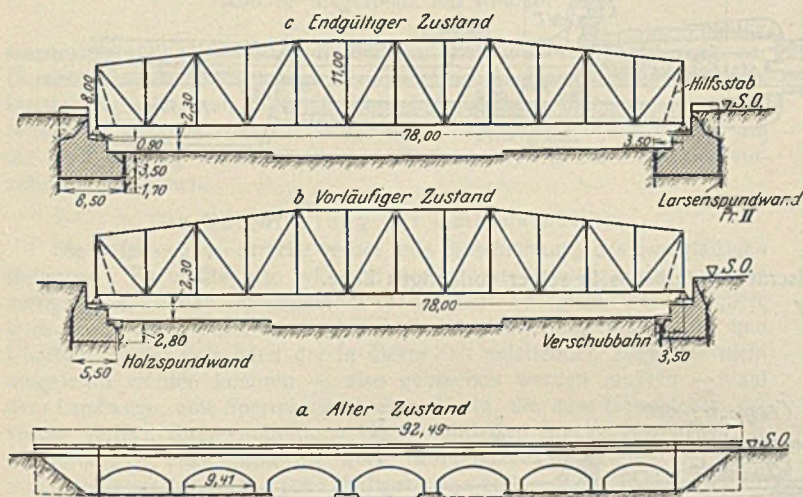


Abb. 1.

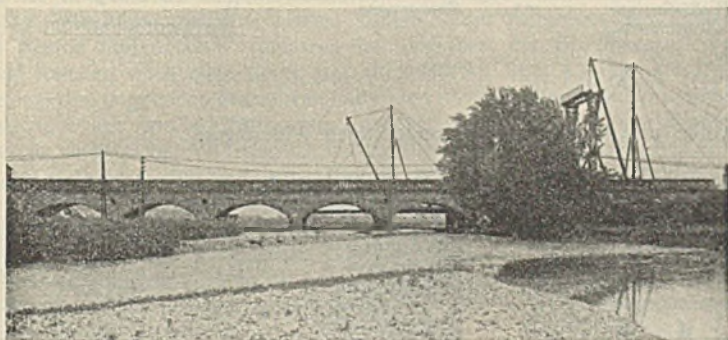


Abb. 2. Ansicht der alten Brücke.

konnte nicht mehr festgestellt werden, weil die Unterlagen vermutlich während des Ruhrkampfes und der französischen Eisenbahnregie verlorengegangen sind, ungefähr stimmt er jedoch, weil die linksrheinische Bahn von Bonn nach Koblenz in den Jahren 1856 bis 1858 durchgeführt wurde, eine noch vorhandene Zeichnung, die nach der Ausführung aufgestellt ist, stammt vom Juni 1858 — diente eine massive gewölbte Brücke mit im ganzen sieben Öffnungen von je 9,41 m Lichtweite der Durchführung des Eisenbahnverkehrs. Drei von diesen Öffnungen nehmen das Bett des Ahrflusses auf, die übrigen sind Flutöffnungen (Abb. 1 a u. 2). Die Pfeiler der alten Brücke waren in Werksteinen ausgeführt, die Landwiderlager mit solchen bekleidet, während sie im Innern, wie sich beim Abbruch herausstellte, zum größten Teil aus einer Art Kalk-Traß-Beton bestanden. Ich hebe das hervor, weil es immerhin bemerkenswert ist, daß eine derartige Ausführungsart bereits in dieser Zeit gewählt wurde. Nach der noch vorhandenen Zeichnung sind die Fundamente sowohl der Pfeiler als auch der Landwiderlager mit hölzernen Bohlenwänden umgeben. Bei Abbruch der alten Widerlager — die Pfeiler wurden nur bis zur Wasserlinie abgetragen — fanden sich diese Bohlenwände unter der Grundwasserlinie noch erhalten vor, während die oberen Teile abgefallen waren. Es handelte sich auch nicht um Spundbohlen im eigentlichen Sinne, denn die einzelnen Bohlen griffen nicht ineinander ein, sondern

waren nur nebeneinandergestellt. Die Gewölbe bestanden aus zwei übereinander angeordneten Bogen aus hochkant gestellten Ziegelsteinen. Über den Gewölben fanden sich bereits Spargewölbekonstruktionen, und zwar in der Längs- und in der Querachse des Bauwerks. Sowohl der beschriebene Traßbeton der Widerlager als auch insbesondere die Traggewölbe wiesen noch außerordentlich große Festigkeit auf.

Da die Brücke — insbesondere die Pfeiler — den Beanspruchungen durch den Lastenzug *N*, der für die Strecke in Frage kommt, nicht gewachsen war und eine Verstärkung bei der ganzen Art des Bauwerks auf Schwierigkeiten stieß — eine Einschränkung der Durchflußflächen wäre mit Rücksicht auf die Hochwasserführung der Ahr wohl kaum angängig gewesen —, entschloß man sich, das ganze Bauwerk zu beseitigen und durch eine frei über das Ahrbett und Hochwasserprofil gespannte Eisenkonstruktion zu ersetzen. Hiermit wurde nicht nur den Anforderungen des neuen Lastenzuges entsprochen, sondern auch die Gefahr einer Beschädigung des alten Bauwerks durch plötzlich einsetzende Hochwässer, die bei anderen Nebenflüssen des Rheins mit ähnlichen Verhältnissen schon zu unangenehmen Betriebsstörungen geführt haben, ein für allemal ausgeschlossen.

Die neue Brücke.

Gewählt wurde eine zweigleisige eiserne Brücke von 78 m Stützweite — die Gesamtdurchflußöffnung wurde also, abgesehen davon, daß

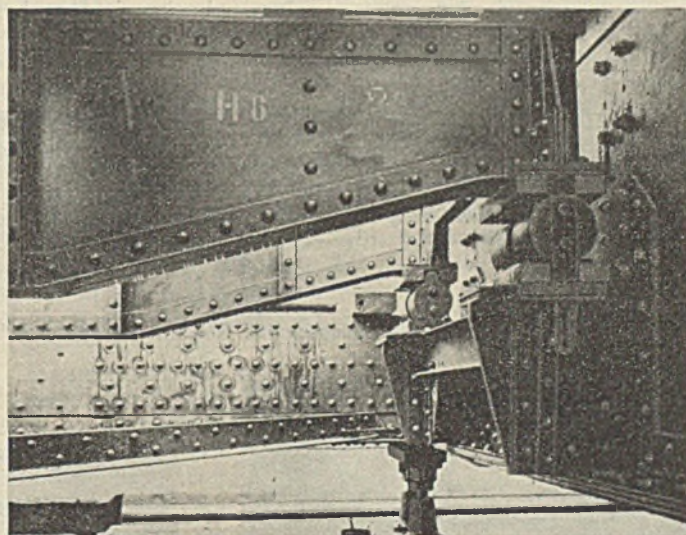


Abb. 3. Ausbildung der Fahrbahnunterbrechung.

die Zwischenpfeiler ganz wegfallen, auch im Verhältnis zu dem bisherigen Zustand noch erweitert —, die auf der flußaufwärts gelegenen Seite noch eine Konsolaustragung zur Aufnahme eines Dienststeiges von 1050 mm Breite erhielt. Die Systembreite beträgt 8600 mm; die Portalhöhe 8 m, während die Höhe in den vier mittleren Feldern auf 11 m ansteigt. Die äußere Form der Brücke, die in 12 Felder von 6500 mm Breite eingeteilt ist, lehnt sich an den Halbparabelträger an. Es ist jedoch darauf verzichtet worden, dem Obergurt Parabelform zu geben, also die Knotenpunkte sämtlich auf einer parabolischen Linie anzuordnen, um an Stößen und damit an Material und Nietarbeit zu sparen. Der Obergurt weist vielmehr nur zwei Knickpunkte auf; das mittlere Drittel verläuft wagrecht in 11 m Höhe, während die beiden seitlichen Drittel von 8 bis 11 m ansteigen. Trotz dieser vereinfachten Form wirkt die äußere Linie der Brücke befriedigend (Abb. 1 b u. c). Es sind zwei Windverbände oben und unten vorgesehen, die Fahrbahn enthält zwei Bremsverbände. Die Fahrbahnlängsträger sind in der Mitte der Brücke unterbrochen, und die Unterbrechungsstelle ist als bewegliches Lager ausgebildet worden, um sowohl Längsverschiebungen (Temperatureinflüsse usw.) als auch Mitgehen der Fahrbahn beim Durchbiegen der Brücke unter Einschränkung der Nebenspannungen zu ermöglichen. In Abb. 3 ist die Ausbildung dieser Fahrbahnunterbrechung dargestellt. Die verschweißten Schienen — am beweglichen Lager sind Schienenanzugvorrichtungen angeordnet — liegen auf Holzschwellen, die auf die zwischen die Querträger eingespannten

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 2, S. 25.

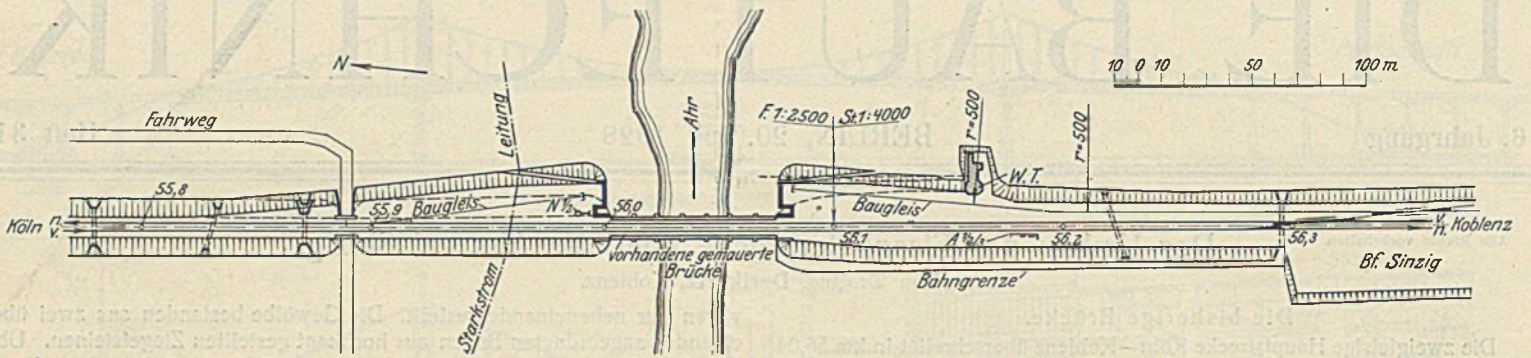


Abb. 4. I. Bauabschnitt: Herstellung der Widerlager für die vorläufige Brücke und des Bahnkörpers.

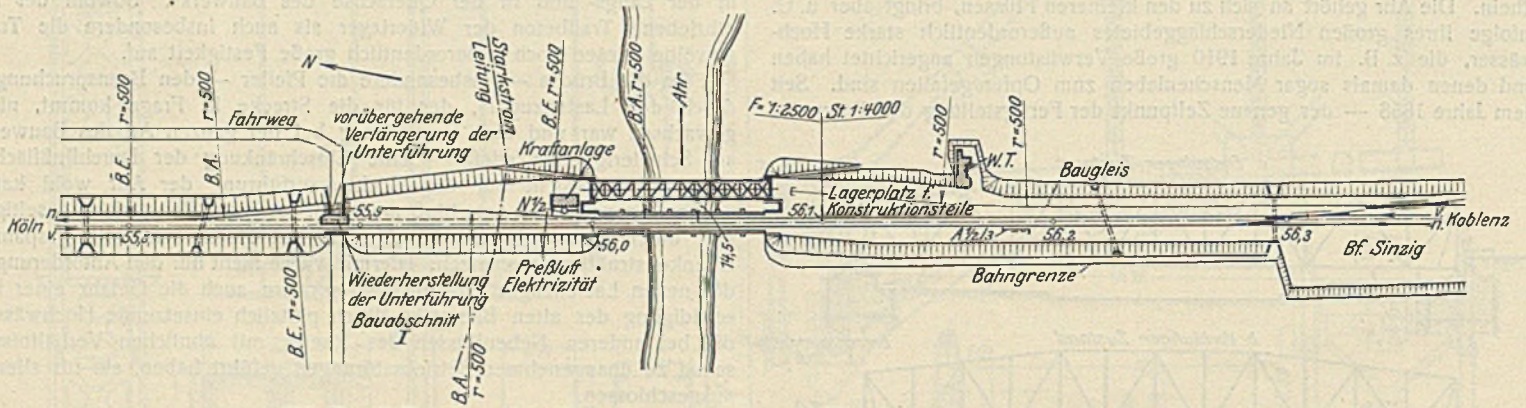


Abb. 5. II. Bauabschnitt: Herstellung des eisenen Unterbaues in seiner vorläufigen Lage.

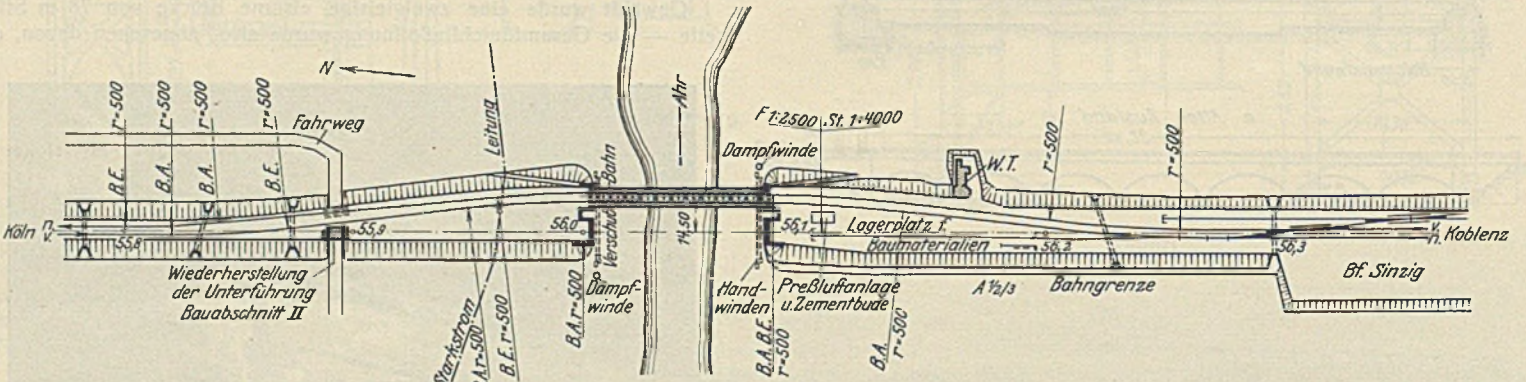


Abb. 6. III. Bauabschnitt: Abbruch der alten Brückengewölbe und Herstellung der endgültigen Widerlager.

