

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 2. August 1929

Heft 33

Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien.

Von Baurat Dr.-Ing. Dr.-Ing. chr. Fr. Bohny, Sterkrade.

Alle Rechte vorbehalten.

Nördlich von Buenos Aires fließen in Argentinien (Abb. 1) zwei große Binnenströme, der Rio Salado — der „Salzfluß“ — und der Rio Dulce — der „süße Fluß“ —. Der erstere mündet bei Santa Fee in den großen Rio Parana, der bis dahin auch für Seeschiffe befahrbar ist und der in seinem oberen Laufe die Grenze zwischen Argentinien und Paraguay bildet. Der Rio Salado selbst ist nicht schiffbar. Der Rio Dulce ist ein reiner Binnenstrom und besitzt keine Verbindung mit dem Meere. Er kommt als Gebirgsfluß aus den Anden, wechselt verschiedentlich den Namen — in der Provinz Tucuman z. B. heißt er Rio Salí — und mündet schließlich in ein großes Binnenmeer, das Mar Chiquita, nachdem er zwischen Santiago del Estero und diesem Mar noch mehrere Abflüsse von Salzseen aufgenommen hat. Die Ufer des Rio Dulce sind fast durchweg flach und der Strom meistens seicht. Nur bei der Schneeschmelze in den Anden, in den Monaten Dezember bis März, führt er gewaltige Hochwasser, die kilometerweit das flache Gelände überschwemmen.

Beiderseits und zwischen den beiden Strömen laufen die drei Hauptbahnlagen Argentinien, die die Hauptstadt des Landes mit dem Norden verbinden. Die mittlere dieser drei Bahnlagen ist die F. Central Argentino, die sich in englischen Händen befindet und für Breitspur — 1,676 m — angelegt ist. Wer von der Bundeshauptstadt nach dem Norden fährt, benutzt vorwiegend diese Bahn, da sie die geradeste und kürzeste Strecke bis Tucuman ist, wo sie endet. Bei La Banda zweigt eine kurze Strecke dieser Bahn nach Santiago del Estero ab, der Rio Dulce wird mittels einer rd. 1 km langen Brücke überschritten. Ostwärts des Rio Salado läuft die F. Central Norte mit 1-m-Spur. Sie beginnt in Santa Fee, durchfährt sämtliche Provinzen nordwärts von Buenos Aires bis nach Jujuy hinauf und läuft von da weiter ins Herz von Bolivien hinein bis zur Hauptstadt dieses Landes, La Paz. Diese Bahn gehört dem argentinischen Staate. Westlich des Rio Dulce ist dann noch als dritte Bahn die F. Central Cordoba zu nennen, die auch 1-m-Spur besitzt. Diese Bahn gehört einer Privatgesellschaft, doch hat sich der argentinische Staat in letzter Zeit einen großen Einfluß an ihrem etwa 2200 km langen Netz gesichert. Die Cordoba-Bahn endet im Norden auch bei Tucuman und ferner bei Santiago del Estero, in Buenos Aires hat sie ausgedehnte Anschlüsse an die Werften und die Hafenbecken.

Die Verbindung der beiden 1-m-spurigen Eisenbahnen bei Santiago del Estero herzustellen, war Zweck der neuen Brücke über den Rio Dulce. Es hätte zwar nahegelegen, die Verbindung über die bereits vorhandene Brücke der Central Argentino zu leiten, doch sollte noch eine Straßenverbindung nach La Banda geschaffen werden, auch wäre in diesem Falle die Staatsbahn einem Privatunternehmen, der englischen

Gesellschaft, tributpflichtig geworden. So wurde der Bau einer besonderen Brücke, einer vereinigten Straßen- und Eisenbahnbrücke beschlossen, die rd. 1,5 km unterhalb der englischen Brücke den Rio Dulce überschreitet.

Die ausschreibende Stelle waren die argentinischen Staatsbahnen. Die Ausschreibung geschah zu einer Zeit, als die deutsche Industrie im schwersten Abwehrkampf gegen die feindliche Besatzung stand. Ende Juli 1923 erhielt die Gutehoffnungshütte in Oberhausen, die später den Bau der Brücke in Auftrag erhielt, von ihrem Vertreter in Buenos Aires und durch Vermittlung ihrer holländischen Niederlassung folgende Drahtung: „Staatsbahn bittet telegrafisch Angebot vor siebten August Tonnenpreis mit verbindlicher Angabe Lieferzeit franko Santafee für Straßen- und Eisenbahnbrücke bestehend aus 12 Überbauten je 70 m Spannweite. Hauptträger Schwedlerform. Bezahlung in Wecheln auf 180 Tage mit 5 gleich langen Verlängerungen und 6 % jährlicher Zinsvergütung. Verzugsstrafe 5 % täglich. Kurze Lieferzeit gewünscht.“

So erwünscht ein solch schöner Auftrag nach Erledigung des Ruhreinbruches sich gestalten mochte, so groß war das Risiko, mitten im härtesten Wirtschaftskampf, abgesperrt von der ganzen übrigen Außenwelt, mit unterbrochenen Bahnen und unterbrochener Schifffahrt, dazu bei sprunghaft sinkendem Werte der Mark, noch ein solches Geschäft ernstlich zu verfolgen. Wer konnte wissen, wann die Ausfuhr wieder gestattet war, mit was für Schwierigkeiten

man bei der Beschaffung des Walzmaterials rechnen mußte, wie der argentinische Peso sich gestalten würde, der zur Zeit der Ausschreibung auf dem niedrigen Wert von nur $1\frac{1}{3}$ Mark für Papier stand, und noch vieles mehr! Dazu die schwerwiegende Bedingung, Zahlung in Wecheln anzunehmen, die fünfmal je $\frac{1}{2}$ Jahr verlängert werden konnten gegen nur mäßigen Zinsfuß und die weitere Bedingung, eine so hohe Verzugsstrafe von 5 % täglich (!) einzugehen. Und doch mußte im Interesse des Wiederankurbelns der Betriebe, der Wiedereinstellung der beschäftigungslos herumlaufenden Arbeiter nach dem Abbruch der Ruhraktion das Angebot gemacht werden, und das zum allerbilligsten Preise. Der Preis wurde gemacht und zum Verding am 10. August 1923 hinübergekabelt. Das Ergebnis war, daß die Gutehoffnungshütte noch um knapp 5 % unter dem nächstbilligsten belgischen Angebote lag. Als Lieferfristen für die 12 Überbauten wurden 5 bis 11 Monate nach Bestellung, 5 Monate für den Beginn und 11 Monate für die Beendigung der Lieferung, genannt, als Bedingung wurde ferner gefordert: Aufhebung der Ruhrbesatzung und Ermäßigung der Vertragsstrafe auf 5 % je Woche. Angeboten hatten aus Belgien drei Firmen, aus England ebenfalls drei Firmen, darunter Arrol und Armstrong, ferner zwei amerikanische Werke. Letztere waren

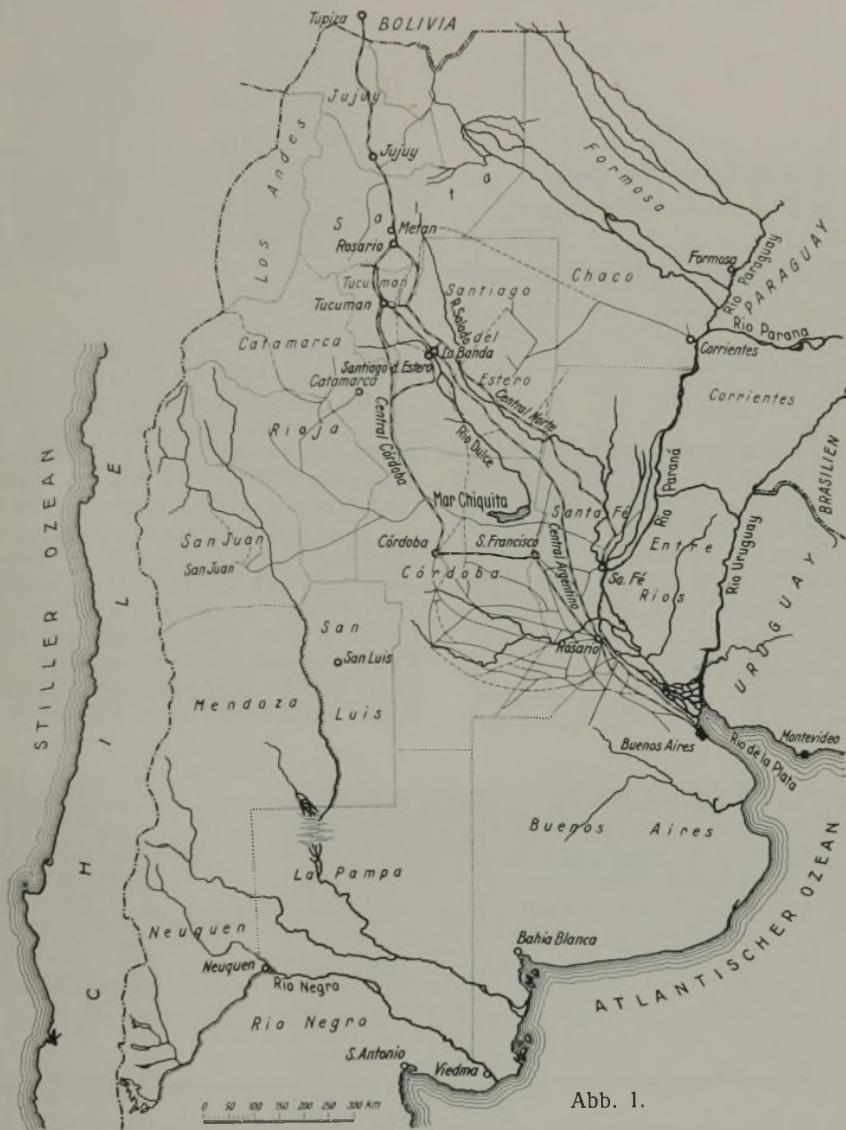


Abb. 1.

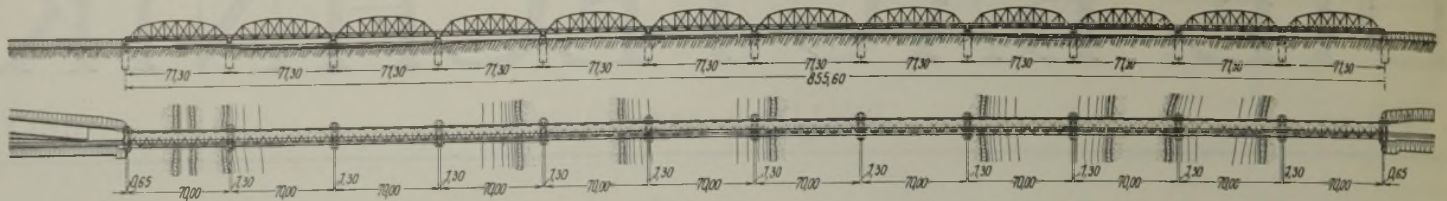


Abb. 2.

außerordentlich teuer. Von deutschen Firmen hatte scheinbar keine weitere eine Nachricht über die Ausschreibung erhalten, oder man hatte nicht gewagt, anzubieten.

Die Voraussetzung und Hauptbedingung für die Hereinnahme des Auftrages, die Aufhebung der Ruhrbesatzung, begegnete in Argentinien großem Unwillen, war doch nicht abzusehen — und in fernen überseeischen Ländern machten damals die Nachrichten aus den Quellen der Besatzungsmächte noch sehr großen Eindruck —, wann dieses Ereignis oder auch nur eine Lockerung der Schranken eintreten würde. So folgten sich Verhandlungen durch Kabel hin und her, und erst in den ersten Tagen des Dezember 1923 konnte von drüben gemeldet werden, daß der Vertrag glücklich unterzeichnet sei. Einige Tage vorher waren auch die endgültigen Pläne in Deutschland eingetroffen. Für jede Öffnung war ein Pauschpreis festgesetzt, so daß das Gewichtsrisiko dem liefernden Werke zufiel. Der Preis war in Goldpeso festgelegt, die Verzugsstrafe war

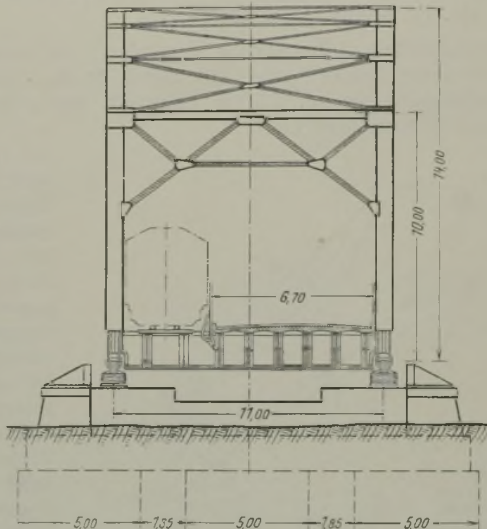


Abb. 2.

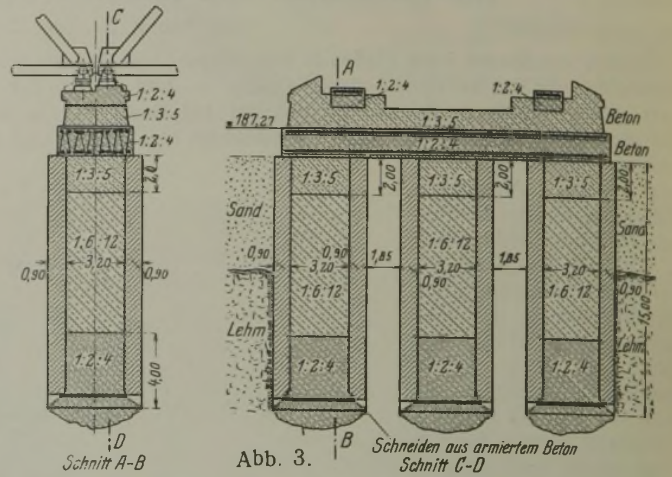


Abb. 3. Schnitten aus armiertem Beton Schnitt C-D

mittleren Feldern. Die Trägerhöhe in der Mitte jeder Öffnung beträgt 14 m, die Höhe an den Endportalen 10 m.

Der Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte ist genau 11 m. Die Schienenhöhe der Brücke ist so gewählt, daß bei 1,72 m Konstruktionsdicke noch rd. 2,4 m lichter Raum über dem höchsten Hochwasser von 1924 verblieb, und man glaubt, damit auch bei allen weiteren Hochwässern genügend gegen Schäden gesichert zu sein.

