

# BETRACHTUNGEN UEBER ABFLUSS, STAU UND WALZENBILDUNG BEI FLIESSENDEN GEWAESSERN

und ihre Verwertung für die Ausbildung des  
Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl  
durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich

Untersuchungen aus dem Flubaulaboratorium  
der Technischen Hochschule in Karlsruhe



Th. Rehbock



# BETRACHTUNGEN UEBER ABFLUSS, STAU UND WALZENBILDUNG BEI FLIESSENDEN GEWAESSERN

und ihre Verwertung für die Ausbildung des  
Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl  
durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich

U n t e r s u c h u n g e n a u s d e m F l u ß b a u l a b o r a t o r i u m  
d e r T e c h n i s c h e n H o c h s c h u l e i n K a r l s r u h e

Von

Th. Rehbock

Oberbaurat

Professor an der Großh. Technischen Hochschule  
»Fridericana« in Karlsruhe

Mit 28 Textabbildungen, 13 Plänen  
und 23 Tafeln mit 66 Photographien in Autotypie

Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH  
1917



Dieses Werk wurde Seiner Königlichen Hoheit dem  
Großherzog Friedrich II. von Baden  
zur Feier des 60. Geburtstages als Festschrift von der  
Großherzogl. Technischen Hochschule »Fridericana«  
unter dem Rektorat von TH REHBOCK überreicht.

**Additional material to this book can be downloaded from <http://extras.springer.com>**

ISBN 978-3-642-90290-1      ISBN 978-3-642-92147-6 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-642-92147-6

G. Braunsche Hofbuchdruckerei, Karlsruhe i. B.

## Vorwort.

Das vorliegende Werk zerfällt in drei sehr verschiedene Teile.

Im **ersten Teil** werden einige für die richtige Beurteilung des **Wasserabflusses bei fließenden Gewässern** wichtige Fragen theoretisch behandelt, namentlich die Frage der verschiedenen Arten des Wasserabflusses, des Auftretens von Gegengefällen, der Erzeugung des Stauens durch stehende Einbauten und der Bildung der im unregelmäßigen Bett vorkommenden Wasserwalzen. Obschon die Behandlung dieser Probleme in erster Linie zur Erleichterung des Verständnisses der im zweiten Teil behandelten Sonderaufgabe durchgeführt wurde, ist sie doch so allgemein gehalten worden, daß die angestellten Betrachtungen auch als Grundlage für zahlreiche andere Aufgaben aus dem Gebiet des praktischen Wasserbaues Verwendung finden können, für deren richtige Beurteilung und Lösung die gleichen Erscheinungen maßgebend sind.

Diesem Teil wurde eine möglichst geschlossene Form gegeben, indem auch einzelne Gebiete besprochen wurden, die für die im zweiten Teil behandelte Untersuchungen keine unmittelbare Bedeutung besitzen.

Im **zweiten Teil** sind dann die Untersuchungen zusammengestellt worden, die zur Ermittlung der **zweckmäßigen Ausbildung des Sihl-Überfalles im Sihlhölzli in Zürich** angestellt wurden. Diese Untersuchungen können als ein Beispiel für die Ausnutzung des Ergebnisses von flußbaulichen Modellversuchen für Aufgaben des praktischen Wasserbaues gelten. Aber auch in diesem Teile, der dazu bestimmt war, die Grundlage für ein Gutachten über den Entwurf für die Überführung des Sihl-Flusses über die tiefgelegte linksufrige Zürichseebahn zu bilden, mit dessen gemeinschaftlicher Abstattung die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen die Ingenieure Dr. Epper in Bern und Professor Narutowicz in Zürich, sowie den Verfasser dieser Schrift im April 1916 betraut hatte, sind verschiedene allgemein wichtige Fragen des Wasserabflusses eingehend behandelt worden.

Als Grundlage für das zu erstattende Gutachten war den Sachverständigen der auf Grund langjähriger Vorarbeiten und vielfacher früherer Begutachtungen entstandene Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen für die **Überführung der Sihl über die verlegte linksufrige Zürichseebahn** vom März 1916 übergeben worden.

Die Gutachter haben dann bei ihrer ersten Zusammenkunft in Zürich, am 26. April 1916, bei der die anwesenden Vertreter der Bundesbahnen, Generaldirektor Sand, Direktor Mezger, Oberingenieur Grünhut und Ingenieur Rühl alle erforderlichen Auskünfte über den Entwurf abgaben, eine Arbeitsteilung vereinbart, nach der die einzelnen Gutachter übernehmen sollten:

1. Professor Rehbock an der Hand von Modellversuchen im Karlsruher Flußbaulaboratorium die Festlegung der zweckmäßigsten Form des Überfallbauwerkes und die Bestimmung der zu erwartenden Art des Wasserabflusses am Überfall, sowie in den stromaufwärts und stromabwärts anschließenden Flußstrecken.
2. Professor Narutowicz den Entwurf über die etwaige Ausnutzung der Wasserkraft des Sihl-Überfalles und die Beantwortung der Frage der Bauwürdigkeit einer solchen Anlage.
3. Dr. Epper die Abfassung des Textes des abzugebenden gemeinschaftlichen Gutachtens auf Grund der bei den mündlichen Verhandlungen gefaßten Beschlüsse.

Bezüglich der Modellversuche wurde beschlossen, von den anfangs geplanten Beobachtungen an einem Modell in größerem Maßstab im Sihl-Kanal abzusehen und lediglich Laboratoriumsversuche durchzuführen, weil bei den Modellversuchen mit dem trüben Sihl-Wasser im Freien keine zuverlässigen Ergebnisse erwartet werden konnten, insofern die Herstellung genauer Modelle schwierig, die Wassermessungen unzuverlässig und die Untersuchung der Vorgänge beim Wasserabfluß und bei der Geschiebebewegung kaum mit genügender Genauigkeit durchführbar gewesen wären.

Auf Grund dieser Vereinbarung wurden vom Verfasser dieses Berichtes in den Monaten Mai bis November 1916 Modellversuche im Flußbaulaboratorium der Karlsruher Technischen Hochschule ausgeführt, an denen in der Zeit vom 4. bis zum 27. Mai 1916 Ingenieur Rühl von den Schweizerischen Bundesbahnen mitwirkte. Über das vorläufige Ergebnis der Untersuchungen wurde am 16. Juni 1916 in Karlsruhe dem Präsidenten der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen Dinkelmann und dem Oberingenieur des Kreises III der Bundesbahnen Grünhut, sowie den beiden schweizerischen Gutachtern Dr. Epper und Professor Narutowicz in einem Lichtbildervortrag, an den sich Vorführungen im Flußbaulaboratorium anschlossen, mündlich Bericht erstattet. Das Ergebnis der inzwischen weitergeführten Versuche wurde dann bei einer Zusammenkunft in Zürich am 3. und 4. August 1916 nochmals besprochen und nach Abschluß der Versuche in einem Berichte ausgearbeitet, dessen Inhalt sich im wesentlichen mit dem zweiten Teil dieses Buches deckt und der bei dem Umfang der ausgeführten Untersuchungen nur die wesentlichen Ergebnisse der Versuche, nicht aber den gesamten Beobachtungsstoff im einzelnen wiedergeben konnte.

Auf Grund der in diesem Berichte niedergelegten Untersuchungen, des von Professor Narutowicz ausgearbeiteten Entwurfes eines Wasserkraftwerkes am Sihl-Überfall und der Ergebnisse der gemeinschaftlichen Besprechungen wurde dann in der letzten Zusammenkunft der Gutachter in Zürich am 11. Dezember 1916 der Wortlaut des gemeinschaftlichen Gutachtens festgelegt, dessen Inhalt im Anhang des zweiten Teiles wiedergegeben ist.

Der **dritte** Teil enthält Untersuchungen über den **Brückenstau** und führt auf Grund von Versuchen zur Aufstellung einer neuen **Stauformel**, die für reißende Gewässer gilt, bei denen sich zwischen den Brückeneinbauten der Fließzustand des Wassers ändert, indem die Wassergeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit übersteigt. Die Betrachtungen dieses Teiles sollten ursprünglich eine Einschaltung in das Gutachten über den Sihl-Überfall bilden und die Wirkung der Pfeiler einer im Unterwasserbett unterhalb des Überfalles vorgesehenen Straßenbrücke auf den Wasserabfluß festlegen. Sie sind dann aber allmählich, da die gleichen Fragen auch für ein Gutachten für die Stadt Würzburg untersucht werden sollten, weiter ausgedehnt worden, so daß es sich empfahl, sie aus dem Gutachten über den Sihl-Überfall herauszunehmen und in einem besonderen Teil zusammen zufassen.

Der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen gebührt Dank dafür, daß sie sich dazu entschlossen hat, die bei der Sihl-Verlegung auftauchenden hydraulischen Probleme durch eingehende Modellversuche möglichst vollständig klären zu lassen, obschon dadurch eine unliebsame Verzögerung in der Fertigstellung des Ausführungsentwurfes eintreten mußte. Solche Aufgaben sind für die Förderung der Erforschung des Wasserabflusses von großem Wert, da die Verfolgung eines bestimmten praktischen Zieles einen besonderen Anreiz für die Untersuchungen bietet und fast stets zu neuen wertvollen Feststellungen führt.

Es wäre zu wünschen, daß die mit schwierigen wasserbaulichen Problemen beschäftigten Behörden in dieser vorbildlichen Weise immer mehr dazu übergehen würden, die bestehenden Flußbaulaboratorien zur Mitarbeit bei ihren Aufgaben heranzuziehen. Sie würden dadurch zur Klärung der vielen noch offenen Fragen über den Wasserabfluß wesentlich beitragen und meist auch wichtige Grundlagen für die richtige Beurteilung ihrer Entwürfe gewinnen.

Für wertvolle Anregungen, sowie für die eifrige Mitarbeit bei den Versuchen und der Ausarbeitung der Beilagen zu diesem Bericht spricht der Verfasser seinen Dank aus: den Mitgutachtern Dr. Epper und Professor Narutowicz, Oberingenieur Grünhut und Ingenieur Rühl von den Schweizerischen Bundesbahnen, sowie den Assistenten des Karlsruher Flußbaulaboratoriums, den Diplomingenieuren Böß, Lilljeqvist, Neuscheffer und Wolf und dem Studierenden Schütt, die sich zum Teil während der Heilung ihrer Kriegsbeschädigungen an den Untersuchungen beteiligt haben.

# Inhaltsverzeichnis.

## Erster Teil.

	Seite
Betrachtungen über die verschiedenen Arten des Wasserabflusses, die negativen Oberflächengefälle, den von Pfeilern erzeugten Stau und die Bildung von Wasserwalzen bei fließenden Gewässern . . . . .	1
A. Die verschiedenen Arten des Wasserabflusses . . . . .	1
B. Die negativen Oberflächengefälle . . . . .	16
C. Der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf erzeugte Stau (Brückenstau) . . . . .	18
D. Die Bildung von Wasserwalzen . . . . .	26
E. Schlußbetrachtung zum ersten Teil . . . . .	32

## Zweiter Teil.

Untersuchungen über die zweckmäßige Ausbildung des Sihl-Überfalles . . . . .	33
A. Angaben über den Sihl-Fluß und das geplante Etsel-Werk . . . . .	33
B. Der Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen für die Überführung der Sihl über die tiefgelegte linksufrige Zürichseebahn vom März 1916 . . . . .	34
C. Die in Zurich ausgeführten Modellversuche für die Ausbildung des Sihl-Überfalles . . . . .	35
D. Die im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Modellversuche zur Ermittlung der zweckmäßigsten Ausbildung des Sihl-Überfalles . . . . .	38
I. Die Ausführung der Versuche . . . . .	38
II. Der Maßstab der Modelle und die erforderlichen Abflußmengen . . . . .	39
III. Bestimmung der Rauigkeitsbeiwerte der Modelle . . . . .	42
IV. An den Sihl-Überfall zu stellende Anforderungen . . . . .	47
V. Der Sihl-Überfall nach dem amtlichen Entwurf . . . . .	47
VI. Abänderung des Sturzüberfalles des amtlichen Entwurfes durch schräge Vorböden . . . . .	50
VII. Gründe für die Wahl eines Schußüberfalles . . . . .	51
VIII. Vorversuche über die zweckmäßigste Neigung des Schußüberfalles . . . . .	52
IX. Vorversuche über die zweckmäßigste Ausbildung des Sturzbeckens . . . . .	54
X. Die endgültigen Versuche über den Wasserabfluß und die Sinkstoffbewegung im gewählten Sturzbecken	59
XI. Die Entwürfe I, II und III für die Grundrißgestalt des Überfalles und des Sturzbeckens . . . . .	64
XII. Untersuchungen über den Wasserabfluß bei den Entwürfen I, II und III . . . . .	66
XIII. Die Berechnung der Hochwasserlinien im gehobenen Flußbett oberhalb des Überfalles . . . . .	77
XIV. Untersuchungen über die Einwirkung eines Wasserkraftwerkes auf den Wasserabfluß am Sihl-Überfall	79
E. Die konstruktive Ausbildung des Überfallbauwerkes. . . . .	83
F. Schlußwort zum zweiten Teil . . . . .	84

## Anhang zum zweiten Teil.

Gemeinschaftliches Gutachten der Ingenieure Dr. Epper, Professor Narutowicz und Professor Rehbock über die Ausbildung des Entwurfes für den Sihl-Überfall . . . . .	85
---	----

## Dritter Teil.

Im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführte Versuche über den Brückenstau . . . . .	87
A. Das Ergebnis der ausgeführten Versuche über den Brückenstau . . . . .	87
B. Ableitung einer Stauformel für den Brückenstau bei Wechsel des Fließzustandes . . . . .	99
C. Die Wirkung der Wasserwalzen auf den Brückenstau . . . . .	108
D. Schlußwort zum dritten Teil . . . . .	113

## Schlußwort.

## Verzeichnis der Text-Abbildungen.

<b>Abb. 1.</b>	Trapezförmiger Querschnitt mit Wasserspiegellage beim Höchstabfluß . . . . .	5
<b>Abb. 2.</b>	Schematische Darstellung der verschiedenen Fließarten des Wassers . . . . .	6
<b>Abb. 3—6.</b>	Schematische Darstellung des Abflusses strömenden und schießenden Wassers bei Querschnittseinschränkung ohne und mit Reibungsgefälle . . . . .	8
<b>Abb. 7.</b>	Darstellung des Einflusses einer Querschnittsverbreiterung auf die Wasserspiegellage . . .	13
<b>Abb. 8.</b>	Querschnitt und Längenschnitt durch das Auslaufbauwerk der Hochwasserumleitung der Pegnitz in Nürnberg . . . . .	17
<b>Abb. 9.</b>	Wasserspiegellinien im Auslaufbauwerk der Hochwasserumleitung der Pegnitz in Nürnberg bei einem Abfluß von 350 cbm/Sek . . . . .	17
<b>Abb. 10.</b>	Schematische Darstellung des Einflusses von Pfeilereinbauten auf die Wasserspiegellage . .	20
<b>Abb. 11—14.</b>	Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellagen bei strömendem Abfluß . . . . .	22
<b>Abb. 15—17.</b>	Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellagen bei schießendem Abfluß . . . . .	24
<b>Abb. 18.</b>	Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes vom Strömen zum Schießen . . . . .	25
<b>Abb. 19.</b>	Lageplan eines Flusses mit durch Einbauten erzeugten Uferwalzen . . . . .	29
<b>Abb. 20.</b>	Längenschnitt einer Absturzwelle mit Grund- und Deckwalzen . . . . .	29
<b>Abb. 21.</b>	Vergleichende Längenschnitte durch den Sihl-Überfall in der Flußmitte 1:500 . . . . .	50
<b>Abb. 22.</b>	Vergleichende Zusammenstellung der Längenschnitte durch den Sihl-Überfall nach dem Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen und nach den auf Grund der Karlsruher Versuche aufgestellten Entwurfsvorschlägen . . . . .	60
<b>Abb. 23.</b>	Dauerlinien der mittleren Wassermengen (1902—1908), sowie der Reingefälle und Leistungen des Wasserkraftwerkes am Sihl-Überfall nach Professor Narutowicz . . . . .	80
<b>Abb. 24.</b>	Entwurf des Wasserkraftwerkes am Sihl-Überfall nach Professor Narutowicz . . . . .	81
<b>Abb. 25.</b>	Darstellung der Lage der von einem Punkt P in gleichen Zeitabständen ausgegangenen Wellenimpulse bei stehendem bzw. mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fließendem Wasser . . . . .	92
<b>Abb. 26.</b>	Bestimmung des Staubeiwertes $b_s$ in der Formel für die Stauhöhe $z = b_s \cdot Ah \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$ getrennt für die einzelnen Arten der Einbauten . . . . .	105
<b>Abb. 27.</b>	Gemeinschaftliche Auftragung aller in der Abbildung 26 enthaltenen Messungs-Punkte zur Bestimmung des Staubeiwertes $b_s$ in der Formel $z = b_s \cdot Ah \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$ . . . . .	107
<b>Abb. 28.</b>	Auftragung der in Abb. 26 enthaltenen Messungs-Punkte No. 1—19 zur Bestimmung des Staubeiwertes $b'_s$ in der vereinfachten Formel $z = b'_s \cdot Ah \cdot \frac{f}{F}$ . . . . .	107

## Verzeichnis der Planbeilagen.

- Plan 1.** Hydraulisches Gerinne im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.
- Plan 2.** Lageplan der Stadt Zürich mit dem Entwurf für die Verlegung der linksufrigen Zürichseebahn und den Sihl-Überfall. 1 : 5000.
- Plan 3.** Aufnahmen von Längenschnitten an Modellen für den Sihl-Überfall im Sihlhölzli.
- Plan 4.** Aufnahme des Wasserabflusses bei verschiedener Ausbildung des Sihl-Überfalles an Halbmodellen 1 : 50 im Flußbaulaboratorium in Karlsruhe.
- Plan 5.** Lagepläne der verschiedenen Entwürfe für die Ausbildung des Sihl-Bettes an der Kreuzung mit der linksufrigen Zürichsee-Bahn in Zürich.
- Plan 6.** Vergleichende Zusammenstellung von Längenschnitten zur Feststellung des Einflusses der Art des Wasserabflusses, der Rauigkeit der Bettwandungen, der Form der Übergänge und der Gestalt des Unterwasserbettes auf Grund von Versuchen an Vollmodellen 1 : 100 im Flußbaulaboratorium in Karlsruhe.
- Plan 7.** Vergleichende Zusammenstellung von Längenschnitten zur Feststellung des Einflusses der Gestalt des Bettes auf die Wasserspiegellage bei verschiedenen Abflußmengen auf Grund von Versuchen an Vollmodellen 1 : 100 im Flußbaulaboratorium in Karlsruhe.
- Plan 8.** Endgültige Festlegung der Wasserspiegel bei dem für die Ausführung vorgeschlagenen Entwurf III.
- Plan 9.** Vergleichende Zusammenstellung von Wasserspiegel-Höhenplänen bei den Entwürfen I und III für strömendes und schießendes Unterwasser.
- Plan 10.** Bauliche Ausbildung des Kreuzungsbauwerkes der Sihl mit der linksufrigen Zürichsee-Bahn bei Zürich.
- Plan 11.** Bestimmung der Wasserspiegellinien bei verschiedenen Stellungen von zwei Brückenpfeilern in 12 m Abstand.
- Plan 12.** Untersuchung der Einwirkung von Einbauten auf die Wasserspiegellage in dem Modell 1 : 100 eines trapezförmigen Flußbettes.
- Plan 13.** Lageplan des Maines oberhalb der Stadt Würzburg mit Darstellung der Strömungslinien beim Hochwasser 1845 (2585 cbm/Sek) nach Modellaufnahmen im Karlsruher Flußbaulaboratorium 1915.
-

# Erster Teil.

## Betrachtungen über die verschiedenen Arten des Wasserabflusses, die negativen Oberflächengefälle, den von Pfeilern erzeugten Stau und die Bildung von Wasserwalzen bei fließenden Gewässern.

### A. Die verschiedenen Arten des Wasserabflusses.

Die Fortbewegung einer Flüssigkeit unter der Einwirkung der Schwere und der ihr innewohnenden Bewegungsenergie soll mit dem Namen: Benennung der verschiedenen Bewegungsarten.

#### »Fließen«

bezeichnet werden, wenn die Flüssigkeit in ihrem ganzen Querschnittsumfang von Wandungen begrenzt oder bei freier Ausbildung eines Flüssigkeitsspiegels von einem Bett getragen wird.

Verliert die Flüssigkeit dagegen die Führung durch die Wandungen der sie umhüllenden festen Leitungen oder des tragenden Bettes, indem sie sich frei in einem leeren oder mit gasförmigen Medien erfüllten Raum bewegt, wobei sie den auf sie wirkenden äußeren Kräften nach allen Richtungen hin zu folgen vermag, so soll die eintretende Bewegung die Bezeichnung:

#### »Stürzen«

erhalten.

Die Bewegung des »Fließens« kann wiederum in drei verschiedenen Formen erfolgen, die sich deutlich wahrnehmbar von einander unterscheiden und mit den Namen:

#### »Gleiten«, »Strömen« und »Schießen«

gekennzeichnet werden sollen.<sup>1</sup>

Bei einer Flüssigkeit von so geringer Zähigkeit (Viskosität), wie sie das Wasser Das Gleiten des Wasser aufweist, kommt das »Gleiten« — die Laminar- oder Parallelbewegung —, bei der sich die einzelnen Flüssigkeitsteilchen in zueinander parallelen Bahnen bewegen, nur selten vor. Gleitendes Wasser wird im allgemeinen nur in engen Röhren und in sehr kleinen offenen Rinnen bei mäßigen Abflußgeschwindigkeiten beobachtet, während eine zähe Flüssigkeit auch bei weit größeren Querschnitten und Geschwindigkeiten noch zu gleiten vermag. Im gleichen Bett kann z. B. bei einer Temperatur von 11°C Rüböl noch bei einer etwa 300 mal größeren Geschwindigkeit gleiten als Wasser<sup>2</sup>.

Bei einer bestimmten, von den Abmessungen des Bettes und dem Reibungs- oder Grenzgeschwindigkeit zwischen »Gleiten« und »Strömen«. Zähigkeitsmodul<sup>3</sup> der Flüssigkeit abhängigen Geschwindigkeit, welche Osborne Reynolds<sup>4</sup> die »kritische Geschwindigkeit« genannt hat und die beim Vorhandensein

<sup>1</sup> Die mit dem Namen »Strömen« und »Schießen« bezeichneten Bewegungsarten werden gewöhnlich mit dem Namen »turbulentes Fließen« zusammengefaßt.

Th. Rumelin schlägt in seiner Schrift: »Wie bewegt sich fließendes Wasser?« (Dresden 1913) vor, nur den turbulenten Abfluß, nicht also auch das »Gleiten«, mit dem Namen »Fließen« zu bezeichnen, doch wird die Benennung »Fließen« nach dem herrschenden Sprachgebrauch wohl besser auf alle Bewegungsarten einer von Wandungen geführten Flüssigkeit erstreckt.

Koch in Darmstadt, der über die verschiedenen Arten des Wasserabflusses eingehende Studien angestellt hat, wählte an Stelle der Benennungen »Strömen« und »Schießen« die Bezeichnungen »ruhiges« und »reißendes« Fließen. Forchheimer (Hydraulik 1914, S. 145) benennt die Erscheinungen mit »stillem« oder »wildem« Laufen. Zuweilen werden nach dem Vorschlag von B. de St. Venant auch die Namen »Flüsse« und »Wildbäche« für strömende und schießende Gewässer angewandt.

<sup>2</sup> R. Biel, Über den Druckhöhenverlust bei der Fortleitung tropfbarer und gasförmiger Flüssigkeiten. Berlin 1907; Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, und H. Grether, Über Potentialbewegung tropfbarer Flüssigkeiten in gekrümmten Kanälen, Berlin 1909.

<sup>3</sup> Mit dem Namen »Reibungsmodul« oder »Zähigkeitsmodul« wird das Verhältnis  $\frac{[\eta]}{\gamma} = \frac{\text{Zähigkeitskoeffizient}}{\text{spezifisches Gewicht}}$  bezeichnet.

<sup>4</sup> Osborne Reynolds, Philosophical Transactions of the Royal Society, London 1883, S. 935.

mehrerer Geschwindigkeitsgrenzen als die »obere Gleit-Grenzgeschwindigkeit« bezeichnet werden soll, hört aber die Fähigkeit zu gleiten auf, und es tritt turbulentes oder wirbeliges<sup>1</sup> Fließen ein, bei dem die einzelnen Wasserteilchen in scheinbar regellosen Bahnen auch quer zur Hauptbewegungsrichtung durcheinander gewirbelt werden, wie dies G. Hagen<sup>2</sup> zuerst beobachtet und Reynolds durch seine bekannten Versuche genauer festgestellt hat.

