

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 3. Juli 1925

Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Brücke über Sauerelven, Norwegen.

Von Hans Tønnessen, Chefingenieur der Brückenbauabteilung der Norwegischen Staatsbahnen.

Diese Brücke, die vor etwa zwei Jahren vollendet wurde, ist eine der größten Brücken der im Bau begriffenen Sørlandsbahn (Oslo — Kristiansand — Stavanger). Sie führt über den Fluß Sauerelven, etwa 30 km nördlich von Skien. Außer der Bahn ist auch eine in der Länge unterteilte Straße über die Brücke geführt.

Auf dem Fluß, der einen Teil des Wasserweges zwischen Skien und Notodden ausmacht, findet ein recht lebhafter Schiffsverkehr statt. Flößen des Holzes kommt auch in großem Umfange vor.

Unter diesen Umständen wurde die Stützweite für die mittlere Hauptöffnung zu 80 m und die freie Durchfahrthöhe zu etwa 22 m über H.W. festgestellt.

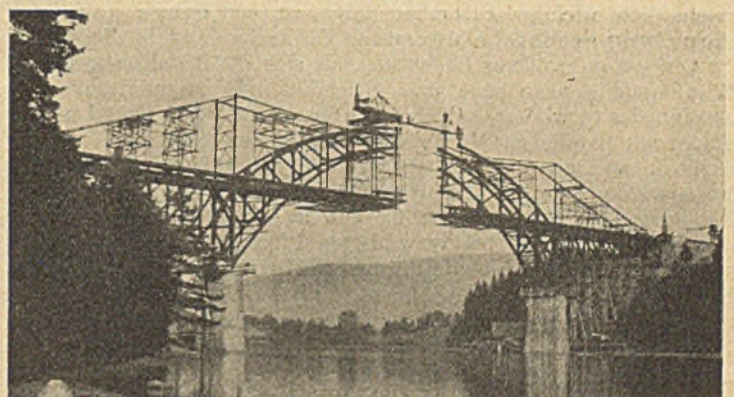
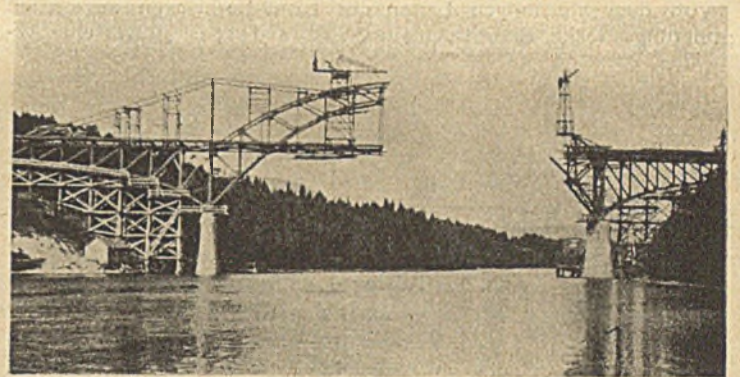
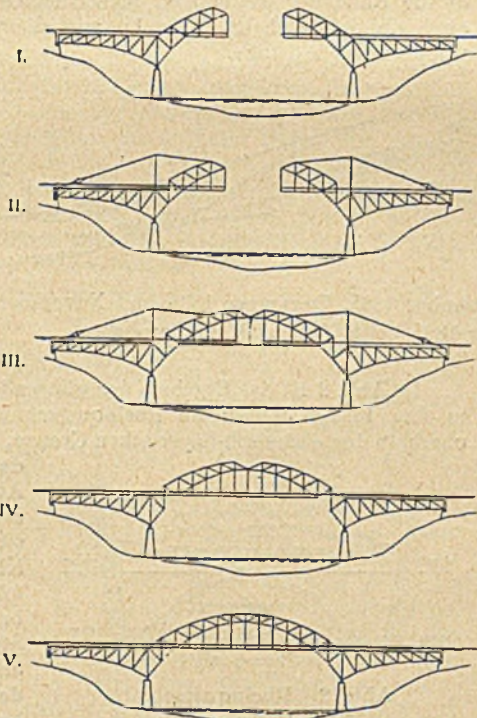
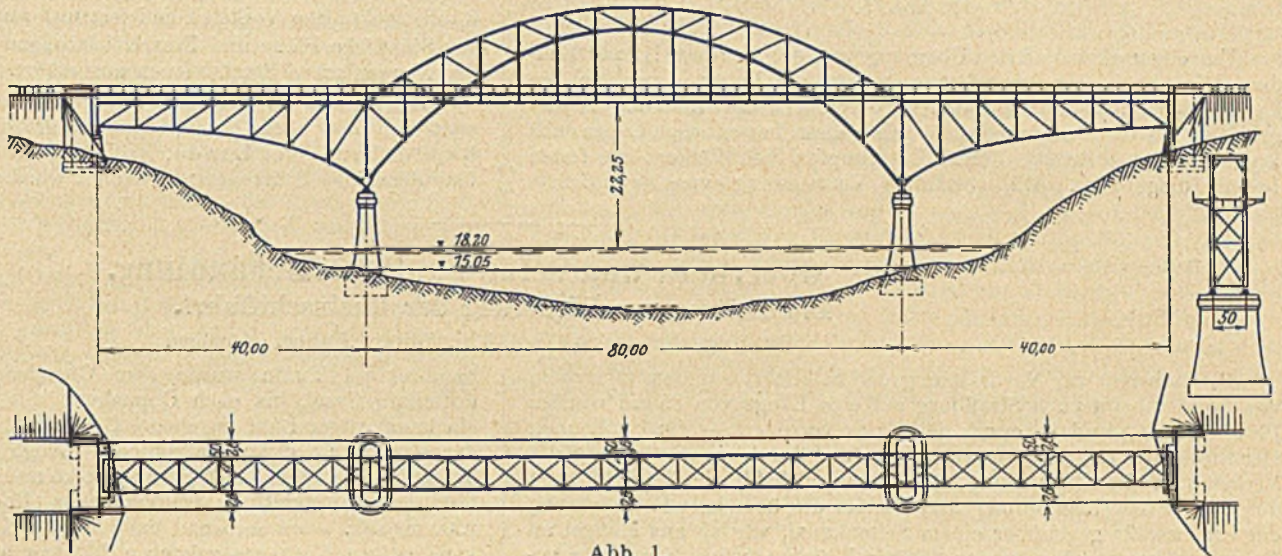
Die Bodenverhältnisse an der Baustelle sind sehr gut. Im ganzen Flußbett und in den Abhängen besteht der Boden aus festgelagertem Sand und Kies, weshalb die Pfeilerfundamente unmittelbar auf dem Boden angebracht werden konnten.

Nach eingehender Prüfung wurde für die Brücke die in Abb. 1 gezeigte Anordnung mit einer Mittelöffnung von 80 m und zwei Seitenöffnungen von je 40 m Stützweite gewählt. Der eiserne Überbau stellt eine Auslegerbrücke dar. Die Seitenöffnungen sind mit vorgekragten Trägern und die Mittelöffnung mit einem Zweigelenkbogen mit Zugband, auf Pendelstützen an den vorderen Spitzen der Kragträger ruhend, überspannt. Das erste Glied in der oberen Gurtung des Bogens und das zweite Glied in der unteren Gurtung sind Blindglieder.

Dies System, das zwar von Schaper erwähnt ist, jedoch nicht oft benutzt wird, eignet sich im vorliegenden Falle sehr gut, weil es ein gutes Aussehen mit einer praktischen und wirtschaftlichen Brückenkonstruktion vereinigt. Besonders hervorzuheben ist, daß die Abmessungen der steinernen Strompfeiler verhältnismäßig klein ausfallen und daß die Form der Hauptträger einen Zusammenbau des Bogens über der Mittelöffnung ohne Gerüst ermöglicht, was in diesem Falle, wo die Höhe recht groß und der Schiffsverkehr lebhaft ist, von großer Bedeutung war.

Die ausgeführten Einzelkonstruktionen der Brücke sind nicht wesentlich verschieden von den gewöhnlichen. An dem beweglichen

Ende des Bogenträgers kostete es dem Konstrukteur einige Mühe, gute Lösungen für die verschiedenen Dehnungsvorrichtungen in den Hauptträgern, in den Längszwischenträgern und im Windverband zu finden. Sonst bieten die Einzelkonstruktionen keine größeren prak-



tischen Schwierigkeiten dar. — Der Vorgang des Aufbaues ist aus Abb. 2, 3 u. 4 ersichtlich. Die Kragträger über den beiden Seitenöffnungen wurden auf festem Gerüst, die Brücke über die Hauptöffnung „schwebend“ ausgebaut. Als Baukran wurde auf der einen Seite ein auf den fertigen Trägern der Straßenbahnen verschiebbarer Galgen mit einem darauf angebrachten dampfbetriebenen Drehkran benutzt. Auf der anderen Seite wurde ein Kran von einfacherer Bauart verwendet.

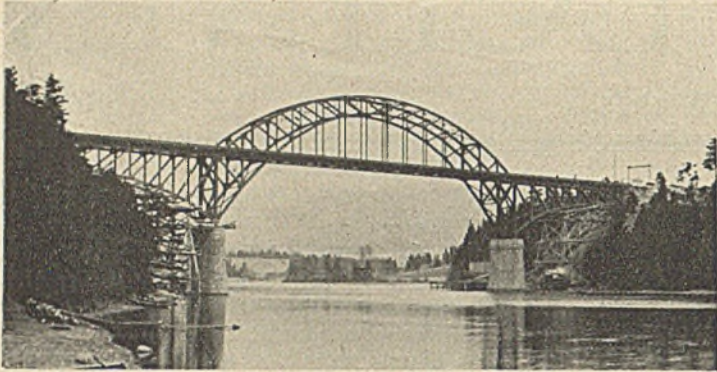


Abb. 5.

Um einen einwandfreien Übergang von der Bauform III zur Bauform IV (Abb. 2) zu ermöglichen, waren die Lager sowohl an den Landpfeilern als auch an den Strompfeilern als Rollenlager ausgebildet. An den Strompfeilern wurden diese beweglichen Lager nach Vollendung der Brücke durch Einstampfen von Zement zu festen Lagern umgebildet. Die vorläufige Verwendung von beweglichen

Lagern auf allen Pfeilern hatte übrigens den Vorteil, daß man beim Zusammenschließen der Brückenden in der Mitte die beiden Brückenhälften in der Längsrichtung der Brücke ohne Schwierigkeit bewegen und somit genau einstellen konnte. Die fertige Brücke ist in Abb. 5 dargestellt.

Der Zusammenbau verlief ohne nennenswerten Unfall.

Als Lastenzug sind zwei Lokomotiven von 117 t Gesamtgewicht (Treibachsendruck 16 t) und Wagen mit Gewicht 5 t für 1 m zugrunde gelegt. Die Straßenfahrbahnen von je 2,6 m Breite sind für 1,5 t Raddruck und 400 kg/m² Menschenlast (300 kg/m² gleichzeitig mit der Zugbelastung) berechnet. Die zulässigen Beanspruchungen sind verhältnismäßig klein gewählt.

Das berechnete Gesamtgewicht der Eisenkonstruktionen beträgt etwa 816 t, wovon etwa 570 t auf die Eisenbahnbrücke entfallen.

Die Eisenkonstruktionen sind von der norwegischen Firma Erik Ruuds mekaniske Verksted geliefert und aufgestellt.

Sämtliche Pläne und Einzelzeichnungen sind vom Brückenbureau der Norwegischen Staatsbahnen ausgeführt.

Vor kurzem ist auch eine andere Brücke der Sörlandsbahn, nicht weit von der oben beschriebenen, nämlich die Brücke über den Bandakkanal bei Lunde, nach demselben System und mit ungefähr denselben Stützweiten vollendet worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung.

Ein Beitrag zur Förderung der Rheinschifffahrt.

Von Dr.-Ing. chr., Dr. rer. pol. h. c. Eduard Faber, München.

Die Arbeiten zur Verbesserung der Schifffahrt auf dem Oberrhein von Sondernheim nach Straßburg auf eine Länge von 85 km wurden 1907 begonnen und — durch den Krieg verzögert — 1923 vollendet. Der Erfolg der Bauarbeiten trat schon 1910 durch eine Steigerung des Verkehrs in die Erscheinung, widerlegte alsbald die Befürchtungen der Gegner der Regulierung und bewies die überragende Bedeutung der Rheinstraße gegenüber einem Seitenkanal, wie er aus Mangel an Erfahrung im Flußbau in den 1880er Jahren abwärts Straßburg geplant war.

Von dem ehemaligen Leiter der Elsaß-Lothringen zugeteilten Regulierungsstrecke, Baurat August Schneider, ist jüngst eine Ab-

baudirektors Tulla wurde dem Oberrhein von Hünningen, nächst unterhalb Basel, bis nach Oppenheim mit zahlreichen Durchstichen ein kanalartiger Lauf gegeben. Die Kürzung beträgt nahezu 98 km, das sind 24 % der ursprünglichen Länge des Talweges von rund 410 km. Das neue, durch Parallelwerke und Uferdeckbauten begrenzte Bett faßt bordvoll die gewöhnlichen Hochwasser mit annähernd 2500 m³/Sek., etwa sechsmal mehr als bei Kleinwasser. Als Folge des kanalartigen Ausbaues zeigten sich 8 km abwärts Hünningen und bis in die Nähe der ehemaligen badischen Ortschaft Dettenheim, 2 km oberhalb Sondernheim (Abb. 1), auf einer Strecke von rd. 200 km wandernde Kiesbänke.



Abb. 1. Talweg des Rheins bei Dettenheim im September 1895, Dezember 1896 und November 1897 samt den Kiesbänken am 25. September 1895 bei 2,65 m a. P. Sondernheim.

handlung erschienen, die eine übersichtliche Darstellung der von Honsell und Willgerodt aufgestellten Bauentwürfe und ein klares Bild über die ausgeführten Arbeiten gibt¹⁾. Dieser wasser- und verkehrswirtschaftlich wichtige Strombau führt zu der Frage nach der Behandlung geschiebeführender Flüsse und ist in dieser Hinsicht von um so größerer Bedeutung, als sich die Regulierung an die 1817 planmäßig begonnene und gleichfalls heftig umstrittene Verbesserung des verwilderten Oberrheins anschließt. Auf Grund meiner vielfach mit baulichen Versuchen verbundenen Studien über den Oberrhein, die Donau, den Lech und den Inn soll daher die Frage erörtert werden, ob die seit über 100 Jahren im Gange befindliche Behandlung des Oberrheins richtig und zweckmäßig ist und welche Bauweisen in Zukunft bei verwilderten Flüssen und bei gleichfalls geschiebeführenden, jedoch festliegenden Flußläufen im Interesse der Schifffahrt zu empfehlen sind.