Der Untergrund des Rio Dulce besteht an der Brückenbaustelle aus Lehm mit einer mehr oder minder starken Sandschicht überlagert¹⁾. Es wurde daher für die Pfeiler und Widerlager eine Brunnengründung gewählt, indem runde Zylinder von 5 m Durchm. bis auf eine mittlere Tiefe von 15 m unter Flußsohle versenkt wurden. Die Zylinder von 0,9 m Wandstärke sind gemauert und unten mit einer Schneide aus bewehrtem Beton versehen. Je drei solcher Zylinder bilden das Fundament eines Pfeilers (Abb. 3) und eines Widerlagers. Die Füllung der Zylinder be-

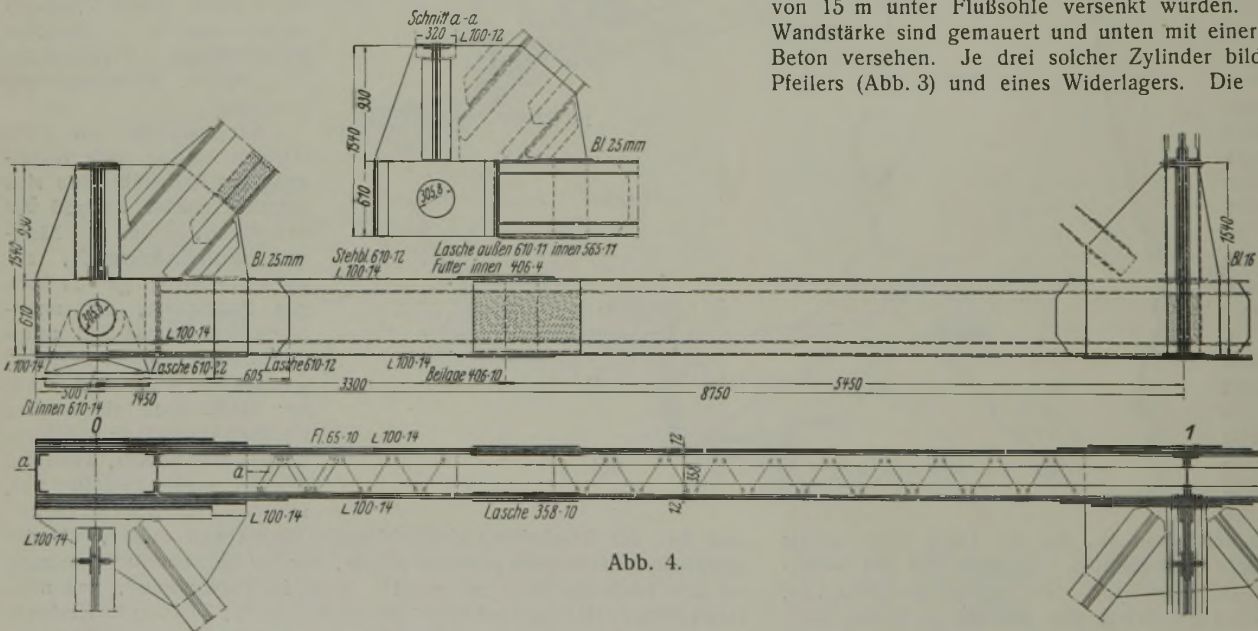
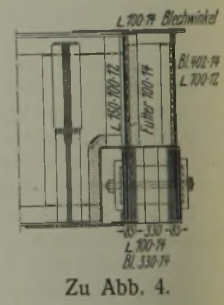


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

glücklich auf 5‰ je Woche ermäßigt worden. So konnte an die Beschaffung des Walzmaterials und an die Vorbereitung für die Werkarbeit gegangen werden. Der Auftrag war die erste große Arbeit, die der Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte in Sterkrade nach der Einigung mit den Besatzungsmächten zufiel und die ihr gestattete, ihren Betrieb wieder einigermaßen in Gang zu bringen. Er wurde daher mit größter Freude begrüßt.

Die genaue Lage der zweiten Brücke über den Rio Dulce in der Nähe von Santiago del Estero war erst nach eingehendem Studium der ganzen örtlichen Verhältnisse festgelegt worden. Vor allem mußten die zu wählende Lichtweite, die Schienenhöhe usw. sorgfältig abgewogen werden. Man kam dabei auf eine Brücke von 12 Öffnungen von je 70 m Stützweite (Abb. 2). Die Hauptträger sind einfache Halbparabelträger mit abgeschragten Enden und mit Gegendiagonalen in den vier

steht aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 6 : 12; darüber liegt eine Verbindungplatte von 1,45 m Stärke aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 mit starker Bewehrung oben und unten. Über der Platte liegt eine Zwischenschicht aus Beton 1 : 3 : 5, in die die wieder stark bewehrten Auflagerquader eingebettet sind. Die Endwiderlager sind ebenso ausgebildet wie die Pfeiler, so daß es ohne weiteres möglich ist, die Zahl der Öffnungen noch zu vermehren, falls sich das als notwendig erweisen sollte.

Die Berechnung und Bemessung des eisernen Überbaues geschah in den Bureaus der argentinischen Staatsbahn, so daß baureife Pläne zur Ausführung in der Sterkrader Werkstatt vorlagen. Es ist von diesen Plänen auch nur wenig abgewichen worden, einige Verbesserungs- und Vereinfachungsvorschläge, wie z. B. die Verringerung der vielen Binde-

¹⁾ Ich folge dabei im wesentlichen einer Beschreibung über die Rio-Dulce-Brücke in der argentinischen Ingenieurzeitschrift „La Ingenieria“ vom Dezember 1925.

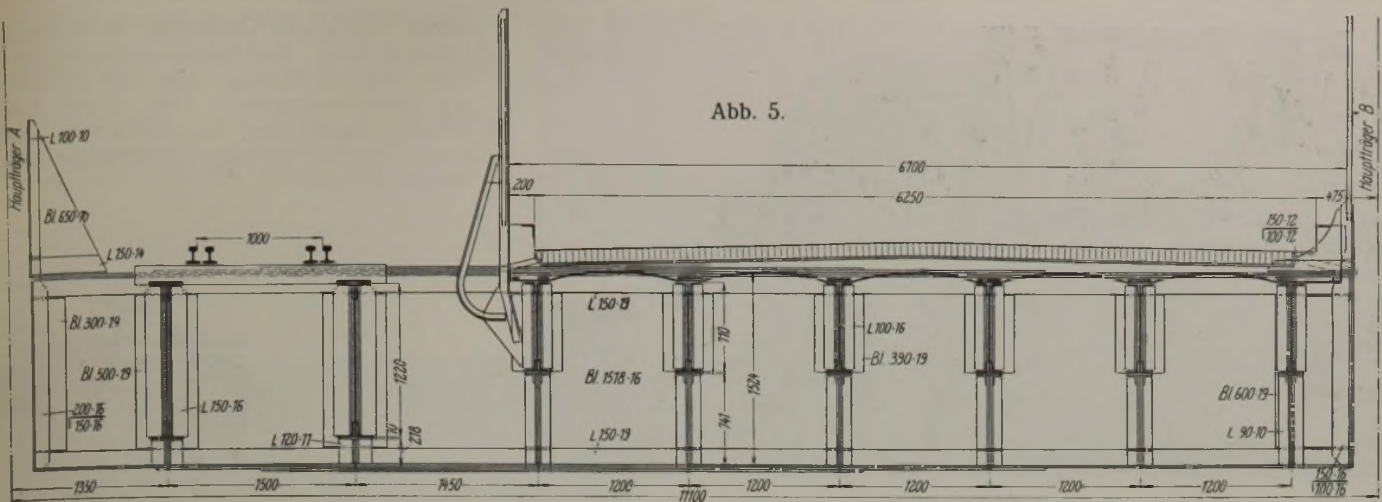


Abb. 5.

niete, wurden ohne weiteres und durch Vermittlung der die Werkstattarbeiten überwachenden englischen Abnahmefirma glatt genehmigt. Entsprechend der ungleichmäßigen Lastverteilung — Schienenspur einseitig nahe einem Hauptträger — auf beide Hauptträger sind diese auch ungleich ausgebildet. Der dem Eisenbahngleis benachbarte Hauptträger ist etwa 24% schwerer als der andere.

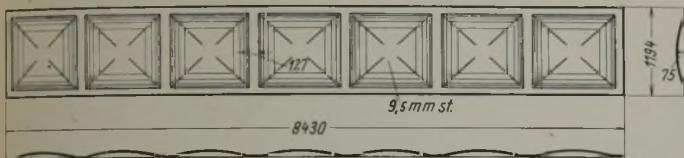


Abb. 6.

Bei der Berechnung der Hauptträger wurde davon ausgegangen, daß die Diagonalen nur auf Zug beansprucht werden. Infolgedessen mußten in den vier Mittelfeldern Gegendiagonalen vorgesehen werden. Wie in der genannten Quelle angegeben, hat man sich noch die Mühe gemacht, das System als vierfach statisch unbestimmtes Gebilde nachzurechnen mit dem Ergebnis, daß keine nennenswerten Abweichungen in den Kräften sich ergaben und die erst angenommene Bemessung der Stäbe ohne weiteres bestehen bleiben konnte.



Abb. 7.

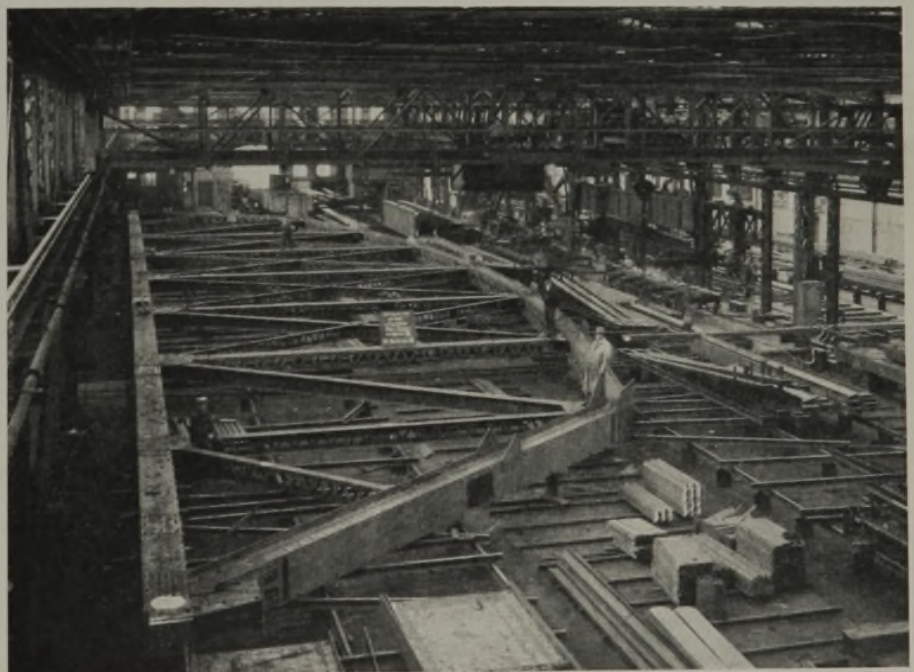


Abb. 8.

bei den beweglichen Lasten der Eisenbahn $S_1 = S \frac{2787}{2787 + L^2}$

bei den beweglichen Lasten der Straße $S_2 = \frac{1}{2} S \frac{2787}{2787 + L^2}$

In beiden Formeln ist S die größte aus den beweglichen Lasten errechnete Kraft und L die Länge in Metern des Teiles der Öffnung, den man belasten muß, um die Kraft S zu erzeugen. Für die Gurte, für die die Vollbelastung der Brücke maßgebend ist, wird somit im vorliegenden Falle $L = 70$ m und damit der Zuschlag

$$S_1 = S \cdot \frac{2787}{2787 + 4900} = 0,36 S \quad \text{und} \quad S_2 = 0,18 S.$$

Die Zuschlagformel ist eine Formel nordamerikanischer Praxis; ihre Ergebnisse decken sich nahezu mit denen unserer deutschen Vorschriften.

Die Eisenkonstruktion der Brücke weist keine großen Besonderheiten auf. Die Bemessung und die Durchbildung der Stäbe und der Einzelträger sind in üblichen Größen und Formen gehalten. In Abb. 4 ist der erste Untergurtstab eines Hauptträgers dargestellt mit seiner gelenkigen Verbindung mit dem Auflager und mit dem Anschluß des Querträgers. Abb. 5 zeigt einen normalen Querträger mit der Ausbildung der Fahrbahn. Letztere besteht einesteils aus der üblichen Gleislage, Querschwellen auf schweren Längsträgern, anderenteils aus der 6,7 m breiten Straße. Die Decke der Straße besteht aus Holzpflaster auf einer Betonunterlage, die von gebuckelten Blechen getragen wird. Letztere sind rd. 8,5 m lang

und 1,2 m breit, ihre Stärke beträgt 9,5 mm. Sie haben aber nach oben gekehrte Buckel (Abb. 6), zwischen denen sich ebene Blechstreifen von rd. 130 mm Breite befinden. Diese für uns ungewöhnlichen, aber in Nordamerika vielfach gebräuchlichen Buckelplatten bieten zwar bei der Herstellung einige Schwierigkeiten, sie haben aber den großen Vorteil, daß sie außer weitgespannten Längsträgern keine weitere Stützkonstruktion

Für die beweglichen Belastungen der Eisenbahnspur waren die Vorschriften der Generaldirektion der argentinischen Staatsbahn maßgebend, für die der Straße war eine Dampfwalze neben der üblichen Belastung je Quadratmeter Straßenfläche vorgesehen. Alle Kräfte aus diesen Lasten wurden mit einem Zuschlag bei der Bemessung der Querschnitte versehen, deren Größe betrug:



Abb. 9.



Abb. 11.

erfordern. Gleise und Fahrbahn sind durch ein 1,8 m hohes Geländer mit starker Metallgewebefüllung getrennt. Ein entsprechendes Schutzgeländer ist zwischen der Fahrbahn und dem zweiten Hauptträger angeordnet. Die Hauptträger sind auf den Auflagerstühlen mittels Gelenkbolzen aus Schmiedestahl von 30 cm Durchm. aufgelagert. Bei den beweglichen Lagern sind außerdem vier (Straßenseite) bzw. fünf (Bahnseite) Stelzen von 28 cm Höhe und 18 cm Breite angeordnet. Zur Aufnahme der Windkräfte sind zwei Querverbände vorhanden. Der obere Verband stützt sich auf die in den Ebenen der Endstreben angeordneten Windportale, der untere Verband liegt in der Ebene der Hauptträgeruntergurte. Außerdem sind Querverbände in jeder Pfostenebene vorhanden (Abb. 7).

Da die Aufstellung der Brücke getrennt vergeben worden ist, war — um ein genaues Passen aller Teile auf der Baustelle zu gewährleisten — eine räumliche Vormontage in der Werkstätte vorgeschrieben. Die großen Abmessungen der Träger ließen aber eine solche nicht zu. Infolgedessen wurden sämtliche Hauptträger flach zugelegt (Abb. 8), und in diesem Zustande alle Anschlüsse und Stöße auf genaues Maß aufgerieben. Von der Fahrbahn wurden ab und zu einige Felder mit den zugehörigen Gurten und Windverbänden zusammengelegt, desgleichen ab und zu einige Obergurtefelder mit ihren Windkreuzen. Auch einige Endportale wurden zusammengebaut, um sich vom guten Passen aller Teile zu überzeugen.