Da der Reibungsmodul von der Zähigkeit der Flüssigkeit abhängt, die bei abnehmender Temperatur zunimmt, erhöht sich die Größe der oberen Gleit-Grenzgeschwindigkeit  $u'_{gl}$  bei einer gegebenen Flüssigkeit bei abnehmender Temperatur. Für Wasser fand Reynolds bei gleichmäßigem, ungestörtem Zulauf unter Verwendung des Poiseuilleschen Temperatargesetzes für ein unter Druck stehendes Rohr vom Durchmesser  $d$  (in m) und für die Temperatur  $t$  (in C°):

$$I \quad u'_{gl} = 0,023 (1 + 0,0336 t + 0,000221 t^2)^{-1} \cdot d^{-1} \text{ (in m/Sek.)}$$

Später stellten H. T. Barnes und E. G. Coker<sup>3</sup> fest, daß die von Reynolds gefundene obere Gleit-Grenzgeschwindigkeit zu niedrig sei, und daß diese Grenzgeschwindigkeit durch völlig ungestörte stetige Zuleitung des Wassers zum untersuchten Querschnitt noch erheblich weiter etwa auf das 1,57-fache des von Reynolds gefundenen Wertes gesteigert werden könne. Die von Reynolds festgelegte obere Gleit-Grenzgeschwindigkeit nach Formel I kann aber für alle praktisch vorkommenden Fälle, bei denen sich kleinere Störungen in der Stetigkeit der Zuleitung kaum vermeiden lassen, als Höchstgrenze angesehen werden.

Unterhalb der oberen Gleit-Grenzgeschwindigkeit ist bis zu einer erheblich niedriger liegenden zweiten Geschwindigkeitsgrenze neben der gleitenden auch die turbulente Bewegung des Wassers möglich. Für diese zweite Grenzgeschwindigkeit — die untere Turbulenz- oder Strömungs-Grenzgeschwindigkeit —  $u_{st}$  fand Reynolds in Übereinstimmung mit Barnes und Coker:

$$II \quad u_{st} = 0,0036 (1 + 0,0336 t + 0,000221 t^2)^{-1} \cdot d^{-1} \text{ (in m/Sek.)}$$

Diese zweite Grenzgeschwindigkeit ist bei Wasser demnach wesentlich kleiner als die Geschwindigkeit, welche die obere Gleitgrenze bildet, da nach Reynolds  $u'_{gl} = 6,4 \cdot u_{st}$  und nach Barnes und Coker  $u'_{gl} = 10 \cdot u_{st}$  ist.

Diese Grenze ist auch deshalb bemerkenswert, weil aufwärts bis zu ihr die Geschwindigkeiten bei gleichmäßigem Abfluß sich proportional zum Druckhöhenverlust (Oberflächengefälle) ändern, während dies oberhalb der unteren Strömungs-Grenzgeschwindigkeit nicht mehr der Fall ist. Die reine Gleitbewegung, bei der das Wasser dem Poiseuilleschen Gesetz folgt, endet daher bereits bei der unteren Strömungs-Grenzgeschwindigkeit  $u_{st}$ .

Zwischen den beiden genannten Grenzgeschwindigkeiten  $u_{st}$  und  $u'_{gl}$  kann die Wasserbewegung sowohl eine gleitende als auch eine turbulente sein, was im wesentlichen davon abhängt, ob die Zuleitung des Wassers zu dem betrachteten Querschnitt aus einer von allen plötzlichen Querschnittsänderungen freien Zuflußstrecke gleichmäßig und ruhig oder aus einer unregelmäßigen Bettstrecke schon gestört und daher turbulent erfolgt. Aber auch dann, wenn das Wasser sich zwischen diesen Grenzgeschwindigkeiten bei ungestörter Zuleitung in parallelen Bahnen bewegt, wenn es daher nach der gewählten Bezeichnung »gleitet«, vollzieht sich der Abfluß nach anderen Bewegungsgesetzen als bei Geschwindigkeiten, die unter der unteren Strömungs-Grenzgeschwindigkeit  $u_{st}$  liegen, für welche letztere der Abfluß als »reines Gleiten« bezeichnet werden soll.

Die von Reynolds für Rohrleitungen bestimmten Formeln können näherungsweise auf den Wasserabfluß in offenen Betten mit halbkreisförmigem Querschnitt übertragen werden, indem  $d = 2r = 4R$  gesetzt wird, d. h. indem für den

<sup>1</sup> E. Beyerhaus, Die wirbelige Fließbewegung und das Vorcilen treibender Schiffe, Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, S 310.

<sup>2</sup> G. Hagen, Über den Einfluß der Temperatur auf die Bewegung des Wassers in Röhren, Sitzungsbericht der preußischen Akademie der Wissenschaften, Berlin 1854.

<sup>3</sup> H. T. Barnes und E. G. Coker, The flow of water through pipes Proceedings of the Royal Society 1905, S 341.

Krümmungshalbmesser  $r$  des Lichtraumes der Rohrleitung das Zweifache des hydraulischen Radius  $R$  eingeführt wird. Die Reynoldsschen Formeln gehen dann über in:

Ia  $u'_{gl} = 0,00575 (1 + 0,0336 t + 0,000221 t^2)^{-1} \cdot R^{-1}$  (in m/Sek) und:

IIa  $u_{st} = 0,0009 (1 + 0,0336 t + 0,000221 t^2)^{-1} \cdot R^{-1}$  (in m/Sek).

Diese Formeln können mit guter Annäherung auch für die Wasserableitung in offenen Betten von beliebiger Gestalt gelten, da bei verschiedenen Bettquerschnitten keine allzu verschiedenen Abflußbedingungen auftreten, wenn die hydraulischen Radien  $R$  die gleiche Größe besitzen.

Für eine mittlere Temperatur von  $10^\circ \text{C}$  würden sich demnach rund die folgenden Grenzggeschwindigkeiten ergeben:

Ib  $u'_{gl} = 0,0042 \cdot R^{-1}$  (in m/Sek) und:

IIb  $u_{st} = 0,00066 \cdot R^{-1}$  (in m/Sek).

Da die beiden Grenzggeschwindigkeiten

für  $R = 1,0$  m nur rund  $0,0042$  bzw.  $0,00066$  m/Sek,

für  $R = 0,1$  m aber rund  $0,042$  bzw.  $0,0066$  m/Sek

betragen, besitzt die Gleitbewegung für den Wasserabfluß in natürlichen Flußbetten meist keine Bedeutung, da so kleine Wassergeschwindigkeiten zu den seltenen Ausnahmen gehören. Es muß dabei auch berücksichtigt werden, daß die obere Gleit-Grenzggeschwindigkeit bei den natürlichen Flußläufen erheblich unter den aus der Reynoldsschen Formel berechneten Werten von  $u'_{gl}$  liegt. Denn die Zuleitung des Wassers kann im unregelmäßigen Naturbett niemals so ungestört erfolgen, wie es bei den Laboratoriumsversuchen von Reynolds der Fall war, bei denen große Sorgfalt auf die Vermeidung von Störungen in der Stetigkeit der Wasserzuleitung verwandt wurde. Barnes und Coker haben allerdings später in dieser Beziehung noch weitergehende Anforderungen gestellt. Im Naturbett der Wasserläufe wird ein Gleiten des Wassers meist schon aufhören, wenn die Abflußgeschwindigkeit die untere Strömungs-Grenzggeschwindigkeit  $u_{st}$  nur wenig übersteigt, also bei Geschwindigkeiten, die bei größeren Wasserläufen nur kleine Bruchteile eines Zentimeters in der Sekunde betragen.

Bei sehr geringem Wasserabfluß kann aber gelegentlich doch gleitendes Wasser in regelmäßig ausgebildeten Kanälen, in Ausnahmefällen auch in natürlichen Flußbetten beobachtet werden, wie aus der Spiegelglätte der Oberfläche, aus dem völligen Stillstehen des Wassers unmittelbar am Ufer, am besten aber durch die Einleitung eines Farbstoff-Fadens erkannt werden kann, der bei gleitendem Wasser als scharfbegrenztes schmales Band abtreibt, während er sich bei turbulent fließendem Wasser schon bald rauchartig in der Wassermasse verteilt. Bei Flußbetten von größerer Tiefe müßte das Wasser fast stillstehen, wenn der Abfluß gleitend erfolgen soll. Im Unterlauf größerer Flüsse scheint beim Kentern der Strömung infolge eindringenden Flutwassers bei ganz windstillem Wetter aber doch gelegentlich die Gleitbewegung einzutreten, wie der Verfasser aus der im Tidegebiet größerer Ströme, namentlich am Rio de la Plata, zuweilen beobachteten auffallenden Spiegelglätte der Oberfläche schließt, nach welcher der genannte Strom wohl seinen Namen erhalten hat.

Auch bei Ausführung von Versuchen an sehr kleinen Modellen im Laboratorium wurde gelegentlich gleitendes Wasser festgestellt. Solche Versuche geben keine für die Übertragung ins Große brauchbaren Ergebnisse, da die Abflußerscheinungen des Wassers, wie schon erläutert wurde, sich grundlegend ändern, wenn der turbulente Abfluß in die gleitende Fließbewegung übergeht.

Voraussetzung für die Übertragbarkeit des Ergebnisses der Modellversuche auf die Verhältnisse im großen ist nämlich, daß die Zähigkeit der Versuchsflüssigkeit keinen wesentlichen Einfluß auf die Bewegungserscheinungen ausübt, da die Zähigkeit sich mit der Temperatur ändert, vor allem aber, daß die Geschwindigkeiten ein ähnliches Abhängigkeitsverhältnis einerseits vom relativen Reibungs-Oberflächengefälle  $J$ , andererseits aber von den Geschwindigkeitshöhen  $\Delta h = \frac{u^2}{2g}$  besitzen.

Einfluß der Art des Abflusses auf Modellversuche.

Beides trifft für die turbulente Bewegung des Wassers mit meist ausreichender Annäherung zu, da bei turbulentem Abfluß der Einfluß der Zähigkeit der Flüssigkeit verschwindend klein ist<sup>1</sup> und die Geschwindigkeiten sich bei dieser Bewegungsart sowohl proportional  $\sqrt{\Delta h}$  als auch näherungsweise proportional  $\sqrt{J}$  ändern, wie aus der bekannten Formel für den gleichförmigen Wasserabfluß von Chezy:

$$\text{III} \quad u = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

hervorgeht, in der  $J$  das relative Reibungsgefälle bedeutet. Sowohl die Geschwindigkeitshöhen  $\Delta h = \frac{u^2}{2g}$ , als auch das relative Reibungsgefälle  $J = \frac{u^2}{c^2 \cdot R}$  ändern sich demnach proportional dem Quadrat der Geschwindigkeiten<sup>2</sup>.

Bei der reinen Gleitbewegung des Wassers unterhalb der Grenzgeschwindigkeit  $u_{st}$  ändern sich die Geschwindigkeiten und die Reibungsgefälle dagegen nach den ausgeführten Beobachtungen proportional der Zähigkeit der Flüssigkeit. Diese Größen sind daher von der Temperatur in erheblichem Maße abhängig, da die Zähigkeit durch die Temperatur stark beeinflusst wird.

Die Reibungsgefälle ändern sich aber ferner, wie die Versuche ergeben haben, bei gleitendem Wasser unterhalb der unteren Strömungs-Grenzgeschwindigkeit auch proportional den Geschwindigkeiten und nicht — wie bei turbulentem Abfluß — proportional dem Quadrate der Geschwindigkeiten. Da das absolute Reibungsgefälle einer Flußstrecke von der Länge  $l$ , d. h. der Wert  $l \cdot J$ , eine Höhe ist, die sich proportional dem Modellmaßstab ändert, müßten bei den Modellen, bei denen das Wasser die reine Gleitbewegung aufweist, auch die Geschwindigkeiten proportional dem Modellmaßstab  $1:k$  und daher die Wassermengen ( $F \cdot u$ ) proportional der 3. Potenz des Modellmaßstabes, demnach im Verhältnis  $1:k^3$ , verkleinert werden, wenn richtige, d. h. den wirklichen Verhältnissen gleiche relative Gefälle auftreten sollen. Bei Änderungen der Geschwindigkeiten ergeben sich dagegen bei Modellen nur dann richtige, den Verhältnissen der Wirklichkeit entsprechende Oberflächengefälle, wenn die Geschwindigkeiten proportional den Wurzeln aus dem Modellmaßstab, d. h. im Verhältnis  $1:k^{0,5}$ , und daher die Wassermengen proportional der 2,5. Potenz des Modellmaßstabes, d. h. im Verhältnis  $1:k^{2,5}$  verkleinert werden, da auch bei gleitendem Wasser die Geschwindigkeitshöhen sich proportional dem Quadrat der Geschwindigkeiten ändern. Es läßt sich daher für gleitendes Wasser kein Verkleinerungsmaßstab für die Geschwindigkeiten und Wassermengen finden, der sowohl bei den Reibungsgefällen als auch bei den Geschwindigkeitsgefällen richtig wäre. Dadurch wird aber die Übertragung der Beobachtungen an Modellen mit gleitendem Wasser auf die Verhältnisse im großen unmöglich gemacht, einerlei ob das Wasser in der Wirklichkeit turbulent abfließt, oder, was nur sehr selten vorkommt, auch im Naturbett gleitet. Modellversuche mit fließendem Wasser dürfen daher in keinem so starken Verkleinerungsmaßstab ausgeführt werden, daß die Möglichkeit des Auftretens gleitenden Wassers vorliegt.

Bei der **turbulenten** Bewegung des Wassers in einem offenen Bett müssen ferner die beiden schon genannten Fließarten streng unterschieden werden, das »**Strömen**« und das »**Schießen**«.

Die diese beiden Fortbewegungsarten trennende Wassergeschwindigkeit kann als die »obere Strömungs-Grenzgeschwindigkeit«  $u'_{st}$  oder als die »untere Schieß-Grenzgeschwindigkeit«  $u_{sch}$  bezeichnet werden. Diese wichtige Grenze-

<sup>1</sup> Die Untersuchungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium haben selbst bei einer bis auf Bruchteile eines Hundertstel genauen Bestimmung von Überfallbeiwerten für Wehre keinen wahrnehmbaren Einfluß einer Abkühlung von Wasser von 18° C auf 7° C ergeben, während nach dem Poiseuilleschen Gesetz eine solche Abkühlung eine Verkleinerung der Fließgeschwindigkeiten um über 25% ergeben wurde.

<sup>2</sup> Die Reibungsgefälle  $J$  ändern sich in offenem Bett allerdings nicht bei jedem Wert von  $R$  vollständig genau proportional  $u^2$ , insofern genauere Untersuchungen ergeben haben, daß  $c$  innerhalb allerdings enger Grenzen sich mit  $J$  ändert, wie die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter zeigt. Für Rohre von unveränderlichem kreisförmigen Querschnitt fand Reynolds, daß die Druckhöhenverluste infolge der Reibungsarbeit proportional zu  $u^{1,73}$  bis  $u^2$  anwachsen, wobei der Wert von  $u^2$  für rauhe Wandungen gilt, die etwa den Wandungen der natürlichen Wasserläufe entsprechen.

schwindigkeit fällt mit derjenigen mittleren Fließgeschwindigkeit des Wassers zusammen, die der bei der Wassertiefe  $t_0$  auftretenden Wellengeschwindigkeit  $\sqrt{g \cdot t_0}$  entspricht; deren Geschwindigkeitshöhe demnach  $\frac{t_0}{2}$  ist.<sup>1</sup> Sie besitzt eine so große Bedeutung, weil die Übertragung von Einwirkungen auf den Wasserabfluß stromaufwärts aufhören muß, wenn die Fließgeschwindigkeit des Wassers die Wellengeschwindigkeit übertrifft. Diese Grenzgeschwindigkeit tritt in einem rechteckigen Bett bei derjenigen Lage des Wasserspiegels ein, bei der für eine gegebene Höhenlage  $[H]$  der Bernoullischen Energielinie über der Bettsohle der Wasserabfluß seinen **Höchstwert** erreicht.

Mit dem Namen »**Energie-Linie**« wird die Verbindungslinie der um die Geschwindigkeitshöhe  $\Delta h = \frac{u^2}{2g}$  über dem Wasserspiegel liegenden Punkte eines Wasserlaufes bezeichnet.<sup>2</sup>

Für ein trapezförmiges Bett von der Sohlenbreite  $b$  und dem Böschungs-Neigungswinkel  $\alpha$  berechnet sich bei Annahme der gleichen Wassergeschwindigkeit im ganzen Querschnitt für eine um das Maß  $H$  über der wagrechten Sohle liegenden Energielinie (Textabb. 1) die Grenzwassertiefe  $t'_0$ , bei welcher der Höchstabfluß eintritt, aus:

$$\text{IV} \quad Q = F \cdot u = (b \cdot t'_0 + \text{ctg } \alpha \cdot t'^2_0) \cdot \sqrt{2g(H - t'_0)} = \text{Max}$$

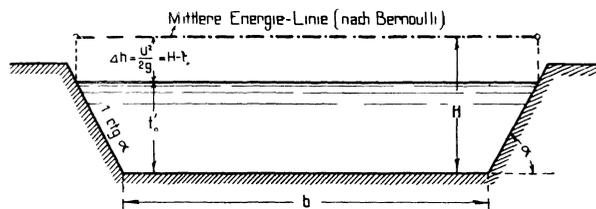


Abb 1 Trapezförmiger Querschnitt mit Wasserspiegellage beim Höchstabfluss.

Aus:  $\frac{dQ}{dt'_0} = 0$  folgt:

$$\text{V} \quad t'^2_0 \cdot \text{ctg } \alpha + t'_0 (0,6 \cdot b - 0,8 \text{ctg } \alpha H) - 0,4 b \cdot H = 0$$

Aus dieser Gleichung ergibt sich für die Grenzwerte:

$$a = 90^\circ \text{ der Höchstabfluß bei: } t'_0 = \frac{2}{3} H \text{ (rechteckiger Querschnitt)}$$

$$b = 0 \text{ der Höchstabfluß bei: } t'_0 = \frac{4}{5} H \text{ (dreieckiger Querschnitt)}$$

Für den einfachsten Fall des Bettes mit lotrechten Ufern ( $\alpha = 90^\circ$ ), bzw. für ein Bett von unbegrenzter Breite tritt der Höchtsabfluß ein, wenn:

$$\text{VI} \quad \Delta h' = H - t'_0 = \frac{3}{2} t'_0 - t'_0 = \frac{t'_0}{2}$$

Dafür berechnet sich:

$$\text{VII} \quad u'_{st} = \sqrt{2g \cdot \Delta h'} = \sqrt{g \cdot t'_0} = \sqrt{\frac{2}{3} g \cdot H} \quad \text{und:}$$

$$\text{VIII} \quad Q_{\max} = b \cdot t'_0 \cdot u'_{st} = b \cdot \sqrt{g \cdot t'^3_0} = b \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g \cdot H^3} \quad \text{bzw.}$$

$$\text{IX} \quad t'_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2_{\max}}{b^3 \cdot g}}$$

Bei Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen ungleichmäßigen Wassergeschwindigkeiten in den einzelnen Teilen des Querschnittes ist die mittlere Geschwindigkeitshöhe  $\Delta h$  nicht genau  $\frac{u^2}{2g}$ , sondern  $a_u \cdot \frac{u^2}{2g}$ , wobei  $a_u$  stets größer als 1 sein muß. Denn die Berechnung der zur Festlegung der Höhenlage der Energielinie er-

<sup>1</sup> B. de St. Venant. Annales des mines 1851 und Comptes rendus des séances de l'académie des sciences 1870.

<sup>2</sup> Koch ist besonders für die Verwertung der Energie-Linien als Hilfsmittel für das Verständnis des Wasserabflusses eingetreten.

forderliche Geschwindigkeitshöhe des ganzen Wasserstromes darf streng genommen nicht aus dem Quadrate der mittleren Geschwindigkeit im ganzen betrachteten Querschnitt abgeleitet werden, sondern aus dem stets größeren Mittelwert der Quadrate der Einzelgeschwindigkeiten in den verschiedenen Teilen des Querschnittes.

Wird zur Bestimmung der Größe von  $a_u$  die Geschwindigkeitsfläche für den ganzen betrachteten Querschnitt aufgetragen und — was meist ohne größere Fehler möglich ist — näherungsweise durch eine gleichgroße Trapezfläche ersetzt, deren Endordinaten die Größe  $w_{min} = u(1 - \epsilon)$  und  $w_{max} = u(1 + \epsilon)$  besitzen, so erhält man durch Integration:

X 
$$a_u = 1 + \frac{\epsilon^2}{3}$$

Daraus berechnet sich für:  $\epsilon = 0,2 : a_u = 1,01$

0,3	1,03
0,4	1,05
0,5	1,08
0,6	1,12
0,7	1,16
0,8	1,21

Als Mittelwert für mittlere natürliche Wasserläufe kann  $\epsilon$  etwa gleich 0,52 geschätzt werden, wobei:  $a_u = 1,09$  wird. Die Größe von  $a_u$  wächst mit zunehmender Unregelmäßigkeit der Wasserverteilung in den einzelnen Teilen des Flußquerschnittes und daher mit zunehmender Rauigkeit der Wandungen und abnehmender Größe des Bettes. Der Wert  $a_u$  geht für ein regelmäßiges glattes Bett bis unter 1,02 hinunter und kann bei einem sehr rauhen Bett bis über 1,2 hinaus anwachsen.<sup>1</sup>

Unter Einführung von  $a_u = 1,09$  wird (für  $m$  und  $Seh.$ ) als Mittelwert erhalten:

XI 
$$Ah = a_u \cdot \frac{u^2}{2g} = \frac{u^2}{18} = 0,0556 \cdot u^2$$

und daher

XII 
$$u_{st}' = \sqrt{\frac{2g \cdot Ah'}{a_u}} = \sqrt{18 \cdot Ah'} = 4,24 \sqrt{Ah'} = 3 \sqrt{H_0}$$

Die verschiedenen Abflußmöglichkeiten in ihrer Abhängigkeit von den Grenzgeschwindigkeiten ergeben sich aus dem folgenden Schema:

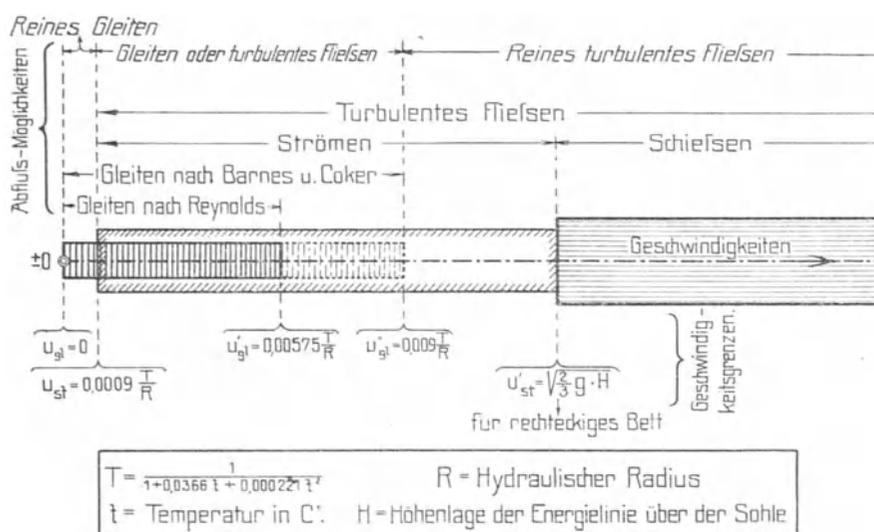


Abb.2. Schematische Darstellung der verschiedenen Fließarten des Wassers.

<sup>1</sup> B. de Venant gibt den Wert  $a_u = 1,11$  an. Jasmund (Zeitschrift für Bauwesen 1893) berechnete für die von der Hamburger Strombauverwaltung im Juli 1900 in der Elbe bei Artlenberg ausgeführten Geschwindigkeitsmessungen  $a_u = 1,097$ . Siehe auch J. F. Bubendey, Praktische Hydraulik. Wilhelm Engelmanns Verlag, Leipzig 1911. S. 47. Für eine durch die Gr. Rheinbauinspektion Karlsruhe bei Hochwasser im Rhein bei Maxau ausgeführte Messung vom 14. Juli 1909 berechnete der Verfasser den Wert  $a_u$  zu 1,03, für 2 Messungen vom November 1911 am kleinen Karpathen-Gebirgsfluß Opor in Ostgalizien aber bei einem Abfluß von rund 4 bzw. 13 cbm/sek zu 1,12 bzw. 1,15.

Braucht nach dem früher Gesagten auf die gleitende Bewegung des Wassers im Flußbau im allgemeinen keine Rücksicht genommen zu werden, so ist dafür eine strenge Unterscheidung der mit dem Namen »Strömen« und »Schießen« bezeichneten beiden Fließzustände des Wassers auch für den praktischen Wasserbau von großer Bedeutung, da die Eigenschaften des strömenden und des schießenden Wassers erheblich von einander abweichen.