Der Oberrhein befand sich im Anfang des vorigen Jahrhunderts bis zur Mündung der Rench in voller Verwilderung: bei Niederwasser ein Gewirr von Kiesbänken, Auen und Wasserrinnen. Unterhalb der Renchmündung war die Zerfaserung des Stromes in rascher Zunahme begriffen. In der badisch-bayerischen Strecke bestand der Hauptsache nach noch ein geschlossener und gewundener, von höheren Ufern begrenzter Lauf, doch mehrten sich auch hier die Anzeichen fortschreitender Verwilderung.

Auf Betreiben und nach Vorschlägen des badischen Ober-

¹⁾ Schneider, Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim—Straßburg und die dabei angewandte Bauweise. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 12, S. 129 bis 141.

In Abb. 2 ist das Ergebnis der während eines längeren Zeitraumes in den 1890er Jahren im Rheinquerchnitt bei Plittersdorf, 12 km oberhalb der elsässisch-bayerischen Grenze, vorgenommenen Peilungen dargestellt. Wie in dieser

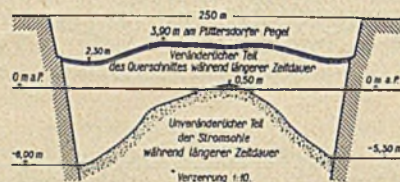


Abb. 2. Rheinquerchnitt bei Plittersdorf.

Abbildung, so stellte sich auf der vorbezeichneten Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken gleichfalls infolge des kanalartigen Ausbaues nach der Mitte des Strombettes eine höckerartige Erhöhung ein, die von der Geschiebebewegung unberührt blieb und über der Stromtrieb und Talweg pendelten: kolkartige Vertiefungen längs der Ufer und hochgelegene Schwellen in den Übergängen. Bei solchem Zustande des Talweges konnte trotz guter Wasserführung und Gefällverhältnisse ein regelmäßiger Betrieb der Großschifffahrt nicht aufkommen.²⁾

Nach Abb. 1 stößt bei Dettenheim die kanalartige Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken und pendelndem Talweg, wie sie vor

²⁾ Abb. 2 ist der Abhandlung „Über die Verbesserung der Schifffahrt des Oberrheins von Mannheim bis Straßburg“ entnommen, die im März 1895 Prof. Sayer von der Technischen Hochschule in Karlsruhe als Manuskript veröffentlicht hat. Er schlägt vor, das Niederwasserbett „durch Herstellung eines Gerippes, dessen Widerstandsfähigkeit größer ist als die angreifende Kraft des Wassers“ festzulegen. Sonach sollte der Oberrhein wie ein Wildbach behandelt werden.

der Regulierung bestanden hat, unmittelbar an eine Strecke mit festliegendem Talwege und mit Kiesbänken, die bei Niederwasser trocken an das Ufer angeschlossen sind und flach abfallen; auch ist in der zuletzt genannten Strecke die Tiefe in den Kolkstrecken wesentlich kleiner und über den Schwellen wesentlich größer als in der oberhalb anstoßenden Strecke mit beweglichem Talwege. Die plötzliche Änderung in der Ausbildung des Strombettes wird durch die Grundrißform bedingt. Die gestreckten Ufer oberhalb Dettenheim können den Stromstrich nicht festhalten, und sonach ist in dem die Ableitung der gewöhnlichen Hochwasser dienenden Bette namentlich dem Niederwasser ein großer Spielraum gegeben. Dagegen findet der Stromstrich in aufeinanderfolgender Krümmung und Gegenkrümmung bei Dettenheim (S-förmige Windung) stets eine beharrliche Führung, abgesehen von den geringen Schwankungen bei steigendem und fallendem Wasser. Weiter abwärts weisen die Krümmungshalbmesser wieder Längen bis zu 4500 m auf, außerdem sind zwischen den einzelnen Gegenkrümmungen gerade Strecken mit Längen bis zu fast 2 km eingeschaltet, so daß der Stromstrich seine beharrliche Lage streckenweise verliert. Die größere Ungebundenheit in der Wasserbewegung hat wieder größere Unregelmäßigkeiten in der Bewegung und Lagerung der Geschiebe zur Folge. Diese Unregelmäßigkeiten machen sich für die Schifffahrt weniger fühlbar, da das Wasserspiegelgefälle stark abnimmt und bei gleichbleibender Normalbreite mit 240 m die Wassertiefen zunehmen. Bei ihrem oberen Ende findet die Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken einen ähnlichen Abschluß wie bei Dettenheim.

Nach den seit Tullas Zeiten an den süddeutschen Flüssen gewonnenen Erfahrungen hat nicht einmal die Landwirtschaft dem kanalartigen Ausbau der Flüsse besondere Gewinne zu verdanken. Für sie wie für alle sonstigen Unternehmungen in den Niederungen besteht der Wert der Flußverbesserung vorwiegend in der Herstellung eines geschlossenen Bettes mit festen Ufern, also in der Verbesserung der Abflußverhältnisse und in der Sicherung des Besitzstandes. Die Erfahrung lehrt, daß die Belange der Landwirtschaft und Schifffahrt durch den Ausbau eines den Eigenschaften des Gewässers entsprechend gewundenen und geschlossenen Flußlaufes am besten zu vereinigen sind.³⁾

Bis lange in das vorige Jahrhundert hinein war eine Bauweise, mit der ein verwilderter, geschiebeführender Fluß nach einer gewundenen Laufrichtung hätte festgelegt werden können, weder bekannt noch erprobt, wie dies jetzt mit den Wolfschen Bauten in Verbindung mit Grundswellen und mit den in den norddeutschen Flüssen schon lange erprobten, flach abfallenden Bühnen der Fall ist.⁴⁾ Wenn auch mit einem gewundenen Stromlauf ein größerer Erfolg zu erzielen gewesen wäre, als er dem Werke Tullas beschieden war, so verdient dennoch das tatkräftige Eingreifen dieses hervorragenden Ingenieurs zur Abwendung der in den Rheinniederungen aufs höchste gestiegenen wirtschaftlichen und gesundheitlichen Not die Anerkennung der Fachgenossen und den Dank der Rheinanwohner.

Die Verbesserung der Schifffahrt oberhalb Sondernheim-Dettenheim wurde schon in den 1870er Jahren angeregt. Den ersten Vorschlag, der eine ernstliche Erwägung verdient hätte, machte der preußische Regierungs- und Baurat Opel.⁵⁾ Nach ihm sollte die Verbesserung „mit den allerdings nicht besonders angeschriebenen, bescheidenen preußischen Bühnen“ versucht werden. Da aber die Herstellung von Bühnen in dem leicht beweglichen Bett für ausgeschlossen galt, so fand der Vorschlag keine Beachtung.

Mit einer für den Oberrhein geeigneten Bauweise habe ich mich bereits in den 1880er Jahren eingehend beschäftigt, und ich kam damals an Hand der Ergebnisse baulicher Versuche zu bestimmten Vorschlägen über eine Verbesserung der Schifffahrt. Meine Versuche gehen bis in das Spätjahr 1877 zurück, zu welcher Zeit mir die Leitung der Neubauten im Strombezirk Germersheim mit weitgehender Selbständigkeit übertragen wurde. Schon kurz nach Beginn meiner Bautätigkeit beobachtete ich gelegentlich der Herstellung eines Parallelwerkes im km 26,5, am linken Hohlufer gegenüber Dettenheim (Abb. 1), daß sich mit der Verflachung der Uferböschung der Ort der größten Wassertiefe im Talweg von dem Fuße der Böschung entfernt und die Tiefe selbst abnimmt. Während die älteren, mit losen Steinen überdeckten Uferbauten selten mehr als 1½-fach abgeböschet und in den Kolkstrecken die größten Tiefen im Talwege hart am Fuße der Böschung zu finden waren, genügte schon eine dreifache Verflachung, diese Tiefen auf 10 bis 12 m vom Böschungsfuße abzudrängen. Die Versuche ergaben sonach, daß die Bewegung und Lagerung der Geschiebe nicht allein von der Grundrißform der Ufer, sondern auch von der

Böschungsanlage der Ufer beeinflusst wird, und durch eine Vereinigung beider Maßnahmen eine gute Modellierung der Niederwasserrinne in den kanalartigen Flüssen zu erzielen ist.

Weitere Versuche unternahm ich 1880 und 1881 gelegentlich des Abschlusses des Lingenfelder Altrheins bei Germersheim, bei dessen Herstellung sich äußerst ungünstige, die Bauausführung erschwerende, die Versuchsarbeiten dagegen sehr lehrreich gestaltende Stromverhältnisse einstellten. Es gelang, die Grundswellen, mit denen die Strömung von der Baustelle abgedrängt wurde, über der leicht beweglichen Sohle mit Senkfaschinen herzustellen. Die Mannschaft auf den Senkfaschinenschiffen vermochte nach kurzer Anweisung die Senkstücke bei Wassertiefen bis zu 12 m und mitten im Strome nach ihrem planmäßigen Orte hin einzuwerfen. Somit war ein Bauverfahren erprobt, mit dem sich beliebige Eingriffe in das Strombett ermöglichen ließen. Ich war überzeugt, daß es eine einfache, mit keinerlei Wagnis verbundene Sache sein mußte, dem Stromstrich eine die gute Ausbildung der Niederwasserrinne gewährleistende, beharrliche Lage zu geben.⁶⁾

Meiner vorgesetzten Stelle unterbreitete ich 1884 den Vorschlag, die damals geplante Verbesserung des Talweges bei Germersheim, statt mit einem durch eine teure Bühne an das 30 m hinter der Normallinie gelegene feste Ufer anzuschließenden Parallelwerk durchzuführen, mit Grundswellen zu versuchen, die allmählich entsprechend der jeweiligen Talwegbildung zu flach abfallenden Bühnen auszubauen waren. Die vorgeschlagene Bauanlage sollte nach meinen Angaben der Erprobung einer Bauweise zur Verbesserung der Schifffahrt des Oberrheins dienen. Meine Anregung blieb unbeachtet.⁷⁾

Nach solcher Erfahrung trat ich an die Öffentlichkeit. In einer Abhandlung „Die Strombettregulierung des Oberrheins und der Schifffahrtskanal Straßburg—Ludwigshafen“ (Deutsche Bauztg. 1885, S. 355) hob ich als ein Hauptergebnis meiner Beobachtungen hervor: „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird.“⁸⁾ Über die Art der Verwirklichung dieses Grundsatzes und die Bestimmung der durch Regulierung zu erreichenden Verbesserung der Niederwasserrinne veröffentlichte ich 1887 in der Deutschen Bauztg. eine Abhandlung „Ausbau der Ufer des Oberrheins zwischen Straßburg und Mannheim zur Verbesserung der Wasserstraße“ mit drei Abbildungen auf S. 424. Diesen Gegenstand habe ich späterhin wiederholt besprochen nach einem 2 km oberhalb Maxau gelegenen Rheinquerschnitt, den ich samt den Oberflächengeschwindigkeiten am 3. XI. 1887 bei 3,24 m am Maxauer Pegel aufgenommen hatte. Dieser Wasserstand lag nur 4 cm über dem Stande, der nach der Ermittlung von 1885 einem Rheinstande von 1,50 m Kölner Pegel entsprach und bei dem eine Fahrtiefe von 2 m gefordert wurde.⁹⁾

Nach Abb. 3 soll das Niederwasserbett durch den beiderseitigen Einbau von Bühnen derart umgeformt werden, daß in der neuen Niederwasserrinne bei 3,24 m Pegelstand die gleiche Wassermenge abfließt, die für den ursprünglichen Querschnitt berechnet wurde. Nach den am Oberrhein zahlreich vorgenommenen Geschwindigkeitsmessungen ließen sich die den einzelnen Wassertiefen entsprechenden Oberflächengeschwindigkeiten für die Messungstelle mit Sicherheit ermitteln. Die Berechnung ergab:

Hauptrinne	358 m ² ,	584 m ³ /Sek.,	1,63 m/Sek. mittl. Geschw.
Neberrinne	70 „	80 „	1,14 „ „ „
Zusammen	428 m ² ,	664 m ³ /Sek.,	1,55 m/Sek. „ „
Nach Ausbau flacher Ufer	433 m ² ,	663 m ³ /Sek.,	1,53 m/Sek. mittl. Geschw.

Durch die Umformung des Querschnittes vom 3. XI. 1887 ist bei 3,20 m am Maxauer Pegel eine Fahrtiefe von 2,0 m auf 95 m Breite zu gewinnen. Nach Abb. 3 fällt die Krone der Bühne von der Höhe des mittleren Jahreswasserstandes aus mit 1:6 ab. Bei der Bauausführung jedoch würde der Abfall mit etwa 1:3 beginnen und nach

⁶⁾ Faber, Denkschrift über die Verbesserung der Schifffahrt der bayerischen Donau und über die Durchführung der Großschifffahrt bis nach Ulm. München 1905. S. 61 bis 66 und Blatt VII.

⁷⁾ Donau-Denkschrift 1905, S. 85 bis 87 und Blatt VIII.

⁸⁾ Donau-Denkschrift 1905, S. 73, r. Sp., 2. Abs.

⁹⁾ Der Rheinquerschnitt bei Maxau und seine Umformung wurden zum ersten Male veröffentlicht auf S. 35 des Berichtes über die Hauptversammlung des Bayerischen Vereins für Binnenschifffahrt am 31. V. 1896, auf der ich vorgetragen hatte: Über den natürlichen und künstlichen Bau geschiebeführender Flüsse mit besonderer Berücksichtigung einer Regulierung des Oberrheins zum Zwecke der Schifffahrt. Vergl. auch Faber, Über neuere Methoden des Flußbaues. Danubius, Wien 1897; sodann die Donau-Denkschrift 1905, S. 81 u. 82 und Marquardt, Die Methoden des Flußbaues. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 7.

³⁾ Faber, Die Regulierung geschiebeführender Flüsse auf Niederwasser. Süddeutsche Bauztg. 1898.

⁴⁾ Faber, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14 vom 27. III. 1925.

⁵⁾ Opel, Die Regulierung des Oberrheins. Deutsche Bauztg. 1878, S. 189 u. 190.