Für die Berücksichtigung der Durchbiegung der Hauptträger unter Verkehrslasten erhielten diese in der Zulage eine Überhöhung von 40 mm, von der Mitte aus bis zu den Auflagern abnehmend auf Null nach den Ordinaten einer Parabel. Zu diesem Zwecke hatte die argentinische Staatsbahn die Durchbiegung beider Hauptträger unter einem Lastenzuge von zwei schweren Lokomotiven von 130 t Gewicht und mit einer Folge von Güterwagen von je 43 t Gewicht rechnerisch ermittelt und für den Träger auf der Eisenbahnseite eine Durchbiegung von 42 mm, für den Träger auf der Straßenseite eine solche von 30 mm ermittelt. Der Unterschied beider Maße zeigt also die Größe der Verdrehung der Träger bei der Überfahrt eines Zuges. Die durch den Unterschied von nur 12 mm entstehenden Nebenkkräfte in der Fahrbahn und in den Verbänden wurden als unbedeutend angesehen.

Die Abnahme der Materialien und die Überwachung der Werkstattarbeiten waren von der argentinischen Staatsbahn der Zivilingenieurfirma Fox & Mayo in London übertragen worden. Ein Herr Fox war zu diesem

Zweck nahezu drei Vierteljahre in Oberhausen und Sterkrade tätig. Das Zusammenarbeiten mit diesem Herrn war ein durchaus gutes und für beide Teile ein zufriedenstellendes. Dank diesem Zusammenarbeiten schritt die Werkarbeit sehr rasch vorwärts, so daß folgende Versandfristen eingehalten werden konnten:



Abb. 10.

Öffnung 1 und 2 ab Sterkrade 7. März 1924

" 3	" 4	" "	25. "
" 5	" 6	" "	15. Mai "
" 7	" 8	" "	12. Juni "
" 9	" 10	" "	15. Juli "
" 11	" 12	" "	13. August "

Die im Angebot angegebenen Lieferfristen sind somit, auch unter Berücksichtigung der Fahrdauer über See bis Santa Fee, nicht nur gehalten, sondern noch wesentlich unterschritten worden.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktion war der einheimischen Unternehmerfirma Boggiatto, Binda & Cie. in Tucuman übertragen worden. Die Aufstellung wurde im August 1924 begonnen, dann in der Periode des steigenden Wassers unterbrochen und im April 1925 wieder fortgesetzt. Auf diese Weise wurde die Aufstellung wesentlich vereinfacht, da man die Mehrzahl der Öffnungen auf einfachen Schwellenstapeln zusammenbauen konnte (Abb. 9 u. 10). Nur in zwei Öffnungen war eine behelfsmäßige Rüstung auf Pfählen mit aufgesetzten Böcken nötig. Ein großer Portalkran umfaßte die ganzen Träger und brachte die einzelnen Eisenstücke an Ort und Stelle. Nach Angaben der Aufstellungsfirma hat bei der Aufstellung alles aufs beste gepaßt. Die Aufstellung war Ende 1925 beendet, worauf sich die Gleisverlegung und das Aufbringen der Fahrbahn auf der Straßenseite anschloß.

Abb. 11 zeigt die fertige Brücke, von einem Widerlager aus gesehen, kurz nach Beendigung der Aufstellung.

Das Gewicht eines Überbaues beträgt 538 t. Davon entfallen 129 t auf den eisenbahnseitigen Hauptträger und 104 t auf den straßenseitigen Hauptträger. Das Gewicht der Fahrbahnkonstruktion beträgt 235 t je Öffnung, das der Windverbände je 54 t und das der Auflager je 16 t.

An der Brücke ist eine Plakette angebracht mit dem Wortlaut:

Puente proyectado y construido por los
FF. CC. del ESTADO.

Estructura metalica fabricada por la
GUTEHOFFNUNGSHÜTTE, OBERHAUSEN, ALEMANIA.

Montaje de la misma ejecutado por la Empresa
BOGGIATTO, BINDA Y Cia. — TUCUMAN.

zu deutsch: Brücke entworfen und konstruiert von den Staatseisenbahnen. Eisenkonstruktion hergestellt von der Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Deutschland. Aufstellung ausgeführt durch die Firma Boggiatto, Binda & Co., Tucuman.

Ein dauerndes Zeugnis deutschen Wagemutes in schwerster Zeit.

Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Ehrenberg, Potsdam.

Bei der Trockenlegung der neueren, aus Beton mit und ohne Verblendung hergestellten Schleusen der Märkischen Wasserstraßen wurden in den letzten Jahren häufig sowohl eigenartige Aussinterungen von verschieden großem Umfang als auch Zerstörungen des Betons und des Verblendmauerwerks festgestellt, deren Entstehung nicht ohne weiteres erkennbar war. Eingehende Untersuchungen der Ursachen dieser Erscheinungen haben aber nunmehr zu einem Ergebnis geführt, das nachstehend wiedergegeben werden soll.

Diese Beobachtungen deuten zunächst darauf hin, daß die Aussinterungen nicht in erster Linie durch die Einwirkung rückwärtigen Sickerwassers veranlaßt sein können, wie vielfach angenommen wird. Wäre das der Fall, so bliebe es unverständlich, daß sie nicht auch über dem Unterwasser auftreten, da bei Schleusen mit hohem Gefälle das Mauerwerk doch auch über dem Unterwasser noch unter einem erheblichen äußeren Wasserüberdruck steht. Man muß vielmehr zu der Überzeugung gelangen, daß es zur Bildung von Aussinterungen der Mitwirkung des ständig in der Schleuse befindlichen Wassers, also des Unterwassers bedarf.

Andererseits muß aber auch aus dem Beton herkommendes Wasser wesentlich an der Erzeugung der Aussinterungen beteiligt sein. Daraufhin deutet vor allem die Tatsache, daß die Aussinterungen sich besonders an Stellen häufen, wo Strömungswirbel auftreten und der dadurch ständige und zeitweise erzeugte Druckwechsel das Auslaugen des Betons fördert. Auch die Beobachtung, daß die Aussinterungen um so geringer sind, je dichter und wasserundurchlässiger der Beton ist, ist eine Bestätigung dieser Auffassung.

Durch Verbindung der vorgenannten wichtigsten Beobachtungen läßt sich nun die Entstehung der Aussinterungen zwanglos etwa so erklären:

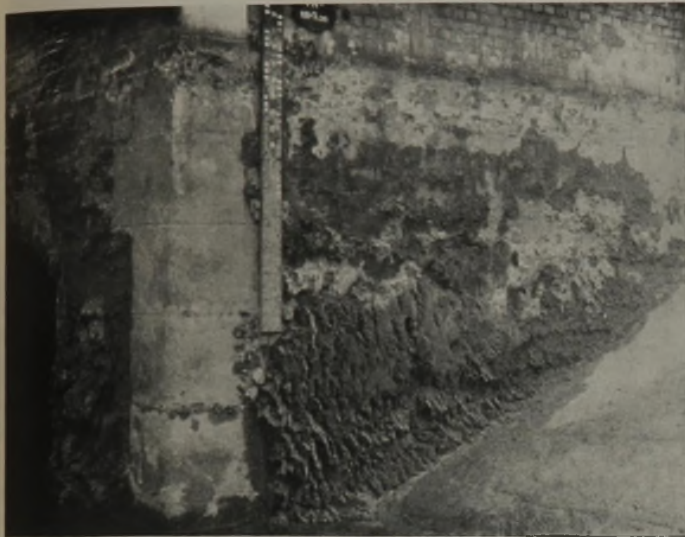


Abb. 1. Aussinterungen an der Unterhaupt-Stirnwand der Schleuse III Niederfinow. Links Mündung des Umlaufes.

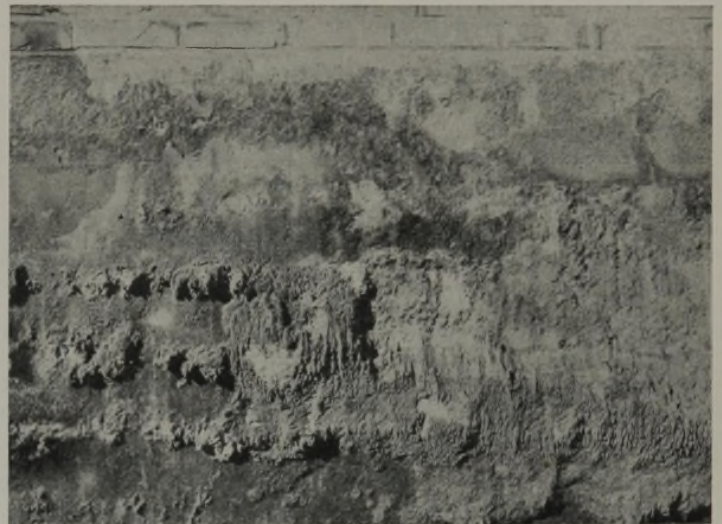


Abb. 3. Aussinterungen an der Stirnwand des Unterhauptes der Schleuse I Niederfinow.

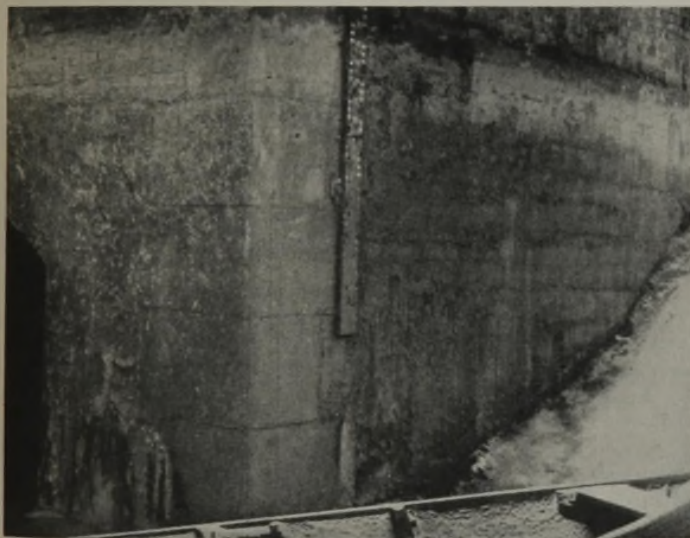


Abb. 2. Dieselbe Stelle wie Abb. 1 nach Entfernung der alten Aussinterungen mit Neubildungen innerhalb eines Jahres. Bemerkenswert ist, daß der rechts neben der Pegellatte angebrachte Siderosthen-Anstrich von 1 m Breite und 3 m Höhe ohne Unterschied ebenfalls wieder bewachsen ist, ohne daß die Farbhaut zerstört wurde.

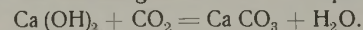
1. Aussinterungen.

Von großer Bedeutung ist zunächst die Beobachtung, daß die Aussinterungserscheinungen an allen Schleusen fast ausschließlich unter dem Unterwasser auftreten und in Höhe des normalen Unterwasserstandes wie abgeschnitten aufhören. Diese Erscheinung kann nur dahin gedeutet werden, daß das den Beton ständig umpülende Wasser einen ausschlaggebenden Einfluß auf die Bildung der Sinterungen haben muß.

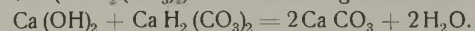
Weiter ist bemerkenswert, daß hauptsächlich die Unterhäupter von den Aussinterungen befallen werden und hier wiederum vorzugsweise die unterhalb der Untertore und Schützverschlüsse gelegenen Teile (Abb. 1 bis 3) sowie die Schützschächte und Notverschlussschlitze; alles Stellen, an denen beim Entleeren der Schleuse im Unterwasser starke wirbelnde Strömungen auftreten.

Das Schleusungswasser dringt beim Füllen der Schleuse durch Fugen, Risse und durchlässige Stellen in den Beton ein, sättigt sich dort mit dem freien Kalk des Betons ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) an und tritt beim Entleeren der Schleuse naturgemäß mehr oder minder schnell wieder aus dem Beton heraus. Es mag hierbei auch noch durch eine geringe Menge aus dem Erdreich hinter den Schleusenmauern stammenden Sickerwassers vermehrt sein; für die Aufnahme des freien Kalkes kommt aber zweifellos in erster Linie das eigentliche Schleusungswasser in Betracht, da das harte Grundwasser hierzu weniger geeignet ist als das verhältnismäßig weiche Fluß- oder Kanalwasser.

Der durch das im Beton ein- und auslaufende Schleusungswasser beförderte Kalk verbindet sich nun dort, wo das Wasser aus dem Betonmauerwerk über dem Unterwasser wieder austritt, in der bekannten Weise mit der Kohlensäure der Luft zu kohlenstoffreichem Kalk, der dann auf den Maueraußenflächen die berüchtigten weißen Fließspuren hinterläßt.



Dort aber, wo das kalkhaltige Wasser unter dem Unterwasser austritt, verbindet sich der Kalk mit dem in diesem Wasser enthaltenen doppeltkohlenstoffreichem Kalk ($\text{CaH}_2(\text{CO}_3)_2$) zu Aussinterungen von kohlenstoffreichem Kalk.



Daß diese Kalkaussinterungen naturgemäß dort besonders ergiebig sind, wo ein lebhafter, bis zu Unterdrücken hinabgehender Druckwechsel im Wasser stattfindet, also dort, wo starke Wasserbewegungen auftreten und einen saugenden Strudel erzeugen, ist dabei ganz selbstverständlich. Nicht nur wird dort das Wasser besonders stark und rasch aus dem Beton herausgesogen, sondern die Strömungswirbel und Strudel verursachen dort außerdem noch eine lebhafteste Luftzuführung, die ebenfalls dazu beiträgt, die Sinterungserscheinungen zu vermehren und ihnen groteske Formen zu geben (Abb. 1).



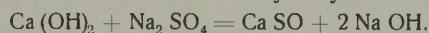
Abb. 4. Verblendklinker-Zerstörung an der Schleuse Lehnitz.

Die Sinterungen sind somit vor allem abhängig von der Beschaffenheit des das Schleusenmauerwerk umgebenden Wassers, und das erklärt auch die Beobachtung, daß einige Schleusen ganz besonders von diesen Anwüchsen befallen werden, während andere wiederum nur geringe Spuren zeigen. Daneben ist selbstverständlich auch die Beschaffenheit des Betons von Bedeutung, insbesondere sein mehr oder minder großer Reichtum an freiem Kalk und seine größere oder geringere Porosität, so daß auch darin ein Grund für das verschiedenartige Verhalten der verschiedenen Schleusen zu suchen ist.