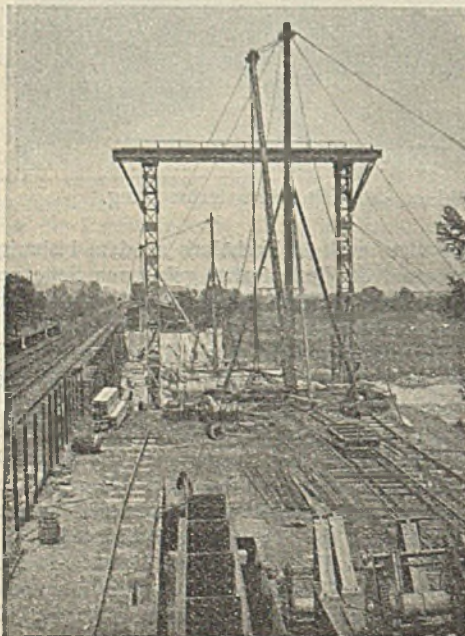


Abb. 7. Lagerplatz und Montagekran.

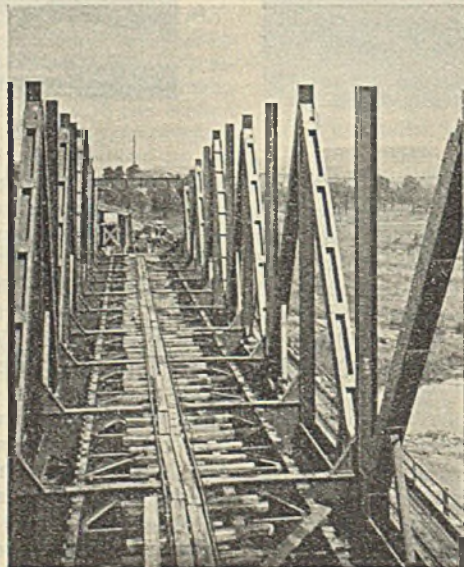


Abb. 10. Montage.

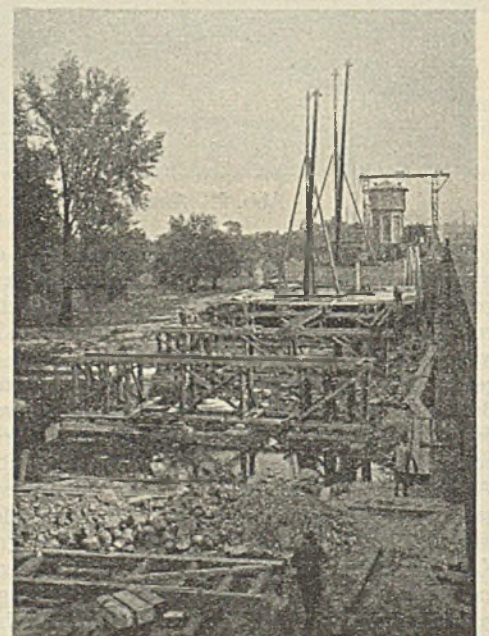


Abb. 9. Aufstellen des Montagegerüsts.

Fahrbahnträger gelagert sind. Die Abdeckung der Fahrbahn geschieht mit Waffelflechen, die des Dienststeiges mit Betonplatten. Der statischen Berechnung wurde der Lastenzug *N* zugrunde gelegt. Als Baustoff wurde für die Gesamtkonstruktion mit Ausnahme des Dienststeiges, soweit es sich bei diesem um Teile handelt, die außerhalb der Hauptträger liegen und die aus

Flußstahl St 37 hergestellt wurden, Baustahl St 48 mit 1820 kg/cm² zulässiger Beanspruchung gewählt. Nur bei den Längsträgern wurde bei der Berechnung des Bremsverbandes eine Beanspruchung von 2180 kg/cm² zugelassen. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt rd. 540 t, es muß als außerordentlich günstig bezeichnet werden. Wenn auch die Brücken-

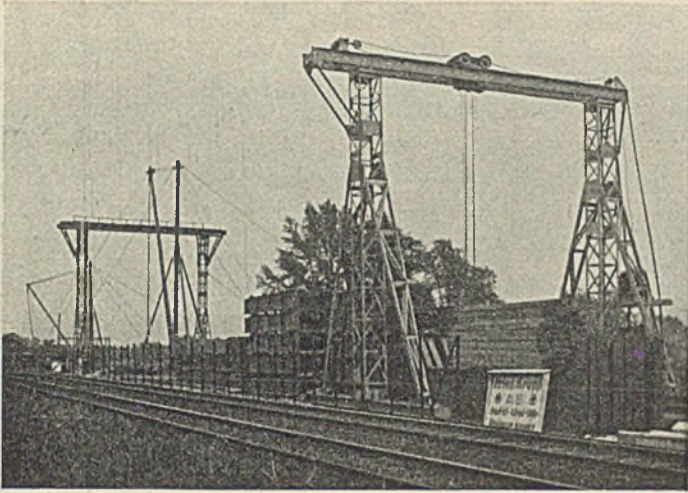


Abb. 8. Lagerplatz mit Kranen.

konstruktion an sich nichts Besonderes bietet, so rechtfertigen die zur Durchführung des Bauvorganges erforderlichen Maßnahmen eine besondere Darstellung. Machten doch die Betriebsverhältnisse der Strecke und die örtlichen Umstände ziemlich weitgehende Aufwendungen erforderlich, um die Durchführung der Arbeiten ohne Beeinträchtigung des Betriebes vornehmen zu können.

Die Durchführung der Umbauarbeiten.

Die Belastung der Strecke verbot jede Einschränkung des zweigleisigen Betriebes. Es mußte also während des ganzen Bauvorganges der volle zweigleisige Betrieb aufrechterhalten werden. Möglich war lediglich, wenn auch unter besonderem Aufwande für Umleitung von Zügen und Überführung der Reisenden der in dieser Zeit anfallenden Züge, die nicht umgeleitet werden konnten — also gebrochen werden mußten —, auf dem Landwege, eine Sperrpause in einer Nacht, die zum Einschleiben der vorher seitlich ihrer endgültigen Lage montierten Brücke ausreichte. In der vorläufigen Lage mußte die Brücke während der Beseitigung der alten und der Herstellung der neuen Auflager den vollen zweigleisigen Betrieb aufnehmen. Nach Prüfung verschiedener Vorschläge — es war z. B. erwogen worden, die neue Brücke seitlich in solcher Höhe zu montieren, daß sie über die vorhandene Steinbrücke hinweggeschoben und auf vorläufige Widerlager gelagert werden konnte, unter Anrampen der Gleise auf beiden Seiten, und stufenweisem Absenken der Eisenkonstruktion nebst Rampen nach Beseitigung der alten Brücke, eine Lösung, die sich aber bei den gegebenen Betriebsverhältnissen nicht als durchführbar erwies, dazu auch eine größere Stützweite erfordert hätte, weil die neue Brücke über die vorhandenen Widerlager hinweggreifen mußte — entschloß man sich zu der tatsächlich durchgeführten Lösung, die in Abb. 4 bis 11 dargestellt ist. Es ist zu beachten, daß die hauptsächlichste Schwierigkeit für den ganzen Bauvorgang darin lag, daß der Abbruch der vorhandenen steinernen Brücke längere Zeit in Anspruch nahm und daß die endgültigen Auflager in die vorhandenen Widerlager fallen mußten, wenn man nicht die Stützweite der neuen Brücke unnötig vergrößern wollte. Das Bauprogramm war in großen Zügen folgendes:

Nachdem neben der vorhandenen Brücke zunächst vorläufige feste Auflager geschaffen waren, wurde die neue eiserne Brücke auf diesen Auflagern montiert. Gleichzeitig wurde sie in dieser vorläufigen Lage an den vorhandenen Damm durch Erdschüttung angeschlossen, um den Betrieb während der Abbruchzeit der alten Brücke und der Errichtung der endgültigen Auflager zweigleisig umleiten zu können. Aus örtlichen Gründen — Ablagerungsmöglichkeit für die Abbruchmassen, ferner aber auch, weil gleichzeitig eine in der Nähe liegende Wegeunterführung, deren Gewölbe und Widerlager auch den gewachsenen Anforderungen nicht mehr genügten, erneuert werden sollte — wurde die Verschwenkung der Betriebsgleise und die vorläufige Brücke flußabwärts angeordnet. Die verschiedenen Bauzustände zeigen Abb. 4 bis 6. Wegen der beengten Verhältnisse auf dem Damm, der unmittelbar vom Eisenbahngleis erreichbar, als Lagerplatz für die Eisenkonstruktion, zur Aufnahme der maschinellen Anlagen, zur Herstellung von Prelluft und Elektrizität, ferner aber auch zur Entladung und Lagerung für die Stoffe zur Durchführung der Betonarbeiten, Zement, Sand, Kies usw., dienen mußte, war die Anordnung und Verteilung der einzelnen Lagerflächen usw. gelegentlich ziemlich schwierig, wenn allen berechtigten Wünschen der ausführenden Firmen Rechnung getragen werden sollte. Das unten an den Ahrufer gelegene Gelände kam für derartige Zwecke nur wenig in Frage. Abgesehen davon, daß es mangels geeigneter Wege nur mit großen Schwierigkeiten zu erreichen war und die Abfuhr mittels Landfuhrwerks von der Ladestraße des Bahnhofs Sinzig wesentlich höheren Aufwand erfordert hätte, dazu auch noch für den größten Teil der Baustoffe unwirtschaftliches Heben auf die Verwendungstelle zur

Folge gehabt hätten, mußte ständig mit Hochwassergefahr gerechnet werden. Da die Hochwasserwelle von der oberen Ahr bis zur Mündung nur wenige Stunden braucht, hätten bei Heranziehung dieses Geländes für die genannte Strecke sehr leicht schwerwiegende Schäden eintreten können. Abb. 7 u. 8 zeigen den auf dem rechten Ufer der Ahr gelegenen Lagerplatz mit den Ablade- und Montagekranen, Abb. 9 gibt ein Bild von der Aufstellung der Montagegerüste, 10 u. 11 zeigen einige beachtenswerte Zustände während der Montage.

Als Baugrund für die Auflager der Brücke in ihrer vorläufigen und endgültigen Lage ergab sich das Kiesgeschiebe der Ahr, in dem sich aber auch größere Felsstücke befinden, wie beim Rammen der Spundwände festgestellt wurde. Das Baugelände weist nicht nur hohen Grundwasserstand auf, sondern man mußte auch, wie bei früheren Arbeiten in der Nähe des Flusses festgestellt worden war, u. U. mit unterirdischen Wasseradern mit recht erheblichem Andrang rechnen. Die Festigkeit des Kiesbodens war an und für sich gut, so daß die vorgesehene Bodenpressung von 4 kg/cm^2 zugelassen werden konnte. Um den geschilderten Verhältnissen Rechnung zu tragen und die Wasserhaltung zu ermöglichen, wurden die Baugruben durch Spundwände eingeschlossen. Da bei den vorläufigen Auflagern bei hölzernen Spundwänden große Schwierigkeiten beim Rammen entstanden waren, entschloß sich die Bauleitung, für die endgültigen Auflager Spundwände aus Larsseneisen Profil Nr. 2 zu verwenden, die sich außerordentlich gut bewährt haben. Nur vereinzelt, da wo die bereits erwähnten größeren Felsstücke das Rammen erschwerten, traten Verzögerungen ein. Mittels dieser Wände, die bis 5,25 m unter Gelände heruntergetrieben wurden, gelang es, die Baugruben mit verhältnismäßig geringem Aufwande für die Wasserhaltung so trocken zu legen, daß die Betonierungsarbeiten ungestört durchgeführt werden konnten. Da die chemische Untersuchung des Grundwassers Gehalt an freier Kohlensäure ergeben hatte, wurden verschiedene Vorsichtsmaßnahmen getroffen, um zerstörende Einwirkungen auf den Beton zu verhüten. Über einer Bodenschicht von 0,25 m Stärke im Mischungsverhältnis 1 : 0,75 (Traß) : 2 : 4, die außerdem noch einen Zusatz von Sika²⁾, und zwar auf 12 R.-T. Wasser 1 R.-T. dieses Präparats enthält, einmal zum Schutz gegen Kohlensäureeinwirkungen, zum anderen aber auch um schnelles Abbinden der Bodenschicht und damit Abdichtung der Baugrubensohle zu erreichen, wurde eine Isolierschicht angeordnet, die aus einer dreifachen Lage von Bitumen von 0,5 cm Stärke mit zweifacher Juteeinlage besteht. Der Fundamentbeton darüber bis ungefähr

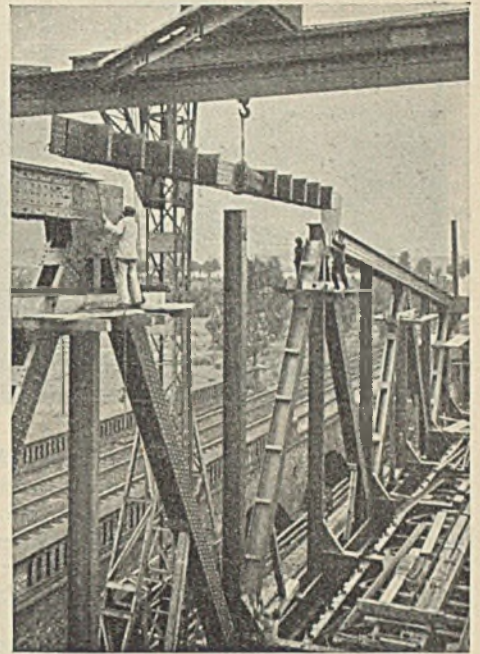


Abb. 11. Montage.

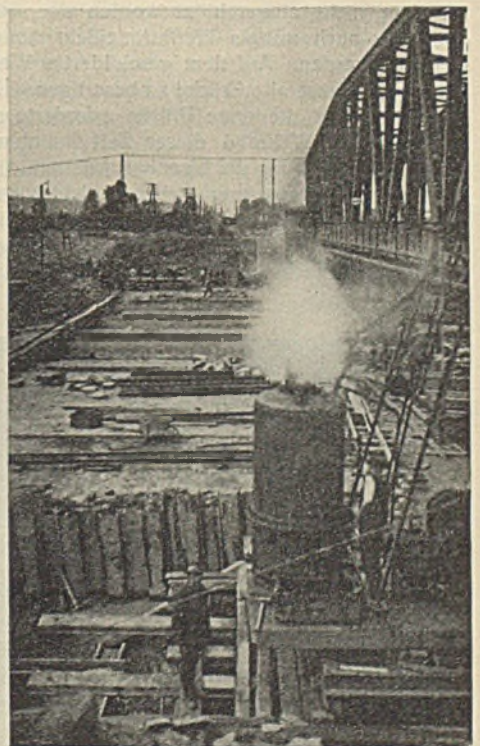


Abb. 12. Rammarbeiten am südlichen Auflager.

²⁾ Lieferfirma: K. Winkler & Cie. G. m. b. H., Durmersheim (Baden).

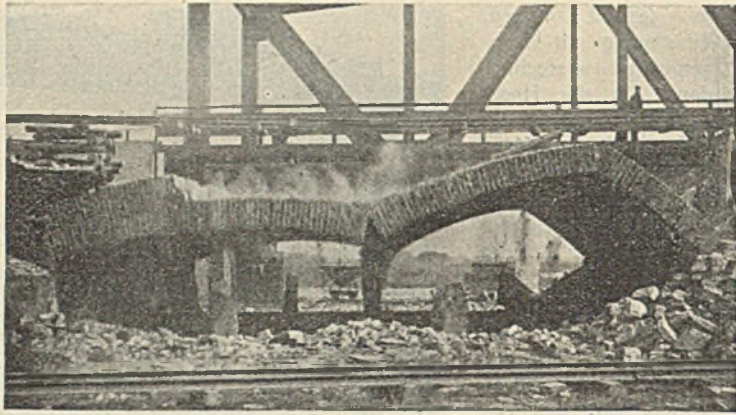


Abb. 13.
Einsturz des ersten nördlichen Bogens.

