

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 19. Juni 1934

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Bau von zwei Strauß-Klappbrücken im Hafen von Antwerpen.

Von Karel Bollengier, Direktor der Städtischen Hafenwerke von Antwerpen, Prof. an der Technischen Hochschule Gent.

Die Einrichtungen des Hafens von Antwerpen (Abb. 1) waren vor dem Weltkriege auf die Kaianlagen am Ufer der Schelde und auf eine Gruppe durch Schleusen verbundener Hafenbecken im Norden der Stadt beschränkt. Diese Gruppe umfaßte noch das I. Hafendock und einen ersten Teil des Kanaldocks A. Die gesamte Uferlänge des Scheldekais und der Hafenbecken (im Plan „Dok“ genannt) erstreckte sich damals über 23 km, während die Wasserfläche des Hafens etwa 96 ha bedeckte.

Bei Ausbruch des Krieges waren das zweite und das dritte Hafendock gerade fertiggestellt, aber noch nicht in Betrieb genommen.

Nach dem Kriege wurde der Antwerpener Hafen bald so sehr in Anspruch genommen, daß nicht nur diese beiden Docks ausgerüstet werden mußten, sondern es stellte sich die Notwendigkeit heraus, für die Erweiterung der Hafenanlagen ganz neue Wege zu beschreiten. So wurde denn beschlossen, das Kanaldock A durch Anlegen der Kanaldocks B und C zu verlängern und letzteres durch eine an der Kreuzschanze zu errichtende Schleuse in die Schelde ausmünden zu lassen.

Von den vorhandenen Anlagen ausgehend, wurde zuerst ein großer Kanal gegraben mit einer Länge von 4755 m, und mit einer Breite von 300 m für das Kanaldock B, während die Breite des Kanaldocks C 400 m betragen soll. Dieser Kanal sowie die Kreuzschanzschleuse wurden 1928 in Betrieb genommen. Auf das Kanaldock C können weitere Hafenbecken angelegt werden, wie sie im Plan schon angedeutet sind. Eines der vorgesehenen neuen Becken, das IV. Hafendock, kam bereits 1932 in Betrieb.

Die gesamte Uferlänge der Hafeneinrichtungen von Antwerpen, einschließlich des Scheldekais, beträgt zur Zeit ungefähr 45,7 km. Die Wasseroberfläche der Hafendocks bedeckt jetzt 385 ha.

Im Jahre 1913 liefen 7056 Seeschiffe mit einer Gesamttonnage von netto 14 146 819 tons in den Hafen ein. Im Jahre 1929 betrug ihre Zahl 11 582 mit netto 24 325 103 tons. Seitdem ist, infolge der Weltkrise, ebenso wie in allen anderen europäischen Häfen, auch im Antwerpener Hafen eine Verminderung des Verkehrs eingetreten. Die Anzahl der im Jahre 1932 hier eingelaufenen Seeschiffe betrug 9407 mit einer Nettogestamttonnage von 19 666 678 tons. Im Jahre 1933 stiegen diese Zahlen wieder an auf 9841 Seeschiffe mit insgesamt 20 439 195 netto Moorsom tons. (1 Moorsom ton = etwa 100 Kub. Fuß \approx 2,83 m³.)

Jedes Haupt der Kreuzschanzschleuse ist mit zwei ausfahrbaren, caissonartigen Schleusentoren versehen. Die nutzbare Länge der Schleuse, zwischen den beiden äußersten Toren gemessen, beträgt 270 m, die lichte Breite 35 m. Die Drempeltiefe beträgt bei NW etwa 10,50 m, bei HW ungefähr 15 m. Die mittlere Gezeitenhöhe in der Schelde ist etwa 4,50 m.

Die beiderseitigen Ufer des Kanaldocks sind durch Klappbrücken miteinander verbunden.

Zwischen dem Kanaldock A und dem Kanaldock B befindet sich ein nicht beschleuster Verbindungskanal von 300 m Länge, dessen Häupter eingeschnürt sind und Durchfahröffnungen von 35 m freilassen. Auf dem östlichen Haupt dieses Verbindungskanals, bei D, wurde gleichzeitig mit der Anlage des Kanaldocks eine Scherzer-Brücke errichtet.

Im März 1929 fand die öffentliche Ausschreibung für den Bau von zwei neuen Klappbrücken statt, von denen eine über dem westlichen Haupt des Verbindungskanals, bei E, und die andere über dem Oberhaupt der Kreuzschanzschleuse, bei F, errichtet werden sollte. Jede Brücke hatte eine 35 m freie Durchfahröffnung zu überspannen.

Die Brückenwiderlager wurden gleichzeitig mit dem Bau der Kreuzschanzschleuse und der Kanaldocks angelegt und bis etwa 1,50 m über dem Wasserspiegel hochgeführt. Sie wurden, entsprechend den durch die Wahl des Brückensystems bedingten Erfordernissen, während der Ausführung der Werkstattarbeiten für die Brücken fertiggestellt.

Die gleichen Abmessungen wie bei der benachbarten Brücke D und

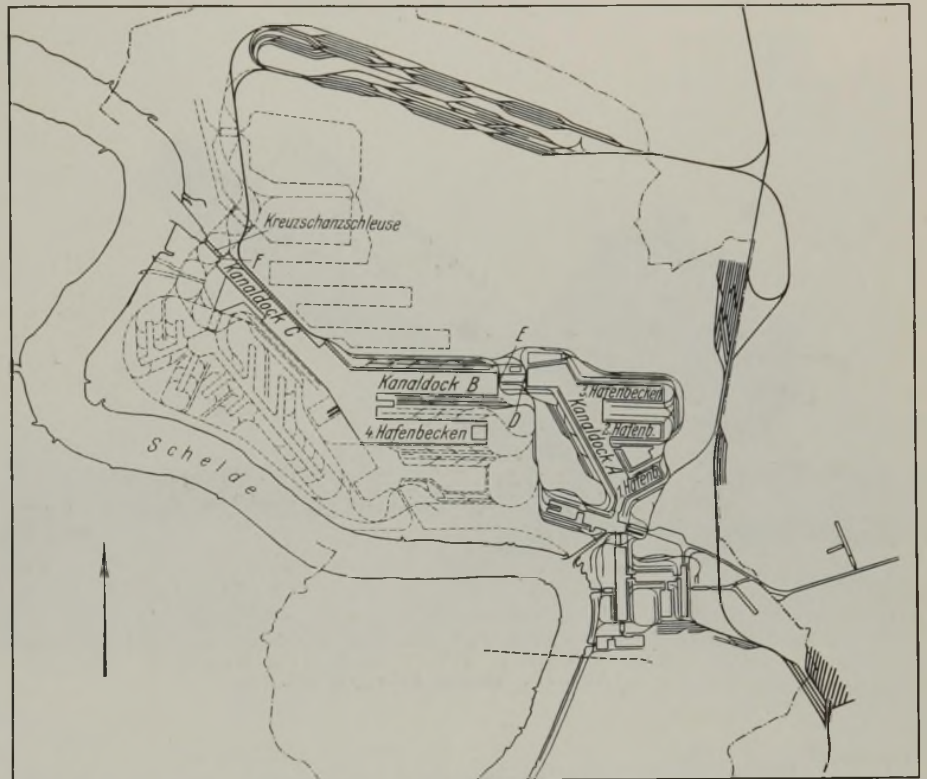


Abb. 1. Plan des Hafens von Antwerpen.

die Bedingung hochliegender Gegengewichte legten den Gedanken nahe, auch die beiden neuen Brücken wieder nach dem System Scherzer auszuführen. Die Ausschreibung erbrachte denn auch, bei Teilnahme von zwei belgischen und drei deutschen Wettbewerbern, sechs Entwürfe von Scherzer-Brücken und nur ein Alternativangebot der Demag-AG, Duisburg, auf Strauß-Brücken. Dieses fand allgemein den größten Beifall, zumal damit auch der kürzeste Liefertermin, gleichzeitige Fertigstellung beider Brücken in 10 Monaten, angeboten wurde.

Daher wurde die Anfertigung der beiden Brücken der Demag-AG anvertraut, die bereits durch frühere umfangreiche Lieferungen für den Hafen in Antwerpen sehr günstig hervorgetreten war.

Die Ausschreibungsbedingungen forderten: „Öffnen oder Schließen der Brücken bei Wind von 25 kg/m² in 1 min, bei Wind von 50 kg/m²

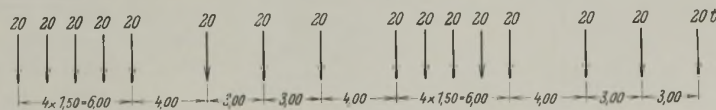


Abb. 1 a. Lastenzug der belgischen Staatsbahn.

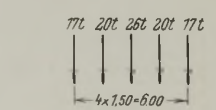


Abb. 1 b. Für Längs- u. Querträger einzusetzender Lastenzug.

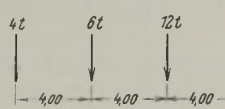
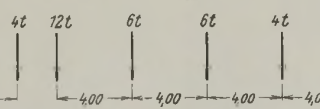
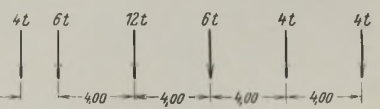


Abb. 1 c



bzw. Abb. 1 d



oder Abb. 1 e.

Lastenzug für die sonstige Fahrbahn.



Abb. 2a. Brücke geschlossen.



Abb. 2b. Brücke halb geöffnet.

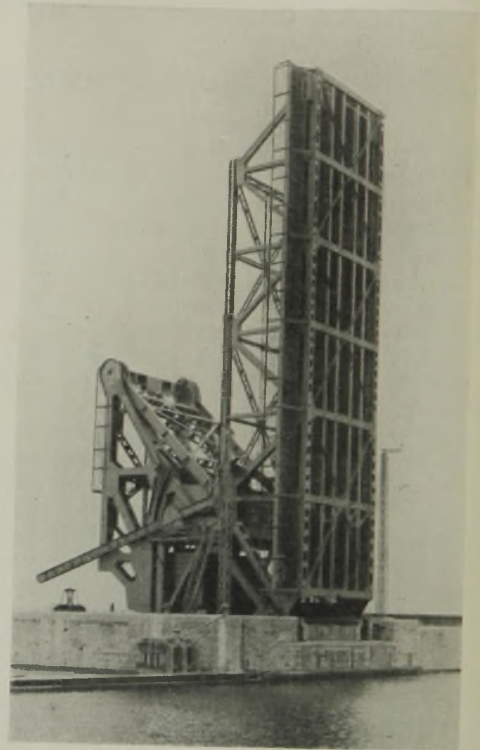


Abb. 2c. Brücke geöffnet.

in 2 min, und sicheres Halten bei 75 kg/m^2 in jeder Stellung, sowie bei 150 kg/m^2 Windbelastung in ganz geöffneter Stellung“. Alle Bewegungen, auch die der Schranken und Signale für Tag- und Nachtbetrieb, mußten vom Führerhause aus zwangsläufig durchgeführt werden.

Der statischen Berechnung liegt, unter Berücksichtigung der Stoßziffer 1,5, der Lastenzug der belgischen Staatsbahn Abb. 1a zugrunde:

Für die Längs- und Querträger war die Anordnung Abb. 1b einzusetzen, während für die sonstige Fahrbahn die Lastenreihe Abb. 1c bzw. 1d oder 1e in dreifacher Nebeneinanderstellung galt. Außerdem waren die hierdurch nicht besetzten Flächen mit Menschengedränge von 500 kg/m^2 belastet anzunehmen. Als ruhende Belastung der Fußwege waren 400 kg/m^2 und für Wind 150 kg/m^2 einzusetzen.

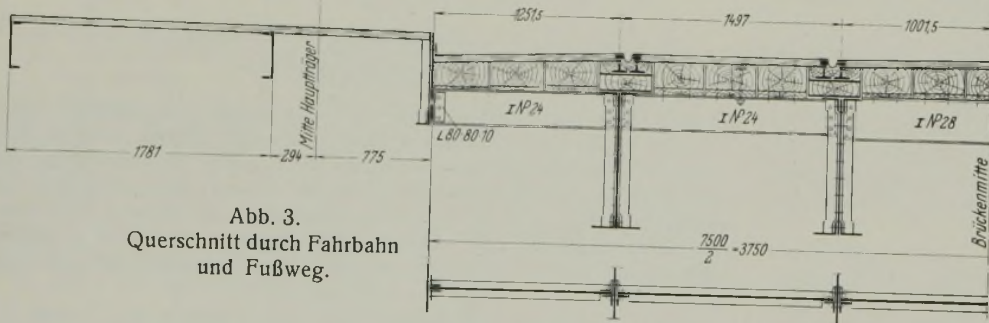
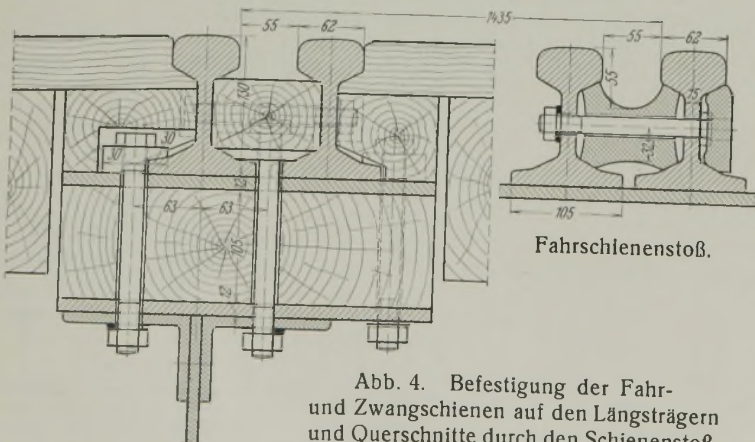
Die ganze Anlage muß bei jeder Brückeneinstellung (Abb. 2a bis c) sich im Gleichgewichte befinden. Daher wurde die Berechnung von dem Gesichtspunkte aus durchgeführt, daß das freie Ende der geschlossenen, unbelasteten Brücke über dem Auflager schwebt und dort keine Reaktion hervorruft. Das Eigengewicht der Zugstangen wurde bei der Ausbalancierung nicht berücksichtigt, weil es, mit den verschiedenen Lagen der Brücke wechselnd, belastend oder entlastend wirkt. Die Einführung dieser Kräfte hätte die Rechnung nur erschwert,

wesentliche Abweichungen von dem Ergebnis aber nicht zur Folge gehabt. Der dadurch bewirkte Auflagerdruck wird lediglich als Sicherheit für gutes Schließen gewertet.

Die Stützweite der Hauptträger wurde mit $38,60 \text{ m}$ ermittelt. An Bauhöhe, von Konstruktionsunterkante bis Oberkante der Schienen, standen 1260 mm zur Verfügung. Die lichte Durchfahrt war mit $5,50 \text{ m}$ freizuhalten. Hieraus ergab sich für die Hauptträger eine Systemhöhe von $7,10 \text{ m}$.

Die $7,50 \text{ m}$ breite Fahrbahn ist für zweigleisigen Eisenbahn- und Straßenverkehr eingerichtet. Die Schrammborde mußten an der engsten Stelle $0,40 \text{ m}$ breit sein. Dadurch wurde der Hauptträgerachsenabstand von $9,05 \text{ m}$ bedingt. Beiderseits kragen Fußwege mit $1,70 \text{ m}$ nutzbarer Breite aus. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt $13,40 \text{ m}$.

Die Übertragung der Fahrbahnlasten auf die Längs- und Querträger geschieht durch 17 cm starke Längsbalken über Zwischenquerträgern. Die Stöße derselben sind gegeneinander versetzt. Gleichmäßige, 1 cm breite Fugen zwischen den einzelnen Balken sind durch Futterstücke an den Auflagerstellen gesichert (Abb. 3).

Abb. 3.
Querschnitt durch Fahrbahn
und Fußweg.Abb. 4. Befestigung der Fahr-
und Zwangschienen auf den Längsträgern
und Querschnitte durch den Schienenstoß.

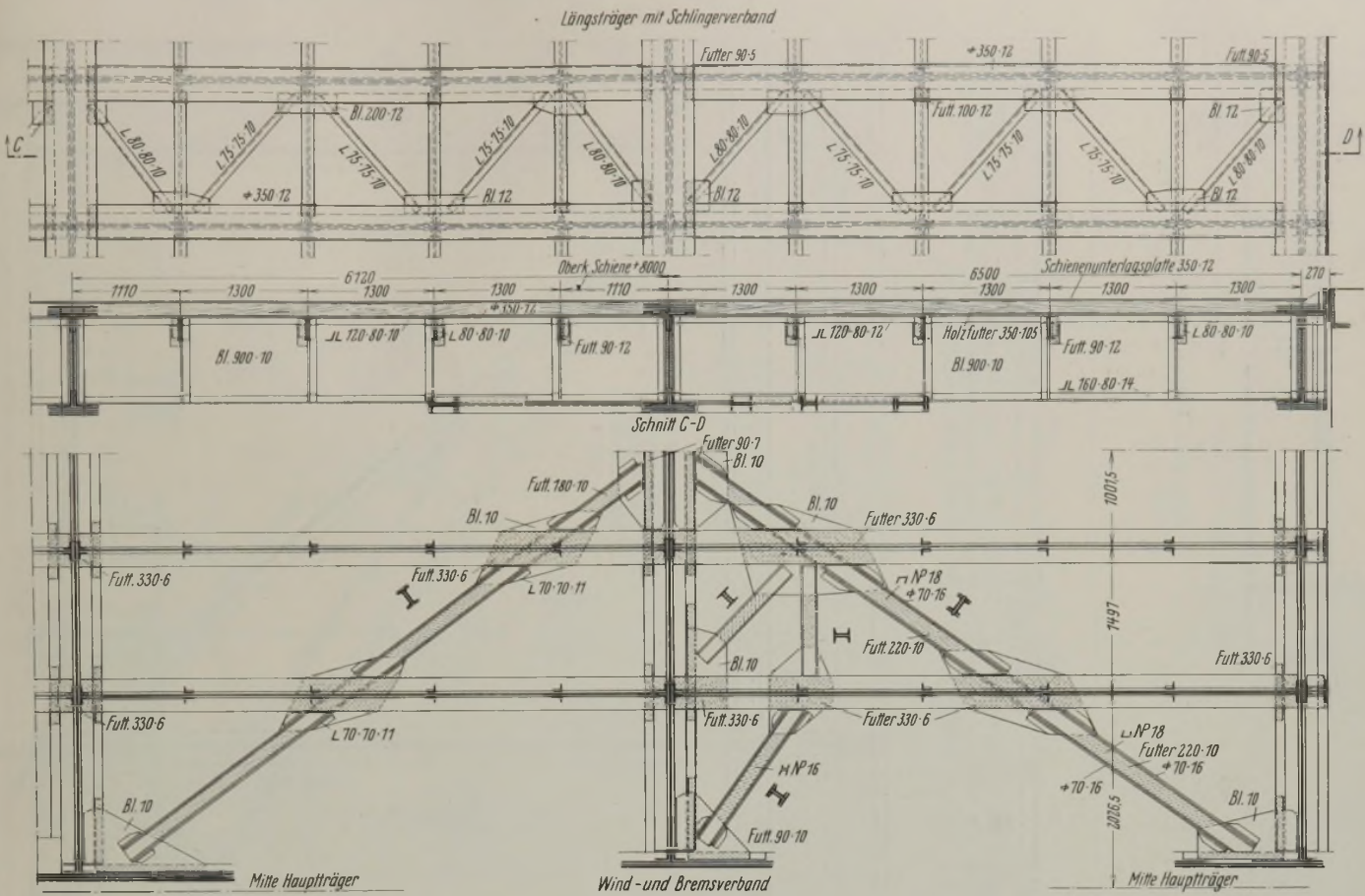


Abb. 5. Längsträger mit Schlingerverband, unterem Wind- und Bremsverband.

Als Abdeckung der Fahrbahn und der Fußwege gelangten 5 cm dicke Querbohlen zur Verwendung.

Die Ableitung des Wassers von der Fahrbahn geschieht durch Schächte an den Fahrbahnrandträgern. Diese Schächte sind bis K. U. geführt, so daß auch während der Brückenbewegung ein Verschmutzen der Fahrbahnkonstruktion durch abfließenden Schlick nicht eintreten kann.

Die Eisenbahnschienen sind mit Zwangschienen versehen (Abb. 4). Sie liegen auf durchlaufenden Unterlagsplatten und 10,5 cm dicken Holzfuttern über den Längsträgern und sind mit diesen verschraubt. Die Holzfuttern sollen die durch Eisenbahnfahrzeuge hervorgerufenen Stöße und

Hierdurch wurde eine gute Steifheit der Fahrbahn erzielt. Die breiten Lamellen der Querträger können dabei als Verbindungslaschen betrachtet werden. Zur Befestigung der Schienen und der Knotenbleche des Schlingerverbandes sind die Lamellen der Längsträgerobergurte nach innen verbreitert (Abb. 4 u. 5).

Die Fahrbahnrandträger bilden mit den inneren Fußwegrandträgern waagerechte Träger zur Aufnahme der durch Fahrzeuge hervorgerufenen Seitenstöße (Abb. 6).

Die verhältnismäßig starken Querträger (Abb. 7) wurden durch die großen Auflasten bedingt. Die Obergurte wurden an die Ständer mittels durchgesteckter Bindebleche angeschlossen, weil über die Schrammbo-

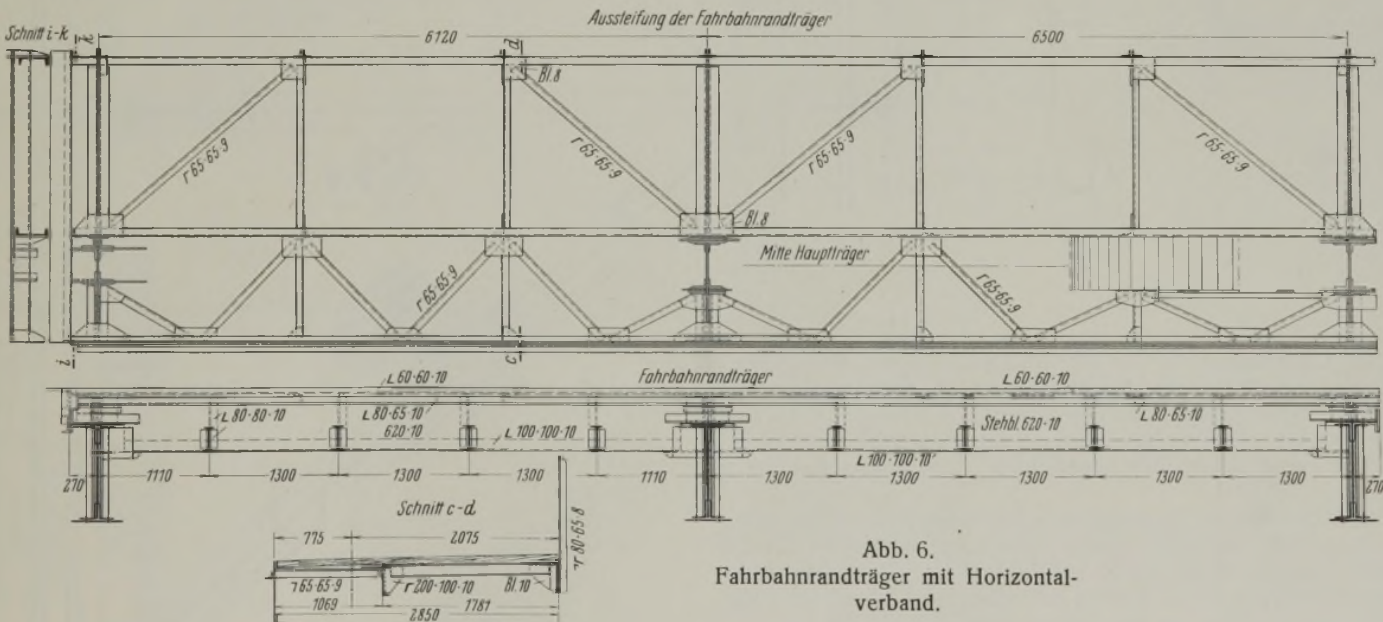


Abb. 6. Fahrbahnrandträger mit Horizontalverband.

Geräusche dämpfen, sie verhindern aber die Verbindung der Längsträgerobergurte über die Querträger hinweg. Der Abstand der Fahr- und Zwangschienen voneinander wird durch gußeiserne Paßfuttermstücke, mit durchgesteckten Schrauben, gewahrt. Zur Vermeidung von Schmutzablagerungen sind die Zwischenräume mit Holzfuttern ausgefüllt.

Die Längsträger sind so hoch gehalten, daß ihre Einführung in die Gurtwinkel der Querträger ohne Kröpfungen vorgenommen werden konnte.

hinausragende Eckversteifungen nicht gestattet waren. Hierdurch wurden die Montagearbeiten erschwert, jedoch gute Anschlüsse für die Konsolen und inneren Randträger der Fußwege ermöglicht. Die Untergurte der Haupt-, Quer- und Längsträger sind so zueinander angeordnet, daß, ohne Verringerung der Querträgerhöhe, die Stäbe des unteren Windverbandes drucksicher ausgebildet und die Knotenbleche überall in einer Ebene verlegt werden konnten.

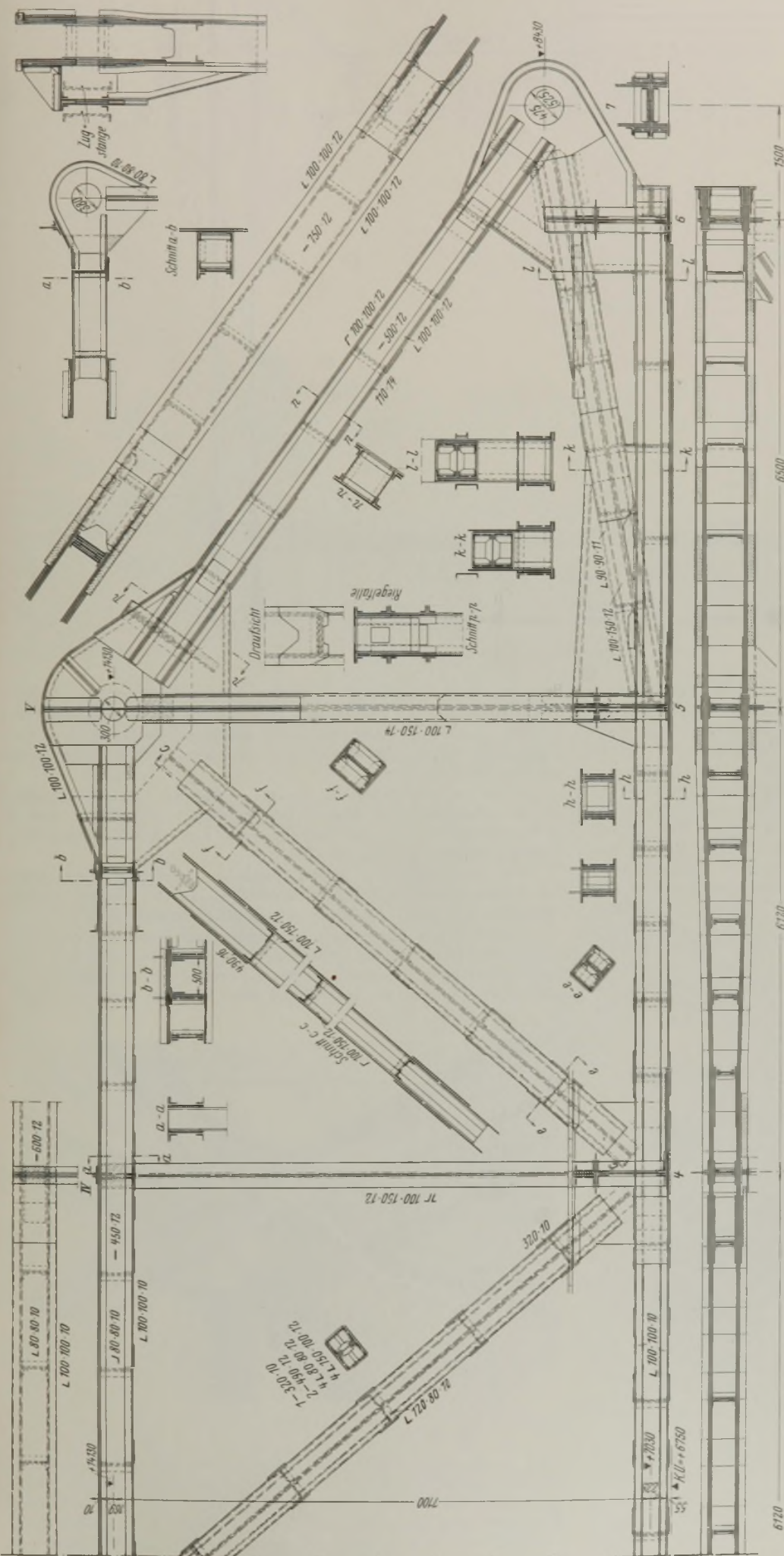


Abb. 10a. Hauptträger, 3-7.

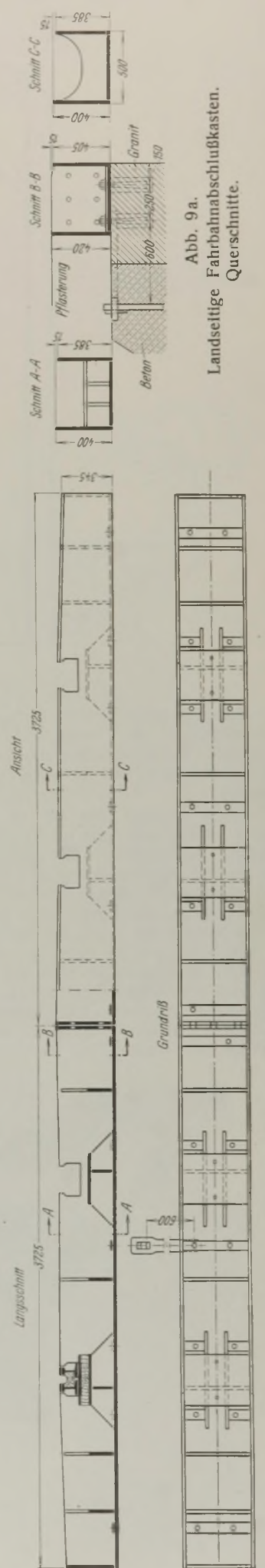


Abb. 9a.
Landseitige Fahrbahnabschlusskasten.

Abb. 9. Landseitige Fahrbahnabschlusskasten. Ansicht und Grundriß.

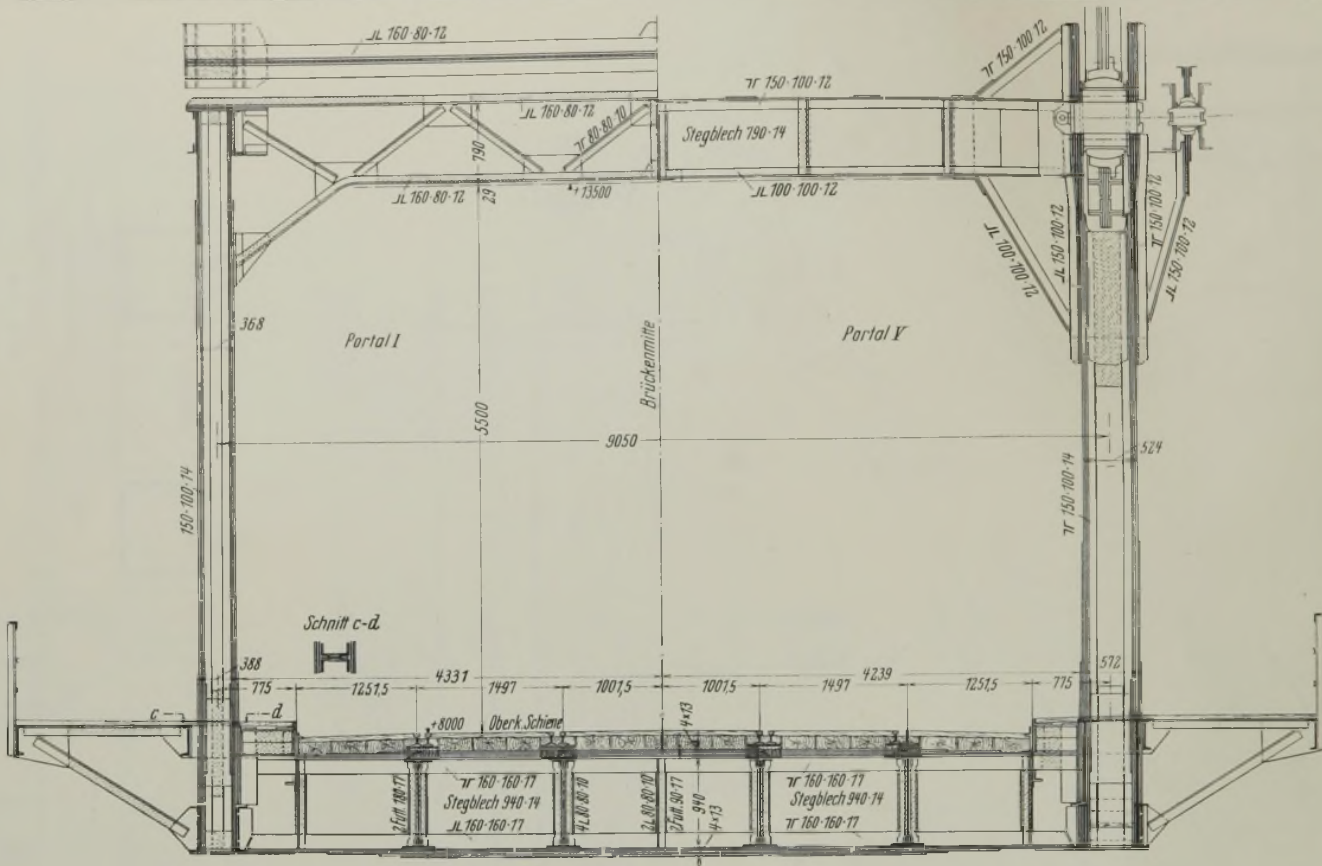


Abb. 7. Brückenquerschnitt.

den Schienenköpfen werden hier, zum Schutze der Pferdehufe, durch auswechselbare, der jeweiligen Temperatur entsprechende Futterstücke ausgefüllt. Auf der Brücke wurden die Schienen fugenlos verlegt, jedoch nicht verschweißt, um erforderlich werdende Auswechslungen zu erleichtern.

Die Hauptträger (Abb. 10), als Paralleltrapezträger ausgebildet, erhielten oberen und unteren Windverband mit Portalen bei den Querträgern 1 und 5 (Abb. 7). In den Feldern 0—4 beträgt der Abstand der Gurtungshälften zwischen den Knotenblechen 320 mm. An den Gelenken greifen die Bleche seitlich über die Lager; sie müssen daher weiter auseinander liegen, damit für die Aufnahme der großen Kräfte entsprechend breite Lager untergebracht werden konnten. Maßgebend für die Breite war das Lager auf dem Bockfuß sowie die Ausbildung der dort anzuschließenden Stäbe und des Portals bei 5. Hiernach richtete sich auch der Mittenabstand der Hauptträger. Die Knotenbleche für die Lagerung der Gelenke mußten parallel bleiben; daher knickte man die Ober- und Untergurtwandungen zwischen den Knotenblechen der Anschlüsse bei 4 und 5. So erhielten auch die Schrägstreben U_4-O_V

Belastung auch die Momente aus den waagrecht gerichteten Auflagerdrücken und dem zur Brücke quer gerichteten Wind aufzunehmen haben.

Die geöffnete Brücke legt sich mit ihren Schrägstäben U_7-O_V gegen Puffer auf der Bockstrebe und wird dort durch Riegelhaken festgehalten (Abb. 11).

Infolge der Anordnung des Anschlages und der Riegelfalle innerhalb der Knotenbleche des oberen Gelenkpunktes nehmen alle dort angeschlossenen Stäbe an der Aufnahme der durch Anschlag oder Riegel hervorgerufenen Momente teil (Abb. 12).

Die als Augenstäbe mit I-förmigem Querschnitt ausgebildeten Lenkerstangen sind in den Achsen der Brücken- und Wippenhauptträger angeordnet und durch Verbände untereinander versteift (Abb. 13).

Außerhalb der Hauptträger, an ausgebauten Konsolen, greifen die seitlich am Bock entlang geführten Zugstangen an, erzeugen somit Biegemomente. Deshalb wurde in den oberen Windverband ein besonderer Verband (Abb. 14) eingeschaltet, der mit dem Portalriegel 5

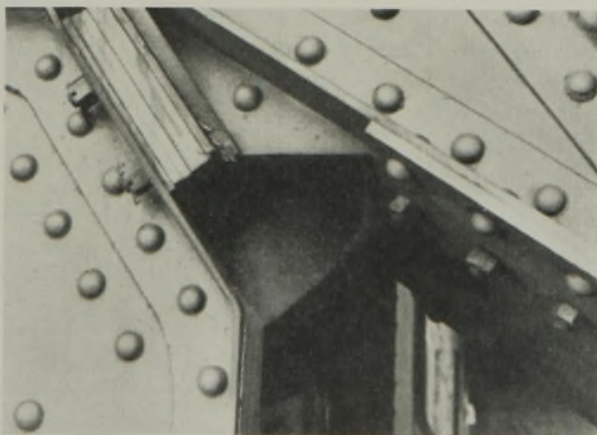


Abb. 11. Offene Brücke auf dem Puffer verriegelt.

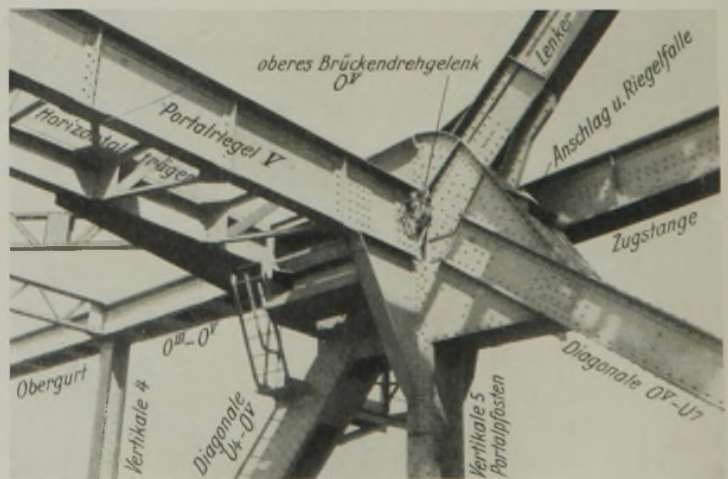


Abb. 12. Knotenpunkt O_V .

parallele Anschlüsse. Die im Felde 5—6 spannungslosen Untergurtstäbe sind bis hinter den Querträger 6 gerade durchgeführt und dort so ausgebildet, daß die hochstehende Brückenklappe darauf abgestützt werden kann. Die tragenden Untergurtstäbe 5—7 wurden zum Drehpunkte hochgezogen und zwischen die Knotenbleche gelegt. Diese Stäbe erforderten eine besondere Ausbildung, weil sie außer den Spannungen aus lotrechter

einen waagerechten Träger bildet. Von diesem und dem Portal werden alle aus Zugstangenwirkung hervorgerufenen Momente aufgenommen.

Ebenso wie die Brücke ruht auch die Wippe (Abb. 15 u. 16) in Stehlagern auf dem Bock. Die mit den Brückengurtungen gleichlaufenden Obergurte der Wippe und die unteren Seiten des mit einem geschlossenen Blechmantel versehenen Gegengewichtes geben dem Ganzen

ein gutes Aussehen. Gewisse Schwierigkeiten bot die Aussteifung der Knotenbleche der Gelenkpunkte, die auf große Strecken ihres Umfangs nicht miteinander verbunden werden können.

Als Tragkonstruktion für das Gegengewicht (Abb. 16 a, b u. c) dient ein nur auf Flächenbeanspruchung berechnetes Fachwerkgerippe. Dessen einzelne Stäbe sind nach dem Abbinden des Betons allseitig gehalten und können nicht ausknicken. Der Blechmantel wurde durch innen angeschweißte Schienen und Zugstangen gegen Ausbuchten beim Einstampfen des eisenbeschwerten Betons gesichert. Im Gegengewicht vorgesehene Aussparungen sollen das Einbringen von Ballast zum Ausgleich vorkommender Brückenbelastungen und zur Verhütung dadurch bedingter, außergewöhnlicher Beanspruchungen der Motoren ermöglichen.