Die Herkunft der Aussinterungen aus dem Wasser erklärt auch ihren schwammartigen Aufbau, der so lose ist, daß beim Zusammendrücken von ganz großen Sinterhaufen nur ein kleiner Rest verbleibt. Auch macht sie verständlich, daß das Gefüge des Betons durch solche Aussinterungen meist nur unerheblich beeinträchtigt wird. Unter den Aussinterungen befindet sich in den weitaus meisten Fällen ein durchaus gesunder Beton von guter Oberflächenhärte und normaler innerer Struktur, die Aussinterungen bedingen also an sich keine nennenswerten Zerstörungen des Betons. Stellenweise hat es auch den Anschein, als ob einmal angesetzte Aussinterungen sich auch aus den Produkten anderwärts ausgespülter Kalkteilchen weiter aufbauen, da bei einem Aussinterungspanzer von z. B. 15 cm kaum noch ein Auslaugen des Kalkes an dieser Stelle in Frage kommen kann. Von Nachteil können die Aussinterungen wohl nur als Behinderung der Wasserführung in den Umläufen werden und für das Einbringen von Notverschlüssen und dergl. in engeren Schlitzen, die mit der Zeit vollständig zugesetzt werden.

Als für die Festigkeit des Betons harmlos mögen hier übrigens auch noch die Ausscheidungen erwähnt werden, die gelegentlich als leicht „bereifte“ Flecke auf der Betonoberfläche erscheinen. Die Untersuchung derartiger Ausscheidungen auf dem Spritzputz der neuen Schachtschleuse Fürstenberg ergab, daß es sich hierbei um kohlen-saure Alkalien handelte.

Das Kalziumhydroxyd, d. h. das mit dem Kalk des Betons gesättigte Schleusungswasser setzt bei seiner Hin- und Herbewegung im Beton die im Traß vorhandenen Alkalisulfate in Alkalihydroxyde und Kalziumsulfat um:



Die Alkalihydroxyde gelangen mit dem den Beton durchströmenden Wasser an die Betonoberfläche, werden dort durch die Kohlensäure der Luft in kohlen-saure Alkalien umgesetzt und kristallisieren dann beim Verdunsten des Wassers aus. Betonfeindliche Bestandteile wurden auch in diesen Ausblühungen nicht festgestellt.

2. Klinkerzerstörungen.

In engem Zusammenhang mit den Aussinterungserscheinungen stehen die Zerstörungen an den Verblendklinkern einiger Betonschleusen (Niederfinow und Lehnitz) (Abb. 3). Die Untersuchung abgesprengter Klinkerstücke dieser Schleusen hat einen auffallenden Gehalt an Kalk in diesen Steinen ergeben, der erst nachträglich hineingekommen sein muß. Es muß also angenommen werden, daß auch hier die Bildung von kohlen-saurem Kalk die Ursache der Zerstörung ist.

Es ist ja auch nicht zu verwundern, wenn das Schleusungswasser bei gefüllter Schleuse eine derartige, meist nur sehr schwache Verblendung, verhältnismäßig leicht durchdringen und danach auch noch weiter in den Beton eindringen kann. Man hat ja die Verblendung der Betonschleusen früher wohl weniger zum Schutze des Betons gegen das Eindringen von Wasser, als vielmehr zum Schutze gegen mechanische Einwirkungen und zur Besserung des Aussehens ausgeführt, und man hat deswegen auch bei der Auswahl der Steine in den meisten Fällen mehr auf Festigkeit und schöne Farbe als auf besondere Dichtigkeit gesehen. Das bei ent-

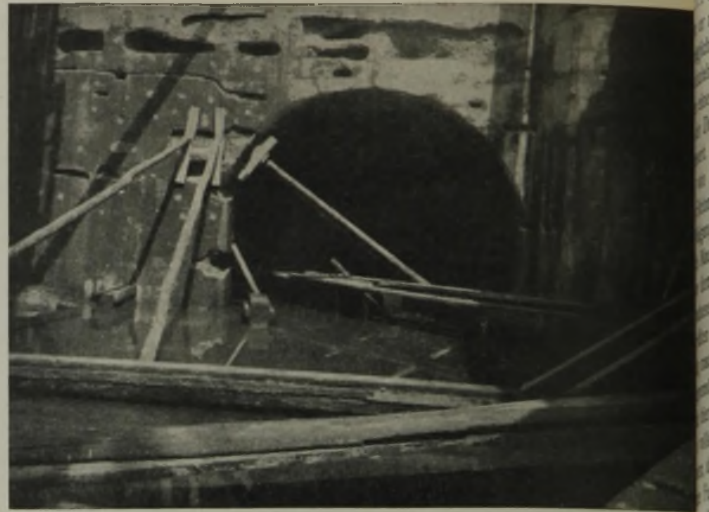


Abb. 5. Freigelegte Betonzerstörungen am Einlauf des Oberhaupt-Umlaufes der Schleuse Grütz (untere Havel). Die Stelle am linken Kämpfer ist bereits für die Ausfüllung hergerichtet.

leerter Schleuse wieder zurückströmende, mit dem freien Kalk des Betongesättigte Wasser muß daher den Kalk innerhalb der Verblendsteine wie in einem Filter wieder absetzen. Dort verbindet er sich dann mit dem doppeltkohlen-sauren Kalk des Außenwassers oder mit der Kohlensäure der Luft zu kohlen-saurem Kalk, und nimmt schließlich einen großen Raum ein, daß er bei genügender Sättigung der Steine gesprengt (Abb. 4).

3. Betonzerstörungen.

Im Gegensatz zu den Aussinterungen stehen die eigentlichen Betonzerstörungen, die ebenfalls durch das Eindringen des Wassers in den Beton entstehen können, aber nur, wenn das Wasser Sulfate enthält. Hierbei spaltet der Kalk des Betons aus dem Sulfatgehalt des Wassers die Schwefelsäure und bildet mit dieser und der Tonerde des Zements das Calcium-Aluminium-Sulfat (Zementbazillus). Dieses Sulfat nimmt bei seiner Kristallisation große Mengen Kristallwasser auf, und damit verbundene Raumvermehrung bewirkt schließlich das Zerteilen des Betons. Solche Zerstörungserscheinungen wurden denn auch im Bereich der Märkischen Wasserstraßen bisher nur an den Schleusen der unteren Havel beobachtet (Abb. 5), deren Wasser nachweislich sulfat-haltig ist.

4. Schutzmaßnahmen.

Als vorbeugende Schutzmaßnahme gegen die geschilderten Erscheinungen kommt einmal in Frage, den Beton an sich widerstandsfähiger zu machen, und zum anderen ihn durch eine geeignete Umhüllung gegen äußere Einflüsse zu schützen.

Der Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Betons die zunächst die Erhöhung der Dichtigkeit. Sie wird bei der neuerzeitlichen Verwendung von plastischem oder Gußbeton, zumal bei richtiger Wahl der Korngrößen der Zusatzstoffe von selbst erreicht, und besonders die äußere Gußhaut des Betons bietet dabei einen nicht zu unterschätzenden Schutz gegen das Eindringen von Wasser.

Neben der Erhöhung der Dichtigkeit ist es ferner von Vorteil, möglichst kalkarmen Zement zu verwenden oder den im Zement enthaltenen, die Schäden verursachenden Kalk, der bei dem Erhärtungsvorgang des Zementes frei wird, von vornherein so gut als möglich zu binden. Eine wirksame Bindung des Kalkgehaltes wird durch Puzzolan-zusatz (Traß, Hochofenschlacke) erreicht, und zwar bei einem Zusatz von 0,5 bis 0,75 Gewichtsteilen Traß zum Portlandzement bereits ziemlich vollkommen. Dabei hat der Traß neben seiner chemischen Eigenschaft des Kalkbindens auch noch die Eigenschaft, die Dichtigkeit zu erhöhen. Von Vorteil ist es insofern auch, wenn der Beton längere Zeit an der Luft steht und sich der schädliche freie Kalk dabei langsam in unschädlichen kohlen-sauren Kalk verwandelt. Planmäßig wird sich dieses Verfahren jedoch schon wegen des damit verbundenen Zeitverlustes in den meisten Fällen kaum durchführen lassen.

Als umhüllende Schutzmittel, die das Eindringen von Wasser in den Beton verhindern sollen, kommen in Frage dichter Mörtelputz (Spritzputz), Anstriche mit bitumenhaltigen Lösungen, Verblendung mit Klinkermauerwerk sowie, hauptsächlich als Härtungsmittel, Anstriche mit Fluater.

Das Aufbringen einer Putzschicht erfordert ein vorhergehendes Aufrauen der Betonoberfläche, so daß bei Gußbeton sehr zu überlegen und gegebenenfalls zu untersuchen ist, ob nicht die Betonhaut allein schon einen genügenden Schutz bietet. Auch ist das Spritzverfahren, das man zum Aufbringen eines solchen Putzes meist wird anwenden müssen, bei großen Flächen sehr kostspielig.

Der Anstrich mit Bitumen ist verhältnismäßig einfach und billig, besonders wenn er mit der Farbpistole aufgebracht wird. Wichtig ist es, zuerst einen möglichst dünnflüssigen Grundanstrich aufzubringen, der gut in den Beton einzieht, und dann erst den eigentlichen Hauptanstrich, der dick aufgetragen eine zähe, gut deckende Schutzschicht bilden muß. Das Haftvermögen der Deckschicht wird durch den vorherigen Grundanstrich erheblich verbessert.

Bei Wahl von Klinkerverblendung ist vor allem darauf zu achten, daß das Steinmaterial möglichst dicht, also wenig wasseraufnahmefähig ist. Der Neigung solcher Steine, auf dem Mörtelbett zu schwimmen und dadurch die Mauerarbeiten zu erschweren, kann dadurch begegnet werden, daß vor dem Aufbringen des Mörtelbettes längs der vorderen Kante etwas trockener Mörtel gestreut wird, der beim Einrücken des Steines zum größten Teil wieder herausfällt, aber den Mörtel in der Lagerfuge ständig macht und dadurch auch den Stein zum Stehen bringt. Daß auch der Fugenmörtel möglichst dicht sein muß, ist selbstverständlich, es ist daher auch hier reichlicher Traßzusatz geboten. Trotzdem wird es meist auch bei vollkommen abgedundem Mauerwerk nicht möglich sein, zu verhindern, daß beim Hinterfüllen des Betons Betonwasser durch die noch frischen Fugen hindurchtritt und vorn an der Mauer seine Spuren hinterläßt. Man muß dann versuchen, diese in der üblichen Weise durch Abwaschen zu beseitigen. Von großer Bedeutung für die Wirksamkeit der Verblendung ist ihr inniger und dichter Zusammenhang mit dem Beton. Er kann in ausreichendem Maße nur durch eine enge Verzahnung und durch ausreichende Verankerung erreicht werden, und dabei ist die Verzahnung bei Gußbeton unbedingt stehend auszubilden.

Die Verwendung von Fluat als Anstrichmittel bewirkt zwar eine Härtung der Betonoberfläche und damit zugleich auch einen gewissen Schutz, eine wesentliche Verstärkung der Wasserdichtigkeit ist aber von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen bei vorgenommenen Versuchen nicht beobachtet worden.

Nicht unerwähnt bleiben soll an dieser Stelle die Verwendung von Erzzement, bei dem die Tonerde durch Eisenoxyd ersetzt ist. Die obenerwähnte Verbindung von Tonerde mit Schwefelsäure zu Calcium-Aluminium-Sulfat (Zementbazillus) ist daher hier nicht möglich, und es scheint insofern glaubhaft, daß beim Vorhandensein aggressiver Wasser mit Erzzementen stellenweise gute Erfolge erzielt wurden.

Auch der Behandlung der Arbeitsfugen ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da der Beginn der meisten Betonzerstörungen durch angreifendes Wasser an diesen Fugen und etwaigen Ribbildungen einsetzt. Durch die neueren Betonierungsverfahren ist zwar die Anzahl der Arbeitsfugen gegenüber dem früheren Stampfverfahren erheblich herabgesetzt worden. Immerhin werden sich aber derartige Fugen nie ganz vermeiden lassen, zumal sie sich schon bei nur geringer Arbeitsunterbrechung unliebsam bemerkbar machen. Versuche der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, die auf Erhöhung sowohl der Dichtigkeit wie der Haftfestigkeit der Fugen abzielten, führten zu folgendem Verfahren, durch das beides in zufriedenstellender Weise erreicht werden kann.

Die mit geeigneter Verzahnung versehene Fugenfläche wird kurz nach dem Abbinden mit dem Sandstrahlgebläse gut aufgeraut und nach dem endgültigen Erhärten mit einem Luft- oder Wasserstrahl sorgfältig gereinigt. Auf die so vorbereitete Fläche wird eine dünne Schicht Zementschlämme aufgetragen, darüber eine etwa 20 cm starke Mörtelschicht in der Zusammensetzung des Betonmörtels ausgebreitet und auf diese sofort betoniert. Risse sind aufzuhauen, gut zu verstreichen und wenn möglich mit Zementschlämme zu vergießen. Bei Wasserführung ist dem Verstrichmörtel ein Mittel beizusetzen, durch das das Abbinden beschleunigt wird. Als solches hat sich hier Tricosal gut bewährt.

Es wäre zu begrüßen, wenn diese Zeilen dazu beitragen würden, den geschilderten Erscheinungen auch an anderen Stellen eingehende Beachtung zu schenken und die dort gemachten Beobachtungen und Erfahrungen zu veröffentlichen.

Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Reinhold, Dresden.

Bezeichnet man mit i die während eines Regens von beliebiger Dauer T sich aus der Wolke auf die Flächeneinheit ergebende mittlere sekundliche Regenmenge in $l/sek/ha$, so gelangt infolge dieses Regens von einer Fläche von 1 ha Größe in 1 sek eine Wassermenge

$$s = \psi i$$

zum Abfluß. Hierbei kann der betrachtete Regen auch ein beliebig großer Teil eines länger dauernden Regenfalles sein. Die Zahl ψ stellt den Abflußbeiwert dar, der mithin angibt, welcher Bruchteil der auf ein bestimmtes Einzugsgebiet F fallenden Regenmenge iF sekundlich zum Abfluß gelangt. Der Rest wird durch Versickerung sowie unmittelbare und mittelbare durch die Pflanzen bewirkte Verdunstung aufgezehrt. Der Einfluß dieser Umstände auf die Größe von ψ ist jedoch nicht ein für allemal durch einen festen Wert ausdrückbar. Versickerung und Verdunstung sind vielmehr von folgenden Umständen abhängig:

- von der örtlichen Gestaltung des Gebietes (Oberflächenbefestigung, Geländeneigung, Gebietsform, geologischer Aufbau),
- von der Jahreszeit und den Klima- und Witterungsverhältnissen (Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt von Luft und Geländeoberfläche)
- von der Regendauer und Regenstärke.