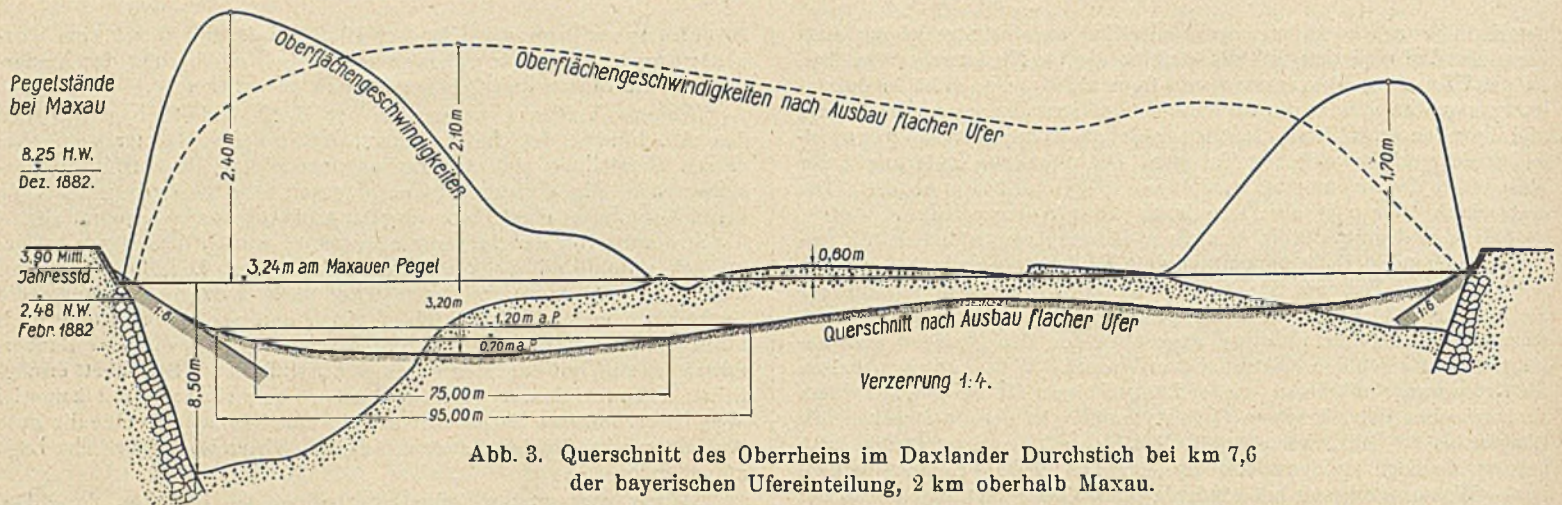


Abb. 3. Querschnitt des Oberrheins im Daxlander Durchstich bei km 7,6 der bayerischen Ufereinteilung, 2 km oberhalb Maxau.

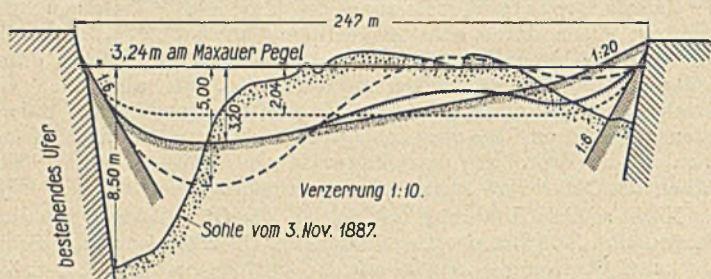


Abb. 4. Querschnitte mit gleichem Flächeninhalt 433 m^2 unter $3,24 \text{ m}$ a. P. Maxau.

der Tiefe zu abnehmen zur Verstärkung der günstigen Einwirkung auf die Umbildung der Sohle.

Die Willkür in der Bestimmung der Umgrenzungslinie der neuen Querschnittsfläche ist beschränkt, da der zwischen den flach abfallenden Bühnen beharrende Stromstrich eine langsame Zu- und Abnahme der Geschwindigkeiten im Querschnitt und Längenschnitt und somit auch eine flache Abboschung der Kiesbänke bedingt. Deshalb läßt sich nach der Form der Querschnitte mit gleichem Flächeninhalt in Abb. 4 annehmen, daß sich zwischen den Bühnen ein Querschnitt mit 5 m Tiefe bei Niederwasser, die eine steil aufsteigende Sohle bedingen würde, nicht ausbilden kann.

Hinsichtlich der Ausführung der Regulierung ging ich davon aus, daß an jeder Stelle eines kanalartigen Flusses eine S-förmige, die Beharrung des Stromstriches sichernde Windung ohne Schädigung des Flusses bestehen kann. Dies zeigt nicht allein das Verhalten des Rheins bei Hünningen und Dettenheim, sondern noch auffallender die obere Donau abwärts Ulm durch den häufigen Wechsel zwischen kanalartig ausgebauten Strecken mit wandernden Kiesbänken und S-förmig gewundenen Strecken mit beharrendem Stromstrich.¹⁰⁾ Sodann ist unter Berücksichtigung des Grundsatzes, daß die Lage des Stromstriches von dem Grade der Verflachung des anliegenden Ufers abhängt, durch Bühnen mit entsprechend geformtem Abfall eine gewundene, der Schifffahrt günstige Strombahn festzulegen und die Fahrinne gleichsam zu modellieren. Bei stärkerem Wasserspiegelgefälle, das allenfalls einen der Schifffahrt nachteiligen Anfall der Strömung an das Ufer beim Wechsel des Überganges veranlaßte, wäre das abgeflachte Ufer auf die sicher nur kurze Strecke vollwandig auszubauen. Nach Abb. 3 wird das Strombett zur Erfüllung der Forderung hinsichtlich der Breite und Tiefe der Fahrinne nicht eingeschnürt, die Erosion also nicht verstärkt. Sogar in dem in einer Kolkstrecke gelegenen Querschnitt geht infolge des Ausbaues die größte bei Niederwasser gemessene Geschwindigkeit mit $2,40 \text{ m}$ auf $2,10 \text{ m}$ zurück. Die mittlere Geschwindigkeit bleibt unverändert.

Willgerodt, später ein eifriger Förderer der Rheinregulierung, überreichte 1888 dem III. Internationalen Binnenschifffahrtkongreß zu Frankfurt a. M. eine Abhandlung: „Die Schifffahrtsverhältnisse des Rheins zwischen Straßburg und Lauterburg. Ein Beitrag zur Entscheidung der Frage über die Notwendigkeit eines oberrheinischen

Schifffahrtskanals.“ Er schreibt darin: „Zweifellos würde die Ausbildung sehr flacher Ufer nicht unwesentlich zu gleichmäßigerer Gestaltung der Sohle beitragen, weil die Ablenkung der gegen die Ufer gerichteten Strömung unbedingt eine mildere würde. Die Schwierigkeit liegt nur in der Schaffung und Erhaltung der Ufer.“ (Der Sperrdruck ist von mir veranlaßt.) Nun war aber durch meine in den Jahren 1877 bis 1881 am Oberrhein vorgenommenen und Willgerodt nicht unbekannt gebliebenen Versuche die Möglichkeit der Schaffung und Erhaltung flach geböschter Ufer erwiesen. Leider aber hatten die damals am Oberrhein maßgebenden Flußbau-Ingenieure nicht selbst Bauten in geschiebeführenden Flüssen ausgeführt und sich wohl auch niemals mit der Peilstange in der Hand überzeugt, wie leicht das bewegliche Bett im Oberrhein durch eine einfache, nicht übermäßig stauende Anlage umzuformen ist. Ich schrieb daher am Schlusse meiner bereits genannten Abhandlung von 1887 zu einer Zeit, in der ich am Oberrhein nicht mehr praktisch tätig war: „Mit dem geringen Betrage von 10 000 Mark ließe sich auch dem Ungläubigsten die Durchführbarkeit und Zweckmäßigkeit des vorgeschlagenen Ausbaues der Ufer beweisen.“ Meine Anregung wurde verspottet, und weiterhin wurde in ähnlichem Sinne gestritten, wie bei der bekannten Frage, ob ein lebender Fisch schwerer sei als ein toter. Daher auch späterhin die Verblüffung über den raschen Erfolg der Regulierung.

Mit einer Abhandlung „Der Deutsche Oberrhein als Schifffahrtsstraße“ in Nr. 292 der „Allgemeinen Zeitung“ (München) vom 20. X. 1888 trat ich Willgerodt entgegen. Ich zeichnete „F., Karlsruhe“, da ich damals in Karlsruhe dienstlich tätig war. Nach dieser Veröffentlichung wurde Honsell von höchster Stelle aus veranlaßt, sich gutachtlich über die Möglichkeit und Zweckmäßigkeit einer Regulierung zu äußern. Es erschien sodann 1890 im Zentralblatt der Bauverwaltung seine Abhandlung „Die Wasserstraße zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Kehl-Straßburg — Kanal oder freier Rhein?“, in der sich Honsell für eine Regulierung aussprach.

Endlich im Jahre 1895 wurde, wie Schneider a. a. O. mitteilt, gemäß Beschluß der Rheinuferstaaten Baden, Bayern und Elsaß-Lothringen Honsell mit der Aufstellung eines Entwurfs über die Regulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg betraut. Bei einer Besprechung der einschlägigen Referenten über den Honsellschen Entwurf von 1897 stellten sich grundsätzliche Meinungsverschiedenheiten zwischen Honsell und Willgerodt heraus. 1898 übermittelte Willgerodt einen Abänderungsvorschlag den beteiligten Regierungen.

Auch Honsell und Willgerodt wollten die regulierte Niederwasserinne mit Bühnen nach einer gewundenen Richtung festlegen. Willgerodt fand jedoch im Bestreben, möglichst wenig schroff in das Stromregime einzugreifen, die von Honsell vorgesehene Streckung der Niederwasserinne durch Abminderung der Anzahl der Übergänge von 91 auf 46 zu weitgehend. Er befürchtete eine unzulässige Verstärkung der Schubkraft des abfließenden Wassers und nahm 57 Übergänge an. Meines Erachtens war auch diese Mehrung nicht ausreichend. Leider fehlt hier der Raum, den Einfluß der Grundrißform auf die Ausbildung der Fahrinne eingehender zu besprechen.¹¹⁾ Ebenso äußerte Willgerodt schwerwiegende Bedenken gegen die am oberen Ende der Regulierungsstrecke vorgesehene, den Strom von einem zum anderen Ufer durchquerende Senkfasschinschwelle. Sie hätte nach kurzem Bestande die Schifffahrt über Straßburg hinaus gesperrt. Honsell hatte das bei Dettenheim bestehende Muster eines Abschlusses gegen eine Strecke mit wandernden Kiesbänken nicht beachtet.

¹¹⁾ Vergl. „Die Regulierung der ungarischen oberen Donau“. Nach einem Vortrag von Emil Schick in Preßburg besprochen von Eduard Faber in München. Süddeutsche Bauztg. 1912, S. 73 bis 76.

¹⁰⁾ Donau-Denkschrift 1905, S. 70 bis 76, Blatt IV, V u. VI.

Bei der Festlegung der Niederwasserrinne trachtete Willgerodt darnach, der natürlichen Form gut ausgebildeter Stromstrecken nachzukommen. Jedoch bestimmte er ebenso wie Honsell die Breite und Tiefe der Fahrrinne innerhalb der ausgebauten Niederwasserrinne nach einem trapezförmigen Querschnitt und mit der Ganguillet-Kutterschen Formel. Dadurch kamen beide zu einem gewaltsameren Eingriff in das Strombett, als ihn die Stromverhältnisse erfordern. Diese Bestimmungsart des neuen Querschnitts fand auch bei der Ausführung der Regulierung Sondernheim—Straßburg Anwendung.

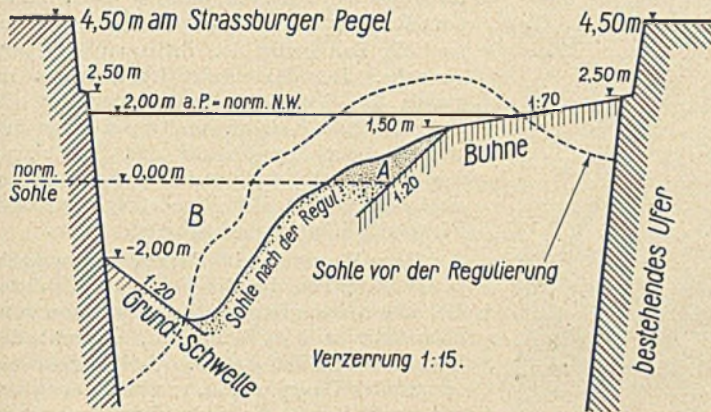


Abb. 6. „Kolkprofil“ nach Willgerodt.

Wäre die von Honsell und Willgerodt angewandte Berechnung zutreffend, dann müßte im „Kolkprofil“ (Abb. 6) nach der den Einbauten entsprechenden Ausbildung der Stromsohle die unterhalb der normalen, wagerechten Sohle abfließende Wassermenge gleich jener sein, die sich für den über der wagerechten Sohle gelegenen und durch Aufkiesung versperren Teil des trapezförmigen Querschnitts berechnet. Da jedoch die Fläche B etwa sechsmal größer ist, als die Fläche A, so beweist dies allein schon eine zu starke Verengung des neuen Querschnitts durch die mit ihrem Kopfe weit in das Strombett hineinragende Buhne: Der Strom arbeitet übermäßig nach der Tiefe auf Kosten der Breite. Daher war wohl auch nach einer Sohlenaufnahme vom April 1923 in der von Baden ausgeführten, 46 km langen Regulierungsstrecke aufwärts von Sondernheim die entwürfs-gemäße Fahrwasserbreite an einer größeren Anzahl von Stellen noch nicht erreicht.¹²⁾ Die auf große Längen über Niederwasser aufragenden Kronen der Buhnen sind bei höheren Wasserständen heftigen Angriffen durch die Strömung, durch Geschiebe und Eis ausgesetzt. Da außerdem die regulierte Niederwasserrinne keine starre Form besitzt, so werden späterhin die infolge von Erhöhungen oder Vertiefungen der Stromsohle streckenweise notwendigen Änderungen in der Bauanlage zur Verbesserung des Talweges durch die Form der Buhnen erschwert werden.¹³⁾

Von der zwischen Sondernheim und Straßburg angewandten Bauweise unterscheidet sich mein Vorschlag aus den 1880er Jahren im wesentlichen dadurch, daß ich einen unmittelbar von dem bestehenden Ufer ausgehenden und nach der Tiefe zu allmählich schwächer werdenden Abfall der Buhnen vorgesehen habe. Damit sollte auch in den Kolkstrecken bei geringerer Wassertiefe ein schalenförmiger Anschluß der Sohle an die Buhnen erzielt werden.¹⁴⁾ Dagegen wurden nach den Bauentwürfen von Honsell

¹²⁾ Spieß, Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg. „Deutsche Wasserwirtschaft“ 1925, Nr. 2 u. 3, S. 39 I. Sp.

¹³⁾ Ein außergewöhnlich schlecht ausgebildeter Übergang in dem übermäßig breiten Innbett bei Oberaudorf wurde 1900 nach meinem Entwurf durch Buhnen reguliert, ähnlich wie sie späterhin am Oberrhein ausgeführt wurden. Die besonderen Flußverhältnisse bedingten die für den Inn vorgesehene Anlage. Donau-Denkschrift 1905, S. 78, Blatt VI.

und Willgerodt die jeweils in der planmäßig bestimmten Strombahn liegenden Kolke durch ein Anpressen der Niederwasserrinne an das bestehende Ufer festgehalten, die Kolke um ein verhältnismäßig geringes Maß durch Grundschwellen verbaut und sonach die dreieckförmige Ausbildung der Querschnitte in den Kolkstrecken weiterhin ermöglicht.