Der Bock (Abb. 17) trägt, das Durchfahrtprofil freihaltend, über der Durchfahrt das Maschinenhaus, dessen Rückwand mit den senkrechten Bockpfosten als Rahmenkonstruktion ausgebildet ist. Zur Vermeidung zu großer Fußkonstruktionen sind diese Pfosten auf Trägerrosten verankert. Zur unmittelbaren Übertragung der waagerechten Auflagerkräfte legen sich die Bockfüße unter dem Drehgelenk auch rückwärts gegen die Funda-

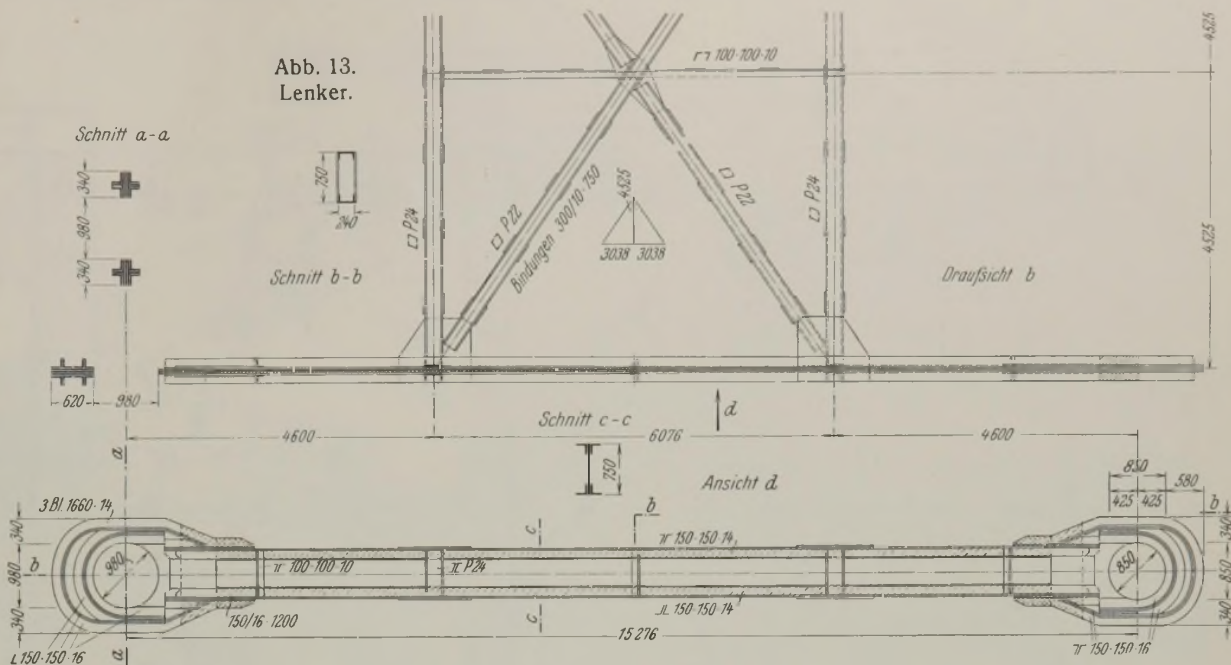
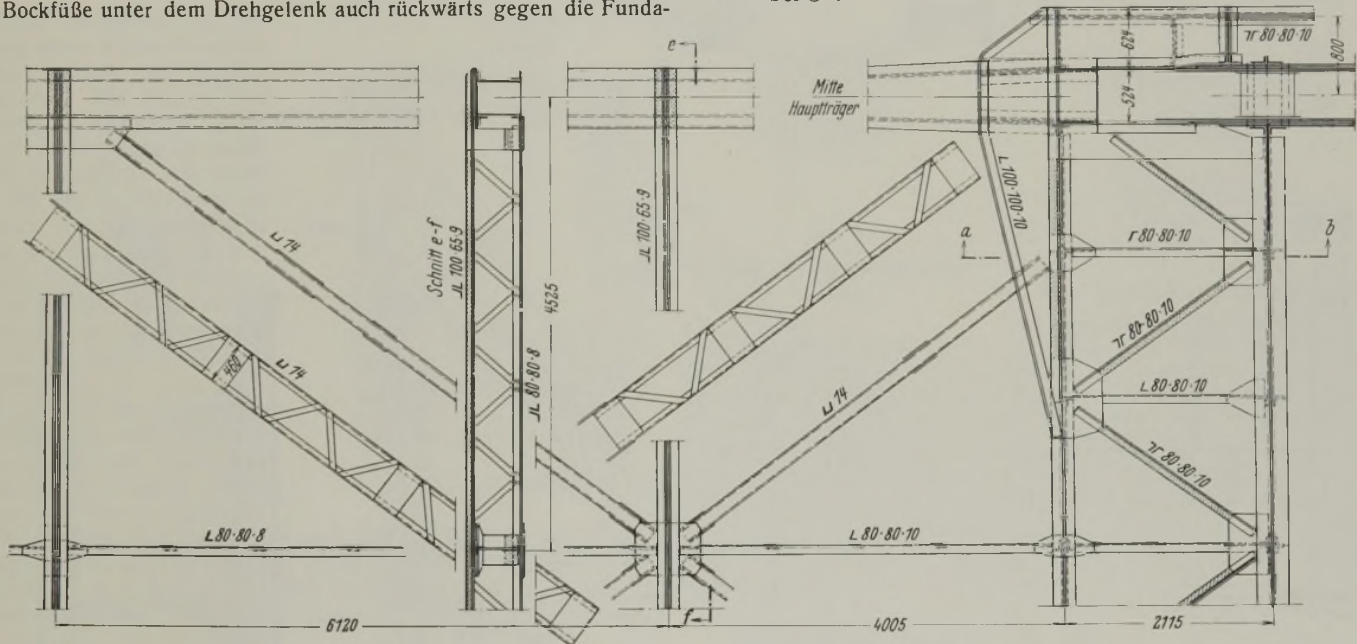
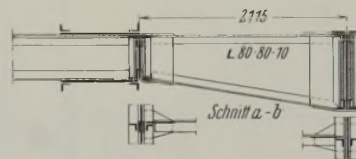


Abb. 13.
Lenker.

Abb. 14.
Oberer Windverband
mit Horizontalträger
bei OV.



mentkörper. Die hier auftretenden Kantenpressungen bleiben weit unter den zulässigen Grenzen.

Um die Lagerstellen der freistehenden Bockfüße ständig beobachten und sauber halten zu können, sind um sie herum in den Fundamenten geräumige Kammern angeordnet. Durch diese, und innerhalb der Pfosten, werden die Kabel zu den Motoren geführt. Das in die Kammern eindringende Wasser wird in die Kanäle der Straßenentwässerung oder unmittelbar in den Hafen abgeleitet.

In den teilweise zu doppelwandigen Trägern ausgebildeten Seitenwänden des Maschinenhauses, in Bockpfosten und Streben eingebaut, sind die Antriebswellen und die oberen Verriegelungen gelagert (Abb. 18).

Die Lagerbolzen der Drehgelenke sind in den Knotenblechen der Brücke und der Wippe eingespannt; nur bei den Zugstangen sind sie in deren doppelten Wänden befestigt. Für einfachste Austauschbarkeit der Lager ist überall Vorsorge getroffen. Aus diesem Grunde wurden die Bolzen teilweise unter Verwendung von zwischengeschalteten Tragringen gelagert. Abb. 19 a u. b zeigen die Ausbildung der Lager des unteren Brücken- und des Wippenhauptdrehgelenkes.

Am oberen Brückengelenk mußte auf möglichst Kleinhaltung der Knotenbleche geachtet werden. Daher war nur ein Bolzen mit verhältnis-

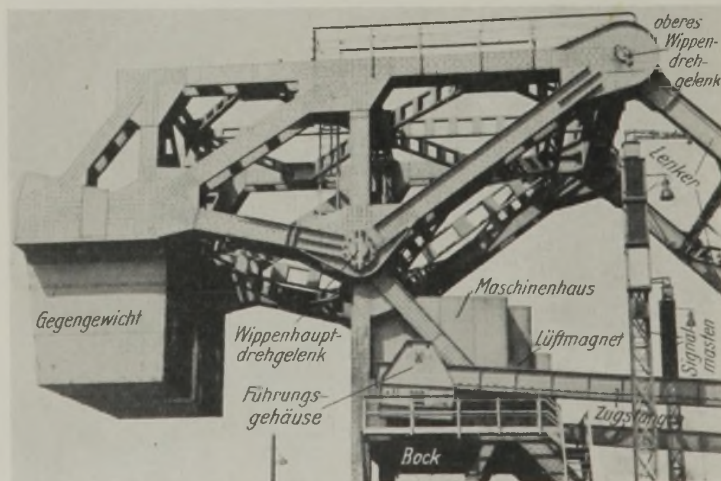


Abb. 15. Wippe.

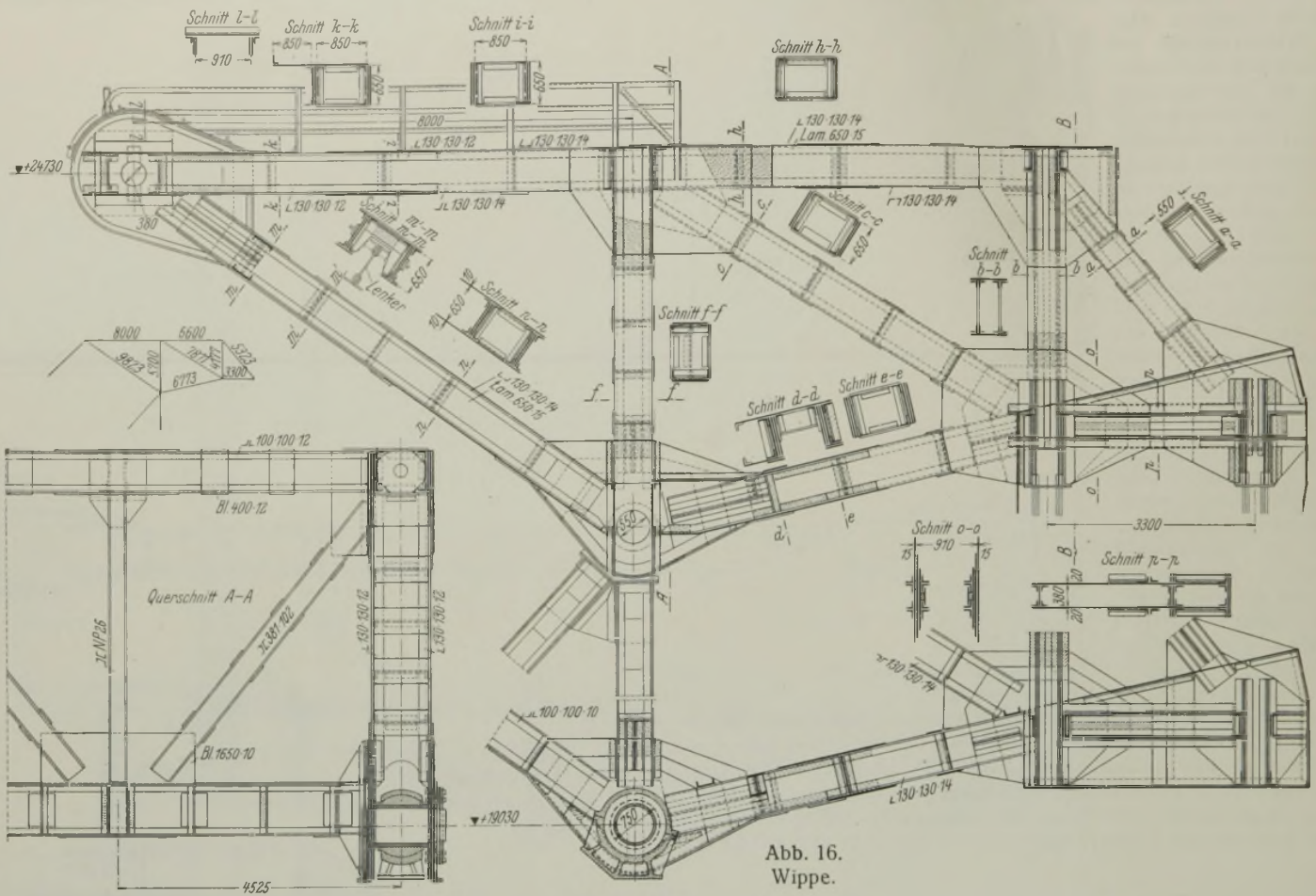


Abb. 16.
Wippe.

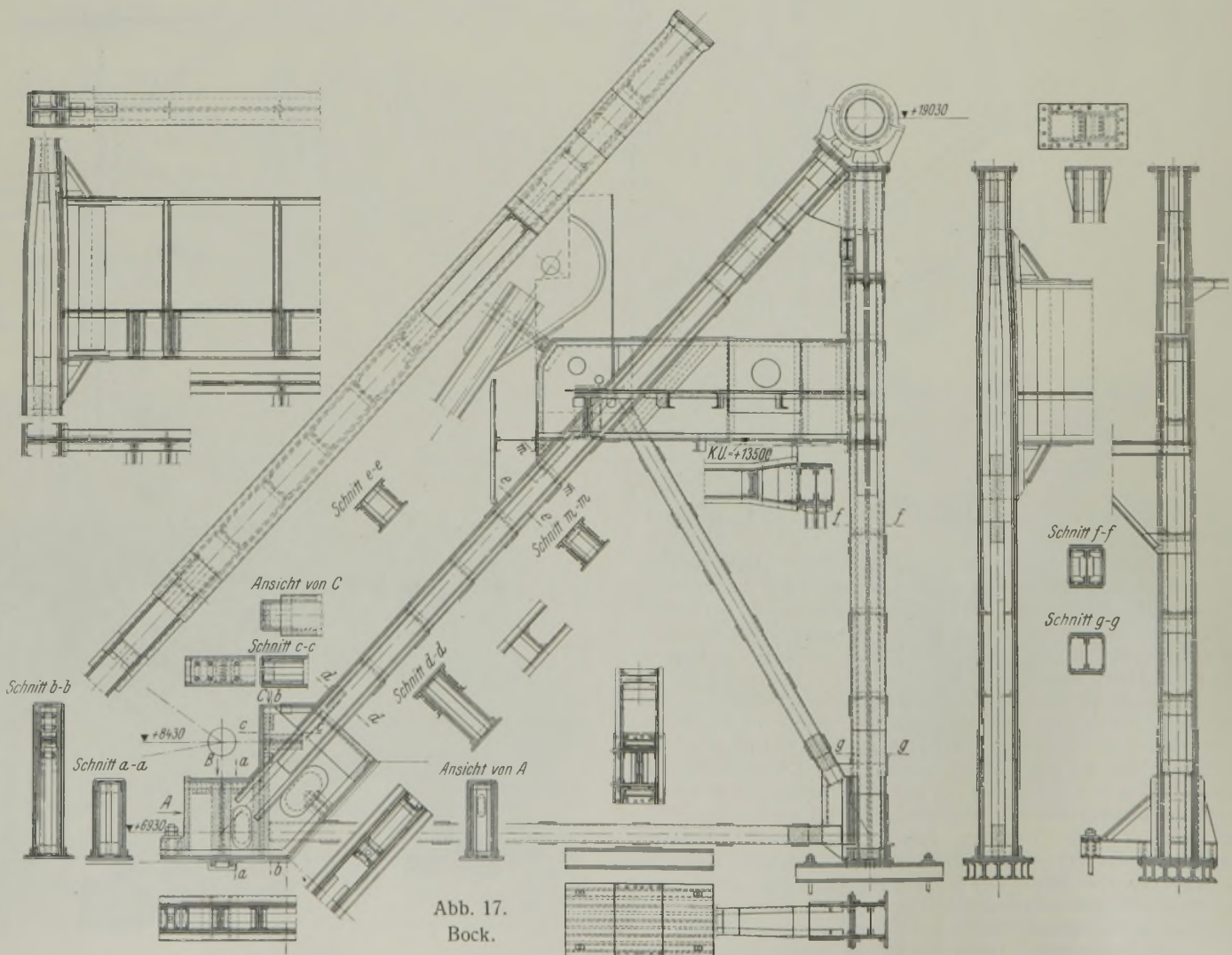


Abb. 17.
Bock.

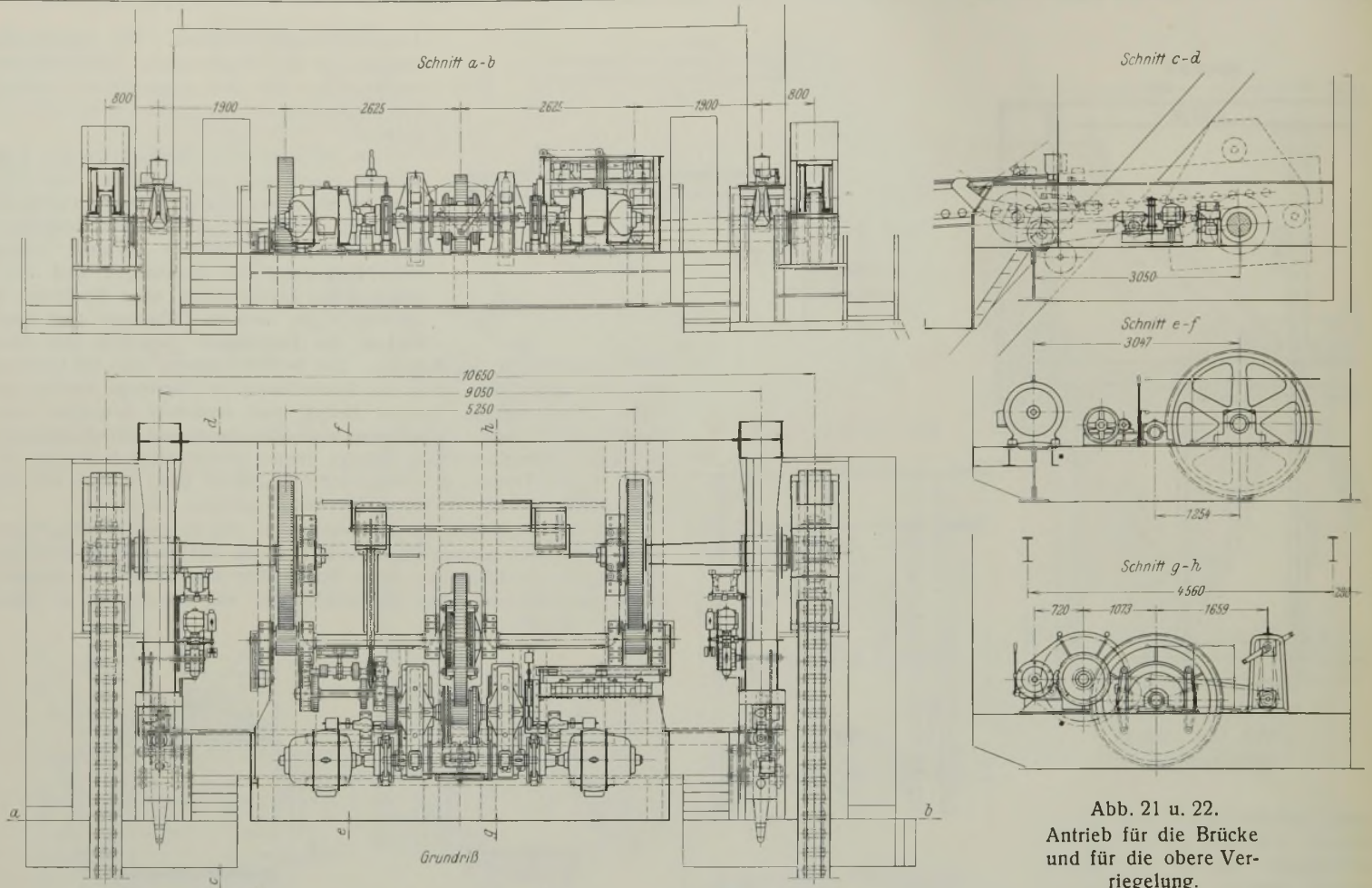


Abb. 21 u. 22.
Antrieb für die Brücke
und für die obere Verriegelung.

Sicherung ist noch eine Bremse auf der gleichen Vorgelegewelle, auf der die Lamellenbremse sitzt, angeordnet, die, im allgemeinen geöffnet, bei Vornahme von Geschwindigkeitswechseln am Haupt- oder Handantrieb geschlossen wird. Sie kann auch durch einen Handhebel im Führerhause betätigt werden. Ein in das letzte Vorgelege eingebautes Ausgleichgetriebe bewirkt gleiche Zahndrücke in den Zugstangen. Sorgfältig eingestellte Verzögerungs- und Endschalter regeln selbsttätig die Verzögerung am Schlusse der Bewegung.

Brücke längere Zeit offengehalten werden soll. Ein Windmesser bietet die Möglichkeit, die jeweilige Windstärke im Führerhause abzulesen.

Im allgemeinen fallen die Riegel ein und bleiben in dieser Lage, ohne die Brücke fest gegen die Puffer zu ziehen. Die Brücke wird dann durch die Bremsen gehalten. Soll sie geschlossen werden, dann geschieht

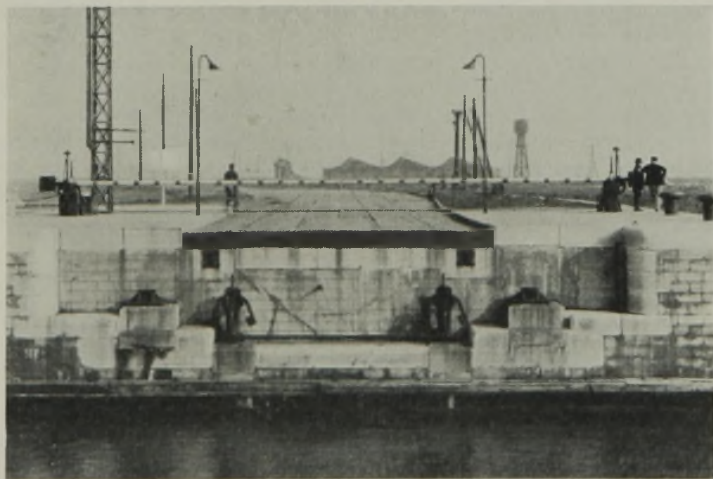


Abb. 23. Widerlager des freien Brückenendes mit Fahrbahnabschlußkasten, Riegelfallen, Auflagern und Glycerinpuffern.

Mittels einschaltbaren Handantriebes können acht Mann die Brücke bei 50 kg/m² Wind in 1 1/2 Stunden öffnen oder schließen. Die obere und die untere Verriegelung sowie die Schranken und die Signaleinrichtungen können ebenfalls auch mittels Handantriebes betätigt werden.

Geht die sich öffnende Brücke in die Endstellung, dann drückt sie die Riegelhaken herab. Diese gehen, infolge des etwas größeren Ausgleichgewichtes, beim Anlegen der Brücke an die Puffer wieder hoch in die Riegelfalle. Unter normalen Verhältnissen ist eine vollkommene Verriegelung der geöffneten Brücke nicht erforderlich. Sie geschieht nur dann, wenn der Winddruck mehr als 50 kg/m² beträgt, oder wenn die

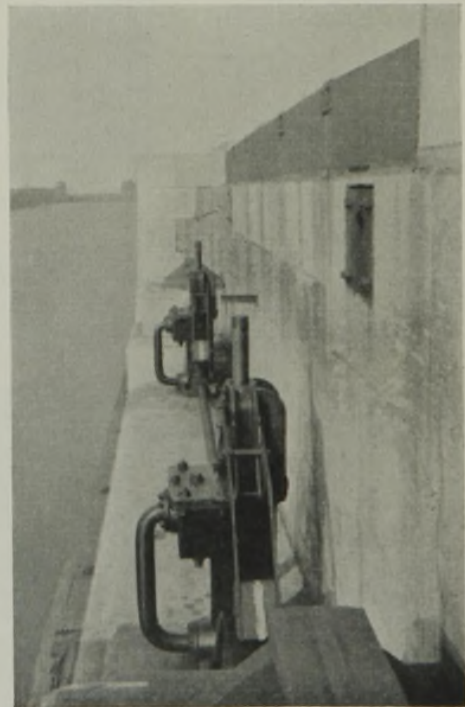


Abb. 24. Seitenansicht zu Abb. 23.

bei Schaltung des Stromes auf die Hauptantriebmotoren zuerst selbsttätig das Anheben der Riegelgegengewichte durch die darüber angeordneten Lüftmagnete. Dadurch bewegen sich die Riegelhaken abwärts und geben so die Brücke frei. Erst dann wird der Strom den Antriebmotoren zugeleitet. Abb. 22 zeigt die Konstruktion der oberen Verriegelung.

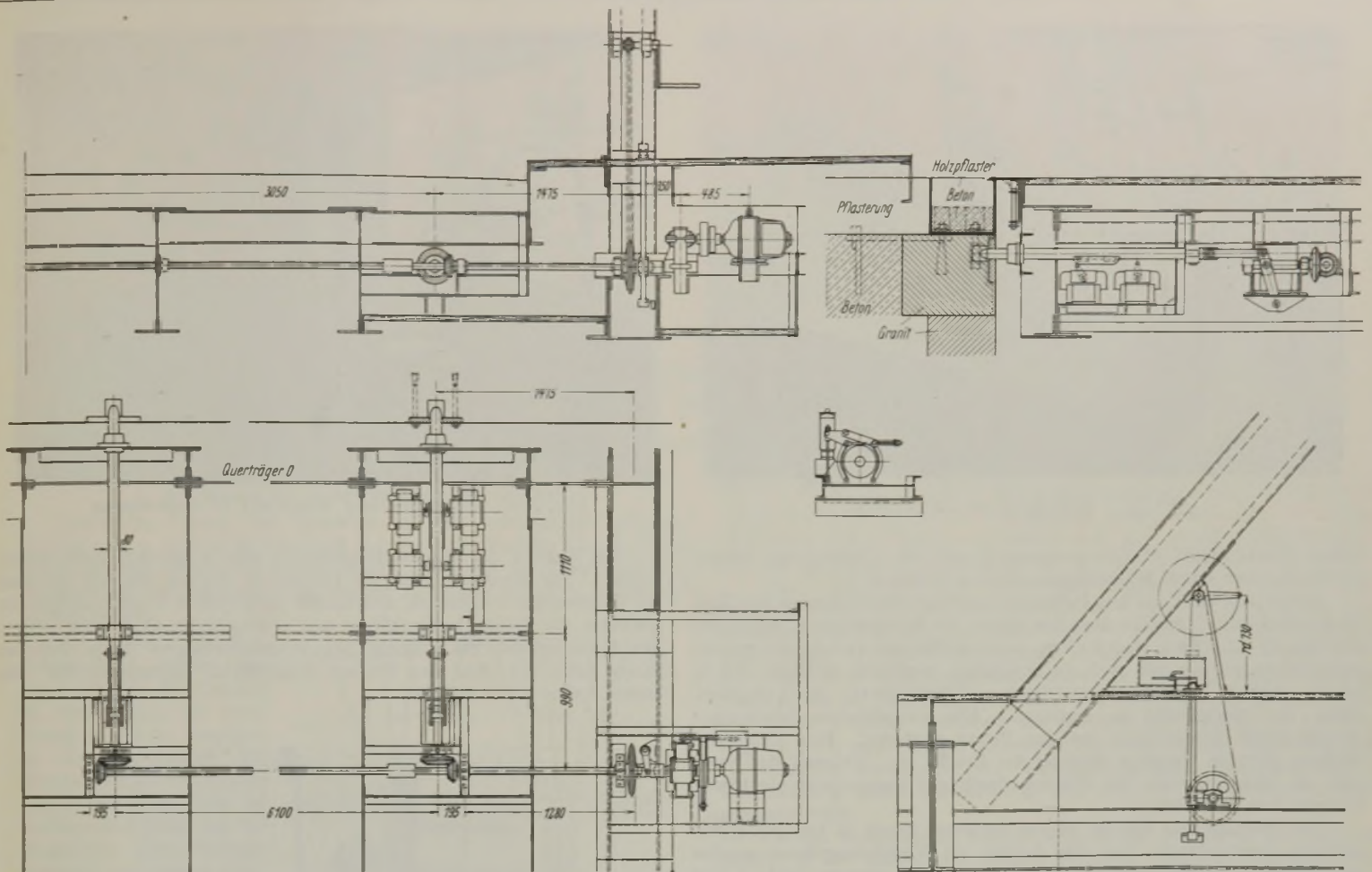


Abb. 25. Untere Brückenverriegelung bei Querträger 0.

Soll die Brücke offengehalten werden, dann findet, nach Einfallen der Riegelhaken, durch die miteinander gekuppelten Riegelmotoren eine halbe Drehung von Exzentrern statt, die die Riegelhaken zurück und damit die Brücke fest gegen die durch dicke Gummiplatten elastisch gehaltenen Puffer ziehen (Abb. 11.) Alsdann ist die offene Brücke gegen Vor- und Rückwärtsbewegungen gesichert und die vollkommene Entlastung der Maschinenteile und Motoren erreicht.

Wenn die so verriegelte Brücke wieder geschlossen werden soll, dann muß zuerst wieder durch die Riegelmotoren die zweite halbe Drehung der Exzenter ausgeführt werden, wodurch die Riegelhaken vorgeschoben und entlastet werden. Hierauf folgt wieder die Abwärtsbewegung der Riegelhaken und das Schließen der Brücke wie vorstehend beschrieben.

Ein hier unter der Fußwegkonstruktion angeordneter Motor treibt zwei unter dem Fahrbahnabschlußträger gelagerte Riegelbolzen (Abb. 25) in die Mundlöcher im Widerlagermauerwerk verankerter Riegelfallen. Der Strom wird diesem Riegelmotor zugeführt über Schleifringe, die an einem Lagerbolzen des unteren Brückendrehgelenkes angebracht sind.

Die Zwangsläufigkeit aller Bewegungen läßt ein Entriegeln der Brücke mit nachfolgender Stromschaltung auf die Hauptantriebmotoren erst nach dem Schließen der Schranken zu. Umgekehrt können nach dem Schließen



Abb. 26.
Anheben des Klappenteiles mittels Schwimmkranes.



Abb. 26a. Der 148 t schwere Klappenteil wird mittels Schwimmkranes in die Lager gesetzt.

Auf dem Widerlager, unter dem Querträger 0, sind zwei Glycerinpuffer aufgestellt, die die letzte, nach dem Abschalten noch verbleibende Energie aufnehmen und die Brücke stoßfrei auf die Lager niedergehen lassen (Abb. 23 u. 24). — Als Auflager kamen einfache, nicht nachstellbare Bocklager zur Verwendung. Die sattelförmigen Oberteile haben geringen seitlichen Spielraum.

der Brücke die Schranken erst dann geöffnet werden, wenn die Brücke wieder vollständig verriegelt ist. Die Verriegelung bzw. Entriegelung einschließlich Schrankenbewegung geschieht in 6 sek. Schrankenantrieb s. Abb. 28.

Sämtliche Lager und Schmierstellen sind bequem zugänglich, an der Brücke und Wippe durch Laufstege und Podeste, die, mit Geländern ver-

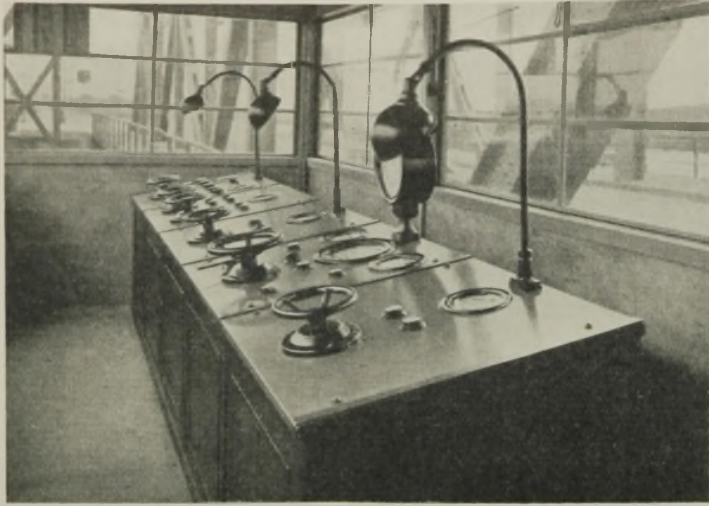


Abb. 27. Schaltpulte im Führerhaus.



Abb. 27a. Schaltpulte und Schalttafel im Führerhaus.

sehen, Schutz gegen Absturz gewähren (s. Abb. 15). Schmierung mittels Fettdruckpresse durch Schmiernippel System Halbauer.

Neben dem Bock, auf dem Fundament, steht das Führerhaus (s. Abb. 26a). Es gewährt gute Übersicht über den Hafen, die Anfahrtstraßen, Schranken und Signale. Letztere sind für Tag- und Nachtbetrieb verschieden geartet und werden, ebenso wie auch die Schranken, elektrisch betätigt. Die in Pulten (Abb. 27 u. 27a) untergebrachten Schaltapparate sind blockiert, daher nur zwangsläufig zu bedienen. Alle ausgeführten Schaltungen werden durch Meldelampen auf den Pulten angezeigt. Eine Zeigervorrichtung gibt die jeweilige Stellung der Brücke an. Während der Nacht und bei Nebel werden die Brücken durch gut angeordnete elektrische Lampen hell beleuchtet.

Die Montage der Brücke an der Schleuse wurde in hochgeklappter Stellung durchgeführt. Von der Brücke am Verbindungskanal wurden die Felder 2—7 auf dem Kai hinter dem Bock zusammengebaut und fertig abgenietet. Abb. 26 u. 26a zeigen das Einsetzen dieses 148 t schweren Brückenteils in die Lager des inzwischen fertiggestellten Bockes mit Hilfe des vorhandenen Schwimmkrans von 150 t Tragkraft. Die übrigen Felder wurden wieder, wie an der Schleuse, freistehend aufgebracht.

Währenddessen wurde die 690 t schwere Füllmasse des Gegengewichtes eingebracht. Hierfür waren zwei verschiedene Mischungen erforderlich, weil der Schwerpunkt der Wippe sehr hoch liegt und der obere Raum des Gegengewichtskastens einen verhältnismäßig großen Raum einnimmt. Der gemeinsame Schwerpunkt der Wippe und des Gegengewichtes muß aber, wenn die Gleichgewichtsbedingung erfüllt sein soll, auf einer Geraden liegen, die vom Drehpunkte der Wippe aus parallel zu der Verbindungslinie des Klappenschwerpunktes mit dem unteren Drehgelenkpunkte verläuft. Die Füllung des unteren Gegengewichtsraumes erforderte daher ein spez. Gewicht von 4,18, die des oberen Raumes ein solches von 1,95. — Das Gewicht einer Brückenklappe beträgt 242 t, das einer fertigen Brücke 545 t. Dazu kommen noch 16,6 t für Schienen und 79 t für die Holzabdeckung. Maschinenteile und elektrische Ausrüstung wiegen etwa 100 t. — Das Gesamtgewicht der in Bewegung zu setzenden Massen beträgt etwa 1200 t.

Probeprobungen wurden mit vier schwersten Lokomotiven der belgischen Staatsbahn vorgenommen. Bei der Schleusenbrücke waren auch die Fußwege voll belastet. Die größte Durchbiegung der Hauptträger betrug 20 mm, die der Querträger 6 mm. Sie gingen überall wieder vollständig zurück.

Erforderlich werdende Auswechslungen der unteren Brückendrehgelenke werden in der Weise ausgeführt, daß der betreffende Schrägstab der hochgeklappten, fest verriegelten Brücke unten mit der Strebe des Bockes verankert wird, um ein vor- oder rückwärtiges Ausweichen des Lagerpunktes zu verhindern. Sodann wird ein Bock mit Wasserdruckpressen unter den hierfür ausgebildeten Kopf der Brückenuntergurtung gestellt. Nach Lösung des Lagerdeckels folgt das Lüften der Brücke so weit, daß das Lager entlastet ist und der Bolzen herausgezogen werden kann. Alsdann kann, wenn erforderlich, auch das ganze Lager ausgebaut werden. Es wird aber wohl nur der Ausbau der Kugellringe, zur Auswechslung der Lagerschalen, erforderlich werden.

Der Ausbau des Wippendrehgelenkes wird in gleicher Weise durchgeführt. Nur werden hierfür die Pressen in Gruben, die bei Anlegung der Fundamente vorgesehen und hierfür hergerichtet wurden, aufgestellt. Nachdem die Brücke hochgeklappt und verriegelt ist, folgt, nach Lösung des Lagerdeckels, die Lüftung des Wippendrehlagers durch Anheben dieser Seite des über den Pressen befindlichen Gegengewichtes. Das andere Lager bleibt belastet.

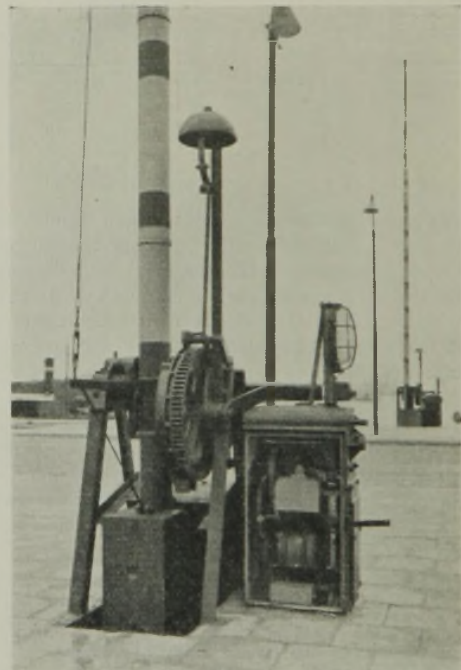


Abb. 28. Schrankenbetrieb.

Für die Stahlkonstruktion gelangte St 37 mit 1200 bzw. 1300 kg/cm² Beanspruchung, für die Abdeckung der Fahrbahn und der Fußwege Jarrahholz zur Verwendung.

Die elektrische Ausrüstung wurde von den Siemens-Schuckert-Werken, Berlin, geliefert. Mit der Ausführung der gesamten Arbeiten hat die Demag AG, Duisburg, wiederum in Antwerpen bewiesen, daß sie erstklassige Arbeit liefert. Sie hat den sehr kurzen Ausführungsstermin von 10 Monaten eingehalten und ist in dieser beschränkten Zeit fertig geworden mit der gründlichen und sorgfältigen Durcharbeitung aller Einzelheiten, sowie mit der Lieferung und Aufstellung der Brücken in Antwerpen. Für die Konstruktion verantwortlich zeichnete Herr Ingenieur H. Runte.

Die Ausbildung der Lehr- und Transportgerüste der Stromöffnungen der Adolf-Hitler-Brücke über die Mosel bei Koblenz und die Ausrüstung der Brücke.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

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

1. Ausbildung der Lehr- und Transportgerüste.

Durch die Teilung des Gewölbes in zwei voneinander getrennte Streifen von je 6,60 m Breite ergab sich auch der Vorteil, daß das Obergerüst zweimal verwendet werden konnte, während das Untergerüst mit Rücksicht auf den rascheren Baufortgang für beide Gewölbe angeschafft werden mußte.

Bei einer geraden Brücke hätte es auf der Hand gelegen, die Gerüste zu verschieben, bei einer schrägen Brücke dagegen ist das Verschieben mit Schwierigkeiten verbunden, besonders, wenn, wie im vorliegenden Falle, die Erzeugenden der Gewölbe senkrecht zur Brückenachse stehen. Außerdem sind auch die beiden Bogen in der Längsrichtung wegen der schrägen Pfeileranordnung gegeneinander um 3,094 m verschoben.

Um Vergleichsunterlagen für die Kosten zu bekommen, wurde das Gerüst sowohl für den Fall durchgearbeitet, daß es nach der ersten Benutzung wieder abgebrochen und für das zweite Gewölbe wieder neu aufgestellt wurde, wie auch für den Fall einer Verschiebung.

Im ersteren Falle hätten die Joche senkrecht zur Brückenachse angeordnet werden können, aber sie hätten in sehr großen Abständen gestellt werden müssen wegen des schwierigeren Wasserdurchflusses, denn die Stromrichtung bildet mit der Brückenachse einen Winkel von 70° , so daß der Wasserdurchfluß sehr gehemmt gewesen wäre, besonders, da die Joche für die beiden Brückengewölbe ebenso wie die Gewölbe selbst um 3,094 m gegeneinander hätten versetzt werden müssen (s. Grundriß Abb. 1).

Im zweiten Falle dagegen mußten mit Rücksicht auf das Verschieben in schräger Richtung die Joche in Richtung der Verschiebung, d. h. in Richtung des Stromes, angeordnet werden. Damit ergaben sich, besonders an den Kranzhölzern, sehr schwierige Holzverschnitte, aber die Schrägkonstruktion hatte den Vorteil, daß der Wasserdurchfluß viel ungehemmter und damit die Hochwassergefahr geringer wurde, da die Joche in der Stromrichtung standen, und aus diesem Grunde konnte der Jochabstand geringer gewählt werden. Schließlich war es möglich, durch die Verschiebung des Gerüsts gegenüber dem Umstellen etwa 14 Tage Bauzeit zu gewinnen, ein

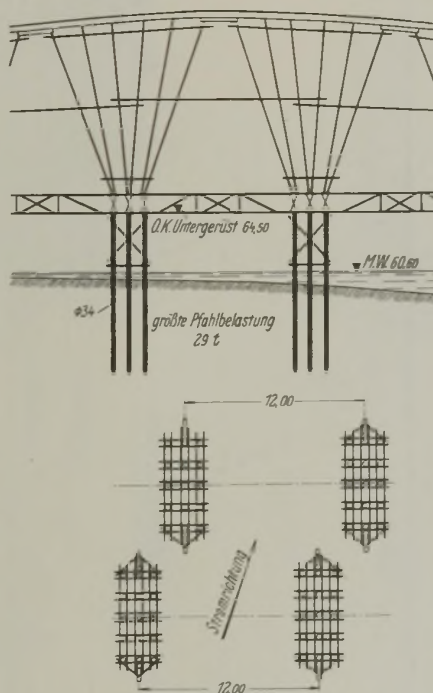


Abb. 1. Grundriß-Skizze des Lehrgerüsts bei umsetzbaren Obergerüsten.

Vorteil, der mit Rücksicht auf die sehr kurze Bauzeit sehr ins Gewicht fiel. Obgleich das verschiebbare Schräggerüst etwas teurer kam als das zusammengesetzte gerade Gerüst, entschloß man sich wegen der Zeitersparnis und der geringeren Hochwassergefahr für das verschiebbare Gerüst.

Das Verschieben der linkseitigen Bogenhälften bereitete keine Schwierigkeiten, weil mit dem Verschieben vom oberstromigen zum unterstromigen Gewölbe sich das Gerüst allein vom Gewölbe ablöste; bei den rechtseitigen Gerüsthälften dagegen mußten die Joche vor dem Verschieben um so mehr abgelassen werden, je näher sie an den Kämpfern standen, um die freie Durchfahrt unter den Gewölben, deren Erzeugenden, wie schon erwähnt, senkrecht zur Brückenachse liegen, zu gewinnen. Bei den ganz nahe an den Kämpfern stehenden Jochen der rechtseitigen Gerüsthälften wurde von einer Verschiebung ganz abgesehen, weil zur Durchführung dieser Verschiebung eine zu große Absenkung notwendig gewesen wäre.

Für die Verschiebung wurden deshalb die Gerüste in drei Teile eingeteilt: in die linkseitigen Hälften, die ohne besondere Absenkung verschoben werden konnten, und bei denen deshalb normale Spindeln verwendet werden konnten, und in die rechtseitigen Teile, mit Ausnahme der den Kämpfern benachbarten Joche, die vor dem Verschieben stark abgelassen werden mußten und für die neue Spindeln mit besonders großer Hubhöhe beschafft wurden, und des weiteren in die ganz rechts stehenden Joche, die abgebrochen und wieder neu aufgestellt wurden. Die Konstruktion der Gerüste für den linken und rechten Bogen geht aus Abb. 2 u. 3 hervor. Das Lehrgerüst für den mittleren Bogen wurde in gleicher Weise wie das des linken Bogens konstruiert, so daß sich eine bildliche Wiedergabe erübrigt.

Die Joche der Untergerüste haben beim rechten Bogen einen Abstand von 9,85 m; bei dem mittleren und linken Bogen schwankte der Jochabstand mit Rücksicht auf das stark wechselnde Gewicht der Massivbogen zwischen 8,80 m und 10,10 m. Jedes Joch der Untergerüste besteht aus zwei 1,30 m voneinander entfernten Pfahlreihen von je 10 Tragpfählen. Über jedem Tragpfehl wurde zwischen Unter- und Obergerüst eine Spindel angeordnet. Die Belastung dieser Tragpfähle beträgt einschl. des Windeinflusses bei den Gerüsten des rechten Bogens 26 t, bei den beiden anderen Gerüsten dagegen rd. 30 t. Oberhalb MW (Kote + 60,60) wurden die einzelnen Pfähle durch Kreuze sowohl in der Stromrichtung wie auch in Richtung der Brückenachse ausgesteift, um eine größere Widerstandskraft gegen den Wasserdruck zu erhalten, und unterhalb MW, wo eine Holzversteifung nicht mehr möglich war, wurden die im Strom frei stehenden Pfähle von den Biegemomenten aus Wasserdruck entlastet durch Schrägketten, die an den Pfählen am Flußgrunde befestigt wurden. Außerdem wurden zur Aufnahme der waagerechten Kräfte aus Wasser und Wind bei jedem im Fluß stehenden Joch sowohl unterstrom wie oberstrom zwei zusätzliche Schrägpfähle angeordnet (s. Querschnitt Abb. 7).