Die grundlegenden inneren Unterschiede in den Eigenschaften des strömenden und des schießenden Wassers sind bis heute noch wenig erforscht.<sup>1</sup> Blasius<sup>2</sup> hat allerdings auf wesentliche Verschiedenheiten in der Einwirkung des strömenden und des schießenden Wassers auf die Ausbildung des Flußbettes hingewiesen, die sich darin zeigen, daß in sandigem Bett bei strömendem Wasser »Parallelriffeln« entstehen, die rechtwinklig zur Fließrichtung des Wassers verlaufen, während bei schießendem Abfluß »Schrägbänke« auftreten, wie sie auch schon früher von Engels<sup>3</sup> besprochen worden sind. Diese durch den schießenden Wasserabfluß erzeugten Schrägbänke kommen vielfach in Verbindung mit Riffelbildungen vor, die dann häufig durch parallel zu den Bänken verlaufende Linien begrenzt werden und ein rautenförmiges Aussehen zeigen, aber auch als Parallelriffeln auftreten können. Diese verschiedene Ausbildung des Bettes bei den beiden Fließarten des Wassers ist auf grundlegende Unterschiede im Wasserabfluß zurückzuführen. In der Tat kann man auch an der Wasseroberfläche beim schießenden Wasser die Neigung feststellen, bei Störungen des Abflusses stehende »Schrägwellen« zu bilden (Phot. 13—18, 29, 31 und 33), während bei strömendem Wasser im allgemeinen stehende »Querwellen« auftreten (Phot. 26—28, 30 und 32). Wo aber auch bei strömendem Wasser durch äußere Einflüsse Schrägwellen entstehen, schmiegen sich diese stromabwärts allmählich immer mehr der Richtung der Querwellen an, während bei schießendem Abfluß die Schrägwellen oft weithin stromabwärts in fast ungeänderter Richtung verfolgt werden können. Auch abgesehen von diesen Wellen ist das Aussehen strömenden Wassers von demjenigen schießenden Wassers sehr verschieden. Die Oberfläche ist, wenn nicht durch besondere Anlässe Schrägwellen entstehen, bei schießendem Wasserabfluß im allgemeinen glatter als bei schnellfließendem strömendem Wasser. Sie nähert sich in ihrem Aussehen wieder mehr demjenigen gleitenden Wassers.

Besonders auffallend sind die Einwirkungen, welche die Fließart des Wassers auf die Höhenlage und das Gefälle des Wasserspiegels im Längenschnitt eines Wasserlaufes ausübt. Die Unterschiede sind so grundlegend, daß sie sich dem aufmerksamen Beobachter nicht entziehen können.

Sie zeigen sich namentlich in verschiedenen, meist geradezu entgegengesetzten Einwirkungen von Querschnittsänderungen des Bettes bei den beiden Fließzuständen auf die Wasserspiegellage, auf das Oberflächengefälle, auf die Größe der benetzten Querschnitte und auf die Abflußgeschwindigkeiten.

Eine Verkleinerung des Querschnittes des Bettes (Zusammenziehung der Ufer, Hebung der Sohle oder Pfeilereinbauten) bewirkt nämlich:

beim strömenden Wasser	{ Senkung des Wasserspiegels Abnahme der Wassertiefe Zunahme der Geschwindigkeiten
beim schießenden Wasser	{ Hebung des Wasserspiegels Zunahme der Wassertiefe Abnahme der Geschwindigkeiten.

Eine Vergrößerung des Querschnittes des Bettes aber ruft bei den beiden Bewegungsarten die umgekehrten Erscheinungen hervor.

Die beiden Längenschnitte Textabb. 3 und 4 zeigen an einem Beispiel den Unterschied im Verhalten des Wassers bei den beiden Fließarten. In diesen Abbildungen

<sup>1</sup> Die von Boussinesq, Harlacher, Lauda und Rummelin besprochenen Pulsationen dürften möglicherweise bei näherer Erforschung zur Klärung dieses Unterschiedes beitragen.

<sup>2</sup> H. Blasius. Über die Abhängigkeit der Formen der Riffeln und Geschiebebänke vom Gefälle. Zeitschrift für Bauwesen. 1910.

<sup>3</sup> H. Engels. Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder flachgekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle. Zeitschrift für Bauwesen. 1905. Ferner: L. Hopf, Turbulenz bei einem Fluß. München 1909.

sind die Wasserspiegellagen für ein gleichgestaltetes Bett für die gleiche Lage der Energielinie zur Sohle und für den gleichen Wasserabfluß von 3 cbm/Sek auf 1 m Flußbreite im Maßstabe 1:200 aufgetragen worden.

Bei diesen Auftragungen wurde das bei Überwindung der Reibungsarbeit entstehende Oberflächengefälle (Reibungsgefälle) unberücksichtigt gelassen, und daher die Sohle, der Wasserspiegel und die Energielinie für den gleichförmigen Abfluß waagrecht aufgezichnet, was nur bei einer vollkommenen Flüssigkeit richtig sein würde. Bei einer zähen Flüssigkeit, wie dem Wasser, müssen bei gleichförmigem Abfluß die Sohle, der Wasserspiegel und die Energielinie ein von der Rauigkeit des Bettes abhängiges, gleich großes Gefälle aufweisen.

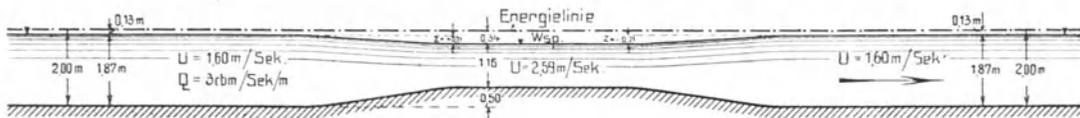


Abb.3. Wasserspiegellage bei strömendem Wasser ohne Berücksichtigung der Reibung.

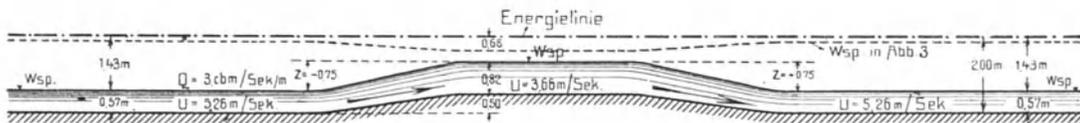


Abb.4. Wasserspiegellage bei schiefendem Wasser ohne Berücksichtigung der Reibung.

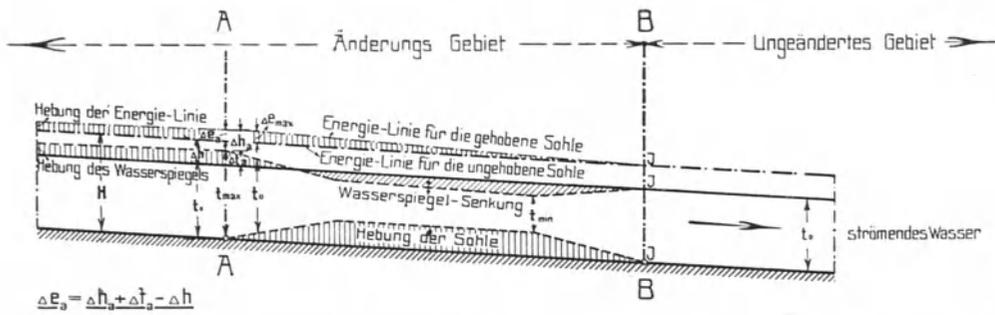


Abb.5. Wasserspiegellage bei strömendem Wasser unter Berücksichtigung der Reibung.

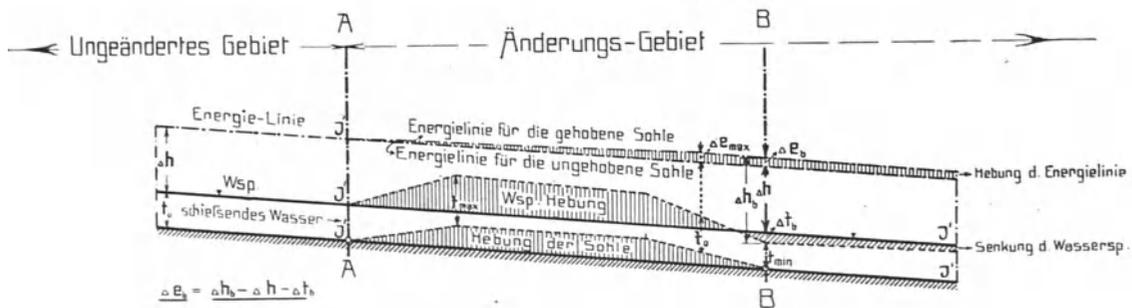


Abb.6. Wasserspiegellage bei schiefendem Wasser unter Berücksichtigung der Reibung.

Abb.3-6. Schematische Darstellung des Abflusses strömenden und schiefenden Wassers bei Querschnittseinschränkung ohne und mit Reibungsgefälle.

Was die Energieverluste durch die Reibungsarbeit anbetrifft, die in den Wasserspiegel- und Energie-Linien als uneinbringliche Gefällverluste in die Erscheinung treten, da infolge der Reibung potentielle Energie in Wärmeenergie umgesetzt wird und dadurch für die Wasserbewegung dauernd verloren geht, so sind die Verluste bei der turbulenten Bewegung ganz erheblich größer als diejenigen beim Gleiten des Wassers. Es ist das darauf zurückzuführen, daß beim turbulenten Abfluß beständig eine Mischung verschieden schnell fließender Wassermengen eintritt. Bei der Mischung nehmen aber die gemischten Wasserteilchen die mittlere Geschwindigkeit der ungemischten an, wobei der sogenannte »Borda-Carnotsche Leistungsverlust«<sup>1</sup> entsteht, der sich daraus erklärt, daß:

Die Größe der Reibungsgefälle.

$$\frac{m}{2} \{ (u + Au)^2 + (u - Au)^2 \}$$

um den Betrag:

$$m \cdot Au^2$$

größer ist als:

$$\frac{m}{2} \{ 2 u^2 \},$$

was einen Verlust an kinetischer Energie bei der Mischung von:  $m \cdot Au^2$  bedeutet.

Beim Gleiten des Wassers müssen nur die durch die Zähigkeit der Flüssigkeiten bedingten Energieverluste durch die Arbeit der Schwere ersetzt werden. Diese Verluste sind bei dem verhältnismäßig leicht beweglichen Wasser nur gering. Sie sind von der Rauigkeit der Wandungen des Bettes unabhängig, weil beim Gleiten die äußersten Wasserfäden des benetzten Querschnittes unmittelbar am Bett die Geschwindigkeit Null besitzen, d. h. stillstehen, und daher keine Wandreibung zu überwinden haben.

Die beim turbulenten Abfluß — und zwar sowohl beim Strömen als auch beim Schießen — infolge der bei der Mischung verschieden schnell fließender Wasserteilchen eintretenden Verluste an kinetischer Energie sind dagegen von der Rauigkeit der Wandungen des Bettes abhängig, weil bei der turbulenten Bewegung sich auch die Wasserfäden unmittelbar am Bett fortbewegen und die Rauigkeit der Bettwandungen die Querströmungen und infolgedessen auch die bei der Mischung von Wasserteilchen auftretenden Energieverluste beeinflusst. Die Verluste an Bewegungsenergie müssen aber durch die Arbeit der Schwerkraft wieder ersetzt werden, wobei sich ein dem Energieverlust entsprechendes Oberflächengefälle ausbildet, das etwa dem Quadrat der mittleren Geschwindigkeit des Wassers proportional ist und mit der Rauigkeit der Wandungen nach theoretisch noch nicht ausreichend geklärten Gesetzen zunimmt.

Für die praktischen Bedürfnisse geben die empirisch abgeleiteten Geschwindigkeitsformeln meist einen genügend genauen Anhalt zur Bestimmung der Reibungsgefälle, so daß diese Gefälle auch bei den Berechnungen der Wasserspiegellage in leidlich zuverlässiger Weise berücksichtigt werden können, wenn gewisse von der Rauigkeit der Bettwandungen abhängige Beiwerte bekannt sind.

Werden die Reibungsgefälle berücksichtigt, so ändern sich die in den Textabb. 3 und 4 dargestellten Längenschnitte für den reibungslosen Abfluß in die in den Textabb. 5 und 6 dargestellten um, die schematisch in verzerstem Maßstab aufgezeichnet wurden, um auch die kleinen Reibungsgefälle deutlich in die Erscheinung treten zu lassen. Die ausgezogenen Linien dieser Abbildungen stellen die Längenschnitte durch die Sohlen und die Wasserspiegel, die stark strichpunktierten Linien aber die Energielinien für den gleichförmigen Wasserabfluß im geradlinig verlaufenden Bett dar. Die Sohlen, die Wasserspiegel und die Energielinien besitzen in diesem Fall das von der Rauigkeit des Bettes abhängige Reibungsgefälle  $J$  für strömendes Wasser, bzw.  $J'$  für schießendes Wasser. Das Spiegelgefälle  $J'$  beim schießenden Abfluß ist infolge der bei der größeren Wassergeschwindigkeit auftretenden stärkeren Abflußwiderstände größer, als das Oberflächengefälle  $J$  beim strömenden Abfluß.

»Strömen« und »Schießen« bei Berücksichtigung der Reibung.

Wird die Flußsohle in der punktiert eingezeichneten Weise zwischen den Schnitten  $A$  und  $B$  gehoben, so bleiben bei **strömendem Wasserabfluß** — Textabb. 5 — die Ver-

<sup>1</sup> L. N. M. Carnot, »Essai sur les machines en général«, Paris 1783. Siehe auch: Waldemar Heßling, Schwungmischung und Turbulenz, Berlin 1916, und E. Beyerhaus, Die wirbelige Fließbewegung und das Voreilen treibender Schiffe, Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, S 310

hältnisse unterhalb des Schnittes  $B$  im allgemeinen ungeändert, da für eine bestimmte Wasserführung die Lage des Wasserspiegels und der Energielinie nur von der Querschnittsgestalt und der Rauigkeit des Bettes unterhalb des betrachteten Querschnittes abhängt. Nur ausnahmsweise macht sich bei sehr unregelmäßiger Bettform auch ein Einfluß, der von dem oberhalb anschließenden Flußbett ausgeht, bemerkbar, wenn hier Wellen erzeugt werden, die sich stromabwärts fortpflanzen, wenn bei plötzlichen Querschnittsänderungen die Bildung von Wasserwalzen eintritt, die einen Teil des Bettes unterhalb dem Abfluß entziehen, oder wenn durch ungleichmäßige Wasser-einleitung sonstige Störungen des Abflusses entstehen. Diese stromabwärts wirkenden Einflüsse treten aber meist nur auf kürzeren Flußstrecken in die Erscheinung.

Vom Schnitte  $B$  an aufwärts bewirkt die Verringerung der Wassertiefe, die einerseits durch die Sohlenhebung, andererseits aber durch die von dieser hervorgerufenen Wasserspiegelsenkung veranlaßt wird, eine Vergrößerung der Abflußgeschwindigkeiten und damit auch des Reibungsgefälles über den Wert  $J$  hinaus. Diese Vergrößerung des Reibungsgefälles erstreckt sich aufwärts bis dicht an den Schnitt  $A$  heran und ruft am Schnitt  $A$  eine Zunahme der Wassertiefe  $t_0$  um  $\Delta t_a$  hervor. Von dem dicht unterhalb des Schnittes  $A$  gelegenen Querschnitt an aufwärts tritt infolge der hier über den Wert  $t_0$  hinaus vergrößerten Wassertiefe und der durch diese hervorgerufene Abnahme der mittleren Abflußgeschwindigkeit eine Abflachung des Reibungsgefälles unter  $J$  hinunter ein. Infolgedessen nimmt der am Schnitt  $A$  die Höhe  $\Delta t_a$  aufweisende, durch die Sohlenhebung hervorgerufene Stau stromaufwärts allmählich an Größe ab. Der Stau reicht zwar theoretisch unendlich weit. Praktisch kann aber die Grenze des durch die Sohlenhebung zwischen  $A$  und  $B$  beeinflussten Gebietes etwa dort angenommen werden, wo eine durch den gestauten Wasserspiegel im Schnitt  $A$  gelegte wagerechte Linie die Flußsohle schneidet, d. h. in einer Entfernung von:

$$\text{XIII} \quad l = \frac{t_0 + \Delta t_a}{J} \text{ oder bei Vernachlässigung von } \Delta t_a \text{ von rund } l = \frac{t_0}{J}$$

oberhalb des Schnittes  $A$ .

Infolge der vermehrten Umsetzung von mechanischer Energie in Wärme, die durch die vergrößerte Abflußgeschwindigkeit auf der Strecke  $A-B$  hervorgerufen wird, muß die Energielinie bei gehobener Sohle vom Schnitt  $B$  an aufwärts um einen bis dicht an den Schnitt  $A$  heran allmählich zunehmenden Betrag höher liegen, als bei der nicht gehobenen Sohle.

Die Hebung der Energielinie erreicht dicht unterhalb des Schnittes  $A$  an derjenigen Stelle, an der die Wassertiefe wieder das Maß  $t_0$  erreicht, ihren Höchstwert  $\Delta e_{\text{mix}}$ . Von hier an aufwärts nimmt die Hebung der Energielinie, die im Schnitt  $A$  die Größe  $\Delta e_a$  besitzt, allmählich wieder ab, um dort zu verschwinden, wo die Aufstauung des Wasserspiegels endet.

Die Größe von  $\Delta t_a$  berechnet sich aus:

$$\text{XIV} \quad \Delta t_a = \Delta e_a + \Delta h - \Delta h_a$$

worin:

$$\text{XV} \quad \Delta h = \frac{q^2}{2g \cdot t_0^2} \quad \text{und:} \quad \Delta h_a = \frac{q^2}{2g (t_0 + \Delta t_a)^2}$$

die Geschwindigkeitshöhen für den ungestauten und für den gestauten Wasserspiegel im Schnitt  $A$  sind, und  $q$  die Abflußmenge auf 1 m Flußbreite bedeutet.

Bei **schießendem Wasserabfluß** (Textabb. 6) liegen die Verhältnisse ganz anders. Hier kann der Einfluß der Sohlenhebung sich nicht über den Schnitt  $A$  hinaus aufwärts erstrecken, da die Wellengeschwindigkeiten beim schießenden Wasser kleiner als die Fließgeschwindigkeiten sind, wodurch eine Übertragung der Wasserspiegeländerungen stromaufwärts unmöglich gemacht wird. Vom Schnitt  $A$  an abwärts nimmt bei Hebung der Flußsohle das Reibungsgefälle infolge der Zunahme der Wassertiefe und der dadurch bewirkten Abnahme der Abflußgeschwindigkeiten unter die Größe von  $J$  hinunter ab. Dies äußert sich durch eine Hebung der Energielinie derjenigen Lage gegenüber, welche die Energielinie bei gerade durchlaufender Sohle besitzt. Die durch das verminderte Reibungsgefälle bedingte Hebung der Energielinie beginnt

beim Schnitt  $A$  und nimmt stromabwärts an Höhe allmählich bis zu derjenigen Stelle zu, an der die über der Sohlenerhöhung vergrößerte Wassertiefe das Maß der Tiefe  $t_0$  beim ungestauten Abfluß wieder erreicht.

Infolge des verringerten Reibungsgefälles wird die Hebung des Wasserspiegels im Längenschnitt zwischen den Schnitten  $A$  und  $B$  sich nicht mehr, wie es bei Vernachlässigung des Reibungsgefälles der Fall ist, nach einer Trapezfläche vollziehen, deren Endpunkte in den Schnitten  $A$  und  $B$  um das Maß  $t_0$  über der Sohle liegen und deren obere Seite parallel zu dem ungestauten Wasserspiegel verläuft. Es tritt vielmehr eine Lage ein, die dann entsteht, wenn die obere Begrenzung eines solchen Trapezes um ihren im Schnitt  $A$  des Längenschnittes liegenden Endpunkt herum etwas abwärts gedreht wird, wobei die Wasserspiegellage im Schnitt  $B$  unter die Lage beim ungestauten Abfluß heruntergeht, wie dies die punktierte Linie in der Textabb. 6 zeigt. Daß der Wasserspiegel im Schnitt  $B$  trotz des verringerten Reibungsgefälles auf der Flußstrecke mit gehobener Sohle tiefer und nicht höher liegt als beim ungestauten Wasserlauf, ist auf die Hebung der Energielinie zurückzuführen, die bei ungeänderter Wasserführung bei schießendem Wasserabfluß eine Abnahme der Wassertiefe und daher vergrößerte Wassergeschwindigkeiten bedingt. Der Umstand, daß die — zur Erzeugung der infolge der Sohlenhebung auftretenden vergrößerten Abflußgeschwindigkeiten — im Schnitt  $B$  erforderliche Vergrößerung der Geschwindigkeitshöhe ( $\Delta h_b - \Delta h$ ) das Maß der Hebung der Energielinie infolge des verringerten Reibungsgefälles auf der Flußstrecke  $A-B$  ( $\Delta e_b$ ) an Größe übertrifft, erklärt die beim Schnitt  $B$  eintretende Senkung des Wasserspiegels, da infolge dessen:

XVI

$$\Delta h_b = \Delta e_b - (\Delta h_b - \Delta h)$$

negativ wird. (Textabb. 6.)

Von derjenigen Stelle an, an der die Wassertiefe in dem durch die Sohlenschwelle gestauten Fluß unter die Wassertiefe im ungestauten Fluß  $t_0$  hinuntergeht, hort die Verringerung des Reibungsgefälles und die Zunahme der Hebung der Energielinie im gestauten Fluß auf. Hier erreicht daher  $\Delta e$  seinen Höchstwert  $\Delta e_{\max}$ . Da die Wassertiefe stromabwärts von dieser Stelle im gehobenen Fluß unter die Tiefe im ungehobenen Fluß abnimmt, wachsen die Wassergeschwindigkeiten und das Reibungsgefälle von dieser Stelle an über die Größen hinaus, die sie im ungestauten Fluß aufweisen. Die Energielinie nähert sich dabei stromabwärts wieder der Lage, die sie im ungestauten Fluß besitzt und erreicht diese in einer gewissen Entfernung stromabwärts vom Querschnitt  $B$ . An dieser Stelle ist dann auch der Wasserspiegel im gestauten Wasserlauf wieder zur normalen Höhe bei gleichförmigem Abfluß im ungestauten Fluß angestiegen. Hier endet daher das durch die Sohlenschwelle beeinflusste Gebiet bei einem von Sinkstoffen freien und durch das Wasser nicht angreifbaren Flußbett.

Auch das Reibungsgefälle äußert sich demnach beim strömenden und beim schießenden Wasser sehr verschieden, vor allem dadurch, daß beim strömenden Wasser die Einwirkung auf den Wasserspiegel und die Lage der Energielinie sich stromaufwärts, beim schießenden Wasser aber stromabwärts geltend macht. Beim strömenden Wasser wird der Wasserspiegel und die Energielinie stromaufwärts der Stauursache gehoben, beim schießenden Wasser aber tritt stromabwärts der Stauursache eine Senkung des Wasserspiegels, gleichzeitig aber eine Hebung der Energielinie auf.

Wie aus den Textabb. 3 bis 6 ersichtlich ist, entstehen beim strömenden Wasser negative Gefälle dort, wo die Sohle stromabwärts fällt<sup>1</sup>, weil kinetische Energie in potentielle umgesetzt wird, wenn sich der Abflußquerschnitt vergrößert. Beim »schießenden« Abfluß tritt bei einem Wasserlauf mit freiem Spiegel — im Gegensatz hierzu — die Umsetzung kinetischer Energie in potentielle dort auf, wo eine Einschränkung des Bettes stattfindet, d. h. bei gleichbleibender Breite des Bettes dort, wo die Flußsohle sich stromabwärts hebt, weil in diesem Fall trotz der Einschränkung des Bettes durch die Hebung des Wasserspiegels eine Vergrößerung des Abflußquerschnittes hervorgerufen wird.

Bei der an den beiderseitigen Endstrecken der Textabb. 3 und 4 gewählten Lage der Energielinie 2 m über der Sohle würde der Wasserabfluß den Höchstwert bei

<sup>1</sup> Das gleiche ist der Fall, wenn eine Querschnittserweiterung durch das Zurücktreten der Ufer oder durch das Endigen von Einbauten hervorgerufen wird.

einer Wassertiefe von:  $t'_0 = \frac{2}{3} \cdot 2,0 = 1,333$  m mit 4,82 cbm/Sek erreichen. Die Wassertiefe von 1,333 m bildet daher für die angenommene Höhenlage der Energielinie über der Sohle die theoretische Grenztiefe  $t'_0$  zwischen der »strömenden« und der »schießenden« Bewegung des Wassers.

Die theoretisch abgeleitete Grenztiefe  $t'_0$  stimmt aber nicht oder doch jedenfalls nicht immer mit der tatsächlich beobachteten genau überein. Wie Versuche im Karlsruher Flußbaulaboratorium gezeigt haben, beginnt vielmehr in Wirklichkeit das Wasser zuweilen schon zu schießen, ehe die mittlere Tiefe auf  $t'_0$  abgenommen hat. Dies erklärt sich wohl daraus, daß bei der ungleichmäßigen Verteilung der Geschwindigkeiten über die Querschnitte an einzelnen Stellen die das Schießen hervorrufende Geschwindigkeit schon erreicht wird, ehe die mittlere Geschwindigkeit der ganzen Querschnitte die zum Schießen erforderliche Größe erlangt hat, und daß das an einzelnen Stellen eingeleitete Schießen sich dann auf den ganzen Querschnitt fortpflanzt.