Welche Unterschiede nun auch bestehen mögen, soviel ist sicher: Bei einer entsprechenden Würdigung der von mir in den 1880er Jahren gegebenen Anregung zur Vornahme baulicher Versuche stände der Oberrhein schon längst dem regelmäßigen Verkehr der Großschiffahrt offen.¹⁵⁾

Der beschleunigte Ausbau einer leistungsfähigen Wasserstraße über Straßburg hinaus und zunächst bis Basel ist eine vordringliche Aufgabe. Der Erfolg der Regulierung Sondernheim—Straßburg hat auch der Allgemeinheit bewiesen, daß im offenen Rheinstrom eine so hochwertige und die Verkehrsbedürfnisse der an der Rheinschiffahrt beteiligten Staaten so befriedigende Wasserstraße geschaffen werden kann, wie dies niemals durch eine Kraftwasserstraße Basel—Straßburg möglich wäre. Gegenüber den volkswirtschaftlichen Werten der bedeutendsten Binnenwasserstraße Europas kommt der Wert der Wasserkräfte, die zwischen Basel und Straßburg zu gewinnen wären, nicht in Betracht und zudem würde die Leistung der Schiffahrt in einer Kraftwasserstraße gegenüber der in der offenen Rheinstraße wesentlich herabgemindert werden. Auch würde sich der geschiefbeführende, von gewaltigen Hochwasserkatastrophen heimgesuchte Oberrhein hinsichtlich seiner Wasserführung und Wasserableitung nicht ohne weitgehende und tief einschneidende Nachteile derart umstellen lassen, wie dies für eine Kraftwasserstraße Basel—Straßburg notwendig wäre. Namentlich würden die Grundwasserverhältnisse in den Rheinniederungen schädlich beeinflußt, und der Rhein, der bei Niederwasser nur etwa 50 m³/Sek. abzuführen hätte, würde in einen gräßlichen Zustand versetzt werden. Das Strombett käme je nach dem Stande des Grundwassers streckenweise trocken zu liegen. Es bestände daher während einer längeren Zeit des Jahres eine die Abwässer aus dem beiderseitigen Gelände aufnehmende Kieswüste mit Seuchen erregenden Ausdünstungen.

Die Rheinestrecke Basel—Straßburg wurde verhältnismäßig weniger stark gekürzt als die Strecke Straßburg—Sondernheim und ist daher noch leichter zu regulieren als diese, wenn auch voraussichtlich zur Förderung der Bauarbeit das weniger bewegliche, grobe Geschiebe durch Bagger vielfach aufzulockern wäre. Da aber die Regulierung darauf hinausgehen muß, das möglichst zurückzugewinnen, was der Oberrhein infolge seiner übermäßigen Kürzung im vorigen Jahrhundert gegenüber dem Ergebnis bei einer naturgemäßen Behandlung an Schiffbarkeit eingebüßt hat, so sollte man unter Ausnutzung der auf der Regulierungsstrecke Straßburg—Sondernheim gemachten Erfahrungen ein noch größeres Maß von dem Erreichbaren anstreben, als es in der vorgenannten Strecke gewonnen wurde. Ich möchte daher in Anbetracht der vorstehenden Ausführungen vorschlagen, einen weniger gewaltsamen Ausbau der Schiffahrtsrinne durch bauliche, in kurzer Zeit durchführbare Versuche zu bestimmen. Auch wäre der Versuch zu empfehlen, mit den rasch wirkenden Stauwänden Wolfscher Art die Umbildung der Niederwasserrinne zu unterstützen. Der Umstand, daß mit den Regulierungsarbeiten an zahlreichen Stellen zugleich eingesetzt werden kann, wäre zur Abkürzung der Bauzeit möglichst auszunutzen. —

Bei der Ausarbeitung dieser Abhandlung hat mich Herr Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Stuttgart, durch wertvolle Anregungen wesentlich unterstützt, wofür ich ihm auch an dieser Stelle herzlich danke.

¹⁴⁾ Über die Möglichkeit, trotz der als Regel geforderten starken Ablachung der Ufer oder Buhnen den Bedürfnissen der Schiffahrt hinsichtlich der Ländeplätze und Hafenanlagen entsprechen zu können, vergl. S. 26 des Berichtes des Bayerischen Vereins für Binnenschiffahrt von 1896, außerdem Süddeutsche Bauztg. 1912, S. 74 u. 75.

¹⁵⁾ Vergl. Faber, Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiefbeführender Flüsse. Süddeutsche Bauztg. 1922, S. 153 bis 156. Sodann: Der Oberrhein als Schiffahrtstraße. Bauzeitung (Stuttgart) 1924, S. 44 bis 47.

Alle Rechte vorbehalten.

Die holländische Holzpfahlramme.

Von Dipl.-Ing. K. E. Schnopp der „Siemens-Bauunion“.

In Holland, wo man im Küstengebiet jegliches Bauwerk auf Pfähle setzen muß, wo z. B. die ganze ältere Stadt Amsterdam gleichsam auf einem unterirdischen Walde steht und wo zur Gründung des Zentral-Bahnhofes in Amsterdam oft bis zu 26 m lange Pfähle in Abständen von nur etwas mehr als Pfahldicke voneinander gerammt werden mußten, spielt die Frage einer zweckmäßigen Ramme naturgemäß eine große Rolle.

Für die dort vorliegenden Verhältnisse darf man sie nicht schwerer als gerade nötig bauen, um sie auch auf dem „slapsten“ Boden ge-

brauchen zu können; sie muß leicht verstellbar sein, da bei der meist großen Anzahl der zu schlagenden Pfähle nur ein Mindestmaß von jeweiliger Umstellarbeit ein wirtschaftliches Arbeiten ermöglicht, und sie muß zweckmäßig so gebaut sein, daß man sie sowohl auf dem Lande gebrauchen kann, als auch ohne große Schwierigkeit auf einem Prahm, zum Rammen vom Wasser aus.

Alle diese Erfordernisse erfüllt nun die holländische Holzpfahlramme leicht und vollkommen, und dabei ist sie kein verzwicktes Gerät, sondern im Gegenteil eigentlich die Urform eines Ramm-



Abb. 1.
Rammen unter gleichzeitigem Spülen.

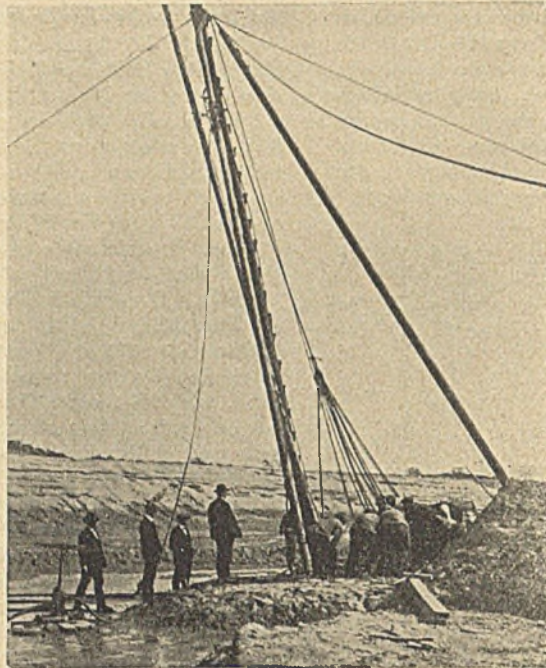


Abb. 2.
Rammen eines Schrägpfahles.

gerüstet. Ein hölzerner Dreibeck aus meistens 18 bis 20 m langen Beinen, von denen zwei am oberen Ende mit Bügel und Tau zusammengehalten werden, während das dritte Bein, die „achterpoot“, mit einem Bolzen befestigt wird, ist das ganze Rammgerüst, das dann zur größeren Standfestigkeit mit vier Tauen verankert wird. Die drei Beine endigen unten in eisernen Dornen und haben etwa in einem Abstände von 60 bis 70 cm davon ein Loch, durch das man zum Versetzen des Beins eine Brechstange steckt. Als Läuferferruten dienen zwei Maste von etwa 20 m Länge, die durch einen brillenartigen Bügel am Bock gehalten werden. Zwischen diesen Läuferferruten hängt dann der Bär, ein bis 1200 kg schwerer eiserner Fallblock mit oben und unten je zwei hölzernen Querbalken, die die Führung in den Läuferferruten gewährleisten.

Als Antrieb der Ramme wird nur in seltenen Fällen Handkraft genommen. — Abb. 1 zeigt einen solchen Ausnahmefall, wo zum Rammen von nur 16 kurzen Pfählen die Schwierigkeiten, einen Dampf-

kessel und eine Seilwinde in eine Baugrube, die bereits 10,5 m ausgeschachtet war, zu bringen, in keinem Verhältnis gestanden hätten zu dem zu erwartenden Vorteil des maschinellen Arbeitens. — Meistens wird ein Dampfkessel oder ein Elektromotor mit einer Seilwinde auf einem eisernen Untergerüst auf vier kleinen eisernen Rädern, die auch um eine Achse senkrecht zur Plattform des Untergerüsts drehbar sind, hinter dem Rammgerüst aufgestellt.

Die Bedienung ist dann eine äußerst einfache. Der Maschinist ist meistens zugleich der eigentliche Rammeister, der also die Seilwinde bedient, und zwei oder drei weitere Leute sorgen für das Anschlagen des Pfahles und seine gute Führung, wofür sie meistens noch eine Brechstange zwischen Pfahl und Läuferferrute klemmen.

Beim Versetzen der Rammstellung packt je ein Mann eine der Brechstangen, die durch die drei Beine gesteckt sind, und man setzt nacheinander die Beine um, die mit den Dornen auf Bohlen stehen. Ähnlich geschieht es mit der Dampfwinde, deren Räder ebenfalls auf Bohlen laufen; diese haben im Radkranz Löcher, und mittels Brechstangen bewegt man sie weiter.

Daß ein solches Rammgerüst ohne große Schwierigkeiten auch auf einem Prahm aufgestellt werden kann, leuchtet ohne weiteres ein. Auch ist aus der Art der Befestigung der einzelnen Konstruktionsglieder des Rammgerüsts untereinander sofort ersichtlich, daß dem Rammen von Schrägpfählen keinerlei Schwierigkeiten im Wege stehen. Abb. 2 zeigt dasselbe Rammgerüst wie Abb. 1, und zwar beim Rammen eines Schrägpfahles unter einer Neigung von etwa 1:4. Aus der Art des holländischen Bodens heraus werden die Pfähle nicht nur allein gerammt, sondern es wird meistens erst vorgespült. Die Aufhängung der Spüllanze ist, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, sehr einfach möglich.

Die Arbeitsleistungen mit dieser Holzpflammer sind recht gut. In Amsterdam z. B. konnte beobachtet werden, daß eine Rammbesetzung von fünf Mann, die sich dann auch noch die Pfähle aus etwa 50 m Entfernung heranholte, in acht Arbeitsstunden etwa 20 Pfähle von 12 bis 14 m Länge rammt. Der Boden bestand aus Moor und abwechselnden Ton- und Sandschichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Ausführung massiver Staumauern.

Von Regierungsbaurat Momber, Goslar.

Trotz vieler Vorschläge in neuerer Zeit, die massiven Schwergewichtstaumauern durch andere Bauarten zu ersetzen, kommen jene bei der Anlage von Talsperren immer noch in erster Linie in Frage.

Die größte Höhe der massiven Mauern ist in den letzten Jahrzehnten außerordentlich gestiegen. Während die höchsten Mauern in Deutschland vor dem Weltkriege nur etwa 40 bis 60 m hoch waren, ist zurzeit die Schwarzenbachsperre mit einer größten Höhe von 65 m im Bau, andere von 70 bis 90 m Höhe und mehr sind geplant. Im Auslande sind schon Mauern von 100 m und mehr zur Ausführung gekommen, man plant in Amerika im Colorado-Strom sogar eine massive Mauer von 220 m Höhe.¹⁾

Die Anschauungen über die Querschnittsform, die Berechnungsart, die zulässigen Spannungen, die Ausführung der Entlastungsanlagen, die zu wählenden Baustoffe usw. sind in den letzten Jahrzehnten erheblichen Änderungen unterworfen gewesen. Auch jetzt kann von festen Regeln, nach denen die Mauer zu berechnen und auszuführen wäre, noch nicht gesprochen werden. In Frankreich hat der Minister der öffentlichen Arbeiten eine Anweisung über die Entwürfe und Bauausführungen von hohen Schwergewicht-Talsperrenmauern vom 19. Oktober 1923 erlassen, der als Anlage ein Gutachten des Generalrats der Brücken und Wege beigelegt ist („Deutsche Wasserwirtschaft“ 1924, Heft 5, S. 146 u. f., ferner „Die Bautechnik“ 1924, Heft 35 u. 36, S. 382 u. 390). In diesem Gutachten sind eine Reihe von Leitsätzen enthalten. In Italien sind vor einigen Jahren amtliche Bestimmungen für den Bau von Talsperren („Der Bauingenieur“ 1924, Heft 23, ferner „Die Bautechnik“ 1925, Heft 28, S. 388) herausgegeben.

In Preußen ist eine „Anleitung über den Bau und Betrieb von Talsperren“ als Anlage zur III. Ausführungsanweisung zum Wasser-

gesetz vom 7. April 1913 herausgegeben. Die Anleitung enthält aber nur Angaben allgemeiner Art.

Die Hauptanforderung, die an die Ausbildung und Ausführung der Staumauer gestellt werden muß, ist die einer vollkommenen Sicherheit, die jedoch nicht so übertrieben werden darf, daß unnötig hohe Aufwendungen dafür gemacht werden müssen.