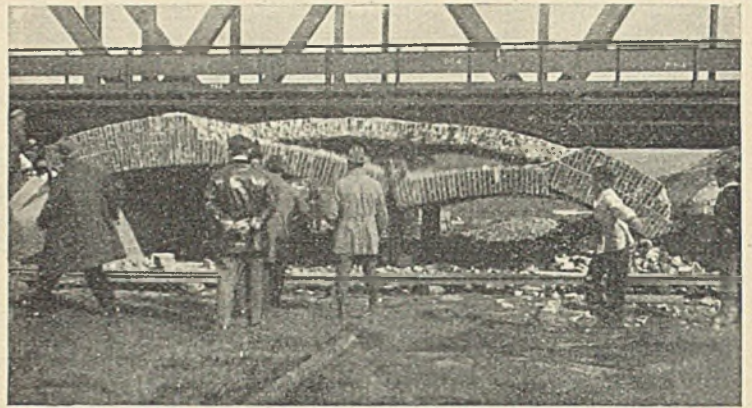


Abb. 14. Einsturz des zweiten nördlichen Bogens.
Der Pfeiler wird durch den Seitenschub mit umgelegt.

Geländehöhe enthielt das Misch.-Verhältnis 1:0,5 (Traß):3:6. Darüber liegt der eigentliche Aufbau der Widerlager, der ohne Traßzusatz im M.-V. 1:2:4 ausgeführt wurde. Es wurde durchschnittlich Hochofenzement verwendet mit Ausnahme des Aufbaues des nördlichen Widerlagers, der zur Abkürzung der Abbindezeit, um damit die Gesamtfertigstellung zu beschleunigen, mit schnellbindendem Zement ausgeführt wurde. Die Auflagerkörper bestehen aus Eisenbeton. Die Grundfläche der endgültigen Widerlager beträgt $16,2 \cdot 8,5 = 137,7 \text{ m}^2$. Das Sikapreparat wurde auch zum Schließen einzelner undichten Stellen in den Larssenspundwänden mit Erfolg benutzt. Abb. 12 zeigt einen Blick auf die Baustelle während der Rammarbeiten nach Beseitigung der alten Brücke.

Der Abbruch der alten Brücke.

Nachdem der Betrieb über die neue Brücke in ihrer vorläufigen Lage umgeleitet worden war — die Gesamtarbeiten hatten bisher vor Mitte Oktober 1926 bis Ende August 1927 gedauert —, konnte mit der Beseitigung der alten Brücke begonnen werden. Da das ganze Bauwerk noch vor dem Winter 1927 fertiggestellt werden sollte, mußten für den Abbruch, an dem Zeit zu sparen war, besonders kurze Fristen gesetzt werden. Durchgeführt wurde diese Arbeit, indem nach Abtragung der Spargewölbe und zum Teil auch der oberen Tragbogen, mittels Preßluftmeißeln jeweils an einer Kämpferlinie von beiden Seiten her das Gewölbe bis zur Mitte aufgeschlitzt wurde. Nachdem der noch tragende Teil genügend klein geworden war, sackte das Gewölbe ab und zerbrach hierbei in mehrere Teile. Vorher unter den Gewölben eingerammte Holzpfähle haben die Zerkleinerungsarbeiten unterstützt. Abb. 13 u. 14 zeigen den Arbeitsvorgang. In Einzelfällen ist es sogar gelungen, bei den Gewölben über dem Lande auch gleichzeitig einen Pfeiler mit umzulegen, wie Abb. 14 zeigt. Der Seitenschub des abstürzenden Gewölbes legte den Pfeiler, und zwar den, an dem nicht eingeschlitzt worden war, um. Nach Zerkleinerung der Trümmer auch mittels Preßluftmeißeln konnten die Abbruchmassen abgefahren werden. Auf dem geschilderten Wege gelang es, in knapp einem Monat die ganze alte Brücke zu beseitigen. Die Errichtung der endgültigen Widerlager für die neue Brücke erforderte rd. $1\frac{1}{2}$ Monate einschließlich Abbindezeit. Während dieser Zeit konnten bereits die Vorbereitungen für die Verschiebung der Eisenkonstruktion in ihre endgültige Lage getroffen werden. Es war ursprünglich beabsichtigt gewesen, die Verschiebewagen so anzuordnen, daß die Unterstützung des eisernen Überbaues beiderseits unter dem ersten Knotenpunkte vom Widerlager aus stattfinden sollte. Die nähere Untersuchung des Grund und Bodens in dieser Zone, der als

gepflastertes Hochwassergelände der Ahr einen sehr vertrauenerweckenden Eindruck gemacht hatte, ergab aber, daß unter dieser Pflasterung durch das strömende Wasser zum Teil große Hohlräume entstanden waren, die es nicht ratsam erscheinen ließen, die Verschiebebahn hierauf aufzubauen. Hätte doch ein Nachgeben dieser Bahn auch nur um geringe Beträge den ganzen Verschiebevorgang in Frage gestellt und darüber hinaus sogar den Betrieb der stark belasteten Rheinstrecke gefährdet und damit unübersehbare Schwierigkeiten verursacht. Man entschloß sich daher, die Achse der Verschiebebahnen nach den Auflagern hin zu verschieben und als Unterlage für die Verschiebegleise die Absätze der Widerlager, die mit Sparbeton bis zur Oberfläche aufgefüllt wurden, zu verwenden. Da der erste Untergurtstab der Eisenkonstruktion nicht biegungsfest war, mußten zur Übertragung der Kräfte besondere Hilfstäbe eingebaut werden, die den Unterstützungspunkt mit dem ersten Obergurtknotenpunkt verbanden (vergl. Abb. 1 b u. c). Die Fahrbahn der Verschiebebahn wurde nach dem endgültigen Auflager hin in die Neigung 1:500 gelegt, um den Verschiebevorgang zu erleichtern. Die Verschiebung selbst geschah mittels zweier starr gekuppelter vierrädriger Verschiebewagen auf jeder Auflagerseite, die auf Schienen laufen, die auf eisernen Fahrbahnträgern aufgelagert sind. Unter diesen Trägern übertragen Mann an Mann gelegte Holzschwelle die Druckkräfte auf das Fundament (Abb. 15). Gegen diese eisernen Fahrbahnträger stützen sich beiderseits zwei Querträger (Ausgleichsträger), gegen die sich wiederum die beiderseits der Fahrbahn aufgestellten Handkabelwinden — auf jeder Seite der Verschiebebahn zwei — legen. Außerdem werden die Kloben der Kabelflaschenzüge hier auf der einen Seite befestigt. Die an den Handkurbeln ausgeübte, durch Vorgelege und Flaschenzüge übersetzte Kraft wirkt auf die beiden freien Enden der Flaschenzugkabel, die jeweils auf die Trommeln zweier gegenüberstehenden Winden laufen. Auf diese Weise ist es möglich, an jeder Auflagerseite mit vier Winden gleichzeitig zu arbeiten. Abb. 16 zeigt die Anordnung der Verschiebebahn und die Kraftübertragung. Aus Sicherheitsgründen, um bei etwaigen Sperrungen der Brücke während des Verschiebevorganges oder bei plötzlich eintretenden Hindernissen einen Kraftüberschuß bezw. eine von den Handwinden unabhängige Kraft zur Verfügung zu haben, war auf jeder Seite des Flusses, und zwar gegen die Brückenachse versetzt, eine Dampfkabelwinde angeordnet. Es war jedoch nicht erforderlich, auf diesen Rückhalt zurückzugreifen. Der Verschiebevorgang selbst vollzog sich so, daß nach Sperrung der Strecke die Brücke zunächst mittels hydraulischer Pressen, die zwischen den Lagern auf dem Widerlagermauerwerk aufgestellt waren, von ihren Auflagern abgehoben und dann nach Einbringen

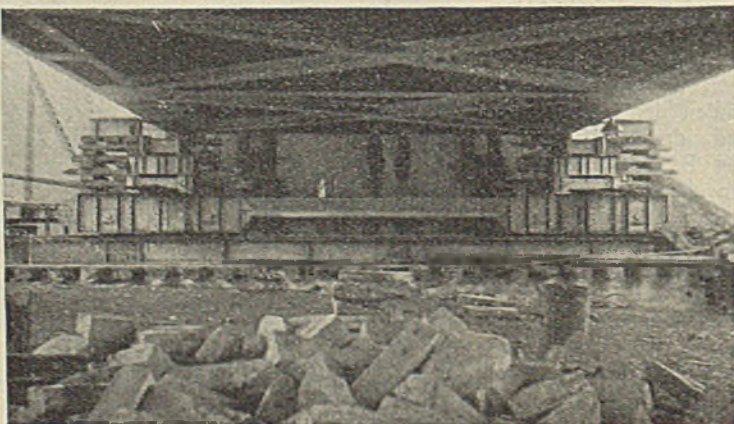


Abb. 15. Konstruktion der Verschiebebahn,
Verschiebewagen sowie Anbringung der hydraulischen Pressen.

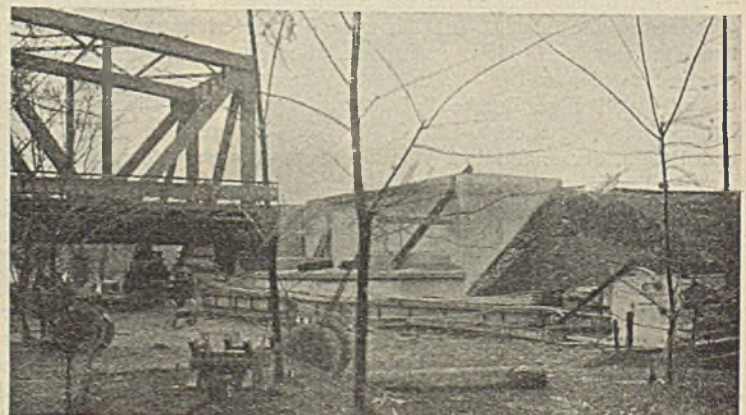


Abb. 16.
Verschiebebahn am südlichen Widerlager.

genügender Zwischenlagen auf die Verschiebewagen abgesenkt wurde, worauf die eigentliche Verschiebung, im vorliegenden Falle um 14,5 m, stattfinden konnte. Nach Ankunft in der endgültigen Lage wurde die Brücke mittels der unterdessen hier eingebauten hydraulischen Pressen von dem Verschiebewagen abgehoben und dann auf die endgültigen Auflagersteine abgesenkt. Die Lagerteile selbst sind an der Brücke geblieben. Der eigentliche Verschiebevorgang um 14,5 m verlief außerordentlich günstig und erforderte nur wenig über eine halbe Stunde.

Zum Zweck der Durchführung der Verschiebung der Brücke in ihre endgültige Lage wurde die Rheinstrecke zwischen Remagen und Sinzig

von Sonntag abends 22 Uhr bis Montag früh 6 Uhr gesperrt. Die Nacht von Sonntag auf Montag wurde gewählt, weil in dieser Nacht der Güterverkehr am geringsten ist. Die durchgehenden Schnellzüge wurden von Koblenz über Neuwied nach Köln über die rechte Rheinseite umgeleitet; ein Eilzugpaar und eine Reihe von Personenzügen mußten in Sinzig bzw. Remagen gebrochen werden. Die Überführung der Reisenden, des Gepäcks usw. geschah mittels Kraftwagen, wobei bei einzelnen Zügen ein Verkehrsaufkommen von etwa 300 Personen bewältigt werden mußte. Die Arbeiten zur Verschiebung und die damit verbundenen umfangreichen Gleisarbeiten konnten in der vorgesehenen Sperrpause planmäßig durchgeführt werden.

Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart.

In der Bautechnik 1927, Heft 3 vom 14. Januar, habe ich über Modellversuche mit Schleusen ohne Umläufe berichtet. Da auf Grund dieser Versuche die Doppelschleuse Ladenburg der Neckarkanalisation als erste Schleuse ohne Umläufe mit Energievernichtungsanlagen ausgeführt und im August 1927 in Betrieb genommen worden ist, dürfte eine Mitteilung darüber, wie sich die umlauflose Anordnung im Betriebe bewährt, von Interesse sein.

Das Kennzeichen der umlauflosen Schleuse besteht kurz wiederholt darin, daß die Schleusenammer unmittelbar mit Hilfe der Tore gefüllt und entleert wird. Die Vernichtung der lebendigen Kraft des in Richtung der Schleusenachse ein- bzw. abfließenden Wassers geschieht durch eine Querwand, die hinter der Ausflußöffnung so angeordnet ist, daß in dem

gegenseitig als Sparkammern benutzt werden können. Die Oberhäupter wie auch die Unterhäupter haben Hubtore mit Gegengewichten als Verschlüsse. Diese haben gegenüber anderen Torsystemen den Vorteil, daß sie jederzeit vollständig aus dem Wasser gehoben und daher leicht gewartet und unterhalten werden können. Die 4,35 m hohen Hubtore an den Oberhäuptern (Abb. 4) sind als Rollschütze (hier aus besonderen Gründen mit Eisklappen), die Tore

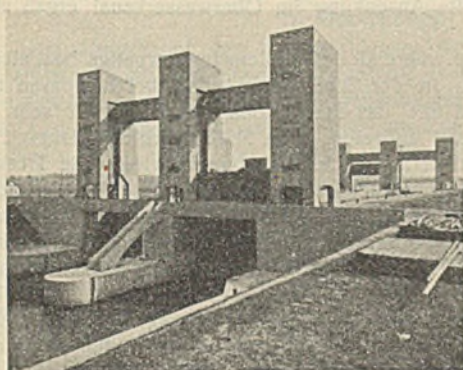


Abb. 1.

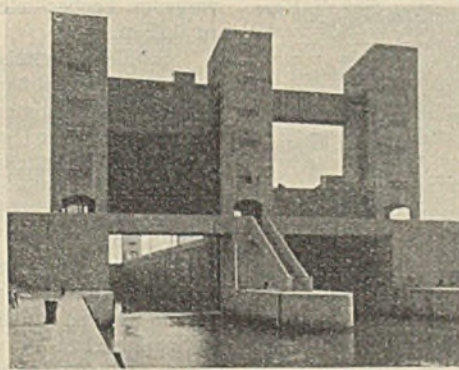


Abb. 2.

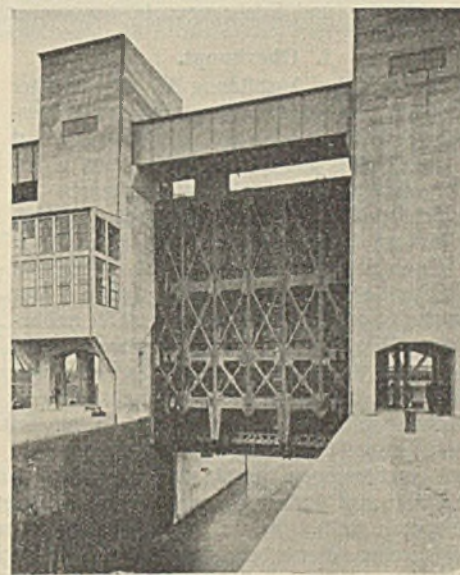


Abb. 5.

ausfließenden Wasser Walzen- und Wirbelbildung bewirkt und damit die lebendige Kraft vernichtet wird.