Die Beachtung der Grenztiefe  $t'_0$  ist für den Flußbau von besonderer Wichtigkeit. Namentlich bei den großen wasserreichen Flüssen wird man nach Möglichkeit versuchen, das Auftreten schießenden Wassers zu verhindern, weil beim schießenden Abfluß nicht nur erheblich größere Wassergeschwindigkeiten auftreten, als sie bei einer gleich großen Wasserableitung beim strömenden Abfluß vorkommen, sondern vor allem auch deshalb, weil die Abflußvorgänge beim Schießen des Wassers weit weniger bekannt sind, als die beim Strömen.

Wenn die Wassertiefe in einem Fluß soweit abgenommen hat, daß die Wassergeschwindigkeiten sich der theoretischen oberen Strömungs-Grenzgeschwindigkeit nähern, in manchen Fällen aber auch schon früher, wird der Wasserabfluß wenig beständig. Kleine äußere Einflüsse können dann starke Änderungen der Höhenlage des Wasserspiegels hervorrufen. Es erklärt sich das aus der theoretisch leicht nachweisbaren Tatsache, daß für eine gegebene Abflußmenge bei Wassertiefen, die dicht an der Grenztiefe  $t'_0$  liegen, schon ganz kleine Änderungen der Höhenlage der Energielinie über der Flußsohle [ $H$  in Textabb. 1] beträchtliche Verschiebungen des Wasserspiegels bedingen. Infolge dieser Empfindlichkeit des Wasserspiegels gegen Änderungen in der Höhenlage der Energielinie, bzw. der Sohle wird Wasser nicht leicht auf eine größere Lauflänge in einer Wassertiefe abfließen, welche der Grenztiefe zwischen dem Strömen und dem Schießen  $t'_0$  nahekommt. Das Wasser zeigt vielmehr die Neigung, mit einer plötzlichen starken Abnahme der Wassertiefe vom Strömen zum Schießen, bzw. mit einer plötzlichen Zunahme seiner Tiefe vom Schießen zum Strömen überzugehen. Da diese plötzlichen Änderungen der Wassertiefe bis zu 20—30% der theoretischen Grenztiefe  $t'_0$  und mehr ausmachen können, entstehen an denjenigen Flußstellen, an denen das Schießen beginnt bzw. endet, »Wechselstrecken«, mit stark fallendem oder stark steigendem Wasserspiegel.

Während die Senkung des Wasserspiegels beim Übergang vom Strömen zum Schießen bei stetig sich ändernden Querschnitten fast ohne Wellenbildung erfolgen kann, und das schießende Wasser dann sogar eine glattere Oberfläche zu zeigen pflegt, als das strömende Wasser oberhalb, erfolgt der Wechsel des Fließzustandes des Wassers vom schießenden zum strömenden Abfluß gewöhnlich durch ein steiles Ansteigen des Wasserspiegels mit stromabwärts anschließenden stehenden Querwellen von oft beträchtlicher Höhe. Diese Wellen können auf dem bereits strömenden Wasser in zahlreichen Zügen hintereinander auftreten und verschwinden erst in größerer Entfernung von der Wechselstrecke. Bei einem nur vorübergehenden Wechsel des Fließzustandes vom Strömen zum Schießen rücken die beiden, das schießende Wasser begrenzenden Wechselstrecken dicht aneinander. Es entsteht dann eine schmale Furche bzw. eine Senkung quer über den Flußlauf hinüber, an die sich stromabwärts stehende Wellen anschließen. Beim vorübergehenden Übergang schießenden Wassers in den Fließzustand des Strömens bildet sich dagegen eine einzige stehende Welle, die quer über den Wasserlauf hinüberreicht und unter Umständen eine auffallende Höhe besitzt.

Untersuchungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium haben gezeigt, daß bei Wassertiefen, die sich der Grenztiefe  $t'_0$  nähern, bei stromabwärts zunehmender Breite des Bettes lebhaft schießendes Wasser auftreten kann. Das Schießen des Wassers beginnt dabei auffallender Weise etwa gerade an der Stelle, an der sich das

Bett verbreitert, während nach der Theorie erwartet werden sollte, daß in der breiteren Flußstrecke infolge der Abnahme der Geschwindigkeit kein Anlaß für einen Übergang vom Strömen zum Schießen vorliegt. Denn bei ebener Sohle vergrößert sich beim strömenden Wasser mit der Breite des Bettes auch die Tiefe des Wassers, da sich für die Strecke, in welcher die Verbreiterung stattfindet, ein negatives Geschwindigkeitsgefälle berechnet, das die Wassertiefe sogar bei wagerechter Flußsohle stromabwärts anwachsen läßt, wenn, wie es gewöhnlich der Fall ist, dieses negative Geschwindigkeitsgefälle das positive Reibungsgefälle an Größe übertrifft. Daß trotzdem zuweilen in einer Übergangsstrecke, in der sich das Flußbett stromabwärts verbreitert, das Wasser deutlich wahrnehmbar zu schießen beginnt, läßt sich folgendermaßen erklären:

Das betrachtete Flußbett (Textabb. 7) habe durchlaufend die gleiche Rauigkeit der Bettwandungen und das gleiche Sohlengefälle  $J$ . Die Flußstrecke I—II besitze die Breite  $B'$ , die weiter stromaufwärts liegende schmalere Flußstrecke III—IV aber  $B''$ .

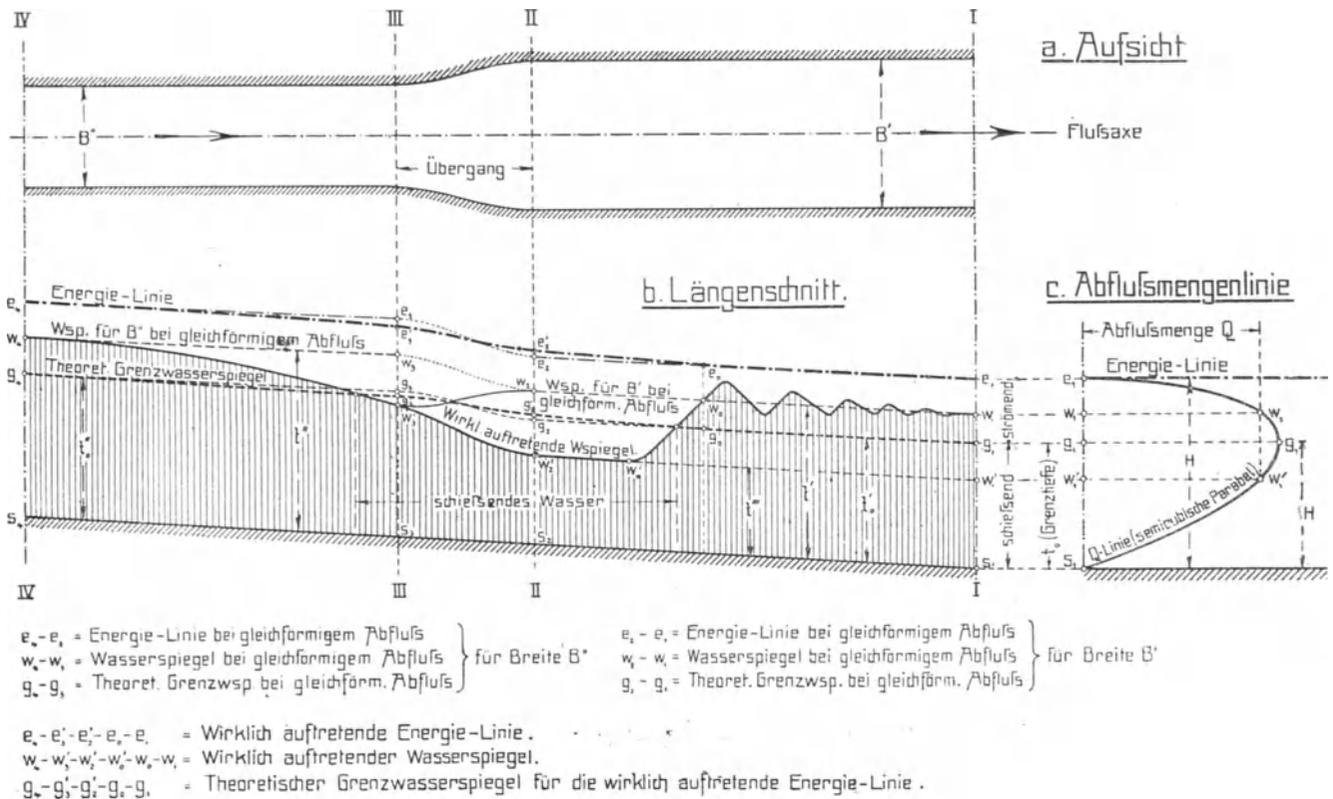


Abb.7. Darstellung des Einflusses einer Profilverbreiterung auf die Wasserspiegellage.

Auf der zwischen beiden Flußstrecken liegenden Übergangsstrecke II—III verringere sich die Breite stromaufwärts allmählich von  $B'$  auf  $B''$ . Beim gleichförmigen Abfluß einer bestimmten Wassermenge  $Q$ , bei dem der Wasserspiegel parallel zur Flußsohle verläuft, besitze die Flußstrecke I—II die Wassertiefe  $t'$ , die Flußstrecke III—IV aber die Wassertiefe  $t''$ , wobei angenommen werden soll, daß das Gefälle der Sohle so schwach sei, daß  $t'$  und  $t''$  größer sind als die Grenztiefen  $t'_0$  und  $t''_0$ , die sich aus Formel IX zu:

$$t'_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B'^2 \cdot g}} \quad \text{und:} \quad t''_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B''^2 \cdot g}}$$

berechnen, so daß auf beiden Flußstrecken das Wasser strömend abfließt. Die Tiefen  $t'$  und  $t''$  lassen sich aus den bekannten Abflußformeln für den gleichförmigen Abfluß bestimmen. Die Wassertiefe  $t'$  im breiteren Bett muß kleiner sein, als die Tiefe  $t''$  im schmaleren Bett. Der Wasserspiegel wird sich nun aber im Flußbett keineswegs so einstellen, daß er in der Flußstrecke I—II nach  $w_1 - w_2$  und in der Flußstrecke III—IV nach  $w_3 - w_4$  verläuft, und daß sich auf der zwischen II und III liegenden Übergangsstrecke die Wasserspiegellage etwa nach  $w_2 - w_3$  ausbildet. Da das Wasser im Flußbett

strömend abfließt, stellt sich der Wasserspiegel stromaufwärts fortschreitend nach den Verhältnissen des unterhalb liegenden Bettes ein. Er wird daher durch den Punkt  $w_1$  hindurchgehen, der im Schnitt I liegt, an dem die durch die Breitenänderung des Bettes bedingte Beeinflussung des Wasserspiegels endet. Würde sich von diesem Punkte an aufwärts der Wasserspiegel weiter nach der Linie  $w_1-w_2$  einstellen, so daß sich der gleichförmige Wasserabfluß bis zum Schnitt II aufwärts erstreckte, so würde vom Punkte  $w_2$  an der Wasserspiegel nicht nach der Linie  $w_2-w_3$  weiter stromaufwärts ansteigen, sondern im Gegenteil etwa nach der Linie  $w_2-w_3'$  abfallen, da im oberhalb anschließenden engeren Bett die Abflußgeschwindigkeit größer ist und daher auf der Übergangsstrecke ein negatives Gefälle auftreten muß, indem sich bei dem verzögerten Abfluß Bewegungsenergie in potentielle Energie umsetzt. Das Oberflächengefälle wird deshalb negativ sein, da das infolge des verzögerten Abflusses auftretende negative Geschwindigkeitsgefälle im allgemeinen das stets positive Reibungsgefälle an Größe erheblich übertrifft. Oberhalb des Schnittes III wird der Wasserspiegel ausgehend vom Punkte  $w_3'$  ein Gefälle annehmen, das steiler als das Gefälle  $J$  der Flußsohle ist, da die Verringerung der Wassertiefe unter  $t''$  hinunter das Reibungsgefälle infolge der vergrößerten Abflußgeschwindigkeit über den Wert  $J$ , der bei gleichförmigem Wasserabfluß bei der Tiefe  $t''$  auftritt, hinaus anwachsen läßt, zumal bei der infolgedessen stromaufwärts zunehmenden Wassertiefe und dem dadurch hervorgerufenen beschleunigten Abfluß hier auch noch ein positives Geschwindigkeitsgefälle auftreten muß. Das Oberflächengefälle wird dann stromaufwärts allmählich abnehmen und endlich etwa vom Schnitt IV an, der gewöhnlich in beträchtlicher Entfernung vom Schnitt III liegt, wieder die Größe  $J$  erreichen. Der Wasserspiegel stellt sich dabei nach der Senkungslinie  $w_3'-w_4$  ein. Auf diese Weise würde der Wasserspiegel  $w_1-w_2-w_3'-w_4$  entstehen. Bei dieser Ausbildung des Wasserspiegels kann nun aber die beim Schnitt III auftretende Senkung des Wasserspiegels so stark sein, daß die Wassertiefe unter die Grenztiefe  $t''_0$  absinkt, wie es im Längenschnitt Textabb. 7 b. der Fall ist. Erreicht das Wasser aber den Schnitt III im Punkt  $w_3'$  schießend, so ändert sich die Wasserspiegellage in der Übergangsstrecke grundsätzlich, indem nunmehr die stromabwärts eintretende Querschnittserweiterung eine Zunahme der Abflußgeschwindigkeit und eine starke Senkung des Wasserspiegels hervorruft, wie dies früher an der Hand der Textabb. 4 und 6 besprochen wurde. Der Wasserspiegel, dessen Lage beim schießenden Wasser stromabwärts fortschreitend festgelegt werden muß, senkt sich daher etwa nach der Linie  $w_3'-w_2'$  stromabwärts noch weiter. Das Wasser tritt dabei schießend in die breitere Flußstrecke I—II ein, in der das im Unterlauf strömende Wasser seinen normalen Spiegel nach der Linie  $w_1-w_2$  einzustellen versucht. Dabei spielt sich zwischen den Schnitten I und II ein Kampf zwischen dem strömenden Wasser, das seinen Fließzustand auch stromaufwärts zur Geltung zu bringen bestrebt ist, und dem schießenden Wasser, welches das strömende Wasser stromabwärts zurückzudrängen versucht, ab. Der Übergang vom schießenden zum strömenden Wasser findet dabei auf einer kurzen Wechselstrecke mit stromabwärts schnell zunehmenden Wassertiefe und starkem Gegengefälle statt, wobei sich als Nachwirkungen des Kampfes zwischen dem schießenden und dem strömenden Wasser unterhalb der Wechselstrecke stehende Wellen ausbilden, die stromabwärts allmählich an Höhe abnehmen. Der so entstehende Wasserspiegel ist in der Textabb. 7 b durch die starke Linie  $w_4-w_3'-w_2'-w_0-w_1$  dargestellt. Die zugehörige Energie-Linie ist die Linie  $e_4-e_3'-e_2'-e_0-e_1$ .

Für die Bestimmung der Stelle, an welcher der Wechsel vom schießenden zum strömenden Wasser stattfindet, fehlen zurzeit noch die Grundlagen. Die Lage der Wechselstrecke hängt aber im wesentlichen von der Rauigkeit des Flußbettes und von den Größen der Wassertiefen  $t''$  und  $t'$  ab. Sie verschiebt sich stromabwärts, wenn eine dieser beiden Wassertiefen oder wenn die Rauigkeit des Flußbettes bei ungeändertem Abfluß an Größe abnimmt.

Es bedarf keiner näheren Begründung, daß die auf diese Weise hervorgerufene Wasserspiegellage eine unerwünschte ist, da namentlich auf der Strecke am Ende des Überganges sehr große Wassergeschwindigkeiten auftreten, und da hier auch bei einem durchlässigen, feinkörnigen Bett eine Lockerung der Sohle durch Grundwasseraustritt infolge der verminderten Wasserauflast zu befürchten steht. Wegen dieser schädlichen Wirkungen sollten, wo die Grenztiefe nahezu erreicht wird, Änderungen der Flußbreite

möglichst vermieden werden. Wo diese Breitenänderungen aber nicht zu vermeiden sind, müssen die schädlichen Wirkungen des unregelmäßigen Wasserabflusses durch die Ausbildung sehr schlanker Übergänge und durch starke Sohlenbefestigungen in ihrer Wirkung möglichst abgeschwächt werden.

Was die Größe der Wasserspiegelgefälle anbelangt, bei der die Grenztiefe in Größe der Grenzgefälle. einem Wasserlauf eintritt, so schwankt dieselbe mit der Rauigkeit der Wandungen des Bettes und mit der Wassertiefe, bzw. der Größe des hydraulischen Radius sehr erheblich. Wird das Spiegelgefälle  $J'_0$ , bei welchem bei gleichförmigem Abfluß einer bestimmten Wassermenge in einem gegebenen Bett die Grenzlage des Wasserspiegels erreicht wird, mit dem Namen »**Grenzgefälle**« bezeichnet, so läßt sich dieses Gefälle für ein im Verhältnis zur Tiefe breites Bett mit wagerechter Sohle aus Formel VII berechnen, indem gesetzt wird:

XVII 
$$u_{st}' = \sqrt{g \cdot t_0'} = \sqrt{g \cdot R'} = c \sqrt{R' \cdot J'_0}$$

Bei einem im Verhältnis zur Tiefe breiten Bett kann nämlich ausreichend genau:  $t_0' = R'$  gesetzt werden. Aus Formel XVII ergibt sich aber:

XVIII 
$$J'_0 = \frac{g}{c^2}$$

Wird der Wert  $c$  nach der mit dem Zusatzglied 0,03 m verbesserten Formel von Ganguillet und Kutter<sup>1</sup> bestimmt, so ergibt sich:

XIX 
$$J'_0 = \left\{ \frac{1 + \left( 23 + \frac{0,00155}{J'_0} \right) \frac{n'}{\sqrt{R' + 0,03}}}{23 + \frac{1}{n'} + \frac{0,00155}{J'_0}} \right\}^2 \cdot g$$

Diese Formel gestattet die Berechnung des Wertes von  $J'_0$  für gegebene Werte von  $n'$  und  $R'$ . Für den hydraulischen Radius  $R' = 0,97$  m oder rund  $R' = 1,0$  m erhält die Formel XIX die einfache Gestalt:

XX 
$$J'_0 = n'^2 \cdot g$$

Für Werte von  $R'$  über oder unter 1,0 m ist dagegen die Formel XIX als Gleichung 3. Grades aufzulösen. Für die als Grenzwerte zu betrachtenden Größen des Rauigkeitsbeiwertes  $n' = 1:30$  und  $n' = 1:90$  für Wildbäche mit stark verwildertem steinigem Bett bzw. für Kanäle mit sehr glatten Wandungen, sowie für die Zwischenwerte  $n' = 1:50$  und  $n' = 1:70$  ergeben sich für die hydraulischen Radien: 10 m, 3 m, 1,0 m, 0,3 m, 0,1 m, 0,03 m und 0,01 m die aus der beigefügten Zusammenstellung ersichtlichen Werte:

Zusammenstellung von Grenzgefällen  $J'_0$  für verschiedene Werte von  $n'$  und  $R'$ .

$R' =$	10,0 m	3,0 m	1,0 m	0,3 m	0,1 m	0,03 m	0,01 m	
$n' = 1/90$	1/1130	1/1000	1/830	1/610	1/432	1/300	1/240	für sehr glattes Bett
$n' = 1/70$	1/730	1/630	1/500	1/350	1/420	1/150	1/120	für glattes Bett
$n' = 1/50$	1/420	1/340	1/260	1/160	1/103	1/63	1/49	für rauhes Bett
$n' = 1/30$	1/190	1/140	1/93	1/51	1/29	(1/16)	(1/12)	für sehr rauhes Bett

Aus den Werten dieser Zusammenstellung geht hervor, daß die Grenzgefälle in sehr erheblichem Umfang schwanken und mit zunehmenden Größenverhältnissen des Bettes und mit abnehmender Rauigkeit der Wandungen stark abnehmen.

Während die größeren Ströme des Flachlandes meist Gefälle zeigen, die erheblich kleiner als die aus der Zusammenstellung hervorgehenden Grenzgefälle sind, so daß bei ihnen das Auftreten schießenden Wassers höchstens an Stellen mit plötzlichen Gefällstufen befürchtet zu werden braucht, kommen bei den kleineren Wasserläufen,

<sup>1</sup> Die Einfügung dieses Zusatzgliedes wird im zweiten Teil, Seite 45, begründet.

namentlich im Gebirge, häufig Gefälle vor, welche die ermittelten Grenzgefälle an Größe übertreffen, so daß bei diesen das Auftreten schießenden Wassers erwartet werden muß und auch tatsächlich vielfach beobachtet wird. Bei solchen Gebirgsflüssen kommt dann auch zuweilen ein häufiger Wechsel zwischen Flußstrecken mit strömendem und solchen mit schießendem Wasser vor, wobei die besprochenen Unregelmäßigkeiten des Wasserspiegels auftreten, die sich in Wellenbildungen, Gegengefällen und Wasserwalzen äußern. Die Verhältnisse werden dadurch noch verwickelter, daß für die schneller fließenden Wasserschichten in der Flußmitte die Grenzgefälle kleiner sind, als für das in der Nähe der Ufer und dicht über der Sohle abfließende Wasser. Daraus erklärt sich auch, daß in einem Wasserlauf schon der schießende Wasserabfluß beobachtet werden kann, ehe nach der für den ganzen Querschnitt ausgeführten theoretischen Untersuchung die Grenzgeschwindigkeit erreicht ist. Das in diesem Fall eintretende Schießen des Wassers nur im mittleren Teil des Bettes macht das Abflußbild besonders schwer verständlich, weil dabei Querströmungen, Schrägwellen und Teilwalzen entstehen und auch häufig periodische Wechsel in der Art der Wasserbewegung vorkommen.

### B. Die negativen Oberflächengefälle.

Negative Oberflächen-  
gefälle.

Vielfach wird bei der Berechnung der Wasserspiegellage eines fließenden Gewässers angenommen, daß die **negativen Oberflächengefälle**, welche sich aus den Berechnungen bei verzögertem Wasserabfluß infolge des dann negativ werdenden Geschwindigkeitsgefälles ergeben, in Wirklichkeit nicht in die Erscheinung treten, daß vielmehr die beim verzögerten Wasserabfluß freiwerdende kinetische Energie durch innere Reibungsarbeit aufgezehrt werde. Diese im praktischen Wasserbau weit verbreitete Anschauung, die auch in den meisten Lehrbüchern des Wasserbaues und der Hydraulik vertreten wird, ist durchaus falsch, wie sich aus theoretischen Erwägungen ergibt, und wie auch Beobachtungen in der Natur und an Modellen gezeigt haben.

Modellversuch für die  
Pegnitz-Umleitung in  
Nürnberg.

Bei Modellversuchen, die anläßlich eines Gutachtens über die Umleitung des Hochwassers der Pegnitz durch die Stadt Nürnberg für die Bayerische Regierung im Karlsruher Flußbaulaboratorium durchgeführt wurden, konnte z. B. für ein trompetenförmig sich erweiterndes Auslaufbauwerk des für die Ableitung von 350 cbm/Sek bestimmten Hochwassertunnels, dessen Längenschnitt sowie drei Querschnitte in Textabb. 8 dargestellt sind, festgestellt werden, daß die rechnermäßig ermittelten, negativen Spiegelgefälle beim verzögerten Abfluß des Wassers in einem Bett mit stetigen Begrenzungen tatsächlich in voller Größe auftreten. Aus dem Längenschnitt Textabb. 9, in dem die rechnermäßig ermittelten Wasserspiegellinien für ein im Maßstab 1 : 50 ausgeführtes Modell mit der durch Aufmessung festgelegten Spiegellage in 50-facher Verzerrung zusammengestellt wurden, geht dies deutlich hervor. Die tatsächlich gemessene Gefällinie für den Abfluß von 350 cbm Wasser in der Sekunde durch das sich allmählich auf 60,7 m Sohlenbreite erweiternde Auslaufbauwerk des 9,45 m breiten, in einer Höhe von 8,35 m mit Wasser gefüllten Hochwassertunnels ist durch die ausgezogene Wellenlinie dargestellt. Die für drei in Frage kommende verschiedene Rauigkeitsgrade der Modellwandungen berechneten Gefälllinien sind die durch lotrechte Schraffur zusammengefaßten punktierten Linien. Abgesehen von den im verzerrten Maßstab übermäßig stark in die Erscheinung tretenden Wellen, die sich aus kleinen Abweichungen von der Stetigkeit der Übergänge der Querschnittsgrößen im Modell erklären, fällt die aufgemessene Linie mit den berechneten Linien gut zusammen.<sup>1</sup>

Aus diesem Modellversuch im Maßstab 1 : 50, bei dem für den Hochwasserabfluß von 350 cbm/Sek ein Gegengefälle von rund 2 cm Höhe beobachtet wurde, das für die wirklichen Verhältnisse einem Gegengefälle von 1 m entspricht, konnte unter Berücksichtigung des im Modellversuch vorhandenen rechnermäßig mit ausreichender Genauigkeit feststellbaren Mehrbetrages des Reibungsgefälles, dem wirklich auftreten-

<sup>1</sup> Die Übereinstimmung der beobachteten Wasserspiegellinie mit der berechneten würde eine noch vollkommene sein, wenn bei der Berechnung auf die ungleichmäßige Verteilung der Wassergeschwindigkeiten in den einzelnen Querschnittsteilen und auf das Auftreten eines schmalen, durch die Krümmung der Axe des Auslaufbeckens hervorgerufenen Gebietes toten Wassers am rechten Ufer unterhalb des Querschnittes + 70 m Rücksicht genommen worden wäre.

den gegenüber, darauf geschlossen werden, daß bei der Abnahme der mittleren Wassergeschwindigkeit von 5,32 m/Sek auf 2,11 m/Sek in dem 137 m langen Auslaufbauwerk ein Gegengefälle von 1,15 bis 1,2 m auftreten wird, d. h. ein Gefälle von solcher Größe, daß seine Nichtberücksichtigung zu einer ganz unrichtigen Anlage führen müßte.