Die Obergerüste bestehen jeweils aus den Tragwänden; jede Tragwand mußte wegen der schräg stehenden Joche verschieden konstruiert und besonders auf dem Reißboden aufgerissen werden. Für diese Arbeiten war in Koblenz kein geeigneter Platz vorhanden; es hätte höchstens das Vorland dafür in Frage kommen können, dieses hätte aber erst nach Ablauf der Winterhochwasser zur Verfügung gestanden, und damit wäre kostbare Bauzeit verloren gegangen. Um nun die Wintermonate für das Abbinden des Obergerüsts hinreichend ausnutzen zu können und auch mit Rücksicht auf die großen konstruktiven Schwierigkeiten des schrägen Gerüsts, das nur durch erstklassige Zimmerleute abgebinden werden konnte, die aber in Koblenz nicht in genügender Anzahl zur Verfügung standen, entschloß man sich, das Obergerüst an eine erfahrene Gerüstbaufirma zu vergeben. Die Wahl fiel auf die Fa. Kappler, Mannheim, die diese schwierigen Arbeiten einschließlich Aufstellen der Gerüste zur vollen Zufriedenheit der Arbeitsgemeinschaft durchführte. Obgleich von der Arge die Hauptpläne für

¹⁾ Die Brücke selbst ist ausführlich erörtert in dem Aufsatz: Dr.-Ing. Fr. Dischinger, „Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke“; Bautechn. 1934, Heft 12, 15, 19, 23 uf. — Die anlässlich der Einweihung der Brücke herausgegebene Festschrift ist ein erweiterter Sonderdruck aus der „Bautechnik“.

das Gerüst geliefert wurden, mußten von der Fa. Kappler wegen der schwierigen Verschnitte noch etwa 300 Einzelzeichnungen und außerdem noch ein Modell angefertigt werden. Für das Gerüst wurde nur Schwarzwaldholz verwendet; das Abbinden des Obergerüsts geschah während der Wintermonate ebenfalls im Schwarzwald.

Bei den Stampfbetonbogen der mittleren und der linken Öffnung bereitete es keine Schwierigkeiten, durch eine Auskrägung des Gewölbes auf beiden Seiten der äußeren Kranzhölzer die Lasten des Gewölbes gleichmäßig auf alle fünf Tragwände zu verteilen. Bei dem Hohlquerschnitt des rechten Bogens war dies ohne weiteres nicht möglich, weil die Außenbinder und der Mittelbinder durch die darüberliegenden Stege der Hohlquerschnitte viel schwerer belastet wurden als die Zwischenbinder, die nur die Platte des Hohlquerschnitts zu tragen hatten.

Um hier einen Ausgleich zu schaffen, wurde die Innenschalung so konstruiert, daß von ihr gemäß Abb. 4 die Lasten der oberen Platte nur nach diesen Zwischenbindern abgeleitet wurden. Die Last der unteren Platte dagegen verteilt sich gleichmäßig auf alle fünf Binder. Am schwersten war also der Mittelbinder belastet, für den die Berechnung durchgeführt wurde. Die leichter belasteten Zwischenbinder waren in gleicher Weise konstruiert. Um aber trotzdem wenigstens für die Unterkonstruktion eine noch gleichmäßigere Verteilung der Lasten zu erzielen, wurden die Pfosten und Streben der einzelnen Joche unterhalb der Kranzhölzer durch kräftige Kreuze miteinander verbunden, die in der Lage waren, einen Ausgleich der Lasten herbeizuführen, so daß die Spindeln und die Pfähle aller fünf Binder annähernd gleichmäßig belastet waren.

Beim rechten Bogen hatten die Kranzhölzer einen Querschnitt von 22 · 30 cm, bei dem schwerer belasteten mittleren und linken Bogen mußten sie 22 · 36 cm stark ausgeführt werden. Die Schalriegel, die die Last nach den Kranzhölzern der Tragwände zu übertragen hatten, besaßen eine Dicke von 8 cm. Zwischen den einzelnen Jochen mußten mit Rücksicht auf die großen Spannweiten die Kranzhölzer verstärkt werden. Die konstruktive Durchbildung dieser Punkte ist in Abb. 5 dargestellt. Beim rechten Bogen wurden die 22 · 30 cm starken Kranzhölzer mit einem zweiten 22 · 26 cm starken Holz verdübelt, und zwar durch Ringdübel mit Bolzen; zur Einleitung der Strebekraft in die Kranzhölzer mußten mit Rücksicht auf die große Abweichung der Druckrichtung von der Faserrichtung Stahlplatten eingelegt werden (Abb. 5a). Bei dem Lehrgerüst der beiden anderen Öffnungen ist eine davon abweichende Lösung gemäß Abb. 5b gewählt worden. Hier wurden zur Verstärkung die durchlaufenden Kranzhölzer von 22 · 36 cm mit einem 22 · 26 cm starken Hartholz verdübelt, und infolgedessen konnte die Strebekraft ohne zwischengelegte Stahlplatten eingeführt werden. Die tragenden Streben haben beim rechten Bogen 25 cm Durchm., bei den beiden übrigen Bogen dagegen infolge der größeren Lasten

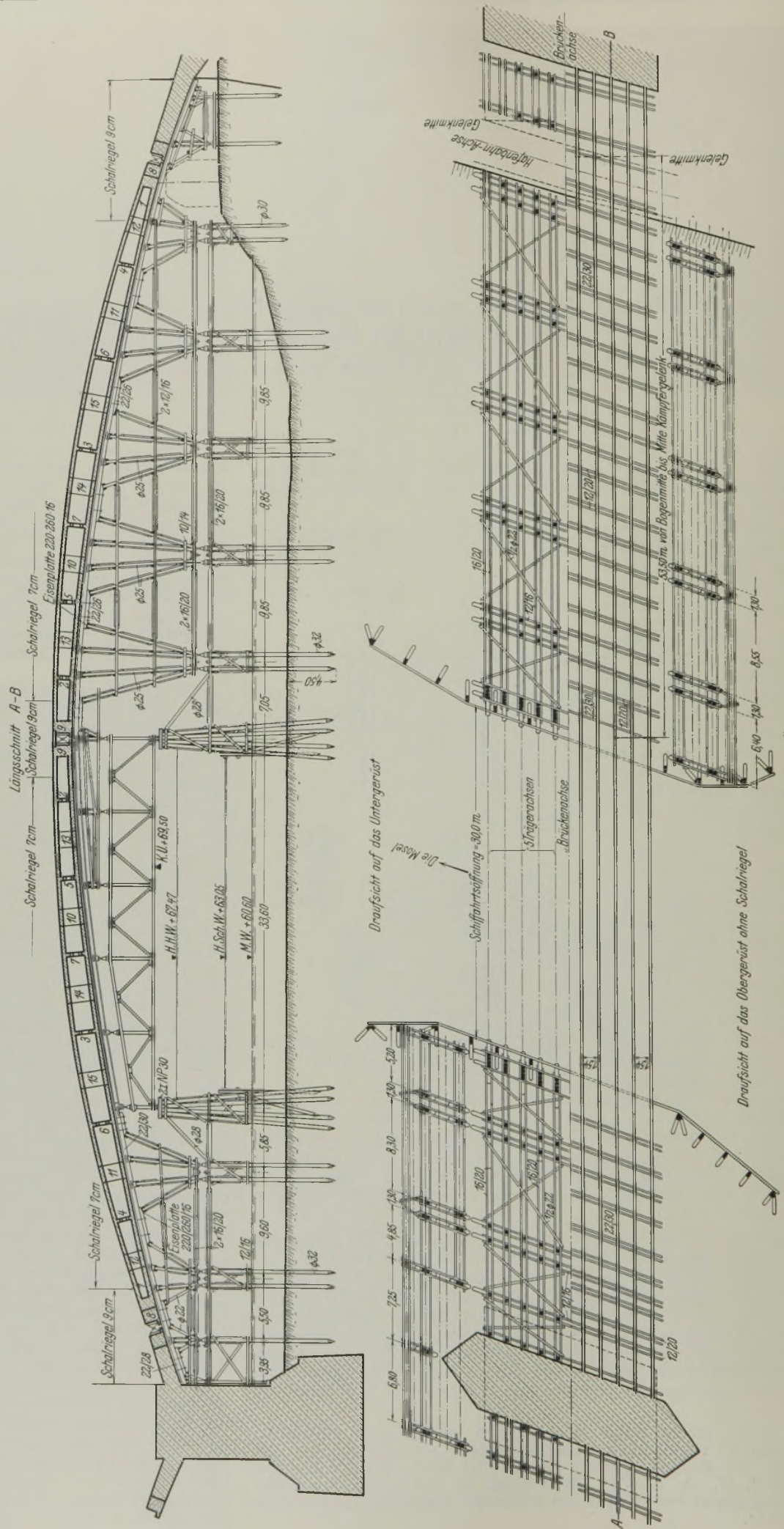
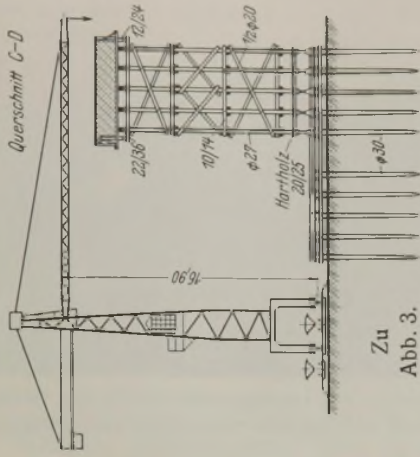


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß des Lehrgerüsts der großen Öffnung. Im Grundriß zugleich Lage des Transportgerüsts.



Zu
Abb. 3.

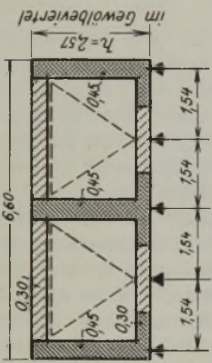


Abb. 4.

Anordnung der Innenschalung des Hohlbogens zur gleichmäßigen Lastverteilung auf die 5 Tragwände des Lehrgerüsts.

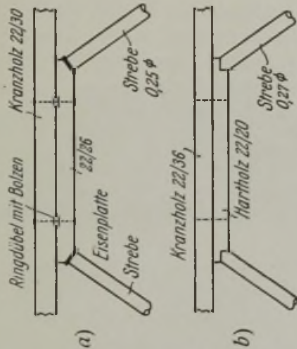


Abb. 5.
Ausbildung der Sprengwerke im einzelnen.

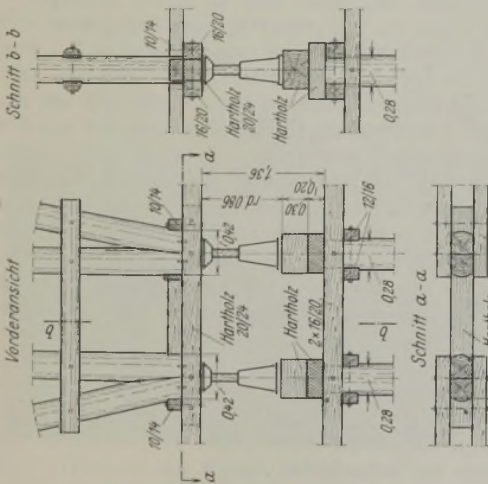


Abb. 6. Die Auflagerung des Obergerüsts auf dem Untergeriist.

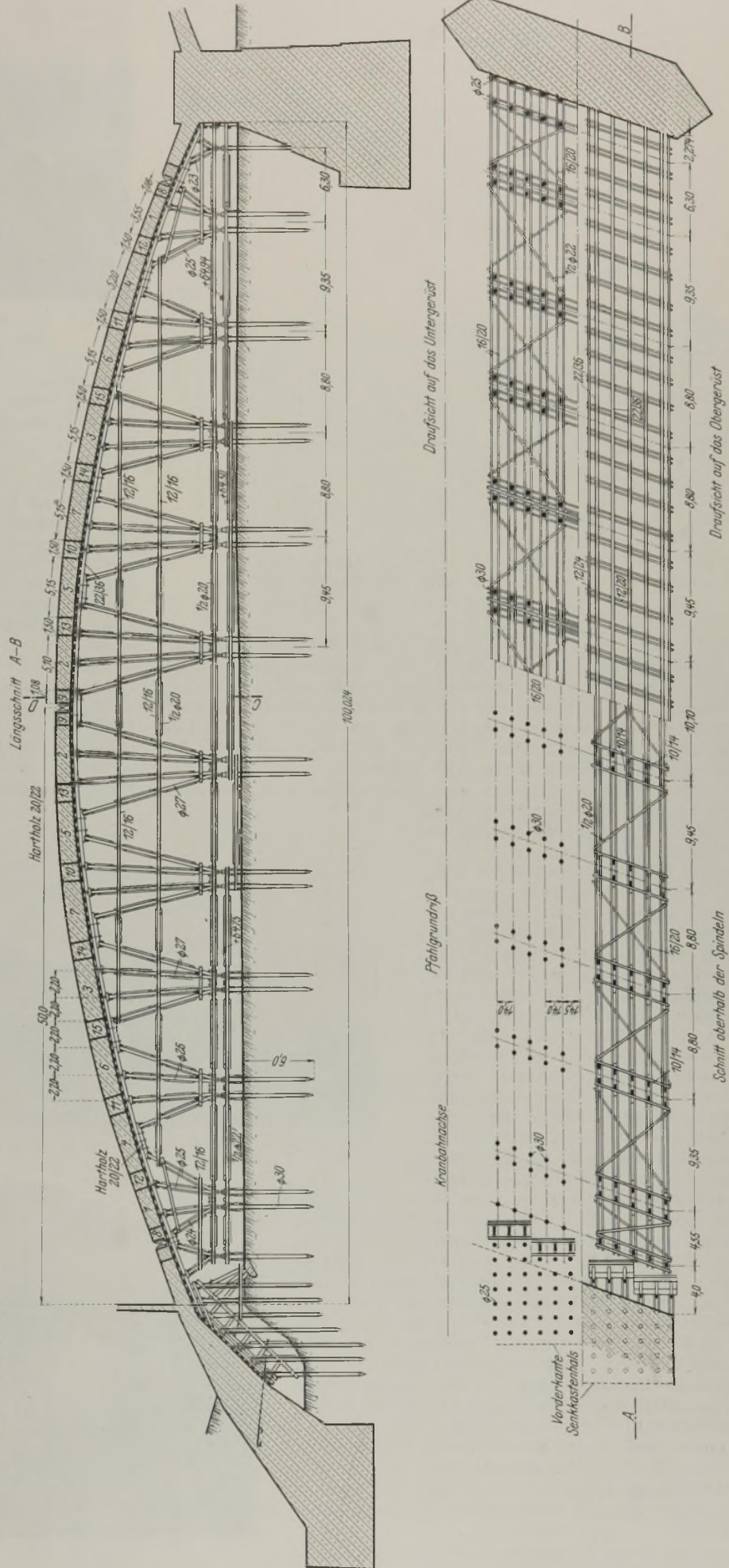


Abb. 3. Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt des Transportgerüsts der linken Öffnung.

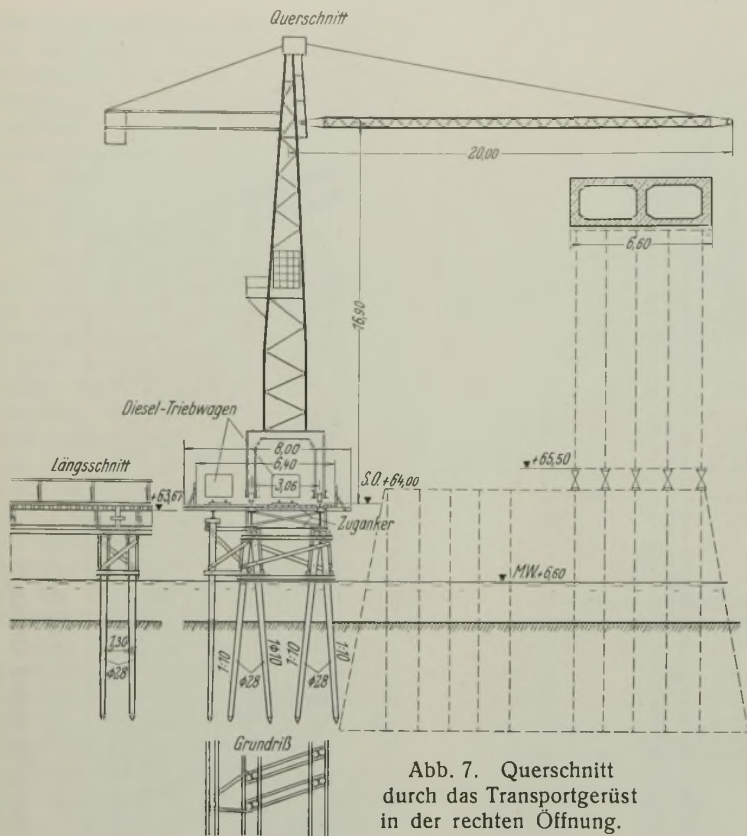


Abb. 7. Querschnitt durch das Transportgerüst in der rechten Öffnung.

27 cm Durchm. Für alle Auflagerstellen wurden Harthölzer verwendet; die Auflagerung des Obergerüsts auf dem Untergerüst ist in Abb. 6 besonders dargestellt. Sämtliche Streben und Pfosten wurden in Richtung der Tragwände wie auch senkrecht dazu durch kräftige Kreuze aus halben Rundhölzern von 20 cm Durchm. versteift, um die rechnermäßige Knicksicherheit zu gewährleisten. Als freie Knicklänge wurde der Abstand zwischen den Versteifungspunkten eingesetzt.

Für die Schifffahrt mußte zwischen den beiderseitigen Leitwerken eine 30 m breite Schifffahrtöffnung in dem rechten Gerüst frei gehalten werden, und zwar durfte diese Öffnung nicht in der Mitte des Gerüsts liegen, sondern mußte unter der linken Bogenhälfte angeordnet werden, wodurch die Konstruktion des Gerüsts erschwert und die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe weiter eingeschränkt wurde, um so mehr, als die Schifffahrtöffnung bis etwa 6,50 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande frei gehalten werden sollte. Für die Überbrückung der Schifffahrtöffnung wurden Fachwerkträger benutzt, von unsymmetrischer Form, da die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe nach links hin beständig abnahm. Entsprechend der Konstruktion des hölzernen Obergerüsts bestand die eiserne Brücke ebenfalls aus fünf Tragwänden, die an den Angriffspunkten der Gewölbelasten durch kräftige Querverbände miteinander verbunden wurden, um eine gleichmäßige Durchbiegung und eine gleichmäßige Verteilung der Lasten auf alle Träger zu erzielen. Die Träger hatten eine freie Stützweite von 33,6 m. Um die Durchbiegungen unter der Gewölbelast möglichst gering zu halten, wurde von einer Verwendung von St 52 abgesehen und St 37 verwendet, bei einer zulässigen Beanspruchung von 1600 kg/cm². Dabei wurden die Zusatzspannungen aus Wind mitberücksichtigt, soweit diese größer waren als der bei den übrigen Konstruktionsteilen eingesetzte Stoßzuschlag von 10%. Die größte Durchbiegung wurde zu etwa 6 cm ermittelt. Um dieses Maß mußte, abgesehen von der normalen Überhöhung, das Lehrgerüst auf die Länge der eisernen Gerüstträger zusätzlich erhöht werden (bei parabolischer Verteilung).

Auf die Länge der eisernen Gerüstträger wurden die Spindeln unmittelbar in den Knotenpunkten auf die eisernen Träger aufgesetzt, und da sich hierbei sehr



Abb. 8. Das Rammen des Untergerüsts mit einem Demag-Hammer und einem auf Pontons montierten Rampenbagger.

große Längen der Kranzhölzer ergeben hätten, wurden diese durch kräftige I-Träger ersetzt. Die gesamten Lasten der eisernen Fachwerkträger werden durch sehr stark ausgebildete Pfahljoche, die bis zur Unterkante dieser Träger (Kote 69,50 m) hochgeführt wurden, aufgenommen, während die übrigen Joche nur 1,50 m über höchsten schiffbaren Wasserstand (Kote 64,50), hochgeführt wurden.

Während bei den übrigen Jochen für jede der fünf Tragwände je zwei Tragpfähle von 32 cm Durchm. verwendet wurden, mußten bei den Hauptjochen mit Rücksicht auf die konzentrierten Lasten je vier Tragpfähle von 35 cm Durchm. in jeder Tragwand angeordnet werden. Die Pfähle dieses Hauptjoches sind in beiden Richtungen durch kräftige Kreuze miteinander versteift, außerdem wurden aber die Joche noch durch kräftige Zangen und Schrägstreben von 28 cm Durchm. gegen das Untergerüst der benachbarten tiefliegenden Joche abgestützt, um eine größere Steifigkeit in waagerechter Richtung zu erzielen. Die Pfahlbelastung beträgt für die Pfähle sämtlicher Joche der rechten Öffnung 26 t. Um hierfür die notwendige Tragfähigkeit der Pfähle zu erzielen, mußten diese 4,5 m in den Flußgrund eingerammt werden. Bei den Rammpfählen der beiden übrigen Öffnungen, bei denen infolge der kurzen freien Länge keine Knickgefahr vorhanden war, konnte man mit 30 cm Durchm. auskommen, obwohl die Pfahllasten hier 30 t betragen. Dafür aber mußten die Pfähle wesentlich

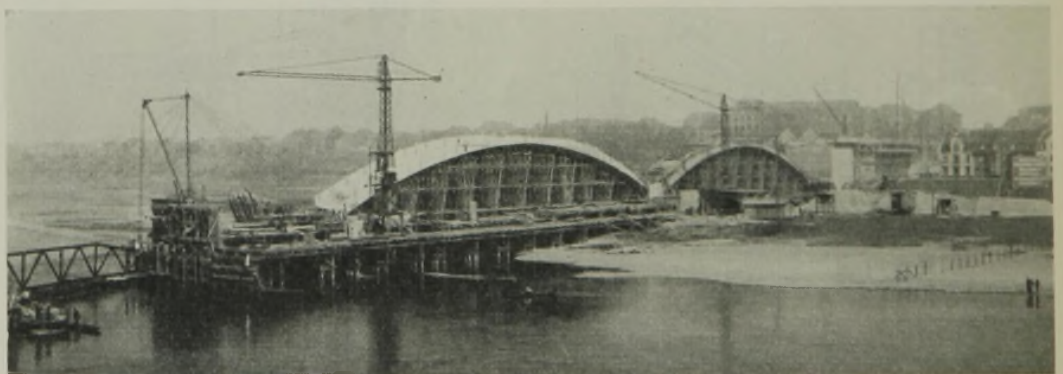


Abb. 9. Schaubild der fertiggestellten oberstromigen Lehrgerüste der linken und mittleren Öffnung.



Abb. 10. Fortsetzung des Schaubildes Abb. 9. Hochziehen der Fachwerkträger zur Überbrückung der Schifffahrtöffnung. Ganz links der Entladekran für den Betrieb der Baustelle auf der Koblenzer Seite.

tiefer, und zwar 6 m tief in den Boden des Vorlandes eingerammt werden, besonders, da sich der Boden des Vorlandes als wesentlich weniger tragfähig erwies, als man vorerst angenommen hatte. Wie schon erwähnt, mußten mit Rücksicht auf das Verschieben Spindeln mit sehr großen Hubhöhen verwendet werden, und damit ergab sich ein Abstand bis zu 1,38 m zwischen Oberkante des Untergerüsts und Unterkante des Obergerüsts. Infolge dieses großen Abstandes durfte man nicht damit rechnen, daß die nicht unwesentlichen Windkräfte durch exzentrischen Druck der Spindeln vom Obergerüst nach dem Untergerüst übertragen werden konnten; außerdem hätten sich hierbei viel zu hohe Beanspruchungen des Holzes an den Auflagerstellen der Spindeln ergeben. Um hier die notwendige Sicherheit gegenüber den Windkräften zu schaffen, wurde in Richtung der Joche in sämtlichen Spindelreihen das Ober- und das Untergerüst durch Kreuze miteinander verbunden, die erst kurz vor dem Ausrüsten der Brücke wieder entfernt wurden.

Auf Grund wirtschaftlicher Überlegungen und mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit entschloß man sich, die Gewölbe der Strombrücke und ihre Überbauten, ebenso wie die Rampen, mit Hilfe von Turmdrehkränen herzustellen und hierfür ein besonderes Transportgerüst zu bauen. Wenn mehr Zeit zur Verfügung gestanden hätte, wäre auch die Möglichkeit vorhanden gewesen, bei der Herstellung der oberstromigen Bogen das unterstromige Untergerüst als Transportgerüst zu benutzen und nach Herstellung der Fahrbahn über den oberstromigen Bogen dieses als Transportgerüst für die Herstellung der unterstromigen Bogen zu benutzen, aber bei dieser Installation hätte man die Strombrücke nicht in derselben kurzen Zeit herstellen können und die Arbeitsgemeinschaft wäre Gefahr gelaufen, infolge verspäteter Fertigstellung der Brücke die Gerüste nicht rechtzeitig vor dem Winter aus dem Fluß und dem Vorland entfernen zu können. Da in dieser Hinsicht jeder Tag kostbar war, mußte man die Transporteinrichtung schaffen, von der die besten Leistungen zu erwarten waren.

Die Lage des Transportgerüsts zum Lehrgerüst geht aus dem Grundriß der Abb. 2 hervor. Das Transportgerüst ist von den Lehrgerüsten ganz abgetrennt, um die Erschütterungen des Transportgerüsts infolge der schweren Krane vom Lehrgerüst fernzuhalten.

Auf dem linken Moselufer bis zur Schiffahrtöffnung liegt das Transportgerüst flußabwärts neben dem Lehrgerüst, weil die gesamten Materialien, wie Kies, Zement, vom Rhein her auf dem Vorlande angefahren wurden und der Lagerplatz für diese Materialien wie auch die Betonbereitungsanlage sich auf dieser Seite befanden. Auf der rechten Moselseite bis zu der Schiffahrtöffnung liegt das Zufahrtgerüst dagegen oberstrom. Durch diese Anordnung wurde es ermöglicht, trotz der großen Schiffahrtöffnung mit den beiderseitigen 20 m weit ausladenden Turmdrehkränen jeden Punkt der Konstruktion zu bestreichen, wie ohne weiteres aus dem Grundriß der Abb. 2 hervorgeht. Bei einer Anordnung des gesamten Transportgerüsts auf der Unterstromseite wäre dies nicht möglich gewesen. Da bei weitem die größeren Leistungen von dem unterstromigen Transportgerüst aus zu bewältigen waren, wurden auf dieser Seite zwei und auf der oberstromigen Seite des Transportgerüsts nur ein Turmdrehkran eingesetzt.

Der Querschnitt des Transportgerüsts geht aus Abb. 7 hervor. Die Joche stehen genau in der Flucht der Joche des Lehrgerüsts, um den Wasserdurchfluß nicht weiter einzuzengen. Jedes Joch besteht aus vier Böcken, die in Richtung des Stromes gestellt sind, und einem senkrechten Pfahl, also insgesamt aus neun Pfählen von 28 cm Durchm., die ebenfalls 4,5 m in das Flußbett eingerammt wurden. Die Überbrückung von Joch zu Joch wurde unter den Kranschienen durch Differdinger Träger von 65 bzw. 75 cm Höhe bewirkt. Um ein Kippen der hohen Träger zu verhindern, sind diese durch Holzkreuze ausgesteift, die durch Zuganker in Vorspannung gesetzt wurden.

Sämtliche Pfähle für das Lehr- und Transportgerüst wurden mittels eines Demag-Hammers gerammt, der an einen Raupenbagger angehängt wurde. Der Raupenbagger hat sich auf dieser Baustelle sehr bewährt, da er für alle Erd- und Rammarbeiten benutzt werden konnte. Es wurden nicht nur die Pfähle des Vorlandes, sondern auch die gesamten Gerüste im Strom mit diesem Raupenbagger gerammt, der zu diesem Zweck auf Pontons montiert wurde. Mit dieser Einrichtung wurden ausgezeichnete Rammleistungen erzielt. Abb. 8 zeigt den auf Pontons montierten Raupenbagger bei dem Rammen der Pfähle des Untergerüsts im Strom. Mit dem Rammen der Pfähle für das Transportgerüst wurde Anfang Februar begonnen, und am 1. April war schon das Obergerüst für den linken Bogen, am 1. Mai für den mittleren und am 16. Mai 1933 für den rechten Bogen fertiggestellt. Das ganze Gerüst für die oberstromigen Bogen wurde also in insgesamt neun Wochen fertiggestellt. Dies war nur möglich, weil alle Transporte und das Aufstellen der Obergerüste mittels der Turmdrehkrane besorgt werden konnten. Abb. 9 zeigt die fertiggestellten Lehrgerüste der linken und der rechten Öffnung, und Abb. 10 stellt eine Fortsetzung des Schaubildes Abb. 9 nach Koblenz zu dar. Hier ist das fertige Untergerüst der rechten Öffnung zu sehen, und es werden gerade durch die Firma Hilgers die eisernen Fachwerkträger für die Überbrückung der Schiffahrtöffnung hochgezogen. Abb. 11

zeigt das Lehrgerüst aller drei Öffnungen in einer Panoramaaufnahme, in einem Zeitpunkte, zu dem schon alle drei Bogen fertig betoniert sind.

Da die Obergerüste nach Fertigstellung der Bogenverfahren wurden, mußte der Fahrbahnaufbau mittels eines davon unabhängigen Gerüsts hergestellt werden.

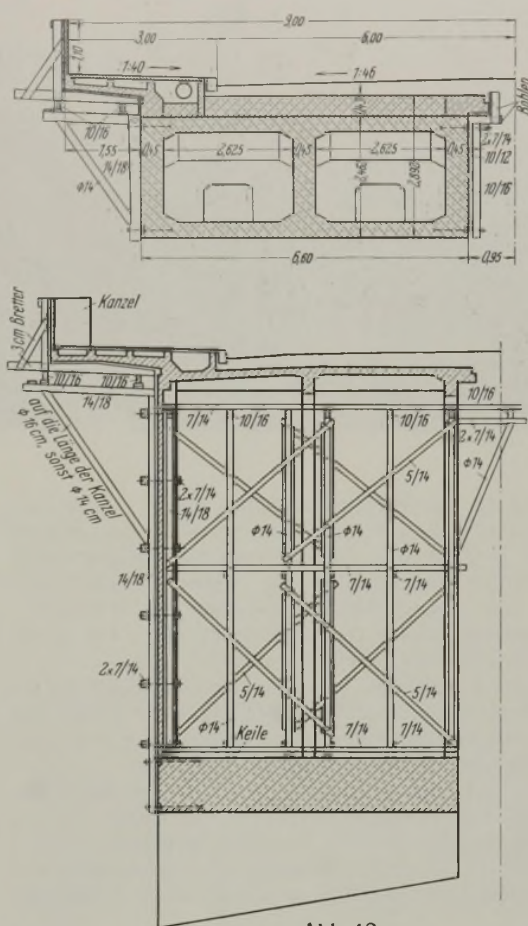


Abb. 12.

Darstellung der Gerüste zur Herstellung der Fahrbahnaufbauten mit ihren auskragenden Fußwegen.

wurden. Auf diese Weise wurde vermieden, daß an den Außenflächen Rostflecken entstehen können.

2. Das bei der Ausrüstung der Brücke angewandte Verfahren und die Meßergebnisse.

Bevor ich zur Besprechung des Ausrüstungsverfahrens übergehe, möchte ich kurz auf die Lamelleneinteilung, nach der die Bogen hergestellt wurden, zu sprechen kommen und die getroffene Anordnung begründen, da die Art der Herstellung der Bogen in engem Zusammenhang mit der Ausrüstung selbst steht.

a) Die Einteilung der Bogenlamellen und die hierbei maßgebenden Gesichtspunkte.

1. Es folgen abwechselnd große und kleine Lamellen, und zwar werden zuerst die großen Lamellen betoniert, damit vor dem Einbringen der verbindenden kleinen Lamellen ein möglichst großer Teil der Schwindung schon vor sich gegangen ist, vor allem aber, damit die Belastung und damit die Setzungen des Lehrgerüsts schon größtenteils erledigt sind, bevor die großen Lamellen mit den kleinen Lamellen verbunden werden. Dadurch sollen zusätzliche Biegungsspannungen durch ungleichmäßiges Setzen verhindert werden.

2. Die Eisenbetongelenkquader werden erst nach den großen Lamellen betoniert. Vielfach hat man bisher diese Quader zuerst betoniert, mit Rücksicht darauf, daß in ihnen die Druckspannungen am größten sind. Dieser Gesichtspunkt ist aber nicht ausschlaggebend, und zwar aus folgendem Grunde:

Würde man zuerst den Gelenkquader und dann erst die benachbarte große Lamelle betonieren, dann bestände die Gefahr, daß durch das große Gewicht dieser Lamelle stärkere Setzungen der zugehörigen und benachbarten Rammfähle bewirkt würden, und als Folge würde sich eine merkbare Drehung des Gelenkes ergeben. Die genaue Einstellung des Wälzelenkes würde darunter leiden, oder es könnte auch der Fall eintreten, daß zwischen Gelenk und Gelenkquader sich eine Fuge bilden würde.

3. In allen drei Gewölben bleibt bis zum Schluß eine kleine Lamelle offen, die dann in allen drei Gewölben am gleichen Tage geschlossen wird. Damit sollte verhindert werden, daß der zuerst fertiggestellte

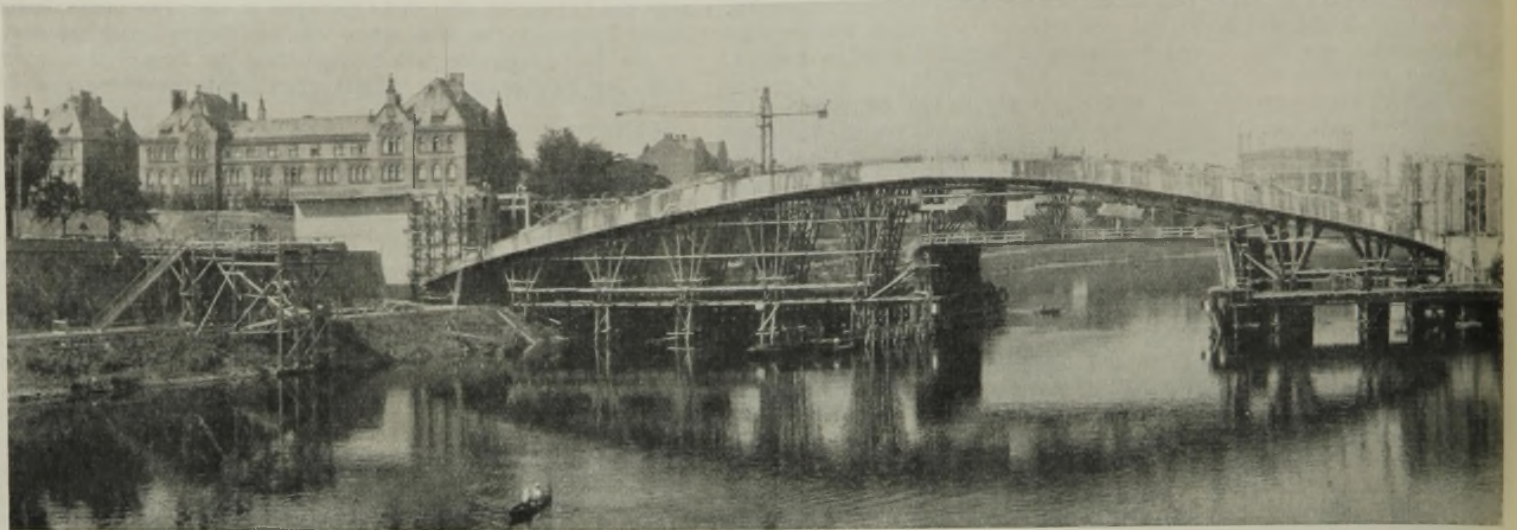


Abb. 11. Panoramaaufnahme der drei Lehrgerüste

Bogen einen Schub auf die anschließenden Pfeiler ausübt. Wenn der Bogen auch noch auf dem Lehrgerüst liegt, so ist doch eine gewisse selbsttätige Ausrüstung möglich durch Temperaturschwankungen; auch eine Zugkraft im Gewölbe könnte durch die weiter fortschreitende Schwindung auftreten, und dadurch könnten zwischen den Wälzflächen der Gelenke Fugen entstehen. Diese Gefahren sollten durch das gleichzeitige Schließen der Schlußlamelle beseitigt werden.

Die Abb. 2 u. 3 (S. 332/3) zeigen die Lamelleneinteilung sowohl für ein Massivgewölbe als auch für den großen Hohlbogen. In beiden Fällen sind 15 Lamellen für eine Bogenhälfte vorgesehen, und zwar 7 große und 8 kleine Lamellen, deren Länge zwischen 1,0 und 1,5 m liegt.

Bei den Hohlbogen war die Herstellung der Lamellen durch den Hohlraum und die kräftigen Bewehrungen erschwert. Es mußte, wie aus Abb. 13 hervorgeht, erst die Bodenplatte in Lamellen hergestellt werden, unter Freilassung der Lamelle 15, und dann wurden die Seitenwände und die obere Platte in einem Guß ebenfalls in der gleichen Reihenfolge

betoniert. Die Lamelle 15 wurde dann am Schluß als Ganzes hergestellt. Die Querwände des Hohlbogens wurden so angeordnet, daß in jeder großen Lamelle eine solche Querwand vorhanden war, die bei ungleichmäßigen Setzungen als Aussteifung dienen sollte. In Abb. 13 u. 14 sind die einzelnen Stadien der Herstellung dargestellt mit erklärendem Text.

Hierzu ist zu bemerken, daß mit Rücksicht auf die Gerüstsenkungen keine Bedenken vorlagen, die untere Platte bis auf die Lamelle 15 in einem Stück herzustellen, weil die nur 30 cm dicke Platte ohne wesentliche Biegungsspannungen in der Lage ist, den Gerüstsenkungen zu folgen.

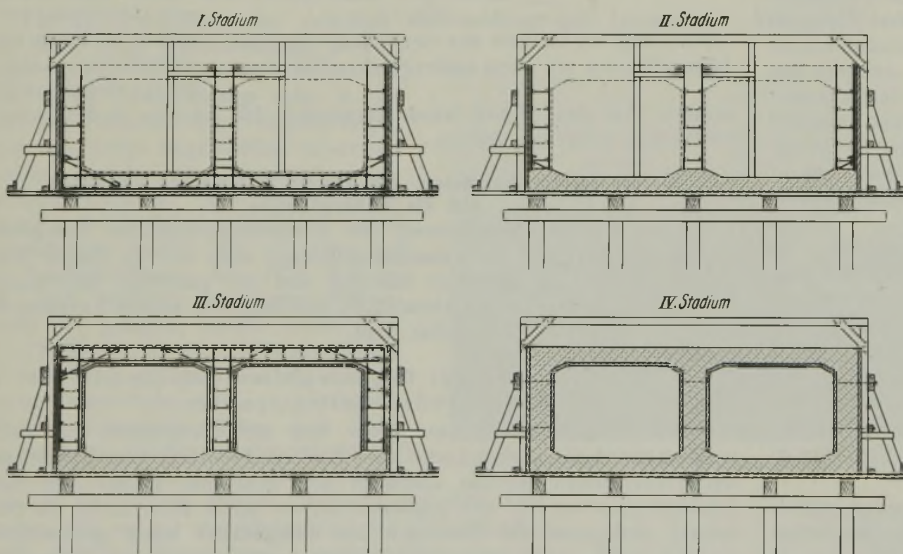
b) Die Überhöhung der Lehrgerüste.

Ich habe schon an anderer Stelle darauf hingewiesen, daß die Senkungen beim Ausrüsten proportional den Entfernungen von den Kämpfergelenken sind. Infolgedessen müssen die Überhöhungen eine dreieckige Form haben; wenn man erreichen will, daß nach dem Ausrüsten und nach vollendeter Schwindung die Stützlinie für Eigengewicht mit der errechneten Stützlinie zusammenfällt, dann muß jedem Punkte des Bogens eine Überhöhung gegeben werden, die diesem Senkungsdreieck entspricht. Bei der Ermittlung der Überhöhung mußten folgende Wirkungen berücksichtigt werden:

1. Zusammendrückung des Bogens und der Widerlager durch Eigengewicht.
2. Verkürzung des Bogens und der Widerlager durch Schwinden.
3. Verkürzung durch Temperaturabfall, da das Betonieren in der wärmsten Jahreszeit stattfinden mußte.
4. Lehrgerüstzusammendrückung während der Zeit des Betonierens und vor Schließen der Schlußlamelle.
5. Zusammendrückung von Bogen und Widerlager durch die halbe Verkehrslast.
6. Verkürzung des Bogens durch Zusammenpressen der Berührungflächen der Gelenke und der Arbeitsfugen in den Gewölben.
7. Verschieben der Widerlager durch elastisches Zusammendrücken der Felsschichten.

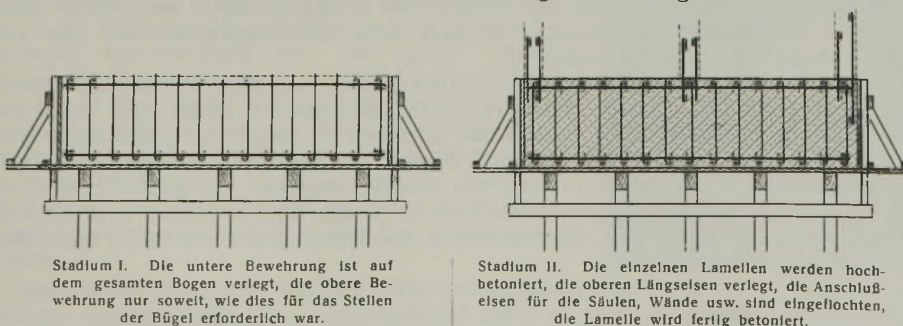
Eine Verschiebung der Widerlager auf dem Felsen selbst war ausgeschlossen, da für eine innige Verzahnung von Senkkastenbeton und Fels Sorge getroffen war.