Die beiden Kammern der Doppelschleuse, von der Abb. 1 ein Gesamtbild und Abb. 2 eine Ansicht des Unterhauptes zeigt, haben je eine nutzbare Kammerlänge von 110 m und eine nutzbare Breite von 12 m; die größte Gefällhöhe beträgt 10 m. Die Mittelmauer der beiden nebeneinander liegenden Schleusen, die bei Anordnung mit Umläufen eine Stärke von mindestens 13 bis 14 m oder bei versetzten Häuptern, die jedoch eine wesentliche Verlängerung des Schleusenbauwerks bedingt hätten, eine Stärke von mindestens 7,5 m hätte erhalten müssen, konnte mit einer Stärke von nur 5,50 m ausgeführt werden (Abb. 3). Beide Schleusenkammern stehen durch einen abschließbaren Kanal in der Mittelmauer zwischen den Vorkammern miteinander in Verbindung, so daß die Schleusen

an den Unterhäuptern (Abb. 5) mit 14 m Höhe als Gleittore mit eingebauten Segmentschützen für die Entleerung konstruiert. Gegenüber normalen Toren haben die Tore wegen der Füllung bzw. Entleerung unmittelbar mit dem Tor nur eine Mehrhöhe von 0,65 m am Oberhaupt bzw. 0,80 m (Einbau der Segmente) am Unterhaupt.

Beim Füllen der Schleusen mittels der Ober Tore werden die Tore aus der geschlossenen Stellung zunächst bis zu 0,5 m Spaltöffnung angehoben, was einer größten Durchflußwassermenge von 34,5 m³/Sek. entspricht; alsdann wird die Bewegung durch Zwischenschalter selbsttätig

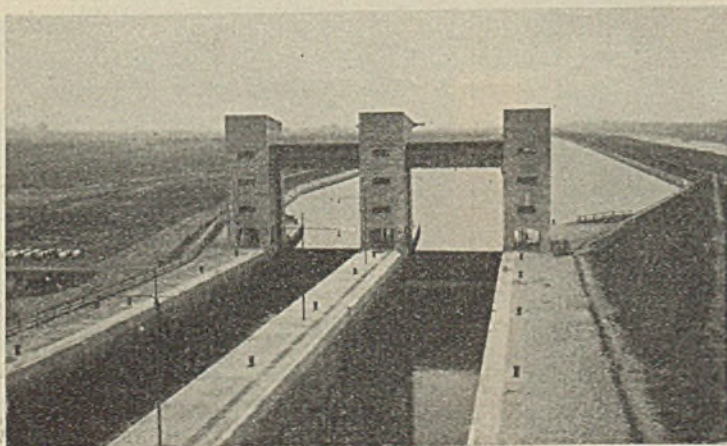


Abb. 3.

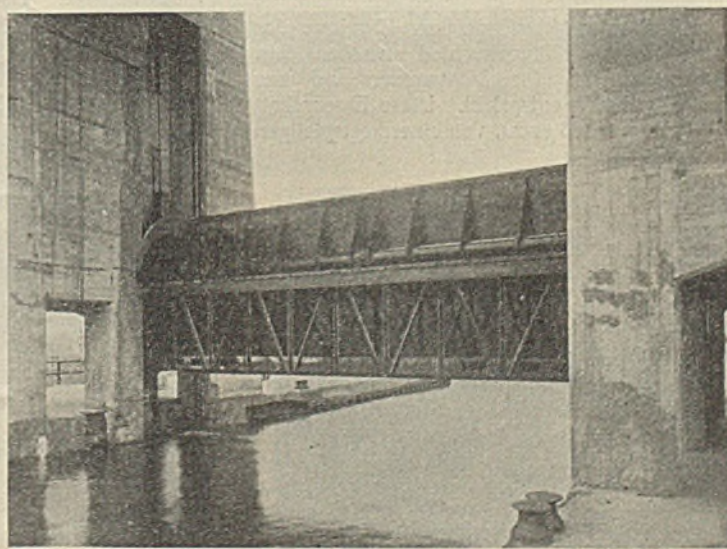


Abb. 4.

unterbrochen, bis der Wasserspiegel in der Schleuse mit der oberen Haltung nahezu ausgespiegelt ist, darauf wird das Tor in seine Endstellung, d. i. 6 m über Oberwasserspiegel, gehoben. Die Geschwindigkeit für den ersten Hub von 0,5 m wurde auf 4 cm/Sek., die Geschwindigkeit für das Ausfahren des Tores in die Endstellung auf 8,8 cm/Sek. festgesetzt. Von dem Einbau einer elektrischen Verzögerungseinrichtung (Leonard-Aggregat) für den Schützhub wurde auf Grund der Versuchsergebnisse abgesehen.

Das Entleeren der Kammern geschieht durch Öffnen der in den Untertoren befindlichen Segmentschütze (drei Stück im Tor) mit einer Geschwindigkeit von 0,6 cm/Sek. bis auf 0,45 m Spaltöffnung. Von hier ab wird, um die abfließende Wassermenge mit Rücksicht auf die im Vorhafen liegenden Schiffe nicht zu groß werden zu lassen, die Hubgeschwindigkeit auf 0,23 cm/Sek. abgedrosselt, bis eine Spaltöffnung von 0,65 m erreicht ist. Nach der Ausspiegelung zwischen Kammerwasser und Unterwasser wird das Hubtor mit einer Geschwindigkeit von rd. 18 cm/Sek. in die Endstellung hochgezogen. Tore und Schütze werden zentral von einem am Mittelsturm des Unterhauptes konsolartig angebauten Kommandoraum aus betätigt.

Die gesamte Schleusenausrüstung wurde von den Firmen Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau, Louis Eilers, Hannover-Herrnhäusen, und Siemens-Schuckert-Werke A.-G., Berlin, geliefert.

Über die an der ausgeführten Doppelschleuse Ladenburg gemachten Beobachtungen und Erfahrungen ist Nachstehendes zu berichten:

I. Oberhaupt.

Die bauliche Ausbildung der Oberhäupter ist in Abb. 6 wiedergegeben. Für ihre Bemessung war maßgebend, daß mit Rücksicht auf das gleichzeitig am Kanal betriebene Kraftwerk, dessen drei Turbinen zusammen für eine Schluckfähigkeit von 100 m³/Sek. (120 tägiges Wasser) bemessen sind, aus dem Kanal für eine Schleusenfüllung nicht mehr als 30 m³/Sek. entnommen werden dürfen. Der Schützhub wurde demnach zu 0,50 m bemessen. Wie Zeitmessungen ergaben, dauert beim Füllen das Anheben des Tores um dieses Maß 12 Sek. Die in die Vorkammer einfließende Wassermenge wächst damit in sehr kurzer Zeit und ununterbrochen auf das Höchstmaß an. Das gegen die Querwand schießende Wasser bildet einen geschlossenen Strahl, der sich beim Auftreffen auf die Wand in eine Deckwalze und einen nach unten der Querwand entlang fließenden Wasserstrom teilt. In der Schleusenammer selbst wird in den ersten 25 Sek. eine Wasserbewegung überhaupt nicht wahrgenommen. Der Einströmungsvorgang wird vielmehr erst allmählich an dem Zustandekommen der für das Abströmen des Wassers nach dem Unterhaupt hin erforderlichen Spiegelerhöhung hinter der Querwand bemerkbar. Die aus den Modellversuchen gezogenen Schlüsse, wonach durch die Energievernichtung und durch das Auftreten eines neuen Wasserspiegels über dem Unterwasser in der Vorkammer die Bildung von Stoßwellen in der Schleusenammer völlig verhindert, sowie eine Verzögerung im Abfluß und damit eine Dämpfung des Füllschwalls erzielt wird, werden hiernach an dem Vorgang in der Wirklichkeit bestätigt. Der Vorraum zwischen Drempe und Querwand ist bei entsprechender Bemessung in der Lage, plötzliche Wassermengensteigerungen durch Zunahme des Volumens der in Drehung versetzten Walzen und Wirbel zu verarbeiten und davon in die Schleusenammer nur so viel abzuführen, als der Zunahme des Zuwachses an Gefällunterschied zwischen dem Wasserspiegel in der Vorkammer und der Schleusenammer entspricht. Diese Eigenschaft des Vorraumes ließ es zu, von einer kostspieligen

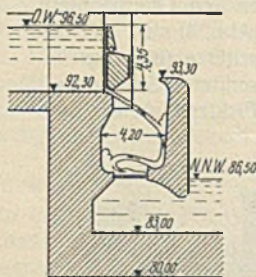


Abb. 6.

und empfindlichen elektrischen Verzögerungseinrichtung (Leonard-Aggregat) für die Steuerung des Schützhubes abzusehen. Durch die Energievernichtung innerhalb der Vorkammer wird erreicht, daß das Wasser mit geringer Querschnittsgeschwindigkeit und völlig ruhig in zur Schleusenachse parallelen Stromfäden in die Schleusenammer einfließt. Das vorübergehend zu beobachtende gleichmäßige Einfließen eines innigen Gemisches von Wasser und Luft — letztere herrührend von der Ejektorwirkung des offen in die Vorkammer einströmenden Wasserstrahles — erweist sich insofern von Vorteil, als dadurch die tief unten einströmenden Wasserfäden senkrecht nach oben abgelenkt werden und die insbesondere in den höheren Lagen eintretende Spiegelsenkung gegen das Oberhaupt zu aufheben, so daß die Schiffe, wie dies aus Abb. 7 hervorgeht, unmittelbar und gefahrlos vor der Querwand festmachen können.

Sobald der Wasserspiegel in der Vorkammer in Drempehöhe angelangt ist, bewirkt der dem Tor zu gerichtete Ansatz an der Querwand eine rückläufige Walzenbildung (Abb. 8) und verhindert dadurch ein Überspringen der Querwand. Bei weiterem Steigen des Kammerwasserspiegels quillt das Wasser auch aus der Vorkammer nach oben aus (Abb. 9) und fließt mit geringer Wellenbildung nach der Schleusenammer ab. Der weitere Vorgang bis zum Ausspiegeln des Kammerwassers mit dem Kanalwasser zeigt keine besonderen Merkmale. Der gesamte Füllungsvorgang bei einer Höhe des Unterwassers von 87,60 m über NN und einer Oberwasserhöhe von 96,50 m über NN beansprucht 7 Min. 26 Sek., wovon 3 Min. 17 Sek. auf die Füllung bis zum Drempe auf Höhe 92,30 m über NN und 4 Min. 10 Sek. von Drempehöhe bis zur Ausspiegelung mit dem Oberwasser entfallen, wobei mit dem Ausfahren des Tores noch bei einem Spiegelunterschied von 0,50 m begonnen wurde. Die Füllzeit bei Höchstgefälle von 10 m beträgt 8 Min. Die in die Schleuse einströmende Höchstwassermenge errechnet sich aus den Beobachtungen zu 34,5 m³/Sek. Die größte Steiggeschwindigkeit beträgt 2,4 cm/Sek. Die während des Füllungsvorgangs beobachtete größte Absenkung im Oberwasserkanal ergab sich zu 0,22 m.

Schiffahrtstechnisch ist während des Schleusungsvorgangs beachtenswert, daß Querströmungen in der Schleuse, wie sie bei Schleusen mit Umläufen vorkommen und die das Festmachen der Schiffe so sehr erschweren können, gar nicht auftreten. Das Schiff verbleibt dauernd in der Nähe der Haltekreuzreihe, an der es festgemacht wird. Die Trossen können ohne Mühe umgelegt werden und die Schiffe ohne Schwierigkeit aufsteigen. Wie Füllungsversuche gezeigt haben, könnte die Füllwassermenge ohne Nachteil auf das Doppelte und damit die Steiggeschwindigkeit auf 4,5 cm/Sek. gesteigert werden. Hierbei empfiehlt es sich allerdings, den Schützhub stufenweise in zwei Abschnitten vorzunehmen. Daß bei diesem raschen Aufstieg die Schiffer den Schleusungsvorgang mit größerer Aufmerksamkeit zu verfolgen und die Haltetrossen vorsichtig zu führen haben, ist selbstverständliche Voraussetzung.

Wie bereits erwähnt, können die Schiffe unmittelbar vor der Querwand festmachen, da nach den Beobachtungen ein Trossenzug nach dem Oberhaupt zu kaum auftritt. Durch die weitgehende Energievernichtung und Dämpfung der dynamischen Erscheinungen in der Vorkammer erlangt die nach dem Unterhaupt zu laufende Füllungswelle das Übergewicht, so daß die Schiffe während des Füllungsvorganges unverändert in den Trossen liegen, was ihr Aufsteigen sehr erleichtert. Ein Bild der Wasserspiegelinie während des Füllungsvorgangs gibt Abb. 10 wieder. Die

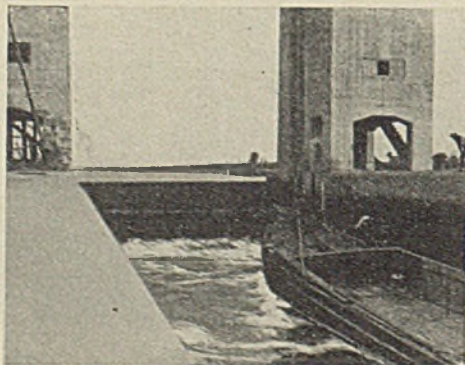


Abb. 7.

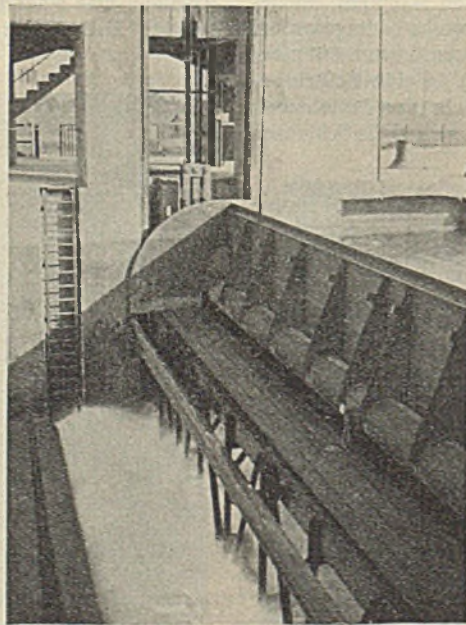


Abb. 8.



Abb. 9.

Wasserspiegelschwankung, am Unterhaupt gemessen, beträgt nur etwa 5 bis 10 cm. Wie gleichmäßig ruhig die Schiffe in der Schleuse liegen, dürfte auch noch daraus hervorgehen, daß Schiffe mit eigener Triebkraft (300 t), darunter auch Personendampfer überhaupt nicht festmachen und der Treibwirkung des einströmenden Wassers nach dem Unterhaupt nur durch zeitweiliges Ingangsetzen der Schiffsschraube begegnen.