Abb.8. Querschnitte und Längenschnitt durch das Auslaufbauwerk der Hochwasser-Umleitung der Pegnitz in Nürnberg. M=1:1000.

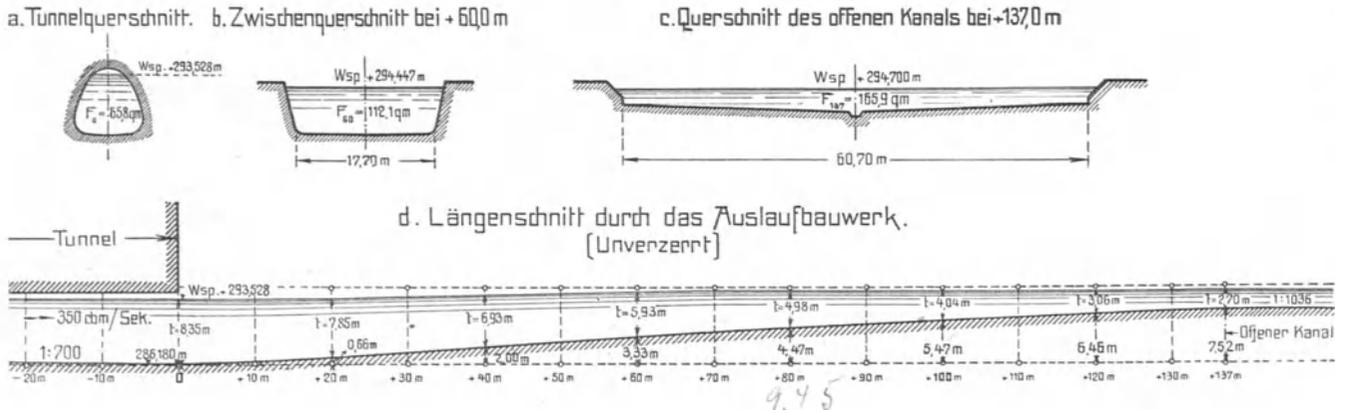
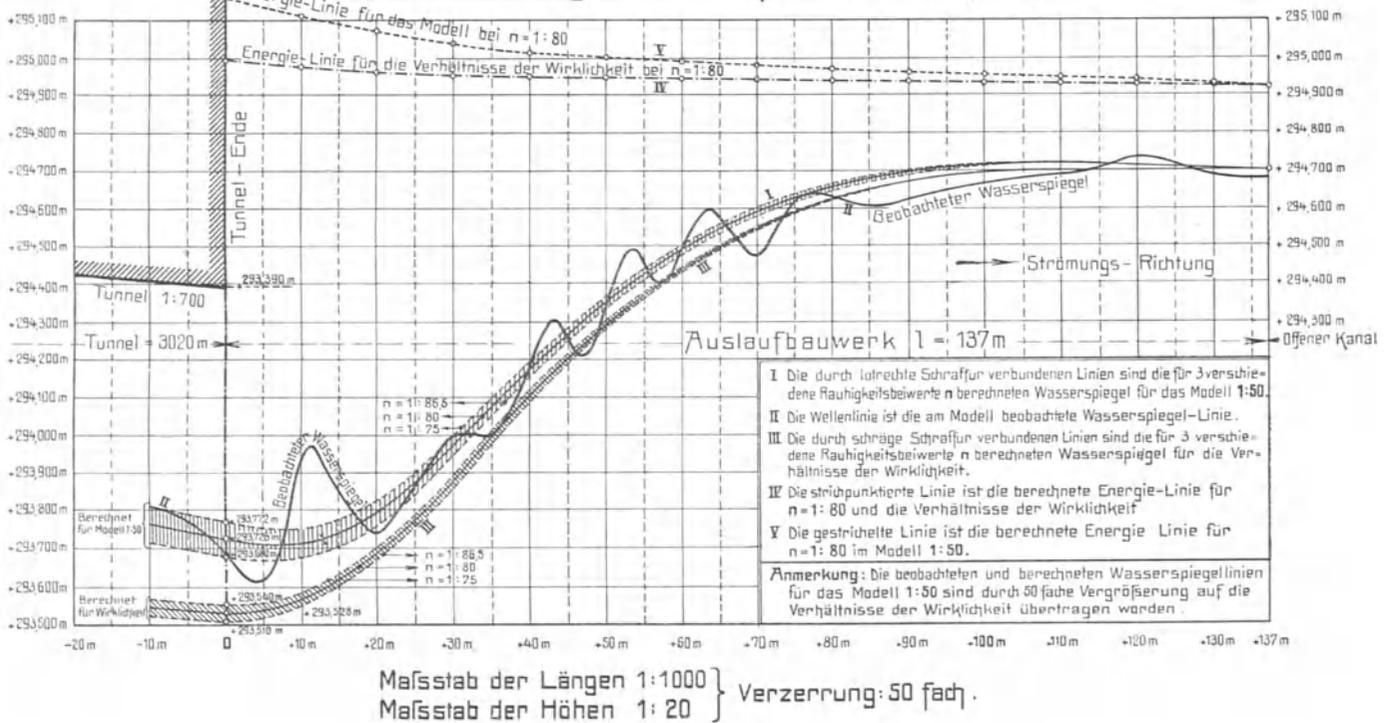


Abb.9. Wasserspiegel-Linien im Auslaufbauwerk der Hochwasser-Umleitung der Pegnitz in Nürnberg bei einem Abflufs von 350 cbm/Sek.



Die übliche, völlig unberechtigte **Vernachlässigung** der sich rechnermäßig ergebenden negativen Glieder für das Geschwindigkeitsgefälle, wie sie namentlich bei der Berechnung von Stauspiegeln bei Wehren fast allgemein vorgenommen wird, hat nur deshalb nicht schon häufiger zu schweren Schädigungen geführt, und konnte solange unbeanstandet beibehalten werden, weil es sich bei der Bestimmung der Staulinien der Wehre meist um verhältnismäßig kleine Fließgeschwindigkeiten auch des ungestauten Wassers handelt, deren Geschwindigkeitshöhen nur selten eine Größe von einigen Zentimetern überschreiten und daher gegenüber den meist viel größeren Reibungsgefällen längerer Staustrecken nicht allzusehr ins Gewicht fallen. Bei großen Strömungsgeschwindigkeiten eines zu stauenden Wasserlaufes wird aber bei Vernachlässigung der negativen Geschwindigkeitsgefälle eine erheblich zu hohe Lage des gestauten Wasserspiegels und daher eine zu große Stauweite errechnet, wie dies tatsächlich bei aus-

Nachteil der Vernachlässigung der Gegengefälle.

geführten Kraftwerken vorgekommen ist und erst in der neuesten Zeit wieder zu einer schweren Schädigung bei einem großen Kraftwerk infolge ungenügender Ausnützung des vorhandenen Gefälles Anlaß gegeben hat.

Auch bei der Berechnung des durch Pfeilereinbauten hervorgerufenen Staus ist die Vernachlässigung der negativen Geschwindigkeitsgefälle allgemein üblich. Diese Berechnungen müssen daher zu einem unrichtigen Ergebnis führen.

Erfolgt die Erweiterung des Bettes stromabwärts nicht stetig, sondern unregelmäßig und sprungweise, so ist das Auftreten von Wasserwalzen, wie sie im Abschnitt D dieses Teiles noch besprochen werden sollen, zu erwarten. Diese Wasserwalzen erhöhen durch ihre starke Energie verzehrende Wirkung das Reibungsgefälle. Dabei kann es ausnahmsweise vorkommen, daß die Reibungsgefälle eine solche Größe erreichen, daß sie imstande sind, schwächere negative Geschwindigkeitsgefälle ganz auszugleichen. Trotz des verzögerten Abflusses wird in diesem Fall kein Gegengefälle wahrgenommen. Auf diesen Ausnahmefall ist wohl die Entstehung der unrichtigen Ansicht zurückzuführen, daß die rechnermäßig sich ergebenden negativen Gefälle in Wirklichkeit nicht in die Erscheinung treten.

### C. Der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf erzeugte Stau (Brückenstau.)

Die Bestimmung des durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Staus — der kurzweg »**Brückenstau**« genannt werden soll — gehört zu den schwierigsten Aufgaben der praktischen Hydraulik.

Die seither zur Festlegung des durch Einbauten erzeugten Staus angewandten Berechnungsverfahren bestanden entweder in der Benutzung der Formeln für unvollkommene Überfälle bei Grundwehren, wobei die Wehrhöhe gleich Null gesetzt wurde, oder aber in der Berechnung des Staus als Differenz der Geschwindigkeitshöhen in dem eingeschränkten Abflußquerschnitt zwischen den Einbauten und dem durch den Stau vergrößerten Abflußquerschnitt dicht oberhalb derselben.

Diese Verfahren können aber beide nicht als zuverlässige Mittel zur Berechnung des durch stehende Einbauten im Abflußquerschnitt eines Wasserlaufes erzeugten Staus betrachtet werden.

Die rechnerischen Grundlagen der **Formeln für den Wasserabfluß bei Überfällen** sind auf ziemlich willkürlichen Annahmen aufgebaut. Sie können erst eine gewisse Zuverlässigkeit durch die Bestimmung von Beiwerten erhalten, die nur auf dem Wege der Beobachtung möglich ist. Eine solche Bestimmung ist aber seither gerade bei den Formeln für unvollkommene Überfälle noch nicht in genügend sorgfältiger Weise durchgeführt worden, weil dabei erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden sind. Die Berechnung des Brückenstaus unter Anwendung von Überfallformeln leidet auch an dem Mangel, daß eine Formel, deren Zuverlässigkeit auf der experimentellen Bestimmung von Beiwerten beruht, für die Ermittlung eines Grenzwertes angewendet werden soll, wie es bei Einführung der Wehrhöhe Null geschieht. Das ist aber durchaus unzulässig. Bei der von Rühlmann vorgeschlagenen Verwendung der Formeln für unvollkommene Überfälle zur Berechnung des Brückenstaus wäre es auch unbedingt erforderlich, daß diese Formeln unter genauer Berücksichtigung des Einflusses der Seitenzusammenziehung des über den Wehrkörper fließenden Wassers aufgestellt wären, da gerade die seitliche Zusammenziehung des Wassers unter der Einwirkung der Widerlager und Pfeiler bei Bestimmung des Brückenstaus von großer Wichtigkeit ist. Das ist aber nicht der Fall. Der Einfluß der Seitenzusammenziehung auf die Abflußmengen bei Wehren ist seither erst sehr mangelhaft untersucht worden, und die gebräuchlichen Formeln für den Wasserabfluß bei unvollkommenen Überfällen berücksichtigen sogar die Seitenzusammenziehung meist überhaupt nicht. Die Verwendung dieser Formeln für die Berechnung des Brückenstaus kann daher unmöglich zu einem zuverlässigen Ergebnis führen.

Bei der Berechnung des Brückenstaus **als Differenz der Geschwindigkeitshöhen** des Wassers zwischen den Einbauten und oberhalb derselben, wobei strenggenommen auch noch das vermehrte Reibungsgefälle zwischen den Einbauten berücksichtigt werden muß<sup>1</sup>, wird aber der Fehler gemacht, daß die negativen Gefälle, die

<sup>1</sup> Siehe Bubendey, Praktische Hydraulik. Wilhelm Engelmanns Verlag Leipzig, 1911, Seite 121.

bei strömendem Wasser beim Austritt aus dem eingeschränkten Querschnitt infolge des verzögerten Abflusses entstehen, vernachlässigt werden. Dies ist, wie im vorigen Abschnitt gezeigt wurde, nicht zulässig. Die verzögerte Bewegung beim Austritt strömenden Wassers aus dem eingeschränkten Querschnitt zwischen den Einbauten ruft Absenkungen des Wasserspiegels unter die in dem von Einbauten freien Wasserlauf vorhandene Lage hervor. Diese »Senken«, die unter Umständen sehr beträchtlich werden können, treten bei strömendem Abfluß stets zwischen den Einbauten auf. Sie erstrecken sich aber meist auch noch in das unterhalb anschließende Flußbett mit ungeschränktem Querschnitt. Dadurch ändern sich aber die Grundlagen der Berechnung vollständig und die üblichen Verfahren zur Bestimmung des Brückenstaus, bei denen von einer durch die Einbauten ungeänderten Höhenlage des Wasserspiegels zwischen den Einbauten ausgegangen wird, verlieren ihre Berechtigung. Immerhin kann dieses Verfahren in gewissen Fällen näherungsweise richtige Werte liefern<sup>1</sup>.

Auch das von Freytag vorgeschlagene Reduktionsverfahren beseitigt den grundlegenden Fehler nicht, daß die durch die Einbauten hervorgerufene Absenkung des Wasserspiegels bei strömendem Abfluß unter die normale, in dem von Einbauten freien Fluß bestehende Lage vernachlässigt wird.

Wie außerordentlich unsicher die Berechnung des durch Einbauten hervorgerufenen Staus nach den gebräuchlichen Berechnungsverfahren ist, zeigen die starken Abweichungen im Ergebnis bei Anwendung der verschiedenen vorgeschlagenen Formeln für die Berechnung des Brückenstaus bei den gleichen Verhältnissen. Weyrauch<sup>2</sup> erhielt bei Berechnung nach den Formeln von d'Aubuisson, Rühlmann und Wex für 2 in den gleichen Wasserlauf eingebaute Stropfwehre zwischen 0,14 m und 0,56 m schwankende Stauhöhen. Da diese Werte sich wie 1:4 verhalten, gestatten sie keinerlei zuverlässige Schlüsse auf die Größe des wirklichen Brückenstaus.

Der »Brückenstau« ist die durch die vermehrte Reibungsarbeit zwischen und unterhalb der Widerlager- und Pfeilereinbauten hervorgerufene Hebung des Wasserspiegels dicht oberhalb der Einbauten derjenigen Lage gegenüber, die der Wasserspiegel im Wasserlauf ohne Einbauten bei der gleichen Abflußmenge aufweisen würde. Die Vergrößerung der Reibungsarbeit wird durch die Zunahme des benetzten Umfanges, durch die Steigerung der Geschwindigkeiten zwischen den Einbauten, vor allem aber durch die auftretenden Querströmungen, sowie durch Wirbel- und Walzenbildungen hervorgerufen. Eine besonders starke Zunahme der Gefälle muß eintreten, wenn Ufer- oder Seitenwalzen auftreten, da die Wasserwalzen, wie später näher ausgeführt werden soll, erhebliche Energiemengen verzehren, d. h. in Wärme umsetzen.

Ursache des Brückenstaus.

Obschon der Brückenstau durch vermehrte Reibungsarbeit hervorgerufen wird, ist er nur in verhältnismäßig geringem Umfang von der Rauigkeit der Wandungen des Bettes und der Einbauten abhängig.

Die Rauigkeit der Wandungen kann zwar insofern einen erheblichen Einfluß auf die Größe des Brückenstaus ausüben, als bei den gleichen Abflußmengen und beim gleichen Längengefälle des Bettes die Wassertiefen bei wachsender Rauigkeit der Bettwandungen stark zunehmen und dies eine Abnahme der Geschwindigkeiten und damit auch des Staus bedingt, dessen Größe sich etwa proportional dem Quadrat der Wassergeschwindigkeiten im ungestauten Wasserlauf ändert. Ist aber bei einer gegebenen Abflußmenge die Wassertiefe die gleiche, was auch bei verschiedenen Rauigkeiten des Bettes sehr wohl der Fall sein kann, wenn eine größere Rauigkeit der Bettwandungen durch ein entsprechend kleineres Längengefälle ausgeglichen wird, so ist die Größe des Staus bei dem rauheren Bett nur um einen geringen Betrag größer, als bei einem glatten Bett. Ebenso wird auch die kleinere oder größere Rauigkeit der Einbauten die Stauhöhe nur in engen Grenzen beeinflussen. Denn das durch die Wandreibung erzeugte Reibungsgefälle besitzt auch bei

<sup>1</sup> Es ist dies darauf zurückzuführen, daß der Fehler der durch die Annahme einer ungeänderten Höhenlage des Wasserspiegels zwischen den Einbauten gemacht wird, zum Teil durch den zu klein berechneten Wasserspiegelabfall beim Einlauf der Wasser zwischen die Einbauten ausgeglichen wird. Im allgemeinen ergibt sich aber bei Berechnung mit der Formel von d'Aubuisson eine zu große Stauhöhe, da bei der Annahme einer zu hohen Lage des Wasserspiegels zwischen den Einbauten eine zu große Höhenlage der Energie-Linie berechnet wird, aus der sich auch eine zu hohe Lage des gestauten Wasserspiegels oberhalb der Einbauten ergibt.

<sup>2</sup> Hydraulisches Rechnen, 3. Auflage. Konrad Wittwer's Verlag, Stuttgart 1915, S. 188.

rauen Wandungen keine solche Größe, daß es bei der meist nur geringen Längenerstreckung der Einbauten eine stärkere Beeinflussung der Höhenlage der Energie- linie und daher auch des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten hervorzurufen vermag. Die durch die Rauigkeit der Wandungen des Bettes und der Einbauten entstehenden Energieverluste im Einflußbereich der Einbauten treten daher stark gegenüber denjenigen zurück, welche die innere Arbeit des Wassers hervorruft, die namentlich durch die starke Ablenkung der Wasserfäden aus ihrer Fließrichtung und die dabei auftretende Mischung verschieden schnell fließender Wassermengen veranlaßt wird. Durch die ausgeführten Modellversuche wurde dies in überzeugender Weise bestätigt.

Da der Brückenstau durch die Vergrößerung der Reibungsarbeit verursacht wird, die sich rechnerisch nicht scharf erfassen läßt, können alle Versuche, die Größe des Brückenstaus rein theoretisch zu berechnen, zu keinem Ziele führen. Das heute wohl am meisten angewandte Berechnungsverfahren von d'Aubuisson soll die Höhe des zwischen den Einbauten auftretenden Wasserspiegelabfalles festlegen. Es bestimmt diesen Abfall aber bei strömendem Wasser zu klein, da bei der Berechnung die Höhenlage des Wasserspiegels zwischen den Pfeilern in der Höhe des Wasserspiegels bei fehlenden Einbauten angenommen wird, während sie tatsächlich infolge der unterhalb der Einbauten durch den verzögerten Abfluß hervorgerufenen Verminderung des Gefälles, die sich sogar meistens bis zum Auftreten eines Gegengefälles steigert, tiefer liegt. Die tiefere Lage des Wasserspiegels zwischen den Einbauten bedingt aber größere mittlere Wassergeschwindigkeiten, zu deren Erzeugung ein größerer Abfall des Wasserspiegels oberhalb erforderlich ist, als er sich aus der Formel von d'Aubuisson ergibt.

»Wirklicher« und »scheinbarer« Stau.

Aber auch wenn bei der Berechnung des zwischen den Einbauten auftretenden Wasserspiegelabfalles von der richtigen Höhenlage des Wasserspiegels am unteren Ende der Einbauten ausgegangen würde, wäre die berechnete Differenz der Geschwindigkeitshöhen in den Querschnitten zwischen und oberhalb der Einbauten nicht der gesuchte »wirkliche Stau  $z$ «, das heißt die durch die Einbauten erzeugte größte Hebung des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten, sondern der Höhenunterschied zwischen dem um  $s_0$  gesenkten Wasserspiegel am unteren Ende der Einbauten und dem durch die Einbauten um  $z$  gehobenen Wasserspiegel oberhalb der Einbauten. Dieser Höhenunterschied wurde in Textabb. 10 mit  $s$  bezeichnet. Dabei ist  $s = z + l \cdot J + s_0$ .

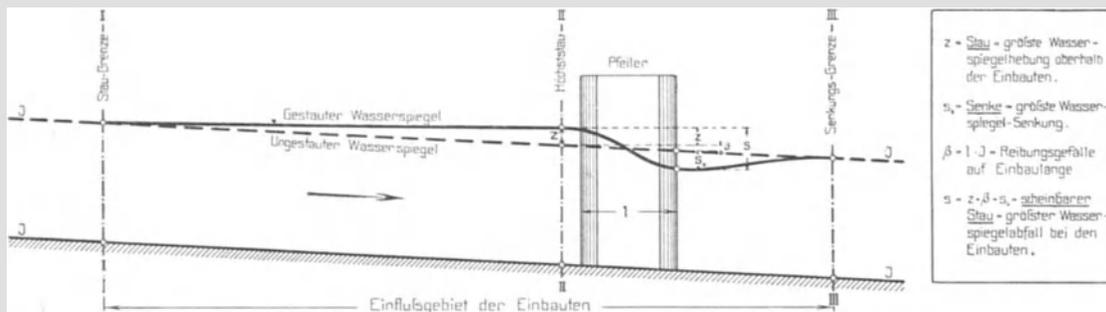


Abb.10. Schematische Darstellung des Einflusses von Pfeilereinbauten auf die Wasserspiegellage.

Der Wert » $s$ « ist treffend mit dem Namen »scheinbarer Stau« belegt worden, da er das an den Einbauten sichtbare und bei wagrechten Fugen leicht einschätzbare Wasserspiegelgefälle darstellt, das auf der Länge der Einbauten auftritt und meist mit dem »wirklichen Stau« verwechselt wird. Dieser »scheinbare Stau« ist aber erheblich größer als der »wirkliche Stau«. Er besitzt meist mehr als die doppelte Größe des wirklichen Staus und kann sogar bis zum Vier- bis Sechsfachen desselben und noch darüber hinaus anwachsen. Die Verwechslung des scheinbaren Staus mit dem wirklichen Stau ist demnach durchaus unzulässig.

Schwierigkeit der Beobachtung von Stauhöhen.

Auf dieser Verwechslung des scheinbaren mit dem wirklichen Stau sind auch die vielfachen Widersprüche in den Angaben über die Größe des durch Beobachtungen festgelegten Brückenstaus hauptsächlich zurückzuführen. Denn die Verwechslung des »scheinbaren« mit dem »wirklichen« Stau kommt nicht nur bei den Berechnungen

sondern sehr häufig auch bei den Angaben über **beobachtete Stauhöhen** vor, indem vielfach als »Stauhöhe« irrtümlich das durch Bestimmung des Höhenunterschiedes zwischen der Wasserspiegellage kurz oberhalb und kurz unterhalb der Einbauten festgelegte Maß angegeben wird. In diesen Fällen wird demnach bei den Beobachtungen ein ähnlicher Fehler gemacht, wie bei den Berechnungen, indem übersehen wird, daß auch unterhalb der Einbauten eine Beeinflussung der Wasserspiegellage durch den Einbau der Widerlager und Pfeiler stattfindet.

Zuverlässige Beobachtungen über die Größe der Einwirkung von Einbauten auf die Wasserspiegellage werden dadurch erschwert, daß ein unmittelbarer Vergleich des ungestauten und des gestauten Wasserspiegels bei Brücken- und Wehrbauten nicht möglich ist, weil die Erbauung von Pfeiler und Widerlagern viele Monate, zuweilen sogar Jahre in Anspruch nimmt, und weil auch meist die Wasserspiegellagen bei verschiedenen Abflußmengen vor der Herstellung der Einbauten nicht mit genügender Sorgfalt festgelegt wurden. Aus diesem Grunde ist es schwierig, nachträglich die frühere Wasserspiegellage in dem von Einbauten freien Wasserlauf zu bestimmen, welche einem bestimmten, in dem mit Einbauten versehenen Fluß beobachteten Wasserstand entspricht.

Nur sorgfältig durchgeführte und sich genügend weit stromaufwärts und stromabwärts erstreckende Einmessungen der Wasserspiegellagen bei verschiedenen Abflußmengen vor und nach Herstellung der Einbauten vermögen die Unterlagen für die genaue Bestimmung der Stauhöhen zu liefern. Dabei ist auch darauf zu achten, ob nicht bei der Erbauung der Brücken Änderungen im Flußbett selbst entstehen, welche den Wasserspiegel beeinflussen, wie dies bei Anbringung von Steinschüttungen, bezw. bei Ausbaggerungen oder Auskolkungen der Flußsohle der Fall sein kann.

Bei Bestimmung des Einflusses, den der Einbau von Widerlagern und Pfeilern in den Abflußquerschnitt eines Wasserlaufes auf die Wasserspiegellage ausübt, muß vor allem auch darauf geachtet werden, ob das Wasser in dem von Einbauten freien Wasserlauf »strömend« oder »schießend« zum Abfluß kommt, und ob bei strömendem Abfluß infolge der Wirkung der Einbauten nicht eine **Änderung des Fließzustandes** eintritt, indem das Wasser zwischen den Einbauten zu schießen beginnt.