Die Lagerung der Felsschichten war für die Pfeiler und Widerlager sehr verschieden. Am ungünstigsten war die Lagerung beim linken Widerlager, da dort die Felsschichten infolge einer Verwerfung fast senkrecht standen. Aus diesem Grunde mußte damit gerechnet werden, daß die einzelnen Felsschichten nach dem Ausrüsten der Brücke sich zusammendrücken, bei gleichzeitiger Vergrößerung der Spannweite von Widerlager zu Widerlager. Es wurde deshalb mit einem Zurückweichen jedes Widerlagers von 1 cm gerechnet, entsprechend einer Vergrößerung der Gesamtspannweite um 2 cm. Tatsächlich ist aber, trotz der teilweise ungünstigen Schichtung, nur ein Bruchteil dieser Ausweichung eingetreten. Damit ist auch der Beweis gegeben, daß die von der Verwaltung festgesetzten größten Kantenpressungen von 15 kg/cm²



Stadium I. Die Stirnschalung wird gestellt, und die Wände werden bewehrt.
Stadium II. Die Bodenplatte wird in den vorgeschriebenen Lamellen betoniert, die Lamelle 15 bleibt noch offen.
Stadium III. Die innere Bogenschalung wird gestellt, die Wände und Decken werden bewehrt.
Stadium IV. Wände und Decken werden in den vorgeschriebenen Lamellen in einem Guß fertig betoniert.

Abb. 13. Stadien der Herstellung des Hohlbogens.



Stadium I. Die untere Bewehrung ist auf dem gesamten Bogen verlegt, die obere Bewehrung nur soweit, wie dies für das Stellen der Bügel erforderlich war.
Stadium II. Die einzelnen Lamellen werden hochbetoniert, die oberen Längsisen verlegt, die Anschlußisen für die Säulen, Wände usw. sind eingelochten, die Lamelle wird fertig betoniert.

Abb. 14. Stadien der Herstellung des Massivbogens.



nach Beendigung der Betonierung. (Photo A. Urban, Koblenz).

bei Berücksichtigung der schwankenden Pressungen aus Verkehrslast nicht zu hoch gegriffen waren.

Bei der Berechnung der Bogenverkürzungen wurde das amtliche Maß des Elastizitätsmoduls für Beton $E = 210\,000\text{ kg/cm}^2$ in Rechnung gestellt, obgleich nach der Eignungsprüfung gemäß Teil II, 1, und den dabei er-

reichten Festigkeiten auf Grund der Erfahrungsformel $E = \frac{550\,000 K_b}{K_b + 150}$ mit einem wesentlich höheren Elastizitätsmodul zu rechnen war.

Aber bekanntlich ist beim Beton noch jahrelang nach vollendeter Schwindung mit plastischen Verkürzungen zu rechnen, wie die Beobachtungen an der Cannstatter Brücke gezeigt haben. Durch Einsetzen des offensichtlich zu niedrigen Elastizitätsmoduls von $E = 210\,000\text{ kg/cm}^2$ wollte man diesen späteren Setzungen Rechnung tragen.

Auf Grund der oben angeführten Ursachen wurde die Überhöhung

- für den rechten Bogen zu 35,5 cm
- „ „ mittleren „ „ 24,0 „
- „ „ linken „ „ 25,0 „

errechnet. Das größere Maß von 25 cm bei dem kleinen linken Bogen gegenüber dem größeren mittleren Bogen mit 24 cm ist begründet durch die in Rechnung gestellte Widerlagerausweichung.

c) Der Vorgang bei der Ausrüstung.

Über die richtige Art der Ausrüstung einer Bogenbrücke ist viel geschrieben worden. Es wurde darüber gestritten, ob man mit der Ausrüstung vom Scheitel oder vom Gewölbeviertel aus beginnt. Die letztere Ausrüstung ist zweifelsohne überhaupt nicht geeignet. Da die Senkungslinie des Dreigelenkbogens, wie ich schon ausgeführt habe, durch ein Dreieck dargestellt ist, gibt es nur eine richtige Ausrüstung, nämlich die, bei der der Bogen möglichst genau entsprechend dieser dreieckförmigen Senkungslinie abgelassen wird.

Diese Bedingung kann restlos erfüllt werden, wenn alle Spindeln gleichzeitig bedient werden und in einer Anzahl von Arbeitsvorgängen um ein gewisses, dem Abstände von den Kämpfergelenken proportionales Maß abgesenkt werden, wobei zur mathematisch strengen Erfüllung noch notwendig ist, daß für jeden Arbeitsvorgang an jeder Spindel genau dieselbe Zeit aufgewandt wird, bei vollständig gleichmäßiger Abdringung. Da jedoch bei einer derartig großen Brücke eine sehr große Anzahl Spindeln benötigt ist — es waren für alle drei Bogen 345 Spindeln erforderlich — stand hierfür die notwendige Anzahl Arbeiter nicht zur Verfügung. Es wird deshalb immer notwendig sein, sich mit einer Annäherung an das mathematisch richtige Verfahren zu begnügen, um den Arbeitsvorgang so zu gestalten, daß er möglichst nahe an das Optimum heran kommt.

Hierzu ist noch zu bemerken, daß am Anfang die Ausrüstung am gefährlichsten ist, weil in dieser Zeit noch gar kein oder nur ein geringer Gewölbeschub vorhanden ist. Eine fehlerhafte Ausrüstung führt also in diesem Stadium zu Biegungsspannungen, die entweder gar nicht oder nur in geringem Maße von Druckspannungen überlagert werden, so daß damit die Gefahr von Rissebildungen vorliegt.

Bei der Durcharbeitung des Ausrüstungsverfahrens gingen wir nun von folgenden Gesichtspunkten aus:

1. Die Absenkung soll in jedem Stadium möglichst genau der endgültigen Senkungslinie entsprechen. Infolgedessen mußte für jedes Gewölbe zuerst die bei der Ausrüstung zu erwartende Senkungslinie unter Hinzufügung der Maße für das mit der Entlastung des Holzes eintretende Wachsens des Lehrgerüsts ermittelt werden. Unter Berücksichtigung dieses Wachsens des Holzes ergab sich z. B. für den Mittelbogen eine Senkungslinie nach Abb. 15a. Das Wachsen des Holzes ist hierbei an den

Kämpfern mit 1,6 cm und in der Mitte des Gerüsts wegen der größeren Holzlänge mit 2,55 cm und das Senken des Bogens im Scheitel mit 9,57 cm berücksichtigt. Die Gesamtabenkung im Scheitel war also mit 12,2 cm veranschlagt. Nun wurde die Gesamtabenkung des Scheitels mit insgesamt 12,2 cm in 14 Abschnitte zerlegt, wobei also in jedem dieser Arbeits-

vorgänge $\frac{12,2}{14} = 0,87\text{ cm}$ abzusenken waren. Das einem Arbeitsvorgang

entsprechende Senkungsdiagramm ist in Abb. 15b dargestellt; es ist eine Verkleinerung des Senkungsdiagramms der Abb. 15a auf den 14. Teil, also mit einer Scheitelsenkung von 0,87 cm. Nun wurde für alle Spindeln gemäß ihrer Entfernung vom Kämpfer die einem Arbeitsvorgang entsprechende Senkung aus dem Diagramm entnommen. Hierbei wurde selbstverständlich auch berücksichtigt, daß die einzelnen Spindeln eines Joches infolge der Schrägstellung der Joche verschiedene Abstände vom Kämpfer haben. Wenn nun einer dieser 14 Arbeitsvorgänge durchgeführt ist, dann ist am Schluß dieses Arbeitsganges eine Absenkung erreicht, die genau proportional der endgültigen Senkung ist, und in diesem Zustande ist dann der Bogen vollständig frei von Biegungsmomenten.

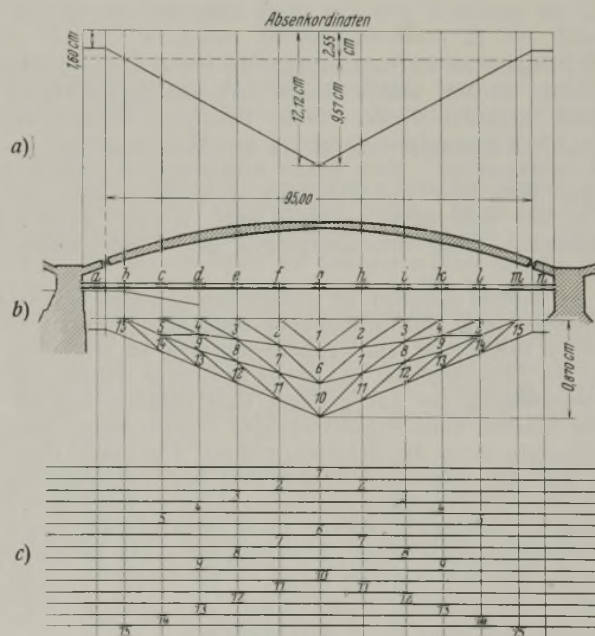


Abb. 15. Theoretisch ermittelte Absenkungslinie und Schema des Abrüstungsganges.

2. Eine so große Absenkung von 0,87 cm im Scheitel konnte naturgemäß nicht auf einmal durchgeführt werden, ohne allzu große Biegungsmomente zu erhalten. Es mußte zuerst hierfür noch eine Unterteilung geschaffen werden, und zwar in einer Weise, daß hierbei möglichst kleine Verbiegungen des Bogens auftreten. Zu den kleinsten Verbiegungen und zu den kleinsten Momenten kommt man, wenn man die Verbiegungen nicht immer nach einer Seite gehen läßt, sondern möglichst wechselnde Momente erzeugt, d. h. es muß vermieden werden, daß nur Kragmomente oder nur Trägermomente entstehen. Es müssen möglichst positive und negative Momente abwechseln. Dies wurde durch die weitere Unter-

teilung des in Abb. 15b dargestellten Arbeitsvorganges erreicht. Der Arbeitsvorgang mit 0,87 cm Scheitelsenkung wurde in 15 einzelne Spindelwege zerlegt, und zwar wurde die Scheitelsenkung in drei Teile von $\frac{0,87}{3}$ cm zerlegt; bei den übrigen Spindeln wurden die Senkungen jedes Arbeitsvorganges, je nach der Entfernung vom Kämpfer, in einen, zwei oder drei Teile zerlegt.

Nachdem nun entsprechend dieser Einteilung die Senkungen der Spindeln festgelegt waren, wurde für jede Spindel die dazu notwendige Spindeldrehung berechnet, und dieses Winkelmaß wurde an den Spindeln kenntlich gemacht durch einen Zeiger, der vor der Drehung auf dem gekennzeichneten Nullpunkte stand und nach der ausgeführten Bewegung sofort wieder auf den Nullpunkt durch das überwachende Aufsichtsorgan zurückgestellt wurde. Betrachtet man in Abb. 15b nun die einzelnen zwischen den Spindelwegen 1—15 liegenden Spindelstadien, dann erkennt man, daß auch für solche Zwischenstadien die Senkungslinien, soweit wie nur möglich, der endgültigen Dreiecklinien angespannt sind, und daß ununterbrochen die Biegelinien ihre Form ändern, wobei an derselben Stelle abwechselnd positive und negative Momente auftreten. In Abb. 15c wurden für die Aufsichtsorgane die einzelnen Nummern nochmals übersichtlich angegeben; nach jedem Spindelweg wurde die betreffende Nummer gestrichen, um Irrtümer auszuschalten.

3. Um der oben getroffenen Feststellung, daß am Anfang der Absenkung besonders vorsichtig vorgegangen werden muß, Rechnung zu tragen, wurden die oben angegebenen kleinen Spindelwege von $\frac{0,87}{3}$ cm gewählt. Nach 6 Arbeitsvorgängen (entsprechend 18 Spindeldrehungen im Scheitel) konnte diese Gefahr als beseitigt betrachtet werden, und die Spindeldrehung wurde von da an doppelt so groß gewählt, und damit wurden zwei Arbeitsvorgänge zu einem einzigen vereinigt.

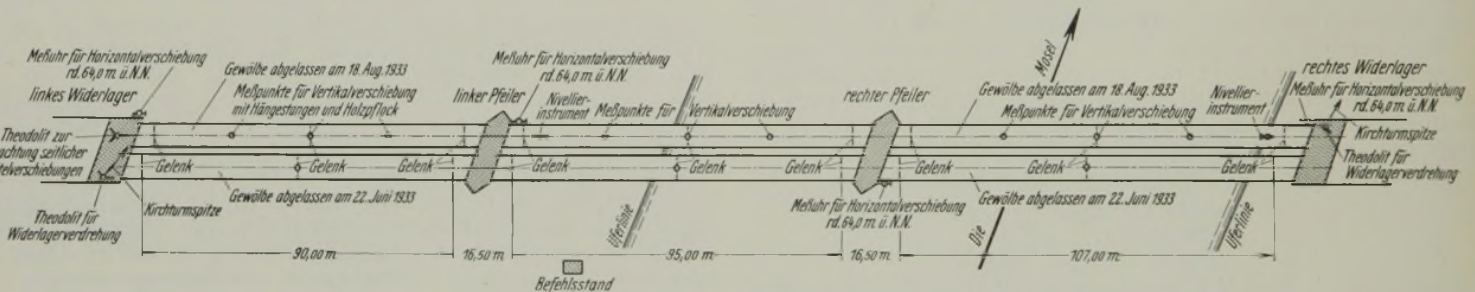


Abb. 16. Die Anordnung der Meßinstrumente beim Ausrüsten.

4. Mit Rücksicht auf die Standfestigkeit der Pfeiler mußte die Absenkung so eingerichtet werden, daß in keinem Zeitpunkt auf die Pfeiler ein zu großer Schub ausgeübt wurde. Dieser Bedingung wurde entsprochen durch die schon angegebene Einteilung des Absenkvorganges in 14 getrennte Arbeitsvorgänge. Nach jedem Arbeitsvorgang wurden nun die Bewegungen der Pfeiler und Widerlager durch Feinmeßinstrumente gemessen, so daß man es in der Hand hatte, jederzeit durch Ausfallen oder Einschleichen eines Arbeitsvorganges den Schub wieder auszugleichen.

Um ein rasches Arbeiten zu ermöglichen, arbeitete während eines Arbeitsvorganges jeder Aufsichtsführende eines Bogens ganz selbständig. Die zu frühe Beendigung eines Arbeitsvorganges an einem der Bogen konnte für die Zwischenpfeiler von keiner Bedeutung werden, weil durch einen Arbeitsvorgang ein nur geringer Gewölbeschub erzeugt wurde. Sobald die Arbeiten eines Arbeitsvorganges beendet waren, machte der Aufsichtsführende davon der Befehlsstelle durch Ausstecken einer Flagge Meldung, und erst, nachdem von allen drei Bogen die Meldungen eingelaufen und durch Messungen alle Bewegungen an den Bogen, Pfeilern und Widerlagern festgestellt waren, wurde vom Kommandoturm durch Zeigen der Flagge das Zeichen für Beginn des neuen Arbeitsvorganges gegeben. Für den Fall, daß zum Ausgleich der Schübe an einem Bogen ein Arbeitsvorgang ausfallen mußte, wurde dies durch schriftlichen Befehl angeordnet, um jeden Irrtum auszuschließen.

Bevor ich nun zu der Beschreibung der Meßeinrichtung übergehe, möchte ich noch kurz darauf hinweisen, daß das Ausrüsten einer Bogenbrücke sehr erleichtert wird durch das elastische Verhalten des Tragholzes. Es treten niemals so große Biegemomente auf, wie man sie aus dem Diagramm der Abb. 15b für ein beliebiges Stadium des Ausrüstungsvorganges aus den Abweichungen der Senkungslinie gegenüber der mathematischen Dreieckform errechnet; denn wenn ein Joch infolge der Verbiegung des Bogens überbeansprucht wird oder zu wenig belastet ist, dann wird es unter Mehrbelastung elastisch nachgeben; an dem zu gering belasteten Joch wächst das Holz mit der Entlastung, und dadurch gehen die Verbiegungen und damit die Biegemomente zurück.

Bei einem Stampfbetonbogen oder bei einem Massivbogen mit ganz geringen Eiseneinlagen muß man naturgemäß vorsichtiger vorgehen und

kleinere Spindelwege vorsehen als bei einem kräftig bewehrten Bogen, und andererseits erfordert wiederum ein Hohlbogen mit großer Kernweite bedeutend weniger Vorsicht als ein Massivgewölbe. Man kann dies auch einfach durch Gewicht und Kernweite ausdrücken.

Je geringer das Gewicht des Bogens bei gleicher Gewölbedicke für 1 m Gewölbreite, und je größer die Kernweite im Verhältnis zur Spannweite ist, um so gefahrloser ist die Ausrüstung.

d) Die Vorrichtungen für die Messungen der senkrechten und waagerechten Bewegungen der Bogen, Pfeiler und Widerlager.

Die Anordnung der Meßinstrumente zeigt Abb. 16.

1. Senkrechte Bewegungen der Bogen. Hierzu waren in jedem Bogen in dem Scheitel und den Gewölbevierteln in den Gewölben Hängestangen einbetoniert, mit deren Hilfe mittels der unter jedem Gewölbe aufgestellten Nivellierinstrumente die senkrechten Bewegungen abgelesen werden konnten.

2. Waagerechte Bewegungen der Gewölbe senkrecht zur Tragwand. Die Messungen wurden ausgeführt mittels eines Theodoliten, der an dem linken Widerlager aufgestellt war, und mit Hilfe von Marken, die in den Gewölbescheiteln angebracht waren.

3. Waagerechte Bewegungen der Pfeiler und Widerlager. Diese Messungen wurden ausgeführt mit Rücksicht auf die notwendige Genauigkeit mittels Zeiß-Feinmeßuhren, bei denen eine Umdrehung eine Bewegung von 1 mm anzeigt. Eine Umdrehung ist in 100 Teile eingeteilt. Durch Zwischenablesung kann man aber bequem $\frac{1}{400}$ mm mit bloßem Auge ablesen. Ich habe diese Uhren bei vielen praktischen Versuchen an Schalendächern ausprobiert und selbst Verbiegungen von dünnen Blechschalen damit genau feststellen können, und ich bin der Ansicht, daß

dieses Feinmeßinstrument, das verhältnismäßig billig und einfach zu bedienen ist, in hohem Maße geeignet ist, für die Messungen des Bauingenieurwesens verwendet zu werden.

4. Verdrehungsmessungen. Für die Pfeiler, bei denen infolge des fast ausgeglichenen Schubes keine Verdrehungen zu erwarten waren, wurde eine Messung für überflüssig gehalten. Für die Messungen der Verdrehungen der Widerlager, bei denen infolge des einseitigen Schubes der exzentrisch wirkenden Gewölbe mit einer elastischen Verdrehung gerechnet werden mußte, sollte die Messung mittels zweier Theodoliten durchgeführt werden, die auf den beiderseitigen Widerlagern aufgestellt und auf einen weit entfernten Kirchturm eingerichtet waren.

Bevor ich nun zu den Messungen übergehe, möchte ich vorher auf Grund der gemachten Erfahrungen die Meßeinrichtung, die von mir selbst vorgeschlagen wurde, einer nachträglichen Kritik unterziehen.

Die mittels gewöhnlicher Theodolite ausgeführte Verdrehungsmessung, die nur eine Genauigkeit von 0,5' zuließ, war bei den außerordentlich geringen Drehbewegungen — falls überhaupt solche auftraten — zu grob. Es wäre richtiger gewesen, auf jeder Seite des linken und rechten Widerlagers eine Feinmeßuhr aufzustellen und mit dieser die beiderseitigen Verschiebungen zu messen, aus den Differenzen dann die Verdrehung zu errechnen und dieselbe Meßvorrichtung auch an den Pfeilern anzubringen. Bei einem Abstände der Meßinstrumente eines Widerlagers von 15 m hätte man dann schon bei einer Messungsgenauigkeit von nur $\frac{1}{100}$ mm einen Drehwinkel von $\frac{1}{7}$ feststellen können. Damit hätte man absolut genaue Ergebnisse für sämtliche Bewegungen und Drehungen erhalten. Leider standen mir jedoch nicht genügend Feinmeßuhren zur Verfügung. Ungünstig war auch, daß es infolge der Gerüste nicht möglich war, die Uhren genau in einer Flucht aufzustellen.

e) Die Ergebnisse der Messungen bei der Ausrüstung der oberstromigen Bogen am 22. Juni 1933.

1. Die waagerechten Verschiebungskurven für die einzelnen Pfeiler und Widerlager zeigt Abb. 17, und zwar in Abhängigkeit von der Zeit. Die Abszissen links der senkrechten Achse zeigen die Verschiebungen nach Lützel, die Abszissen rechts die Verschiebungen nach Koblenz. In Abb. 18 sind in gleicher Weise in Abhängigkeit von der Zeit die Senkungen

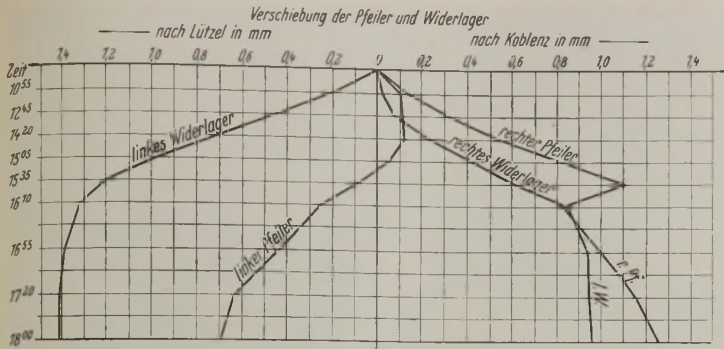


Abb. 17. Die waagerechten Verschiebungen der Pfeiler und Widerlager beim Ausrüsten der oberstromigen Bogen.

der Scheitel der drei Bogen angegeben. Darunter sind die zu jeder Zeit gehörenden Arbeitsvorgänge angegeben.

Vom Arbeitsvorgang 5 an entsprechen bei den verschiedenen Bogen derselben Zeit nicht mehr die gleichen Arbeitsvorgänge, weil nämlich nach 15 Uhr 35 Min. beim rechten Bogen ein Arbeitsvorgang ausgesetzt wurde, da der Pfeiler sich in einer verhältnismäßig raschen Bewegung nach Koblenz befand. Er hatte sich zu diesem Zeitpunkte insgesamt 1,11 mm nach Koblenz bewegt. Das

Ausfallen eines Arbeitsvorganges beim rechten Bogen bewirkte sofort, daß der Pfeiler sich wieder in entgegengesetzter Richtung bewegte und daß die Seitenverschiebungen auf 0,83 mm zurückgingen, die sich bis zur Schlußabsenkung wieder auf 1,27 mm vergrößerte. Man ersieht daraus, wie vollkommen man durch die getroffene Meßeinrichtung mittels der Feinmeßuhren die Absenkung und den Ausgleich der Schübe an den Zwischenpfeiler in der Hand hatte. Es ergaben sich bis zum Schluß der Absenkung um 6 Uhr abends folgende Verschiebungen:

- linkes Widerlager . . . + 1,41 mm (nach Lützel)
- linker Pfeiler . . . + 0,68 mm (nach Lützel)
- rechter Pfeiler . . . - 1,27 mm (nach Koblenz)
- rechtes Widerlager . . - 0,96 mm (nach Koblenz).

Die Scheitelsenkungen betragen:

- linker Bogen + 4,8 cm $H = 2965$ t
- mittlerer Bogen . . . + 7,2 cm $H = 3430$ t
- rechter Bogen + 6,5 cm $H = 2850$ t.

Verdrehungen konnten nicht festgestellt werden. Zum Verständnis der Bewegungen wurden neben den Scheitelsenkungen auch die entsprechenden Schübe angeschrieben.

Bei der Ausrüstung überwog in hohem Maße der Schub des Mittelbogens, und dadurch ist das Ausweichen der benachbarten Pfeiler um 0,68 mm nach Lützel und 1,27 mm nach Koblenz zu erklären. Um Irrtümer auszuschalten, möchte ich noch bemerken, daß selbstverständlich keine Verschiebungen der Pfeiler auf dem Fels eingetreten sind, sondern die Pfeiler haben sich elastisch durchgebogen, einerseits durch eine geringe Verbiegung der Pfeiler selbst, andererseits durch eine unendlich kleine Verdrehung der Felschicht an der Einspannstelle infolge der ungleichen Pressungen. Bei den großen Hebelarmen von der Pfeilersohle bis zur Meßstelle ergibt auch ein sehr kleiner Drehwinkel eine meßbare Durchbiegung. Der Einfachheit wegen behalte ich auch im folgenden den Ausdruck „Verschieben“ bzw. „Ausweichen“ bei.

Vor allem muß festgestellt werden, daß diese Verschiebungen sowohl bei den Pfeilern als auch bei den Widerlagern überraschend klein waren; sie betragen nur ein Bruchteil der in Rechnung gestellten Maße.

Überraschend ist aber die sehr kleine Scheitelsenkung des linken Bogens gegenüber dem mittleren Bogen. Nun ist allerdings bei dem mittleren Bogen eine Spannweitenvergrößerung von $0,68 + 1,27 = 1,95$ mm eingetreten. Dies entspricht einer Scheitelsenkung von 0,54 cm. Beim linken Bogen dagegen ist nur eine Spannweitenvergrößerung von $1,41 - 0,68 = 0,73$ mm eingetreten, entsprechend einer Scheitelsenkung von 0,2 cm. Die Differenz beträgt also nur 0,34 cm, und damit ist die

sehr geringe Senkung des linken Bogens nicht erklärbar. Der tatsächliche Grund kann nur im Arbeitsvorgang selbst liegen. Hierbei wurde zuerst der linke und dann erst der mittlere Bogen betoniert. Geschlossen aber wurden alle Bogen zur gleichen Zeit, so daß beim linken Bogen, dessen Lamellen einige Wochen älter waren, schon ein wesentlich höherer Teil der Schwindung vor sich gegangen war. Nimmt man an, daß beim linken Bogen die Schwindung um 5° weiter war, ein Maß, das bei dem sehr gering bewehrten Bogen sehr wahrscheinlich ist, dann ergibt sich hieraus schon eine Verringerung der Scheitelsenkung von 1,4 cm. Zusammen mit dem oben errechneten Maß von 0,34 cm ergibt sich dann eine Differenz von 1,74 cm, durch die die Verschiedenheit der beiden Senkungen vom linken und mittleren Bogen hinreichend geklärt ist. Die Ergebnisse bei der Ausrüstung der unterstromigen Bogen bestätigten ebenfalls diese Überlegungen, denn bei den unterstromigen Gewölben wurde der linke Bogen erst nach dem Mittelbogen betoniert, und folgerichtig ergab sich auch hieraus eine stärkere Scheitelsenkung des linken Bogens gegenüber dem rechten Bogen, wovon allerdings ein Teil auf die hierbei größere Verschiebung des linken Widerlagers zurückzuführen ist.

f) Die Ergebnisse der Messungen bei der Ausrüstung der unterstromigen Bogen am 18. August 1933.

Die Meßeinrichtungen und auch der Ausrüstungsvorgang blieben genau die gleichen. Ich beschränke mich deshalb auf die Angabe der Werte, die sich am Schluß der Absenkung um 3 Uhr nachmittags ergeben hatten. Hierbei wurden auch die neu eintretenden Senkungen der oberstromigen Bogen gemessen, wodurch, wie ich zeigen werde, die übrigen Messungen wertvoll ergänzt wurden.

Verschiebungen der Pfeiler und Widerlager:

- linkes Widerlager . . . + 4,86 mm (nach Lützel)
- linker Pfeiler - 0,50 mm (nach Koblenz)
- rechter Pfeiler - 1,42 mm (nach Koblenz)
- rechtes Widerlager . . - 1,16 mm (nach Koblenz).

Zeit	10:55	12:45	14:20	15:05	15:35	16:10	16:55	17:20	18:00
l.B.	7	2	3	4	5	6	8	10	12
m.B.	7	2	3	4	5	6	8	10	12
r.B.	7	2	3	4	5		7	9	11

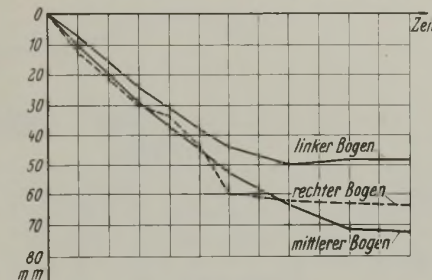


Abb. 18. Die senkrechten Bewegungen der Scheitel der drei Gewölbe beim Ausrüsten.

Scheitelsenkungen	Unterstromiger Bogen cm	Oberstromiger Bogen cm
linker Bogen	8,2	0,9
mittlerer Bogen . . .	6,7	1,2
rechter Bogen	6,6	0,1

Die Verdrehungsmessungen ergaben wiederum den Wert Null.

Aus den obigen Messungen ergibt sich eine Änderung der Gesamtspannweite der 337 m langen Brücke, gemessen in der Achse der Meßuhren von $4,86 + 1,16 = 6,02$ mm. Die Verlängerung der Gesamtspannweite in der Achse der oberstromigen Bogen kann aus den Scheitelsenkungen dieser Bogen berechnet werden; sie ergibt sich aus der Formel

$\Delta f = \Delta l \cdot \frac{l}{4f}$ für alle drei Bogen zu 7,89 mm. Dieser Wert stimmt sehr gut mit dem obigen unmittelbar gemessenen Ergebnis überein und beweist also, daß trotz der exzentrischen Schübe beim Ausrüsten der einzelnen Gewölbestreifen keine merkbare Verdrehung der Widerlager eingetreten ist, wie man vielleicht auf den ersten Blick aus der größeren Senkung des linken Bogens schließen könnte. Der Wert von 7,89 mm ist allerdings etwas zu groß gegenüber dem unmittelbar gemessenen Werte von 6,02 mm, denn es ist nicht gut möglich, daß beim Ausrüsten der unterstromigen Bogen oberstrom eine größere Verschiebung eintrat. Diese Differenz dürfte mit der geringeren Genauigkeit der senkrechten Messungen gegenüber den mit Feinmeßinstrumenten ausgeführten waagerechten Messungen zu erklären sein.

Aus den angegebenen Messungen ergibt sich für den linken Bogen eine Spannweitenvergrößerung von $4,86 + 0,5 = 5,36$ mm. Dieser entspricht eine zusätzliche Scheitelsenkung des linken Bogens von 1,44 cm. Berücksichtigt man noch, daß infolge des Betonierungsvorganges vor dem Einbringen der Schlußlamellen bei dem Mittelbogen die Schwindung weiter fortgeschritten war, dann ist die größere Senkung des linken Bogens in der gleichen Weise geklärt wie vorher die geringere Senkung bei der ersten Ausrüstung. Man hätte der verschiedenartigen Schwindung durch eine entsprechende Überhöhung Rechnung tragen können; da dies jedoch nicht geschehen war, mußte der Ausgleich durch eine etwas größere Stärke des Überbetons beim unterstromigen Gewölbe vorgenommen werden.

Das stärkere Ausweichen des linken Widerlagers gegenüber dem rechten findet, wie schon erwähnt, seine Erklärung in der verschiedenartigen Felschichtung. Nach der Güte des Felsens allein, wie er bei der Absenkung des Senkkastens festgestellt wurde, hätte man auf ein umgekehrtes Verhältnis der Verschiebungen schließen können, denn der Felsen des linken Widerlagers war bedeutend härter; aber bei dem rechten Widerlager war die Schichtung fast waagrecht, beim linken dagegen fast senkrecht, und damit ist auch die Erklärung gegeben für das verschiedenartige elastische Verhalten des Felsens an den beiden Widerlagern.

Jedenfalls haben der Felsbefund bei der Absenkung und die günstigen Meßergebnisse bei der Ausrüstung bewiesen, daß man auf den Koblenzer Felsen auch eine noch bedeutend kühnere Bogenbrücke hätte setzen können.

Die weiteren Ergebnisse über die seit der Ausrüstung bis Februar 1934 angestellten Beobachtungen der Scheitelsenkungen zeigen, daß trotz der tief liegenden Wintertemperaturen die Scheitel der einzelnen Bogen noch wesentlich höher liegen, als sie auf Grund der Rechnung liegen müßten. Wie schon erwähnt, betrug die Maße der Überhöhung für die einzelnen Bogen (Abb. 19):

- linker Bogen 25,0 cm
- mittlerer Bogen 24,0 cm
- rechter Bogen 35,5 cm.

Im Mittel lagen im Februar der linke Bogen noch 8 cm, der mittlere noch 5 cm und der rechte Bogen noch 10 cm über diesen Maßen, so daß also noch reichlich Spielraum vorhanden ist für eine weitere plastische Zusammendrückung.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich an die Städtische Bauabteilung die Bitte richten, diese Messungen auch noch nach Übergabe des Bauwerks fünf bis acht Jahre fortzusetzen, weil hierdurch ein außerordentlich wertvolles Material über die im Laufe der Zeit eintretende plastische Zusammendrückung des Betons gewonnen würde.

In Abb. 19 sind die Senkungsdiagramme für alle drei Bogen dargestellt. Die Senkungskurven beginnen mit der jeweiligen Überhöhung von 25, 24 und 35,5 cm und zeigen den Verlauf der Senkungen während des Betonierens der Bogen, während des Ausrüstens, während des Aufbringens der weiteren Lasten der Fahrbahnaufbauten und die Senkungen nach Vollendung der Brücke in Abhängigkeit von der darüber angegebenen Temperaturkurve. Bis etwa Mitte August ist die jeweilige Messungstemperatur aufgetragen, nach diesem Zeitpunkte sind die maximalen und minimalen Temperaturkurven angegeben, die einen besseren Überblick über die Einwirkung der Temperatur verschaffen. Die Senkungskurven zeigen die vollständige Übereinstimmung mit den Temperaturkurven.

3. Baubeschreibung und Ausführungszeiten.

Nachdem am 27. Januar 1932 der Vertrag unterzeichnet und der Baubeginn mit dem ersten Spatenstich eröffnet war, wurde sofort mit der Baustelleneinrichtung begonnen. Die für die Fertigstellung des Bauwerks vertraglich festgesetzte Zeit bis 1. April 1934 war nicht sehr reichlich, wenn man die Frostmonate abzieht und vor allem beachtet, daß mit Rücksicht auch auf Hochwassergefahr mit Eisgang in den Wintermonaten, und zwar vom 15. November bis 15. März, keine Rüstungen im Strombett und im Vorland, d. h. zwischen den beiderseitigen Hochwasserdämmen, stehen durften. Praktisch bedeutete dies, daß bis zum 15. November 1933 die ganze Strombrücke fertiggestellt sein mußte. Im

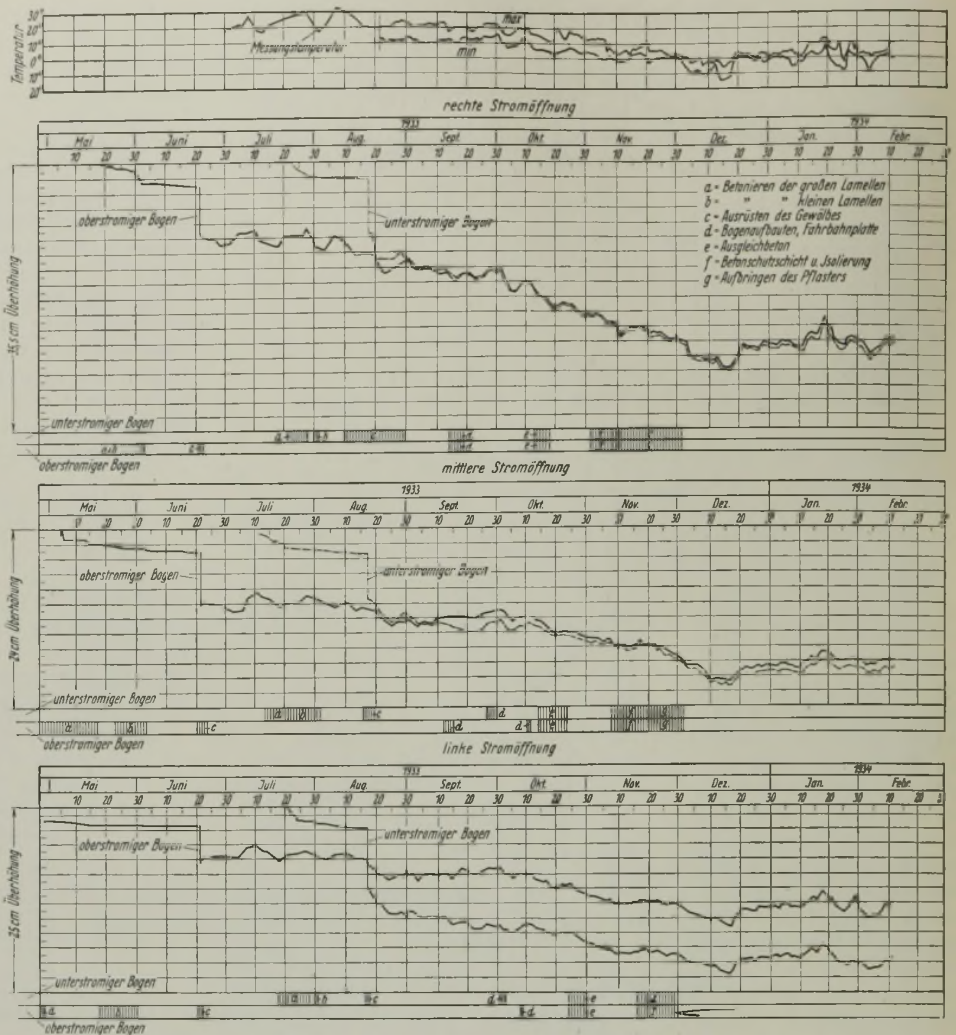


Abb. 19. Die senkrechten Bewegungen der Scheitel der Bogen oberstrom und unterstrom in der Zeit nach dem Ausrüsten 1934.

ersten Jahr waren demnach die Druckluftgründungen und im zweiten Jahr die Gewölbe mit ihren Aufbauten, und zwar jeweils in der Zeit vom 15. März bis zum 15. November, fertigzustellen.

Nur bezüglich der Arbeiten an den Rampenbrücken bestand eine gewisse Freiheit, so daß diese Arbeiten in Zeiten gelegt werden konnten, in denen an der Strombrücke selbst nicht genügend Arbeit vorhanden war, um der großen Anzahl von Arbeitern eine einigermaßen gleichmäßige Beschäftigung zu geben. Trotz dieser, vor allem für die Herstellung der Bogen sehr knappen Zeit gelang es sogar, die Gerüste schon 1 1/2 Monate vor dem vorgeschriebenen Termin wieder zu entfernen.

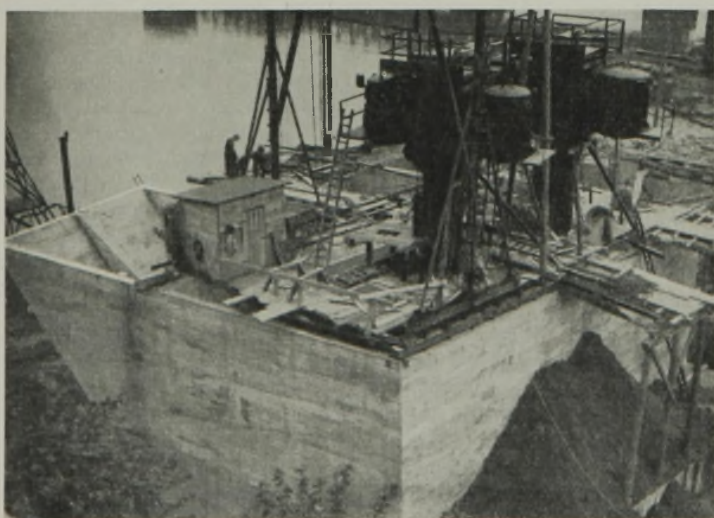


Abb. 20. Der Senkkasten des rechten Widerlagers im Anfange der Absenkungsarbeiten.



Abb. 21. Das Entfernen des Bodens unter den Widerlagerhälsen beim Absenken des rechten Widerlagers.

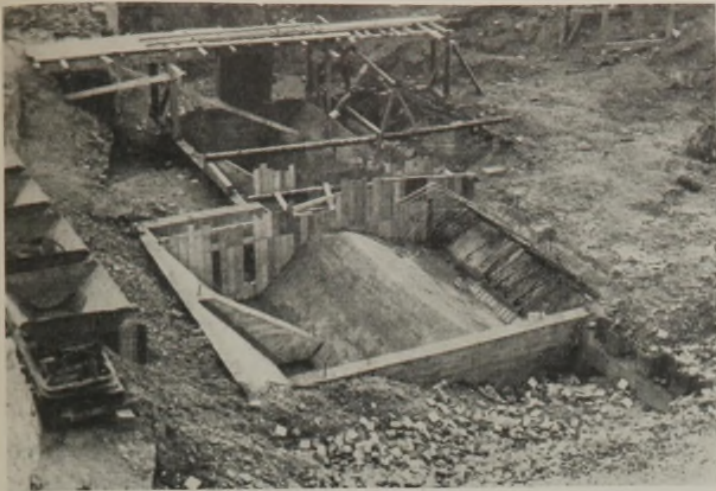


Abb. 22. Das fertig abgesenkte rechte Widerlager mit Verzahnung für den Anschluß des Gewölbehalses.

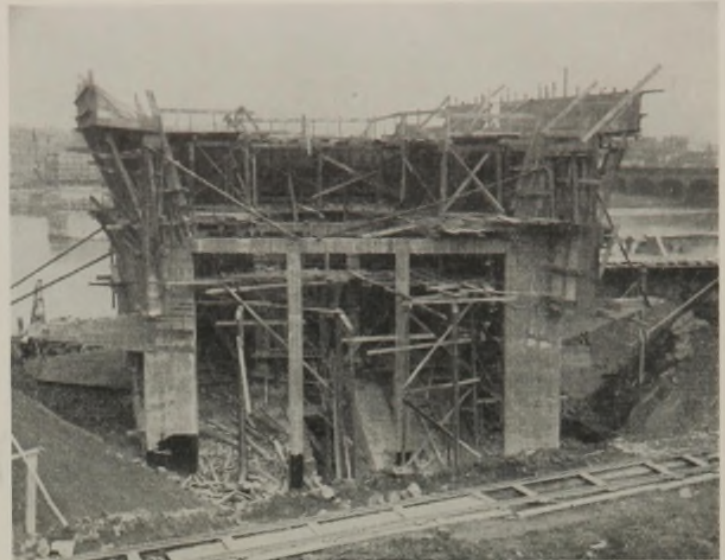


Abb. 23. Das fertige rechte Widerlager.

Nach dem ursprünglichen Bauprogramm war vorgesehen, alle vier Senkkasten im Jahre 1932 mit einem Schleusenpaar abzusenken. Dadurch aber, daß der Auftrag erst Ende Januar erteilt wurde, nahmen die Einrichtungsarbeiten und das Herstellen des Planums für die Senkkasten soviel Zeit in Anspruch, daß es nicht zu vermeiden war, daß sich die Absenkarbeiten an den Senkkasten übergriffen. Deshalb mußte ein zweites Schleusenpaar in Betrieb genommen werden.