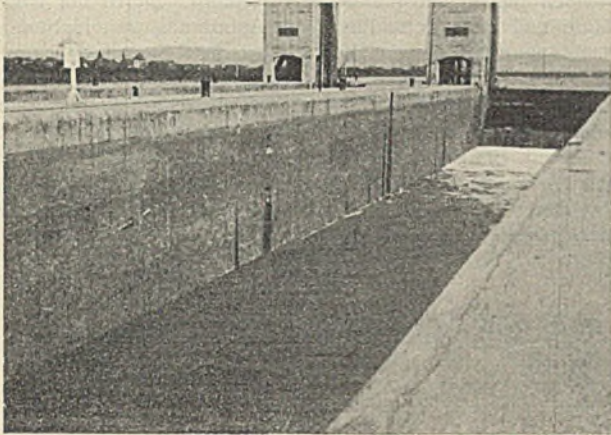


Abb. 10.

Zusammenfassend geht das Urteil der Schiffahrtreibenden dahin, daß die Schiffe beim Füllungsvorgang ruhiger liegen als in den übrigen Schleusen des Neckarkanals, die mit Umlaufkanälen versehen sind.

II. Unterhaupt.

Am Unterhaupt der Doppelschleuse, wo bei der Vernichtung der lebendigen Kraft insbesondere darauf zu achten ist, daß im Unterkanal Zerstörungen und kostspielige Unterhaltungsarbeiten vermieden werden, ist in der rechten Schleusenammer zur Energievernichtung eine Zahnschwelle auf Grund von Versuchen des Vorstandes des Wasserbau-laboratoriums der Technischen Hochschule Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Thürnau, angeordnet worden. In der linken Schleusenammer wurde, ähnlich wie am Oberhaupt, unterhalb der Ausflußöffnung im Tor eine Querwand, die zur Begünstigung der Walzenbildung eine gekrümmte Form erhalten hat, eingebaut. In beiden Fällen geschieht die Entleerung der Schleusenammer durch Öffnen der in das Untertor eingebauten Segment-schütze. Die Gesamtzeit zur Freigabe des Schützspaltes von 65 cm Höhe beträgt 165 Sek., wovon 77 Sek. auf die Spaltweite von 40 cm und 88 Sek. auf die restliche Spaltweite von 23 cm entfallen.



Abb. 11.

Abb. 11 zeigt die Ausströmungserscheinungen an der Zahnschwelle. Wie ersichtlich, werden starke, ungleichmäßig über den Vorhafen verteilte und noch in 35 m Entfernung vom Tor auftretende Wirbel ausgelöst. Der Scheitel der Wasserspiegellinie liegt nach der Aufnahme (Abb. 12) bei einer Unterwasserhöhe von 89,70 m über NN (gegenüber 86,50 m über NN

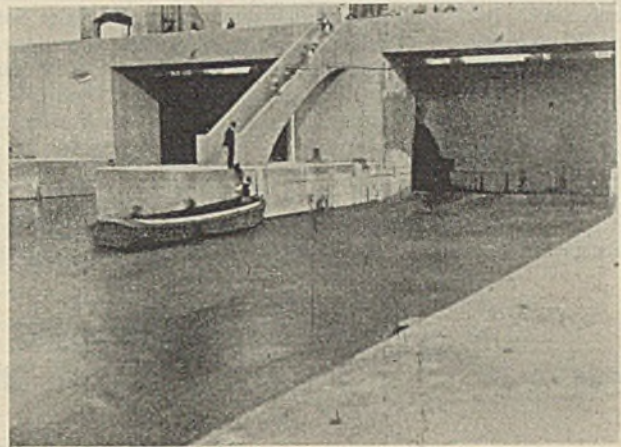


Abb. 13.

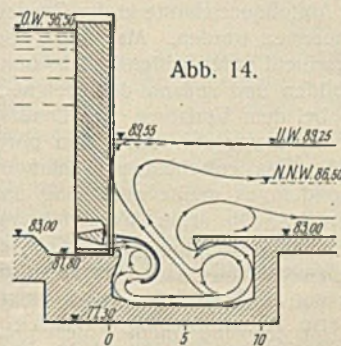


Abb. 14.

bei NW) in 30 m Entfernung vom Untertor, d. h. noch 9 m unterhalb der Zwischenmauer zwischen den beiden Schleusenausfahrten. Die Spiegelsenkung nach dem Tor zu beträgt 0,40 m.

Schiffahrtstechnisch nachteilig ist, daß durch die Zahnschwelle der Scheitel der Wasserspiegellinie — im Gegensatz auch zu der Anordnung mit Umläufen — (s. Abb. 15 Ausfluß am Unterhaupt bei Anordnung von Umläufen, Schleuse Wieblingen) weit vom Tor weg verlegt wird und der ausströmende Strahl sehr zerrissen wird, so daß die Schiffe in den Trossen hin- und hergeworfen werden. Wird ein Schiff, etwa infolge Trossenbruchs in das Gegengefälle eingezogen, so kann es mit großer Kraft gegen das Tor getrieben werden. Dem Streben, mit Rücksicht auf die Schiffahrt bereits in kurzer Entfernung einen gleichförmigen Abfluß zu

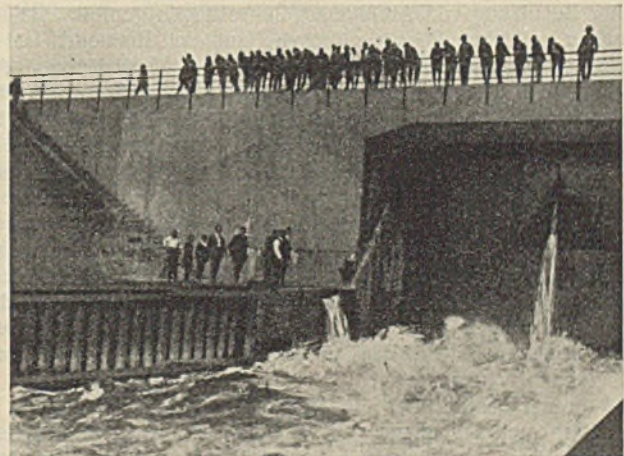


Abb. 15.

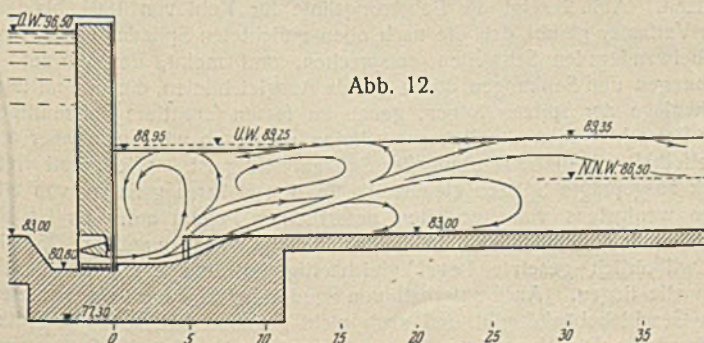


Abb. 12.

erlangen, steht die Wirkungsweise der Zahnschwelle entgegen. In bau-licher und betrieblicher Hinsicht verlangt die Zahnschwelle eine sehr starke Ufer- und Sohlenbefestigung sowie lange Leitwerke und Zufahrten zur Schleuse.

Der Entleerungsvorgang an der linkseitigen Schleusenammer vollzieht sich, wie aus Abb. 13 hervorgeht, wesentlich ruhiger, da hier das gegen die gekrümmte Querwand ausströmende Wasser gezwungen wird, seine Energie noch innerhalb der sogenannten Bremskammer vor dem Austritt in das Unterwasser abzugeben; durch die Walzenbildung und Umlenkungen strömt das Wasser in parallelen Stromfäden aus und hat bereits hinter dem Tor eine gleichförmige wirbellose Geschwindigkeit erlangt. Wie die Aufnahme der Spiegellinie Abb. 14 zeigt, liegt der Scheitel unmittelbar beim Tor, so daß die im UW festgemachten Schiffe unver-

ändert in den Trossen und völlig ruhig und gefahrlos vor dem Untertor liegen können. Rückwirkend äußert sich der gleichmäßige Abfluß auch noch günstig auf die ruhige Lage der Schiffe innerhalb der Schleuse.

Die Begrenzung des Energievernichtungsvorgangs auf einen engen Raum, der noch innerhalb der gemauerten Schleuse liegt und der sich bei einfacher Ausbildung der Querwand (etwa nach Abb. 13 oder 14 in der „Bautechnik“ 1927, Heft 3) lediglich durch Vertiefung der Sohle des Unterkanals unterhalb der Schleuse auf geringe Länge gewinnen läßt, gestattet die Anlage kurzer Leitwerke und Zufahrten zu der Schleuse, ein Umstand, der, abgesehen von Kosteneinsparungen im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der Schleusenanlage, die bekanntlich in hohem Maße von dem Zeitverbrauch für das Hinein- und Herausziehen der Schiffe abhängt, sehr zu beachten ist. Bauulich liegt in einer weitgehenden Energievernichtung die sicherste Gewähr für den Bestand der Sohlen- und Uferbefestigung des Schleusenkanals. Erfahrungsgemäß erweisen sich die Schleusenvorhöfen als die empfindlichsten Bauteile der Schleusen, und

die lebendige Kraft des Wassers äußert sich — oft erst nach langer Zeit und plötzlich — in den ungeahntesten Zerstörungen, deren Ausbesserung sehr kostspielig und zeitraubend ist.

Zusammenfassung.

Die aus den Modellversuchen gezogenen Schlüsse hinsichtlich der Vorgänge an den Oberhäuptern und an dem Unterhaupt mit Bremskammer haben sich in der Wirklichkeit bestätigt. Durch die Weglassung der Umläufe und ihrer Verschlüsse, die Anordnung von Hubtoren sowie die Vermeidung einer verwickelten elektrischen Steuerung beim Füllen und Entleeren ist die Schleuse baulich und betrieblich auf die einfachste Form gebracht, so daß größtmögliche Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet wird. Durch die Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers noch vor seinem Eintritt in die Schleusen- und Abflußkammer bzw. vor seinem Austritt in das Unterwasser wird der gesamte Schleusungsvorgang verbessert. Gegenüber der Schleuse mit Umläufen bedeutet die Schleuse ohne Umläufe einen beachtenswerten Fortschritt.

Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von W. Soldan.
(Schluß aus Heft 30.)

Sowohl nach der Meinung Kupferschmids als auch nach den Feststellungen der Landesanstalt können die Abflußquerschnitte in der Gegend des Pegels Kaub als unverändert angenommen werden. Man hätte also unbedenklich für den ganzen von Kupferschmid untersuchten Zeitabschnitt die Wasserstandsdauerlinien für Kaub bilden und sodann das geeignete Jahrfünft auswählen können, wenn das bei dem Verfahren der Landesanstalt überhaupt nötig gewesen wäre. Das war aber nach dem oben beschriebenen Verfahren nicht der Fall. Das entscheidende Jahrfünft durfte gar nicht ausgewählt werden, sondern es mußte notwendig das letzte verfügbare Jahrfünft benutzt werden. Ob seine Wasserführung bei Niedrigwasser normal war oder nicht, war gleichgültig. Zum Beispiel sind die zurzeit gültigen gleichwertigen Wasserstände (GW 1916/1920) im Jahrfünft 1916/1920 nicht an 47, sondern nur an 32 eisfreien Tagen unterschritten worden. Das Jahrfünft war also verhältnismäßig wasserreich. Der Einwand Kupferschmids trifft hiernach überhaupt nicht auf das Verfahren der Landesanstalt zu.

Endlich meint Herr Kupferschmid, die Sohlenverhältnisse hätten sich nicht nur bei Kaub, sondern auch bei Bingen und Andernach nicht geändert. Bei Kaub sind die Änderungen allerdings sehr klein, bei Bingen und Andernach dagegen recht bemerkenswert. Wie oben bereits erwähnt worden ist, hat die Landesanstalt in ihrem zweiten Gutachten die eingetretenen Änderungen nicht nur mit Hilfe von Bezugslinien, sondern auch unter Benutzung von Abflußmengenmessungen geprüft. Beide Verfahren haben an sieben Pegeln zwischen Kaub und Emmerich fast genau zu dem gleichen Ergebnis geführt. Nun ist der Vergleich von Abflußmengenmessungen zweifellos der zuverlässigste Weg, um Spiegeländerungen nachzuweisen. Das anders geartete Verfahren der Landesanstalt hat somit mindestens für die Strecke von Kaub bis zur Reichsgrenze seine Belastungsprobe bestanden. Gerade für Andernach ist die Senkung um 7 cm von 1901/1905 bis 1916/1920 durch Abflußmengenmessungen verbürgt, und von Bingen ist bekannt, daß die Flußsohle durch Ablagerungen beim Hochwasser der Nahe am 16. und 17. Januar 1918 stark aufgehöhrt worden ist. Diese Sohlenerhöhung war bis zum Ende des Jahres 1920 stark zurückgegangen, aber noch deutlich nachweisbar. Die Ansicht, daß an den Pegeln Bingen und Andernach keine Änderungen vorgekommen seien, ist hiermit widerlegt und die Schlüsse, die an diese Behauptung geknüpft werden, sind hinfällig.

Auch in der Schrift über die Höher- und Tieferbettung des Rheins zwischen Basel und Mannheim geht der Verfasser von den Regulierungswasserständen aus. Er wiederholt die bereits oben widerlegten Bedenken gegen das Verfahren der Landesanstalt und weist besonders auf die Schwierigkeiten hin, die auf der noch nicht regulierten Strecke des Oberrheins vorliegen. Diese Strecke besitzt bekanntlich von der Isteiner Schwelle 12 km unterhalb Basel bis oberhalb der Kehler Rheinbrücke wandernde Geschiebeebänke. Unterhalb von Kehl bis Sondernheim liegen die Geschiebeebänke seit dem Ausbau auf Niedrigwasser fest. Kupferschmid weist darauf hin, daß die Wasserstände an den Pegeln bei Niedrigwasser von der augenblicklichen Lage der Bänke abhängen und daß der Wasserstand dann stark gehoben wird, wenn dicht unterhalb des Pegels eine Schwelle zwischen zwei Bänken das Flußbett kreuzt. Da die Schwellen mit den Bänken stromab wandern, ergibt sich bei unveränderter Wasserführung eine sägeförmige Linie, wenn man sich die Wasserstände auf einer mit gleichbleibender Geschwindigkeit umlaufenden Walze aufgeschrieben denkt. Die Spitzen der Säge liegen nach Kupferschmid ungefähr drei Jahre auseinander. Auch in einem Längenschnitt des Flusses

sind sie bei Niedrigwasser deutlich zu erkennen. Für die Schifffahrt im nicht regulierten Fluß haben diese mit der Zeit stromabwärts wandernden Spitzen im Längenschnitt besondere Bedeutung, weil sie die schlechten Fahrwasserstellen bezeichnen.