Die in der Literatur enthaltenen zahlreichen Angaben über die Größe von Abflußbeiwerten weichen häufig wesentlich voneinander ab. Sie stellen in der Regel lediglich Annahmen verschiedener Entwurfsbearbeiter dar. Gelegentlich finden sich wohl auch kurze Angaben über ausgeführte Messungen. Beobachtungen in größerem Umfang sind jedoch anscheinend nirgends ausgeführt worden. Dabei ist die richtige Erfassung des Abflußbeiwertes bei der Bemessung städtischer Regenwasserkanäle eigentlich das Wichtigste der ganzen Kanalberechnung. Es erschien daher erforderlich, zur Verringerung der bei der Berechnung von Regenwasserkanälen auftretenden Unsicherheiten zunächst zweckentsprechende Beobachtungen zur Bestimmung des Abflußbeiwertes einzuleiten, denen die nachstehend beschriebene Versuchsanlage dient. Im Anschluß hieran sollen die gewonnenen Ergebnisse später im großen in dem tatsächlichen Einzugsgebiet eines Regenwasserkanals nachgeprüft und ergänzt werden.

Die Versuchsanlage Neufahrwasser.

In Danzig ist auf Anregung von Herrn Reg.- und Baurat Troll durch das Städtische Kanalbauamt im Sommer 1925 auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser eine Versuchsanlage zur Ermittlung des Abflußbeiwertes erbaut und in Betrieb genommen worden, die im nachstehenden kurz beschrieben werden soll (Abb. 1 u. 2).

Der Regen wird von einer Auffangfläche F aufgenommen. Sie ist $200 m^2$ groß, schwach in einem bestimmten Gefälle geneigt und rings von einer Steinzeugrinne R umgeben und mit einer Straßenbefestigungsart,

deren Abflußbeiwert man ermitteln will, versehen. Das auf die Fläche auftreffende Wasser wird durch die Rinne abgefangen und einem Meßschacht S zugeführt, über dem eine selbstschreibende Pegelvorrichtung P aufgestellt ist. Auf der anderen Seite des Schachtes ist ein Meßüberfall W angebracht. Mittels eines Schwimmers wird die jeweilige Stauhöhe des Wassers im Meßschacht bei Regen auf die Schreibvorrichtung des Pegels übertragen. Eine Tauchplatte T dient dazu, Stöße des einströmenden Wassers vom Schwimmer fernzuhalten.

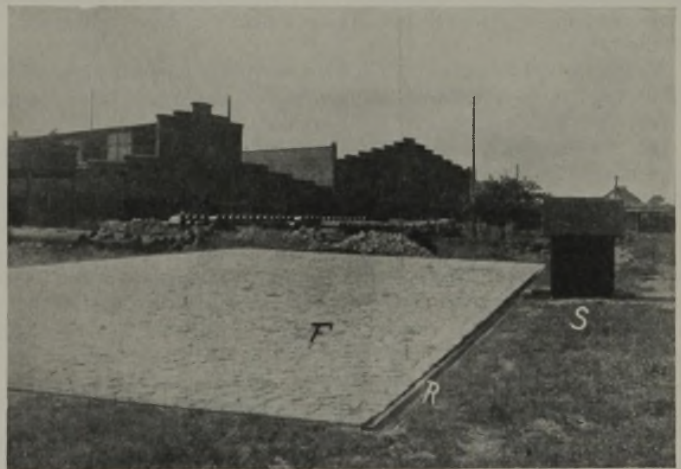
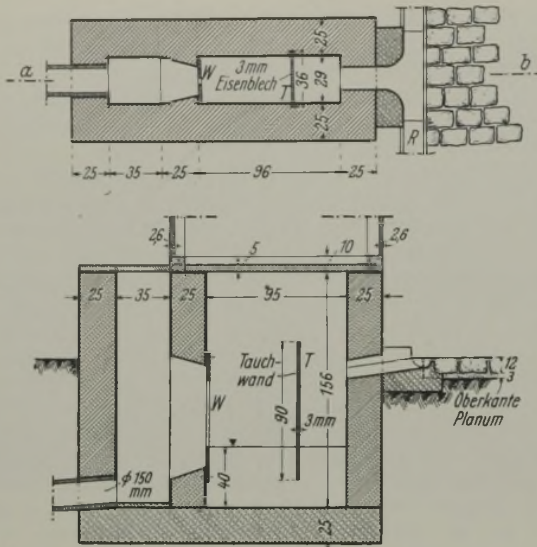


Abb. 1. Versuchsanlage zur Ermittlung des Abflußbeiwertes Danzig-Neufahrwasser. Ansicht.

Aus den aufgezeichneten Stauhöhen lassen sich nach Eichung des Überfalls die Wassermengen bestimmen. Durch Vergleich der durch den selbstschreibenden Pegel gelieferten Aufzeichnungen mit denen des auf demselben Pumpwerk Neufahrwasser aufgestellten Regenschreibers kann alsdann der Abflußbeiwert in Abhängigkeit von Regendauer und -stärke ermittelt werden. Nachdem genügende Beobachtungen bei einer Befestigungsart der Auffangfläche vorliegen, kann die Befestigungsart geändert werden, worauf die Versuche fortgesetzt werden. So kann man für die verschiedenen Oberflächenbefestigungsarten die Abflußbeiwerte in Abhängigkeit von Regendauer und Regenstärke ermitteln.

Die Versuche an der Danziger Anlage in Neufahrwasser sind vom Juli 1925 bis Ende Januar 1928 durchgeführt worden. Verwendet wurden drei verschiedene Befestigungsarten der Fläche, und zwar:



Meßschacht.

Abb. 2. Versuchsanlage Danzig-Neufahrwasser.

- I. Juli 1925 bis 26. Juli 1926 Kopfsteinpflaster,
- II. 30. Juli 1926 bis 1. September 1927 Kopfsteinpflaster mit Fugenverguß,
- III. 5. September 1927 bis 31. Januar 1928 Sandoberfläche, abglichen und leicht gewalzt.

Bei dem verwendeten Kopfsteinpflaster entfallen auf 1 m² Pflasterfläche rd. 0,75 m² Steinoberfläche und rd. 0,25 m² Fugen. Die durchschnittliche Oberfläche eines Steines beträgt 0,0216 m². Die Fugen waren bei Flächenbefestigung I mit Sand gefüllt. Bei Befestigungsart II wurden die Fugen etwa 1 bis 3 cm tief ausgekratzt und mit Asphaltvergußmasse verfüllt. Das Gefälle der Fläche zwischen den beiden Längsseiten betrug 1 : 50.

Die Versuchsanlage mußte Anfang Februar 1928 beseitigt werden, da der Platz zur Errichtung von Wohnhäusern benötigt wurde.

Außer der Beobachtung von Regenfällen wurden auch künstliche Beregnungen der Versuchsfläche vorgenommen. Bei diesen Versuchen wurde das Wasser einem Unterflurhydranten der Wasserleitung entnommen und mittels eines Feuerwehrschauches möglichst gleichmäßig über die Fläche versprengt. Die aufgebrachten Wassermengen wurden mittels Standrohrwassermessers festgestellt, die Bestimmung der abfließenden Menge geschah in gewöhnlicher Weise durch die Pegelvorrichtung des Meßschachtes.

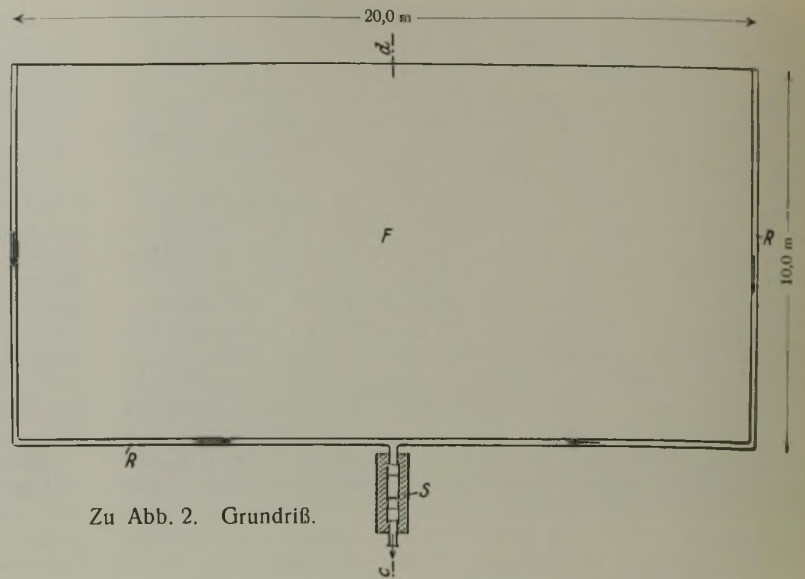
Als Nebeneinrichtung ist bei der hiesigen Anlage ein selbstschreibender Verdunstungsmesser aufgestellt, um den Einfluß der Witterungsverhältnisse auf den Abflußbeiwert beurteilen zu können.

Die der Meßfläche aus den Wolken zufließende Wassermenge wird durch einen selbstschreibenden Regenmesser, System Hellmann-Fueß, aufgezeichnet. Der Apparat kann durch eine eingebaute Warmwasserheizung auch im Winter bei Frost in Betrieb bleiben. Bis zum 20. Juni 1926 ist das gewöhnliche Modell mit einem Meßtrommeldurchmesser von 133 mm verwendet worden; zwecks Erhöhung der Meßgenauigkeit wurde es jedoch gegen die größere Bauart mit einem Trommeldurchmesser von 266 mm ausgewechselt. Die Aufzeichnungen dieses Apparates sind wesentlich genauer gegenüber denen des ursprünglichen Modells, dessen Bauart bereits von Breitung¹⁾ einer eingehenden Kritik unterzogen wurde.

Zur Aufzeichnung der von der Auffangfläche abfließenden Wassermengen dient ein von Fueß hergestellter selbstzeichnender Pegel in Verbindung mit einem Meßüberfall. Der Pegel zeichnet Stauhöhen bis zu 40 cm im Maßstab 1 : 1 auf und arbeitet in jeder Hinsicht zufriedenstellend. Der Meßüberfall ist in Dreieckform mit zugeschärften Kanten in eine 3 mm starke Eisenblechplatte eingeschnitten. Die Abmessungen sind aus Abb. 3 ersichtlich. Für die Wahl des dreieckigen Überfalls sprach in erster Linie die auch von Staus²⁾ erwähnte Tatsache, daß bei dieser Wehrform die kleinen Wassermengen verhältnismäßig genauer gemessen werden als die großen. Der von Staus angegebene Nachteil des Dreiecküberfalls, daß sich nämlich „der Strahl bei kleinem Öffnungswinkel erst bei verhältnismäßig großer Überfallhöhe von der Überfallkante löst und zum wirklichen Überfall wird“, läßt sich, wie wir später sehen werden, durch Aufstellung einer besonderen Überfallgleichung für kleinere Überfallhöhen beseitigen.

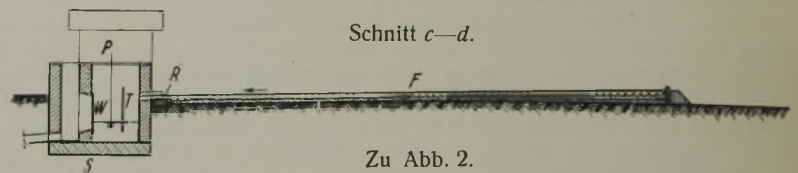
¹⁾ Dr.-Ing. Breitung, Die Auswertung von Regenbeobachtungen, Leipzig 1911.

²⁾ Dr.-Ing. Staus, Überfallversuche, Gas- und Wasserfach 1924, Heft 26.



Zu Abb. 2. Grundriß.

Schnitt c—d.



Zu Abb. 2.

Die Ermittlung der Überfallgleichung gestaltet sich wie folgt. B

- zeichnet
- q die Wassermenge in m³/sek,
- b die Überfallbreite in m,
- $g = 9,81$ m/sek²,
- h die Überfallhöhe in m,
- μ_1 den Überfallbeiwert,

so wird gemäß Abb. 3

$$dq = y \mu_1 dx \sqrt{2gx}$$

Mit

$$y = \frac{b}{h} (h - x)$$

und

$$b = 2h \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$$

wird

$$dq = 2 \mu_1 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{2g} (h - x) \sqrt{x} dx$$

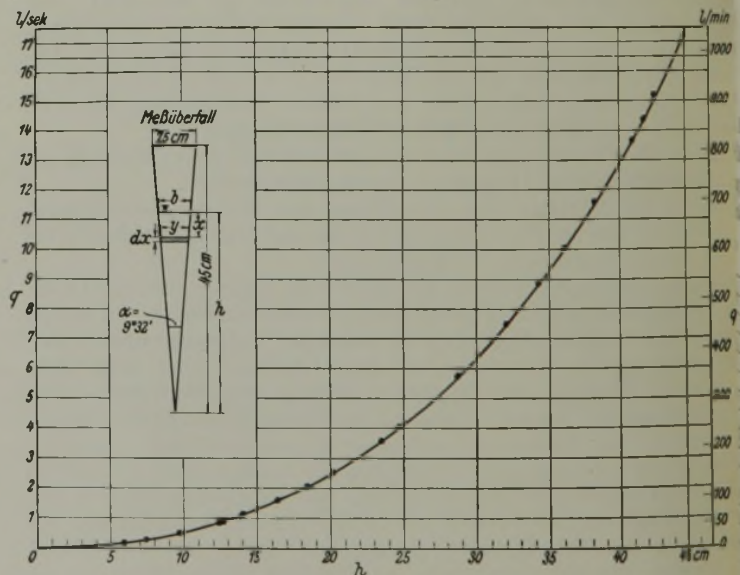


Abb. 3. Meßüberfall mit Wassermengenkurve.

Die Integration liefert:

$$q = \frac{8}{15} \mu_1 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{2g} h^{2.5}$$

Im vorliegenden Fall ist

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{37,5}{450} = 0,0833,$$

so daß sich ergibt

$$(1) \quad q = 0,1967 \mu_1 h^{2.5}$$

oder

$$(1a) \quad q = 0,1180 \mu_1 h^{2.5},$$

wo h in cm, q in l/min zu messen ist.