Zuerst wurden die Arbeiten am rechten Widerlager in Angriff genommen. Das Planum für die Herstellung der Senkkasten wurde 0,4 m über MW, also auf Höhe + 61 m festgesetzt. Das Hochufer liegt aber an dieser Stelle auf Höhe + 70 m, so daß erhebliche Aushubarbeiten notwendig wurden, um das Planum für den Senkkasten zu schaffen. Ende Juni 1932 war der Senkkasten fertig betoniert, so daß am 11. Juli nach Montage der Schleuse mit den Absenkungsarbeiten begonnen werden

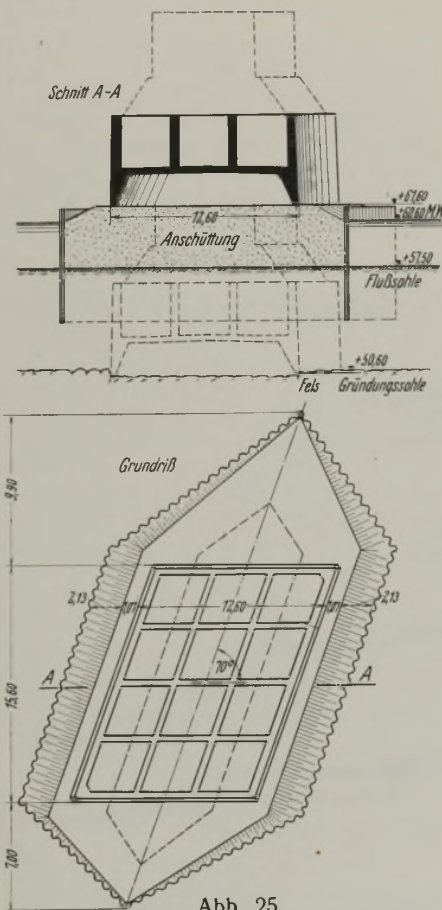


Abb. 25. Querschnitt durch die Inselfüllung.

konnte. Zum Betonieren der Senkkasten und des darüber liegenden Widerlagers diente eine auf dem Hochufer aufgestellte Mischmaschine; der Beton wurde von dort aus mit Hilfe eines Förderbandes eingebracht. Abb. 20 zeigt den fertigen Senkkasten während der Druckluftarbeiten; die Außenwände sind, wie schon früher erwähnt, 11,5 m hoch ausgeführt, so daß der Senkkasten bis zur endgültigen Gründungstiefe auf Höhe + 49,60 m ohne weitere Aufbetonierung abgesenkt werden konnte. Die rückwärtige Abschlußwand wurde auf der vorletzten Querrippe aufgesetzt, damit die auf dem rückwärtigen Teil des Senkkastens aufgebrauchte Hinterfüllung dem weit auskragenden Hals das Gegengewicht halten konnte. Auf Abb. 20 ist die einfallende Erdböschung deutlich zu erkennen.

Mit fortschreitender Absenkung bereitete das Wegschaffen des Bodens unter den vorkragenden Hälsen immer größere Schwierigkeiten, je mehr die Hälse in das Grundwasser eintauchten. Anfangs wurde der Boden mittels Spülpumpe entfernt; diese förderte jedoch nur das feine Material, während das grobe Material liegen blieb und nach unten absank.

Diese Anhäufung von grobem Material machte es notwendig, einen Schrapper zu montieren, der leicht auch die größeren Steine entfernen konnte. In Abb. 21 ist dieser Schrapper in Betrieb zu sehen. Bei der tieferen Absenkung wurde aber in der engen, über 10 m tiefen Baugrube die Auflaufböschung zu steil. Es wurde nunmehr das feine Material mittels Spülpumpe entfernt, während das grobe Geröll unter der Senkkastenschneide hindurch in den Arbeitsraum geschafft und von da aus gefördert werden mußte.

Durch den auskragenden Hals hatte der Senkkasten das Übergewicht nach dessen Seite und mußte daher, wie eben erwähnt, an der entgegengesetzten Seite durch Erdaufschütt- und raschere Aufbetonierung im Gleichgewicht gehalten werden. Die Hinterfüllung übte naturgemäß einen Horizontalschub auf den Senkkasten aus. Dieser zeigte deshalb das Bestreben, nach der Mosel hin zu wandern, und mußte deshalb durch Schräghölzer abgestützt werden. Ende August war der Senkkasten

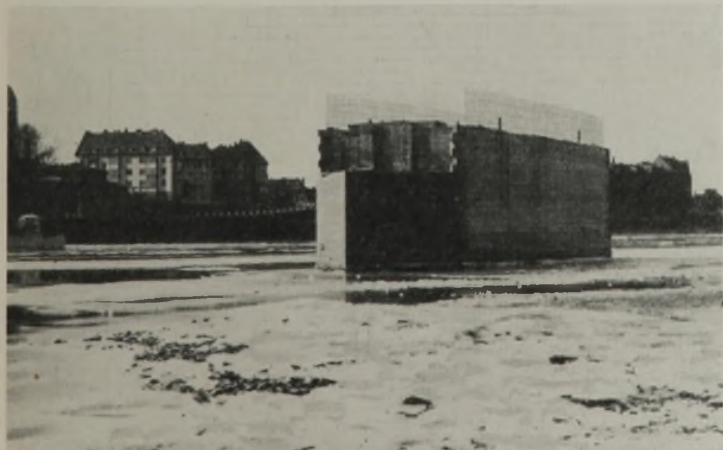


Abb. 26. Der bis Unterkante der 3 m dicken Eisenbetonplatte fertiggestellte rechte Strompfeiler.

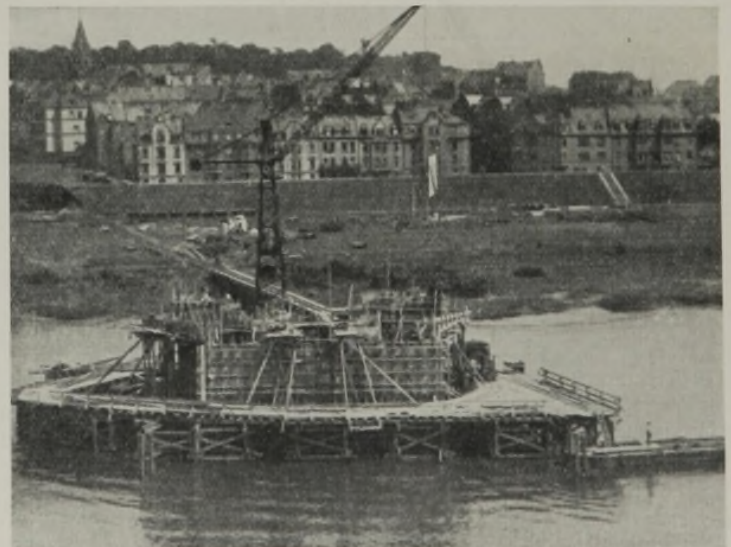


Abb. 24. Der auf einer Inselfüllung hergestellte Senkkasten des rechten Strompfeilers.

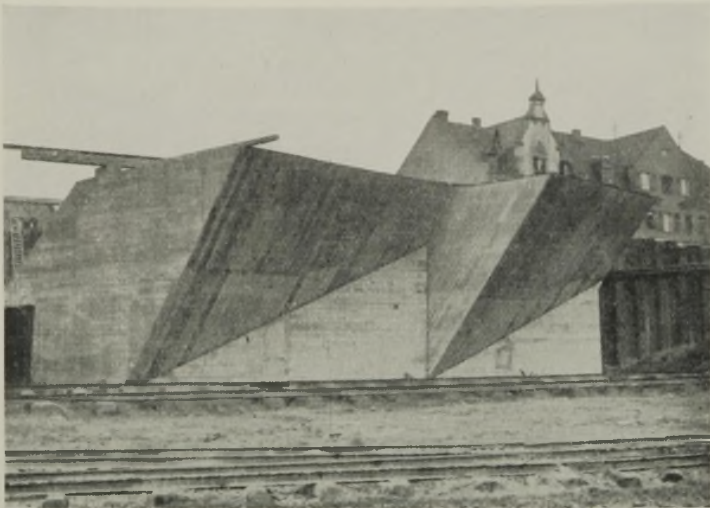


Abb. 27. Der fertiggestellte Senkkasten des linken Widerlagers.



Abb. 28. Untergerüst und Bewehrung des Halses des linken Widerlagers.

fertig abgesenkt; die Felssohle wurde durch die Behörde besichtigt und abgenommen und daraufhin die Arbeitskammer ausbetoniert. Abb. 22 zeigt den fertig abgesenkten und ausbetonierten Senkkasten. Hier kann man auch deutlich die Verzahnung sehen, auf der die Fortsetzung des Widerlagerhalses später aufbetoniert wurde, nebst den notwendigen Anschluß-eisen. Auch in der Fundamentsohle wurde durch eine gute Verzahnung des Felsens mit dem Arbeitskammerbeton für eine zuverlässige Übertragung des Gewölbeschubs gesorgt.

wendig, weil unmittelbar neben der tiefen Baugrube das Gebäude des Versorgungsamtes steht.

Zugleich mit der Herstellung des rechten Widerlagers wurde auch mit den Arbeiten am rechten Strompfeiler begonnen, und zwar am 15. März, nachdem der Flußlauf für Rammarbeiten freigegeben war. Der Senkkasten wurde auf einer Inselfüllung hergestellt, die durch ein kurzes Fördergerüst mit dem linken Vorlande verbunden wurde. Für diese Inselfüllung mußte zunächst ein Spundwandkasten mit 19 m Breite und 34,5 m Länge

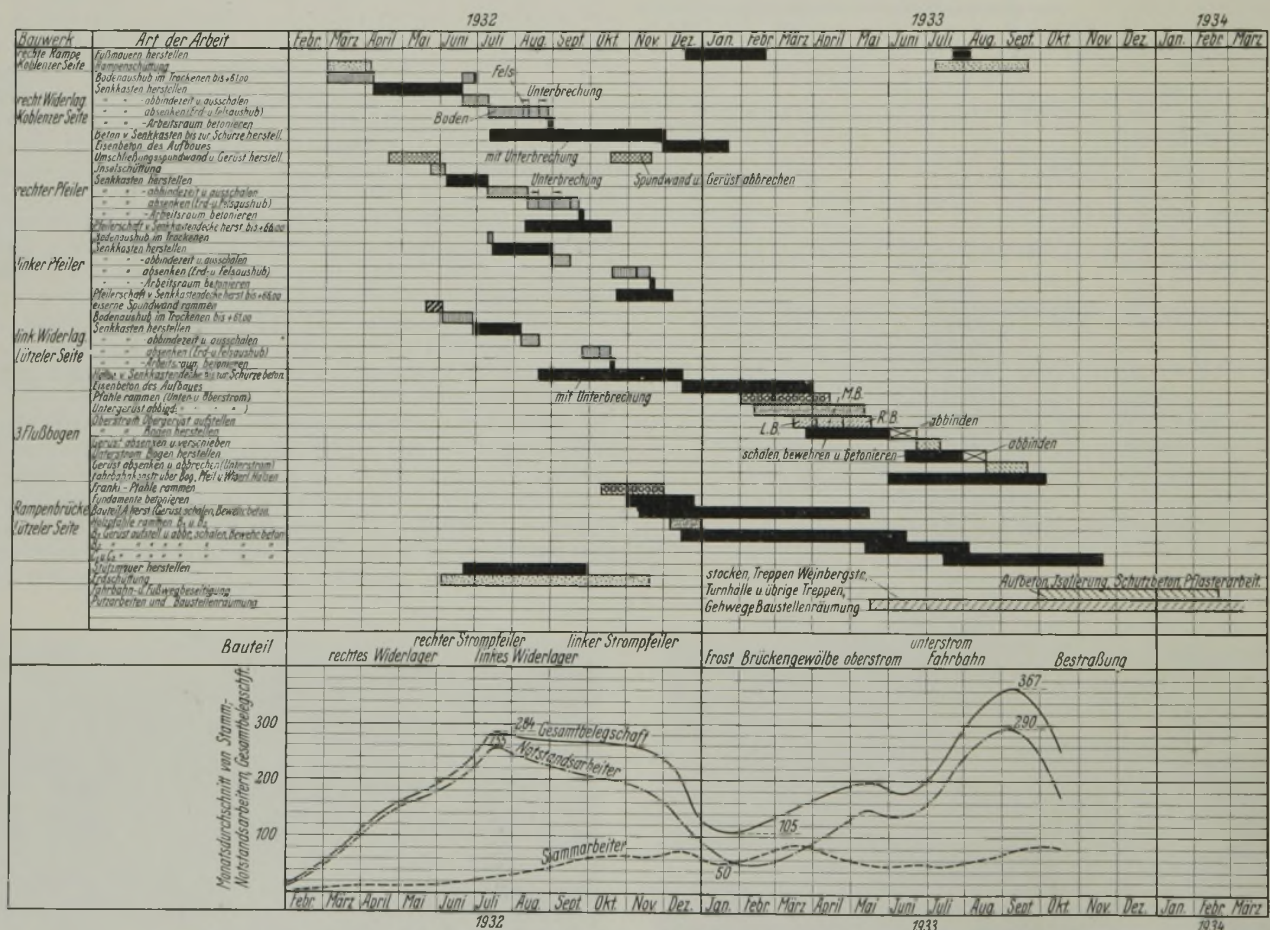


Abb. 29. Bauprogramm mit Darstellung der beschäftigten Stamm- und Notstandsarbeiter.

Bis zum Ende des Jahres war das ganze Widerlager hochgeführt (Abb. 23); die gewaltige Höhe dieses Bauwerks ergibt sich aus den Höhenkoten der Gründung und der Fahrbahn auf dem Widerlager. Diese Höhenkoten betragen + 49,60 m bzw. + 77,20 m, so daß das Bauwerk eine Höhe von 27,60 m besitzt.

Aus den Seitenwänden des Widerlagers kragen Eisenbetonbalken vor, auf denen später die Treppen aufgelagert wurden. In Abb. 22 ist auch der Anfang der Spundwände zu erkennen, die das Nachrutschen der steilen Böschungen verhinderten. Diese Vorsichtsmaßnahme war not-

geschlagen werden, der entsprechend der Pfeilerform vorn und hinten spitz zulief. Diese große Länge war erforderlich, um im Schutze dieser Spundwände die weitauskragenden Pfeilervorköpfe herstellen und dann bis unter die Flußsohle absenken zu können. Nach Auffüllung des Spundwandkastens und Herstellung des Planums wurde dann der Senkkasten betoniert. Die gesamten Schalungs-, Eisen- und Betonierungsarbeiten wurden mittels eines Turmdrehkranes durchgeführt, der in Abb. 24 zu sehen ist. Die Inselfüllung und das dazugehörige Gerüst ist in Abb. 25 im Querschnitt dargestellt. Mitte Juli war der Senkkasten fertiggestellt,

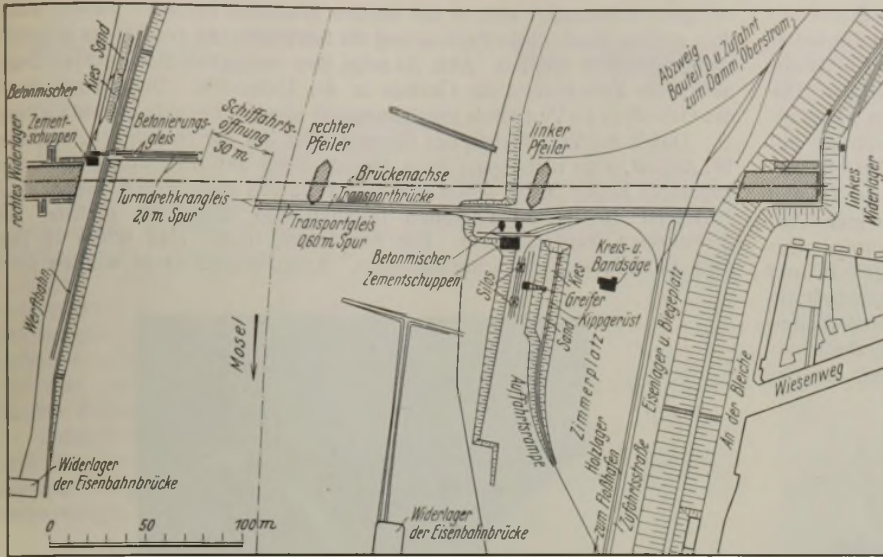


Abb. 30. Die Baustelleneinrichtung für die Herstellung der Strombrücke.

und am 10. August konnte mit den Absenkarbeiten begonnen werden. Mit der tieferen Absenkung des Senkkastens mußten die Bodenmassen unter den weitauskragenden Pfeilerköpfen unter Wasserhaltung ausgehoben werden. Hierzu mußte in dem Spundwandkasten eine Wasserhaltung mit kräftiger Pumpe eingebaut werden. Die Absenkarbeiten waren am 22. September beendet; nach Abmontieren der Schleuse konnte der Pfeiler noch im Herbst 1932 bis etwa 60 cm unter die Gewölbeansätze hochgeführt werden. Die Gerüste und Spundwände mußten noch vor dem 15. November wegen der Hochwassergefahr entfernt sein; Abb. 26 zeigt den fertigen Pfeiler in diesem Stadium.

Inzwischen war als dritter Bauabschnitt das linke Widerlager in Angriff genommen worden. Es war notwendig, dieses vor dem linken Pfeiler auszuführen, weil es in den Hochwasserdamm einschneidet; infolgedessen mußten die Arbeiten an diesem Widerlager unbedingt vor dem Herbst beendet und die Dichtung des Hochwasserdammes wiederhergestellt sein. Dagegen war eine nicht rechtzeitige Fertigstellung des linken Pfeilers ohne Bedenken, weil für diesen Vorlandpfeiler keine besonderen Gerüste nötig waren. Selbstverständlich erforderte auch in den Sommermonaten die Herstellung des linken Widerlagers Vorkehrungen gegen Hochwasser, da die Mosel überraschende, plötzliche Hochwasser auch im Sommer bringen kann. Bevor der Deich angestochen werden durfte, mußte zuerst zur Sicherung eine behelfsmäßige Spundwand um die Baugrube geschlagen werden. Nach Betonieren und Erhärten des Senkkastens konnte am 16. September mit der Absenkung begonnen werden, nachdem die Schleusen vom rechten Widerlager nach dem linken geschafft und auf den Senkkasten aufmontiert waren. Abb. 27 zeigt den fertigen Senkkasten mit seinen beiden schräg einschneidenden gegeneinander versetzten Hälsen, im Hintergrunde rechts die zum Schutze des Deiches geschlagene Spundwand. Am 17. Oktober waren die Absenkarbeiten fertiggestellt. Beim linken Widerlager war das Entfernen des Bodens unter den vorkragenden Hälsen wesentlich einfacher als beim rechten, da hier genügend

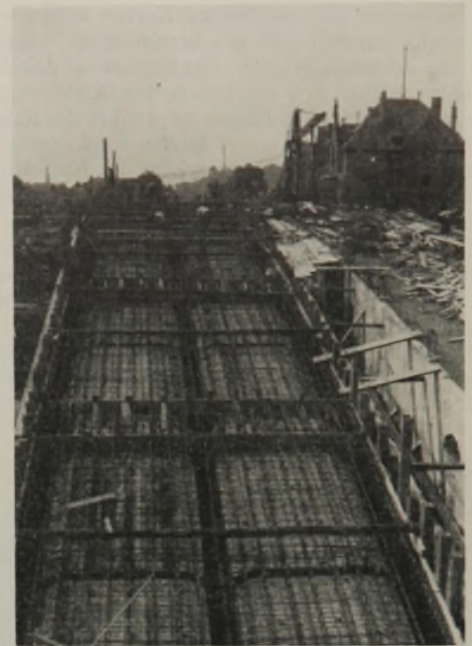


Abb. 31. Die Lamellenschalung des Hohlbogens.

Platz zur Verfügung stand, um den Boden mittels Greifers auszuheben. Nach dem Absenken wurde der Boden wieder eingefüllt, aber es war nicht möglich, die Gerüste für die Betonierung der Gewölbehälse auf diesem nunmehr nicht mehr tragfähigen Boden aufzustellen; es mußte hierzu eine Pfahlrammung für das Traggerüst vorgesehen werden. Dieses Gerüst ist in der Abb. 28 wiedergegeben.

Inzwischen war auch der Senkkasten des Flußpfeilers, der auf dem Vorlande selbst betonierte werden konnte, fertiggestellt worden. Sobald die Schleusen am rechten Strompfeiler frei wurden, wurde in der zweiten Hälfte des Oktobers, mit dem Absenken des linken Senkkastens des linken Strompfeilers begonnen; dies wurde vor Ende November noch beendet. Da das Wetter sehr günstig war und Gerüste nur in ganz geringem Umfange für die weitere Hochführung des Pfeilers erforderlich waren, konnte der Pfeilerschaft trotz des schon überschrittenen Termins vom 15. November noch hochgeführt werden. Diese Arbeiten waren Anfang Dezember fertiggestellt. Bei dem Absenken dieses Pfeilers waren umfangreiche Felsarbeiten notwendig, da die Höhenlage des Felsens in der Arbeitskammer um mehrere Meter wechselte. Der Fels wurde selbstverständlich nur soweit entfernt, wie es für das gute Aufsitzen der Senkkastenschneide notwendig war. Die beim Ausbetonieren der Arbeitskammer vorhandenen Höhenunterschiede im Felsen betrugten über 2 m. Dadurch ergab sich für diesen Zwischenpfeiler, der einen nicht unwesentlichen Teil des Gewölbeschubes des mittleren Bogens aufzunehmen hat, eine vorzügliche Verzahnung mit dem Felsen.

Damit waren nun die Arbeiten des ersten Jahres abgeschlossen. An den beiderseitigen Rampen war noch wenig geschehen, nur die Erdrampen waren zum größten Teil geschüttet und ein Teil der Fundamente für die Rampenbrücke fertiggestellt. Der größere Teil der Arbeiten war also noch im Jahre 1933 zu leisten. Das in Abb. 29 dargestellte Bauprogramm gibt eine gute Übersicht über die einzelnen Ausführungszeiten. Die unter dem



Abb. 32. Die Lamellenschalung des mittleren Massivbogens.

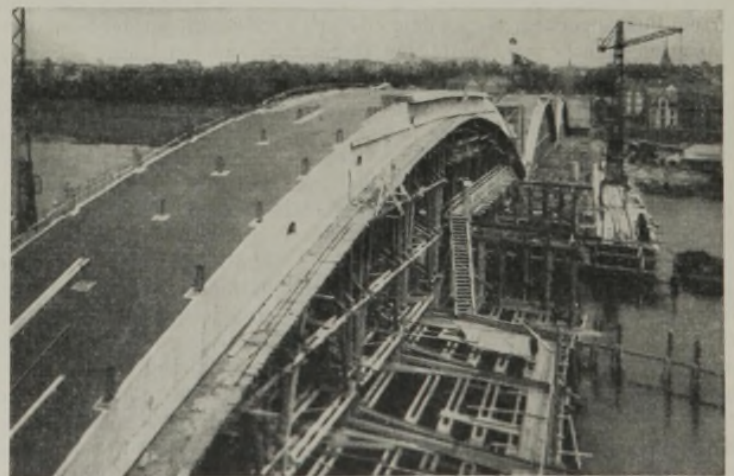


Abb. 33. Die fertiggestellten oberstromigen Gewölbe mit Blick auf die Untergerüste der unterstromigen Gewölbe und die Transportgerüste.

Bauprogramm aufgezeichneten Kurven zeigen den jeweiligen Stand der Gesamtbelegschaft und der beschäftigten Stamm- und Notstandsarbeiter für die einzelnen Monate. Der Einfluß der Anzahl beschäftigter Notstandsarbeiter machte sich deutlich in den Betriebsergebnissen bemerkbar. Die Mehr- oder Minderleistungen gegenüber der Kalkulation wurden ebenfalls aufgetragen; diese Kurven zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Fallen oder Steigen der Zahl der beschäftigten Stammarbeiter.

Wie schon früher erwähnt, wurde das schräge Obergerüst in den Wintermonaten im Schwarzwald abgebunden, so daß hierdurch mehr Zeit für die Herstellung der Gewölbe und der Aufbauten frei wurde. Der zweite Bauabschnitt mußte in seinen Arbeiten sehr genau eingeteilt, und es mußten auch Doppelschichten eingelegt werden, um mit Sicherheit die Strombrücke vor dem Herbst 1933 fertigzustellen. Die Gerüstarbeiten selbst wurden schon auf Seite 331 ff. beschrieben. Es ist deshalb nur noch notwendig, kurz auf die Baustelleneinrichtung einzugehen, mit der die erheblichen Leistungen des Jahres 1933 bewältigt wurden.



Abb. 34.
Das Verschieben der Gerüste.

Die Materialien für das linke Moselufer, auf dem die Hauptleistungen zu bewältigen waren, wurden größtenteils mittels einer von der Arge verlegten Kleinbahn angefordert, die von der am Floßhafen an der Mündung der Mosel gelegenen Entladestelle zur Baustelle führte. Diese Entfernung betrug etwa 1,5 km. Der Umschlag der Baustoffe mußte so weit von der Baustelle entfernt stattfinden, weil ein Transport auf Schiffen durch die enge Balduinbrücke nur mit großen Schwierigkeiten und vor allem nicht zu jeder Zeit möglich war. Auf diesem Wege wurde das gesamte Gerüstholz, das vom Schwarzwald kam, ebenso wie Kies, Sand und Zement an die Baustelle gefördert, während das Rundeisen vom Bahnhof Lützel mit Fuhrwerk nach der Baustelle geschafft werden mußte. Die Anordnung der Baustelleneinrichtung, des Kieslagers und der Mischanlage gegenüber dem Fördergerüst geht aus Abb. 30 hervor.

Auf der rechten Moselseite wurde Kies und Sand an der rd. 1 km unterhalb der Moselbrücke befindlichen Hafenanlage in Eisenbahnwagen umgeschlagen und von dort mit der Hafenanlage zur Baustelle gebracht. Zement und Rundeisen konnten dagegen ohne jeden Umschlag an der Baustelle selbst entladen werden. Die beiden Baustellen auf beiden Seiten der Mosel waren durch die Schiffahrtöffnung vollständig getrennt; nur ein Fußgängersteg, der an dem eisernen Fachwerkträger der Schiffahrtöffnung angebracht war, führte von einem zum anderen Ufer.

Nach dem Aufstellen der Lehrgerüste für den linken Bogen konnte Ende März mit den Schalungs- und Bewehrungsarbeiten und am 20. April 1933 mit dem Betonieren der großen Lamellen dieses Bogens begonnen werden, und schon in den ersten Tagen des Juni war die Betonierung sämtlicher drei Bogen beendet, so daß am 22. Juni, nachdem die zuletzt betonierten Lamellen drei Wochen alt waren, ausgerüstet werden konnte. Da der gesamte Beton mit hochwertigem Zement hergestellt worden war, war diese Erhärtungszeit vollständig genügend. Der Beton hatte schon eine den Betonversuchen entsprechende Festigkeit und einen sehr hohen Elastizitätsmodul, der sich aus der Durchsenkung der Gewölbe beim Ausrüsten mit rd. $E = 360\,000 \text{ kg/cm}^2$ errechnen ließ. Abb. 31 u. 32 zeigen die Lamellenschalung für den mittleren und großen Bogen und die fertig verlegte Bewehrung. In Abb. 33 ist der fertig betonierete rechte Bogen zu sehen. Die Oberfläche dieser Bogen wurden nach Erhärten des Betons, abgesehen von den kleinen Stellen, wo die für die Säulen und Wände der Aufbauten Anschlußbeisen herausstehen, mit Bitumen gestrichen.

Während des Abbindens und bevor dieser Bitumenanstrich aufgebracht wurde, wurde der Beton der Gewölbe ununterbrochen berieselt. Das war

dringend notwendig, weil in der heißen Jahreszeit betoniert wurde; außerdem sollten durch diese Berieselung die Schwindmaße des Betons möglichst gering gehalten werden. Abb. 35 zeigt den fertiggestellten rechten Bogen nach dem Verschieben der Gerüste in der Untersicht. Die geringe Breite des Gewölbes im Verhältnis zur Spannweite kommt hier sehr gut zur Geltung.

Durch das Verschieben der Gerüste (Abb. 34) war es möglich, schon am 18. August, also nicht ganz zwei Monate nach der Ausrüstung der unterstromigen Bogen, auch schon die oberstromigen auszusrüsten, nachdem am 2. August die letzten Lamellen in allen drei Bogen zu gleicher Zeit geschlossen worden waren. Die Ausrüstung folgte also schon 16 Tage nach Betonierung der Schlußlamellen. Anschließend daran wurden sofort



Abb. 35. Untersicht des ausgerüsteten Hohl Bogens nach Verschieben der Gerüste.

die Lehrgerüste entfernt und die Rammpfähle gezogen, so daß schon lange vor dem 15. November das Flußbett frei von den Lehrgerüsten war.

Das Fördergerüst mußte allerdings noch stehen bleiben bis zur Fertigstellung der Aufbauten, da diese Bauteile mittels der auf dem Fördergerüst laufenden Turmdrehkrane betoniert werden mußten. Diese Arbeiten waren anfangs Oktober fertiggestellt, so daß das Fördergerüst rechtzeitig entfernt werden konnte.

Die Eisenbetonrampenbrücke wurde zu gleicher Zeit wie die Bogen selbst hergestellt. Die Arbeiten für die einzelnen Abschnitte wurden immer so gelegt, daß die Belegschaft möglichst in gleicher Stärke durchgehalten werden konnte. Die Eisenbetonarbeiten an den Rampen wurden ebenfalls Anfang Oktober fertiggestellt, so daß in den anschließenden Wintermonaten nur noch die Bestraßung und Nebenarbeiten, wie Verlegen der gesamten Entwässerungsanlagen und Versetzen der Lichtmaste, zu erledigen waren. Die Isolierung der Fahrbahn wurde durch die Firma Malchow möglichst frühzeitig, entsprechend dem Fortschreiten der Arbeiten an den Aufbauten verlegt, um zu vermeiden, daß diese empfindlichen Arbeiten in der Regenzeit fielen.

Es dürften noch einige Angaben über die verarbeiteten Massen interessieren:

Verbraucht wurden:

Beton- und Monierkies und Sand . . .	insgesamt 33 000 m ³
Rundeisen	1 450 t
hochw. Portlandzement	3 460 t
gew. Portlandzement	2 570 t
Traßzement	810 t
Holz	4 600 m ³

Davon entfielen:

auf die Untergerüste der Lehrgerüste . . .	1090 m ³
auf das Fördergerüst und die Leitwerke . .	230 "
auf die drei Obergerüste ohne Schalriegel .	865 "
auf die Schalriegel	230 "
Lehrgerüst für die Rampe	500 "
Der Rest entfiel auf Schalholz und Betoniergerüste usw.	

Für den eigentlichen Brückenbau wurden geleistet:

Eisenbeton	10 500 m ³
Stampfbeton	9 000 "
Aushub unter Druckluft	8 500 "

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verlandung von Staubecken.

Von Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

I. Allgemeines.

Der Bau großer Staubecken setzte in großem Maßstabe erst in den letzten Jahrzehnten ein. Die Mehrzahl der Talsperren ist knapp 30 Jahre alt. Daher kommt es, daß über die unangenehmen Verlandungserscheinungen an stark schwerstoffführenden Flüssen, die meist erst nach verhältnismäßig langer Zeit fühlbar werden, nur sehr wenig Erfahrungen vorliegen. Dafür sind leider die bekanntgewordenen Beobachtungen zum größten Teil um so schlimmerer Art. Der Verfasser hat die bisher bekanntgewordenen Erfahrungen zusammengestellt und anhand dieser Beispiele allgemeine Erörterungen angestellt, die darauf hinausgehen, wie man auf die Verlandung in zweckmäßiger Weise bei Entwurf und Betrieb Rücksicht nehmen soll.

Behandelt wird nur die Verminderung des Speicherraumes, nicht etwa auch die Entnahme, Entsandung usw. des Nutzwassers. Zur Erläuterung mancher Vorgänge werden indes auch kleinere, speicherlose Stauwerke herangezogen.

II. Vorgang der Verlandung.

Jeder Fluß führt feste Stoffe mit sich, die sich teils auf der Sohle rollend und hüpfend fortbewegen, teils über den Flußquerschnitt verteilt schwebend mitgerissen werden. Die erste Art nennt man Geschiebe, die zweite Schwemm- oder Sinkstoffe, die Summe beider sei mit Schwerstoffe bezeichnet. Die Grenze zwischen Geschiebe und Sinkstoffen liegt nicht eindeutig fest, sie verschiebt sich mit veränderter Wassermenge, verändertem Gefälle usw. Die Schwerstoffführung eines Flusses nimmt bei Hochwasser zum Teil außerordentlich große Werte an, während sie bei NW oft praktisch bis auf Null zurückgeht. Allein an Sinkstoffen wurden als Größtwerte in g/l gemessen bei

der Tiroler Ache	1,5
„ Aare	2,7
„ Reuß	2,6
dem Lech bis	4,2

verschiedenen Alpenflüssen bei Schneeschmelze bis zu 30 und darüber¹⁾.

Meist mißt man nur die Sinkstoffmengen, da diese leichter zu bestimmen sind als das Geschiebe und sie ohnedies den weitaus größten Teil der gesamten Schwerstoffführung ausmachen. Über den Anteil findet man in der Literatur stark voneinander abweichende Angaben: Die Amerikaner rechnen mit einem Werte von 80 % für die Sinkstoffführung und 20 % für Geschiebe (Rio Grande), am Mississippi fand man nur 1 % Geschiebe, an der Wolga sogar nur 0,2 bis 0,08 %²⁾. Auch im Oberlaufe der Gebirgsflüsse spielen die Sinkstoffe noch eine große, sicher oft unterschätzte Rolle; z. B. fand Mühlhofer bei seinen Messungen am Inn bei Kirchbichl, daß $\frac{2}{3}$ der abgeführten Schwerstoffmengen Sinkstoffe waren. Hier interessiert das aber, abgesehen von der Feststellung, daß oft die Bestimmung der Sinkstofffracht allein einen rohen Überschlag über die gesamte Schwerstofffracht erlaubt, weniger, denn es ist für die Lösung von Ablagerungsfragen nicht von Belang, ob nun Schwerstoffteilchen schwebend oder als Geschiebe bis zum Becken gelangen, da nach dem Eintritt mit der allmählich abnehmenden Geschwindigkeit immer mehr und mehr schwebend mitgeführte Stoffe zum Geschiebe und Geschiebe zur Ablagerung werden, so daß der Siebkurve der gesamten Schwerstoffe weit mehr Bedeutung zukommt. Es soll nur noch eine Erklärung des an großen Flüssen gemessenen geringen Geschiebeanteils an der gesamten Schwerstofffracht versucht werden: Bekanntermaßen zeigt die Siebkurve der Schwerstoffe an einem Flußlauf flußabwärts immer feinere Körnung an. Bleibt nun die Grenze (im Jahresmittel) zwischen Geschiebe und Sinkstoffen (eine bestimmte Korngröße!) nach unten hin genau dieselbe wie oben am Fluß, so muß der Geschiebeanteil flußabwärts stark abnehmen. Die Grenzkorngröße wird dabei jedoch auch feiner, aber wohl meist nicht in dem Maße, wie es der größeren Feinheit der Schwerstoffe entspricht. Daher scheint man als Erklärung des im Unterlaufe großer Flüsse gemessenen geringen Geschiebeanteils behaupten zu können, daß an einem Flußlauf der Geschiebeanteil an der ganzen Schwerstofffracht von der Quelle bis zur Mündung abnehmen wird.

Die Verlandung eines Staubeckens geht nun so vor sich, daß sich das Geschiebe nur am See-Einlauf abgelagert, so daß die Verlandung von dort nach Art eines Deltas langsam gegen die Sperrmauer hin fortschreitet. Die Sinkstoffe dagegen verteilen sich meist über die ganze Länge des Staubeckens hin, und zwar so, daß die Korngröße des abgelagerten Schlammes zur Sperrmauer hin immer feiner und feiner wird. Je länger das Becken ist, um so mehr besteht die Möglichkeit, daß bei

¹⁾ Das sind Werte von gewöhnlichen Hochwassern. Bei Katastrophenhochwassern gemessene größte Werte: Am Rhein oberhalb des Bodensees nach Krapf 52 g/l, am Huangho nach Freeman 100 g/l, am Rio Grande 100 g/l, am San Juan, „the muddiest river of USA.“, bis 400 g/l. (?)

²⁾ Jakuschoff, Die Schwerstoffbewegung in Flüssen in Theorie und Praxis. Dissertation, Berlin 1931.

in Tätigkeit befindlichen Auslässen bzw. Überfällen oder Entnahmeverrichtungen — bei nicht gefülltem Becken, das auf lange Zeit ohne Abfluß ist, setzt sich ja ohne weiteres alles ab, weshalb nur das Becken mit gleichzeitigem Abfluß betrachtet wird — auch die allerfeinsten Stoffe zum Absitzen gelangen. So beobachtete man bei der 72 km langen Elephant Butte-Talsperre, daß die Verlandung auch des größten Teils der Sinkstoffe sich in den obersten Kilometern vollzog, während weiter zur Sperre hin die Verlandung fast Null wurde und nur aus allerfeinstem Schlamm bestand, der sich bei kürzerem Becken nicht abgelagert hätte.

Wie später noch eingehender geschildert wird, verlandet jedes Becken nach mehr oder weniger langer Zeit vollständig, wenn dem nicht durch besondere Mittel Einhalt geboten wird. Die Zeiträume, die bis zum vollständigen Auffüllen eines Staubeckens vergehen, sind jedoch bei vielen Talsperren, z. B. bei den meisten deutschen, außerordentlich lang und fallen außerhalb des Bereiches unserer vorausschauenden Überlegungen beim Entwurf. Bei vielen anderen dagegen, besonders an stark schwerstoffführenden Gewässern, sind diese Zeiträume beachtlich kurz, wie Tabelle 1 zeigt, in der eine Reihe Beispiele zusammengestellt sind, deren genauere Betrachtung einen Überblick über die ernste Bedeutung des Problems gibt. Hingewiesen sei besonders auf die vollständig verlandeten Becken Laguna, Austin, Boysen, Quinson, Perolles, Avisio, Mc Kinney u. a. Als Bezeichnungen, die im Kopfe der Tabelle bzw. im Text vorkommen, wurden gewählt:

Verlandung je Jahr = Verlandung	MV	(m^3/Jahr)
Verlandung je Jahr und km^2 des Einzugsgebietes	$spezif. Verlandung = Mv = MV : F$	$(m^3/\text{Jahr u. } km^2)$
Verlandung als Anteil des Beckeninhalts in %	$= Verlandungsgrad = g = V : I$	$(\%)$
Beckeninhalt als Vielfaches der mittl. jährl. Verlandung i. Jahren = Lebensdauer	$= n_L = I : MV$	(Jahre)
Beckeninhalt bezogen auf das Einzugsgebiet	$= Speicherungshöhe = s = \frac{I : F}{1000}$	(mm)
Zur Verlandung kommender Anteil der Schwerstofffracht	$= Verlandungsanteil = \alpha = V/S$	
Schwerstofffracht je Jahr	$= Schwerstofffracht = S$	(m^3/Jahr)
Schwerstofffracht je Jahr und km^2	$= spezif. Schwerstofffracht = \sigma$	$(m^3/\text{Jahr u. } km^2)$

Abb. 1 stellt die sehr weit fortgeschrittene Verlandung in der Talsperre Steyrdurchbruch dar, Abb. 2 u. 3 zeigen geringere Ablagerungen beim Tauernmoossee (Österreich) und in der Talsperre Breitenhain (Schlesien). Die Beeinflussung des Flußbettes (Sohlenerhöhung) oberhalb der Einmündungsstelle zum Speicherbecken und die Einwirkung des Staubeckens auf das Flußbett unterhalb der Staumauer, beides Nebenerscheinungen des Verlandungsvorganges, waren in der Originalarbeit behandelt. Hier ist aus Raummangel auf diese Ausführungen verzichtet worden.

III. Umfang der Verlandung und Einfluß des Einzugsgebiets darauf.

1. Allgemeines.

Im folgenden soll zuerst versucht werden, die Einflüsse des Einzugsgebiets auf die Größe der Verlandung festzustellen. In einem weiteren Abschnitt wird dann der Einfluß des Staubeckens untersucht. Um den Einfluß des Staubeckens auszuschalten, nehmen wir an, es sei unendlich groß, und es kämen also die gesamten Schwerstoffe darin zur Ablagerung. In diesem Falle ist also die mittlere jährliche Verlandung gleich der Schwerstofffracht.

Die Schwerstofffracht an einem bestimmten Punkte eines Flußlaufes wird beeinflußt von den Schwerstoff-Bildungsverhältnissen im eigentlichen Einzugsgebiet und von den Transportfähigkeiten des Flusses für die Schwerstoffe oberhalb der betrachteten Stelle. Die vielen damit zusammenhängenden Probleme, die zum größten Teil noch der Lösung harren, sollen nur kurz gestreift werden.