Herr Kupferschmid meint, daß bei diesem unablässig wechselnden Sohlenbild, das noch durch die Höher- und Tieferbettungen der Sohle verwirrt wird, mit Mitteln aus Pegelablesungen nichts anzufangen sei. Auch die Benutzung der Abflußmengen verwirft er, weil sich die Beziehung zwischen Wasserstand und Abflußmenge auch unabhängig von der dauernden Höher- oder Tieferbettung durch das Wandern der Schwellen fortwährend ändert. Mit Hilfe von niedrigen Beharrungsständen aus der Jahresreihe 1882 bis 1921 sucht er ein Maß für die Hebungen und Senkungen in dieser Zeit zu gewinnen. Er geht vom Pegel in Basel aus, in dessen Gegend es keine wandernden Geschiebeebänke gibt und für den Ghezzi die Spiegelensenkungen seit 1808 festgestellt hat. Kupferschmid rechnet die 68 von ihm benutzten Beharrungsstände auf den Beharrungsstand vom 15. Februar 1882 = +0,25 m am Pegel in Basel um, und zwar zieht er von den tatsächlichen Beobachtungen an den badischen Pegeln zwischen Basel und Sandhofen unterhalb Mannheim den Betrag

$$h = a + h - 0,25 \text{ m}$$

ab. Hierbei ist a der gleichzeitige Beharrungsstand am Pegel Basel und h die Tieferbettung an diesem Pegel seit 1882. Er nimmt also an, daß die Wasserspiegellinien bei verschiedenen hohen Beharrungsständen parallel sind. Für jeden einzelnen Pegel ergeben sich auf diese Weise 68 auf dieselbe Wasserführung bei Basel bezogene Pegelstände, die ein ungefähres Bild der eingetretenen Spiegeländerungen liefern, wenn man sie nach der Zeit geordnet aufträgt. Die Verbindungslinie der einzelnen Punkte nennt der Verfasser „Beharrungslinie“. Sie zeigen an allen Pegeln zwischen Basel und Sandhofen eigenartige, nach oben und unten gerichtete

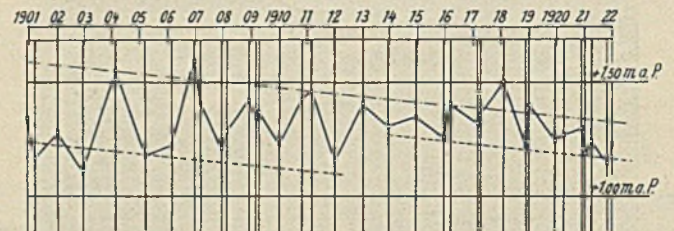


Abb. 2. Beharrungslinie für Kehl 1901/22 nach Kupferschmid.

Spitzen. Abb. 2 zeigt die Beharrungslinie für Kehl von 1901 bis 1922. Der Verfasser glaubt, daß die nach oben gerichteten Spitzen den am Pegel vorbeiwandernden Schwellen entsprechen, und meint, den Verlauf der Hebungen und Senkungen durch gerade Ausgleichlinien, die der mittleren Höhenlage der Spitzen folgen, genau zu fassen („mittlere Spitzenlinie“).

Betrachtet man die Beharrungslinien näher, so wird man aber doch zweifelhaft, ob diese Deutung der Spitzen richtig ist. Wiederholt treten stark ausgeprägte Spitzen gleichzeitig in den Beharrungslinien von allen oder wenigstens von fast allen untersuchten Pegeln auf. Es ist aber nicht wahrscheinlich, daß auf einer Strecke von ungefähr 250 km 25 willkürlich gesetzte Pegel gleichzeitig im Stau einer wandernden Schwelle liegen. Auch unterhalb von Sondernheim, wo es keine wandernden Geschiebeebänke gibt und auch nicht gegeben hat, sind die Spitzen vorhanden. Die Vermutung liegt daher sehr nahe, daß die Spitzen zum

Teil auf andere Ursachen als das Wandern der Geschiebeebänke zurückzuführen sind. Diese Vermutung wird bestärkt, wenn man Beharrungslinien von anderen Flüssen betrachtet, auf denen keine wandernden Geschiebeebänke vorhanden sind. Abb. 3 stellt zum Beispiel die Beharrungslinie für den Pegel Intschede an der Weser, bezogen auf den Pegel Nienburg von 1901 bis 1922 dar. Die Verwandtschaft mit der Beharrungslinie für Kehl (Abb. 2) ist unverkennbar. An der Weser können aber die Spitzen nur durch schwankende Seitenzuflüsse zwischen Nienburg und Intschede, besonders die Aller, und durch solche Geschiebeanlagerungen, die nichts mit wandernden Geschiebeebänken zu tun haben, hervorgerufen worden sein. Verschiedene Erregung der Nebenflüsse spricht sicher auch bei den Spitzen der Beharrungslinien am Oberrhein stark mit. Dadurch werden aber die Spitzen wenigstens zum Teil vom Zufall abhängig und verlieren ihre grundsätzliche Bedeutung für die Schifffahrt. Die mittlere Spitzenlinie genießt also kein Vorrecht mehr und wird besser durch eine Ausgleichslinie ersetzt, die dem mittleren Verlauf aller Punkte folgt. Dies ist der Weg, den Wittmann in seiner oben genannten Arbeit eingeschlagen hat, in der er sonst grundsätzlich dasselbe Verfahren wie Kupferschmid anwendet.

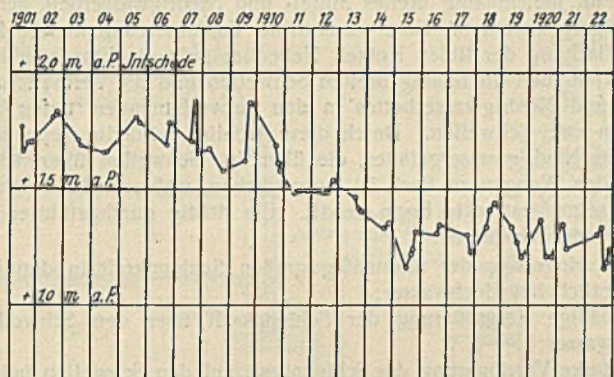


Abb. 3. Beharrungslinie für Intschede (Weser) bezogen auf den Pegel Nienburg 1901/22.

Die Beharrungslinie hat aber noch andere Mängel. Die Annahme, daß die Spiegellinien bei verschiedenen Wasserführungen parallel sind, trifft nicht zu. Die ausgesuchten Beharrungsstände weichen zwar von dem Ausgangswasserstand + 0,25 m am Pegel Basel, bezogen auf das Jahr 1882, um weniger als 0,70 m ab, aber dieser Betrag genügt schon, um Ungenauigkeiten von einem Dezimeter und mehr hervorzuheben. Ferner liegt der Ausgangswasserstand (+ 0,25 m im Jahre 1882) sehr tief. Nach Ghezzi entsprach ihm im Jahre 1925 der Wasserstand - 0,54 m, zu dem die Abflußmenge 357 m³/Sek. gehört. Diese Wasserführung ist in der Jahresreihe 1901/1925 durchschnittlich an vier Tagen im Jahre unterschritten worden. Der Regulierungswasserstand ist aber bei 47 eisfreien Unterschreitungstagen zu suchen, wobei zu beachten ist, daß Ghezzi bei seiner Untersuchung die Tage mit Eis mitgezählt hat und man also in seiner Tafel nicht die Abflußmengen zu 47 Unterschreitungstagen, sondern zu einer etwas größeren Zahl aufsuchen muß. GlW 1916/1923 entspricht zum Beispiel die Wasserführung 560 m³/Sek. Nun ist aber die Spiegeländerung, die durch eine bestimmte Änderung der Querschnitte hervorgerufen wird, nicht gleich bei verschiedenen Wasserführungen, und gerade die ganz kleinen Niedrigwässer, wie sie Kupferschmid ausgewählt hat, können ganz aus der Reihe fallen. Vermutlich sind die zum Teil recht erheblichen Unterschiede zwischen den Linien Kupferschmids und Wittmanns, der seine Untersuchungen auf die Wasserführung 540 m³/Sek. bei Basel bezogen hat, auf diesen Umstand zurückzuführen.

Die verschiedenen Fehlerquellen könnte man ganz vermeiden, wenn man statt der „Beharrungslinien“ Bezugslinien von Beharrungsständen zwischen den einzelnen Pegeln anfertigte. Bei diesem altbekannten Verfahren werden die verschiedenen störenden Einflüsse erkennbar und können ausgeschaltet werden. Wenn man versucht, das Verfahren auf die 68 aus 40 Jahren ausgewählten Beharrungsstände anzuwenden, erkennt man aber sehr bald, daß man mit einer so geringen Zahl von Einzelwerten kein auch nur einigermaßen zuverlässiges Ergebnis erreichen kann.

Die Beharrungslinien sind nur brauchbar, um die Hebungen und Senkungen an den einzelnen Pegeln roh zu schätzen. Fehler von Dezimetern sind nicht zu vermeiden. Die Beharrungslinien reichen also nicht dazu aus, um an dem nach irgend einem Verfahren festgestellten Regulierungswasserstand die Verbesserungen vorzunehmen, die mit der Zeit infolge von Sohlenänderungen nötig werden. Ganz unabhängig von diesen Verbesserungen ist aber die Frage, nach welchen Grundsätzen man die Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein überhaupt festsetzen soll. Kupferschmid verwirft, was bisher geschehen ist, gibt aber nicht an, was an seine Stelle treten soll.

Als der Entwurf von 1896/1897 für die Regulierung des Rheins von Sondernheim bis Straßburg aufgestellt wurde, hat man nicht die Regulierungswasserstände von 1885 angenommen, sondern man hat sie für die auszubauende Strecke neu festgesetzt. Man ist dabei vom Regulierungswasserstand 1885 am Pegel Mainz + 0,70 m ausgegangen und hat die entsprechenden Wasserstände für die Pegel bis Straßburg herauf aus dem arithmetischen Mittel niedriger Beharrungsstände der Jahre 1885 bis 1890 bestimmt. Man erhielt die Wasserstände:

Mainz	+ 0,70 m
Maxau	+ 3,00 m
Kehl	+ 1,95 m
Straßburg	+ 2,00 m.

Daß diese Wasserstände an mehr als 20 eisfreien Tagen unterschritten würden, ist nach der ganzen Art der Ableitung zu erwarten, und es ist auch zu erwarten, daß die Unterschreitungsdauer stromaufwärts zunehmen wird. In den Jahren 1876/1895 hat die durchschnittliche jährliche Unterschreitungsdauer betragen:

Unterschreitungsdauer in Tagen 1876/1895.

Pegel	Nach den Pegeltabellen	Mit Berücksichtigung der Senkungen auf 1905 umgerechnet	Nach Abzug von 5 Eistagen
1	2	3	4
Maxau	35,5	35,5	31
Kehl	47	62,5	58

Bei Maxau sind von 1876 bis 1895 keine nennenswerten Änderungen eingetreten. Hier konnten also die Aufzeichnungen in den Pegeltabellen ohne weiteres benutzt werden. Bei Kehl mußten dagegen die seit 1876 eingetretenen Senkungen berücksichtigt werden. Endlich mußten noch die Tage mit Eisstörungen abgezogen werden, wofür 5 Tage angenommen worden sind. So sind die auf volle Tage abgerundeten Werte in Spalte 4 entstanden. Die Vermutung, daß die Unterschreitungsdauer der Regulierungswasserstände von 1896/1897 größer als 20 Tage sei und daß sie stromauf zunehmen, wird durch diese Werte bestätigt. Als mittlere Unterschreitungsdauer der ganzen Strecke kann man $\frac{31 + 58}{2} = \text{rd. } 45$ eisfreie Tage annehmen. Die Regulierungswasserstände des Entwurfs von 1896/1897 stimmen also in ihrer wahren Bedeutung fast genau mit dem amtlich festgesetzten GlW 1916/1920 überein.

Herr Kupferschmid beurteilt die Fahrwasserverhältnisse der Jahre 1923 bis 1925 in der Weise, daß er überall da Fehltiefen annimmt, wo das Fahrwasser beim Wasserstande

in Maxau	+ 3,24 m
in Kehl	+ 1,64 m

kleiner als 2 m ist. Seine Vergleichswasserstände liegen rd. 0,20 m tiefer als GlW 1916/1920. Man darf aber von einer Wasserstraße keine größere Leistungsfähigkeit erwarten, als den gültigen Vorschriften entspricht, und man darf auch nicht mehr verlangen, als die Entwurfsbearbeiter tatsächlich erreichen wollten. Deshalb müssen alle Fehltiefen, die Herr Kupferschmid angibt, um 0,20 m gekürzt werden. Die Fehlstellen, die dann noch verbleiben, liegen an folgenden Stellen:

km 124,52 — 124,95	km 170,22 — 170,37
„ 125,45	„ 180,50
„ 126,57 — 126,65	„ 181,07 — 181,13
„ 127,07 — 127,18	„ 182,50 — 182,60
„ 128,47 — 128,58	„ 183,10
„ 129,45 — 129,53	„ 184,80
„ 131,07 — 131,48	„ 190,30 — 190,60
„ 153,40	„ 212,10
„ 156,95	„ 212,85 — 213,150.

Es handelt sich um wenige kurze Strecken, die sich nur zwischen der Kehler Rheinbrücke und der Mündung der Kinzig stark häufen. Auf dieser Strecke sind besondere Schwierigkeiten zu überwinden, die genau bekannt sind. Sie haben nichts mit dem Gefälle zu tun. Die von Kupferschmid behauptete Tieferbettung dieser Strecke bis in die neueste Zeit ist aus Wittmanns Beharrungslinie, die bis 1925 reicht, auch dann nicht zu erkennen, wenn man die „Spitzenlinie“ nach Kupferschmid einzeichnet. Die Linien beider Verfasser sehen ganz verschieden aus. Man sieht hieraus, wie vorsichtig man bei der Verwendung der Spitzenlinien sein muß. Um die besonderen örtlichen Schwierigkeiten oberhalb der Kinzigmündung zu überwinden, wird man vielleicht andere Querschnitte ausbauen müssen als unterhalb der Kinzigmündung. Man darf aber aus dem augenblicklich noch nicht ganz befriedigenden Zustande des Fahrwassers in der Gegend von Kehl und Straßburg nicht schließen, daß diese Strecke „hinsichtlich des Stromgefälles jedenfalls an, wenn nicht bereits oberhalb der Grenze liegt, bis zu welcher die Regulierung des Oberrheins auf 2 m Fahrtiefe überhaupt möglich ist“.

Die übrigen kurzen und der Zahl nach geringen Strecken mit unzureichender Fahrwassertiefe können durch Nachregulierungen leicht beseitigt werden. Solche Nacharbeiten sind bei einem so großen Werke unvermeidlich, weil kleine Mängel im Grundriß und ungünstige Seitenströmungen bei Hochwasser häufig erst erkannt werden, wenn der Ausbau beendet ist. Man kann jetzt schon ganz bestimmt aussprechen, daß der Ausbau zwischen Straßburg und Sondernheim gut gelungen ist.

Der Ausbau zwischen Straßburg und Sondernheim soll nur deshalb so gut gelungen sein, weil in dieser Strecke vor dem Ausbau ein nahezu vollkommener Gleichgewichtszustand bestanden habe. Diese wesentliche Voraussetzung sei auf der Strecke von Straßburg bis Basel nicht erfüllt, sondern geradezu in das Gegenteil verkehrt. Ohne den Gleichgewichtszustand seien aber dauernde Erfolge von der Regulierung nicht zu erwarten. Dies ist der wichtigste Einwurf, der gegen den Ausbau zwischen Straßburg und Basel erhoben wird.