Zur Ermittlung des Überfallbeiwertes μ_1 mußte der Überfall geeicht werden. Die Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig erklärte sich dankenswerterweise zur Vornahme der Eichung bereit. Der Überfall wurde in einem gläsernen Meßgerinne von 65 cm Breite derart angeordnet, daß die Unterkante der Dreiecköffnung 20 cm über Sohle des Meßgerinnes lag. Die Überfallhöhen wurden mittels Hakenmessers, die Wassermengen durch einen Eichkasten gemessen. Es ergaben sich die in Abb. 3 durch Punkte bezeichneten Beobachtungswerte. Die Ermittlung von μ_1 wurde aus den beobachteten Wassermengen q und Überfallhöhen h nach der Formel

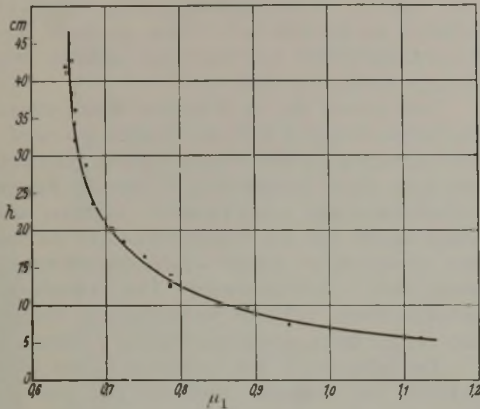


Abb. 4. Überfallbeiwert μ_1 .

$$\mu_1 = \frac{q \text{ l/sek}}{0,001967 h^{2,5} \text{ cm}}$$
 durchgeführt. Das Ergebnis ist aus Abb. 4 ersichtlich. Durch die so gewonnenen Punkte wurde nach Gefühl eine Kurve hindurchgelegt. Aus den Werten dieser Kurve der ausgeglichenen μ_1 ist alsdann rückwärts das ausgeglichene q ermittelt worden und hieraus die Kurve der Abb. 3 gezeichnet worden, die nunmehr die endgültige Wassermengenkurve des vorliegenden Meßüberfalls darstellt.

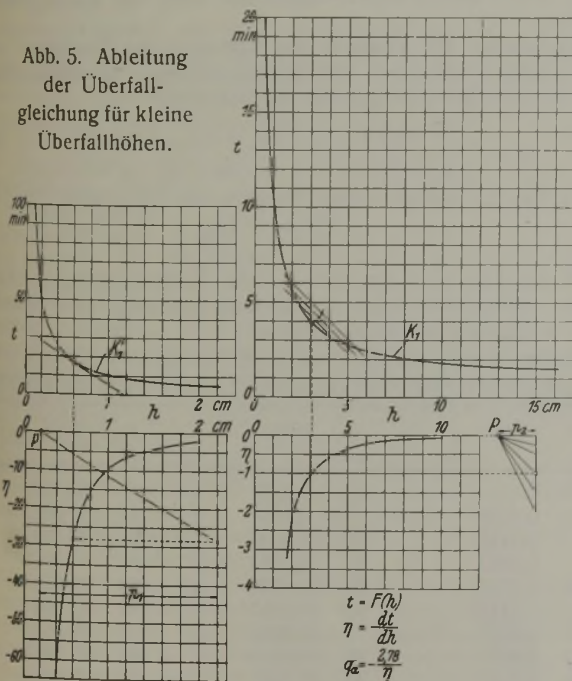
Die von dem selbstschreibenden Pegel aufgezeichneten Überfallhöhen lassen sich zwar hinsichtlich der übergeflossenen Wassermengen sehr genau auswerten, aber sie geben noch kein genaues Bild von den tatsächlich von der Meßfläche abgeflossenen Wassermengen. Zur Ermittlung dieser gesuchten Mengen ist vielmehr noch die Berücksichtigung der aufspeichernden Wirkung des Pegelschachtes erforderlich. Bezeichnet f die Grundfläche des — im übrigen mit senkrechten Wandungen erbauten — Pegelschachtes, q_z die sekundliche Zuflußmenge zum Schacht, q_a die durch die Pegelaufzeichnungen gegebene, bekannte, über den Meßüberfall strömende, sekundliche Abflußmenge, so besteht letztere während der Zeit dt aus dem der Senkung des Wasserspiegels f um $-dh$ entsprechenden Wasserkörper $-fdh$ und dem Zuflusse $q_z dt$. Man hat mithin zu setzen

$$q_a dt = -f dh + q_z dt$$

oder

$$q_z = q_a + f \frac{dh}{dt}$$

Abb. 5. Ableitung der Überfallgleichung für kleine Überfallhöhen.



Beim Übergang zu endlichen Differenzen wird

$$q_z = q_a + f \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

oder

$$q_z = q_a + z.$$

Im vorliegenden Falle ist die Grundfläche des Meßschachtes $0,278 \text{ m}^2$ groß. Mißt man q_a und q_z in l min, Δh in cm, Δt in min, so ergibt sich, wie leicht nachweisbar,

$$(4) \quad q_z = q_a + 2,78 \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Die Gleichung 2 gibt Gelegenheit, die oben erwähnte Überfallgleichung für kleine Stauhöhen abzuleiten. Setzt man nämlich $q_z = 0$, so wird

$$q_a = -f \frac{dh}{dt}$$

Füllt man also den Meßschacht und läßt ihn, ohne daß ein weiterer Zulauf stattfindet, sich über den Meßüberfall entleeren, so ist aus der aufgezeichneten Kurve durch Differenzieren die Überfallgleichung zu ermitteln. Das Verfahren soll im folgenden durchgeführt werden.

Der Meßschacht wurde mittels einer Schlauchleitung aus einem Hydranten auf etwa 20 cm Höhe aufgefüllt. Dann wurde der Zufluß unterbunden und der Ablauf des Wassers durch den selbstschreibenden Pegel aufgezeichnet. Für die Überfallhöhe h und die Zeit t ergaben sich aus den Pegelaufzeichnungen zusammengehörige Werte, die in Abb. 5 durch die Kurve K_1 wiedergegeben werden. Die Kurve K_1 stellt einen Teil der Kurve K_1 in anderen Zeichnungsmaßstäben dar. Der Nullpunkt für die Zeit t kann willkürlich gewählt werden, wobei jedoch darauf zu achten ist, daß er hinter die für die Zulaufdrosselung erforderliche Zeitspanne fällt. Für h ist Überfallunterkante Nullpunkt der Zählung.

Zur Ableitung der Überfallgleichung für kleine Überfallhöhen ist ferner in Abb. 5 die Ermittlung der Differentialkurve zeichnerisch durchgeführt. Zugrunde gelegt ist ein von v. Sanden³⁾ angegebenes graphisches Verfahren.

Man erhält mit $f = 2,78$ und $\eta = \frac{dt}{dh}$

$$q_a = -2,78 \frac{dh}{dt} = -\frac{2,78}{\eta}$$

Die Auftragung der Werte q_a in Abhängigkeit von h im logarithmischen Koordinatennetz (Abb. 6) zeigt, daß die Abflußmenge bei kleinen Überfallhöhen durch eine Formel von der Bauart

$$(5) \quad q_a = a h^r$$

ausgedrückt werden kann. Hinsichtlich des Exponenten r ergibt sich folgendes: Nach den Forschungen der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ist laminare Bandströmung zu erwarten, wenn der Kennwert $v \cdot R \leq 0,002$ ist (v Wassergeschwindigkeit in m/sek, R Profilradius in m). Die Durchrechnung ergibt im vorliegenden Fall Laminarströmung zwischen den Stauhöhen 0 und rd. 10 cm. Demgemäß wäre für r der Wert 2 zu erwarten. Infolge von Meßungenauigkeiten und infolge der sich im Meßschacht bildenden, hin und her eilenden Schwallwellen, die in der ständigen Verminderung der Abflußmenge ihre Ursache haben, ergibt sich

aus den Beobachtungen der Wert $r = 2,04$.⁴⁾

Neben dem Sonderfall $q_z = 0$ der Gleichung 2 verdient noch der Fall $q_a = 0$ Erwähnung. Es wird alsdann

$$q_z = f \frac{dh}{dt}$$

Diese Gleichung findet Anwendung, sobald infolge der Verdunstung im Meßschacht nach längeren Trockenperioden der Wasserspiegel unter Wehrunterkante gesunken ist. In diesem Fall ist $h < 0$, und bei Zufluß wird zunächst der Schacht aufgefüllt, ein Abfluß findet vorerst nicht statt. Der Abfluß setzt ein, sobald $h \geq 0$ wird.

Auswertung der Regenhöhen- und Abflußkurve.

a) Die Regenhöhenkurve.

Die Feststellung der Dauer und der zugehörigen Stärke eines Gesamtregens sowie seiner einzelnen Teile ist das Ziel der Auswertung der von dem selbstschreibenden Regenschreiber in Kurvenform gelieferten Niederschlagsbeobachtungen. Der Weg hierzu ist einfach; unter Zugrundelegung der Formel

$$(6) \quad i = 200 \frac{h}{T}$$

³⁾ H. v. Sanden, Praktische Analysis, Leipzig 1914, S. 102.

⁴⁾ Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Winkel verdanke ich den Hinweis auf die hier angedeuteten Fragen.

Vgl. auch: Dr.-Ing. R. Winkel, Die Grenzen der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse und die Modellähnlichkeit bei flußbaulichen Versuchen. (in de Thierry - Matschoss, Die Wasserbaulaboratorien Europas, VDI-Verlag 1926).

ist aus der aufgezeichneten Regendauer T eines Teilregens in Minuten und der in dieser Zeit gefallenen, ebenfalls aufgezeichneten zugehörigen Niederschlagshöhe h in mm die Stärke oder Intensität i in l/min eines beliebigen Teils des auf die 200 m² große Meßfläche niederfallenden Gesamtniederschlags zu ermitteln.

Über die Auswertung der aufgezeichneten Regenhöhenlinien, insbesondere über die Frage, wie Niederschläge von wechselnder Stärke für die weitere Bearbeitung auszuwerten seien, sind von Breitung¹⁾, Eigenbrodt²⁾ u. a. eingehende Untersuchungen angestellt worden mit dem Ergebnis, daß es sich empfiehlt, die vorliegenden Regenbeobachtungen nach ihrer tatsächlichen Stärke und Dauer ohne jeden Zuschlag, wie er z. B. von Breitung verlangt wird, auszuwerten. Demgemäß wird auch bei den vorliegenden Ausführungen verfahren werden.

Für die Ermittlung des Abflußbeiwertes kommen ferner nur Regenfälle von solcher Stärke in Betracht, die in der Praxis bei der Bemessung von Regenwasserkanälen der Berechnung zugrunde gelegt werden. Im allgemeinen wird es daher überflüssig sein, Regenfälle, die häufiger als etwa drei- bis viermal im Jahre überschritten werden, für die Bestimmung des Abflußbeiwertes heranzuziehen. Ihre Auswertung ist daher nicht erforderlich. Um rasch entscheiden zu können, ob ein Regenfall des Regenschreiberdiagramms ober- oder unterhalb dieser Grenze liegt, empfiehlt sich folgendes Verfahren:

Es werde als untere Grenze eine jährliche Regenhäufigkeitsziffer von etwa $n = 4$ angenommen. Für Danzig hat die entsprechende Regenstärkenlinie etwa die Gleichung³⁾

$$(7) \quad i = \frac{250}{T^{0,67}}$$

wo i in l/sek · ha, T in min gerechnet wird. Für die Versuchsfläche auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser ergibt sich, da 1 l/sek · ha = 1,2 l/min auf 200 m² sind,

$$(7a) \quad i = \frac{300}{T^{0,67}}$$

Es ist ferner nach Gleichung 6

$$h = \frac{i T}{200}$$

mithin

$$(8) \quad h = 1,50 T^{0,33}$$

Diese Gleichung ist nunmehr im Maßstabe des Regenschreiberdiagramms zeichnerisch auf durchsichtigem Papier darzustellen und mit ihrem Nullpunkte auf den Anfangspunkt der Regenhöhenlinie des Gesamt- oder eines Teilregens aufzulegen. Bleibt die Regenhöhenlinie in allen ihren Teilen unterhalb der durch Gleichung 8 dargestellten Kurve, so ist eine Auswertung dieses Regens nicht erforderlich; wird die Regenhöhe dagegen von der Kurve geschnitten oder auch nur berührt, so ist der Regenfall von solcher Stärke, daß er für die Kanalbemessung in Frage kommen kann; die Regenhöhenlinie muß daher ausgewertet werden.

Nach Eigenbrodt²⁾ ist es zuerst Lindley gewesen, der zur weiteren zeichnerischen Auswertung die zahlenmäßig vorliegenden Beobachtungsergebnisse im logarithmischen Netz darstellte. Lindley trug die Höchstwerte der Regenstärke, die sich im Verlauf eines Regenfalls für jede Teilregendauer ergaben, als Funktion der zugehörigen Niederschlagsdauer in ein logarithmisch geteiltes Netz ein, dergestalt, daß er als Abszissen den Logarithmus der Regendauer, als zugehörige Ordinate den Logarithmus der Regenstärke auftrug.

Das Lindleysche Verfahren der Auftragung der Beobachtungsergebnisse im logarithmisch geteilten Netz wird auch für die folgenden Ausführungen zugrunde gelegt werden. Es soll auch auf die Darstellung der Abflußkurven ausgedehnt werden.

Bei der Auftragung der ausgewerteten Regenbeobachtungen werden die zu einem Regenfall gehörigen Werte durch gerade Linien miteinander verbunden. Hierbei ist noch zu beachten, daß durch den zu der geringsten beobachteten Dauer eines Regens gehörigen Ordinatenpunkt der (größten) Regenstärke eine Wagerechte bis zur Ordinatenachse zu ziehen ist. Was die Wahl der Dauer der einzelnen Regenabschnitte betrifft, so genügt es, den Niederschlag nach seinen durch die Intensitätswechsel angezeigten, natürlichen größeren Abschnitten einzuteilen. Die Teilregendauern mit den zugehörigen Regenstärken im logarithmischen Netz aufgetragen und geradlinig verbunden, geben ausreichend genau den Verlauf des Gesamtregens und die Regenstärke für jeden einzelnen Teilniederschlag beliebiger Dauer wieder. Der Nachweis hierfür ist an einem praktischen Beispiel in der oben angezogenen Schrift des Verfassers gegeben, die auch weitere Ausführungen über die Auswertung der Regenhöhenlinien enthält.

¹⁾ Dr.-Ing. Eigenbrodt, Über die Bestimmung der in Sietnetzen abzuführenden Wassermengen. München 1921.

²⁾ Reinhold, Die Bemessung von Regenwasserkanälen mit Hilfe nomographischer Verfahren, 1926, S. 14. (Auch abgedruckt im Gesundheits-Ingenieur 1926/27.)

b) Die Abflußkurve.

Ebenso wie bei der Auswertung der Regenhöhenkurve ist es auch bei der vom selbstschreibenden Pegel im Meßschacht aufgezeichneten Abflußkurve erforderlich, die Dauer und zugehörige Stärke des Gesamt abflusses von der Fläche sowie einzelner Teile des Abflusses festzustellen. Das Verfahren ist hier jedoch nicht so einfach; es erfordert vielmehr etwa Aufwand an Rechenarbeit. Dies ist durch die lineare Aufzeichnung der Wasserstandshöhen im Meßschacht bedingt, deren Umrechnung in Wassermengen stattfinden muß.

Man könnte hier in folgender Weise etwa vorgehen: Auf Grund der Überfallgleichung 1a und der Gleichung 4 wird zu der Überfallhöhenkurve des Diagramms die Wassermengenkurve graphisch konstruiert oder errechnet und diese durch Summierung in eine der Regenhöhenkurve entsprechende Abflußhöhenkurve umgewandelt. Letztere wäre alsdann in genau der selben Weise wie die Regenhöhenkurve zu behandeln und auszuwerten. Dies Verfahren ist jedoch wegen der erforderlichen erheblichen Zeichenarbeit nicht empfehlenswert. Die Ermittlung der Abflußstärke s wird vielmehr besser auf rein rechnerischem Wege formulärmäßig etwa nach dem weiter unten wiedergegebenen Vordruck durchgeführt.