2. Schwerstoffbildung im Einzugsgebiet.

Diese wird von vielen Umständen beeinflußt; einige der wichtigsten sollen kurz angedeutet werden (Abb. 4).

a) Topographische Beschaffenheit. Es ist ohne weiteres klar, daß in einem Gebiet mit steilen Hängen der Abbruch und damit die Schwerstoffbildung wesentlich stärker vor sich geht als im Flachland, daß z. B. die Verhältnisse in den Alpen ganz andere sind, als etwa im deutschen Mittelgebirge. Außergewöhnlich große Schwerstoffführung verursachen

Tabelle 1. Beobachtete

(Außer den im Text S. 345 angegebenen Erklärungen der Abkürzungen gilt: N = Niederschlagshöhe, Mq = Mittelwasser-Spende, MA = mittlerer

Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Fluß	Land	Einzugs-	Ur-	Beobachtungs-	Beob-	Ver-	MV je Jahr	Mv je Jahr und km^2	
				gebiet F	sprüngl. Becken-						zeit
				km^2	hm^3		jahre	hm^3			
1	Laguna-Wehr	Colorado	Arizona, USA.	650 000	25	1908	1	25	25 000 000	38,5	
2	Keokuk	Mississippi	Iowa, USA.	310 000	610	1915 bis 1930	15	120	8 000 000	26	
3	Alter Austin-See	Colorado	Texas, USA.	98 000	60,7	1893 „ 1900	7	29	4 250 000	43,5	
4	Neuer Austin-See	Colorado	Texas, USA.	98 000	39,3	1913 „ 1922	9	32,8	3 650 000	37,2	
				98 000	(6,5)	1922 „ 1924	2	3	(1 500 000)	(15,2)	
				98 000	(3,5)	1924 „ 1926	2	1,8	(900 000)	(9,2)	
				98 000	39,3	1913 bis 1926	13	37,6	2 900 000	29,5	
5	Elephant Butte	Rlo Grande	New Mex., USA.	78 000	3 195	1916 „ 1925	9	219	24 300 000	315	
6	Mc Millan	Pecos	New Mex., USA.	57 000	35	1894 „ 1904	10	15	1 500 000	26,4	
				57 000	123	1904 „ 1915	11	36	3 300 000	58	
				57 000	123	1915 „ 1925	10	4,3	430 000	7,5	
				57 000	123	1894 bis 1925	31	55,3	1 800 000	31,5	
7	Boysen	Big Horn River	Wyom., USA.	20 000	22	1910 „ 1925	15	22	1 460 000	73	
8	Roosevelt	Salt River	Arizona, USA.	14 900	1 680	1906 „ 1925	20	124	6 200 000	422	
9	Faal	Drau	Jugoslavien	13 300	—	1918 „ 1925	6,5	2,985	460 000	34,6	
10	Jettenbach	Inn	Deutschland	12 250	—	1924 „ 1930	6	2,16	360 000	28	
11	Habra	Habra	Algier	8 000	30	1871 „ 1933	62	(17)	400 000 ¹⁾	(62)	
12	(Genfer See)	Rhone	Schweiz	7 412	88 920	—	—	—	bis 500 000	2 965 000	400
13	Pernegg	Mur	Österreich	6 250	0,50	1925 bis 1927	1,5	≈ 0,350	250 000	36,7	
14	(Bodensee)	Rhein	Schweiz	6 120	—	1863 „ 1883	20	9,872	495 000	(80)	
						1900 „ 1911	12	7	580 000	(94,7)	
						1911 „ 1921	9	25,1	2 780 000	(456)	
15	Sweetwater	Sweetwater River	Calif., USA.	5 900	28	1888 „ 1910	22	3	136 000	23	
16	Lake Penick	Brazos River	Texas, USA.	5 800	3,8	1920 „ 1927	7	1,18	168 000	29	
17	Lake Worth	West Fork River	Texas, USA.	4 800	58	1915 „ 1928	13	17	1 310 000	273	
18	St. Denis du Sig	Sig	Algier	3 500	3,5	1858 „ 1866	8	0,750	94 000	26,7	
19	Cheurfas	Meckerra	Algier	3 000	12,5	1883 „ 1933	50	6,1	122 000	40,5	
20	Gokak	—	Indien	2 800	25,7	—	33	6,05	184 000	65,5	
21	Avignonnet	Drac	Frankreich	2 000	≈ 1,0	1902 bis 1910	8	1,0	125 000	62,5	
22	Quinson	Verdun	Frankreich	1 800	1,325	—	5	0,900	180 000	100	
23	Medina Lake	Medina River	Texas, USA.	1 560	312	1912 bis 1925	13	3,31	255 000	164	
24	Roßhaupten ³⁾	Lech	Bayern	1 425	—	1924 „ 1930	7	2,2	315 000	221	
25	(Bieler See)	Aare	Schweiz	1 391*)	1 240	1878 „ 1897	20	6,7**)	335 000	(241)**)	
						1897 „ 1913	16	2,5	156 000	112	
26	Kallnach	Aare	Schweiz	1 360*)	1,8	1913 „ 1919	6	≈ 1,0	170 000	125	
27	Zuni	Zuni	New Mex., USA.	1 290	17	1906 „ 1927	21	14,8	700 000	545	
28	Perolles	Sarine	Schweiz	1 261	1	1872 „ 1886	14	1,0	71 000	56	
29	Mauer Boberullersdorf } Boberröhrsdorf }	Bober	Schlesien	{	1 202	1913 „ 1933	20	0,430	21 500		
						1929 „ 1933	4	0,067	16 700		
						1925 „ 1933	8	0,115	14 400	13,6	
Diese drei hintereinanderliegenden Becken zusammen				1 200	52,36	1913 bis 1933	20	0,612	30 500	25,5	
30	(Thuner See)	Kander	Schweiz	1 073	6 500	1714 „ 1866	152	56,76	373 000	(348)	
31	(Chiemsee)	Tiroler Ache	Bayern	1 015	2 200	1879 „ 1913	34	3,24	85 000	(84*)	
						1909 „ 1910	1	—	197 000	(194)	
32	Saalach	Saalach	Bayern	1 000	3,5	1913 „ 1930	17	2,88	170 000	170	
33	Avisio	Avisio	Tirol	956	2,0	1882 „ 1890	8	2,0	250 000	261	
34	Djidiouia	—	Algier	850	2,0	—	—	—	250 000	294	
35	(Vierwaldstädter See)	Reuß	Schweiz	832	11 800	1851 bis 1878	27	3,947	146 000	(177)	
36	(Bodensee)	Begrenzer Ache	Österreich	830	48 500	1861 „ 1885	24	3,1	129 000	(156)	
37	Loch Raven	Gunpowder River	USA.	790	1,93	1880 „ 1900	20	1,64	82 000	103	
38	Pont du Loup	Drac	Frankreich	790	87	—	—	Annahme:	80 000	—	
						1927 bis 1928	1,1	1,5	1 360 000	1820	
39	(Wallensee)	Linth	Schweiz	622	2 500	1860 „ 1911	51	3,738	74 000	(119)	
40	Steyrdurchbruch	Steyr	Österreich	575	0,845	1908 „ 1931	22,5	0,979 ⁴⁾	43 500	76	
						—	—	0,710 ⁵⁾	31 500	55	
41	Cismon	Cismon	Italien	496	3,5	1909 „ 1919	10	1,75	175 000	355	
42	Monte Reale	Celina	Italien	436	—	1904 „ 1905	1	0,84	840 000	1926	
43	Urfittalsperre	Urf	Rheinland	377	45,5	—	16	0,020	1 200	3,7	

1) Die Mauer stürzte mehrfach ein, wobei das Becken immer wieder zum größten Teil freigeräumt wurde. — 2) Mit den anderen Zu-
3) Messungen für die geplante Talsperre. — 4) Gesamte zurück-

Verlandungswerte.

Jahresabfluß, EG = Einzugsgebiet, L = Länge des Beckens, H = Stauhöhe, O = Oberfläche des Beckens, t_m = mittlere Tiefe des Beckens.)

Lebensdauer $I: MV$	1000 s = $I: F$	Mq	MA	$MA: I$	$MA: MV$	Bemerkungen	Lit.
Jahre	mm	sl/km ²	hm ³				
1	38,5	0,75	15 200	600	600	Verlandet durch ein Sommerhochwasser, α sehr klein.	
76	2 000	—	—	—	—	$N = 810$ mm, $L = 80$ km, $H = 10,6$ m. Sehr flach gelegenes Einzugsgebiet.	(1)
14,3	620	—	—	—	—	$N = 610$ mm, $L = 27,7$ km.	(1)
10,8	400	—	—	—	—		
(4,3)	(65)						
(3,9)	(35)						
13,5	400						
131	41 000	0,61	1 480	0,46	61	$L = 72$ km.	(1)
23	610	—	—	—	—	Erhöhung der Mauer.	(1)
	2 150					Sehr verringerte Verlandung wegen Tamarisken-Waldungen.	
	2 150						
68	2 150						
15	1 100	—	—	—	—	$N = 700$ mm, $L = 9,5$ km, $H = 13,4$ m, 80% des Einzugsgebietes ist Weideland.	(1)
270	112 800	1,71	800	0,47	129	Einzugsgebiet: gebirgig, Wald- und Weideland.	(1)
—	—	—	—	—	—		(2)
—	—	29,4	11 200	—	—	$L = 8$ km.	(3)
(60)	3 750	0,28	70	2,33	140	$H = 32$ m, $N = 580$ mm. Untergrund: Kalk und Mergel, Einzugsgebiet wenig bewaldet.	(4)
30 000 ²⁾	—	—	—	—	—	Gemessen wurde die gesamte Schwerstoffführung der Rhône.	(5)
2	80	—	—	—	—		(6)
—	—	36,5	956	—	1 940		(5)
—	—	—	—	—	1 650	Durchstich Fussach 1900 vollendet. Die Werte 1900 bis 1911 sind nach Stumpf	(5)
—	—	—	—	—	345	zu klein!	
206	4 750	—	—	—	—	$N = 238$ mm, $L = 0,4$ km, $H = 27$ m, $O = 295$ ha, $t_m = 9,50$ m.	(7)
22,5	650	—	—	—	—	$N = 660$ mm, $L = 22,5$ km.	(1)
44	12 000	—	—	—	—	$N = 800$ mm, $L = 16$ km, $O = 1360$ ha, $t_m = 4,25$ m.	(1)
≈ 37	1 000	—	—	—	—	$O = 54$ ha, $t_m = 6,5$ m, EG : Mergel mit eingelagerten Tonschichten.	
102	4 170	0,32	30	2,4	247	$N = 388$ mm, $L = 2,8$ km, $H = 27$ m. EG : Kalk und Mergel, Ackerland, zum größten Teil Weinberge.	(4)
140	9 200	—	—	—	—		(8)
8	500	17,5	1 100	1100	8 800	$L = 4$ km, $H = 23$ m, Waldarm, steile Hänge. α sehr klein.	(7)
5 ^{*)}	735	—	—	—	—	^{*)} Bis zur Unbrauchbarkeit verlandet.	(9)
1 225	200 000	—	—	—	—	$N = 730$ mm. Becken sehr groß bemessen, selten ganz gefüllt. EG : Weideland, steile Abhänge.	(1)
—	—	43,5	1 960	—	6 220	Alpines Abflußregime. Zufluß mehrerer stark schwerstoffführender Wildbäche mit starkem Gefälle.	(10)
3 700	890 000	25,7	2 144 ^{***)}	—	—	^{*)} Nur der Anteil des EG unterhalb der Seen. — ^{**)} Nach Abzug von 2,1 hm ³ , die vom Aushub des Hagnek-Kanals direkt herrühren. — ^{***)} Für das gesamte EG .	(5)
≈ 11	—	—	—	—	—	$O = 150$ ha, $t_m = 1,2$ m. ^{*)} Nur das nicht von Seen erfaßte Einzugsgebiet.	(5)
24	13 200	0,69	28	1,65	40	$O = 2830$ ha, $t_m = 0,60$ m, $N = 250$ bis 400 mm.	(1)
14	790	—	—	—	—	$H = 16$ m, EG : 25% bewaldet.	(5)
	41 500	13,2	500	10	23 200	EG : Zu 50% steilhängig. Geologie: Gneis, Granite in geschlossener Gebirgsbildung; wasserundurchlässiger Boden. Bodenbedeckung: Wald, Acker, Weiden. Steilbäche weitestgehend verbaut. Oberhalb der Becken mehrere Mühlenwehre.	(11)
≈ 35	470						
1 720	44 000						
17 400	6 000 000	36,5	1 225	0,188	3 280		(9)
11 200	2 170 000	41,7	1 340	0,61	6 800	^{*)} Nur Geschiebe.	(12)
≈ 21	3 500	41,5	1 241	355	7 300	80 000 m ³ Geschiebe, 117 000 m ³ Sinkstoffe.	
8	2 090	—	—	—	—	$L = 2,65$ km.	(13)
8	2 470	—	—	—	—	$H = 19$ m; Geschiebesperre.	(9)
—	—	28,7	750	0,063	5 120	$H = 17$ m; EG : Sandsteinschichten.	(9)
—	—	36,5	956	—	7 400		(9)
23,5	2 440	15	370	191	4 500	$N = 1080$ mm; Hügelland; hauptsächlich Ackerland, auch Wald und Wiesen.	(14)
≈ 1 100	110 000	15	370	4,25	4 500	$L = 12,9$ km, $H = 21$ m, $MV = 80 000$ m ³ scheint für erhöhte Talsperre zu klein zu sein.	
2,2	4 000	—	—	—	—	Steilhängiges Einzugsgebiet.	(15)
34 000	4 000 000	—	—	—	—		(5)
—	1 470	38,2	690	815	15 800	$L = 2,8$ km, $H = 12,5$ m. Geringe Schwerstoffführung wegen ausgeglichenen	(16)
27	—	—	—	—	21 800	Gefälles des Flusses, außerdem α sehr klein.	
20	7 100	35,3	550	157	3 140	$N = 1503$ mm, $H = 34$ m. EG : Glaziale Ablagerungen, Dolomit und Kalkmergel.	(9)
—	—	51	698	—	830		(9)
38 000	121 000	15,1	180	3,95	150 000	$N = 860$ mm, $H = 54$ m, $L = 10$ km. EG : Tonschiefer, undurchlässig.	(17)
						Bodenbedeckung: Wald, Ackerland, Weiden.	

flüssen. Mit Berücksichtigung der Tatsache der Sohlenhebung oberhalb der Einmündungsstellen beträgt die Lebensdauer = 48 000 Jahre. — gehaltene Schwerstoffe. — ⁵⁾ Verlandung unterhalb des Stauziels.

Tabelle 1.

Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Fluß	Land	Einzugs-	Ur-	Beobachtungs-	Beob-	Ver-	MV je Jahr	M v
				gebiet F	sprüngl. Becken-					
				km ²	hm ³		jahre	hm ³	m ³	und km ²
44	Buckhorn	Buckhorn	Colorado, USA.	337	1,47	1907 bis 1925	18	0,695	38 600	114
45	Wetzmann	Gail	Österreich	324	0,60	1883 „ 1884	1	0,600	600 000	1852
46	Marklissa } Goldentraum }	Queis	Schlesien	{ 310 280	15 10,5	1905 „ 1930	25	0,188	7 500	24,2
						1924 „ 1933	9	0,077	8 600	30,7
Beide Becken zusammen				310	—	1905 bis 1933	28	0,265	9 500	30,7
47	White Rock	Wh. Rock Creek	Texas, USA.	295	24	1923 „ 1928	5	0,840	168 000	570
48	Pont	Armançon	Frankreich	275	5,3	—	50	0,075	1 500	5,5
49	Lake Wichita	Holliday Creek	Texas, USA.	179	17,22	1900 bis 1925	25	0,6	24 000	134
50	Breitenhain	Weistritz	Schlesien	146	8	1918 „ 1933	15	0,138	9 200	63
51	Tlélát	—	Algier	129	0,71	—	—	—	22 000	169
52	Dambal	—	Indien	111	3,22	—	48	0,57	11 900	107
53	Muchkundi	—	Indien	67	20	—	41	3,2	78 000	1160
54	Tarcento	Torre	Tirol	62	0,15	1896 bis 1908	12,5	0,15	12 000	193
55	(Wolfgangsee)	Zinkenbach	Österreich	56,8	619	1875 „ 1893	18	0,133	7 390	(130)
56	Grosbois	La Brenne	Frankreich	29,6	9,22	—	150	0,030	200	6,6
57	Lete	Lete	Italien	29	1	1911 bis 1928	17	0,014	820	28
58	Lavagnina	Gorzente	Italien	25,5	1,05	1884 „ 1904	20	0,400	20 000	800
59	Mavinkop	—	Indien	16,2	1,22	—	46	0,208	4 500	277
60	Pontebba	Vogelbach	Österreich	10,0	—	1862 bis 1880	18	0,280	15 500	1545
61	Brüx	Einsiedlerbach	Tschechoslow.	8,3	1,6	—	—	—	95	11,4
62	Tillot	Tillot	Frankreich	5,5	0,52	—	—	0,03	25	4,5
63	Saifnitz	Luscharibach	Österreich	4,4	0,03	1876	1	0,03	30 000	6820
64	Mc Kinney	—	Texas, USA.	3,6	0,015	—	10	0,015	1 480	410
65	Camperdown	Umlaasfluß	Südafrika	—	2,3	1902 bis 1918	16	1,23	77 000	—
						1918 „ 1926	8	0,39	49 000	—
						1902 bis 1926	24	1,62	68 000	—
66	Holtwood	Susquehannah	USA.	—	67,5	—	18	16	890 000	—
67	Bhatodi	Mehekari	Indien	—	4,32	—	50	3,22	64 000	—

Literatur: (1) Taylor, Silting of reservoirs. University of Texas Bulletin Nr. 3025, Austin 1930. — (2) Droschl in Ww. 1929, Heft 25. Paris 1925. — (6) Priv. Mitt. von Herrn Generaldirektor Ornig, Graz. — (7) Ludin, Die Wasserkraft, Berlin 1913, Springer. — (8) Buckley, (10) Bayer. Landesanst. f. Gewässer. in Bautechn. 1929. — (11) Priv. Mitt. von Herrn Generaldirektor Bachmann, Prov.-Elektr.-Werk Jahrb. 1930/31. — (14) Priv. Mitt. der Wasserwerksverwaltung Baltimore, Md. — (15) Haegelen in Weltkraftkonf.-Ber. Tokio 1929, Bd. II, S. 286. Bd. X, S. 298. — (19) Singer in Z. f. Gewässerkde., Bd. XI, S. 239. — (20) Selmo in Energ. Elett. 1930. — (21) Priv. Mitt. der Wasserwerks-Philadelphia. — (24) Priv. Mitt. des Govern-

oft wenig geschützte Schutthalden aus Bergbaubetrieben. So ist die starke Verlandung im Becken Holtwood am Susquehannah hauptsächlich darauf zurückzuführen. Die bis zu 18 m mächtigen Schlammablagerungen sind dabei so stark mit Kohle durchsetzt, daß man zur Zeit Untersuchungen darüber anstellt, ob es sich lohnt, diese aus dem Baggergut zu gewinnen.

b) Niederschlag und Abfluß. Hier ist es neben der Größe besonders die Verteilung der Niederschläge bzw. des Abflusses, die im besonderen Maße die Größe der Schwerstoffbildung beeinflusst.

c) Einfluß der Bodenart. Es sei nur herausgegriffen, daß alluvialer Boden eine größere spezifische Schwerstoffführung im Abfluß hervorruft als Fels, Sediment aller Art eine größere als Urgestein.

d) Einfluß der Bodenbedeckung. Aus einem mit Wald bestandenen Einzugsgebiet kann die Schwerstoffbildung fast bis auf Null zurückgehen, während Ackerland, besonders wenn es an Abhängen gelegen ist, oft sehr große Beiträge liefert.

e) Einfluß der Bodenfeuchtigkeit. Es wurde festgestellt, daß ein trockener Boden ungünstiger daran ist als ein genügend durch-

feuchterer, wie es ja auch bekannt ist, daß bei ein und demselben Einzugsgebiet die zweite Hochwasserwelle meist weniger Schwerstoffe mitführt als die erste. Darin findet wohl auch die Tatsache ihre Erklärung, daß besonders die Talsperren in Trockengebieten, wie z. B. jene in Algier oder Texas unter großen Verlandungsschwierigkeiten zu leiden haben.

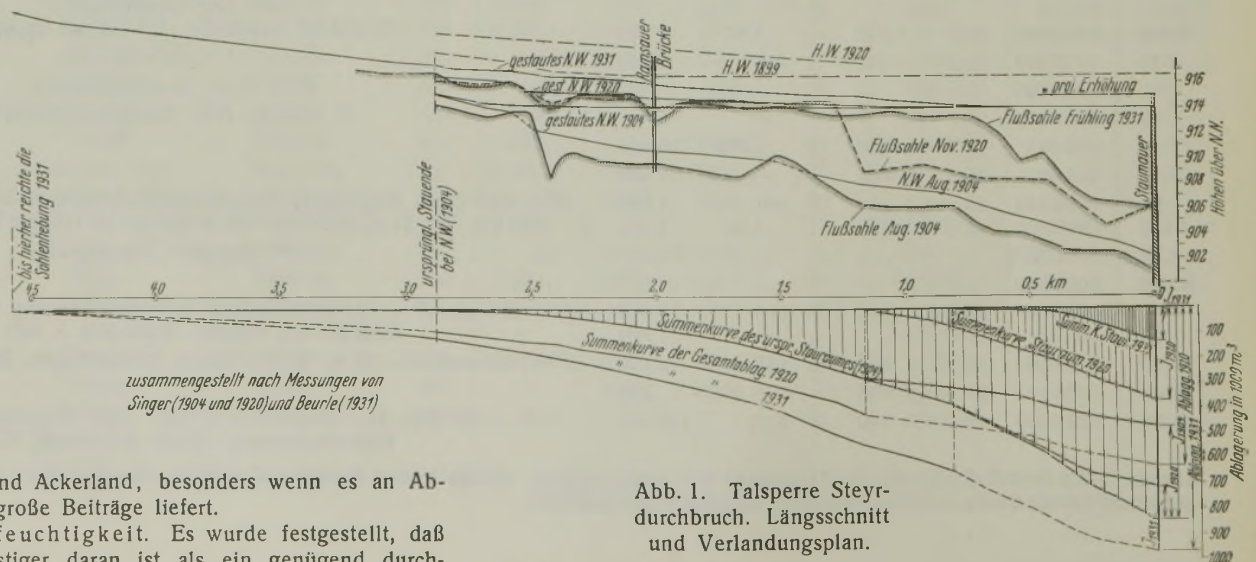


Abb. 1. Talsperre Steyrdurchbruch. Längsschnitt und Verlandungsplan.

(Fortsetzung.)

Lebensdauer I: MV	1000 s = I: F	Mq	MA	MA: I	MA: MV	Bemerkungen	Lit.
Jahre	mm	sl/km ²	hm ³				
38	4 350	—	—	—	—		(1)
1	1 950	36,7	374	620	620		(9)
—	—	17,4	170	11,3	22 500	EG: Zu 40% steilhängig. Geologie: Gneis in geschlossener Formation wasserundurchlässig. Bodenbedeckung: in höheren Lagen Wald, weiter unten Acker und Weide. Verbauungen. Mühlenwehre.	(11)
1 220	37 500						
—	37 500						
144	81 000	—	—	—	—	N = 870 mm, O = 550 ha, t _m = 4,35 m. EG: 75% Ackerland; hügelig, keine steilen Hänge.	(1)
3 500	19 270	5,3	46	8,7	495 000	N = 740 mm. EG: Vollständig bewaldet. Flußgefälle von der Quelle bis zur Mauer 3%. L = 6,15 km, H = 20 m, O = 74 ha, t _m = 7,15 m.	(4)
715	96 000	—	—	—	—	EG: Ziemlich flach; Ackerland und Weide. Ziemlich gleichmäßiger Abfluß. N = 650 mm.	(1)
870	55 000	13,6	63	7,9	6 850	EG: Meist steilhängig. Geologie: Gneis und Granit in geschlossener Formation. Sonst wie Marklissa, nur weniger verbaut.	(11)
32	5 500	—	—	—	—	H = 21 m. EG: Kalkstein.	(18)
270	29 000	—	—	—	—	Mehr als 300 Jahre alt. Nach rohen Schätzungen (Bohrungen) sind in den 300 Jahren schon 3,2 hm ³ abgelagert, d. s. 10 000 m ³ je Jahr.	(8)
257	300 000	—	—	—	—		(8)
12,5	2 400	57	112	740	9 250		(19)
84 000	10 900 000	36,2	64,7	0,105	8 800		(9)
46 000	311 000	12,2	11	1,2	55 000	N = 850 mm, H = 22,3 m, L = 2,5 km. EG: 30% Wald, 40% Ackerland, 30% Weide.	(4)
1 200	34 500	—	—	—	—	Von 1911 bis 1928 ununterbrochen im Betrieb, dann Entleerung notwendig, weil Schwierigkeiten mit Betriebseinrichtungen.	(20)
83	65 000	—	—	—	—	N = 1800 mm; H = 22,4 m. EG: Serpentin und teilweise Schiefer.	(5)
270	75 000	—	—	—	—		(8)
—	—	30,5	9,59	—	620	Verlandete in wenigen Jahren. Erbaut 1862. H = 15,1 m; 1866 erhöht auf H = 23,55 m.	(9)
16 800	193 000	13,2	3,4	2,13	36 000	N = 830 mm, H = 26 m, L = 0,69 km; EG: vollständig bewaldet.	(21)
20 800	94 000	5,2	0,9	1,73	36 000	N = 850 mm; L = 0,6 km, H = 9,2 m; EG: 0% Wald, 60% Ackerland, 40% Weide. Durchlässiger Kalkboden.	(4)
1	6 800	30	4,18	140	139	Murgänge.	(9)
10	4 100	—	—	—	—	EG: Ackerland. H = 5,4 m.	(1)
—	—	—	—	—	—		(22)
34	—	—	—	—	—		
76	—	—	35 000	520	39 000		(23)
67	—	—	8,35	1,93	130	N = 532 mm, H = 15,2 m. EG: hügelig, Ackerland.	(24)

— (3) Schreyer in Bautechn. 1931, S. 749. — (4) Priv. Mitt. der Commission Internationale des Gr. Barrages, Paris. — (5) Collet, Les Lacs, Irrigation Pocket Book, 4. Aufl., London 1928. — (9) Schoklitsch, Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken, Wien 1926, Springer. — Niederschlesien. — (12) Kurzmann, Beobachtungen über Geschiebeführung, München 1919. — (13) Schreitmüller u. Oexle in Wkr. — (16) Singer in Z. d. ÖIAV 1931, Heft 39/40. — (17) Priv. Mitt. der Rurtalsperrengesellschaft Aachen. — (18) Steinert in Z. f. Gewässerkd., verwaltung Brüx. — (22) Persönl. Mitt. von Privatdoz. Dr. Keller. — (23) Priv. Mitt. von Ing. Gysiger, Pennsylvania Water & Power Co., ment of Bombay, Publ. Works Department.

3. Schwerstofftransport im Flußbett.

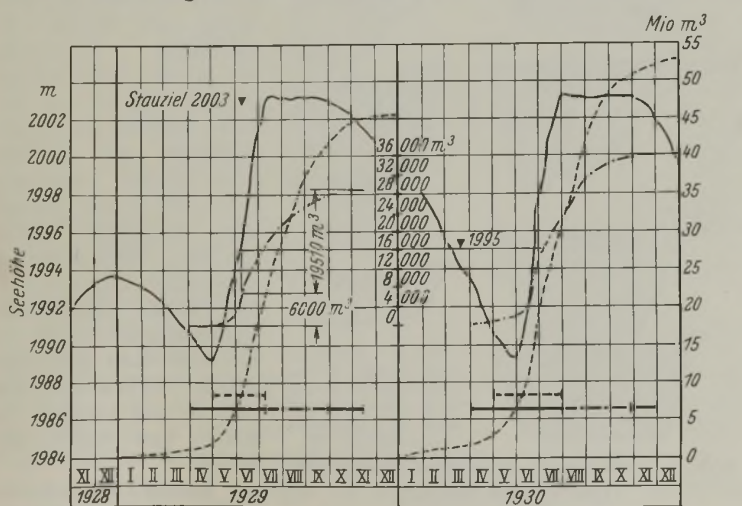
Das Flußbett bildet die Transportbahn für die Abfuhr der im eigentlichen Einzugsgebiet gebildeten Schwerstoffe. Dieser Transport geht aber nicht vor sich, ohne daß an der einen Stelle von der Schwerstofffracht manches verloren geht, an der anderen Stelle hinwiederum aus dem

Flußbett heraus neue Beiträge geliefert werden. Verluste entstehen beim Durchfluß durch Seen oder Aufhöhungsstrecken. Schwerstoffe kommen neu hinzu in Eintiefungsstrecken des Flußbettes, was besonders hinter Seen oft geologische Zeiträume hindurch der Fall sein kann.

Während bisher die verschiedenen Einflüsse des eigentlichen Einzugsgebiets und des Transportmittels „Flußbett“ auf die Schwerstofffracht behandelt wurden, soll hier noch kurz darauf hingewiesen werden, daß diese so beeinflusste Fracht hinwiederum an einer bestimmten Stelle die Flußbettausbildung in Längs- und Querprofil beeinflussen wird. Infolge der geringen bisherigen Kenntnisse über Schwerstofffrachten kann man nur andeutungsweise folgern, daß bei ausgeglichenem Flußlängsprofil besonders das Gefälle an einer bestimmten betrachteten Stelle die ganzen obengenannten Einflüsse widerspiegeln wird. Das stimmt aber wohl, wie gesagt, nur bei ausgeglichenen Längsprofilen, d. h. wenn die Fließverhältnisse so sind, daß der Fluß an jeder Stelle des Längsprofils gerade die aus dem Einzugsgebiet bis zu diesem Punkte anfallenden Schwerstoffe weiter zu befördern vermag, so daß innerhalb längerer Zeit weder Aufhöhung noch Eintiefung des Bettes eintritt. In diesem Falle kann man wohl aus einer Betrachtung der Gefällverhältnisse auf die Schwerstofffracht schließen. Wechseln jedoch Schwerstoffablagerungs- mit Schwerstoffbildungsstrecken ab, so kann zu Beginn einer Ablagerungsstrecke bei geringem Gefälle die Fracht sehr viel größer sein als etwa zu Beginn einer Schwerstoffbildungsstrecke (hier ist Schwerstoffbildung durch Eintiefung des Flußbettes gemeint) bei weit größerem Gefälle, alle sonstigen Verhältnisse gleich vorausgesetzt. Transportfähigkeit darf also nicht verwechselt werden mit wirklichem Transport.

4. Formelmäßige Erfassung der Einflüsse.

Es wäre natürlich sehr wichtig, sowohl zur Lösung der Talsperren-Verlandungsprobleme als auch für viele sonstige Aufgaben des Fluß-



Feine Linien: voll = Seeständlinien, gestrichelt = Zuflußsummenlinien, Strichpunkte = Schwerstoffsummenlinien. Kräftige Linien: voll = Auflandung im tieferen Seebecken, Strichpunkte = Auflandung im Delta des Zubringers, gestrichelt = Abtrag im Delta des Zubringers.

Abb. 2. Verlandungsverhältnisse des Taueremoossees in den Jahren 1929/30. (Jahrb. Geol. Bundesanstalt 1932.)

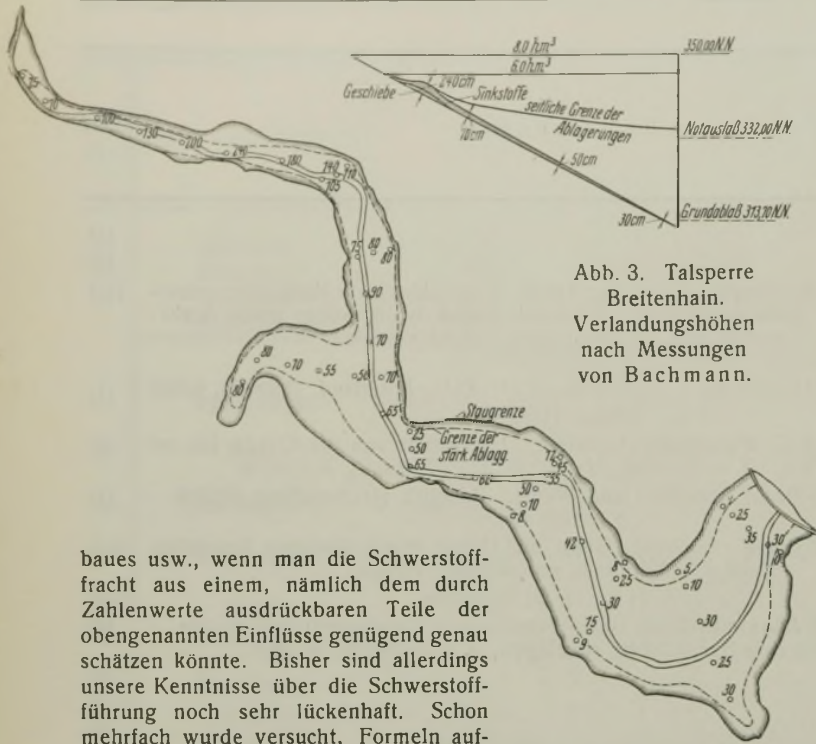


Abb. 3. Talsperre Breitenhain. Verlandungshöhen nach Messungen von Bachmann.

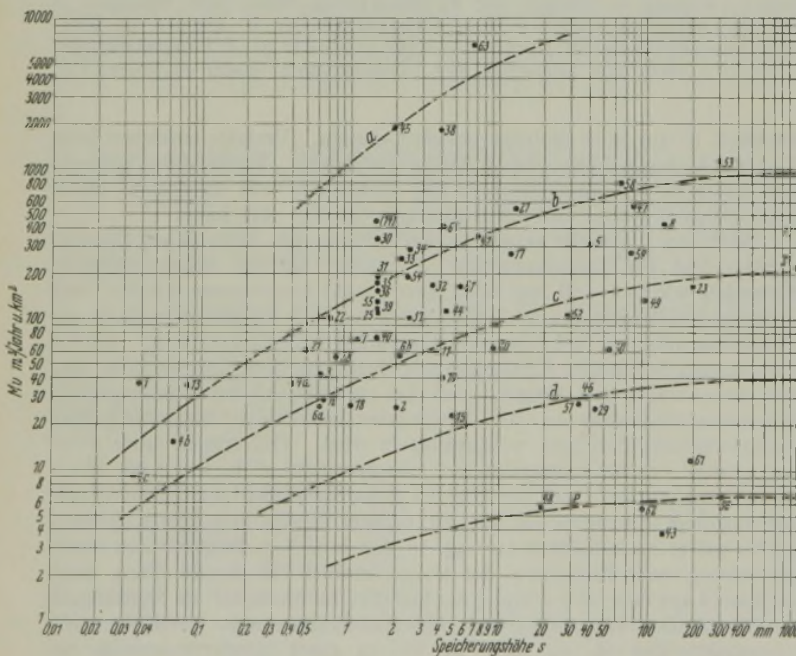
baues usw., wenn man die Schwerstofffracht aus einem, nämlich dem durch Zahlenwerte ausdrückbaren Teile der obengenannten Einflüsse genügend genau schätzen könnte. Bisher sind allerdings unsere Kenntnisse über die Schwerstoffführung noch sehr lückenhaft. Schon mehrfach wurde versucht, Formeln aufzustellen, die eine Schätzung erlauben sollen, aber die Unterlagen zur Aufstellung solcher empirischer Formeln sind heute noch sehr ungenügend, so daß die Formeln sich meist nicht auf die gesamte Schwerstofffracht, sondern nur auf die Geschiebefracht erstrecken.

In den bekannten Formeln für die Geschiebe- (nicht Schwerstoff-) fracht an einem bestimmten Punkte eines Flußlaufs tritt, wie schon angedeutet, besonders das Gefälle an diesem Punkte als besonderer Faktor auf. Die bekanntesten dieser Formeln sind:

$$\begin{aligned} \text{Schoklitsch}^3): & G = \varphi \Sigma (Q - Q_0) J^2 \\ \text{Kreuter}: & G = \kappa_1 A J^{3/2} \\ \text{Wilhelm}: & G = \kappa_2 Q_m J. \end{aligned}$$

In den Formeln bedeuten Q = sekundlich abfließende Wassermenge, Q_0 = Wassermenge bei anfangender Geschiebebewegung, J = mittleres Gefälle an der betreffenden Stelle, A = Jahresabfluß in m^3 , Q_m = mittlere

³⁾ In einem neueren, ebenso wie die vorstehende Formel aufgebauten Ausdruck von Schoklitsch ist φ als Funktion der Geschiebebeschaffenheit ausgedrückt, während der Exponent von J jetzt $3/2$ beträgt; Wkr. u. Ww. 1934, H. 4.



Die roh eingezeichneten Lekturkurven deuten an:
a Ausnahmefälle: Erfassung nur eines kurzen Zeitraumes mit außergewöhnlich starken Niederschlägen. Teilweise Murgänge.
b Sehr starke Verlandung: Reibende Gebirgsflüsse, deren Zubringer nicht oder nur gering verbaut sind. Flüsse in ariden Gebieten, Westamerika und Algier.
c Starke Verlandung: Gebirgsflüsse mit etwas verbaumtem Einzugsgebiet; indische Talsperren; Mittelgebirge steilhängig, entwaldet.
d Mittelgebirge, stelle Hänge; wenig Wald, u. a. Schlesische Talsperren.
e Mittelgebirge, weniger steil; dicht mit Wald bestanden, u. a. die meisten deutschen Talsperren.

Abb. 4. Jährliche Verlandung je km^2 des Einzugsgebietes in Beziehung zur Speicherungshöhe s dargestellt.

Abflüßmengen in m^3/sek , κ_1 , κ_2 entsprechende Beiwerte, G = Geschiebefracht.

Daß die Berücksichtigung des J nur bei ausgeglichenem Längsprofil des Flußlaufs einen Wert hat, wurde bereits erwähnt. Die beiden letzten Formeln erfassen zudem nur die Größe, fälschlicherweise aber nicht die Verteilung des Abflusses, was viel besser in der Formel von Schoklitsch zum Ausdruck kommt. Aus diesen kurzen Überlegungen geht hervor, daß zur Herleitung brauchbarer Beziehungen zwischen den obengenannten Eigenschaften und der Schwerstofffracht es noch an genügenden Meßergebnissen mangelt. Die Ermittlung der Schwerstofffracht steckt noch in den ersten Anfängen. Sie ist an einem Flußlauf von der Quelle bis zur Mündung, soviel der Verfasser weiß, noch nirgends ermittelt, zumal man erst in neuester Zeit daran geht, brauchbare Meßgeräte auszuarbeiten.

Bisher war immer von Schwerstofffracht die Rede, also von den Mengen. Über die Zusammenhänge zwischen der Beschaffenheit des Einzugsgebiets und den Eigenschaften der Schwerstoffe und daraus folgende Beeinflussung der Verlandungsgröße wird später berichtet.

IV. Umfang der Verlandung und Einflüsse des Beckens darauf.

Nachdem bisher die Schwerstofffracht betrachtet wurde, die gleichbedeutend ist mit der Ablagerung in einem unendlich großen Becken, soll jetzt untersucht werden, wieviel davon in einem Becken je nach Größe, Lage, Form und Betriebsart zur Ablagerung gelangt.

1. Größe des Beckens.

Der zur Verlandung gelangende Anteil α der Schwerstofffracht wächst mit der relativen Größe des Beckens, die in der Tabelle 1 durch die Speicherungshöhe s für die verschiedenen Becken errechnet wurde (Abb. 4). Man hätte die relative Größe auch festlegen können durch das Verhältnis zwischen mittlerer Jahresabflußmenge und Beckeninhalte, das aber den weiteren Überlegungen nicht zugrunde gelegt wurde nur deswegen, weil diese Daten bei den meisten Beispielen nicht feststellbar waren. Zur Veranschaulichung der Größenunterschiede seien nur folgende Beispiele genannt: die Saalach-Talsperre kann durch den mittleren Jahresabfluß 355mal gefüllt werden, dagegen die Elephant-Butte-Talsperre nur 0,46mal. Während bei der einen fast dauernd in irgendeiner Weise Wasser abfließt, ist das bei der andern manchmal viele Monate hindurch überhaupt nicht der Fall, jede Art der Schwerstoffe wird also in diesem Falle zurückgehalten.

Während die gröberen, als Geschiebe mitgeführten Stoffe fast in jedem Falle zur Ablagerung kommen, sind es die Sinkstoffe, die nur zu einem Teil im Becken verbleiben. Eine überschlägige Berechnung, um welche anteiligen Mengen es sich dabei handelt, läßt sich unter Zugrundelegung einer Siebkurve der Sinkstoffe mit Hilfe der zu den einzelnen Korngrößen gehörigen lotrechten Fallgeschwindigkeiten in Wasser und den zu einem bestimmten Durchfluß gehörigen mittleren Fließgeschwindigkeiten anstellen. Eine solche Berechnung vernachlässigt natürlich die Turbulenz und ferner die bei großen Querschnitten unter Umständen sehr ungleiche Verteilung der Fließgeschwindigkeiten. Im folgenden seien einige Beispiele für die Größe des Wertes α in Abhängigkeit von der Speicherungshöhe s mitgeteilt.

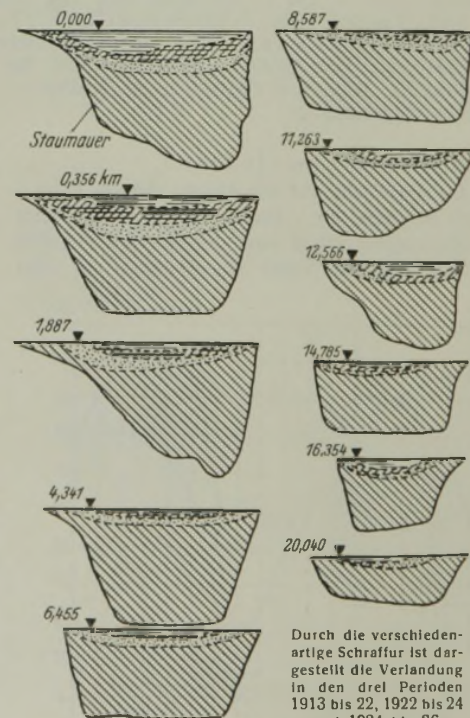


Abb. 5. Verlandung des neuen Austin-Sees. Querschnitte (Taylor).

Bei der Austin-Talsperre am Colorado (Abb. 5) betrug nach Tabelle 1 die spezifische Verlandung $43,5 m^3/km^2$ und ging später auf $37,2 m^3$ und darunter, während die Schwerstofffracht des Colorado nach neueren Messungen i. M. $228 m^3/km^2$ beträgt, das entspricht einem $\alpha < 20\%$. Dabei schwankte s zwischen 0,62 und 0,40. Mit weiter zunehmender Verlandung ($s = 0,065$ und $s = 0,035$ mm) ging dann Mv auf $15,2$ bzw. $9,2 m^3/km^2$ zurück, was einem α von $6,65\%$ bzw. $4,03\%$ entspricht.

In dem kleinen Becken Kallnach an der Aare hat

man nach Collet folgende Werte v gemessen:

1914: $140 m^3/km^2$	1916: $120 m^3/km^2$	1918: $89 m^3/km^2$	} Mittel 1914 bis 1919 = $125 m^3/km^2$.
1915: $186 m^3/km^2$	1917: $120 m^3/km^2$	1919: $94 m^3/km^2$	

Im Jahre 1919 wurden nach Collet, einen beträchtlichen Teil des Kallnacher Einzugsgebiets erfassend, Sinkstoffmessungen an der Sarine ausgeführt, die umgerechnet auf Ablagerungsraum $206 \text{ m}^3/\text{km}^2$ ergaben. Nach Schätzungen von Collet befinden sich in den 94 m^3 rd. 34 m^3 frühere Sinkstoffe und 60 m^3 Geschiebe, so daß man sagen kann, daß 1919 von $S = 206 + 60 = 266 \text{ m}^3$ nur $\approx 94 \text{ m}^3$, das ist $\alpha \approx 35\%$ zur Ablagerung kamen ($s^4 = 1,32 \text{ mm}$).

Das kleine Staubecken Kallnach liegt unmittelbar oberhalb der Einmündung der Aare in den Bieler See. Die vor Errichtung des Beckens Kallnach im Bieler See gemachten Deltamessungen ergaben ungefähr gleiche Massen wie bei Kallnach, so daß man in diesem Falle mit der Deltamessung ≈ 35 bis 40% der Schwerstofffracht erfaßt hat.