Die massiven Schwergewichtmauern, von denen hier nur die Rede sein soll, werden so bemessen, dass eine etwaige Krümmung im Grundriß bei der Berechnung der Spannungen nicht berücksichtigt wird. Sämtliche deutschen Schwergewichtmauern haben einen gekrümmten — meist kreisförmigen — Grundriß, wobei als Krümmungshalbmesser etwa die Talbreite in Kronenhöhe gewählt wird. Die gekrümmte Grundrißform soll das Bilden von wilden Rissen bei Temperaturänderungen in der Mauer und bei wechselnder Belastung der Mauer durch wechselnden Wasserdruck verhindern. Die Mauer kann Bewegungen machen, wobei geringe Biegungsspannungen auftreten. Wenn in der Mauer durch Abkühlung Risse entstehen, so können diese durch steigenden Wasserdruck geschlossen werden. Im allgemeinen hat sich die gekrümmte Form bei den aus Bruchsteinmauerwerk hergestellten Mauern bewährt und zum Schutz gegen das Eindringen von Wasser bei hohem Wasserdruck beigetragen. Wenn bei neueren Mauern Dehnungsfugen angeordnet werden, ist die gekrümmte Form nicht mehr von derselben Bedeutung, und man wird von ihr absehen dürfen. Die gekrümmte Grundrißform kann schädlich sein, wenn die auf den Talseiten vorhandenen Widerlager talwärts divergieren, da dann durch die Krümmung das Bestreben der Mauer, bei hohem Wasserdruck an den Hängen talwärts zu gleiten, verstärkt wird. Bei einem Konvergieren der Höhenkurven talabwärts darf die gekrümmte Grundrißform auf jeden Fall empfohlen werden. Wenn die Ausführung der Mauer aber durch die gekrümmte Form wesent-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19, S. 259.

lich verteuert wird, was bei Gußbeton wegen der höheren Kosten für die Schalung und für das Einbringen des Betons der Fall sein kann, wird man bei Anordnung von Dehnungsfugen unbedenklich von der gekrümmten Grundrißgestaltung absehen können. Das französische Gutachten enthält den Leitsatz: „Die Bogenform im Grundriß ist im allgemeinen nicht zu empfehlen, sie kann jedoch zweckmäßig sein, wo die topographische Beschaffenheit des Tals an der Baustelle durch Anwendung der Bogenform die Verhältnisse für das Fundament verbessert und die Baukosten zu verringern ermöglicht“. Die amtlichen italienischen Bestimmungen sagen: „Die Sperre kann im Aufriß gekrümmte Anordnung haben überall da, wo dies zugänglich ist. Die geraden Sperren — mit Ausnahme gewisser durch Höhe und Breite bedingter Spezialfälle — sind mit Dehnungsfugen zu versehen.“

Bei Sperren aus Beton wird man auch bei gekrümmtem Grundriß zweckmäßig Dehnungsfugen vorsehen mit Rücksicht auf die erheblichen zu erwartenden Temperaturspannungen. Die Anordnung von Dehnungsfugen auch bei gewölbten Betonsperren erscheint auch wegen der mehr oder weniger starken Einspannung des Sperrenkörperfußes in den dichten Felsuntergrund angebracht, durch die die Bewegungsmöglichkeit der gewölbten Mauer beeinträchtigt wird.

Die Krone der Mauer muß so hoch liegen, daß ein Überströmen der Mauer bei höchstem Wasserstande infolge Wellenschlages nicht eintreten kann. Die Höhe des Wellenschlages wird bis zu einem gewissen Grade von der Wassertiefe oberhalb der Mauer abhängen, bei hohen Mauern aber vor allem von der Grundrißgestaltung des Beckens oberhalb der Sperrstelle. Wenn der auf die Mauer gerichtete Wind ein sehr langgestrecktes Becken oberhalb der Sperrstelle treffen kann, das womöglich sich noch oberhalb sehr stark verbreitert, dann muß mit einer größeren Wellenhöhe gerechnet werden als bei einem gleichmäßig breiten Tal, das oberhalb der Sperrstelle gekrümmt ist, so daß der Wind keine große Angriffsfläche findet. Die amtlichen italienischen Vorschriften verlangen, daß der Abstand der Krone über Hochwasserspiegel bei einer Mauer bis 40 m Höhe nicht kleiner sein darf als $\frac{1}{12} h$, bei einer Höhe bis 50 m nicht kleiner als $\frac{1}{15} h$ mit entsprechender Zwischenschaltung der dazwischenliegenden Höhen. Die Kronenhöhe würde danach für Mauern von 40 bis 50 m Höhe zu mindestens etwa 3,30 bis 3,40 m über Hochwasser anzunehmen sein, bei kleineren Höhen geringer. Diese Forderung dürfte selbst bei einer Talgestaltung, die dem Auftreten großer Wellen Vorschub leistet, zu weit gehen. Bei den meisten deutschen Talsperren hat man sich begnügt, die Krone etwa 1,0 m über dem Rücken des Überfalls anzuordnen, bei der Urfttalsperre hat man den Abstand auf 1,50 m bemessen, bei der Edertalsperre auf 2,00 m. Bei dem Überströmen des Überfalls durch Hochwasser ist die Höhe der Krone über Hochwasser noch erheblich geringer. Wenn nicht außergewöhnliche Umstände vorliegen, wird man aber auch bei hohen Mauerhöhen sich mit einer Höhe von rd. 2,0 m über dem gewöhnlichen Hochwasserstande und etwa 1,00 bis 1,50 m über dem höchsten angespannten begnügen dürfen.

Die Breite der Krone ergibt sich meist aus den Anforderungen einer Verkehrsstraße, die über die Mauer geführt werden soll. Wenn eine Fahrstraße nicht auf die Mauer zu liegen kommt, wird man auch bei kleiner Mauerhöhe die Krone nicht unter 2,0 m breit machen. Die amtlichen italienischen Vorschriften verlangen, daß die Breite der Krone nicht kleiner als $\frac{1}{10}$ des Staues sein soll. Bei sehr großen Höhen von etwa 60 m und mehr dürfte diese Forderung zu weit gehen. Eine größere Kronenbreite als 5,0 bis 6,0 m wird, wenn die Anforderungen des Verkehrs sie nicht bedingt, selbst bei größten Höhen mit Rücksicht auf die Sicherheit der Anlage nicht gefordert zu werden brauchen.

Der Querschnitt hoher massiver Staumauern besteht bei neueren Anlagen im allgemeinen aus einem Grunddreieck, dessen Spitze in Höhe des höchsten der Berechnung zugrunde gelegten Wasserstandes liegt, und dem Kronendreieck zur Schaffung der erforderlichen Kronenbreite. Das französische Gutachten enthält den Leitsatz: „Abgesehen von Sonderfällen wird in der Regel der Querschnitt einer reinen Schwergewicht-Staumauer durch zwei Gerade begrenzt sein, die sich in der Ebene des höchstmöglichen Wasserspiegels schneiden“. Bei Mauern bis etwa 60 m Höhe ist die Grundbreite meist etwa = 65 bis 75 % der größten Höhe gewählt worden. Bei noch größerer Höhe muß die Grundbreite verhältnismäßig höher werden. Es kann dann auch dem Grunddreieck ein wasserseitiges und luftseitiges Dreieck beigefügt werden bzw. eine gekrümmte Begrenzungslinie des Querschnitts gewählt werden.

Bei einigen deutschen Talsperren ist eine wasserseitige Dammschüttung vor der Mauer eingebracht. Die Vorteile, die man damit in bezug auf Standsicherheit und eine bessere Dichtung gegen Eindringen von Wasser erreichen will, werden durch die Kosten der Dammschüttung mehr oder weniger aufgehoben. Die etwa erforderliche Durchführung von Grundablässen durch die Mauer wird erschwert. In neuerer Zeit hat man daher meist von einer derartigen Anschüttung

abgesehen. Das französische Gutachten führt aus, daß die französischen Ingenieure diesem Gegendamm ablehnend gegenüberstehen, weil er die Überwachung des Bauwerks, gegen das er sich lehnt, hindert.

Auf der Wasserseite wird häufig die Mauer tiefer in den Felsen eingelassen. Die amtlichen italienischen Bestimmungen²⁾ besagen unter Bauvorschriften: „Um im höchsten Maße den Zusammenhang am Grunde und an den Seiten zu versichern und soweit als möglich den Auftrieb zu beschränken, wird der Fuß der Wasserseite tief mit einem Sporn von genügender Stärke eingelassen und bis zum Fels getrieben, damit sich nicht Spalten bilden“. Je ungünstiger die Untergrundverhältnisse sind und je mehr die Gefahr vorliegt, daß ein Auftrieb unter der Gründungssohle entstehen kann, um so mehr wird man von der Wahl eines derartigen Spornes Gebrauch machen. Bei günstigen örtlichen Verhältnissen wird man ohne Schaden davon absehen dürfen.

Bei der Standsicherheitsuntersuchung der massiven Staumauern kommen als angreifende Kräfte das Eigengewicht des Mauerwerks, der Wasserdruck, der Auftrieb und ein etwaiger Bisschub in Frage. Dem Auftreten von Temperaturkräften wird bei der Standsicherheitsberechnung im allgemeinen nicht Rechnung getragen. Bei der Ausführung wird durch Anordnung eines gewölbten Grundrisses und von Dehnungsfugen dahin gewirkt, daß die auftretenden Temperaturkräfte vom Mauerwerk ohne Schaden aufgenommen werden können.

Das Eigengewicht hängt von den verwendeten Baustoffen und ihrem Anteil an der Zusammensetzung des Mauerwerks oder Betons ab. Das Raumgewicht des Baustoffes wird im allgemeinen zwischen 2,2 und 2,5 t/m³ betragen. Bei Beton ist es mit Rücksicht auf den größeren Anteil an leichteren Bindestoffen gegenüber dem schwereren Steinmaterial geringer als bei Bruchsteinmauerwerk, bei Gußbeton geringer als bei Stampfbeton. Das Raumgewicht ist durch Versuche mit den zur Verwendung kommenden Baustoffen festzustellen.

Die Größe und Richtung des Wasserdrucks auf der Wasserseite der Mauer hängt lediglich von der Höhe und der Neigung der Wasserseite ab.

Über die Größe des Auftriebs oder des auf die Sohle des Bauwerks wirkenden Sohlenwasserdrucks gehen die Ansichten weit auseinander. Ein Sohlenwasserdruck kann nur eintreten, wenn der Untergrund, auf dem die Sperrmauer aufgebaut wird, durchlässig ist, sodaß das Wasser unter hohem Druck von der Wasserseite hereindringen kann. Bei völlig dichtem Felsuntergrund und dichtem Anschluß der Mauer an den Untergrund wird also mit einem Auftrieb nicht gerechnet zu werden brauchen. In den meisten Fällen wird der Untergrund aber nicht völlig dicht sein, trotzdem die Gründungssohle noch etwa 1 bis 3 m in den gesunden anstehenden Fels eingebunden wird und die im Felsen noch bemerkbaren Fugen sorgfältig mit Zementmörtel ausgefüllt werden und darüber hinaus neuerdings durch Zementeinspritzungen unter hohem Druck eine weitere Abdichtung der Gründungssohle angestrebt wird. Durch Anordnung einer Herdmauer am wasserseitigen Fuße der Mauer und durch eine Sohlendrainage wird man ferner der Ausbildung eines größeren Auftriebs entgegenarbeiten können. Trotzdem wird man ihn aber aus Sicherheitsgründen in den meisten Fällen bei der Standsicherheitsuntersuchung in Rechnung stellen. In der Regel wird der Auftrieb in dreieckförmiger Verteilung unter der Sohle des Bauwerks angenommen mit einem Werte = h auf der Wasserseite, abnehmend auf 0 an der Luftseite, jedoch wirksam nicht auf der ganzen Sohlenfläche, sondern nur auf einem Teil davon entsprechend den mehr oder weniger günstigen Baugrundverhältnissen. Von manchen Entwurfsbearbeitern wird auch mit einer trapezförmigen oder parabelförmigen Verteilung des Sohlenwasserdrucks gerechnet.

Nach den amtlichen italienischen Bestimmungen ist der Reduktionskoeffizient des in dreieckförmiger Verteilung anzunehmenden Auftriebs bei Sperren kleinerer und mittlerer Höhen (bis 25 m) $m = 0$ für Sperren mit Gründung auf Fels von außergewöhnlichen Eigenschaften der Homogenität und Dichtigkeit sowie Undurchlässigkeit anzunehmen, $m = \frac{1}{3}$ bei guten Vorbedingungen (mit kleineren Fehlern), $m = 1,0$ bei mittelmäßigen mit Fehlern behafteten Vorbedingungen, wobei jedoch deren Korrektur durch Zementeinspritzungen versucht ist. Bei Sperren mittlerer und größerer Höhen (25 bis 50 m) sind die entsprechenden Werte für $m = \frac{1}{3}$ bzw. $\frac{2}{3}$ und 1, bei Sperren größter Höhen (über 50 m) $m = \frac{1}{3}$ bis 1. Der Koeffizient m kann verringert werden durch Anordnung eines gekrümmten Aufrisses in den Grenzen des gebräuchlichen Einflusses dieser Anordnung und bei Anwendung von Vorkehrungen für wirksame Drainage. m darf erhöht werden bei einem hohen Beckenfassungsraum, bei besonderer Rücksichtnahme auf das bewohnte Untergelände und in Nachbarschaft von Bevölkerungszentren.

Nach dem französischen Gutachten ist es durch zweckmäßige Vorrichtungen (Besichtigungsstollen, Drainagen, Verputze, Blendmauern, Druckzementinspritzungen und peinlich sorgfältige Bauausführung,

²⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 28, S. 388.

Auswahl, Aufbereitung und Verwendung der Baustoffe) im allgemeinen möglich, das Eindringen von Druckwasser in die Mauer selbst oder den Untergrund in der Nähe der Gründungssohle zu verhindern. Bei der Bauausführung hoher Staumauern dürfe der Ingenieur kein Mittel vernachlässigen, das das obengenannte Ergebnis herbeiführen könne. Unter dieser Voraussetzung, mit Ausnahme von außerordentlich ungünstigen Verhältnissen, könne die Berechnung einer Schwergewichtsmauer lediglich auf Grund des Wasserdrucks und des Eigengewichts ohne Berücksichtigung des Auftriebs durchgeführt werden.

Nach den französischen Anweisungen darf also bei sorgfältiger Bauausführung von der Annahme eines Sohlenwasserdrucks abgesehen werden. Wenn nicht außergewöhnlich günstige Vorbedingungen vorliegen, wird jedoch auch bei sorgfältigster Bauausführung und Drainage die Einsetzung eines Sohlenwasserdrucks in dreieckförmiger Verteilung mit einem Reduktionsfaktor $m = 0,2$ bis $0,5$ je nach den Verhältnissen zu empfehlen sein.

Beim Vorhandensein einer starken Eisdecke kann durch starke Temperaturzunahme ein Eisschub gegen die Mauer eintreten. Den Berechnungen deutscher Talsperrenmauern ist bisher ein derartiger Eisschub meines Wissens nicht zugrunde gelegt worden.

Die amtlichen italienischen Bestimmungen besagen, daß man für die Sperren in alpinen Gegenden (800 bis 1000 m über dem Meeresspiegel) in der statischen Berechnung das Bestehen möglicher Beanspruchungen durch Ausdehnung einer Eisdecke von beträchtlicher Stärke annehmen werde, die hervorgerufen sei durch starke Temperatursteigerung. Als vorbeugende Sicherheitsmaßnahme sei das Bestehen einer wagerechten Kraft gegen die Sperre in Höhe des Überfallrandes anzunehmen. Diese Kraft sei zu erhöhen von 5 bis 25 t/m bei einer angenommenen Decke des Eises von 0,3 bis 1,00 m und mehr. Diese Annahmen seien hinfällig bei besonderen Gegenmaßnahmen oder topographischen Verhältnissen und besonders, wenn man sicher sei, daß wegen des relativen Beckenuferabstandes und deren schwacher Neigung sich keine Kraft auch bei Ausdehnung der Eisdecke entwickeln könne.

Das französische Gutachten besagt, daß unter bestimmten örtlichen Verhältnissen die Wirkung des Eisschubes auf die Talsperren bei deren Planung nicht vernachlässigt werden dürfe.