Betrachtet man aber die Vorgänge zwischen Straßburg und Sondernheim vor der Regulierung näher, wozu die Beharrungslinien in Wittmanns Arbeit besonders geeignet sind, weil sie bis in den Anfang des 19. Jahrhunderts zurückgehen, so sieht man, daß die Strecke unmittelbar vor der Regulierung durchaus nicht im Gleichgewicht war. Zwischen Kehl und Grauelsbaum war die Sohle stark im Sinken begriffen und von Plittersdorf bis Maxau etwas im Heben. Von den großen norddeutschen Strömen können zahlreiche Fälle angeführt werden, in denen die Flußsohle auf lange Strecken im raschen Sinken begriffen ist. Trotzdem ist der Ausbau dieser Strecken vollkommen gelungen. Flußläufe, auf denen die Sohle sich im dauernden Gleichgewicht befindet, sind überhaupt viel seltener, als man in der Regel annimmt. Die Änderungen vor dem Ausbau werden meistens nicht beachtet, und nicht jede Hebung oder Senkung, die nach dem Ausbau bekannt wird, ist eine Folge dieser Arbeit. Nach den Erfahrungen an den deutschen Strömen kann eine Flußstrecke, die sich nicht im Gleichgewicht befindet, trotzdem mit gutem Erfolg ausgebaut werden.

Zwischen Basel und Straßburg ist die Flußsohle in lebhafter Umbildung begriffen. Von der Isteiner Schwelle bis Breisach sinkt sie seit einem halben Jahrhundert viel rascher, als man es von anderen deutschen Flüssen kennt. Bei Rheinweiler betrug die Senkung von 1860 bis 1920 nahezu 6 m. Von Breisach bis Weisweil ist eine mäßige Senkung, wie sie auch von anderen Flüssen bekannt ist, im Gange. Dann folgt bis Ottenheim eine Hebungstrecke und darauf wieder eine mäßige Senkung. Von Breisach abwärts ist der Ausbau nicht schwieriger als unterhalb Straßburg. Oberhalb Breisach ist die Aufgabe dagegen nicht so einfach. Ob der Ausbau zum gewünschten Ziele führen kann, hängt zum Teil von den gegenwärtigen Vorgängen in dieser Strecke ab. Vor allen Dingen kommt es darauf an, ob die rasche Tieferbettung, die zurzeit in dieser Strecke herrscht, ausreichend gedämpft oder ganz beseitigt werden kann. Um dies zu beurteilen, muß man die Vorgänge in einem Flußbett mit wandernden Geschiebeebänken näher verfolgen.

Die wandernden Geschiebeebänke sind keine notwendige Nebenerscheinung der Geschiebebewegung; denn es sind viele Flußstrecken ohne wandernde Bänke bekannt, in denen die Sohle sich fortwährend stark ändert, also eine lebhaftige Geschiebebewegung herrschen muß. Die weit verbreitete Meinung, daß die meßbare Umlagerung der Bänke gleich der Geschiebefracht sei, ist nicht richtig. Nach Wittmann ist die jährliche Geschiebefracht bei Weisweil, km 81, rd. 660 000 m³, während die Umlagerung der Bänke von km 55 bis 81 233 000 m³ und von km 81 bis 100 271 000 m³, im Mittel also nur rd. 250 000 m³ beträgt. Die wandernden Bänke werden auch nicht durch überschüssige Räumungskraft des Flusses hervorgerufen, sonst könnten sie nicht in Flußstrecken vorkommen, in denen die Sohle allmählich auflandet, wie zwischen Weisweil und Ottenheim. Dagegen findet man sie überall da, wo ein Flußlauf übermäßig gerade gestreckt und die Ufer befestigt worden sind, so daß der Fluß nicht mehr nach der Seite ausschweifen kann. Er geißt dann die Sohle an und bildet tiefe Kolke, die ebenso wie die flachen Schwellen regelmäßig mit den wandernden Geschiebeebänken verbunden sind. Daß die übermäßige Geradestreckung eine wesentliche Vorbedingung für das Auftreten wandernder Geschiebeebänke ist, folgt daraus, daß gut geschlängelte Teile eines mit wandernden Bänken behafteten Flußlaufes frei von diesem Übel zu sein pflegen. So liegt zum Beispiel das Fahrwasser auf der Weichsel zwischen km 195 und 198 unterhalb von Dirschau fest, während auf der übrigen mehr als 200 km langen Weichselstrecke unterhalb der ehemaligen russischen Grenze die Übergänge mit einer Geschwindigkeit von 500 m im Jahr talab wandern (vergl. Abb. 4).

In den tiefen Kolken ist bei höheren Wasserständen die Schleppkraft übermäßig groß, so daß die Geschiebebewegung stark vermehrt wird.

Wenn nicht von oben her große Geschiebemengen zuwandern und den Bedarf decken, wird die Sohle vertieft. Auf dem Wege stromabwärts kann bei abnehmendem Gefälle eine Stelle erreicht werden, wo die Schleppkraft nicht mehr ausreicht, um die vermehrte Geschiebefracht zu bewältigen. In dieser Strecke landet die Sohle auf. So verläuft im wesentlichen die Geschiebebewegung zwischen der Isteiner Schwelle und Ottenheim.

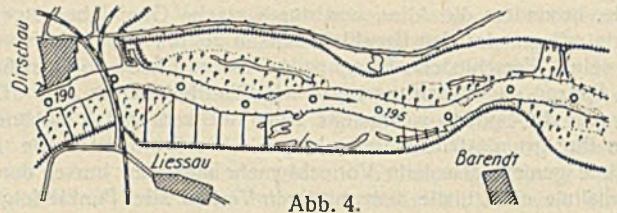


Abb. 4.
Die geteilte Weichsel zwischen Dirschau und Barendt.

Durch den Ausbau muß vor allen Dingen ein ausreichend geschlängelt und gleichmäßig breites Mittel- und Niedrigwasserbett hergestellt und festgelegt werden. Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist aber die Verflachung der tiefen Kolke. Nebenher geht die Einschränkung des Spiegels auf den übermäßig breiten Schwellen und die Verbreiterung des Mittel- und Niedrigwasserbettes in den zu verbauenden tiefen Woogen zwischen zwei Schwellen. Durch diese Arbeiten wird die treppenförmige Linie des Niedrigwassergefälles, die über den Schwellen übermäßig steil und in den Woogen zu flach ist, ausgeglichen, während der Hochwasserspiegel seine gestreckte Form behält. Ein richtig durchgeführter Ausbau hat folgende Wirkungen:

Verringerung der übermäßig großen Schleppkraft in den Kolken, namentlich bei Hochwasser;

mäßige Vergrößerung der Schleppkraft über den Schwellen bei Hochwasser;

starke Verringerung der Schleppkraft auf den Schwellen bei Mittel- und Niedrigwasser.

Im nicht ausgebauten Flußlauf werden bei Hochwasser namentlich die Kolke angegriffen, während die Schwellen gleichzeitig auflanden. Bei fallendem Wasser verändert sich das Bild allmählich, und schließlich bleibt bei Niedrigwasser nur noch das bekannte Auslaufen der Übergänge als letzter Rest der Geschiebebewegung übrig. Durch einen richtigen Ausbau werden diese Gegensätze ausgeglichen und zugleich auch das Fahrwasser gleichmäßiger gestaltet. Außerdem wird aber auch die gesamte Räumungskraft des Flusses verringert. Endlich wird durch die Bauwerke die dem Angriff ausgesetzte Fläche der Sohle verkleinert und ihre Tieferbettung erschwert.

Man hat es also in der Hand, durch den Ausbau die Abwanderung von Geschiebe aus der Strecke von der Isteiner Schwelle bis Weisweil mindestens stark einzuschränken, wenn nicht ganz aufzuheben. Damit hört aber auch die gegenwärtige Überlastung des Flußlaufes unterhalb von Weisweil auf.

Herr Kupferschmid meint, ein Erfolg sei zwischen Basel und Straßburg nur dann zu erwarten, wenn die Stromsohle zuvor auf die ganze Erstreckung der Regulierung festgelegt sei. Die Festlegung der Sohle darf aber dem Ausbau nicht vorausgehen, sondern sie ist ein wesentlicher Teil dieser Arbeit selbst. Schlängelung des Grundrisses, Befestigung der Ufer und der Sohle stehen in so enger Beziehung zueinander, wie die Organe eines lebenden Wesens. Das eine hat ohne das andere keinen Zweck.

Ob bei dem großen Gefälle des obersten Teils der auszubauenden Strecke die gewünschte Fahrwassertiefe zu erreichen ist, kann man berechnen. Die hydraulische Berechnung der Querschnitte ist heute nicht mehr unsicherer als viele andere Berechnungen, die der Techniker fortwährend mit Erfolg durchführt. Die Unregelmäßigkeiten in der Ablagerung der Geschiebe, die nach dem Ausbau noch übrigbleiben, kann man bei der Gestaltung der Querschnitte berücksichtigen.

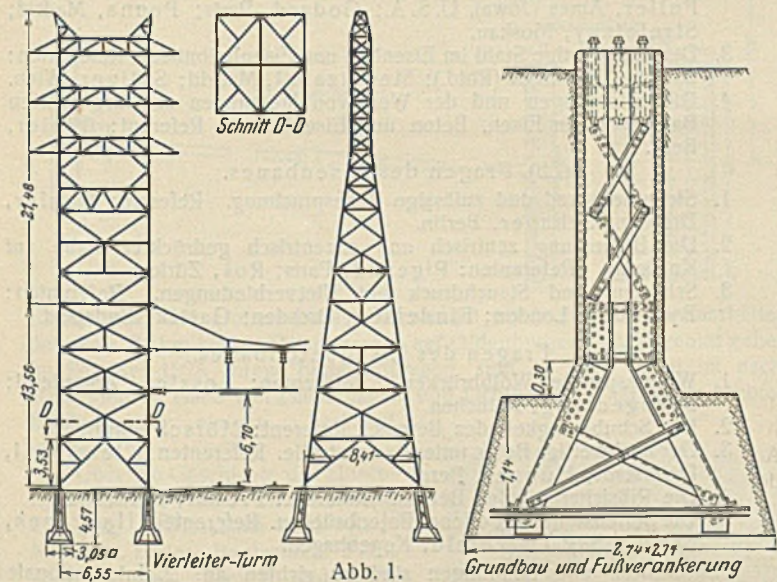
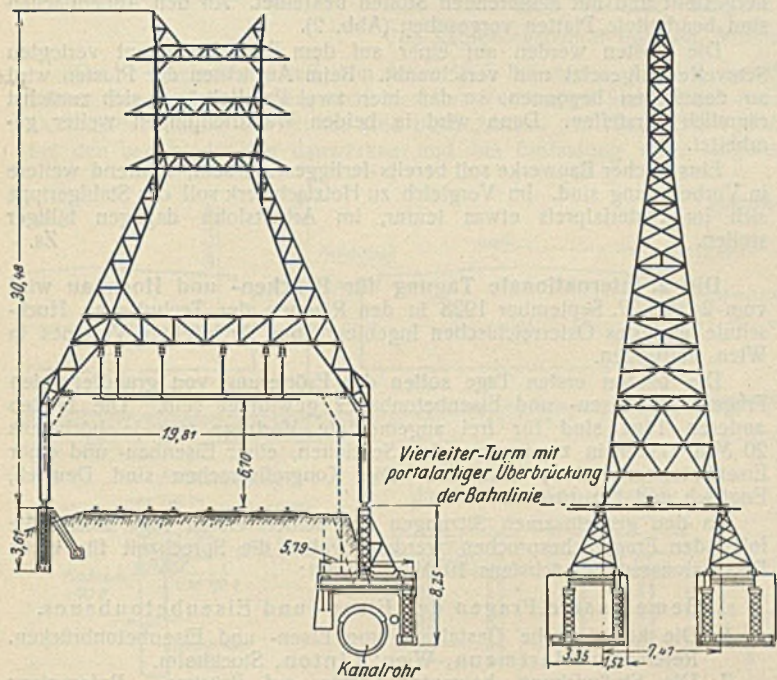
Beim Entwurf für den Ausbau des Oberrheins zwischen Sondernheim und Straßburg hat man die Grundsätze, die in fast hundertjähriger Erfahrung namentlich an den norddeutschen Strömen und an der Rhône entwickelt worden waren, folgerichtig auf den besonderen Fall angewandt. Die Aufgabe war nicht leicht, aber sie ist gut gelungen. Im Entwurf für den Ausbau von Straßburg bis Basel hat man diese Grundsätze weiter entwickelt, indem man die Erfahrungen auf den Rhein unterhalb von Straßburg verwertete. Der organische Aufbau auf Bewährtem läßt erwarten, daß auch der Ausbau oberhalb von Straßburg gelingen werde.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Juli ausgegebene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge:

Dr.-Ing. Hans Bahn: Zwei Baublöcke der „Heimat“ A.-G., Berlin. — Dr.-Ing. Fuchs-Röll: Zwei neuere städtische Schulgebäude in Württemberg.

Die Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. Nach einem Bericht von Fr. W. Deck in Eng. News-Rec. vom 3. 5. 1928 wird die von der Conowingo-Kraftstation am Susquehanna-Fluß in Philadelphia erzeugte elektrische Energie in einer Umformerstation auf 220 000 V hochgespannt; ein Teil des Stromes wird in einer Zweigleitung von 66 000 V Spannung durch eine 18 km lange Hochleitung nach der Stadt geführt. Die letzte Hälfte dieser Leitung läuft am Westufer des Schuylkill-Flusses auf dem Gelände einer Eisenbahnstrecke entlang. Diese etwa 8 km lange Strecke enthält eine Reihe beachtenswerter Leitungstürme, die teils als seitlich zum Bahndamm stehende Gittermaste, teils als portalartig die Bahnlinie überbrückende Tragwerke ausgebildet sind.



Entsprechend dem wechselnden Gelände der Bahnstrecke und mit Rücksicht auf die vorhandenen Bahnbauten ergaben sich schwierige Lösungen für die Tragtürme, besonders weil man bemüht war, möglichst viel gleiche Bauwerke oder wenigstens möglichst viele gleiche Einzelglieder für diese Leitungsträger anzuwenden. Auch war die spätere Elektrisierung der Bahn bei der Ausarbeitung des Entwurfes zu berücksichtigen. Die Hochspannungsleitung soll nach ihrer Fertigstellung vier Dreiphasenströme bewältigen.

Die Leitungsdrähte sind an den Querriegeln der Tragwerke an doppelten Aufhängern aus neunstufigen Isolatoren befestigt.

Der ersten Kostenermittlung wurden lediglich die Bahnlinie überspannende Portalbauten zugrunde gelegt, da man diese allein nur für die Aufnahme von zwölf Leitungsdrähten, zwei Grundleitungen und des Leitungssystems für den Betrieb der Bahn für zweckmäßig erachtete. Diese Anordnung erwies sich jedoch sowohl für die Tragwerke als auch für deren Unterkonstruktionen als zu kostspielig. Es wurde schließlich eine andere Anordnung gewählt, die je nach dem Gelände aus einem Turm für alle vier Leitungssysteme, aus je zwei Türmen für zwei Systeme bzw. aus einer portalartigen Überbrückung der Bahn bestand. Im ganzen sind 46 Tragkonstruktionen vorgesehen, die je nach ihrer Ausbildung in sieben verschiedenartige Gruppen zerfallen.