Grundlagen für die Berechnung des Brückenstaus.

Da eine klare Einteilung der verschiedenen, bei der Aufstauung eines Wasserlaufes durch stehende Einbauten möglichen Wasserspiegelausbildungen die Voraussetzung für das richtige Verständnis des Brückenstaus und für die Aufstellung brauchbarer Stauformeln ist, wurde in den Längenschnitten der Textabb. 11—18 versucht, die wichtigsten, ihrem Wesen nach verschiedenen Arten der Abflußbilder schematisch festzulegen. Es geschah dies in Anlehnung an die früheren Betrachtungen über den Einfluß einer durch eine Sohlenhebung hervorgerufenen Einschränkung des Abflußquerschnittes und an die zugehörigen Längenschnitte Textabb. 3—6 auf Seite 8. In allen Fällen wurden die Energie-Linien eingetragen, weil dadurch das Verständnis für die auftretenden Änderungen in der Lage des Wasserspiegels erleichtert wird.

Bei den Längenschnitten wurde die Annahme gemacht, daß der Wasserabfluß in dem von Einbauten freien Wasserlauf gleichförmig erfolgt, so daß bei ungeänderter Breite des Bettes die Flußsohle, der Wasserspiegel und die Energie-Linie eine zueinander parallele Lage aufweisen.

**Textabb. 11** läßt die durch stehende Einbauten hervorgerufenen Änderungen der Wasserspiegellage erkennen, die eintreten, wenn bei **strömendem Abfluß** die Einschränkung des Abflußquerschnittes durch die Einbauten **keine Änderung der Größe des Reibungsgefälles** bewirken würde.

Stau bei strömendem Abfluß.

In diesem Fall würde die nur durch das Reibungsgefälle beeinflusste Energie-Linie ihre Lage parallel zur Flußsohle ungeändert beibehalten. Daraus folgt aber, daß auch der Wasserspiegel sowohl unterhalb als auch oberhalb der Einbauten seine Lage bewahrt, da im ungeänderten Bett bei der gleichen Lage der Energie-Linie und bei dem gleichen Wasserabfluß auch die Wassertiefen ungeändert bleiben müssen. Die Änderungen der Höhenlage des Wasserspiegels beschränken sich daher auf die durch die Einbauten eingeengte Flußstrecke A—B

Auf dieser Strecke tritt eine Senkung des Wasserspiegels in die Erscheinung. Denn die Verschmälerung des Bettes bedingt eine Vergrößerung des Abflusses auf der Einheit der Bettbreite. Eine solche kann bei ungeänderter Lage der Energie-Linie aber nur eintreten, wenn der Wasserspiegel sich der Grenzlage zwischen dem Fließ-

zustand des Strömens und Schießens, bei welcher der Höchstabfluß eintritt, nähert, d. h. wenn sich der Wasserspiegel bei strömendem Abfluß senkt.

In diesem Fall, der praktisch allerdings kaum jemals eintreten wird, da die durch die Einbauten hervorgerufenen Querströmungen und Wirbel, sowie der meist auch vergrößerte benetzte Umfang die Reibungsarbeit so stark vergrößert, daß auch durch eine gesteigerte Glätte der Wandungen kein voller Ausgleich erzielt werden kann, tritt demnach keine Hebung des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten auf. Die Einbauten rufen in diesem Fall keinen Stau hervor. Daraus folgt aber, daß der Brückenstau tatsächlich nur durch die Vergrößerung der Reibungsarbeit veranlaßt wird. Der Wasserspiegel würde auch bei einer vollkommenen, reibungslosen Flüssigkeit nur eine auf die Länge der Einbauten sich erstreckende örtliche Senkung zeigen.

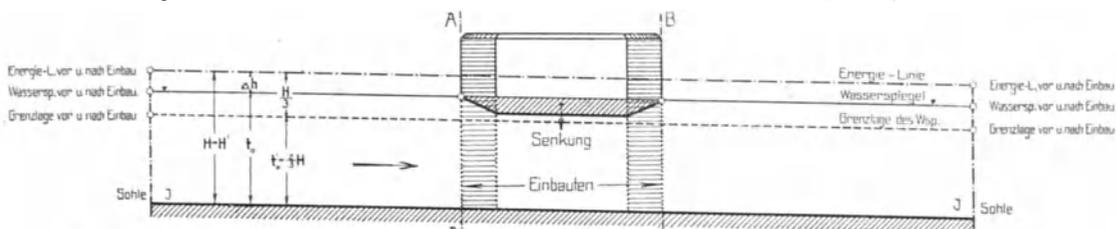


Abb.11. Wasserspiegellage bei ungeändertem Reibungsgefälle zwischen den Einbauten.

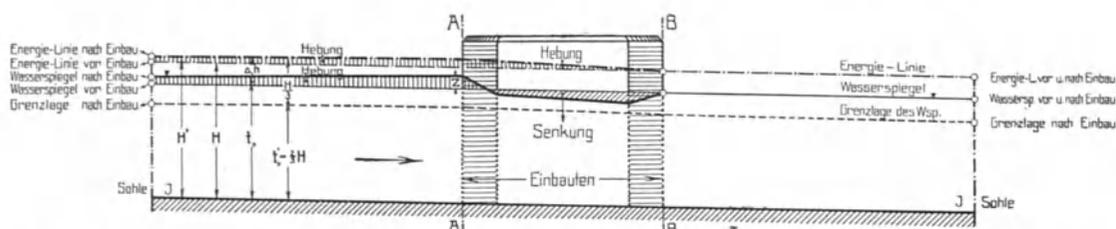


Abb.12. Wasserspiegellage bei vergrößertem Reibungsgefälle zwischen den Einbauten.

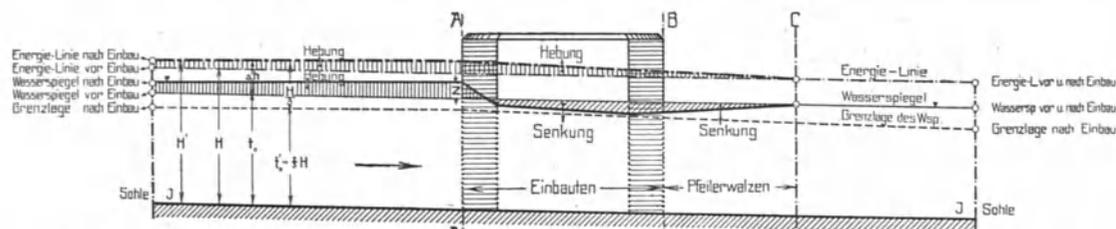


Abb.13. Wasserspiegellage bei vergrößertem Reibungsgefälle zwischen und unterhalb der Einbauten bei Auftreten von Pfeilerwalzen.

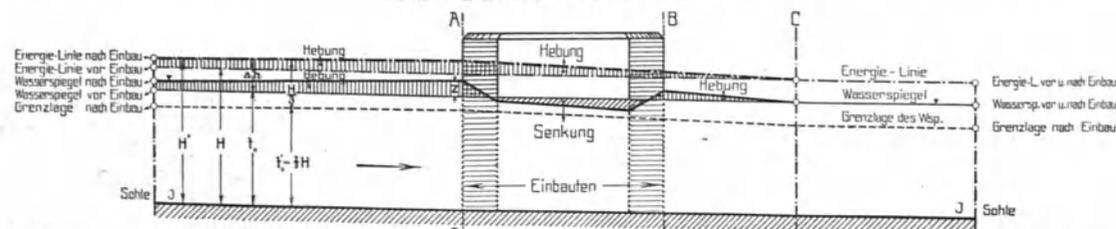


Abb.14. Wasserspiegellage bei vergrößertem Reibungsgefälle zwischen und unterhalb der Einbauten bei Fehlen von Pfeilerwalzen.

### Abb.11-14. Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellagen bei strömendem Abfluß.

Textabb. 12 stellt den Längenschnitt bei strömendem Wasserabfluß dar, der entsteht, wenn eine Zunahme des Reibungsgefälles auf der mit Einbauten versehenen Flußstrecke A—B über das Gefälle in dem von Einbauten freien Fluß hinaus eintritt, wie es in Wirklichkeit stets der Fall sein wird.

Die Energie-Linie, die unterhalb des Schnittes B ihre Lage ungeändert beibehält, beginnt vom Schnitt B an aufwärts stärker zu steigen, als die Flußsohle, der Wasserspiegel und die Energie-Linie in dem von Einbauten freien Flußlauf. Die Hebung der Energie-Linie nimmt bis zum Schnitt A hin oder doch bis dicht an den

Schnitt A heran an Größe zu. Beim Schnitt A erreicht die Hebung der Energie-Linie ihren Höchstwert, um dann weiter stromaufwärts wieder abzunehmen, da hier das Reibungsgefälle infolge der durch den Brückenstau hervorgerufenen Vergrößerung des Abflußquerschnittes und infolge der dadurch bedingten verringerten Abflußgeschwindigkeiten unter das Gefälle im Wasserlauf ohne Einbauten abnimmt und infolge dessen auch negative Geschwindigkeitsgefälle auftreten.

Der Hebung der Energie-Linie entspricht bei strömendem Abfluß der gleichen Wassermengen aber eine Hebung des Wasserspiegels, welche das Maß der Hebung der Energie-Linie an Größe übertrifft, da bei den vergrößerten Abflußquerschnitten die mittleren Abflußgeschwindigkeiten und daher auch die zugehörigen Geschwindigkeitshöhen — d. h. die Entfernungen der Energie-Linie vom Wasserspiegel — abnehmen müssen. Die größte Hebung des Wasserspiegels, die wirkliche Stauhöhe  $z$ , liegt dicht beim Schnitt A. Die auftretenden Änderungen in der Lage der Energie-Linie und des Wasserspiegels entsprechen ganz den früher besprochenen bei Textabb. 5.

Erstreckt sich die durch die Einbauten hervorgerufene Vergrößerung des Reibungsgefälles infolge der auch unterhalb der Einbauten auftretenden Querströmungen, Walzen- und Wirbelbildungen auch noch über den Schnitt B hinaus stromabwärts etwa bis zum Schnitt C, so kann die bereits beim Schnitt C beginnende Hebung der Energie-Linie auf der Flußstrecke C—B entweder eine Senkung oder eine Hebung des Wasserspiegels veranlassen, je nachdem hier der wirksame Abflußquerschnitt durch Wasserwalzen eingeschränkt wird, oder aber voll für den Abfluß nutzbar bleibt.

**Textabb. 13** zeigt den Längenschnitt bei **strömendem Abfluß** und beim **Auftreten von Pfeiler- oder Uferwalzen**, die bis zum Schnitt C abwärts reichen. Da die Wasserwalzen unterhalb der Pfeiler oder Widerlager den von ihnen ausgefüllten Raum des Querschnittes dem Wasserabfluß entziehen, wirken sie ähnlich wie bis zum Schnitt C abwärts verlängerte Einbauten. Auf der Flußstrecke C—B wird daher — wie oberhalb des Schnittes B — eine Hebung der Energie-Linie und eine Senkung des Wasserspiegels eintreten, die umso stärker sein muß, je stärker sich die Walzen nach der Breite erstrecken und je größere Teile des Abflußquerschnittes daher für den Wasserabfluß unwirksam gemacht werden. Das Oberflächengefälle auf der Strecke C—B muß in diesem Fall negativ sein, weil sonst die für die Bildung der Wasserwalzen erforderliche Gegenströmung nicht entstehen kann.

**Textabb. 14** stellt den Längenschnitt dar, der sich ergibt, wenn bei **strömendem Abfluß keine Walzen** unterhalb der Einbauten auftreten; die durch die Einbauten infolge Störungen des Wasserabflusses hervorgerufene Vergrößerung des Reibungsgefälles aber bis zum Schnitt C abwärts reicht. In diesem Fall wird die durch das vergrößerte Reibungsgefälle hervorgerufene Hebung der Energie-Linie, da der volle Abflußquerschnitt bis an die Einbauten heran wirksam bleibt, eine Hebung des Wasserspiegels hervorrufen, welche die Hebung der Energie-Linie an Größe übersteigt, da bei ungeänderter Wasserableitung die Hebung der Energie-Linie eine Verkleinerung der Geschwindigkeitshöhe bedingt. Auch bei strömendem Wasser können demnach unter Umständen auch unterhalb der Einbauten Wasserspiegelhebungen auftreten, die — wie der Stau oberhalb der Einbauten — auf eine Vergrößerung des Reibungsgefälles durch die Wirkung der Einbauten zurückgeführt werden muß. Tatsächlich haben die angestellten Versuche in einzelnen Fällen auch bei strömendem Abfluß einwandfrei Hebungen des Wasserspiegels infolge der Aufstellung von stehenden Einbauten in Modellflüssen auch unterhalb der Einbauten ergeben. Es kann sogar angenommen werden, daß eine kleine Hebung des Wasserspiegels am unteren Ende des Einflußgebietes stehender Einbauten bei strömendem Wasser in der Regel eintritt.

Werden stehende Einbauten in einem Wasserlauf angebracht, in dem das Wasser nicht »strömend« sondern »schießend« zum Abfluß kommt, so zeigen sich entgegengesetzte Einwirkungen auf die Wasserspiegellage, als beim strömenden Abfluß.

Stau bei schießendem Abfluß.

**Textabb. 15** enthält den Längenschnitt, wie er bei **schießendem Abfluß** sich ausbilden müßte, wenn die Einbauten **keine Änderung der Größe des Reibungsgefälles** hervorrufen würden. Wie bei Textabb. 11 würde in diesem Fall die Energie-Linie ihre Lage ungeändert beibehalten, und es müßte daher auch der Wasserspiegel nach Herstellung der Einbauten oberhalb und unterhalb derselben die gleiche Höhenlage aufweisen, wie im Wasserlauf ohne Einbauten. Zwischen den Einbauten aber

bedingt der durch die Einbauten seitlich eingeengte Abflußquerschnitt eine Hebung des Wasserspiegels, da die auf die Einheit der Breite entfallende vergrößerte Abflußmenge den Wasserspiegel zwingt, sich der Grenzlage zu nähern, d. h. aber bei schießendem Abfluß anzusteigen. Auch in diesem Fall würde sich, wie beim strömenden Abfluß, bei ungeändertem Reibungsgefälle keine Aufstauung des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten ergeben, was auch schon ohne weiteres daraus hervorgeht, daß bei schießendem Abfluß infolge der die Wellengeschwindigkeit übertreffenden Abflußgeschwindigkeiten eine stromaufwärts sich erstreckende Einwirkung der Einbauten ausgeschlossen ist.

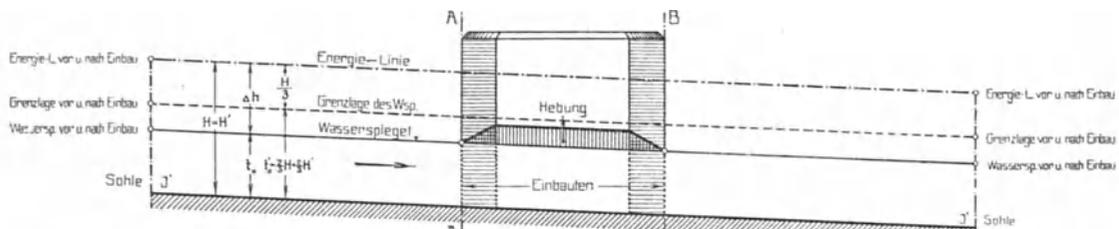


Abb.15. Wasserspiegellage bei ungeändertem Reibungsgefälle zwischen den Einbauten.

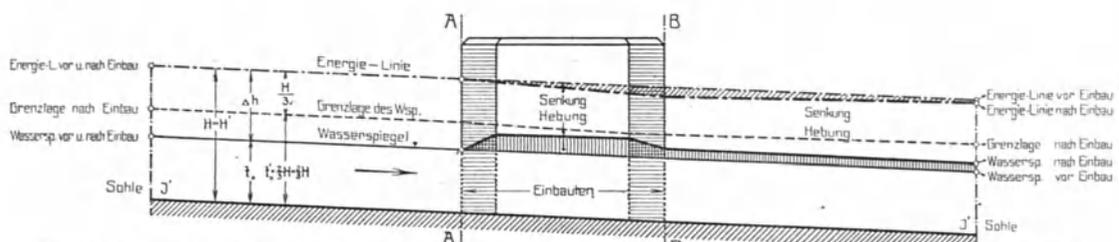


Abb.16. Wasserspiegellage bei vergrößertem Reibungsgefälle zwischen den Einbauten.

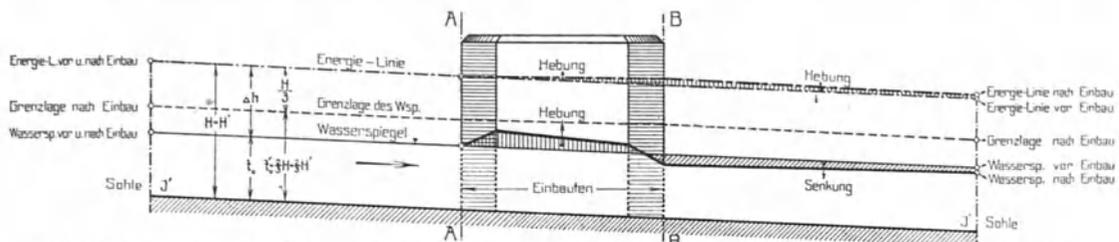


Abb.17. Wasserspiegellage bei verringertem Reibungsgefälle zwischen den Einbauten.

### Abb.15-17. Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellagen bei schießendem Abfluß.

Erst wenn der Wasserspiegel zwischen den Einbauten die Grenzlage erreichen sollte ohne daß dabei die Zuflußmenge voll abzufließen vermöchte, würde das am Abfluß behinderte Wasser unter Änderung des Fließzustandes eine stromaufwärts fortschreitende starke Aufstauung des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten hervorrufen. Dabei würde sich die Energie-Linie infolge des wesentlich geringeren Reibungsgefälles, das bei den verkleinerten Abflußgeschwindigkeiten auf der oberhalb der Einbauten liegenden Flußstrecke auftreten wird, solange heben, bis die volle Zuflußmenge zwischen den Einbauten abzufließen vermag.

**Textabb. 16** enthält den Längsschnitt, der bei **schießendem Abfluß** dann entsteht, wenn eine **Zunahme des Reibungsgefälles** zwischen den Einbauten auftritt. Die Vergrößerung des Reibungsgefälles macht sich beim schießenden Abfluß vom Schnitte A an abwärts durch eine Senkung der Energie-Linie bemerkbar, die bis zum stromabwärts liegenden Ende der Einbauten zunimmt, um dann stromabwärts allmählich wieder zu verschwinden. Infolge der Hebung der Energie-Linie unterhalb der Einbauten wird sich die zwischen den Einbauten auftretende Hebung des Wasserspiegels, wenn auch in gemilderter Form, noch im Flußbett unterhalb der Einbauten bemerkbar machen. Das Abflußbild wird sich in diesem Fall nicht grundsätzlich ändern, wenn unterhalb der Einbauten Pfeiler- oder Uferwalzen auftreten würden; die Hebung des Wasserspiegels würde dadurch nur vergrößert werden.

**Textabb. 17** zeigt dagegen den Längenschnitt, der bei **schießendem Abfluß** dann entsteht, wenn eine **Abnahme des Reibungsgefälles** zwischen den Einbauten erfolgt. In diesem Fall tritt eine beim Schnitt A beginnende und sich über das Ende der Einbauten stromabwärts erstreckende Hebung der Energie-Linie auf, die unterhalb der Einbauten eine Senkung des Wasserspiegels hervorruft. Der dabei entstehende Längenschnitt deckt sich mit dem durch eine Sohlenhebung hervorgerufenen der Textabb. 6.

Wesentlich verwickelter, als bei den besprochenen Abflußbildern, bei denen der Fließzustand durch die Wirkung der Einbauten nicht geändert wird, gestaltet sich der Längenschnitt, wenn durch die Einbauten ein **Wechsel des Fließzustandes** des Wassers hervorgerufen wird.

Stau beim Wechsel des Fließzustandes.

Dieser Fall kommt bei stehenden Einbauten in schnell fließenden Wasserläufen häufig vor, wenn die bei strömendem Abfluß zwischen den Einbauten auftretenden Wasserspiegelsenkungen nach Textabb. 12 die Wassertiefe bis zur Grenztiefe  $t'_0$  abnehmen läßt. Wird nämlich bei der Wasserspiegelsenkung zwischen den Einbauten die Grenztiefe  $t'_0$  erreicht oder unterschritten, so bewirkt die am Ende der Einbauten stromabwärts auftretende Vergrößerung des Abflußquerschnittes kein Wiederansteigen des Wasserspiegels zur normalen Lage in dem von Einbauten freien Flußlauf, sondern eine noch tiefere Absenkung. Denn bei dem dann auftretenden Fließzustand des Schießens ruft eine Vergrößerung des Abflußquerschnittes eine Senkung des Wasserspiegels hervor, wie aus den früher besprochenen Textabb. 4 und 6 hervorgeht. Es tritt dann der nämliche Zustand ein, wie er in Textabb. 7 dargestellt wurde. Das Wasser fließt schießend mit großer Geschwindigkeit in das Flußbett unterhalb der Einbauten ein. Der Wasserspiegel steigt dann erst in einiger Entfernung weiter stromabwärts mit einem starken Gegengefälle wieder zur Höhenlage in dem von Einbauten freien Fluß empor, wobei sich als Nachwirkung des Wechsels des Fließzustandes stehende Querwellen bilden.

**Textabb. 18** zeigt den Längenschnitt für den besonders wichtigen und häufig vorkommenden Fall, der beim **Wechsel des Fließzustandes vom strömenden zum schießenden Abfluß** auftritt. Die Energie-Linie hebt sich wenigstens vom Schnitt C

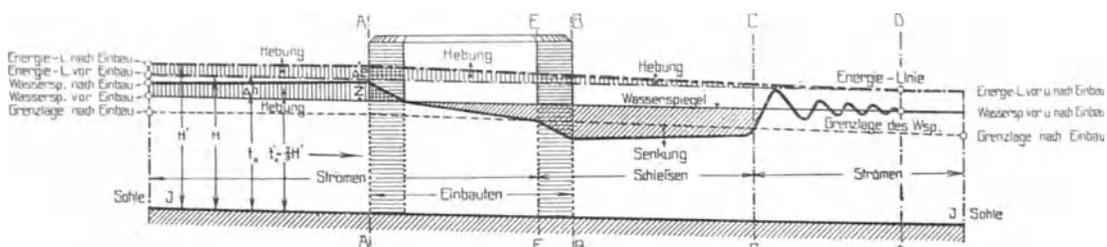


Abb. 18 Schematische Darstellung der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf hervorgerufenen Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes vom Strömen zum Schießen.

an, wahrscheinlich aber schon vom Schnitt D an, bis zu dem hin abwärts die Wellenbildungen reichen, stromaufwärts, da das Reibungsgefälle vom Schnitt C an infolge der gesteigerten Abflußgeschwindigkeiten, jedenfalls aber auch schon zwischen den Schnitten C und D infolge der auftretenden Wellenbildungen vergrößert wird. Am oberen Ende der Einbauten erreicht die Hebung der Energie-Linie ihren Höchstwert, um dann weiter stromaufwärts infolge der durch den Stau der Einbauten hervorgerufenen Verminderung der Abflußgeschwindigkeiten wieder abzunehmen. Die durch diese Lage der Energie-Linie bedingte Höhenlage des Wasserspiegels geht aus dem Längenschnitt der Textabb. 18 hervor. Sie deckt sich in ihrem, unterhalb der Mitte der Einbauten liegenden Teil mit der Wasserspiegellage der Textabb. 7, während oberhalb der Pfeilermitte die Wasserspiegellage der Textabb. 12 eintritt. Die Flußstrecke, auf welcher der Abfluß schießend erfolgt, reicht etwa vom Schnitt E bis zum Schnitt C.

Die Verschiedenartigkeit der besprochenen und durch die Längenschnitte der Textabb. 11—18 näher erläuterten Einwirkungen stehender Einbauten auf die Wasserspiegellage in einem Flußlauf lehrt, daß es nicht angängig ist, alle vorkommenden

Stauformeln.

Ausbildungsmöglichkeiten in ein einziges Schema zusammenzufassen. Es ist daher auch zweifelhaft, ob es möglich sein wird, den durch die Einbauten erzeugten Stau in allen Fällen durch eine einzige **Stauformel** in zuverlässiger Weise zu berechnen. Zunächst wird jedenfalls jede einzelne der besprochenen Möglichkeiten besonders zu untersuchen sein, wenn Klarheit über die richtige Berechnung der Stauhöhen erzielt werden soll. Eine solche Untersuchung wird aber dadurch erschwert, daß für jede der besprochenen Abflußmöglichkeiten wieder zahlreiche, durch die Anzahl, Gestalt und Lage der Einbauten bedingte Sonderfälle zu unterscheiden sind, und daß auch die Betrachtung der Längenschnitte allein nicht zur völligen Klärung des Abflußbildes genügt, da auch in den Querschnitten starke Unregelmäßigkeiten in der Höhenlage des Wasserspiegels vorkommen, die auf seitliche Ablenkungen des Wassers durch die Einbauten, sowie auf die auftretenden Wellen und Wasserwalzen zurückzuführen sind.