Bei Eintritt strenger anhaltender Kälte, die zur Bildung einer starken Eisdecke führen kann, wird im allgemeinen infolge Abnahme der Zuflüsse der Wasserstand im Becken absinken, so daß ein starker Eisschub nicht mit gefülltem Becken zusammenfallen wird. Auch wird mit Rücksicht auf Wellenschlag mit einem Wasserdruck bis Kronenhöhe gerechnet, während eine Eisdecke höchstens auf normalem Wasserspiegel liegen kann. Bei starkem Hochwasser, bei dem ein Überlaufen der Überfälle eintreten kann, wird durch das in das

Becken strömende warme Wasser bald eine etwaige Eisdecke zerstört, so daß ein Eisschub bei höchstem Wasserstande nicht in Frage kommen wird. Für die Standsicherheitsuntersuchung wird ein Eisschub bei einem um mehrere Meter unter Krone stehenden Wasserspiegel geringere Bedeutung haben als ein Wasserdruck bei einem Stauspiegel in Kronenhöhe.

Bei der Barberine-Talsperre in der Schweiz, die mit ihrem Stauspiegel auf N.N. + 1900 liegt,³⁾ ist eine Eisschubwirkung von 70 t für 1 m Kronenlänge in Rechnung gestellt worden, die aber erst bei einer Stauhöhe, die 7 m unter der höchsten liegt, eintreten soll. Infolgedessen ist eine Verstärkung des Querschnitts mit Rücksicht auf Eisschub nicht für notwendig gehalten worden.

An der Edertalsperre tritt nach Mitteilung des Wasserbauamts Cassel ein gefährlicher Eisschub auch in strengen Wintern nicht auf. Die Eisdecke auf dem Edersee hat eine Stärke bis 35 cm gehabt. An der Sperrmauer wird die Eisdecke durch Aufhauen wund gehalten. Bei diesen Maßnahmen haben sich wesentliche Beschädigungen durch Eisdruck nicht einmal an den Gestängen und Drahtseilen der Betriebseinrichtungen an der Wasserseite der Sperrmauer gezeigt.

Wenn nicht außergewöhnliche Verhältnisse vorliegen, wird man daher bei Talsperren in deutschen Mittelgebirgen einen Eisschub nicht in Rechnung zu stellen brauchen.

Für die Ermittlung der Beanspruchung des Mauerwerks sind die lotrechten Druckspannungen zu berechnen. Einige Jahre lang hat man in Deutschland bei der Berechnung der Staumauern den auftretenden Schubspannungen eine große Bedeutung beigemessen. Ihre Berücksichtigung würde bei hohen Mauern zu einer erheblichen Vergrößerung des Querschnitts führen. Neuerdings ist diese Auffassung verlassen. In erster Linie übernimmt die Reibung die Übertragung der wagerechten Kräfte, so daß die Scherfestigkeit nur in geringem Maße in Anspruch genommen wird. Link sagt in der Zeitschr. des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes 1922, Heft 4, S. 55: „Die ältere Staumauerberechnung hat sich, wenn auch zum Teil unbewußt, auf dem richtigen Wege befunden, wenn sie sich um die Scher- und die Hauptspannungen nicht gekümmert und nur die lotrechten Druckspannungen ermittelt hat“. Die amtlichen französischen und italienischen Bestimmungen erwähnen die Scherspannungen nicht. Prof. E. Meyer - Peter in Zürich führt nach der Schweiz. Wasserwirtsch. 1924, Heft 10, S. 188 aus: „Ein eingehendes Studium der Abscherungsfrage hat uns aber gezeigt, daß bei massiven Gewichtsmauern eine Gefahr des Abscherens des Talsperrenfußes nicht besteht, solange die Hauptdruckspannung am luftseitigen Sperrfuß das zulässige Maß nicht überschreitet.“ (Schluß folgt.)

³⁾ „Die Bautechnik“ 1923, Heft 13, S. 134.

Alle Rechte vorbehalten.

Erddruck auf Parallelfügel.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Koppner, Studienrat in Holzminden.

Im Fachschrifttum findet man, soweit bekannt, nichts über die Ermittlung des auf Parallelfügel wirkenden Erddrucks. Durch diese Lücke, die die Erddrucktheorie anscheinend aufweist, ist eine gewisse Unsicherheit in die Behandlung dieser Bauwerke gekommen. Es ist verständlich, daß durch das Übergehen dieses Sonderfalls in weiteren Kreisen die Meinung aufkommen konnte, hier müßten die verschiedenen Erddrucktheorien versagen, wobei besonders auf das Rebhannsche Verfahren als das bekannteste und verbreitetste hingewiesen werden möge.

Man sagt sich, der aus ein und derselben Hinterfüllungsmasse resultierende Erddruck könne doch nicht in der gleichen Größe auf beide Flügel wirken, wie sie sich ergeben würde, wenn man es nur mit einer einzigen Mauer zu tun hätte, und man folgert dann weiter, daß für den einzelnen Flügel höchstens die Hälfte der Gesamthinterfüllung in Betracht kommen könne. Diese Überlegung hat ja auf den ersten Blick manches für sich. Man denke sich Sand zwischen zwei nahe beisammen stehenden, parallelen Wänden aufgeschüttet und rücke sodann diese Wände auseinander. Als bald wird die Hinterfüllung in Bewegung kommen. Sind die Parallelwände schließlich völlig beseitigt, so hat die Sandschüttung die Form eines Prismas angenommen, dessen Seitenflächen den natürlichen Böschungswinkel mit der Wagerechten bilden. Beiderseits sind also gleiche Massen abgerutscht, die vorher durch die genannten Wände und die an ihnen auftretende Reibung gehalten waren. Sollte man deshalb nicht dazu übergehen, in den Fußpunkten A und A' der Rückwände von Parallelfügel (Abb. 1) die Gleitebenen anzutragen, die den nicht wirksamen

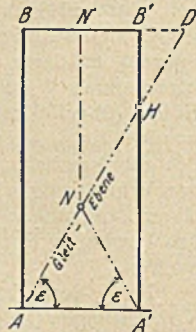


Abb. 1. Erddruck auf parallele Wände.

Teil von der übrigen Hinterfüllung abtrennen, und jeden Flügel so bemessen, daß er die Hälfte dieses verbleibenden Restes aufzunehmen vermag? Es handelt sich nur darum, ob der angestellten Betrachtung auch die ungünstigste Annahme, die möglich ist, zugrunde liegt. Nur der ungünstigste Fall darf die Grundlage einer Berechnung bilden, wenn diese einwandfrei sein soll.

Um die aufgeworfene Frage beantworten zu können, betrachte man ein anderes Beispiel. Gegeben ist eine lotrechte Felswand, etwa ein Seeufer. Um Gelände zu gewinnen, wird vor dieser natürlichen Wand im Abstände von einigen Metern eine Stützmauer errichtet und mit Erde hinterfüllt. In diesem praktischen Falle dürfte wohl niemand auf den Gedanken kommen, nur einen Teil der zwischen Gleitebene und Stützmauer befindlichen Hinterfüllungsmasse für die Berechnung des wirksamen Erddrucks in Betracht ziehen zu wollen.

Für die Theorie ist es aber doch gleichgültig, ob von den beiden abstützenden Wänden die eine künstlicher, die andere natürlicher Art ist. Allerdings findet man auch hier eine gegenseitige Entlastung der beiden Wände, nur geschieht diese nicht in dem Ausmaße, wie sie nach der ersten Überlegung geschehen müßte. Während nach dieser in Abb. 1 ein Prisma mit der Grundfläche $ABN'N$ als wirksamer Erdkörper zu betrachten wäre, erkennt man jetzt, daß einem Prisma mit der Grundfläche $ABB'H$ durch die Wand AB das Gleichgewicht gegen Gleiten zu halten ist. Der Einfluß, den die Mauern aufeinander im günstigen Sinne ausüben, wird durch die Fläche $B'HD$ veranschaulicht.

Der Trugschluß, der zu dem günstigeren Ergebnis der erstgenannten Überlegung geführt hat, ist darin zu suchen, daß man mit dem seitlichen Ausweichen der beiden Mauern tatsächlich gerechnet hat, während ein solches in Wirklichkeit ausgeschlossen ist; denn jede Mauer muß gegen Gleiten sicher sein. Es ist vor allem nicht zulässig, während der Untersuchung eines Bauwerkteiles an anderer

Stelle irgendwelche Maßnahmen zu treffen, die eine Änderung des bestehenden Zustandes nach der günstigen Seite hin zur Folge haben könnten. Hier erscheint ein Vergleich mit dem Verhalten des Wassers angebracht. Würde man eine der vier Seitenwände eines mit Wasser gefüllten Gefäßes parallel der ursprünglichen Lage nach außen verschieben, so würden natürlich die übrigen Gefäßwände beeinflusst werden, weil der Wasserspiegel gesenkt würde. Der Vergleich mit Wasser liegt überhaupt nahe; denn die Erddruckformel $E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)$, in der der Reibungswinkel bekanntlich gleich Null angenommen ist, geht sogleich in den Wert $\frac{h^2}{2}$ über, wenn man $\gamma=1$ und $\varphi=0$ setzt. Der Ausdruck $\frac{h^2}{2}$ stellt aber die Größe des Wasserdrucks auf eine Wand von der Höhe h dar.

Man kommt zu dem Ergebnis: „Erde verhält sich ähnlich wie Wasser“ und „die Erdmasse ist in physikalischer Beziehung zwischen feste und flüssige Körper zu stellen“. Während die festen Körper einen Druck nach der Seite überhaupt nicht ausüben, der Wasserdruck auf seitliche Begrenzungsflächen dagegen stets gleich der Höhe des über dem betrachteten Punkt stehenden Wasserfadens ist, erhält man die Größe des Erddrucks in einem bestimmten Punkte einer Stützwand, indem man die Höhe der Erdschüttung an dieser Stelle mit einem Faktor kleiner als 1 multipliziert. Selbstverständlich sind die spezifischen Gewichte und Reibungswerte außerdem zu beachten. Beim Wasserdruck beeinflussen sich zwei einander gegenüberliegende Wände in keiner Weise. Ebenso wenig wie hier die Füllung geteilt und jeder Wand ihr Anteil zugewiesen werden darf, darf dies bei Erdhinterfüllung geschehen. Hier wie dort übt der Füllkörper auf seitliche Begrenzungsflächen gleich große Drücke aus. Beim Erddruck bleibt jedoch zu berücksichtigen, daß eine gegenseitige Entlastung paralleler Begrenzungsflächen auftritt, sobald deren Entfernung l kleiner wird als ihre Höhe h multipliziert mit der Kotangente des Winkels ε , den die Gleitebene mit der Wagerechten bildet ($l < h \cot \varepsilon$). Die gleiche Einschränkung kann bei Wasserdruck wegen Fehlens der Gleitebene nicht gemacht werden. (Von ebenderselben Bedeutung ist die Gleitebene, wenn eine Verkehrslast zu berücksichtigen ist; denn die Verkehrslast ist auch nur von Einfluß auf den Erddruck, sofern sie zwischen der zu untersuchenden Wand und der Gleitebene auftritt.)

In Abb. 2 ist der Erddruck E ermittelt, der durch die zwischen den Wänden AB und $A'B'$ befindliche Hinterfüllung auf die Wand AB ausgeübt wird. Wäre die Wand $A'B'$ nicht vorhanden, so würde — die Untersuchung ist für die Tiefe 1 durchgeführt — das Prisma ABD zur Wirkung kommen. Das zugehörige Erddruckdreieck sei $\triangle DFG$ bzw. abc . Auf der Teilstrecke BM kommt der entsprechende Druck auch tatsächlich voll zur Geltung und hat die Größe $\gamma \cdot de \cdot \frac{ec}{2}$. Der anderen Teilstrecke AM darf aber nicht der Druck von der Größe $\gamma \cdot \frac{ab+de}{2} \cdot eb$ zugewiesen werden, sondern von dieser Größe ist unter Berücksichtigung des nicht vorhandenen

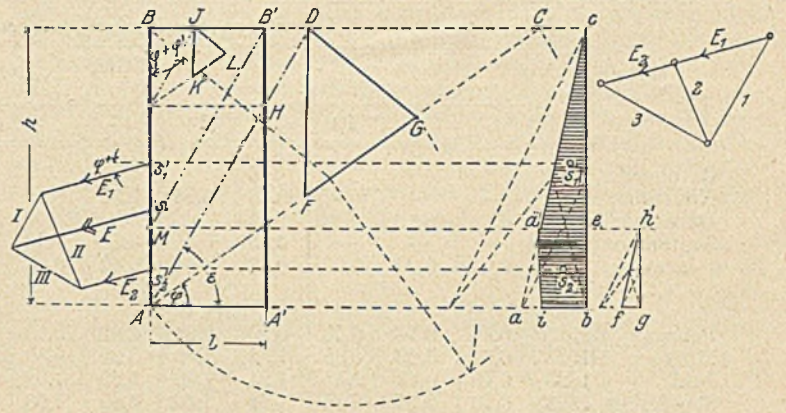


Abb. 2. Ermittlung des Erddrucks auf die Wand AB .

und daher unwirksamen Prismas $B'HD$ das Druckdreieck JKL bzw. $\triangle fgh$ abzuführen. Macht man in der Druckfigur $ai=fg$, so ergibt das Viereck $dibe$ multipliziert mit dem spezifischen Gewicht γ den Druck auf die Wand AM .

Zum Schluß soll noch dem Einwande begegnet werden, daß sich die statische Untersuchung etwa erübrige, wenn man die beiden Parallelfügel durch Zuganker miteinander verbindet. Sind denn in diesem Fall die Ausmaße der Zuganker, die Höhenlage dieser Anker und die Stärke der Mauern beliebig anzunehmen? Auch hier ist die Kenntnis von der Größe des Erddrucks und der Lage seines Angriffspunktes unbedingt nötig. Vom Zuganker kann sodann nur die wagerechte Teilkraft des Erddrucks aufgenommen werden, während bei der Ermittlung der durch die Mauer hervorgerufenen Bodenpressung die lotrechte Teilkraft zu berücksichtigen ist.

Auf die Untersuchung der Parallelfügel darf nur dann verzichtet werden, wenn man zwischen ihnen Sparbeton statt Hinterfüllungserde vorgesehen hat. Dieses Verfahren dürfte indessen doch nur wirtschaftlich sein, wenn es sich um Bauwerke von kleineren Abmessungen handelt. Lediglich der Vollständigkeit wegen soll darauf hingewiesen sein.