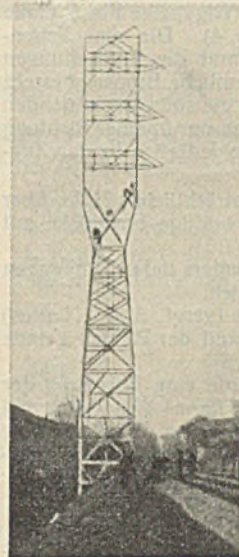


Abb. 2.

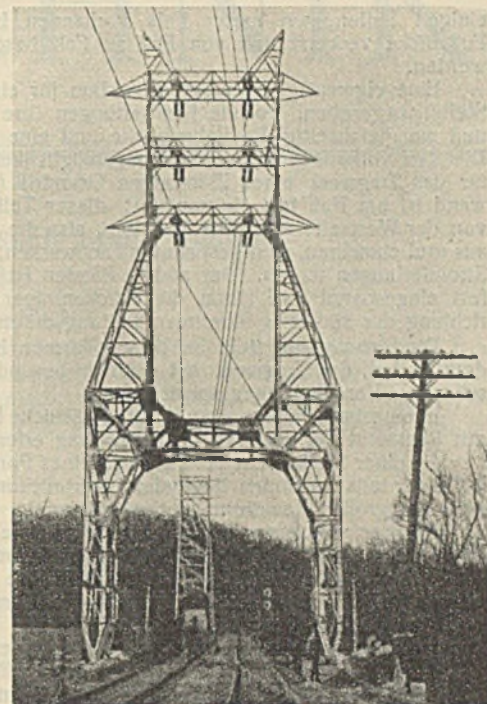


Abb. 3.

Zur Erzielung einer einheitlichen Ausbildung ist für alle Türme die gleiche Spitzenkonstruktion für die Aufhängung der Leitungen vorgesehen. Der nächst untere Teil der einzeln stehenden Türme wird aus einer besonderen Konstruktion gebildet, die bis herunter zu der Befestigungsstelle der Bahnleitungen führt. Daran schließt dann ein etwa 2,3 m hoher Teil an, der je nach der erforderlichen Höhe genauer bemessen ist und mit einem Stahllager auf den untereinander gleichartigen Fußkonstruktionen steht.

Diese vier Leitungssysteme tragenden Türme haben parallele Seitenwände in der Richtung der Strecke gesehen und quer dazu nach unten gespreizte Seitenwände (Abb. 1, links oben).

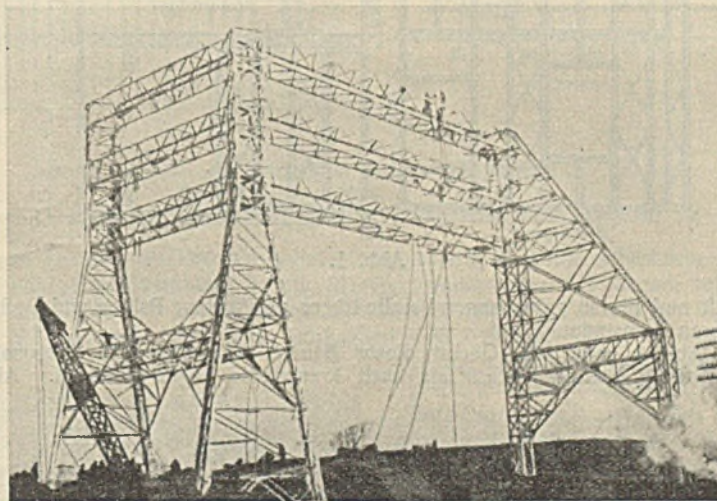


Abb. 4.

Der zwei Stromleitungen tragende Turm (Abb. 2) ist in doppelter Anordnung an allen jenen Stellen angewendet, wo neben der Strecke nur wenig Raum vorhanden ist. Er trägt die Leitungen außermittig. Während die eine Leitung durch den Turm läuft, hängt die andere an einem nach der Strecke hin auskragenden Arm. Diese Bauart erwies sich besonders da als zweckmäßig, wo eine, viele Gleise überspannende Brücke zu kostspielig gewesen wäre. Für diese Gattung von Türmen sind besondere Fußstücke gewählt.

An viergleisigen Teilen der Bahnstrecke, wo seitlich ebenfalls nur wenig Raum ist, sind Portale mit schmalen Seitenwänden und steifen Ecken vorgesehen (Abb. 1, unten). Die Seitenpfosten bestehen hier nur aus 457 mm hohen I-Eisen. Das Portal ist oben bis auf einen etwa 6,5 m langen Querriegel verjüngt. Eine andere Bauart dieser Brückentürme ist in Abb. 3 dargestellt. Sie überspannen nur zwei Gleise und sind den ersteren ähnlich, jedoch schmaler und werden von Fachwerkpfosten getragen.

Die Seitenpfosten der Brückentürme ruhen auf Fußgelenken aus Stahl, die ihrerseits auf stählernen in Beton eingebetteten Fachwerkstützen liegen (Abb. 1, unten).

Auch diese im Boden liegenden Fußstücke sind untereinander gleich ausgebildet und durch schräge Stützen gegen Ausweichen gesichert. In

einigen Fällen, wo harter Fels vorhanden ist, mußten die normalen Fußstücke verkürzt und von Fall zu Fall besonders sorgfältig verankert werden.

Eine eigenartige Sonderkonstruktion für eine Tragbrücke ist an einer Stelle vorgesehen, wo die Kraftleitungen ihre Richtung um 90° ändern und wo gleichzeitig die Bahnstrecke und eine Straße zu überspannen ist. Die den vorhandenen Unterstützungsmöglichkeiten angepaßte Form ergab für das Tragwerk einen Z-förmigen Grundriß (Abb. 4). Die eine Seitenwand ist am Fuß fest eingespannt; dieser Teil nimmt die Kraftleitungen von der Westseite auf. Der Mittelteil, also die eigentliche Brücke, besteht aus drei einzelnen, weit gespannten Fachwerken, die die südwärts laufenden Stromleitungen tragen. Der andere Pfosten ist unten nur in einer Richtung fest eingespannt und stützt die Brückenträger also lediglich in der Zugrichtung der südwärts führenden Leitungsdrähte.

Die Stromleitung liegt bei diesen Türmen in beträchtlicher Höhe über dem Boden, das Tragwerk hat deshalb besonders kräftige Fußstücke mit schweren Verankerungen erhalten.

In einzelnen Fällen waren für die Fußstücke besonders tiefe Gründungen mit Rücksicht auf späteren Geländeabtrag erforderlich.

An einer Stelle steht ein Fußstück eines Portales (vergl. Abb. 1, unten) auf einer teils im Boden liegenden Überbrückung, weil der Pfosten gerade über ein großes Kanalrohr zu liegen kam.

Bei der statischen Berechnung der Türme wurde eine Belastung der Drähte mit einer 1,3 cm dicken Eiskruste und 40 kg/m^2 Winddruck bei -18° C bzw. einer 5,2 cm dicken Eiskruste und keine Windbelastung zugrunde gelegt. Außerdem wurden die Türme für verschiedene Lastfälle unter Annahme einseitiger Drahtbrüche und Berücksichtigung der daraus entspringenden Zug- und Drehwirkungen untersucht. Zs.

Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. Eine neue Bauweise für Wohnbauten wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 3. 5. 1928 neuerdings in Amerika angewendet. Hiernach werden Stahlträger durch zickzackförmig gebogene Flacheisen untereinander ver-

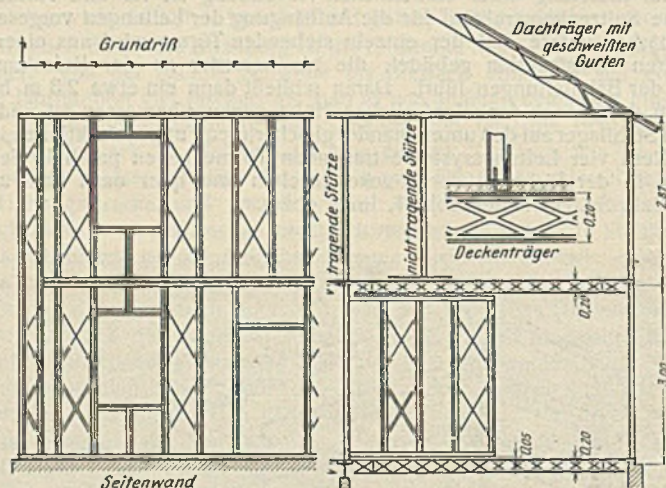


Abb. 1.

steift und die so gewonnenen Parallelträger als Pfosten, Balken und Dachsparren verwendet.

Abb. 1 zeigt ein Gerüst dieser Bauart, bei dem die Diagonalversteifung sowohl einfach als auch kreuzweise angewendet ist. Als

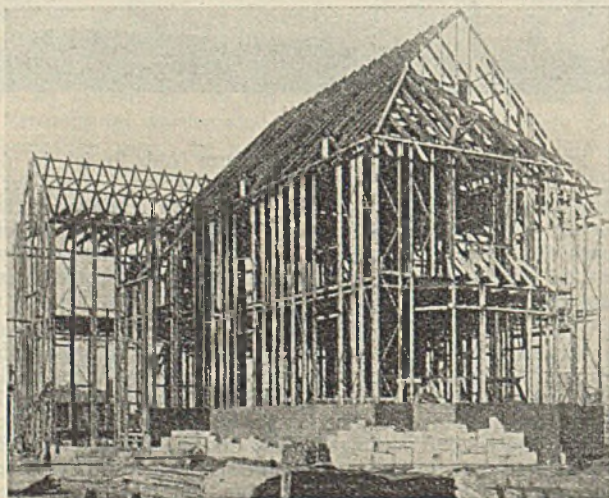


Abb. 2.

Verbindung der Schrägeisen mit den Pfosten und Holmen wird einfache Verbolzung oder auch Schweißung gewählt. Auch die Decken- und Dachträger werden mit den Pfosten verschweißt, obwohl man eine Verbolzung im allgemeinen für besser hält. Hier kann erst die Erfahrung

lehren, ob in größerem Umfang angewendete Schweißverbindungen besondere Vorteile bringen.

Als Gurtungen werden T- oder I-Träger aus Stahl gewählt. Die Deckenträger werden auch vielfach aus I-Stahlprofilen hergerichtet, deren Steg in der Längsrichtung versetzte Schlitzungen erhält und dann wie Streckmetall auseinandergezogen wird. Es entstehen hierdurch leichte Parallelträger mit Kreuzdiagonalen, wie aus Abb. 1 aus einem Beispiel für einen nicht tragenden Balken ersichtlich ist. Wasser- und Lichtleitungen können durch die rautenförmigen Gefache hindurchgeführt werden.

Die Decken und Wände werden in Beton mit Streckmetalleinlage hergestellt und mit isolierenden Stoffen bekleidet. An den Außenflächen sind bearbeitete Platten vorgesehen (Abb. 2).

Die Pfosten werden auf einer auf dem Betonfundament verlegten Schwelle aufgesetzt und verschraubt. Beim Aufrichten der Pfosten wird an den Ecken begonnen, so daß hier zwei Parallelträger sich zunächst räumlich versteifen. Dann wird in beiden Wandrichtungen weiter gearbeitet.

Eins solcher Bauwerke soll bereits fertiggestellt sein, während weitere in Vorbereitung sind. Im Vergleich zu Holzfachwerk soll das Stahlgerippe sich im Materialpreis etwas teurer, im Arbeitslohn dagegen billiger stellen. Zs.

Die 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau wird vom 24. bis 27. September 1928 in den Räumen der Technischen Hochschule und des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines in Wien stattfinden.

Die beiden ersten Tage sollen der Erörterung von grundlegenden Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaues gewidmet sein. Die beiden anderen Tage sind für frei angemeldete Vorträge von je höchstens 20 Min. Dauer in zwei getrennten Sektionen, einer Eisenbau- und einer Eisenbetonbau-sektion, bestimmt. Die Kongreßsprachen sind Deutsch, Englisch und Französisch.

In den gemeinsamen Sitzungen der beiden ersten Tage sollen die folgenden Fragen besprochen werden, wobei die Sprechzeit für einen Diskussionsredner höchstens 10 Min. beträgt:

- a) Gemeinsame Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaues.
 1. Die künstlerische Gestaltung von Eisen- und Eisenbetonbrücken. Referenten: Hartmann, Wien; Linton, Stockholm.
 2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken. Referenten: Fuller, Ames (Jowa), U.S.A.; Godard, Paris; Penna, Madrid; Streletzky, Moskau.
 3. Der hochwertige Stahl im Eisenbau und Eisenbetonbau. Referenten: Bohny, Sterkrade (Rhd.); Mendizabal, Madrid; Saliger, Wien.
 4. Die Erfahrungen und der Wert von Messungen an ausgeführten Bauwerken in Eisen, Beton und Eisenbeton. Referent: Bühler, Bern.
- b) Fragen des Eisenbaues.
 1. Sicherheitsgrad und zulässige Beanspruchung. Referent: Gehler, Dresden; Schaper, Berlin.
 2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Referenten: Pigeaud, Paris; Ros, Zürich.
 3. Scherung und Stauchdruck bei Nietverbindungen. Referenten: Bylander, London; Findeisen, Dresden; Gallik, Budapest.

c) Fragen des Eisenbetonbaues.

1. Weitgespannte Wölbbrücken. Referenten: Lossier, Argenteuil; Spangenberg, München.
2. Die Schubfestigkeit des Betons. Referent: Mörsch, Stuttgart.
3. Der hochwertige Beton unter Baukontrolle. Referenten: Kleinlogel, Darmstadt; Hübner, Bern.
4. Die Rißsicherheit des Betons. Referent: Probst, Karlsruhe.
5. Die Seitensteifigkeit offener Betonbrücken. Referenten: Hawranek, Brünn (CSR); Ostefeld, Kopenhagen.

Zuschriften und Sendungen sind zu richten an: 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau, Wien IV, Technische Hochschule.

„Ila“ Berlin 1928. Wie wir erfahren, steht das Berliner Messeamt in aussichtsreichen Verhandlungen mit dem „Luftschiffbau Zeppelin“, die dahin zielen, daß das neue Zeppelin-Luftschiff „Graf Zeppelin“ während der Internationalen Luftfahrt-Ausstellung (7. bis 28. Oktober 1928) zu längerem Aufenthalt nach Berlin kommen und auf dem Flugplatz Staaken an einem dort aufzustellenden Ankermast verankert werden solle. Wir hoffen, demnächst in der Lage zu sein, über den Mast und seine Konstruktion zu berichten. Auf der Ausstellung selbst wird u. a. auch der Bau von Luftschiffhallen eine Rolle spielen, der für die Weiterentwicklung des Luftschiffbaues in Deutschland und des Verkehrs mit Luftschiffen dringend notwendig sein wird. Cr.

INHALT: Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig. — Beobachtungen und Erfahrungen an der umlaufenden Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals. — Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberhains von Straßburg bis Basel (Schluß). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. — Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. — 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien. — „Ila“ Berlin 1928.