Gerade diese Erscheinungen sind für den Ingenieur, der sich mit der Erbauung von Brücken und Wehren in reißenden Wasserläufen zu beschäftigen hat, von der größten Wichtigkeit, da durch sie die Angriffe auf die Flußbetten in erster Linie hervorgerufen werden<sup>1</sup>. Die Kenntnis der Höhe des Staus allein genügt nicht zur Bestimmung und zur Erklärung des Ortes, der Art und der Größe der auf die Flußsohle, die Ufer und die Einbauten wirkenden Angriffe und zur Auffindung der zweckmäßigsten Mittel zu ihrer Bekämpfung. Erst durch umfangreiche und mühsame Untersuchungen, die Jahre angestrenzter Arbeit erfordern werden, wird es möglich sein, die bis heute nur wenig erforschten und daher fast noch völlig ungeklärten Abflußerscheinungen, die beim Einbau von Widerlagern und Pfeilern in Wasserläufe auftreten, wenigstens einigermaßen aufzuklären. Die seit einigen Monaten im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Untersuchungen über die Einwirkung solcher Einbauten auf die Wasserspiegellage, auf die im dritten Teil dieses Werkes noch kurz eingegangen werden soll, können nur als ein ganz bescheidener Anfang der erforderlichen Versuche betrachtet werden, da sie sich fast ausschließlich auf die Untersuchung der Wasserspiegellage in dem einen, allerdings besonders wichtigen Fall erstrecken, bei dem der Fließzustand des Wassers sich zwischen den Einbauten ändert. Diese Untersuchungen vermochten daher auch noch nicht die Unterlagen für in allen Einzelfällen verwendbare Stauformeln zu liefern und die feineren Abflußvorgänge vollständig klarzulegen.

So lange eine genaue Erforschung des Wasserabflusses unter der Einwirkung stehender Einbauten noch nicht stattgefunden hat, wird es sich empfehlen, für jeden gegebenen Einzelfall eine möglichst sorgfältige Untersuchung an Modellen in einem nicht allzu kleinen Maßstab durchzuführen. Diese Modellversuche werden sehr wohl in der Lage sein, die Abflußverhältnisse bei geplanten Neuanlagen wesentlich zu klären, und die Unterlagen für eine richtige Entwurfsgestaltung zu liefern.

Solche Einzeluntersuchungen für genau feststehende Verhältnisse würden aber namentlich bei späterer Nachprüfung in den wirklichen Flußbetten wertvolle Bausteine für die allgemeine Erforschung des ganzen Abflußproblems unter der Einwirkung stehender Einbauten liefern.

#### D. Die Bildung von Wasserwalzen.

Die Lage des Wasserspiegels wird nicht nur von der Größe des Wasserabflusses und des benetzten Querschnittes sowie von der Rauigkeit der Bettwandungen, sondern auch von der Gestalt des Bettes beeinflußt. Vor allem können plötzliche Änderungen in der Querschnittsgestalt des Bettes einen wesentlichen Einfluß auf die Wasserspiegellage ausüben. Wo solche Änderungen vorkommen, muß festgestellt werden, ob nicht Teile des Flußbettes durch die unregelmäßige Form der Wandungen für den Wasserabfluß unwirksam gemacht werden, indem sich in ihnen sogenanntes »**totes Wasser**« bildet. Ist dies der Fall, so vergrößern sich infolge der Verkleinerung des nutzbaren Querschnittes die Abflußgeschwindigkeiten und damit auch das Oberflächengefälle. Bei dem Auftreten »**totes Wasser**« verliert auch der »**Wasserstrom**« die Berührung mit einem Teil des Bettes. Er wird statt dessen durch das tote Wasser begrenzt, wobei sich die Wandreibung ändert.

Das Auftreten toten  
Wassers.

<sup>1</sup> Engels hat in der Zeitschrift für Bauwesen 1904 lehrreiche Untersuchungen über die bei beweglicher Sohle auftretenden Kolkwirkungen an Brückenpfeilern angestellt.

Vollzieht sich der Abfluß von Wasser in einem Bett mit geraden oder stetig gekrümmten Umgrenzungen und genügend großen Krümmungshalbmessern, so ist das Bett bis zur Höhe des Wasserspiegels in seiner ganzen Ausdehnung mit in der Richtung des Gefälles stromabwärts fließendem Wasser gefüllt. Der Wasserstrom steht an dem ganzen Umfang, abgesehen allein vom Wasserspiegel, mit dem Bett in unmittelbarer Berührung. Das ganze mit Wasser ausgefüllte Bett ist in diesem Fall für die Wasserableitung wirksam. Zeigt das Bett dagegen keine regelmäßigen schlanken Begrenzungen, sondern an einzelnen Stellen schroffe Änderungen in der Tiefe oder der Breite, so vermag der Wasserstrom nicht, dem Bett unter völliger Anschmiegung an dessen Wandungen zu folgen. Der Wasserstrom, der sich infolge des Beharrungsvermögens nur in schlanken, gestreckten Bahnen zu bewegen vermag, trennt sich in diesem Fall von einzelnen Teilen der Bettwandungen. Zwischen dem eigentlichen Wasserstrom und dem Bett liegen dann mit »totem Wasser« gefüllte Räume.

Das Wasser in diesen Räumen steht aber keineswegs völlig still. Es wird vielmehr durch das über oder neben ihm vorbeifließende Wasser in eine drehende Bewegung versetzt, wobei die einzelnen Wasserteilchen sich meist in ganz oder nahezu geschlossenen Bahnen um deutlich wahrnehmbare Axen drehen.

Die zwischen dem eigentlichen Wasserstrom und dem Bett auftretenden Wasserkörper sollen mit dem Namen »**Wasserwalzen**« bezeichnet werden<sup>1</sup>.

Wasserwalzen.

Werden die Wasserwalzen durch plötzliche Hebungen oder Senkungen der Sohle des Bettes hervorgerufen, so liegen sie zwischen der Sohle des Wasserlaufes und dem Wasserstrom. Ihre Drehaxe liegt dann ganz oder nahezu wagerecht und in den meisten Fällen normal zum Stromstrich. Diese Walzen sollen nach ihrer Lage unter dem Wasserstrom unmittelbar auf der Sohle des Flußbettes — dem Grunde — mit dem Namen »**Grundwalzen**« bezeichnet werden.

Das Wasser bewegt sich bei den »**Grundwalzen**« so um die Drehaxe, daß es im oberen Teil der Walze wie der Wasserstrom abwärts, im unteren Teil aber dicht über der Sohle aufwärts fließt. Nach ihrer Drehrichtung, die derjenigen eines Wagenrades oder eines ober-schlächtigen Wasserrades entspricht, können diese Walzen, in denen sich das Wasser im oberen Teil wie im normalen Wasserstrom abwärts bewegt, auch als »**Normalwalzen**« bezeichnet werden, während Wasserwalzen mit wagerechter Axe, in denen sich das Wasser entgegengesetzt — wie ein »**unterschlächtiges Wasserrad**« — dreht und an der Oberfläche aufwärts läuft, als »**Gegenwalzen**« zu bezeichnen sind.

Grundwalzen.

Beim plötzlichen Vor- oder Rückspringen des Ufers entstehen Walzen mit lot-rechter oder geneigter Axe, die »**Uferwalzen**«. Das Wasser der Uferwalzen bewegt sich an der Stromseite abwärts, an der Uferseite aber stromaufwärts, wobei das Wasser sich bei den am rechten Ufer liegenden Uferwalzen rechtsdrehend — im Sinne des Uhrzeigers — bei den am linken Ufer liegenden Uferwalzen aber linksdrehend — gegen den Zeiger der Uhr — bewegt. Nach ihrer Bewegungsrichtung können diese Walzen mit den Namen »**Rechtswalzen**« bzw. »**Linkswalzen**« bezeichnet werden.

Uferwalzen.

Entstehen die Grund- oder Uferwalzen infolge einer stromabwärts eintretenden plötzlichen Verengung des Bettes — Hebung der Sohle bzw. Vortreten der Ufer — so ist ihre Länge, in der Stromrichtung gemessen, meist nicht sehr beträchtlich. Die Länge übertrifft bei den Grundwalzen deren Höhe, bei den Uferwalzen deren Breite dann meist um nicht mehr als das Zwei- bis Vierfache<sup>2</sup>. Sind dagegen plötzliche Vergrößerungen des Bettes — Abstürze der Sohle, bzw. zurücktretende Ufer — die Ursache der Walzenbildung, so entstehen unterhalb der Erweiterungen langgestreckte Walzen, deren Länge oft ein Vielfaches, mitunter sogar mehr als das Zehnfache der Querabmessungen beträgt.

Während Grundwalzen und Uferwalzen sowohl beim strömenden als auch beim schießenden Wasser beobachtet werden, treten die auf dem Wasserstrom liegenden »**Deckwalzen**« nur auf, wenn das Wasser der oberhalb anschließenden Flußstrecke schießt, d. h. wenn hier bei einem rechteckig begrenzten Querschnitt die Geschwindig-

Deckwalzen.

<sup>1</sup> Siehe auch Handbuch der Ingenieurwissenschaften: Dritter Teil: Der Wasserbau, 4. Auflage, 2. Band, I. Abteilung, II. Kapitel: Th. Rehbock, Die festen Wehre 1912; ferner Fr. Ahlborn, Hydrodynamische Eperimental-Untersuchungen. Jahrbuch der schiffbautechnischen Gesellschaft 1904 und H. E. Gruner, Einiges über Bau und Berechnung von Stauwehr-Anlagen, Schweizer Bauzeitung, Band LXVI Nr. 7, vom 14. August 1915.

<sup>2</sup> Ob die in einigen Abbildungen des Planes 3 eingezeichneten flachen Grundwalzen tatsächlich in der angegebenen Weise auftreten, ist fraglich.

keitshöhe des Wasserstromes größer als die halbe Wassertiefe ist, und wenn gleichzeitig das Wasser der unterhalb anschließenden Flußstrecke strömt.

Die Deckwalzen nehmen unter den verschiedenen Walzenarten demnach eine ganz besondere Stellung ein, insofern sie nur dort entstehen, wo das Wasser seinen Fließzustand vom »Schießen« zum »Strömen« ändert. Auf diese Änderung des Fließzustandes üben die Deckwalzen selbst einen sehr wesentlichen Einfluß aus, indem sie durch ihren starken Energieverbrauch eine oft bedeutende Senkung der Energielinien bewirken. Die Änderung des Fließzustandes geht am stromabwärts gerichteten Ende der Deckwalzen vor sich. Hier bohrt sich das von oberhalb mit großer Geschwindigkeit heranschließende Wasser in das — den Abflußverhältnissen der unterhalb anschließenden Flußstrecke entsprechend — wesentlich langsamer und daher in größerer Tiefe abströmende Wasser hinein, wobei ein Teil des in seiner Abflußbewegung behinderten Wassers nach oben abgelenkt wird und einen Sprudel mit aufquellendem Wasser bildet. Nur ein Teil des aufsteigenden Wassers wendet sich an der Oberfläche stromabwärts. Der übrige Teil fließt auf der, eine Gegenneigung aufweisenden Oberfläche des Wasserstromes, den Gesetzen der Schwere folgend, stromaufwärts und speist die sich hier bildende Deckwalze, die ihrerseits durch ihre die Wassergeschwindigkeit verkleinernde Wirkung das Gegengefälle der Oberfläche des Wasserstromes verstärkt.

Die Deckwalzen haben, wie die Grundwalzen, eine wagerechte Axe aber entgegengesetzte Drehrichtung. Es sind »Gegenwalzen«. Das Wasser in ihnen bewegt sich an der dem Strom zugekehrten unteren Seite abwärts, an der sichtbaren oberen Seite aber stromaufwärts. Aus der aufwärts gerichteten Oberflächenströmung läßt sich das Vorhandensein von Deckwalzen leicht feststellen.

Wechselstrecken.

Die Deckwalzen überlagern nach den gemachten Ausführungen die »**Wechselstrecken**« vom schießenden zum strömenden Wasser. Unter ihnen vollzieht sich der Kampf zwischen dem schießenden Wasser, das bestrebt ist, seinen Fließzustand auch weiter stromabwärts geltend zu machen, mit dem strömenden Wasser der unterhalb anschließenden Flußstrecke, das den Abfluß und die Wasserspiegellage nach den Gesetzen des strömenden Wassers aufwärts zu regeln versucht.

Die Änderung des Fließzustandes vom Schießen zum Strömen und die Bildung der Deckwalzen wird durch ein Gegengefälle der Flußsohle begünstigt. Erforderlich für die Abbremsung des schießenden Wassers zum Zustand des Strömens ist aber ein Gegengefälle der Sohle nicht. Es können diese Erscheinungen vielmehr sehr wohl auch in einem Bett mit wagerechter oder schwach fallender Sohle — sogar bei ungeänderter Breite des Bettes — auftreten, wie bei Wasserabstürzen ohne vertiefte Sturzbecken und — im kleinen — schon bei Einleitung des Strahles eines Wasserhahns in eine Rinne mit wagerechter Sohle oder auf eine wagerechte Platte beobachtet werden kann. Bei ebener Sohle ist aber die Lage der Wechselstrecke, die sich dort bildet, wo die Abflußgeschwindigkeit des schießenden Wassers durch die Reibungswiderstände so stark verkleinert ist, daß sie die stromaufwärts gerichtete Gegenwirkung des strömenden Wassers unterhalb nicht mehr voll zu überwinden vermag, wenig beständig. Kleine äußere Einwirkungen auf den Abfluß des schießenden oder des strömenden Wassers können dann eine merkliche Verschiebung der Wechselstrecke stromabwärts oder stromaufwärts bedingen. So liegt die Wechselstrecke bei sonst gleichen Verhältnissen um so weiter stromaufwärts, je rauher das Bett ist. Die Wechselstrecken sind übrigens nicht in allen Fällen von Deckwalzen überlagert. Der Übergang vom schießenden zum strömenden Wasser kann sich vielmehr auch vollziehen, ohne daß eine Deckwalze entsteht.

Wassersprung.

Die Deckwalzen enden stromaufwärts häufig mit der bekannten Erscheinung des »**Wassersprunges**«, die gewöhnlich für eine selbständige Erscheinung gehalten wird, tatsächlich aber nur das obere Ende einer Deckwalze darstellt. Das obere Ende einer Deckwalze zeigt nämlich die Form eines Steilabsturzes, der dadurch entsteht, daß das im oberen Teil der Deckwalze stromaufwärts fließende Wasser durch den unter der Walze abwärts schießenden Wasserstrom auf kurzer Lauflänge abgebremst und stromabwärts mitgeführt wird, wobei die Wasserteilchen der Oberfläche im kurzen steilen Bogen auf den Wasserstrom herabgerissen werden. Da diese Erscheinung bei oberflächlicher Betrachtung so aussieht, als ob die Oberfläche des Wasserstromes stromabwärts plötzlich emporsteigt — emporspringt — hat man den Steilabsturz, in dem das

Wasser tatsächlich abwärts fällt, fälschlich mit dem Namen »Wassersprung« benannt. Reicht das obere Ende einer Deckwalze bis an die Oberfläche eines abstürzenden Wasserstromes — etwa bei einem Wehr oder einem Überfall — heran, so ist der durch das obere Ende der Deckwalze gebildete Absturz verdeckt. In diesem Fall tritt kein erkennbarer Wassersprung auf.

Neben den besprochenen verschiedenen Walzen, die durch den an ihnen vorbeifließenden Wasserstrom unmittelbar in die drehende Bewegung versetzt werden, und die, wenn dies der Fall ist, »Hauptwalzen« genannt werden sollen, werden zuweilen auch noch — meist kleinere — »Nebenwalzen« beobachtet, die nicht oder doch nur in geringer Ausdehnung vom Wasserstrom selbst berührt werden und sich zwischen den Hauptwalzen und dem Bett oder auch zwischen verschiedenen Hauptwalzen bilden. Diese Nebenwalzen besitzen gleichfalls Axen, um welche sich das Wasser der Walzen dreht. Diese Axen verlaufen im allgemeinen parallel zu den Axen der benachbarten Hauptwalzen. Den Antrieb für die Bewegung erhalten die Nebenwalzen an den Berührungsstellen mit den Hauptwalzen von diesen. Infolgedessen drehen sich die Nebenwalzen entgegengesetzt wie die an der gleichen Seite des Wasserstromes liegenden Hauptwalzen, wie dies die Textabb. 19 und 20 zeigen, die den Lageplan eines durch einen Brückeneinbau eingeschränkten Wasserlaufes mit Uferwalzen und den lotrechten Schnitt durch einen Sturzüberfall mit Grund- und Deckwalzen schematisch darstellen.

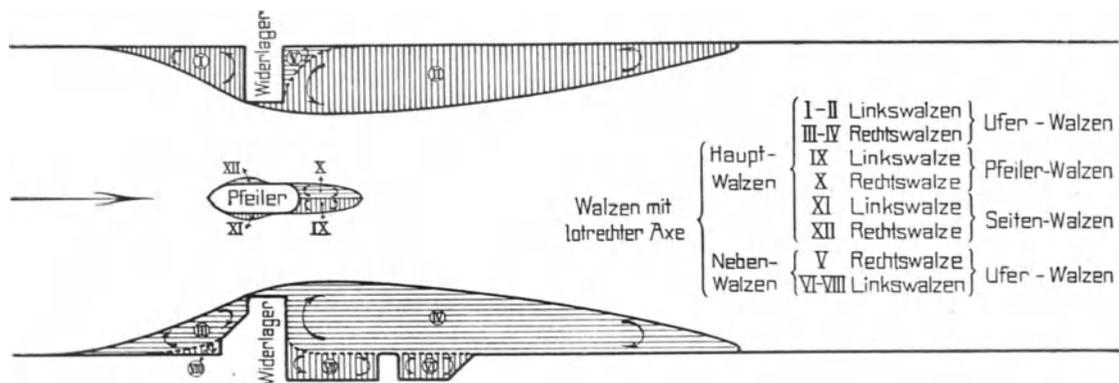


Abb. 19. Lageplan eines Flusses mit durch Einbauten erzeugten Seitenwalzen



Abb. 20. Längenschnitt einer Absturzschwelle mit Grund- und Deckwalzen.

Eine Nebendeckwalze besitzt demnach die Drehrichtung einer Normalwalze und zeigt an der Oberfläche Abwärtsströmung; eine Nebenuferwalze am rechten Ufer aber besitzt Linksdrehung und ist daher eine Linkswalze. Zuweilen können auch noch Nebenwalzen zweiter Ordnung auftreten, die, von den Nebenwalzen erster Ordnung angetrieben, sich entgegengesetzt wie diese, d. h. im gleichen Sinne wie die Hauptwalzen drehen. Eine Nebendeckwalze zweiter Ordnung würde demnach wie eine Hauptdeckwalze an der Oberfläche Aufwärtsströmung zeigen und eine Gegenwalze sein. In allerdings ganz seltenen Ausnahmefällen können bei den Uferwalzen auch noch Ansätze zu Nebenwalzen dritter Ordnung, die sich wieder wie Nebenwalzen erster Ordnung drehen, beobachtet werden.

Die Uferwalzen in ihrer sehr vielseitigen Gestaltung lassen sich am besten wahrnehmen, wenn das Wasser mit feinem Schaum bedeckt ist, oder wenn feine Schwimm-

körper wie Sägemehl oder noch besser Bärappsamen auf der Wasseroberfläche verstäubt werden. Für die Beobachtung der Grund- und Deckwalzen ist der Einblick in das Wasser durch lotrecht stehende Glasscheiben hindurch erforderlich.

Pfeilerwalzen.

Auch bei frei in den benetzten Querschnitt hineinragenden stehenden Einbauten, namentlich bei den Strompfeilern von Brücken und Wehren entstehen häufig Walzen. Die an Strompfeilern auftretenden im Innern des Wasserstromes liegenden Walzen besitzen lotrechte oder doch nahezu lotrechte Drehaxen. Sie bilden sich gewöhnlich paarweise symmetrisch als gegeneinander drehende Hauptwalzen aus, die meist unterhalb der Pfeiler liegen, bei wenig zugespitzten Pfeilern aber gelegentlich auch oberhalb der Pfeiler auftreten können. Diese Walzen sollen den Namen »**Pfeilerwalzen**« erhalten.

Bei stumpfen Pfeilern kommen zuweilen auch seitlich der Pfeiler Walzen vor, die als »**Seitenwalzen**« bezeichnet werden können. Diese Seitenwalzen sind von besonderer Wichtigkeit, weil sie den Abflußquerschnitt zwischen den Pfeilern einschränken und dadurch die Einführung besonders großer Kontraktionsbeiwerte bei den Abflußberechnungen erforderlich machen.

Scheideflächen.

In einem normal zur Drehaxe geführten Querschnitt zeigen die Wasserwalzen oft eine langgestreckte Form. In diesem Fall kann eine durch die Drehaxe der Walzen hindurchgehende »**Scheidefläche**« festgestellt werden, welche die Walzen in zwei oft ungleiche Hälften zerlegt, von denen die eine Abwärtsströmung, die andere aber Aufwärtsströmung zeigt. Bei den Hauptwalzen liegen die Abwärtsströmung aufweisenden Teile der Walzen an der Stromseite der Scheidefläche, bei den Nebenwalzen erster Ordnung aber an der entgegengesetzten Seite. Durch die Scheidefläche selbst geht das Wasser normal hindurch, und zwar bei den Hauptwalzen stromaufwärts der Hauptdrehaxe nach der Stromseite hin, stromabwärts von dieser Axe aber vom Strom fort. Bei den Hauptwalzen erster Ordnung ist die Strömungsrichtung in der Scheidefläche entgegengesetzt.

Spiralbewegung.

Neben der Hauptbewegungsrichtung des Wassers der Walzen in mehr oder weniger geschlossenen Bahnen um die Drehaxe herum, kann man vielfach auch noch eine Wasserbewegung in der Richtung der Walzenaxe unterscheiden, infolge deren die Drehbewegung in eine »**Spiralbewegung**« übergeht, wie sie bei den Grundwalzen unter dem freifallenden Strahl eines Sturzwehres beobachtet werden kann. Diese Grundwalzen können bei einem über die Breite des Absturzes verbreiterten Sturzbett erhebliche Wassermengen von der Wehrmitte nach den Enden des Überfalles hin ableiten. Bei den Ufer-, Pfeiler- und Seitenwalzen erzeugt die Spiralbewegung bei steigenden Spiralen Sprudel, bei den häufiger vorkommenden fallenden Spiralen aber Strudel, die sich an der Oberfläche deutlich kenntlich machen. In die Strudel kann bei lebhafter Spiralbewegung Luft hineingerissen werden, wobei Hohlstrudel entstehen.

Fließwirbel.

Besitzen die Grund- und Deckwalzen nur eine geringe Höhe, die Seiten- oder Pfeilerwalzen aber nur eine geringe Breite, so lösen sich die Walzen zuweilen in eine Reihe von kleineren Einzelwalzen auf, wie sie namentlich unterhalb schmaler Strompfeiler vorkommen, an denen manchmal eine doppelte Reihe gegeneinander drehender Wassersäulen beobachtet werden kann. Diese Wassersäulen behalten nicht immer ihre Lage bei, sondern wandern zuweilen stromabwärts, wobei sie die Eigenschaften der ihre Lage beibehaltenden Wasserwalzen verlieren und in »**Fließwirbel**«<sup>1</sup> übergehen, die mit der Strömung abwärts ziehen und sich ähnlich den Rollen eines Rollenlagers zwischen verschieden schnell bewegte Wasserkörper einschieben.

Diese Fließwirbel müssen von den Wasserwalzen streng unterschieden werden. Sie treten bei turbulent fließendem Wasser auch in geraden Flußstrecken auf und werden durch die verschiedene Größe der Abflußgeschwindigkeiten benachbarter Wasserschichten hervorgerufen. Sie zeigen — wie die Wasserwalzen — am rechten Ufer Rechtsdrehung, am linken Ufer Linksdrehung. Im Gegensatz zu den Wasserwalzen besitzen aber alle Wasserteilchen der Fließwirbel Abwärtsbewegung, während das Wasser der einen Seite der Walzen stromaufwärts fließt. Durch die Fließwirbel findet eine innige Mischung des Wassers benachbarter Wasserschichten unter Ausgleich der Geschwindigkeiten statt, indem an der stromaufwärts liegenden Seite der Fließ-

<sup>1</sup> Die hier gemeinten »Fließwirbel« decken sich nicht mit den von Rümelin zur Erklärung von Pulsationen des Wassers angenommenen Wirbelkörpern. Siehe Th. Rümelin: Wie bewegt sich fließendes Wasser? Dresden 1913 und Schweizerische Bauzeitung, Bd. LXVIII, Nr. 3.

wirbel Wasserteile vom Ufer fort, an der stromabwärts liegenden Seite aber zum Ufer hin verschoben werden. Bei dieser Mischung treten erhebliche Energie-Verluste ein.

Bei sehr unregelmäßigen Naturbetten ist es oft schwierig, ein klares Bild über die auftretenden Wasserwalzen zu gewinnen. Die Walzen nehmen dann vielfach schräge Lagen an. Sie können auch ihre Form und Lage periodisch oder in unregelmäßigen Zeitabständen ändern. Unbeständige Walzen.