Die Erddrucktheorie wird recht vielfach als nicht genügend geklärt bezeichnet, und es wird behauptet, daß die auf Erddruck berechneten Mauern im allgemeinen zu große Querschnittsabmessungen hätten. Dieser Behauptung soll nicht unbedingt widersprochen werden. Fehler in einer auf mathematischen und physikalischen Grundsätzen aufgebauten Theorie müßten aber mathematisch nachzuweisen sein. Die Ungenauigkeiten, die zweifellos zugegangen werden, sind indessen nicht der Erddrucktheorie als solcher zuzuschreiben, sondern vielmehr dem Umstande, daß für das spezifische Gewicht der Erde sowie für den Reibungs- und Böschungswinkel irgendwelche Werte, die sich eingebürgert haben, angenommen werden, ohne daß geprüft wird, ob diese Annahmen im vorliegenden Falle zutreffend sind.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Hans Seytter: Das Haus des Württembergischen Städtetages. — Landhaus W., Berlin-Grünwald. — Entwurf zu einem Landhause für Herrn D. in Dahlem. — Dr.-Ing. Castor: Das Wesen der Bauindustrie. — Landwirtschaftliche Bauten. Wetterstall in Pommern.

Der Staudamm bei Sherman Island im Hudson. Das 1921 bis 23 errichtete, nach seinem endgültigen Ausbau 50000 PS in 5 Einheiten erzeugende Kraftwerk bei Sherman Island im Hudson-Strom besitzt einen Staudamm, der mit einer Höhe von 24,60 m und einer Länge von rd. 300 m hinsichtlich seiner Abmessungen auch in Deutschland mehrfach übertroffen wird; er sei an dieser Stelle jedoch als ein Musterbeispiel des amerikanischen Staumauerbaues in aufgelöster Bauweise beschrieben nach einem Berichte von Parsons in „Proceedings“, Märzheft 1925.

Die Ausführung geschah in Eisenbeton und zwar unter Ausnutzung des jeweils in unmittelbarer Nähe erreichbaren Materials: also an den in die Felsen einbindenden Flügeln in Schotterbeton, für den mittleren, im Flußbett belegenen Teil in Kiesbeton. Das südliche Ende läuft in eine Leitmauer aus, an das nördliche schließt die Einfassung für das Einlautbecken des Oberkanals an; der mittlere Teil der Sperrmauer besteht aus 31 Bogen von je 5,79 m Spannweite, gemessen von Mitte zu Mitte der Pfeiler (Abb. 2). Die letzteren —

1,06 m stark — stehen auf einem 32,91 m breiten und 0,90 m starken Betonfundament (Abb. 1), das auf die ganze Breite des sandigen Flußbettes bis an die felsigen Uferwände durchgeht. Der untere Teil der nach der Wasserseite zugekehrten Wand ist unter $22^\circ 40'$ (d. i.

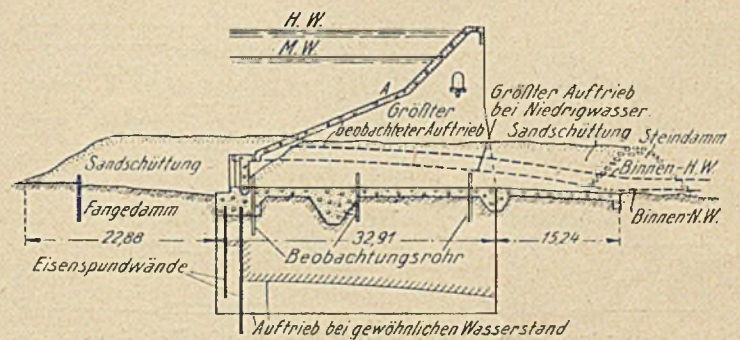


Abb. 1. Querschnitt.

im Verhältnis 5:12) geböschet, der obere unter 45° . Sie erhielt während der Dauer der Arbeiten für den Durchfluß des Wassers Öffnungen von 3 m Höhe und 4 m Breite, die alsdann geschlossen und völlig ausbetoniert wurden, um jede Auswaschung und Unterspülung während des Baues auszuschließen.

Datum	Messungen der Pfeilersetzungen in Zoll											
	Pfeiler											
	südliche					nördliche						
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	
Oktober 1921												
November 1921	—	—	—	0,33	0,54	0,31	0,29	0,33	0,37	0,36	0,26	Bau des nördlichen Fangedamms
Dezember 1921												
September 1922	—	—	—	0,33	0,55	0,33	0,30	0,37	0,53	0,45	0,26	Pfeiler 13 bis 30 fertig betoniert
Dezember 1922	0,05	0,00	0,00	0,57	0,64	0,52	0,44	0,42	0,53	0,45	0,26	Entfernung des nördlichen Fangedamms, Fertigstellung des südlichen. Beginn der Sandschüttung unter den nördlichen Bogen
Februar 1923	0,14	0,14	0,15	0,90	0,89	0,82	0,70	0,59	0,70	0,64	0,44	Staubeckenspiegel auf Höhe 353
März 1923	0,24	0,29	0,35	1,13	1,40	0,99	0,89	0,80	0,86	0,80	0,53	Staubeckenspiegel auf Höhe 350
Juni 1923	0,40	0,45	0,45	1,24	1,40	1,29	1,08	0,90	1,05	1,00	0,76	Sandschüttung unter den Bogen beendet
September 1923	0,40	0,45	0,45	1,24	1,40	1,29	1,08	0,90	1,05	1,00	0,76	Staubeckenspiegel über Höhe 354

Datum	Messungen der seitlichen Verschiebungen in Zoll													
	Pfeiler													
	südliche						nördliche							
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	
17. Januar 1923	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Temperatur - 6° C.
10. April 1923	0,13	0,36	0,61	0,74	0,74	0,74	0,82	0,90	0,99	0,86	0,73	0,62	0,24	Temperatur + 11° C.
19. April 1923	0,25	0,48	0,78	1,04	1,03	1,16	1,10	1,14	1,13	0,96	0,86	0,70	0,30	Sandschüttung nahezu vollendet.
29. April 1924	0,30	0,55	0,97	1,09	1,13	1,45	1,52	1,63	1,56	1,31	1,33	0,96	0,42	Temperatur + 16° C. Nach einjährig. Bauzeit. Temperatur + 22° C.

Unter der vorderen Fundamentschwelle (Abb. 1) wurden zwei Reihen eiserner Spundwände, Lackawanna-Bauart, von 12 m Länge in der ersten und 16,50 m in der zweiten Reihe geschlagen. Sie wurden an den beiden Ufern da, wo die Sperrmauer an die Felswände des Ufers schließt, nach Abb. 3 herumgeführt, bildeten also um jedes Widerlager einen nach drei Seiten geschlossenen Fangedamm, der sorgfältig bis auf festen Felsboden ausgebagert und alsdann ausbetoniert wurde; wo das erstere nicht restlos möglich war, wurde

Einschalung — durchgehend gleiche Stärken. Zu Revisionszwecken führte ein mit Geländer versehener Eisenbetonsteg (Abb. 1 u. 2) in etwa einem Drittel der Höhe von Pfeiler zu Pfeiler. Die innere Wölbung der Bogen war halbkreisförmig mit 2,36 m Halbmesser ausgebildet, die äußere nach Abb. 2 geradlinig begrenzt, was die Einschalung und das Betonieren erleichterte; die Bogenstärke schwankt zwischen 45 cm im oberen

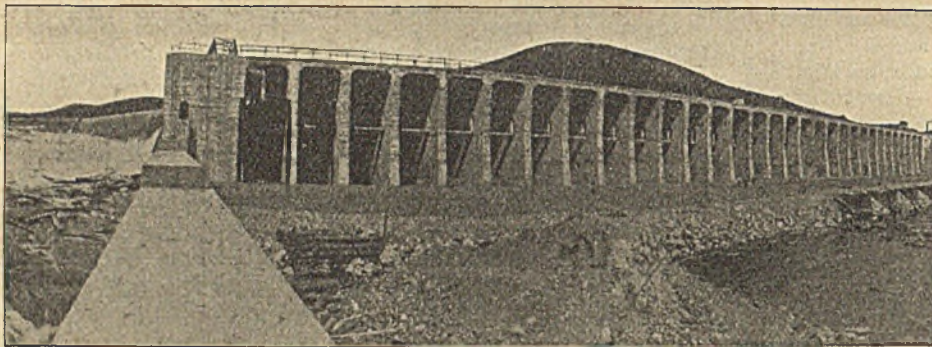


Abb. 2. Ansicht der Sperrmauer.

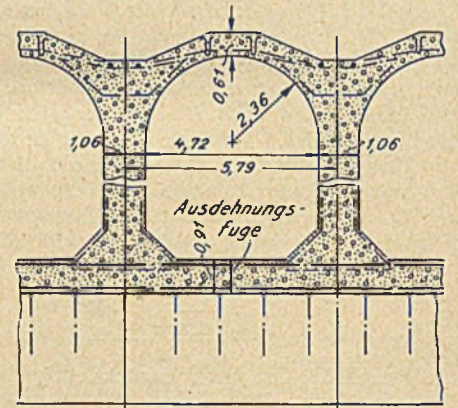


Abb. 4. Querschnitt durch die Pfeiler.

mit Zementinspritzungen gearbeitet und wurden unter möglichster Vermeidung starker Erschütterungen des natürlichen Gesteins vor Einbringung der ersten Betonschicht alle losen, rissigen oder bröckeligen Teile der Oberfläche beseitigt.

und 60 cm im unteren Teil. Dank der flachen Neigung der Mauer nach der Wasserseite zu vermehrt das Gewicht des darüberstehenden Wassers die Standsicherheit des Bauwerks; weiterhin geschieht dies auch dadurch, daß die Höhlung zwischen den einzelnen Pfeilern nach Abb. 1 mit Sand angeschüttet wird, so daß für jeden der 5,79 m breiten Mauerbogen das Gewicht des Wassers rund 1363 t, das des Betons 1937 t und das der Sandfüllung 1020 t beträgt, was einem Gesamtgewicht von 4320 t oder von 6911 kg/m² entspricht.

Einen weiteren Schutz des Damms bildet die Schüttung eines Sandbanketts von 23 000 m³ auf die ganze Breite des Flußbettes an der Wasserseite, die, da der Hudson nur wenig Geschiebe führt, zur Dichtung der eisernen Spundwände dienen soll.

Das Setzen des Mauerwerks und die Richtungsänderungen sowohl der Pfeiler als der Bogen wurden während des Betonierens, während des Hinterfüllens und während des Wassereintritts ins Staubecken planmäßig beobachtet: Die obenstehende Tafel gibt die Messungen an den mittleren Pfeilern 6 bis 26 wieder; bei den äußeren Pfeilern 1 bis 5 und 27 bis 31, die mehr oder weniger in festen Felsen eingebaut waren, traten Bewegungen nur in sehr geringem Maße auf. Im allgemeinen ist festzustellen, daß sowohl das Setzen wie die Verschiebungen gleichmäßig nach der Dammitte hin zunahmen; der größte Wert für das Setzen liegt unter Pfeiler 14 und beträgt 3,5 cm, die größte wagerechte Verschiebung von rd. 4 cm wurde bei Pfeiler 18 gemessen.

Ki.

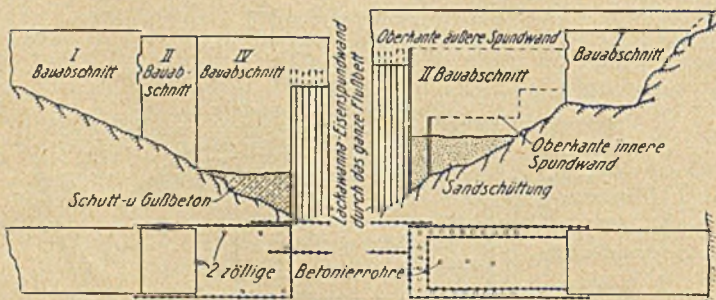


Abb. 3. Anschluß der Sperrmauer an die Uferfelsen und Grundriß der eisernen Fangedämme.

Nach Herstellung der Sohle wurden zunächst die Pfeiler betoniert, die — ebenso wie die Bogen — mit Eiseneinlagen bewehrt sind. Bei der alsdann bewirkten Herstellung der Bogen erlaubte deren verhältnismäßig geringe Spannweite eine wiederholte Verwendung der Schalung; die Pfeiler erhielten — ebenfalls zwecks wirtschaftlicherer

Umgrenzungslinie der festen Teile für einige Haupteisenbahnen der Welt (ausschl. Deutschlands). Die einem Aufsatz von Kirchhoff in der Z. d. V. d. I. entnommenen Abb. 1 bis 8 lassen die Begrenzungslinie der festen Teile für die Haupteisenbahnen einiger wichtiger Länder erkennen. Die Zusammenstellung gibt Anlaß zu anregenden Vergleichen der Umgrenzungslinien miteinander und mit denen der Deutschen Reichsbahn.

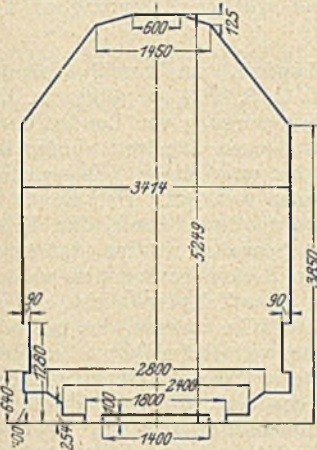


Abb. 1. Lichtraummaß der russischen Eisenbahnen, Spurweite 1524 mm.

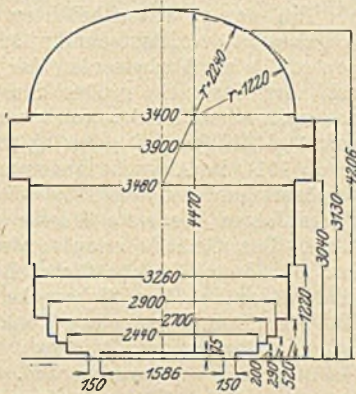


Abb. 2. Spanien, Spurweite 1676 mm.

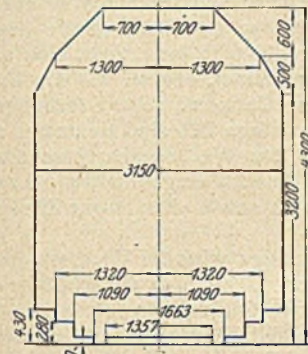


Abb. 3. Dänische Staatsbahn, Spurweite 1435 mm.

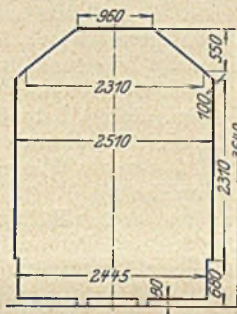


Abb. 4. Südslawische Staatsbahn, Spurweite 760 mm

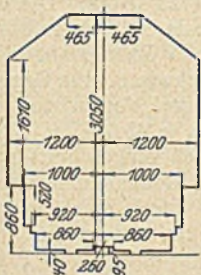


Abb. 5. Argentinische Staatsbahn, Spurweite 750 mm.

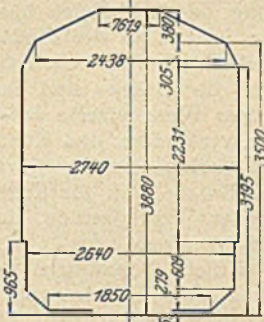


Abb. 6. Japanische Staatsbahn, Spurweite 1067 mm.