Bei der Saalach-Talsperre stellte man fest, daß sich 1929 von $170\,000 \text{ m}^3$ Schwerstoffen $97\,700 \text{ m}^3$ ($\alpha = 57,5\%$) absetzten und 1930 von $190\,000 \text{ m}^3$ Schwerstoffen $109\,000 \text{ m}^3$ ($\alpha = 57,4\%$). Dort betrug s anfangs $= 3,5 \text{ mm}$, später entsprechend weniger.

Bei Cisonm stellte man eine Schwerstoffführung von $400 \text{ m}^3/\text{km}^2$ fest, während Mv nur $355 \text{ m}^3/\text{km}^2$ ausmachte, das ist 89% , hier beträgt $s = 7,1 \text{ mm}$.

Der Verlandungsanteil α kommt um so näher an 100% heran, je weniger Verlandungsspuren vor der Sperrmauer selbst anzutreffen sind. So sind die Ablagerungen bei dem langgestreckten Becken Goldentraum⁵⁾ in Schlesien im oberen Teil bis zu $0,35 \text{ m}$ hoch und nehmen bis zur Mitte auf eine kaum wahrnehmbare Höhe ab, um vor der Mauer ganz zu verschwinden. Bei der Talsperre Mauer a. Bober jedoch ist anzunehmen, daß trotz des großen $s = 41,5 \text{ mm}$, wenigstens vor Erbauung der oberhalb gelegenen Becken, noch ein beträchtlicher Teil der Schwerstoffe das Becken verließ, weil vor der Mauer noch Ablagerungsdicken bis zu $0,50 \text{ m}$ anzutreffen sind. Die neuerlich oberhalb erbauten kleineren Talsperren Boberröhrsdorf und Boberullersdorf haben geringeres α . Nehmen wir an (s. Tabelle 1), daß $MV = 30\,500 \text{ m}^3$ ungefähr 80% der Schwerstofffracht des Bober für $F = 1200 \text{ km}^2$ umfaßt, so ist für Boberröhrsdorf $S = \frac{1060}{1200} \cdot \frac{1}{0,80} \cdot 30\,500 = 33\,800 \text{ m}^3$. Bei $s = 0,47 \text{ mm}$ beträgt dann für dieses Becken $\alpha = \frac{14\,700}{33\,800} \cdot 100 = 42,5\%$, was mit den oben angegebenen Werten gut übereinstimmt.

Wie zu erwarten war, finden wir mit wachsendem s eine Zunahme des Verlandungsanteils an der gesamten Schwerstofffracht. Allerdings sind in den Werten auch die Beckenform, die Betriebsart und die Korngrößenverteilung der Schwerstoffe enthalten. Je weiter die Verlandung, besonders in einem Becken mit kleiner Speicherungshöhe, fortgeschritten ist, um so kleiner ist der Anteil der zur Verlandung gelangenden Massen (s. Kapitel V).

Auch bei später vorgenommenen Vergrößerungen von Staubecken durch Erhöhung des Stauwerks nimmt α zu. Siehe in Tabelle 1 die Zunahme des V von $1,5 \text{ hm}^3$ auf $3,3 \text{ hm}^3$ bei McMillan. Die in den letzten zehn Jahren wiederum verringerte Verlandung ist durch einen oberhalb inzwischen entstandenen Kiesfang in Form von Tamariskenwäldungen hervorgerufen.

2. Form des Beckens.

Bei sehr großem s ist die Form von keinerlei Einfluß auf die Größe. Bei kleinen Becken jedoch, wo entsprechend große Mengen Sinkstoffe mit dem Abfluß abgehen können, ist zwar die Geschiebeablagerung bei Becken gleicher Größe unter gleichen Bedingungen von der Form nicht beeinflusst, wohl aber die Menge der abgeführten Sinkstoffe, dies aber auch nur geringfügig, denn z. B. ist bei kurzen, tiefen Becken der waagerechte Weg, den die Sinkstoffe zurücklegen müssen, um schwebend bis zur Mauer zu gelangen, kleiner, dafür aber auch die waagerechte Geschwindigkeit kleiner, während bei langen, dafür aber weniger tiefen Becken der Weg, den die Teilchen schwebend bis zur Mauer zurücklegen müssen, wohl länger ist, dafür aber auch die waagerechte Geschwindigkeit größer. Die Verhältnisse sind allerdings nicht so einfach zu erfassen, denn die Ablagerung der Sinkstoffe wird verzögert durch die Turbulenz des Wassers. Durch die Tatsache, daß das mit Sinkstoffen beladene spezifisch schwerere Flußwasser sich beim Einfluß unter das geklärte Talsperrenwasser schiebt, ergibt sich eine geringere Falltiefe, auf der anderen Seite aber wiederum eine erhöhte waagerechte Geschwindigkeit für die Sinkstoffteilchen.

Bei einem Vergleich von kurzen, breiten Becken mit langen, schmalen ist darauf zu achten, daß bei dem ersten, dem kurzen Weg nicht auch eine entsprechend verringerte Fließgeschwindigkeit entspricht, da man annehmen muß, daß das Wasser nur in einem Streifen vom Einlauf zum Stauwerk sich in stärkerer Bewegung befindet, während das seitliche Wasser an der Bewegung nicht oder nur wenig beteiligt ist.

Für die Spülung dagegen ist die Form von größerer Bedeutung (s. Kapitel VI).

⁴⁾ Nur für den nicht von Seen erfaßten Teil des Einzugsgebiets.

⁵⁾ Nach dankenswerterweise erteilten eingehenden Auskünften von Generaldirektor Bachmann.

3. Lage des Beckens am Fluß.

Der zur Ablagerung kommende Anteil α hängt besonders auch von den aus den verschiedenartigen geographischen usw. Verhältnissen sich ergebenden Eigenschaften der Schwerstoffe ab, von der Kornzusammensetzung, der Form, ob eckig oder rund, der Schwere usw. So steht fest, daß bei zwei Becken mit derselben Speicherungshöhe und denselben Mengen zugeführter Schwerstoffe, das weiter oben am Flußlauf liegende Becken mehr der Verlandung ausgesetzt ist als das untere, weil die Schwerstoffe nach unten hin feiner werden, also dort mehr Stoffe bei der Mauer abgeführt werden können.

Leider liegen bisher nur zu wenig Beobachtungen vor, um vergleichend diesen Einfluß untersuchen zu können. Erwähnt sei nur noch die interessante Beobachtung, die bei Staubecken in Südafrika gemacht wurde, daß im Wasser enthaltene Salze, wenn das Wasser lange unbenutzt steht und der Salzgehalt bei starker Verdunstung sehr zunimmt, den Niederschlag der in Schwebelage gehaltenen feinen Stoffe hervorrufen, weshalb dort für eine, wenn auch geringe durchwirbelnde Strömung am besten durch tiefliegende Auslässe gesorgt werden muß⁶⁾.

4. Betrieb des Beckens.

Der Anteil der zur Verlandung gelangenden Schwerstofffracht wird auch maßgebend durch den Betrieb des Staubeckens bestimmt, worunter solche Maßnahmen für den Abfluß des Wassers aus dem Becken verstanden sein sollen, die im Wasserwirtschaftsplan festgelegt sind, nicht eigens auf die Spülung hinzielen (wie das später in Kapitel VI besonders besprochen wird), die aber durch die Betriebsart das Absetzen eines Teils der Schwerstoffe überhaupt verhindern oder bereits abgesetzte Massen wieder in Bewegung bringen. Es sind dies die Hochwasserentlastung durch Überfälle bzw. durch tiefliegende Auslässe und die Entnahme.

Der Verlandungsanteil der Schwerstoffe ist um so stärker, je vollkommener der durch die Talsperre hervorgerufene Ausgleich der Wassermengen mit ihren großen Schwerstoffmassen vollständig aufgefangen, während der ausgeglichene Abfluß nur geringe Mengen Sinkstoffe enthalten wird. Je mehr jedoch die Abflußkurve von der fast geradlinigen Form abweicht und den Hochwasserspitzen des Zuflusses folgt, um so geringer ist der Verlandungsanteil. Auch ist es natürlich wichtig, wie die Hochwasserentlastung bewirkt wird, ob durch einen Überfall, der bei großer Strahlstärke allerdings manchmal auch erhebliche Sinkstoffmengen abführen kann, oder durch tiefliegende Auslässe, die bei entsprechender Größe immer wirksamer sind als Überfälle, oder ob durch Ziehen beweglicher Verschlüsse, wie bei Wehren, fast der ganze ursprüngliche Flußquerschnitt für die Hochwasserabführung freigegeben werden kann.

V. Verlandungsgrad und Lebensdauer.

1. Abnahme des Verlandungsgrades mit zunehmender Auffüllung des Stauraums.

Den entwerfenden Ingenieur interessieren natürlich in erster Linie die Fragen nach dem Verlandungsgrad und der Lebensdauer eines Staubeckens, d. h. er will wissen, welcher Anteil seines Stauraums ihm jährlich verloren geht und wieviele Jahre sein Speicher praktisch brauchbar ist.

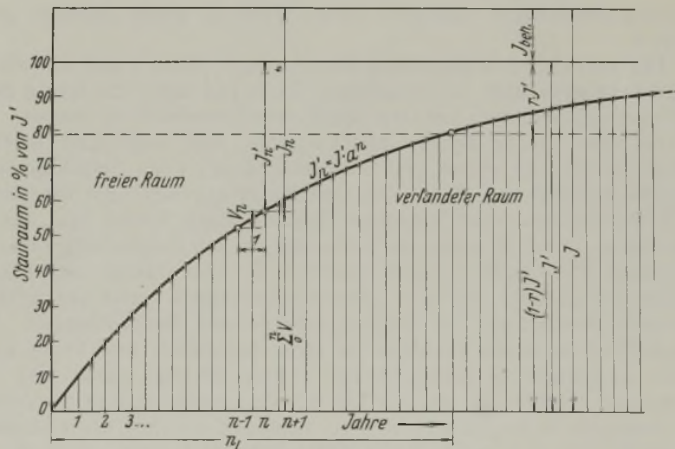


Abb. 6. Verlandungsdiagramm.

Nach den vorstehenden Ausführungen nimmt bei ein und demselben Becken mit zunehmender Auffüllung und entsprechend abnehmenden s der Wert α stetig ab, bis er auf Null sinkt, wenn der Beharrungszustand erreicht ist. Tragen wir also die Summenkurve des verlandeten Stauraums auf, so erhalten wir eine Kurve, deren anfänglich steile Tangenten immer flacher verlaufen, bis die Kurve sich asymptotisch der Waagerechten in der Höhe des Beharrungsinhalts nähert (Abb. 6). Der Beharrungsinhalt J_{beh} entspricht einem bestimmten Beharrungszustand, bei

⁶⁾ Kanthack, Principles of Irrigation Engineering. London 1924.

dem über längere Zeiträume hin keine Verlandung mehr eintritt. Der Beharrungsinhalt hängt natürlich von den Eigenschaften der Schwerstoffe und des Beckens ab, vor allem vom Betriebe des Beckens. Denkt man sich z. B. den aus vielen Gründen praktisch nicht möglichen Zustand, daß man nur vollkommen reinen Zufluß speichern würde und jeden schwerstoffführenden Zufluß ohne jeden Stau durchfließen lassen würde (etwa, indem man jedesmal das ganze Stauwerk fortnehme), so wäre der Beharrungsinhalt gleich dem ursprünglichen. Je öfter daher das Becken leer ist und je weniger gestaut bei genügender Größe der Auslässe der Zufluß dieses durchströmen kann, um so größer wird der Beharrungsinhalt sein. Der Beharrungsinhalt bildet u. a. auch einen um so größeren Teil des ursprünglichen Inhalts, je kleiner die Speicherungshöhe s ist.

Die natürlich meist sehr unregelmäßig verlaufende Verlandungssummenkurve — kann doch ein einziges Hochwasser ein stärkeres Anwachsen hervorrufen, als in gleichmäßigeren Abflußperioden der Zufluß mehrerer Jahre — kann für praktische Zwecke wohl durch eine theoretische Kurve mit der Gleichung

$$(1) \quad I_n' = I' a^n$$

ersetzt werden. In dieser Gleichung bedeuten I_n' = nicht verlandeter Speicherraum nach n Jahren als Anteil des Raums $I' = I - I_{\text{beh}}$, $r I'$ = Restinhalt, bei dem das Speicherbecken praktisch unbrauchbar geworden ist und als Speicher aufgegeben wird, a = Verlandungsgradkoeffizient, n = Anzahl der Jahre seit Betrieböffnung bis zu dem betrachteten Zeitpunkte.

Nach dieser Gleichung beträgt die Verlandung im n -ten Jahre:

$$(2) \quad V_n = \frac{dI_n'}{dn} = I' a^n \ln a.$$

Weil immer $a < 1$ ist, nimmt V_n ab.

Der Verlandungsanteil α der Schwerstofffracht beträgt im n -ten Jahre

$$(3) \quad \alpha_n = \frac{I'}{S} \cdot a^n \ln a.$$

Der Verlandungsgrad g_n im n -ten Jahre beträgt, auch entsprechend abnehmend,

$$(4) \quad g_n = \frac{V_n}{I'} = a^n \ln a.$$

2. Lebensdauer.

Die Lebensdauer errechnet sich aus Gl. (1)

$$I_{n_L}' = r I' = I' a^{n_L} \quad \text{zu}$$

$$(5) \quad n_L = \frac{\log r}{\log a}.$$

r ist durch die Betriebsverhältnisse gegeben, a ist entweder beim Entwurf eines Speicherbeckens aus ähnlichen Beispielen zu schätzen oder nach einer Beobachtung von n Jahren aus Gl. (1) zu errechnen.

$$(6) \quad a = \sqrt[n]{\frac{I_n'}{I'}}.$$

Verfasser errechnete als Werte für a bei

Austin	$a = 0,75$
Saalach	$a = 0,92$
Lake Penick	$a = 0,948$
Lake Worth	$a = 0,973$
Keokuk	$a = 0,989$.

Kleine Lebensdauern bedeuten kleine Werte a , große dagegen große Werte a .

Die vorstehend angegebenen Berechnungsverfahren sind nur als ein erster Lösungsversuch zu betrachten. Es liegen bisher zu wenig Beobachtungsergebnisse vor, um jetzt schon verallgemeinern zu wollen.

Bei sehr großen Becken bleibt α wohl sehr lange Zeit hindurch konstant $\approx 1,0$. Es nimmt erst entsprechend ab, wenn Sinkstoffmengen über den Überfall bzw. durch den Grundablaß abgehen. Bei Berechnung der Lebensdauer wurden künstliche Eingriffe durch Spülen usw., die um so wirksamer sind, je weiter die Verlandung schon fortgeschritten ist, vernachlässigt. Es wurde daher in Tabelle 1 die Lebensdauer auch nur berechnet als Quotient aus dem ganzen Beckeninhalte I und der mittleren jährlichen Verlandung der bisher vorliegenden Beobachtungen. Die Lebensdauer ist dabei einestils zu klein angegeben, weil keine später weiter fortschreitende Abnahme des α berücksichtigt wurde und weil dabei nicht beachtet ist, daß ein Teil der Verlandungsmassen ja oberhalb des Stauzieles zu liegen kommt, also nicht den ursprünglichen Stauraum einengt (s. Abb. 1), was aber zum Teil wieder rückgängig gemacht wird dadurch, daß I statt $r I'$ eingesetzt wurde.

Es sollen einige Beispiele für vollständige Verlandung des Raumes I' und die Erreichung eines gewissen Gleichgewichtszustandes folgen:

Beim schon früher erwähnten neuen Austin-See ist jetzt nur noch ein verhältnismäßig kleiner Raum, der sich auf die ganze Länge der Talsperre erstreckt, nicht verlandet.

Bei der Wehranlage Chèvres an der Rhone, die nach zehn Betriebsjahren außer einem Durchflußbett vollständig verlandet ist, wird nun nicht nur der Sand, sondern auch der Kies wie früher im Rhonebett abgeführt, und es ergibt sich für die unterhalb liegende Anlage Chancy-Pougny dasselbe Schicksal.

Es ist wohl meist so, daß sich in einem weit fortgeschrittenen, aber nicht endgültigen Verlandungszustand für die Geschiebeablagerungsstrecken an der Einflußstelle ein anderer Gleichgewichtszustand einstellen wird als für die weiter zum Stauwerk liegenden Sinkstoffablagerungsstrecken. So nimmt man bei dem Stauwehr Faal an der Drau⁷⁾ an, daß für die ersteren der Beharrungsdurchflußquerschnitt $\approx 300 \text{ m}^2$ und für die letzteren $\approx 500 \text{ m}^2$ betragen wird.

In geologischen Zeiträumen gesehen bedeutet ein natürlicher oder künstlicher See nur eine kurzfristige Störung des Gleichgewichtszustandes des Flußlaufes, die durch Auffüllung beseitigt wird. Collet⁸⁾ sagt das mit den Worten: „Die Geschichte eines Sees ist die Geschichte seines Sterbens.“

Innerhalb beachtlich kurzer Zeiträume verschwinden auch natürliche Seen. So erwähnt Krebs⁹⁾ eine 1774 herausgegebene Karte Tirols, die noch über hundert seither verschwundene Seen enthielt. Nach ihm deuten auch die vielen Orts- und Flurnamen wie Seeboden, Seealp, Seeburg, Seewiese auf das Bestehen früherer Seen hin. Gerade jene Becken, die von großen Flüssen durchmessen wurden (geringes s), verschwanden zuerst (Rosenheimer und Salzburger See), während die größeren Seen, die noch bestehen (Wörther See, Achensee, Zellersee, Ossiacher See u. a.) kleinere Zuflüsse aufweisen.

Das Delta der Rhone im Genfer See ist seit altrömischer Zeit um ungefähr 2 km weiter vorgerückt; soweit liegt die damalige Hafenstadt Valesia, jetzt Port Valais, vom See entfernt. Wenn die Verlandung so weiter fortschreitet, wird in $\approx 48\,000$ Jahren der See aufgefüllt und in eine Alluvialniederung umgewandelt sein.

Die meisten Talsperren erleiden glücklicherweise innerhalb der gebräuchlichen Abschreibungsperioden keine empfindliche Verringerung ihres Inhalts. Daher ist eine viel später eintretende vollständige Verlandung kein Verlust investierten Kapitals mehr. Sie bedeutet aber — und das kann weit wichtiger sein — für die späteren Generationen in dem betreffenden Gebiete den Verlust der günstigen Staustelle.

Besonders für die in ariden Gebieten erbauten Bewässerungstalsperren, die, wie erwähnt, besonders stark der Verlandung ausgesetzt sind, erhebt sich die Frage: soll nach Hunderten von Jahren die künstliche Bewässerung einfach durch Versagen der Wasserspeicher aufhören und das fruchtbare Kulturland wieder zur Wüste werden?

Welche Mittel zur Verfügung stehen, um in schwierigen Fällen den Verlandungsfortschritt zu hemmen, soll im folgenden Abschnitt gezeigt werden.

VI. Schutz der Speicherbecken vor Verlandung.

1. Allgemeines.

Die Schutzmaßnahmen kann man in drei große Gruppen einteilen, deren erste überhaupt den Eintritt der Schwerstoffe in das Becken verhindern oder vermindern soll: Verbauung des Einzugsgebiets und Schutzdamm. Die zweite Gruppe bewirkt den Schutz durch Herausnahme schon zur Verlandung gelangter Schwerstoffe: Spülungen und Baggerungen. Die dritte Gruppe besteht in der Rücksicht auf die Verlandung im Entwurf durch die Bereitstellung eines entsprechenden Verlandungsraums oder in einer vorgesehenen Erhöhung.

2. Verbauung im Einzugsgebiet.

Als sehr gutes und besonders bei Talsperren im Hochgebirge bewährtes Mittel gilt die Verminderung der Schwerstoffbildung im Abbruchgebiet nach den Verfahren der Wildbachverbauung. Weil sich diese Bauten auf eine sehr große Flächenausdehnung erstrecken, sind sie zugleich ein überaus teures Mittel zur Erhöhung der Lebensdauer eines Speichers. Eine vollständige Abstopfung der Schwerstoffbildung im Abbruchgebiet ist selbstverständlich unmöglich, aber auch wenn sie möglich wäre, wäre sie nicht anzuraten, denn sie stört das Gleichgewicht des Flußlaufes. Jede Änderung der Mengen der zu transportierenden Stoffe wird nämlich vom Flusse selbst beantwortet mit einer entsprechenden Änderung der Transportbahn nach Gefälle und Querschnittsverhältnissen. Eine Verminderung der Schwerstoffzufuhr oberhalb bedeutet für einen bestimmten Punkt am Mittellauf eines Flusses dasselbe wie eine Begradigung unterhalb dieses Punktes, nämlich Eintiefung des Bettes. Liegt das heutige Flußbett, wie oft, auf große Strecken auf einem schottergefüllten diluvialen Bett, so bedeutet die Abstopfung der Geschiebebildung im Abbruchgebiet unterhalb einer bestimmten Grenze hinab keine Verminderung des Schwerstofftransportes im Mittellauf mehr, da der Fluß aus diesem Vorrat geologische Zeiträume hindurch Schwerstoffe entnehmen kann.

Die für ein bestimmtes Gebiet vorgesehenen Verbauungsarbeiten ziehen sich meist durch viele Jahre hin. Die noch nicht wirksam genug durchgeführte Verbauung kann ein Grund sein, den Bau einer Talsperre oft um Jahrzehnte hinauszuschieben.

⁷⁾ Droschl, Das Elektrizitätswerk Fala an der Drau. Ww. 1929, H. 25.

⁸⁾ Collet, La charriage des alluvions dans certains cours d'eau de la Suisse. Ann. Schweiz. Landeshydrogr., 2. Bd., Bern 1916.

⁹⁾ Krebs, Länderkunde der österreichischen Alpen. Stuttgart 1913.

In einer Wirtschaftlichkeitsberechnung für die Aufforstung im Einzugsgebiet eines Speicherbeckens im Südosten der V. St. A.¹⁰⁾ berechnete man, daß nach Durchführung der Arbeiten das Becken nach 40 Jahren nicht zu $\frac{3}{4}$, sondern nur zu $\frac{1}{4}$ verlandet sei, wozu noch der Wert des Waldes käme.

Beim Po stellte man in den letzten Jahrhunderten ein ungefähr dreimal so schnelles Vorstrecken seines Deltas fest als im Mittelalter und begründet das mit der Entforstung des Einzugsgebiets¹¹⁾.

Während die Verbauung zum großen Teil auch in einer Gefällverminderung besteht, bedeutet eine Gefällvermehrung oberhalb einer Talsperre eine starke Zunahme der Verlandung. Die Verschiedenheit der im Bielersee gemessenen Ablagerungswerte (s. Tabelle 1) hat ihren Grund in der großen Laufverkürzung der Aare, die 1878 ihren Anfang nahm, und deren Einflüsse wohl allmählich abklingen.

3. Schutzsperre.

a) Schutzsperre mit Umleitung.

Dieser Konstruktion liegt der Gedanke zugrunde, die Schwerstoffe vor dem Einfluß in das Speicherbecken aufzufangen, sie umzuleiten und unterhalb des Stauwerks wieder in den Fluß zu führen. Zu diesem Zweck baut man ein kleines Sperrbauwerk — das meist als Fangedamm während des Baues der Talsperre ohnehin notwendig ist — von wo aus der größte Teil der schwerstoffbeladenen Hochwassermengen durch die Umleitung abgeführt wird, während nur das geschiebefreie über das Sperrbauwerk überfallende Wasser in das Hauptbecken gelangt. Zur Umleitung können Stollen oder Kanal dienen. Beides wurde schon mehrfach ausgeführt. Stollenausführungen: Amsteg, Corfino; Kanal: Furens; Kanal und Stollen: Shongweni. Ein Vorschlag, als Umleitung ein im Talweg durch das Becken verlegtes großes Eisenbetonrohr zu verwenden, wurde wohl infolge der besonders hohen Kosten noch nicht ausgeführt¹²⁾.

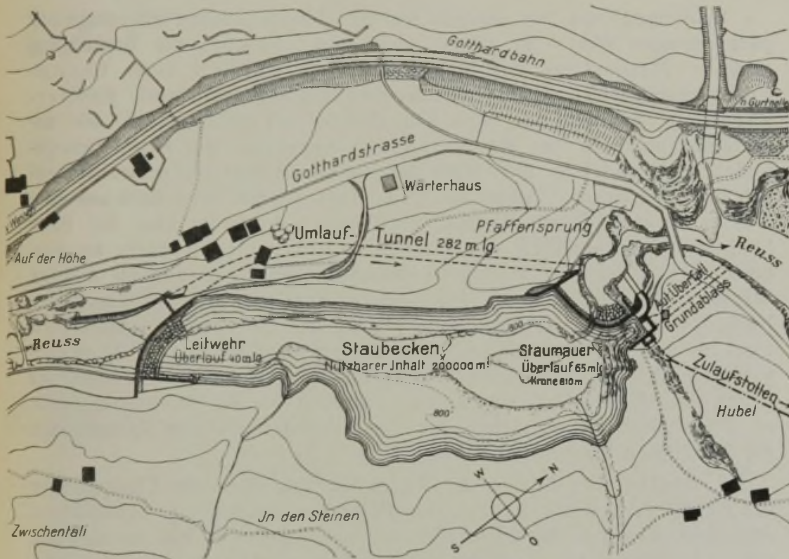


Abb. 7. Lageplan des Speicherbeckens Amsteg. (Schweizer Bundesbahnen.)

Ein Sperrbauwerk mit Umleitung eignet sich wohl nur für kraftwirtschaftlich sehr wichtige Becken mit kleiner Speicherungshöhe s und von geringer Länge. So war z. B. der wichtige Wochenspeicher Amsteg¹³⁾ (Abb. 7) infolge seines geringen s — die mittlere jährliche Schwerstofffracht $S = 100\,000\text{ m}^3$ ist halb so groß wie der Beckeninhalte — besonders gefährdet und besonders zu schützen. Der erforderliche große Umleitungsstollen erhielt nur 283 m Länge.

Die Umleitung muß so groß bemessen sein, daß sie den größten Teil des HW auch auffangen kann, denn gerade dieses darf ja nicht ins Becken gelangen. Bei Amsteg beträgt das HHQ = $350\text{ m}^3/\text{sek}$, wovon der Stollen $325\text{ m}^3/\text{sek}$ aufzunehmen vermag. Die Umleitung erhält also immer bedeutende Abmessungen und ist nur bei großem Wasserüberschuß möglich, was meist gleichbedeutend ist mit der obenerwähnten geringen Speicherungshöhe.

Meist sind diese kleinen und ganz kurzen Becken mit dem großen Wasserüberschuß auch gerade die wenigen, bei denen das Spülen einen guten Erfolg zeitigt, so daß im einzelnen Falle wohl zu überlegen ist, ob man ein solches Becken mit einer teuren Umleitung versehen oder das Spülverfahren vorziehen will. Die zum Bau der Talsperre an sich notwendige Umleitung braucht nicht für so große Hochwassermengen vorgesehen zu werden, ferner braucht die Ausführung nicht in so sorgfältiger

Weise wie in unserem Falle wegen der zerstörenden Tätigkeit des Geschiebes durchgebildet zu sein.

Anstatt die schwerstoffbeladenen HW umzuleiten, könnte man auch daran denken, das Becken ganz aus dem Flußtal herauszunehmen und seitlich auf Hochflächen oder alten Talböden anzuordnen. Das gestattet aber selbst in den günstigsten Fällen wohl nur die Ansammlung geringfügiger Wassermengen.

b) Schutzsperre ohne Umleitung.

Die Schutzsperre ohne Umleitung fängt die Schwerstoffe, und zwar einen schnell kleiner werdenden Anteil davon nur eine ganz bestimmte — meist wegen des geringen s der Schutzsperre sehr kurz befristete — Zeit lang auf, darauf wird sie wertlos. Es ist im allgemeinen anzuraten, von dem Bau solcher Bauwerke abzusehen und dann schon lieber meist billiger diesen Raum im Hauptspeicher durch eine kleine Erhöhung des Stauwerks bereitzustellen. Anders liegen die Verhältnisse allerdings, wenn es möglich ist, das in einem solchen Vorbecken abgelagerte gröbere Material auszubaggern und entweder nutzbringend zu verwerten oder doch wenigstens ohne große Transport- und sonstige Schwierigkeiten ablagern zu können. Man hat nämlich hier ein ausgesucht gut aufbereitetes Material auf engem Raum und in nicht zu großer Tiefe lagern. Meist sind aber diese Voraussetzungen wirtschaftlich nicht gerechtfertigt, so daß man im allgemeinen eine solche Schutzsperre für überflüssig erachten muß.

Anders liegen die Verhältnisse bei den Vorbecken der Trinkwassersperrern, deren Aufgabe ja nicht in erster Linie im Verlandungsschutz, sondern in der Vorklärung des Wassers besteht.

In diesem Zusammenhang seien auch die Geschiebestausperren der Wildbachverbauung erwähnt, die wegen ihres kleinen Auffangraums wohl nur als erster Nothelf bis zur Vollendung der Arbeiten im eigentlichen Abbruchgebiet zu betrachten sind. Obschon man von diesen Sperrern im allgemeinen keinen langfristigen Schutz erwartet, waren doch mehrfach in den Alpen die Lebensdauern so unangenehm kurz, daß man bei genügender Beachtung den Bau in dieser Weise unterlassen hätte (s. Tabelle 1 Avisio, Luschari, Gail).

4. Spülungen.

a) Betrachtungen über die Wirksamkeit von Spülmaßnahmen.

Unter Spülen soll die Beseitigung der Ablagerungen mit Hilfe eines Wasserstromes verstanden sein, der die Schwerstoffe meist durch eine Öffnung in der Mauer mit sich fortträgt. Schon früher wurde erwähnt, daß eine jede Betriebsmaßnahme, die Wasser aus dem Staubecken entnimmt, gleichzeitig eine mehr oder weniger große, meist jedoch sehr kleine Spülwirkung hat. Mit dem Wesen der Spülungen soll bekanntgemacht werden an Hand einer Besprechung der Faktoren, die ihre Wirksamkeit begünstigen. Spülungen sind um so wirksamer:

1. je kleiner die Stauhöhe bei der Spülung,
2. je größer der verfügbare Spülstrom,
3. je größer die Spülöffnung,
4. je tiefer gelegen die Spülöffnung,
5. je günstiger gelegen die Spülöffnung,
6. je größer die Spüldauer,
7. je schmaler das Becken (steile Ufer),
8. je größer das ehemalige Flußgefälle im Becken,
9. je kürzer das Becken,
10. je gerader das Becken,
11. je weiter fortgeschritten die Verlandung ist,
12. je feinkörniger die Ablagerungen,
13. je rundkörniger die Ablagerungen,
14. je jünger und weniger zusammengebacken die Ablagerungen sind.

1. Stauhöhe. Vor allen Dingen ist festzustellen, daß die Spülung durch eine Öffnung im Stauwerk nur wirksam sein kann bei vollkommen abgelassenem Stau, also bei leerem Becken. Bei angehaltenem Stau ist die Wirkung nur auf die allernächste Nähe der Öffnung beschränkt, weil der der vorhandenen Druckhöhe entsprechende Abfluß durch Zuströmen aus allen Teilen des Beckens, besonders auch aus den oberen, gedeckt wird, wodurch die mittlere Zuflußgeschwindigkeit, abgesehen von der allernächsten Nähe des Ausflusses, sehr verringert wird. Diese Geschwindigkeit reicht schon in geringer Entfernung nicht mehr aus, Schlamm-, Sand- oder gar Schotterteilchen in Bewegung zu setzen [s. u. a. auch Versuche von Schoklitsch¹⁴⁾].

Anders ist es, wenn der Stau vollständig abgelassen ist. Dann frißt sich schon nach kurzer Zeit eine tiefe Rinne flüßauf. Dieses Hinaufwachsen der Rinne geht schnell vor sich, weil an der Stelle, bis zu der sie gerade reicht, eine steile Kesselböschung bis zur ursprünglichen Verlandungshöhe reicht, über die das Wasser hinabstürzt.

Spülen bei abgelassenem Stau bedeutet Betriebsunterbrechung. Es ist möglich, den Betrieb zu unterbrechen, wenn bei Talsperren für Kraft-erzeugung das Werk einen Teil einer ganzen Verbundwirtschaft darstellt, ferner wenn die Speicherungshöhe s nicht allzu groß ist, so daß nicht allzu lange Zeit zum Wiederauffüllen notwendig ist.

¹⁴⁾ Schoklitsch, Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien 1926.

¹⁰⁾ Ashe, Financial limitations in the employment of forest cover in protecting reservoirs. Bulletin 1930. Departm. of Agriculture Wash. USA.

¹¹⁾ Fischer, Der Po, Ww. 1929.

¹²⁾ Ludin, Die Wasserkräfte. Berlin 1913.

¹³⁾ Nach dankenswerterweise erteilten Auskünften der Direktion der Schweizer Bundesbahnen, Bern.

2. Größe des Spülstroms. Auf Grund der vorausgegangenen Feststellungen soll in folgendem unter Spülen im allgemeinen das Durchspülen des leeren Beckens verstanden sein. Es ist klar, daß im allgemeinen die Wirkung mit der Größe des Spülstroms zunehmen wird. Das Spülen bringt daher meist große Wasserverluste mit sich, die besonders die Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens bei Bewässerungstalsperren in dünnen Gebieten und bei Kraftwasserspeichern mit großer Umleitungsfallhöhe in Frage stellen können. Der Größe des Spülstroms muß aber die

3. Größe der Spülöffnungen entsprechen. Bei gegebenen Abmessungen tritt nämlich mit wachsenden Spülwassermengen allmählich ein Rückstau ein, der die Spülwirkung beeinträchtigt. Es ist daher die Größe dieser Auslässe der zum Spülen vorgesehenen Wassermenge anzupassen oder umgekehrt. Da man meist wegen Schwierigkeiten in der Ausbildung der Verschlüsse, wenn diese auch zugleich als Grundablässe bei beträchtlichen Stauhöhen betätigt werden sollen, deren Abmessungen nicht über ein bestimmtes Maß steigen läßt, nimmt man dort zum Spülen auch entsprechend kein besonderes HW. So ist aus Aufzeichnungen über erfolgreiche Spülungen bei der spanischen Talsperre Puentes zu entnehmen, daß durch die drei Spülöffnungen von zusammen 14 m^2 Querschnitt mit Wassermengen von $2,9$ bis $7,7 \text{ m}^3/\text{sek}$ gespült wurde, während das $\text{KHQ} = 1880 \text{ m}^3/\text{sek}$ beträgt und $\text{MQ} = 3,17 \text{ m}^3/\text{sek}$. Zum Spülen der Speicherräume hinter verhältnismäßig niedrigen Stauwerken im Flachlande ist wegen des dort vorhandenen niedrigen Gefälles schon eine größere Wassermenge notwendig. Außerdem ist es dort aus anderen Gründen meist erforderlich, daß der Stau bei HW mehr oder weniger aufgehoben wird, so daß die zahlreichen beweglichen Verschlüsse auch große HW mit außerordentlich geringem Stau durchlassen. Bei den neuzeitlichen Wehren haben die beweglichen Teile solche Lichtweiten, daß die wenigen schmalen Pfeiler das HW nicht stärker stauen als die Pfeiler einer Brücke.

Besondere Vorsicht war geboten beim Bau der Talsperren an dem so sinkstoffreichen Nil. Der Altmeister des ägyptischen Talsperrenbaues, Willcocks¹⁵⁾, hob mit Recht immer wieder hervor, daß jedes Stauwerk, das die HW in ihrem ungehinderten Lauf stärker beeinträchtigt, starke Ablagerungen zur Folge haben müsse. Aus diesem Grunde wurde die bekannte Assuan-Staumauer nicht, wie es sonst bei Stauwerken üblich ist, an einer besonders engen Stelle erbaut, damit man genügend Raum für Öffnungen in der Mauer hatte. Ein HW-Überfall ist nicht vorgesehen. Die Mauer erhielt 140 Grundablässe von je 14 m^2 und 40 etwas höher gelegene Auslässe von 7 m^2 Fläche, zusammen $f = 2240 \text{ m}^2$. Bei $\text{MHQ} = 10000 \text{ m}^3/\text{sek}$ beträgt beim Durchfluß $v = \frac{10000}{2240} = 4,75 \text{ m}/\text{sek}$, eine Geschwindigkeit, die mit nur geringem Stau von 2 bis 3 m erzeugt werden kann. Man speichert hauptsächlich nur das verhältnismäßig reine Wasser des Weißen Nil; nach Ablauf der Bewässerungsperiode pflegen die sinkstoffreichen HW des Blauen Nil aufzutreten, die man nicht speichert (August bis Oktober) und die die wenigen abgelagerten Stoffe wieder entfernen, so daß nach neueren Ermittlungen die Anlandung in dem großen Staubecken ganz unbedeutend ist. Für die günstige Spülwirkung bei Assuan sind allerdings auch noch maßgebend: die lange Spülzeit (einige Monate lang fließt das Wasser ungestaut durch), das verhältnismäßig schmale Becken, die Feinheit der Ablagerungen, die alljährliche Wiederholung der Spülungen usw. (s. auch Abb. 8).



Abb. 8. Gamamsreviersperre bei Windhuk (Südwestafrika).

Durch Herausnahme der Bleche zwischen den Pfeilern wird eine sehr gute Spülwirkung erzielt. Die Höhe der Ablagerung vor der Spülung ist auf dem Bilde zu erkennen (Keller).

4. Höhenlage der Spülöffnung. Je tiefer die Spülöffnung angelegt wird, um so höher sind bei gegebener Ablagerungsstärke die Kesselsböschungen und um so besser ist die erodierende Wirkung des Spülstroms. Es ist allerdings darauf zu achten, daß sich das Schütz unter Umständen mit Schwerstoffen verlagern kann, was man durch häufigeres Bedienen verhindern muß. Jedenfalls ist auch beim Entwurf

darauf Bedacht zu nehmen, daß dadurch wiederum die Tiefenlage beschränkt ist.

5. Grundrißlage der Spülöffnung. Durch entsprechende Grundrißlage kann man vor allem besonders wichtige Teile des Staubeckens, z. B. vor dem Einlaufbauwerk, von Ablagerungen freihalten. Man kann aber dieses Mittel auch wählen, um dem Spülstrom eine besondere Fließrichtung vorzuzeichnen, bei der er etwa größere Massen zu bewegen vermag.

6. Spüldauer. Der Spülvorgang braucht natürlich, um sich auswirken zu können, eine gewisse Zeit. Zuerst wächst eine schmale Rinne allmählich flüßauf, in die erst nach und nach seitlich Schlammassen nachströmen. Hat sich dann aber — allerdings meist erst nach einer ganzen Reihe von Tagen — ein gewisser Gleichgewichtszustand eingestellt, derart, daß sich diese Rinne weder weiter vertieft noch verbreitert, so ist weiteres Spülen zwecklos. Bei den spanischen Bewässerungssperren spült man nach Ablauf der Bewässerungszeit bis zu 28 Tage lang. Nicht so lange Zeit hat man bei Staubecken für Kraftzwecke zur Verfügung. Dort beschränkt man sich auf die wirkungsvollsten ersten Tage und spült meist nicht über eine Woche lang, wie z. B. nachfolgende Tabelle zeigt.

Ergebnisse einiger Spülungen (Chèvres a. d. Rhone¹⁶⁾.)

Jahr	Durch das Becken fließende Wassermenge m^3/sek	Spülzeit Std.	Gesamtwassermenge hm^3	Beseitigte Materialien m^3	Je Stunde beseitigte Materialien m^3	Wassermenge für 1 m^3 beseitigte Materialien m^3	Volum. ‰ Schwerstoffe im Spülwasser ‰
1906	400	10	14,4	78 000	7800	185	5,4
1929	549	66	130,0	235 000	3570	550	1,82
1931	459	68	112,0	192 500	2820	580	1,72

Spülungen von nur einigen wenigen Stunden haben allerdings nur ganz geringen Wert. So gelang auch beim Innwerk die Beseitigung größerer Massen aus der Stauhaltung erst anlässlich einer Generalaubesserung, wo der Stau einige Wochen lang abgesenkt war. Kennerknecht¹⁷⁾ berichtet, wie eine Schlickbank von 800 m Länge, die unmittelbar oberhalb des Wehres an der Innenseite einer Kurve sich gebildet hatte und über die Hälfte der Flußbreite sich erstreckte, allmählich beseitigt wurde. Schon am ersten Tage tauchte diese Bank aus dem Wasser hervor. Durch Wegfall des Wasserquerschnitts über der Bank blieb für den Durchfluß des Wassers nur noch die Flußhälfte am ausbuchtenden Ufer. Der verringerte Wasserquerschnitt verursachte erhöhte Wassergeschwindigkeit und ein starkes Angreifen der Schlammassen. Nach der vollständigen Absenkung brachte der Inn ein HW, das binnen zwei bis drei Tagen sämtliche Schlickmassen wegriß. Erstaunlich schnell verschob sich dabei die wasserseitige Böschungskante des Schlickberges gegen das Ufer. An einem Tage wurden an der breitesten Stelle rd. 40 m abgetragen. Allein für diese Ablagerungsstelle schätzte man die beseitigten Massen auf rd. 400 000 m^3 .

7. Breite des Beckens. Es sollen nun kurz die Eigenschaften des Beckens gestreift werden, die die Spülung maßgebend beeinflussen. Aus dem bisher Gesagten ergibt sich ohne weiteres, daß die Spülung um so wirksamer ist, je größer der Anteil der Breite der von dem Spülstrom ausgefressenen Rinne an der Gesamtbreite ist. Bei einem schmalen Becken mit steilen Hängen wird durch Hangrutschungen, verursacht durch Unterspülungen usw., ein großer Teil der seitlich lagernden Massen in diese Rinne hineinstürzen und fortgetragen werden. Außerdem ist natürlich gerade für das Auftreten dieser Rutschungen auch die Beschaffenheit der Ablagerungen von Bedeutung, die Feinheit, der Grad der Durchfeuchtung, das Alter usw. Von Einfluß ist natürlich besonders auch

8. das ehemalige Flußgefälle im Becken,

9. die Länge des Beckens,

10. die Grundrißform des Beckens. Einem glücklichen Zusammentreffen all dieser Umstände (kurze, steile, im Grundriß nicht allzu stark gewundene Becken) soll es besonders zu verdanken sein, daß man in Spanien eine Reihe bekannter Staubecken (Puentes, Alicante, Elche, Tibi usw.) Jahrhunderte hindurch trotz stärkster Schwerstoffführung der Zubringer durch Spülung wirksam erhalten konnte.