Zur Erläuterung des Vordruckschemas diene folgendes: Spalte 1 u. 2 enthalten die laufende Nummer und das Datum des Regenfalls. In Spalte 3 u. 4 sind die aus dem Abflußdiagramm zu entnehmenden Angaben für die Uhrzeit und die zugehörige Wasserstandshöhe h im Meßschacht einzutragen. Hinsichtlich der zu wählenden Zeitabstände wird Art und Charakter der Diagrammkurve maßgebend sein. Man wird zweckmäßig solche Punkte wählen, zwischen denen die Kurve als einigermaßen geradlinig betrachtet werden kann. Spalte 5 u. 6 enthält die Zeit- bzw. Höhenunterschiede aus Spalte 3 u. 4, während der Ausdruck der Spalte durch

$$z = 2,78 \cdot \frac{\Delta h}{\Delta T}$$

dargestellt wird. Der Wert q der Spalte 8 gibt die während des Zeitraums ΔT über den Meßüberfall fließende mittlere Wassermenge in l/min an. Zu ihrer Ermittlung wird nachher ein einfaches Verfahren angegeben werden. Spalte 10 enthält die in der Zeit ΔT von der Meßfläche abfließende Wassermenge Q in l

$$Q = (q + z) \Delta T.$$

In Spalte 11 ist die Summierung der Werte Q , in Spalte 12 die der Werte ΔT vorzunehmen, während Spalte 13 den Ausdruck

$$s = \frac{\Sigma Q}{T}$$

enthält. Bei der Summierung ist folgendes zu beachten:

Entsprechend dem Verfahren bei der Auswertung der Regenhöhenlinie soll auch hier der zu jeder Regendauer T jeweils gehörige größte Wert der Abflußstärke s bzw. zunächst der jeweils größte zugehörige Wert von ΣQ bestimmt werden. Beginnend bei dem größten Werte $(q + z)$, muß daher die Bildung von ΣQ und T auf- oder abwärts, je nachdem oben oder unten anschließende zugehörige Wert von $q + z$ größer ist fortschreiten.

Die Ermittlung der während der Änderung der Stauhöhen von h_1 auf h_2 über den Meßüberfall abfließenden mittleren minutlichen Wassermenge q in l/min gründet sich auf die Gleichung

$$q = \frac{h_1 \int_{h_1}^{h_2} q_a dh}{h_2 - h_1} = \frac{\int_0^{h_2} q_a dh - \int_0^{h_1} q_a dh}{h_2 - h_1}$$

Bezeichnet man die entsprechenden Integrale mit $F(h_1)$ bzw. $F(h_2)$, so ist

$$(9) \quad q = \frac{F(h_2) - F(h_1)}{h_2 - h_1}$$

Die Werte $F(h)$ sind aus Abb. 3 durch Planimetrierung der Kurvenfläche oder rechnerisch durch Summierung genügend nahe beieinander liegender Ordinatenwerte zu bestimmen.

Nachstehende Zahlentafel enthält die Werte $F(h)$ für $h=0$ bis $h=45$ cm. Für den praktischen Gebrauch ist zeichnerische Darstellung zweckmäßig

h cm	$F(h)$	h cm	$F(h)$	h cm	$F(h)$
0	0	16	7,5537	31	64,1137
1	0,0024	17	9,1737	32	71,2837
2	0,0145	18	11,0037	33	79,0237
3	0,0467	19	13,0837	34	87,3937
4	0,1092	20	15,4037	35	96,3737
5	0,2117	21	18,0037	36	106,0037
6	0,3677	22	20,9237	37	116,3137
7	0,5907	23	24,1637	38	127,2837
8	0,8877	24	27,7437	39	138,9637
9	1,2667	25	31,6737	40	151,3937
10	1,7487	26	35,9937	41	164,6137
11	2,3427	27	40,7137	42	178,6437
12	3,0577	28	45,8537	43	193,5337
13	3,9157	29	51,4437	44	209,3237
14	4,9437	30	57,5237	45	226,0737
15	6,1637				

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Dr. Dormmüller 60 Jahre alt. Der Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Dr.-Ing. ehr. Julius Dormmüller, geboren am 24. Juli 1869 zu Elberfeld, vollendete in diesen Tagen sein sechzigstes Lebensjahr. Er studierte von 1889 bis 1893 das Ingenieurfach auf der Technischen Hochschule Aachen. Im Jahre 1898 trat er als Regierungsbaumeister in den preußischen Staatsdienst und war von 1898 bis 1907 bei der Eisenbahndirektion St. Johann-Saarbrücken beschäftigt. Im Juli 1907 wurde er aus dem Staatsdienst beurlaubt zur Übernahme der Stellung als Vorsteher des technischen Bureau der Betriebsdirektion der Schantung-Eisenbahn-Gesellschaft in Tsingtau. 1908 trat er in den Dienst der Kaiserlich Chinesischen Staatsbahn Tientsin—Pukow über, um als Chefingenieur den Bau des Nordabschnittes dieser Bahn zu leiten. Als China 1917 am Weltkriege teilnahm, wurde er aus dem chinesischen Staatsdienst entlassen; der Internierung entzog er sich durch Flucht und gelangte 1918 durch die Mandchurei, Sibirien und Rußland nach Deutschland zurück.



Am 1. April 1919 wurde Dormmüller Streckendirektor bei der Reichsbahndirektion Stettin und bald darauf Oberbaurat bei der Reichsbahndirektion Essen. 1922 wurde er zum Präsidenten der Reichsbahndirektion Oppeln, 1924 zum Präsidenten der Reichsbahndirektion Essen ernannt. Am 1. Juli 1925 wurde er auf den Posten des ständigen Stellvertreters des Generaldirektors der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft berufen und im Jahre 1926, nach Oesers Tod, zum Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gewählt.

Im Dezember 1925 verlieh ihm die Technische Hochschule Aachen die Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber¹⁾. Erst vor kurzem haben wir seine Wiederwahl zum Generaldirektor begrüßen können, die die öffentliche Anerkennung seiner Leistungen durch die im Verwaltungsrate vertretene deutsche Wirtschaft und durch die von der Reichsregierung verkörperten politischen Faktoren bedeutet. Dormmüllers Tätigkeit an der Spitze der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat den auf ihn gesetzten Erwartungen in jeder Hinsicht entsprochen; allen Schwierigkeiten zum Trotz ist es ihm gelungen, die Reichsbahn als ein deutsches Unternehmen zu erhalten, das den Verkehrsbedürfnissen der deutschen Wirtschaft in weitgehendem Maße gerecht wird.

Mögen Dr. Dormmüller noch viele Jahre segensreichen Schaffens beschieden sein, das ist unser aufrichtiger Wunsch zu seinem sechzigsten Geburtstag.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1928²⁾ entnehmen wir zunächst, daß am 1. Oktober 1928, zugleich mit der neuen Verkehrsordnung und einigen internationalen Verkehrsübereinkommen die neue Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung in Kraft getreten ist.

Die Bautätigkeit, die 1927 etwas stärker gefördert werden konnte, mußte infolge der während des Jahres 1928 sehr gespannten Finanzlage auf das äußerste eingeschränkt werden. 14 neue Strecken, durchweg Nebenbahnen, wurden dem Betriebe übergeben. Aus verfügbaren Mitteln, die hauptsächlich aus Darlehen Dritter stammen, wurde der Bau folgender neuen Strecken betrieben: Güterverbindungsbahn bei Stettin, Stichbahn Jungfernheide—Siemenstadt—Gartenfeld, Witten—Barmen, Liblar—Rommerskirchen—Holzheim, Borna—Großbothen, Bad Peterstal—Griesbach u. einige andere.

Der mehrgleisige Ausbau bestehender Strecken hat weitere Fortschritte gemacht. Der Umbau und die Erweiterung von Bahnhöfen wurde nach Möglichkeit gefördert. Die Bahnanlagen bei Königsberg (Pr.) und die baulichen Anlagen des Grenz- und Zollbahnhofs Neu-Bentschen wurden planmäßig fortgeführt, der Güterbahnhof Königsberg-Nord wurde dem Verkehr übergeben. Der Ausbau der Bahnhöfe Firschau, Glogau, Guben und die Erweiterung des Verschiebebahnhofs Frankfurt (Oder) sowie die Bauten zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Strecke Glogau—Reppen wurden fortgeführt. Der Ausbau des Grenzbahnhofs Neumittelwalde und des Hafengebühls Maltsch ist vollendet. Der Umbau einer größeren Zahl von Bahnhöfen (18) sowie die Erweiterung des Rangierbahnhofs Stettin und des Güterbahnhofs Delmenhorst wurden fortgesetzt. Die Erweiterungsarbeiten in Bautzen, Flöha und Rostock wurden vorläufig abgeschlossen. Auf Bahnhof Wannsee wurde der Richtungsbetrieb für Stadt- und Wannseebahngleise eingerichtet.

Fortgesetzt wurden der Umbau des Güterbahnhofs Halle (Saale), die Erweiterung des Güterbahnhofs Erfurt und des Bahnhofs Saalfeld sowie die Arbeiten am neuen Verschiebebahnhof Braunschweig; die Erweiterung des Bahnhofs Rheine ist bis auf die Ortsgüteranlagen fertiggestellt.

Neu in Angriff genommen wurde die Umgestaltung der Bahnanlagen in Oberhausen. Weiter gefördert wurden die Erweiterung der Bahnanlagen bei Duisburg Hbf., Duisburg-Hochfeld Süd, Gelsenkirchen-Bis-

marck, Mülheim-Heißen, die Erweiterung der Bahnhöfe Altenhundem, Kreuztal, Weidenau, Brügge, des Personenbahnhofs Mors und der Kölner Außenbahnhöfe Gremberg, Ehrenfeld und Köln-Nippes. Die Erweiterung des Bahnhofs Elberfeld-Steinbeck ist beendet, ebenso die Umgestaltung der Bahnhöfe Bedburg und Aachen Süd, die Erweiterung von Aachen West ist vorläufig abgeschlossen, der Umbau von Neu-Ipsen wird demnächst abgeschlossen werden. Zu erwähnen sind noch die Erweiterung des Bahnhofs Rüsselsheim — soweit die Botschafterkonferenz sie genehmigt hat —, der Umbau der Bahnhöfe Waldshut, Villingen, die Verbesserungen im alten Personenbahnhof Heidelberg und der erste Bauabschnitt beim Umbau des Bahnhofs Babenhausen (Hessen).

Der Umbau des Bahnhofs Freiburg wurde planmäßig fortgeführt. Die Erweiterung des Grenzbahnhofs Wintersdorf ist bis auf Restarbeiten beendet.

Weitergeführt wurden die Bauarbeiten des Hauptbahnhofs Stuttgart und des viergleisigen Ausbaues Ludwigsburg—Eßlingen, die Bauausführungen in München Hbf., München Ostbahnhof, Memmingen, Kaiserslautern, Murnau, Kufstein, beendet die Arbeiten auf den Bahnhöfen von Kitzingen.

Die Empfangsgebäude in Wannsee, Charlottenburg (Kreuzungsbahnhof Ausstellung), Meißen, Rheine (Westf.) sowie der Erweiterungsbau des Reichsbahn-Zentralamts wurden in Betrieb genommen, im Bau sind die Empfangsgebäude Königsberg (Pr.) und Beuthen, die Erweiterung des Empfangsgebäudes Mannheim und des Geschäftsgebäudes der Reichsbahndirektion Berlin.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß die baulichen Anlagen wegen der Knappheit der Mittel nur insoweit unterhalten werden konnten, als die Aufrechterhaltung der Betriebsicherheit es erforderte. Von den 723 Bogen der Berliner Stadtbahn waren am Schlusse des Berichtsjahres 363 Bogen verstärkt. Die Arbeiten zur Beseitigung der Rutschgefahr beim Rosengartener Einschnitt an der Strecke Berlin—Frankfurt (Oder) sind beendet.

Der Oberbau wurde 1928 nur auf 3195 km, d. s. 4 % aller durchgehenden Hauptgleise vollständig erneuert, dabei wurden verwendet: auf 2481 km Reichsbahnoberbau K mit Schienen S 49 auf Holzschwellen, auf 584 km desgl. auf Eischwellen, auf 105 km Eisenbahnoberbau B und auf 25 km Reichsbahnoberbau O, beide mit Schienen S 49 auf Eischwellen; die Rückstände betragen Ende 1928 rd. 7600 km. 13 000 Weichen, auf einfache Weichen berechnet, wurden vollständig erneuert.

Damit die Fahrzeuge auch bei hohen Geschwindigkeiten ruhig laufen und die beim Eischwellenbau besonders stark auftretenden Geräusche tunlichst vermieden werden, sind auf den wichtigsten Schnellzuglinien nur Schienen von 30 m Länge verwendet worden; die 15 m langen Schienen wurden auf 30 m, versuchsweise auch auf größere Längen zusammengeschnitten.

Über den Brücken- und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik“ 1929, Heft 1, 3 u. 5, eingehend berichtet; es darf hierauf verwiesen werden. Im Jahre 1928 sind mehr als 80 bedeutendere Brücken- und Ingenieurhochbauten fertiggestellt worden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen wurden an vielen Stellen verbessert und ergänzt. Eine größere Zahl abgenutzter Stellwerke wurde völlig erneuert. Die Zentralisierung der Weichen- und Signalbedienung wurde da, wo sie noch nicht besteht, fortgesetzt oder in die Wege geleitet. Auf Bahnhöfen, wo es für den Fahrdienstleiter schwierig ist, das Freisein der Hauptgleise durch den Augenschein festzustellen, sind zur Erhöhung der Betriebsicherheit selbsttätig wirkende Gleisfreimeldeeinrichtungen hergestellt worden. Auf der Berliner Stadtbahn ist im Anschluß an die Elektrisierung ein neues, selbsttätig wirkendes Signalsystem eingeführt worden, wobei neuartige Lichttagessignale mit Doppellicht verwendet werden. Dort sowie auf der Hamburger Stadtbahn sind ferner die Hauptsignale mit sogenannten Fahrsperrern zur Verhütung des Überfahrens der Haltsignale ausgerüstet worden. Die Versuche, solche Zugbeeinflussungsvorrichtungen auch für den Fernbahnbetrieb zu entwickeln, haben weitere Fortschritte gehabt. Neuerdings werden Versuche mit einer Zugbeeinflussung durch Lichtstrahlen angestellt.

Zur Steigerung der Leistungsfähigkeit großer Güterbahnhöfe wurden weitere automatische Stellwerke an den Ablaufbergen eingerichtet (Bahnhöfe Dittersbach, Duisburg-Hochfeld Süd und Bremen). Ls.

Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra bei Intra am Lago Maggiore. In der „Rivista delle Ferrovie Italiane“ gibt Prof. Santarella einige Mitteilungen über diese mit hochwertigem Zement ausgeführte Eisenbetonbrücke, die im Zuge der elektrischen Straßenbahn Omegna—Intra liegt und in der Nähe von Intra parallel einer Straßenbrücke über den San Bernardino führt. Die Tragkonstruktion besteht aus zwei Bogen mit Zugbändern und angehängter Fahrbahn. Da die Schienenhöhe festlag und man das Gefälle nicht vergrößern konnte, mußte man davon absehen, die bestehende Brücke zu benutzen. Mit Rücksicht auf die Eigenart des Flusses wurde eine Brücke mit einer einzigen Öffnung und mit untenliegender Fahrbahn verlangt.

Die beiden Bogenrippen haben eine Spannweite von 74 m, gemessen von Mitte zu Mitte Auflager, bei einer Pfeilhöhe von 15,60 m. Die Bogen tragen die Fahrbahn mittels Hängesäulen von 30/50 cm Querschnitt in Abständen von 4 m. Die Hängesäulen tragen die Zugbänder, die ihrerseits wieder jeweils in der Achse der Säule die Querträger aufnehmen; deren lichte Weite beträgt 5 m. Die Konstruktion der Fahrbahn wird durch zwei jeweils unter den Schienen liegende Längsträger und die Deckenplatte

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 1, S. 16.
²⁾ Über den Geschäftsbericht 1927 vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 5, S. 737.

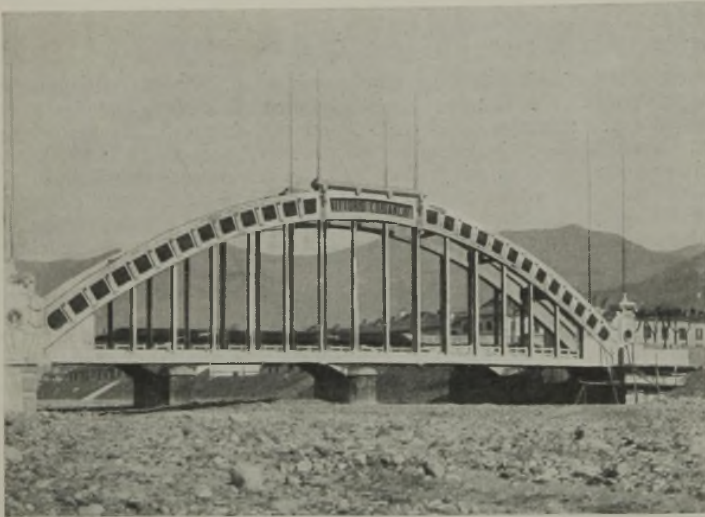


Abb. 1. Brücke für die Straßenbahn Omega—Intra.

vollständig. Die Fahrbahn hat eine nutzbare Breite von 5 m, gemessen von Innenkante zu Innenkante der Hängesäule, und ist für eine normalspurige Bahn vorgesehen. Der Bogen hat I-Querschnitt von 2,7 m Höhe. Die Stegbreite beträgt 26 cm, die Breite der Flansche 90 cm bei 40 cm Stärke. Das Zugband des Bogens besteht aus 49 Rundeisen von 36 mm Durchm., die in einem Betonquerschnitt von 80×80 cm untergebracht sind. Die Bogen werden durch einen aus sechs Gitterträgern bestehenden Windverband versteift. Die Konstruktion ruht auf je zwei Stahllagern, von denen je eines fest, eines als Rollenlager ausgebildet ist. Da die Straßenbahnlinie auch von Wagen der Staatsbahn befahren wird, wurde die Brücke für einen Zug von dreiachsigen Lokomotiven zu 45 t und vier zweiachsigen zu 35,2 t berechnet. Abb. 1 zeigt eine Ansicht der Brücke. Abb. 2 u. 3 stellen Schnitte durch die Fahrbahn dar.

Die Berechnung wurde durchgeführt unter der Annahme, daß die Auflager die Dehnung des Zugbandes mitmachen können. Indessen kam wegen der großen Steifigkeit der mit den Zugbändern verbundenen Fahrbahnplatte bei der Belastungsprobe das elastische Verhalten demjenigen eines Bogens mit unverschieblichen Gelenken näher, weil die Dehnung der Brücke in der Längsrichtung sich als sehr klein erwies.

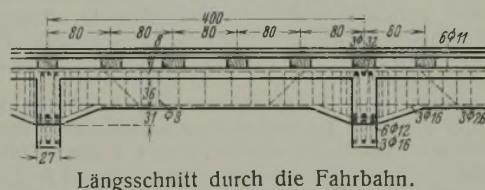
Die Betonmischung wurde mit 300 kg hochwertigem Zement auf 1 m^3 Beton aus dem Werk Italcementi in Bergamo hergestellt. Die zulässige Druckspannung betrug 70 kg/cm^2 .

Bei der Abnahme am 20. November 1928 wurde mit verschiedenen Geschwindigkeiten ein Zug der Staatsbahn, bestehend aus zwei Lokomotiven und vier Wagen, über die Brücke gefahren. Die Senkungsdiagramme waren sehr regelmäßig und stimmten gut mit den Einflußlinien der Scheitel-senkung überein, die Senkungen waren sehr klein, und zwar geringer als die voraus berechneten.

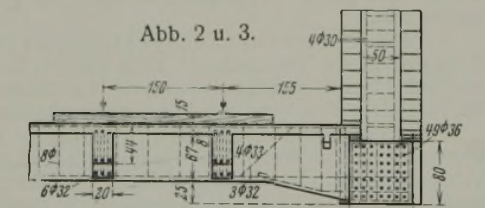
Die Brücke zeigt bei Belastung sofort die größte Einsenkung, die während der ganzen Dauer der Belastung sich nicht ändert und sofort verschwindet, wenn der Zug die Brücke verläßt. Die größte Einsenkung unter der gesamten Last betrug für den Bogen etwa 1,5 mm und für die Fahrbahn etwa 2 mm, was der Einsenkung des Bogens, vermehrt um die Dehnung der Hängesäulen, entspricht. Für das Zugband wurde eine Dehnung von etwa 2 mm festgestellt. Die Bewegungen der Fahrbahn in Querrichtung, infolge der Erschütterungen durch den Zug bei der schnellsten Bewegung, betragen weniger als $\frac{1}{10}$ mm. Alle, auch die kleinsten Formänderungen stellten sich gleichzeitig mit der Last ein und verschwanden auch wieder mit der Last; so daß die Brücke als vollkommen elastisch, gleichzeitig aber als sehr wenig dehnbar bezeichnet werden kann. Vor allem ist die große Steifigkeit der Brücke in Querrichtung zu beachten. Der Apparat, der die Schwankungen vergrößert wiedergibt, zeigte beim Durchfahren des Zuges mit vermindelter Geschwindigkeit keine Deformation. Nur bei der größten Geschwindigkeit zeigte er sehr regelmäßige Schwingungen, die kleiner als $\frac{1}{10}$ mm waren und beim Wegfahren des Zuges verschwanden.

Die Ergebnisse der Probelastung und vor allem die Tatsache, daß die gemessenen Durchbiegungen kleiner als die berechneten waren, zeigen, daß der verwendete Beton einen höheren Elastizitätsmodul hat, als er der Berechnung zugrunde gelegt wurde. Es sind namentlich die elastischen Eigenschaften des verwendeten Granitzementes, die der Brücke trotz ihres leichten Aussehens eine bemerkenswerte Steifigkeit und eine vollkommene Elastizität beim Durchfahren der Last verleihen.

G. Escher.



Längsschnitt durch die Fahrbahn.



Querschnitt durch die Fahrbahn.

Ein Straßenbau in Kolumbien. Die Stadt Medellin in Kolumbien liegt auf einer Hochebene 1500 m über dem Meeresspiegel; sie hat 100 000 Einwohner und ist der Mittelpunkt eines Gebietes mit zwei Mill. Bewohnern, die meist Kaffee bauen. Alles Frachtgut für diese Gegend wird über Puerto Columbia am Karibischen Meer eingeführt, von dort 27 km weit mit der Eisenbahn bis Barranquilla am Magdalenaenstrom gebracht, wo es zu Schiff umgeschlagen und 810 km stromauf bis Puerto Berrio befördert wird; von dort sind noch 196 km bis Medellin, die mit einer Eisenbahn zurückgelegt werden. Diese hat aber eine Lücke, so daß die Güter noch einmal auf die Straße übergehen müssen. Die Schifffahrt auf dem Magdalenaenstrom hat wegen des wechselnden Wasserstandes ihre Schwierigkeiten, und das Frachtgut leidet unter dem wiederholten Umschlag von einem Verkehrsmittel zum anderen. Man hat sich daher entschlossen, eine Straße von Medellin an die Küste zu bauen, die im Golf von Darien schon in 410 km Entfernung — gegen mehr als 1000 km auf dem bisherigen Wege — zu erreichen ist. Wegen der Geländeschwierigkeiten, die dabei zu überwinden sind, wurde eine Straße einer Eisenbahn vorgezogen. Man erwartet, nach Eng. News-Rec. vom 27. 12. 1928, daß man auf ihr den Weg in 12 Stunden mit Personenwagen und in 25 Stunden mit Lastwagen wird zurücklegen können.

Die neue Straße überschreitet zwei Rücken der Kordillere auf 2549 m und 2154 m Seehöhe; dazwischen liegt ein Tal, in dem die Straße bis auf 515 m heruntersteigt. Nach einem Steilabfall hinter dem zweiten Gipfel sind auf den letzten 150 km nur noch etwa 140 m Höhenunterschied zu überwinden. Das Klima wechselt stark auf der Straßenstrecke. In der höheren Gegend fällt das Thermometer bis auf 8° , an der Küste findet sich der tropische Urwald. Ebenso verschieden ist die Bodenbeschaffenheit. Die Gegend ist meist besiedelt. Der Boden ist zum Teil Weideland, zum Teil wird Kaffee gebaut, auch Zucker. In der Nähe der Küste hört die Bebauung durch Weiße auf; hier leben halb wilde Eingeborene. Die steilen Berghänge bestehen zum großen Teil aus Fels, der durch Erdbenen zerklüftet ist; auch Ton und Schiefer kommt vor, dessen Standfestigkeit eine Böschung unter 60° zuläßt, ferner auch Kalkstein und nach der Küste zu Flußkies, auf dem eine 30 bis 90 cm starke fruchtbare Decke liegt.

Die Straße wird 7 m breit, es ist aber ein 20 m breiter Streifen Land für sie ausgewiesen. Von den 7 m werden die mittleren 5 m in 20 cm Stärke beschottert; wenn die Küste erreicht ist, soll diese wassergebundene Decke noch mit einer 5 cm starken Schotterdecke in Bitumen überzogen werden. Für die Oberfläche ist eine Parabel als obere Begrenzung gewählt; die Querneigung geht bis 1:25. Erdböschungen werden in 1:1 und 1:1,5 angelegt, Felsböschungen in 4:1 bis zur Senkrechten je nach der Beschaffenheit der anstehenden Massen. Als Höchststeigung ist 1:20 festgesetzt; eine steilere Neigung wagte man nicht vorzusehen, weil die Kraftwagen-Motoren in der großen Höhe stark in ihrer Leistung nachlassen. In Einschnitten soll die Straße mindestens ein Längsgefälle von 1:200 haben. Der Mindesthalbmesser der Krümmungen ist im allgemeinen 115 m; er muß aber im Gebirge bis auf 39 m heruntersetzt werden. Die Straße soll stets auf mindestens 60 m Entfernung überblickt werden können. Zwischen Gegenkrümmungen soll eine mindestens 15 m lange Gerade eingelegt werden. In den Krümmungsstrecken ist die Straße nach innen verbreitert; bis 250 m Halbmesser wird die Fahrbahn nach außen erhöht. Brücken werden mit 6 m Breite und 4 m Lichthöhe angelegt; sie werden für zwei auf ihnen kreuzende Lastwagen von 15 t Gewicht berechnet. Wegen der Schwierigkeiten bei Heranschaffung der Baustoffe wird so viel wie möglich von Trockenmauerwerk Gebrauch gemacht.

Die Bauarbeiten wurden durch einen Unternehmer im Februar 1927 auf dem ersten Gipfel der Straße, 20 km von Medellin entfernt, begonnen, nachdem die erste Teilstrecke bis dahin vorher von der Regierung gebaut worden war. Zur Anforderung der Baustoffe und Geräte dienen Maultiere, die 200 Pfund zu tragen vermögen. Lastwagen werden in ihre einzelnen Teile zerlegt auf dem Rücken von Maultieren hergebracht. Da Baumaschinen nur mit den allergrößten Schwierigkeiten heranzuschaffen gewesen wären, wurde mit Menschenkraft und mit den altbewährten Hilfsmitteln, Hacke und Schaufel und Schubkarren, gearbeitet. Zeitweilig wurden 6000 Arbeiter beschäftigt. Sobald die Erdarbeiten so weit gediehen waren, daß Wagen auf der Bausohle verkehren konnten, wurden Lastwagen und Schlepper herangezogen, die Betonmischer, Drucklufizerzeuger, Steinbrecher, Walzen usw. anforderten; auch leichte Feldbahngleise wurden verwendet. In den ersten 16 Monaten wurden über 2 000 000 m^3 erdige Massen und fast 1 000 000 m^3 Fels gewonnen, dazu mehr als 32 000 m^3 Mauerwerk für Stützmauern hergestellt. Die Arbeiten umfaßten ferner noch die Herstellung von 70 km für Schlepper befahrbare Straße, gegen 100 km Saumpfad für die Maultiere, all dies durch wilden Wald. Dazu wurden noch fast 9000 m^3 Mauerwerk der Brücken und gegen 100 km Entwässerungsgräben außer den neben der Straße hinlaufenden hergestellt. Eine Anzahl Durchlässe aus Wellblech durchdringen, zum Teil in Gruppen, den Straßenkörper. Zum Teil von Hand, zum Teil mit Maschinen wurde auf 23 km Länge die Schotterdecke aufgebracht. Man kann also mit überwiegender Handarbeit eine ganze Menge leisten, wenn nur die nötige Anzahl von arbeitenden Händen zur Verfügung steht. Freilich dürfen dann die Löhne nicht hoch sein, was jedenfalls für jene Gegend zutrifft. Arbeiter waren in genügender Zahl in der Nähe des Straßenbaues zu haben. Wkk.

INHALT: Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien. — Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen. — Beitrag zur Bestimmung des Abflußwertes bei Regenfällen. — Vermischtes: Dr. Dormüller 60 Jahre alt. — Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1928. — Brücke für die Straßenbahn Omega—Intra bei Intra am Lago Maggiore. — Straßenbau in Kolumbien.

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