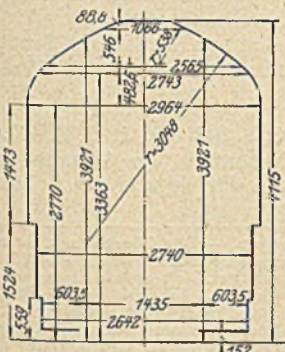


Abb. 7. Vereinigte Staaten von Amerika, Great Western Railway, Spurweite 1435 mm.

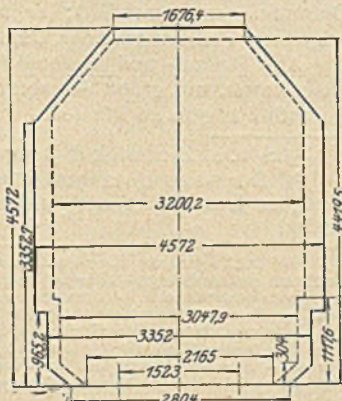


Abb. 8. Australische Eisenbahnen, Spurweite 1435 mm.

Straßenpflaster mit schwachem Quergefälle zwischen Straßenbahngleisen aus Beton mit und ohne Asphaltdecke verwendet nach „El. Ry. Journ.“ vom 31. Januar 1925 die Connecticut-Straßenbahngesellschaft in New Haven. Es ermöglicht nach Abb. 1 bis 3 dank seiner Ausbildung dennoch einen vollkommenen Schutz gegen das Eindringen von Feuchtigkeit in den Straßenkörper und gewährt eine feste Lagerung der Gleise, für die bemerkenswerterweise für das sonst meist verwendete Rillenprofil mit Rücksicht auf den Automobilverkehr die Vignoles-Schiene verwendet ist, die auf Holzschwellen verlegt und auf Unterlagplatten festgeschraubt wird.¹⁾

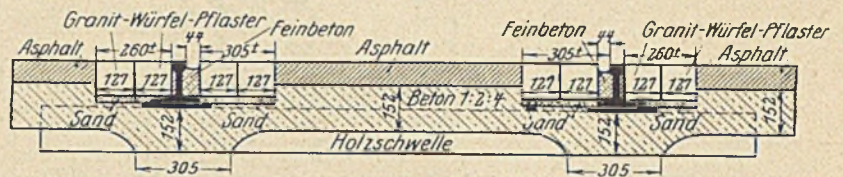


Abb. 1.

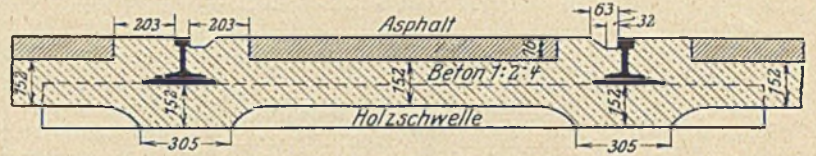


Abb. 2.

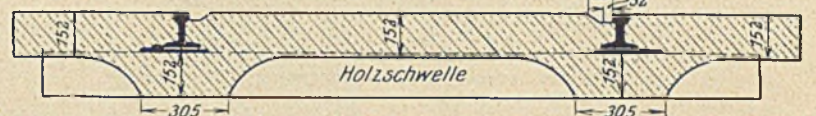


Abb. 3.

Die in Abb. 1 dargestellte — gegenüber den beiden anderen noch verhältnismäßig umständliche — Bauart sieht zu beiden Seiten der Schienen Granitwürfelpflaster auf Sandunterlage vor, die Schiene selbst ist in einen Feinbetonklötzchen eingebettet, dessen Oberfläche entsprechend dem Profil des Radflansches ausgebuchtet ist. Die Straßendecke besteht aus 7,5 cm starkem Stampfasphalt auf 15 cm starker Stampfbetonunterlage, die unter den Schienen voutenartig auf 22,5 cm verstärkt ist. Ähnlich ist die Bauart nach Abb. 2, nur entfallen hier die beiden Granitwürfelreihen zu beiden Seiten der Schiene, die vielmehr unmittelbar in den Beton eingebettet ist. Als rein monolithisch zu bezeichnen ist die Bauweise nach Abb. 3, die — den beiden vorigen ebenfalls sehr ähnlich — aus einer 15 cm starken, unter den Schienen auf 30 cm verstärkten Stampfbetondecke besteht. Mit Hilfe der in der „Bautechnik“ 1925, Heft 11, dargestellten und beschriebenen Sondermaschine läßt sich diese Art der Straßenbefestigung u. Umst. schnell und wirtschaftlich vorteilhaft herstellen (vergl. jedoch „Die Bautechnik“, Heft 16, S. 224).

Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges. Die in Eisenfachwerk ausgeführte Balawali-Brücke kreuzt den Ganges im Zuge der Oudh- und Rohilkand-Eisenbahn in elf durch Parallelträger mit Ständern und Schrägstreben überbrückten Öffnungen von 79 m Stützweite. Nachdem eine eingehende Untersuchung festgestellt hatte, daß die jeweils zwei Felder überquerenden Zugstreben stark beschädigt und zum Teil außer Wirkung waren, wurde im Anschluß an die dadurch in jedem Falle notwendig gewordenen Ausbesserungsarbeiten gleichzeitig beschlossen, das Tragwerk zur Aufnahme der neuen, größeren Eisenbahn-Achslasten zu verstärken. Dies erforderte außer der Beseitigung örtlicher Schäden und geeigneten Vorkehrungen für ihre Verhütung eine Verstärkung des gesamten Brückensystems durch Gegenstreben zur Aufnahme der infolge des Zugverkehrs auftretenden wechselnden Spannungen. Da der Verkehr auf der Strecke unter keinen Umständen eine Unterbrechung erleiden durfte, hatte man zwischen seiner Umleitung über eine Notbrücke und den Nachteilen und Schwierigkeiten des Arbeitens unter Aufrechterhaltung des Betriebes zu wählen. Schließlich entschied man sich für das letztere. Dabei hätte aber die sorgfältige Auswechslung und das Einbauen der neuen Tragteile sich überaus schwierig und mühsam gestaltet und die denkbar größte Vorsicht erfordert, da bei einzelnen Trägern sämtliche Schrägstreben hätten ergänzt werden müssen. Demzufolge entschloß man sich, die Aufgabe so zu lösen, daß man die gesamte bisherige Konstruktion unverändert beließ und nur durch neue Glieder ergänzte, was — wie bereits erwähnt — durch Anordnung von Gegenstreben auf die ganze Trägerlänge geschah, wodurch eine Verstärkung des Systems besonders in der Mitte bewirkt wurde. Die neuen Streben nehmen einen Teil der Verkehrsbeanspruchung der bisherigen Fach-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 38.



Abb. 1. Schema eines Hauptträgers nach der Verstärkung.

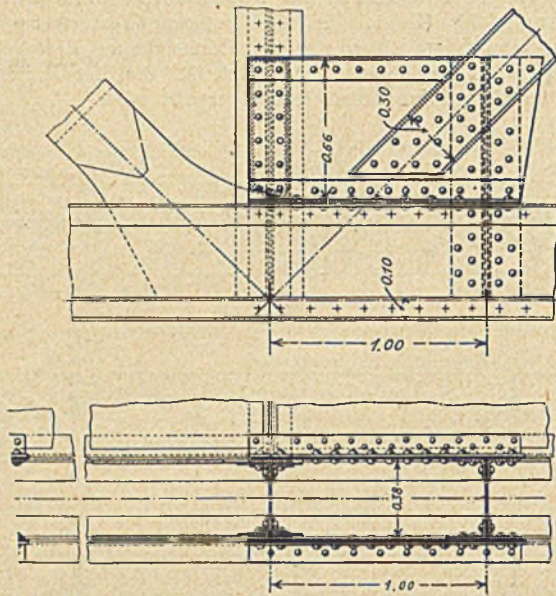


Abb. 2. Unterer Anschluß einer der neuen Gegenstreben.



Abb. 3. Teilaufnahme nach der Verstärkung.

werkstäbe auf und bilden eine Sicherheit gegen weitere Zerstörung; sie sind für alle Fälle so bemessen, daß sie auch zur Aufnahme der auftretenden Gesamtspannungen stark genug sind.

Die Herstellung der erforderlichen Anschlüsse und Verbindungen mit den alten Tragteilen erforderte sorgfältige Vorarbeiten, gelang dann aber ohne Schwierigkeit und in durchaus befriedigender Weise ohne andere Beschränkung des Zugverkehrs als eine angemessene Verminderung der Fahrgeschwindigkeit. Die neuen Streben sind in Abb. 1 durch starken Strich kenntlich gemacht; sie bestehen aus zwei E-Eisen, die durch Flacheisen miteinander verstrebt und durch starke Knotenbleche an die beiden Gurträger angeschlossen sind. Abb. 2 gibt die Einzelheiten eines solchen Anschlusses wieder; Abb. 3 läßt gut erkennen, wie die neuen Fachwerkstreben um die Walzprofile der alten und der Ständer herum angeordnet sind. Ki.

N. v. Bebelubsky †. Wie erst jetzt bekannt geworden, ist der ehemalige russische Wirkliche Staatsrat, Professor Dr.-Ing. chr. Nikolai v. Bebelubsky, Petersburg, am 2. August 1922 in Rußland

im Alter von 77 Jahren gestorben. Er hat lange Jahre hindurch einen maßgebenden Einfluß auf die Entwicklung des Eisenbrückenbaues in Rußland ausgeübt und war auch in Deutschland den Fachgenossen, insbesondere auch auf dem Gebiete des Materialprüfungswesens, vorteilhaft bekannt geworden.¹⁾ Die Technische Hochschule Berlin hatte ihm in Anerkennung seiner Verdienste um die konstruktive Entwicklung des Eisenbrückenbaues die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen, ferner war er Ehrenmitglied des Berliner Architekten-Vereins.

Ein neuer Wasserbehälter für London. Im Anschluß an die Angaben in der „Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 126²⁾ sei mitgeteilt, daß neuerdings zur Verbesserung der Wasserversorgung von London oberhalb der Stadt ein großes künstliches Becken angelegt worden ist, das mit einer Fläche von fast 300 ha und einem Wasserinhalt von 30,5 Mill. m³ für das größte seiner Art gilt. Der Bau war schon 1911 in Aussicht genommen, wurde dann durch den Krieg verzögert und ist seit 1919 wieder so betrieben worden, daß Mitte dieses Jahres das erste Wasser aus dem Becken entnommen werden kann. Das Gelände erlaubte den Bau einer Talsperre nicht, und so hat man denn ein künstliches Becken schaffen müssen, das in Form eines unregelmäßigen Siebenecks ringsum von einem Damm umgeben ist. Der Damm hat einen Tonkern; seine äußere Böschung in 1:3 ist etwa 1 m stark mit gutem Boden bedeckt; diese Seite soll mit Gebüsch usw. bepflanzt werden. Die Innenseite ist in 1:2¹/₄ geneigt und im unteren Teil mit einer 15 cm starken Betonschicht, darüber mit Betonblöcken abgedeckt. Den oberen Abschluß bildet eine Deckplatte, deren ausgehöhlte Ansichtflächen die Wellen zurückwerfen soll. Der Damm ist durchschnittlich 11,6 m über Gelände hoch; der Boden des Beckens ist so vertieft, daß bei einer Wassertiefe von ebenfalls 11,6 m der Wasserspiegel 1,85 m unter der Dammkrone liegt. Mitten durch den Wasserbehälter, etwa 1200 m lang, zieht sich auf etwa drei Viertel seiner Breite ein Preldamm, ebenso wie die Umfassungen aus Erde geschüttet, jedoch ohne Tonkern. Seine Böschungen haben unten eine Neigung von 1:4, im oberen Teil sind sie unter 1:3 geneigt und durch Betonblöcke gegen den Wellenschlag geschützt. Dieser Damm ist zwischen Einlauf und Auslauf eingeschaltet und soll das Durchfließen des Wassers verlangsamen sowie allzu starke Wellenbildung verhindern.

Das Wasser zur Füllung dieses Behälters wird der Themse unterhalb der Schleuse Penton Hook entnommen. Es fließt zunächst durch Venturimesser und dann durch ein offenes Gerinne, das etwa 1200 m lang ist, bis an den Außenfuß des den Behälter einfassenden Dammes. Hier wird es durch ein dampfbetriebenes Pumpwerk durch Stahlrohre in den Behälter übergehoben. Die Abzweigstelle des Kanals aus der Themse ist von einer 8,7 m breiten Brücke mit drei gewölbten Öffnungen von 5,5 m Weite aus Beton mit Granitverkleidung zur Überführung des Leinpfades überbrückt. Auf der steinernen Brüstung dieser Brücke an der Flußseite steht ein eisernes Geländer, um das Treidelseil ohne Anstoßen über die Brücke zu leiten. Die drei Öffnungen der Brücke sind durch schwimmende, seitlich geführte, also mit dem Wasserstande auf- und absteigende Balken abgeschlossen, um zu verhindern, daß Kähne und andere schwimmende Gegenstände in das Gerinne hineingerissen werden. Die drei Venturimesser hinter dieser Brücke sind für Tagesleistungen von je 45 000 bis 450 000 m³ berechnet. Das Gerinne, das in den Boden eingeschnitten ist, hat eine Sohlenbreite von 4,6 m, eine Breite in Geländehöhe von 24,4 m und seitliche Böschungen unter 1:1,5, die durch eine Berme unterbrochen sind. Es wird von mehreren Brücken überspannt.

Entgegengesetzt dem Einlauf, in einem durch den Preldamm geschützten, havenartigen Winkel des Behälters liegt der Auslauf, bestehend aus einem Betonturm, der so weit vom Damm nach innen abgerückt ist, daß seine landseitige Außenkante ungefähr mit dem Dammfuß zusammenfällt; er ist durch eine gewölbte Brücke auf schlanken Pfeilern von der Dammkrone her zugänglich.

Alle Einlauf- und Auslauföffnungen sind mit Rechen und Schützen ausgestattet, um grobe Schwemmstoffe fernzuhalten und den Wasserdurchfluß regeln zu können. Wkk.

¹⁾ S. u. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 349 und 1909, S. 497.

²⁾ Der dort genannte nördliche Nebenfluß der Themse heißt übrigens Lea (nicht Lee) und mündet in der Gegend der Londoner Häfen.

INHALT: Brücke über Sauerelven, Norwegen. — Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung. — Die holländische Holzpfahramme. — Zur Ausführung massiver Staumauern. — Erddruck auf Parallelflügel. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Staudamm bei Sherman Island im Hudson. — Umgrenzungslinie der festen Teile für einige Haupteisenbahnen der Welt (ausschl. Deutschlands). — Straßenpflaster mit schwachem Quergerinne. — Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges. — N. v. Bebelubsky †. — Ein neuer Wasserbehälter für London.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.