11. Verlandungshöhe. Vergleicht man bei sonst gleichen Verhältnissen zwei Becken mit verschieden stark fortgeschrittener Verlandung miteinander, so sind die mit der gleichen Wassermenge spülbaren Massen bei stärker fortgeschrittener Verlandung größer, weil anfangs das sich in der Rinne einstellende Gefälle größer ist. Oder was dasselbe ist: mit einer kleinen Wassermenge können verhältnismäßig große Massen bewegt werden. Zu beachten ist dabei aber, daß diese Massen unter Umständen bei normalem Flußgefälle unterhalb des Stauwerks nicht weiterbewegt werden können und dort liegen bleiben. Von den Eigenschaften der Ablagerungen sind schließlich zu erwähnen:

¹⁶⁾ Zusammengestellt nach Lugeon, Barrages et géologie. Paris 1932.

¹⁷⁾ Kennerknecht, Großreparatur der Innwerks-Wasserkraftanlage, Wkr. u. Ww. 1933, H. 1 ff.

¹⁵⁾ Willcocks, Egyptian Irrigation. London 1913.

12. **Feinheitsmodul der Ablagerungen.** Es wurde schon erwähnt, daß die Wirkung des Spülstroms in die Breite um so besser ist, je feiner die abgelagerten Massen sind. Ferner liegen ja die feinen Massen auch näher zum Stauwerk hin, und es genügt schließlich eine geringere Schleppkraft, um sie fortzubewegen. Große Schwierigkeiten treten dagegen bei Staubecken an Hochgebirgsflüssen mit reichlicher Geschiebeführung auf. Bei dem schon erwähnten Staubecken Amsteg wird hauptsächlich dieser Verhältnisse wegen das grobe Geschiebe durch den Umlaufstollen abgeführt, so daß man beim Abspülen der nur in das Staubecken hineingelagerten Sinkstoffe keine Schwierigkeiten hat.

Weiter wird die

13. **Kornform der Ablagerungen, ob rund oder mehr plattig** — wie aus den Versuchen von Schoklitsch hervorgeht —, einen Einfluß haben, besonders aber wird

14. **Alter und Verkittung der Ablagerungen zu beachten sein.** Die Ablagerungsmassen, die fest und dicht gelagert sind und in stärkerem Ausmaße ihren Wassergehalt abgeben, sind natürlich sehr viel schwerer durch Spülung zu entfernen, als lose geschichtete, stark wasserhaltige jüngere Ablagerungen. Oft nehmen diese Massen ohne mechanische Aufwirbelung überhaupt kein Wasser mehr auf. Hinzu kommt noch die besonders bei alpinen Gewässern beobachtete, oft rasch eintretende Verkittung der Massen. Nach Singer¹⁸⁾ liefern die heutigen Gletscherbäche und die weit verbreiteten alten Moränen einen kräftig bindenden Feinstoff, der selbst die frisch entstandenen Geschiebeebänke verkittet. Wo reines Kalkgeschiebe vorliegt, ist nach Singer nur wenig Bindestoff vorhanden, so daß dort die Spülwirkung günstiger ist. Von der Spülung am Innwerk berichtet Kennerknecht, daß sich im Kanal an mehreren Stellen Anlandungen von zusammengebackenem Kies gebildet hätten, die teilweise so hart wie Beton waren.

Die Eigenschaften der Ablagerungen beeinflussen — und das ist sehr wichtig — besonders auch das schließlich erreichte Beharrungsgefälle der Spülrinne.

b) Mittel zur Erhöhung der Spülwirkung.

Fast alle besonderen Mittel zur Verhinderung der Verlandung oder zur Beseitigung schon abgelagerter Massen, die vielfach vorgeschlagen, zum geringen Teil auch praktisch verwirklicht worden sind, lassen sich hier zusammenfassen als Hilfsmittel zur Erhöhung der Spülwirkung. Zuerst sei wiederum nur

fortlaufenden Spülung und schließlich das Verlangen, irgendwie den Stau für diese Arbeiten auszunutzen, führten immer wieder zu Vorschlägen für Spülung bei vollem Becken unter Mitwirkung besonderer Hilfsmittel.

Die örtlich beschränkte Wirkung eines in der Mauer befindlichen Spülauslasses kann man an einem beliebigen Punkte im Becken erzeugen, wenn man von der in der Mauer befindlichen Öffnung aus eine geschlossene Leitung bis zu diesem Punkte verlegt. Bonnet schlägt nun vor, ein weit verzweigtes Netz solcher Rohrleitungen auf der Staubeckensohle anzuordnen²¹⁾. In den Nebensträngen von $\approx 1\text{ m } \phi$ sind an sehr vielen Stellen Öffnungen vorgesehen, durch die das Wasser — während alle anderen Öffnungen jeweils geschlossen sind — mit großer Geschwindigkeit eintritt, um dann durch den Hauptstrang ($1,50\text{ m } \phi$) abgeleitet zu werden. Die Bedienungsvorrichtung der Einläufe reicht bis über den Wasserspiegel und kann mit Hilfe eines Bootes erreicht werden. Sind die Deckel infolge starker überlagernder Schlammschicht nicht zu öffnen, so ist durch zwei kleinere Öffnungen in diesen dafür gesorgt, daß zuerst die Deckel freigespült werden können.

Besser als dieses starre System ist die vielfach vorgeschlagene und auch mehrfach ausgeführte Anordnung mit Hebern. Man kann z. B. den oben erwähnten, in der Mauer befindlichen Auslaß statt mit auf der Sohle verlegten Rohren mit einer biegsamen Rohrleitung verbinden, die mittels Schwimmer auf der Wasseroberfläche ruht. Den am Ende befindlichen Saugrüssel kann man mit Hilfe eines größeren Schwimmers, auf dem auch die Vakuumpumpe montiert ist, an beliebigen Stellen des Beckens ansetzen. Er wirkt also wie das Saugrohr eines Saugbaggers, und man kann das untere Ende des Saugrohres wie bei den Baggern mit einem Schneidkopf zur Zerkleinerung der festeren Massen versehen. Jandin hat mit diesem Verfahren bei der Ausräumung der Talsperre Djidiouia (Algier) gute Erfolge erzielt. Es gelang ihm, binnen drei Jahren 2 hm^3 Verlandungsmassen zu entfernen.

Al. Vogt²²⁾ schlägt für ein ähnliches Verfahren mit Hebern selbstentlüftende Heber vor, wodurch man in vorteilhafter Weise das Vakuumpumpen-Aggregat einspart. —

Hiernach soll man bei starker Schwerstoffführung des Zubringers und dann, wenn Stauunterbrechungen zur Ausführung einer natürlichen Spülung möglichst zu vermeiden sind, vorteilhaft eine derartige Heberspülung anwenden, am besten wohl nach dem Vorschlage von Vogt.

c) Einiges über die Konstruktion der Spülauslässe und über die Ausführungen von Spülungen.

Besonders erwähnenswert sind die Verfahren, mittels deren man die uralten, teilweise von den Mauren schon erbauten spanischen Bewässerungs-Speicherbecken seit Jahrhunderten vor der Vernichtung durch Verlandung schützt. Die großen Spülöffnungen in der Mauer sind an der Wasserseite durch ein hölzernes Tor, das sogenannte „spanische Tor“ verschlossen. Wenn nach einer Reihe von Jahren — nach einer überkommenen Regel sollen es vier Jahre sein, oft sind es jedoch mehr — eine Spülung angesetzt wird, hat sich meist der Schlamm bis zu großer Höhe auch vor der Mauer festgesetzt (20 bis 30 m). Man betritt nun von der Luftseite aus den Spülstollen und beseitigt das Tor unter großer Lebensgefahr durch Wegnahme der Stützbalken, nachdem man sich vorher durch Sondierungen vergewissert hat, daß das vor der freigelegten Öffnung lagernde Material so standfest ist, daß es nicht gleich in die Öffnung nachstürzt. Nun wird von der Mauerkrone aus mit einer Art Fallmeißel das Gefüge der verfestigten Schlammmassen soweit gelockert, daß der Einbruch in den Spülstollen beginnt. Es bildet sich dann in kurzer Zeit ein mächtiger Trichter, dann der flüßauf sich erweiternde Kessel in den Ablagerungen.

Dieses Verfahren hat den Nachteil, daß der Vorgang der Entleerung des Beckens, einmal angefangen, nicht mehr aufzuhalten ist, weshalb man später eiserne Schütze mit mechanischer Betätigung wählte (Habra, Algier usw.). Weil man diese riesigen Schütze vor den mit Recht sehr groß gewählten Öffnungen unter vollem Wasserdruck öffnen muß, ist der robuste Antriebmechanismus so konstruiert, daß das Öffnen nur sehr langsam vor sich geht, so daß meist große Wassermengen verlorengehen, ehe der wirksame volle Spülstollen-Querschnitt freiliegt.

Bei den meisten Talsperren kennt man diese Schwierigkeiten nicht, weil die Grundablässe in der Regel sehr viel kleinere Abmessungen haben. Dafür sind sie aber für Schlammablaßzwecke wenig geeignet. Auf Grund der Untersuchung kommt der Verfasser zu dem Schluß, daß in allen Fällen, wo die natürliche Spülung infolge starker Schwerstoffführung als notwendig erachtet wird und sie zulässig ist, möglichst große Spülöffnungen gewählt werden sollen. Ein Grundablaß ist wohl zur schnellen Entleerung bei Gefahr und zur Entleerung, um Besichtigung oder Spülung zu ermöglichen, in jedem Falle unentbehrlich. Da er natürlich unter Druck betätigt werden muß, kann er bei größeren Stauhöhen nicht die vorher für den Spülauslaß geforderten großen Abmessungen erhalten, weshalb wohl der Vorschlag gerechtfertigt erscheint, den Spülauslaß neben dem Grundablaß vorzusehen, so daß er nicht unter Druck betätigt zu werden braucht.

²¹⁾ Bonnet, Cours des barrages. Paris 1931. 3. Aufl.

²²⁾ Vogt, Schlammtransport durch schwimmende Heberbagger. Förder-techn. u. Frachtverk. 1927, S. 454.

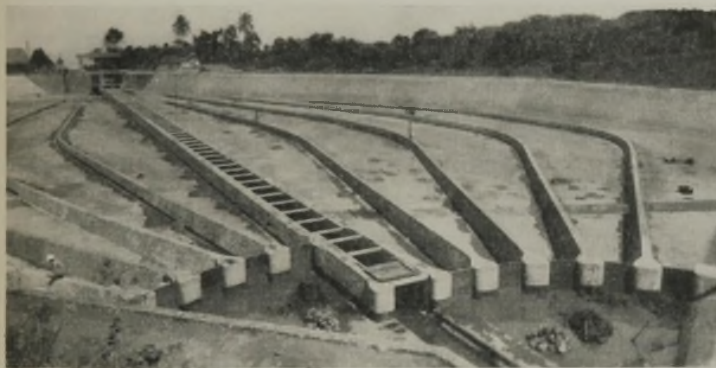


Abb. 9. Spülkanalsystem in Tagesspeicherbecken Bengkok, Java.
(Van der Ley.)

1. die Spülung bei leerem Becken betrachtet. Es ist vor allem zu nennen: die künstliche Erzeugung einer etwas größeren Spülwassermenge durch einen von einem oberhalb gelegenen Speicher hervorgerufenen Schwall, unter Umständen mehrfach wiederholt, dann das mehrfache teilweise Wiederanstauen und plötzliche Ablassen, ferner die Zusammenfassung der Wassermenge auf enge Rinnen. Nach dem letztgenannten Verfahren wurde ein Tagesspeicherbecken der Wasserkraftanlage Bengkok¹⁹⁾ mit Leitmauern versehen (Abb. 9), wobei sich die Spülung so abspielt, daß die ganze verfügbare Wassermenge nach dem Absenken des Beckens nur durch eine Rinne geschickt wird, wobei durch die erhöhte Geschwindigkeit der zwischen den Leitmauern der betreffenden Rinne liegende Schlamm herausgerissen wird. Ein derartiger Ausbau ist natürlich nur bei sehr kleinen Becken wirtschaftlich vertretbar, wenn die Schwerstoffzufuhr eine sehr schnelle Verlandung herbeiführen würde, auf der andern Seite aber die Erhaltung des Speichers besonders wichtig ist.

Oft wird der so wichtige seitliche Massentransport bis zur ausgespülten Rinne von Menschenhand besorgt, manchmal auch unter Zuhilfenahme von Druckluft oder Druckwasser.

2. Spülung bei vollem Becken. Die Betriebsunterbrechung, die eine natürliche²⁰⁾ Spülung mit sich bringt, ferner der Wunsch nach einer

¹⁸⁾ Singer, Über Flußregime und Talsperrenbau in den Ostalpen, Z. d. OeIAV 1909.

¹⁹⁾ Nach dankenswerterweise erteilten Auskünften von Professor van der Ley, Dienst voor Waterkracht en Elektriziteit, Bandoeng, Java.

²⁰⁾ Das ist Spülung ohne die besonderen Hilfsmittel.

5. Baggerungen.

Baggerungen im Staubecken wird man vorsehen in den Fällen, wo der Bau eines Schutzdamms mit Umleitung nicht zugänglich ist und wo Spülungen wenig Erfolg haben, sei es, daß der Stau selten abgelassen werden kann oder die vorhandenen Spülablässe den weiter oben ausgesprochenen Anforderungen nicht genügen, oder daß das Becken zum gründlichen Spülen zu breit, zu lang oder zu wenig steil ist, oder endlich, daß die Ablagerungsmassen zu grobkörnig sind. Meist werden Schwimmbagger, Eimerkettenbagger oder besser Saugbagger verwendet, die bei geringer Stauhöhe im ganzen Staugebiet arbeiten, bei größerer Stauhöhe aber nur die im oberen Teil abgelagerten größeren Massen zu beseitigen haben, da ein Baggern aus größeren Tiefen unwirtschaftlich bzw. unmöglich ist (größte Baggertiefe mit Spezialbagger 40 m). Während bei weniger schwankendem Wasserspiegel die größeren Massen ziemlich zusammenhängend am Einlauf anzutreffen und dort leicht zu baggern sind, ist bei stärker schwankendem Wasserstand das Delta sehr lang ausgezogen, so daß sich in diesem Falle das Auffangen in einem Vorbecken und ein nachheriges Baggern aus diesem eignet.

Schwierig ist sehr oft die Frage nach der Verwendung des Baggergutes. Es wurde schon erwähnt, daß eine Verwendung dieses ideal aufbereiteten Baustoffes zu Bauzwecken selten möglich ist wegen zu großer Entfernung von den Verbrauchsorten. Eine andere Möglichkeit der Beseitigung ist die Rückgabe der Massen an den Fluß unterhalb des Stauwerks. Das scheidet aber oft daran, daß der Fluß in der Entnahmestrecke wegen starken Wasserentzuges einen Teil seiner Schleppkraft eingebüßt hat und nicht alles fortzuführen vermag. Putzinger²³⁾ schlägt daher vor, das Baggergut vom Stausee aus in Kanälen zu den Entlastestellen, die weiter unterhalb entlang des Flusses liegen, zu verfrachten. Besonders zu empfehlen ist die Verwendung des Baggergutes zur Auffüllung seichten Ufergeländes im Becken. Dieses niedrig überstaute Gelände liefert nur einen unwesentlichen Beitrag zum Speicherraum, der meist in keinem Verhältnis zu den Grunderwerbskosten steht; in heißen Ländern bilden diese zeitweise freiliegenden, zeitweise dann wieder gering überstaute Flächen einen regelrechten Fieberherd.

Das Baggern ist eine Sisyphusarbeit, da der freigewordene Raum wieder verschüttet wird. Diese Wiederzuschüttung geht um so schneller vor sich, je größer der Raum über das I_{beh} hinaus ist, den man freiräumt, denn dementsprechend vergrößert sich der Verlandungsanteil α .

6. Erhöhung des Stauwerks.

Ist der verlandete Raum eines Speicherbeckens mit wirtschaftlichen Mitteln (s. Kapitel VII) nicht wieder freizumachen, so kann man unter Beibehaltung der Staustelle verhältnismäßig großen und energiewirtschaftlich hochwertigen Speicherraum durch Erhöhung des Stauwerks erstellen. So wurde die Zuni-Talsperre (Texas), deren ursprünglicher Speicherraum von 11 hm³ nach 22 Jahren bis auf $\approx 5\%$ unbrauchbar geworden war, durch eine Erhöhung um etwa 3 m auf 17 hm³ Inhalt gebracht. Der Stauraum der McMillan-Talsperre war um 43% verringert, als man daranging, den Inhalt durch Erhöhung beträchtlich (von 35 hm³ auf 123 hm³) zu vergrößern. Auf dem 1872 erstellten und innerhalb 14 Jahren vollständig unbrauchbar gewordenen Perolles-See der Stadt Freiburg (Tabelle 1) wurde 1909 durch eine Erhöhung der Mauer um 2,50 m ein neues Becken von $I = 400\,000$ m³ errichtet, das als Tagesspeicher für das Kraftwerk Ölberg dient²⁴⁾. Die Stadt Freiburg baggert jetzt jährlich etwa 70 000 bis 80 000 m³ Kiessand aus dem Perolles-Becken, was der jährlichen Schwerstoffführung der Sarine entspricht, so daß mit diesem Baggern für dieses neue Becken ein Gleichgewichtszustand eingetreten zu sein scheint.

Die Trinkwasser-Talsperre Loch Raven der Stadt Baltimore Md.²⁵⁾ war innerhalb von 20 Jahren (1880 bis 1900) bis auf $15\% = 0,29$ hm³ des ursprünglichen Inhalts von 1,93 hm³ unbrauchbar geworden. Ein Saugbagger konnte in den Jahren 1900 bis 1911 den Inhalt auf ungefähr 0,70 hm³ = 35% erhalten. Darauf baute man unmittelbar oberhalb dieses kleinen Beckens ein ebensolches kleines, bis man durch eine starke Erhöhung der Loch Raven-Staumauer 1923 Abhilfe schaffte, so daß man jetzt auf Jahrhunderte hinaus keine Schwierigkeiten mehr haben wird (Tabelle 1).

Die Stauerhöhung bei dem Becken Steyrdurchbruch ist in Abb. 1 angedeutet.

Bei Stauerhöhungen, aber auch sonst, sind besonders auch die durch die Ablagerungen geänderten statischen Verhältnisse zu beachten. Über den Seitendruck von Schlamm ist noch wenig bekannt; es soll hier nur angedeutet werden, daß er je nach Beschaffenheit größer, aber auch kleiner als der entsprechende Wasserdruck sein kann. Einerseits nimmt nämlich das spezifische Gewicht in der Reihe: Wasser — schlammiges Wasser — wässriger, loser Schlamm — dicht gelagerter Schlamm — immer mehr zu, andererseits aber ist die Druckminderung infolge zunehmender Schubfestigkeit wiederum in Abzug zu bringen.

²³⁾ Putzinger, Der Geschieberückhalt in Stauseen und seine Einwirkung auf ein Flußgebiet. Z. d. Oe. IAV 1923.

²⁴⁾ Collet, Les Lacs. Paris 1925.

²⁵⁾ Nach dankenswerterweise erteilten Auskünften der Wasserwerksverwaltung der Stadt Baltimore.

7. Verlandungsraum.

Oft nimmt man auch die Verlandung als unabänderliches Übel mit in Kauf und entwirft von vornherein das Staubecken mit einem entsprechenden Verlandungsschutzraum. So baute man das Elephant-Butte-Staubecken am Rio Grande bedeutend größer, als es den heutigen wasserwirtschaftlichen Erfordernissen entspricht, bei Oued-Fodda (Algier) sah man 30 hm³ Verlandungsraum für 60 Jahre vor, bei der neuen Puentes-Mauer 3 hm³ für 20 Jahre, bei Sautet (Frankreich) ist bei den wasserwirtschaftlichen Untersuchungen von dem Stauinhalt $I = 130$ hm³ ein Raum von 30 hm³ als Verlandungsraum berücksichtigt worden.

Der zur Verlandung kommende Raum erstreckt sich nach dem bisher Gesagten mehr oder weniger auf alle Teile des Beckens. Bei Kraftwasserspeichern ist das besonders zu beachten. Es gehen also besonders auch in größerer Höhe liegende, energiewirtschaftlich wertvollere Speicherraumteile verloren. Daraus ist zu entnehmen, daß bei gleichen Verlandungsmassen die Gesamtspeicherenergie stärker verringert wird, wenn die Schwerstoffführung des Zubringers grobkörniger ist und deshalb hauptsächlich oben zur Verlandung gelangt, als wenn sie feinkörniger ist und hauptsächlich den ohnehin nicht ausnutzbaren „Toten Raum“ ausfüllt. Durch öfteres Absenken werden die Schwerstoffe mehr in den „Toten Raum“ hinabgetragen, denn jede Absenkung bedeutet für den oberen freigelegten Teil die Voraussetzung für die oben beschriebene „Spülwirkung bei leerem Becken“.

VII. Berücksichtigung der Verlandungserscheinungen bei der Planung von Talsperren.

1. Auszuführende Beobachtungen.

Bei der Untersuchung der Verlandungsgefahr, die bei der Planung von Talsperren an stark schwerstoffführenden Flußläufen — bei kleinem s auch bei entsprechend weniger schwerstoffführenden — angestellt werden muß, tritt immer wieder die Aufgabe der Bestimmung der in der Zeiteinheit beförderten Schwerstoffe, der Schwerstofffracht, auf. Es sind zu bestimmen: die Schwerstofffracht des ungestauten Flußlaufes, der im späteren Becken davon nicht zur Ablagerung kommende Anteil (Überlauf, Entnahme usw.), die durch künstliche Mittel entfernbaren Massen (Spülung, Baggerung) usw. Leider sind aber unsere Kenntnisse der Zusammenhänge, die etwa aus den Eigenschaften des Einzugsgebiets, des Flußlaufes, des zu erstellenden Beckens und aus der Art der Maßnahmen, die man zur Verhinderung der Verlandung bzw. zum Entfernen abgelagerter Massen ergreifen will, Schlüsse auf die Größe der Ablagerungen zulassen, noch sehr gering. Es sind daher außer den im gegebenen Falle vor Erstellung eines Beckens anzustellenden Sonderuntersuchungen auch systematisch durchzuführende Beobachtungen dringend anzuraten.

Systematisch durchzuführen sind Beobachtungen an Flußläufen, ferner solche an bestehenden Staubecken. Die Beobachtungen über die Schwerstoffverhältnisse an Flußläufen bestehen in der Hauptsache in der unmittelbaren Bestimmung der Schwerstofffracht mittels geeigneter Meßgeräte, der Ausführung von Sohlenaufnahmen und der Auftragung von Mischungslinien (nach Schaffernak). Zur zuverlässigen Eichung im großen der zur Bestimmung von Geschiebe- und Sinkstoffmengen herausgebildeten Geräte wäre es zu begrüßen, wenn ähnlich umfangreiche Messungen, wie sie Mühlhofer²⁶⁾ bei Kirchbichl am Inn vornahm, einmal oberhalb eines entsprechend großen Staubeckens vorgenommen würden mit Aufnahmen des Verlandungszuwachses im Becken und — was weiter sehr wichtig ist — gleichzeitiger Messung der aus dem Becken abgeführten Schwerstoffe (Entnahme, Grundablaß und Überlauf) mit denselben zu eichenden Instrumenten. Das hierzu gewählte Staubecken darf nicht zu klein sein, aber auch nicht zu groß, damit die Messungen des Verlandungszuwachses sich mit geringen Mitteln über die ganze Staufläche ausdehnen lassen und nicht auf das Delta beschränkt bleiben, wie es bei großen Seen der Fall sein müßte. Die mit so geeichten Meßgeräten auszuführenden weiteren systematischen Untersuchungen der Flußläufe müßten sich auf möglichst lange Zeiträume erstrecken und möglichst an mehreren hintereinander gelegenen Punkten ein und desselben Flußlaufes stattfinden, um auch die Veränderung mit den Änderungen der Flußbetteigenschaften feststellen zu können. Zur Darstellung sei ein Schwerstofffrachtgebirge vorgeschlagen, dessen Höhe Schwerstoffwerte bedeuten, während im Grundriß in der einen Richtung die Zeit, in der anderen Richtung die Stationen in der Flußlängsrichtung aufzutragen sind. Ein senkrechter Schnitt in der einen oder anderen Richtung ergibt jedesmal eine wertvolle Ganglinie. Diese Ganglinien kann man in der einen oder in der anderen Richtung durch ihre Summenganglinien ersetzen, die dann nach dem von Professor Ludin für energiewirtschaftliche Untersuchungen vorgeschlagenen Verfahren zusammengesetzt und topographisch dargestellt einen Schwerstoff-Summengangplan ergeben. Die systematischen Beobachtungen sollen besonders die Beziehungen zwischen den leicht feststellbaren Eigenschaften des Einzugsgebiets, des Flußbettes und des Beckens aufzeigen, damit man später im einzelnen gegebenen

²⁶⁾ Mühlhofer, Untersuchungen über die Schwerstoff- und Geschiebeführung des Inn nächst Kirchbichl (Tirol). Ww. 1933, H. 1 f.

Fälle nur einen Teil der teuren und langwierigen Schwerstofffrachtmessungen auszuführen braucht und sich im übrigen durch Schätzung bzw. Rechnung helfen kann.

Die vor dem Bau einer Talsperre auszuführenden Sonderuntersuchungen müssen neben dem eingehenden Studium etwa in ähnlich gelagerten Fällen gemachter schlechter Erfahrungen sich auf die oben genannten Schwerstoffverhältnisse des Flußlaufes erstrecken. Auch sie sollen sich über einen möglichst langen Zeitraum hin ausdehnen, weshalb man wiederum zur Ausführung der systematischen Beobachtungen zweckmäßig die Flußläufe auswählen soll, an denen man Talsperren plant und deshalb Sonderuntersuchungen ausführt.

Heute dringt mehr und mehr in der Praxis die Anschauung durch, daß man gegebenenfalls auch in dieser Hinsicht genaueste Vorarbeit leisten muß. Erwähnt seien die seit 1924 durchgeführten Beobachtungen am Lech bei Füssen (geplante Talsperre Roßhaupten), die langjährigen Beobachtungen an der Donau bei Wien, ferner die sorgfältigen Messungen am Inn bei Kirchbichl u. a.

Die systematisch auszuführenden Beobachtungen an Speicherbecken sollten möglichst umfassen:

- a) Ermittlung der Schwerstofffracht ober- und unterhalb (sehr wichtig!); in Verbindung damit:
- b) Bestimmung des Ablagerungsfortschritts durch Profilmessungen (auch vor dem Bau!), (Querschnitte, Längsschnitte, Massensummenpläne);
- c) Siebanalysen der mitgeführten Schwerstoffe oberhalb des Speichers, der Ablagerungen an verschiedenen Stellen und der Schwerstoffe unterhalb des Speichers; Auftragen in Mischungslinien;
- d) Erfahrungen über Verbaunng, Spülung, Baggerung usw.;
- e) Beziehung zwischen Gewicht und Ablagerungsraum der Schwerstoffe;
- f) in Verbindung mit obengenannten Beobachtungen sind natürlich fortlaufend Wassermessungen usw. anzustellen.

Es wäre natürlich sehr zu begrüßen, wenn die Beobachtungen und Erfahrungen — gerade auch die schlechten! — bekanntgegeben würden.

Wie man die Messungen ausführt, zeigen die folgenden Beispiele:

Beim Innwerk Jett enbach macht man nun schon seit etwa zehn Jahren (seit seiner Inbetriebnahme) jedesmal in den ersten Monaten des Jahres zur Zeit des NW umfangreiche Messungen, die man auf Grund der in den ersten Jahren gemachten Erfahrungen nun auch auf beträchtliche Strecken oberhalb des Stauendes und unterhalb der Rückgabestelle ausdehnt. Man mißt in 77 km Flußlänge (davon 29 km oberhalb und 48 km unterhalb des Wehres, 20 km oberhalb des Stauendes und 17 km unter-

halb Rückgabestelle) insgesamt 439 Querschnitte ein, was einer mittleren Entfernung der Querschnitte untereinander von 176 m entspricht²⁷⁾.

Bei der Saalachsperre führt die Reichsbahn jährlich in Abständen von 50 bis 100 m Querschnittsaufnahmen aus. Im Jahre 1928 untersuchte man auch die Kornzusammensetzung der Auflandungsmassen, und zwar gewann man die Aufschlüsse durch Bohrungen und Schürfungen an 31 Stellen²⁸⁾. Sehr günstig ist es, wenn man die Lotungen von einer festen Eisdecke aus durchführen kann, wie es fast alljährlich beim Zuni-becken der Fall ist.

Meist wird man jedoch die Lotungen von einem Boot aus vornehmen müssen, das jeweils zur Festlegung der Meßstelle von zwei Punkten eines um das Becken gelegten Triangulationsnetzes aus anvisiert wird.

2. Umrechnung der Schwerstoffe auf Ablagerungsraum.

Bei der Umrechnung der nach Gewicht ermittelten Schwerstofffracht im Ablagerungsraum geht man nach folgenden Gesichtspunkten vor (Abb. 10).

- Bezeichnen G = Gewicht der Ablagerungen t/m^3 ,
 g_s = Gewicht der Schwerstoffe in $1 m^3$ Ablagerungen t/m^3 ,
 γ_s = Spezifisches Gewicht der Schwerstoffe t/m^3 ,
 γ_0 = Spezifisches Gewicht des Wassers t/m^3 ,
 p = Porenraum der Schwerstoffe (mit Wasser erfüllt),
dann ist (für wassergesättigte Ablagerungen):

$$G = g_s + w = \gamma_s (1 - p) + \gamma_0 p = \gamma_s - p(\gamma_s - \gamma_0).$$

Das Gewicht der Ablagerungen ergibt sich also aus dem spezifischen Gewicht der Schwerstoffe und dem Wassergehalt, wie es in Abb. 10 dargestellt wurde. Sind beide Werte bekannt, so steht damit das Gewicht der Trockenbestandteile g_s in $1 m^3$ Ablagerung fest, und man kann dann durch einfache Rechnung den Verlandungsraum V von S t Schwerstoffen feststellen zu

$$V = \frac{S}{g_s}.$$

Zur Ermittlung von g_s läßt sich nun γ_s ohne weiteres bestimmen, dagegen wird der Wert p sogar bei ein und demselben Becken sehr verschieden ausfallen, da der wassererfüllte Porenraum der Ablagerungen

²⁷⁾ Schreyer, Die Einwirkung eines Stauwehres auf einen geschiebeführenden Fluß. Bautechn. 1931, Heft 53, S. 748.

²⁸⁾ Schreitmüller u. Oexle, Die morphologische Umgestaltung der geschiebeführenden Flüsse im Zusammenhang mit der Großwasserkraftausnutzung. Wkr.-Jahrb. 1930/31.

Tabelle 2. Gewichte und Wasser(bzw. Poren-)gehalt von Ablagerungen.

Lfd. Nr.	Beschreibung	G t/m^3	g_s t/m^3	γ_s t/m^3	$1 - p$ %	p %
1	Lech, nach 5 Tagen abgesetzter lockerer Schlamm (Kleinstgewicht)	1,135	0,21	2,80	7,5	92,5
2	Niedersonthofener See. Nasser Schlamm an der Oberfläche des Seegrundes (Reissinger)	—	0,35	—	—	—
3	Lech, nach 5 Tagen abgesetzter lockerer Schlamm (Größtgewicht)	1,365	0,57	2,80	20,5	79,5
4	Austin, aus dem See entnommener Schlamm mit geringem Ausbreitmaß	1,34	(0,56)	(2,55)	(22)	(78)
5	Bengal. Flüsse (nach Apjohn). Ausgestochener Schlamm	1,52	0,80	2,86	28	72
6	Lech. Getrockneter Schlamm, lose eingefüllt	—	0,94	2,80	33,5	66,5
7	Ablagerung am Rio Grande	1,53	0,88	2,55	34,5	65,5
8	Massafluß nach Collet, Schlamm getrocknet bis zum Übergang in nichtflüssigen Zustand	1,48	0,83	2,38	35	65
9	Lech. Trockenschlamm, eingerüttelt	—	1,15	2,80	41	59
10	Ablagerung im alten Rhein	1,58	1,00	2,38	42	58
11	S. Carlos-Staubecken (Texas)	1,68	1,12	2,55	44	56
12	Lech, 2 bis 3 Monate alte Absitzproben, bei denen von der Oberfläche das Wasser mittels Löschpapier abgesaugt wurde	1,86	1,34	2,80	47,8	52,2
13	Kirchbichl (Mühlhofer), eingetrocknete Sinkstoffe	1,80	1,30	2,60	50	50
14	Krapf, Umrechnungen für Oberrhein	—	1,30	—	—	—
15	Emscherfluß-Kläranlage; stichfester Schlamm	—	—	—	50	50
16	Gleichgroße Kugeln, gleichmäßig aufgebaut, Porenraum	—	—	—	52,5	47,5
17	Collet, mehrfach benutzte Umrechnungszahl für Schweizer Flüsse	—	1,50	—	—	—
18	Niedersonthofener See, Ablagerung in 13 m Tiefe (nach Reissinger)	—	1,50	—	—	—
19	Stabler, Umrechnungszahl für Ohiotalsperren	—	1,52	—	—	—
20	Lech, Diluviale Seeablagerungen	2,03	1,60	2,80	57	43
21	Ellis, Sandablagerung im Kistna-Fluß	(1,95)	1,57	(2,55)	(61,8)	(38,2)
22	Tauernmoos, Sand aus Flußbett für Betonbereitung, eingerüttelt	—	1,62	2,60	62	38
23	Tauernmoos, Kies aus Flußbett für Betonbereitung, eingerüttelt	—	1,76	2,58	68	32
24	Kirchbichl (Mühlhofer), aufgefangenes Geschiebe, eingerüttelt	—	1,87	2,73	68,5	31,5
25	Gleichgroße Kugeln (wie 16), zusammengerüttelt	—	—	—	74	26
26	Tauernmoos (wie 22 u. 23), Sand + Kies in der Mischung des Hohlraum-Minimums, eingerüttelt	—	1,98	2,54	78	22
27	Nach Versluis geringste in der Lit. angegebene Porenzahl f. Sandabl.	—	—	—	85	15
28	Kirchbichl, festgelagerte alte Kiesbänke, mit gut abgestuftem Füllmaterial (nach Messungen von Mühlhofer)	2,58	2,49	2,73	91	9 (?)

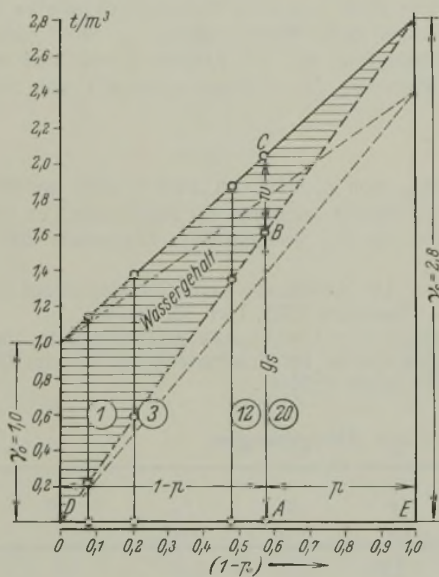
Eingeklammerte Werte bedeuten, daß diese in den Quellen nicht angegeben waren, sondern unter Zugrundelegung von $\gamma_s = 2,55$ errechnet wurden.

Tabelle 3. Beim Entwurf einiger neuerer Talsperren angenommene Verlandungswerte.

Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Fluß	Land	F km ²	I hm ³	MV hm ³	Mv m ³	Lebensd. i: MV Jahre	1000 s = I: F mm	Bemerkungen	Literatur
1	Hoover	Colorado	Ariz./Nev., VStA.	482 000	38 000	68*) (170)**)	142 (353)	560*) (210)	79 000	*) Nach Abschreibungsperiode (50 Jahre) 10% verlandet. — **) Nach ungünstigerer Annahme nach 200 Jahren vollständig verlandet	—
2	Dnjeprostroy	Dnjepr	Rußland	511 000	3 000	21*)	41	143	6 000	Weitere Kanalisierung oberhalb geplant, daher später geringer	—
3	Sulak	Sulak	Dagestan, Rußland	12 756	1 600	15,6	1220	103	126 000	Außerordentlich starke Schwerstoffführung	(1)
4	Gergebil	Karakoissu	Rußland	1 740	15	1	575	15	8 600	Verlandung in kurzer Zeit vorauszusehen. Rücksichtnahme b. allg. Bearb. u. stat. Ber. d. Mauer	(1)
5	Tauernmoos	—	Österreich	23	21,4	0,032	1360	670	915 000	E. G.: Fels, Schutthaldden, Gletscher	(2)
6	Corpus Christi	Nueces	Texas, VStA.	—	79	2,5	—	31,5	—	—	—

Literatur: (1) Kelen in Wkr. Ww. 1931. (2) Priv. Mitt. der österr. Bundesbahnen, Wien.

abhängig ist von der Kornzusammensetzung der Schwerstoffe, von dem über einer bestimmten Ablagerungsstelle lagernden Schlamm- bzw. Wassergewicht, von dem Alter der Ablagerung und von der Art, wie diese vor sich ging, ob im stillen oder bewegten Wasser²⁹⁾, ferner ob zeitweise irgendwelche Möglichkeiten zur Austrocknung und Schrumpfung bestehen.



AB = g_s = Gewicht der Schwerstoffe in 1m³ Ablagerung,
BC = w = Wasser in 1m³ Ablagerung = AE,
DA = Schwerstoffvol. in 1m³ Ablagerung,
AE = Wasservol. in 1m³ Ablagerung,
AC = Gewicht von 1m³ Ablagerungsmasse.

Dargestellt sind bei den Lech-Untersuchungen gemessene Schlammgewichte. Die eingetragen Zahlen beziehen sich auf die entsprechende Nr. der Tabelle 2.

Abb. 10. Zur Umrechnung der Schwerstoffe im Ablagerungsraum.

Aus diesen Verschiedenheiten heraus, zum Teil allerdings auch deshalb, weil nicht immer klar zwischen G und g_s unterschieden wird, ergibt sich eine große Streuung der in der Literatur angegebenen Werte für g_s. Einige kennzeichnende Werte sind in Tabelle 2 zusammengetragen.

Für stark verdichtete Schlamm- und Sandablagerungen ist nach der Tabelle wohl ein Umrechnungswert von g_s = 1,50 bis 1,60 anzunehmen, bei gröberen und mit Feinmaterial gut verfüllten Ablagerungen muß man jedoch unter Umständen Werte g_s bis 2,00 und darüber benutzen. Da aber große Teile der Ablagerungen, besonders meist die neueren und diejenigen, die selten im Betriebe trocken liegen, einen viel geringeren Verdichtungsgrad aufweisen, wird man die mittlere Umrechnungszahl g_s etwas kleiner wählen müssen, als es dem größten Verdichtungsgrade des entsprechenden Materials entspricht.

²⁹⁾ Bayer. Landesanstalt für Gewässerkunde. Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern. Bautechn. 1929, H. 35 u. 38, S. 525 u. 600.

3. Allgemeines über den Entwurf.

Hat man durch Beobachtungen die Schwerstoffverhältnisse des ungestauten Flusses als schwierig festgestellt, so hat eine sorgfältige Untersuchung darüber zu folgen, wie die Eigenschaften und der Betrieb des Beckens die Ablagerung beeinflussen (Kapitel IV) und ob und welche besonderen Mittel (Kapitel VI) zur Verhinderung bzw. Verringerung der Verlandung anzuwenden sind. Die Jahreskosten der Freihaltung eines bestimmten Teils des Speicherraums, die sich zusammensetzen aus dem Kapitaldienst der großen einmaligen Ausgaben (Verbauungen oder Schutzsperre mit Umlaufstollen usw.), den laufenden Betriebskosten (Unterhaltung und Ausbesserung der Verbauung oder der Schutzsperre und des Umlaufstollens, Aufwendungen für Spülungen oder Baggerungen usw.), vermehrt um die Einnahmeausfälle infolge Betriebsunterbrechung (z. B. bei der Spülung) sind zu vergleichen mit den Jahreskosten etwa zu erstellenden neuen Speicherraums (einschließlich neuer Entnahmeleitungen, Kraftwerke usw.).

Diese wirtschaftlichen Überlegungen können unter Umständen dazu führen, daß man eine aus anderen Gründen als günstigste Sperrstelle bei der Planung nicht wählt. Bei verhältnismäßig wichtigen Staubecken sind oft die kostspieligsten Maßnahmen gerechtfertigt (Amsteg, Corfino u. a.), während man dagegen sehr oft, besonders bei großen Becken, mit solchen Verlandungszeiträumen zu rechnen hat, die viel größer sind, als die weitgehendsten wirtschaftlichen Anforderungen überhaupt verlangen können. Jedoch sind aus volkswirtschaftlichen Gründen auch in diesem Falle Maßnahmen erwünscht, denn eine günstige Staustelle bedeutet ebenso ein Volksgut wie etwa die Bodenschätze, dessen Verlust unabhängig davon, ob das Anlagekapital abgeschrieben ist oder nicht, möglichst zu vermeiden ist.

An dieser Stelle möchte ich nicht verfehlen, Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. A. Ludin, der die Arbeit mit Rat und Tat unterstützte, meinen Dank auszusprechen. Besonders zu erwähnen verdient, daß Prof. Ludin das zur Sammlung von Unterlagen für die Arbeit notwendige Rundschreiben durchführte. Von den vielen Behörden und Fachleuten, die die Arbeit dankenswerterweise durch Beantwortung des Rundschreibens förderten, seien aus Raumangel hier nur einige, die wesentliche Beiträge lieferten, genannt:

- Ayyangar, Government of Bombay, Public Works Department. — Generaldirektor Bachmann, Provinzial-Elekt. Werk Niederschlesien. — Brück, Wasserwerksverwaltung. — City of Baltimore, Department of Publ. Works. — Ing. Beurle, Linz a. Donau. — Chemnitz, Wasserwerksamt. — Commission Internationale des Grands Barrages, Paris. — Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Direktion München. — Fujii, Tosayoshinogawa Hydro-electric Co., Niihama, Japan. — Gysiger, Pennsylvania Water & Power Co., Philadelphia, Pa. — Dr.-Ing. Kelen, Mitt. über Erfahrungen. — Dr.-Ing. Keller, Mitt. über Afrikareise. — Prof. van der Ley, Dienst voor Waterkracht en Elektriziteit, Bandoeng, Java. — Baudirektor Link, Ruhrtalsperrenverein, Essen. — Oesterreichische Bundesbahnen, Wien. — Oesterreichische Kraftwerke AG., Linz a. Donau. — Generaldirektor Ornig, Steir. Wasserkr. u. Elektr. Werke. — Rurtalsperren-Gesellschaft, Aachen. — Sächsische Wasserbaudirektion, Dresden. — Salt River Valley Water Users Association, Phoenix, Ariz., U.S.A. — Schweizer Bundesbahnen, Bern. — Soc. Idroelectr. Piemonte, Torino. — Stevens, I. C. Portland, Ore. — Verviers (Belgien), Stadtverwaltung.