Es kommen auch Wasserwalzen vor, die schon kurz nach ihrer Entstehung wieder zerstört werden, indem das an einer Stelle des Flußbettes in die Walzen eintretende Wasser, nachdem es die Spiralbewegung in der Walze erst soeben begonnen hat, schon von dem Hauptstrom wieder fortgerissen wird, wie es bei den schrägen Deckwalzen unregelmäßig fließender Wildbäche häufig beobachtet werden kann. In solchen Fällen sind die Bewegungen des Wassers oft verwickelter Natur, so daß ihre Erklärung auf Schwierigkeiten stößt.

Für das Verständnis der Wasserbewegung in einem unregelmäßigen Bett ist die Kenntnis der Lage und des Umfanges der Wasserwalzen eine wichtige Voraussetzung. Namentlich bei dem oft verwickelten Abfluß von Wasser über Wehre und durch Brücken mit starker Einschränkung der Flußbreite ist die Trennung des Wasserstromes von den Wasserwalzen unbedingt nötig, um ein klares Bild des Abflußvorganges zu erhalten. Bei richtiger Erkenntnis des Wesens und der Art der Entstehung der Wasserwalzen läßt sich die Zerlegung des wassergefüllten Querschnittes in den das Wasser ableitenden Wasserstrom und in Wasserwalzen meistens unschwer durchführen, wodurch Klarheit über die Art des Wasserabflusses gewonnen wird. In manchen Fällen ist es aber schwierig, die Größe der Wasserwalzen richtig zu bestimmen. In diesem Fall können Modellversuche wertvolle Aufschlüsse geben und die Grundlage für die rechnerische Untersuchung des Abflusses liefern. Denn für eine zuverlässige Berechnung des Abflusses ist es unbedingt nötig, den Wasserstrom für sich zu betrachten und alle durch Walzen ausgefüllten Gebiete auszuschneiden. Erst nach Ausschaltung der durch Wasserwalzen ausgefüllten Teile des Bettes erhält man den für die Ableitung wirksamen Wasserstrom, dessen Querschnitte und dessen mittlere Geschwindigkeiten den hydraulischen Berechnungen zugrunde gelegt werden müssen. Werden in einem unregelmäßigen Flußbett mit größeren Wasserwalzen die vollen benetzten Querschnitte ohne Abzug der Wasserwalzen in Rechnung gesetzt, so ergeben sich oft erheblich zu kleine mittlere Geschwindigkeiten, die zur Errechnung zu kleiner Oberflächengefälle oder zu großer Rauigkeitsbeiwerte führen müssen. Wichtigkeit der Walzen

Aber auch wenn bei der Berechnung der wirksamen wasserabführenden Querschnitte die mit Walzen ausgefüllten Teile des Flußbettes unterhalb des Wasserspiegels ausgeschieden werden, kann der Einfluß der Wasserwalzen auf die Stromverhältnisse doch nicht ganz unbeachtet bleiben. An der Wasserableitung sind die Wasserwalzen allerdings meist nicht in wesentlicher Weise beteiligt. Die Walzen nehmen zwar an einem Teil ihres Umfanges beständig Wasser aus dem eigentlichen Wasserstrom auf, das sie an anderen Teilen der Berührungsfläche wieder an den Strom abgeben. Die bei diesem Vorgang die Wasserwalzen dauernd durchfließenden Wassermengen sind aber schwer zuverlässig bestimmbar und im allgemeinen nur klein. Die Wasserbewegung durch die allein nennenswert in Frage kommenden Hauptwalzen ist dabei im allgemeinen überwiegend stromaufwärts gerichtet, da die Walzen an ihrer stromabwärts gelegenen Seite das Wasser aufnehmen, an dem stromaufwärts gelegenen Ende aber wieder ausstoßen. Die Walzen fördern daher die Wasserableitung nicht, sondern hemmen sie, indem sie die im Wasserstrom selbst abzuleitenden Wassermengen um das durch die Walzen stromaufwärts geführte Wasser vermehren. Da eine scharfe Trennung der Walzen vom eigentlichen Wasserstrom nicht möglich ist, insofern an den Berührungsstellen das Wasser der Walzen sich in gleichem Sinne und nur mit wenig geringerer Geschwindigkeit als das Wasser in den benachbarten Teilen des Wasserstromes abwärts bewegt, empfiehlt es sich, die Begrenzungslinien der Walzen so anzunehmen, daß die bis zu diesen Begrenzungen reichenden Querschnittsteile der Walzen mit Abwärtsströmung gerade so viel Wasser abführen, als im übrigen Querschnitt der Walze durch die Gegenströmung stromaufwärts fließt. Werden die Begrenzungslinien der Walzen in dieser Weise gewählt, so ist im Wasserstrom selbst gerade die vom Oberlauf zufließende Wasserführung des Flusses abzuleiten, deren Größe dann Begrenzung der Walzen

durch die Walzen nicht beeinflußt wird. Eine genaue Begrenzung der Walzen in dieser Weise läßt sich allerdings nur bei großen und ruhig fließenden Walzen — meist nur bei ausgedehnten Uferwalzen — mit guter Annäherung durchführen. Sie ist auf Grund von Geschwindigkeitsmessungen bei den Uferwalzen des Planes 13 versucht worden. Bei den meist nur kleinen Querschnitten der Grund- und Deckwalzen sowie auch bei den kleineren Ufer-, Pfeiler- und Seitenwalzen sind die Grenzen nur näherungsweise zu bestimmen.

Weit wichtiger als auf die Wasserableitung ist der Einfluß der Wasserwalzen auf den »Energie-Haushalt« des Wassers,omes, der sich vor allem im Oberflächengefälle und in der Lage der Energielinie widerspiegelt. Die für die Bewegung des Wassers der Walzen und für die Überwindung der dabei zu leistenden Reibungsarbeit, sowie zur Deckung der bei der Mischung verschieden schnell fließender Wasserteile eintretenden Energieverluste erforderliche Energie muß nämlich dem Wasserstrom entnommen werden, da keine andere Energiequelle hierfür zur Verfügung steht. Bei einem schnell fließenden Wasserstrom und entsprechend lebhaft bewegten Wasserwalzen ist die Energieabgabe vom Wasserstrom an die Walzen oft beträchtlich. Namentlich können bei dem schießenden Wasser größerer Wasserläufe in den Grund- und Deckwalzen erhebliche Wassergeschwindigkeiten auftreten, wobei sehr beträchtliche Energiemengen in Wärme umgesetzt werden. Die Energieübertragung vom Wasserstrom auf die Walzen erfolgt an den Berührungsflächen. Sie wird dadurch ermöglicht, daß die Reibungsbeiwerte zwischen verschieden schnell fließenden Wassermengen eine beträchtliche Größe besitzen und sogar die Reibungsbeiwerte zwischen Wasser und einer festen Wand erheblich übertreffen können. Es erklärt sich das daraus, daß an der Berührungsstelle durch das Eindringen einzelner Wasserfäden vom Wasserstrom in die Wasserwalzen ein sehr inniges Ineinandergreifen des Wassers erfolgt.

In den Naturbetten der Wildbäche und Gebirgsflüsse kann man die starke energieverzehrende Wirkung der Wasserwalzen vielfach deutlich beobachten. Sogar bei den hohen Abstürzen der Wasserfälle wird die bedeutende kinetische Energie des herabgestürzten Wassers hauptsächlich durch die Wirkung von Wasserwalzen auf kurzen Lauflängen so vollständig zerstört, daß schon kurz unterhalb der Auftreffstelle des Wassers wieder ein ruhiger Abfluß erfolgt. Auch die beruhigende Wirkung der am Fuße von Wehren angelegten Sturzbecken ist zum erheblichen Teil auf die Wirkung von Wasserwalzen zurückzuführen.

Ebenso wie die verschiedenen Fließzustände des Wassers wurden auch die Walzenbildungen im praktischen Wasserbau seither viel zu wenig beachtet; und doch ist die richtige Bestimmung der Lage, Form und Größe der Wasserwalzen für eine zutreffende Beurteilung des Wasserabflusses von grundlegender Bedeutung.

#### E. Schlußbetrachtungen zum ersten Teil.

Die im vorstehenden ersten Teil dieser Schrift enthaltenen allgemeinen Betrachtungen über die Abflußvorgänge, das Auftreten von Gegengefällen, die Entstehung des Brückenstaus und die Walzenbildungen bei fließenden Gewässern wurden im wesentlichen durch Modellversuche veranlaßt, die in den letzten Jahren im Karlsruher Flußbaulaboratorium durchgeführt wurden und zum Teil der Klärung allgemeiner Fragen des Wasserabflusses im unveränderlichen Bett dienen, in der Hauptsache aber zur Lösung bestimmter Aufgaben des praktischen Wasserbaues angestellt wurden. Diese Ausführungen, die vielfach schon Bekanntes enthalten, sollen dazu dienen, das Verständnis der beim Wasserabfluß in den natürlichen und künstlichen Wasserläufen und bei wasserbaulichen Modellversuchen auftretenden Erscheinungen zu erleichtern. Eine erschöpfende Behandlung der einzelnen Fragen des Wasserabflusses konnte schon wegen der Kürze der angestellten Betrachtungen nicht erreicht werden.

Im folgenden zweiten Teil sollen nun die Untersuchungen besprochen werden, die zur Lösung einer genau umschriebenen praktischen Aufgabe, nämlich zur Bestimmung der zweckmäßigen Ausbildung des Überfalles der Sihl bei der Kreuzung dieses Flusses mit der linksufrigen Zürichsee-Bahn in der Stadt Zürich angestellt wurden, bei deren Durchführung die im ersten Teil enthaltenen Angaben vielfach verwertet werden konnten. Die Ausführungen des zweiten Teiles werden Gelegenheit bieten, manche der im ersten Teil nur kurz gestreiften Fragen näher zu behandeln und durch das Ergebnis der ausgeführten Beobachtungen zu begründen.

## Zweiter Teil.

### Untersuchungen über die zweckmäßige Ausbildung des Sihl-Überfalles.

#### A. Angaben über den Sihl-Fluß und das geplante Etzelwerk.

Die **Sihl** ist ein linksseitiger Nebenfluß der Limmat, die ihrerseits den Abfluß des Züricher-Sees zur Aare bildet. Ihre Quellbäche entspringen den sich an die Mythen in östlicher Richtung anschließenden Höhenzügen im Bezirk Einsiedeln des Kantons Schwyz. Die Sihl besitzt den Charakter eines Gebirgsflusses mit stark schwankender Wasserführung. Ihr zwischen dem Vierwaldstädter- und dem Züricher-See gelegenes Einzugsgebiet hat nach den Ermittlungen des Dr. Epper eine Größe von 340 qkm, von denen rund 88% mehr als 800 m und rund 12% mehr als 1200 m über dem Meeresspiegel liegen.<sup>1</sup>

Der Sihl-Fluß.

Der größte Teil dieses Einzugsgebietes entfällt auf den Oberlauf des Flusses, in dem von links der stärkste Nebenfluß, der Alpbach, einmündet. Im Mittel- und Unterlauf liegt der Fluß in einem sich dicht am Züricher-See hinziehenden Tal, das sich schon kurz nach Aufnahme des Alpbaches dem Südwestufer des Sees auf etwa 3 km Entfernung nähert, um dann diesem Ufer auf 30 km Länge fast parallel bis in die Stadt Zürich hinein zu folgen. Kurz vor der Einmündung in die Limmat erhält die Sihl durch den aus dem Züricher-See abzweigenden Schanzengraben noch eine Speisung durch Wasser dieses Sees, wie Plan 2 zeigt.

Die Lage eines großen Teiles des ganzen Flußlaufes dicht am Züricher-See ermöglicht bei dem starken Gefälle der Sihl die Ausnutzung einer Gefällstufe von beträchtlicher Höhe in einem Kraftwerk. Die Schweizerischen Bundesbahnen beabsichtigen, das zur Ausnutzung der 460 m hohen Gefällstufe geplante sogenannte **Etzelwerk** zu verwirklichen. Der von Ingenieur L. Kürsteiner herrührende Entwurf für dieses Werk sieht die Aufstauung des Oberlaufes der Sihl durch einen Stausee bei Untersiten vor, aus dem die Wasserableitung erfolgen soll. Der Fassungsraum des Stausees ist auf 96,5 Mill. cbm bemessen und kann bei dieser Größe fast die Hälfte des mittleren jährlichen Wasserzuflusses seines 156 qkm großen Einzugsgebietes aufnehmen. Die Größe dieses Stausees wird durch die starken Schwankungen im Abfluß der Sihl bedingt, die sich auch noch im Unterlauf geltend machen, in dem die Wasserführung in abflußarmen Zeiten bis auf 1,5 cbm/Sek hinuntergeht, während bei den höchsten bekannten Hochwässern ein Abfluß von 550 bis 560 cbm/Sek beobachtet wurde. Das Kraftwerk, dem das Wasser durch eine den Etzelstock durchfahrende Leitung zugeführt werden soll, ist bei Altendorf, zwischen den Stationen Pfäffikon und Lachen am Seeufer vorgesehen.

Das Etzelwerk.

Durch die Erbauung des Etzelwerkes wird die Wasserführung der Sihl im Mittel- und Unterlauf wesentlich verkleinert werden, da eine Wassermenge, die etwa einem Drittel des Gesamtabflusses aus dem ganzen Sihl-Gebiet entspricht, durch das Kraftwerk unmittelbar aus dem Stausee dem Züricher-See zugeleitet und dadurch dem Unterlauf des Flusses entzogen werden soll. Dafür ist bei sehr kleinen Wasserführungen eine Speisung des Flußbettes aus dem aufgespeicherten Wasser des Stausees vorgesehen. Infolge dieser Speisung wird die Wasserführung der Sihl später nicht mehr unter 2,5 cbm/Sek hinuntergehen. Die Abflußverhältnisse der Sihl unterhalb des Stausees werden demnach durch das Etzelwerk verbessert werden, indem die Kleinstwassermenge vergrößert, der Höchstabfluß aber verkleinert wird.

<sup>1</sup> Gutachten über die Wasserverhältnisse des Etzelwerk-Projektes erstattet an die Etzelwerk-Kommission von Ing. J. Epper, Chef des eidg. hydrometrischen Bureaus. 10. Nov. 1904.

Geschiebführung.

Bei dem starken Gefälle der Sihl, das auch im Unterlauf noch 0,0025 bis 0,003 beträgt, ist die Geschiebeführung des Flusses nicht unbeträchtlich. Grobe Gerölle kommen bis in die Mündungsstrecke der Sihl hinein vor. Infolge der nach Erbauung des Etzelwerkes eintretenden Verkleinerung der Jahresabflußmengen, namentlich aber der Hochwasserführungen, wird späterhin auf eine erhebliche Verringerung der von der Sihl geführten Geschiebemengen zu rechnen sein.

Die Kreuzungsstelle der linksufrigen Zürichseebahn mit der Sihl, an welcher der sogenannte **Sihl-Überfall** erbaut werden soll, liegt knapp 2 km oberhalb der Sihl-Mündung im Sihlhölzli etwa 900 m vom unteren Ende des Züricher-Sees entfernt innerhalb der Stadt Zürich.

### B. Der Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen für die Überführung der Sihl über die tiefgelegte linksufrige Zürichseebahn vom März 1916.

Tieflegung der linksufrigen Zürichseebahn.

Die zur Beseitigung zahlreicher, lästiger und gefährlicher Niveaureuzungen innerhalb der Stadt Zürich auf Grund umfangreicher Vorarbeiten beschlossene **Verlegung und Tieflegung der linksufrigen Zürichseebahn** zwischen dem Züricher Hauptbahnhof und der Station Wollishofen macht die **Unterführung der zweigleisigen Bahnanlage unter dem Sihl-Fluß** erforderlich. Um die Bahn nicht zu tief senken zu müssen, ist die **Hebung des Sihl-Bettes** oberhalb der zukünftigen Kreuzungsstelle mit der verschobenen Bahlinie, die um rund 90 m flußaufwärts der bestehenden Eisenbahnbrücke liegen wird, beabsichtigt. Die Sihl soll dazu auf eine Länge von rund 1000 m ein neues Bett erhalten, das vom Oberwasser der vorhandenen schrägen Wehranlage unterhalb der Station Gießhübel abzweigt, in sanft geschwungener Linienführung auf dem rechten Ufer des jetzigen Sihl-Bettes verläuft und oberhalb der Stauffacher Brücke wieder an das alte Flußbett anschließt (Plan 2).

Das Oberwasserbett.

Nach dem Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen vom März 1916 soll das **Oberwasserbett** auf dem rechten Ufer des jetzigen Sihl-Laufes in regelmäßiger Weise teils durch Ausschachtung, teils durch Aufschüttung der Ufer bzw. durch Ufermauern gebildet werden. Von der Abzweigungsstelle vom alten Bett bis 85 m oberhalb der Nullaxe<sup>1</sup> ist ein trapezförmiges Flußbett von 34 m Sohlenbreite vorgesehen, dessen gepflasterte Ufer unter  $h:b = 4:5$  abgeböschet werden sollen. Auf der stromabwärts anschließenden 35 m langen windschiefen Übergangsstrecke wird dann die Sohle zwischen geradlinigen Begrenzungslinien allmählich auf 42 m Breite erweitert, während gleichzeitig die Neigung der Böschungen so verstärkt wird, daß das Böschungsverhältnis am Ende der Übergangsstrecke  $5:1$  beträgt. Unterhalb der Übergangsstrecke behält der Querschnitt die Sohlenbreite von 42 m und die unter  $5:1$  geböschten, mit Mauern begrenzten Steilufer bis zur Kreuzungsstelle mit der neuen Bahlinie bei. (Abb. 1 auf Plan 5).

Die Sohle des verlegten Flußbettes besitzt oberhalb des Absturzes ein Gefälle von rund 0,0015 und liegt an der Nullaxe — 1,29 m unterhalb der Kreuzungsstelle der Flußaxe mit der Bahnaxe — auf Ord 415,240 m + NN.

Der Überfall.

Dicht unterhalb der Kreuzung der Bahlinie liegt der mit dem Namen »**Überfall**« bezeichnete Absturz des neuen Sihl-Bettes, der die Gefällstufe von der Höhe des gehobenen neuen Flußbettes zu derjenigen des alten Bettes überwindet. Im Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen vom März 1916 ist der Absturz als unter  $6:1$  geneigter Steilabsturz mit davorliegender 4,30 m breiter und 2 m hoher Vorstufe ausgebildet. Das anschließende **Sturzbecken** besteht aus verankerten Granitquadern auf einer starken, mit Eisen armierten Betonplatte und besitzt bei einer in der Richtung des Flusses gemessenen Breite von 26 m eine Tiefe von 3 m unter der Sohle des Unterwasserbettes und einen unter  $22\%$  geneigten Gegenboden. Die gesamte

<sup>1</sup> Die Nullaxe liegt normal zur Flußaxe in der Höhe der Flußsohle und geht durch den über der Bahnaxe liegenden Punkt der linksseitigen Uferböschung, die 21 m von der Flußaxe entfernt liegt, hindurch. Da die Bahnaxe die Flußaxe schräg unter einen Winkel von  $86^{\circ}29'$  schneidet, liegt der Nullpunkt des Axensystems 1,29 m stromabwärts vom Schnittpunkt der Bahnaxe mit der neuen Flußaxe. Es entspricht diese Lage derjenigen im Längenschnitt A-A auf Plan 6 des Entwurfes der Schweizerischen Bundesbahnen vom März 1916. Die Querschnitte stromabwärts der Nullaxe sind mit den Vorzeichen +, diejenigen stromaufwärts mit dem Vorzeichen — bezeichnet worden.

Höhe der Absturzstufe des Flußbettes beträgt — von der Nullaxe bis zur Höhe der Sohle am Ende des Sturzbeckens gemessen — **4,625 m**. Das Sturzbecken erweitert sich in seinem tiefsten Teil vor der Vorstufe auf 47 m und besitzt teils unter 10:1 teils unter 5:1 steilgeneigte Begrenzungsmauern. Das Absturzbauwerk ist unabhängig von dem Unterführungsbauwerk ausgebildet und von diesem durch eine Fuge getrennt. Es greift mit seiner zwischen Spundwänden angeordneten Betongründung 4,6 m unter die Sturzbeckensohle hinunter und rund 2,5 m tief in das Grundwasser<sup>1</sup> ein. Das Sturzbecken endet mit einer Herdmauer, die 4,6 m unter die Sohle des Unterwasserbettes hinunterreicht. (Siehe den Längenschnitt Textabb. 22 a S. 60).

Im Sturzbecken und im anschließenden oberen Ende des **Unterwasserbettes** verjüngt sich die Sohlenbreite allmählich wieder auf die bis zur Einmündung in das alte Sihl-Bett beibehaltene normale Breite von 34 m. Die Ufer werden zunächst bis etwa 58 m unterhalb des Endes des Sturzbeckens aus steilen, unter 5:1 geböschten Mauern gebildet, die dann mit einer etwa 12 m langen windschiefen Übergangsstrecke in die anschließenden, abgepflasterten Uferböschungen mit Neigungen von 4:5 übergehen. Die Sohle des Unterwasserbettes besitzt ein Gefälle von 0,003. Sie soll anschließend an das Sturzbecken auf 24 m Länge mit einem 0,4 m starken Granitpflaster in Mörtel auf Beton und sodann auf 50 m Länge mit einem von Betonschwellen begrenzten, 0,4 m starken Trockenpflaster aus Kalksteinen auf einer 0,1 m starken Kiesbettung befestigt werden. Weiterhin ist noch eine Abdeckung der Sohle auf 50 m Länge mit einer 0,1 m starken Lage aus grobem Kies vorgesehen.

Das Unterwasserbett.

### C. Die in Zürich ausgeführten Modellversuche für die Ausbildung des Sihl-Überfalles.

Die große Wichtigkeit, welche der richtigen Ausbildung des Überfalles der Sihl unterhalb der Kreuzungsstelle des gehobenen Sihl-Bettes mit der unterführten linksufrigen Zürichseebahn für die Sicherheit sowohl der Bahnanlage als auch des Flußbettes beigemessen werden muß, hat die Schweizerischen Bundesbahnen veranlaßt, sehr sorgfältige Vorarbeiten für die Gestaltung des Kreuzungsbauwerkes auszuführen. Im Verlauf der vieljährigen Entwurfsbearbeitung sind unter Mitwirkung der zuständigen Behörden und einer größeren Anzahl zugezogener Sachverständiger mehrere erheblich von einander abweichende **Entwurfsvorschläge** für die Ausbildung des Überfalles entstanden, von denen hauptsächlich die folgenden als Grundlage für die Ausführung ernstlich in Betracht gezogen wurden:

Verschiedene Entwurfsvorschläge.

1. Eine unter 1:6 flachgeneigte schiefe Ebene ohne Sturzbecken (Vorschlag des Obersten Ed. Locher und des Professors Zschokke vom 20. April 1904).
2. Eine unter 1:6 flachgeneigte schiefe Ebene mit anschließendem Steilabsturz und vorgelagertem 1 m tiefen Sturzbecken (Vorschlag der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen Projekt VI von 1913).
3. Ein zweistufiger Sturzüberfall (Vorschlag des Tiefbauamtes Zürich vom Juni 1903, sowie des Dr. Epper vom 20. April 1915).
4. Ein einstufiger Sturzüberfall mit Vorstufe und 3 m tiefen Sturzbecken (Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen vom März 1916).
5. Ein unter 3:2 geneigter Schußüberfall mit 2 m tiefem Sturzbecken (Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen, der aber nicht für die Ausführung in Vorschlag gebracht wurde, da die Möglichkeit einer Abbremsung des Wassers am Fuß des Wehres bezweifelt wurde).

Demnach sind alle wichtigeren Ausbildungsmöglichkeiten eines Überfalles bei der Entstehung des Entwurfes in Erwägung gezogen worden.

Bei der Unmöglichkeit einer zuverlässigen rechnerischen Festlegung des Wasserabflusses konnte die beste Form des Überfalles und des Sturzbeckens auf rein theoretischem Wege nicht ermittelt werden. Deshalb beantragte der mit der Entwurfsbearbeitung betraute Obergeringieur der Schweizerischen Bundesbahnen Grünhut im November 1914, daß **Modellversuche** zur Gewinnung der Grundlagen für eine richtige Entscheidung herangezogen würden. Solche Modellversuche wurden zunächst

Modellversuche in Zürich.

<sup>1</sup> Nach dem Stand vom Oktober 1911.

durch Dr. Epper im Frühjahr 1915 im mechanisch-technischen Laboratorium des Professors Prasil der Züricher Technischen Hochschule in genereller Weise für drei verschiedene Überfallformen ausgeführt. Später hat das technische Bureau der Kreisdirektion III der Schweizerischen Bundesbahnen in Zürich im November und Dezember 1915 an der gleichen Stelle umfangreiche Versuche bei einer größeren Zahl von Überfallquerschnitten vorgenommen.

Die Züricher Versuchs-  
anlage.

Für die genannten Versuche wurde eine **Versuchsrinne** von rund 0,4 m Breite mit parallelen Seitenwänden aus Eternitplatten hergestellt, der das erforderliche Betriebswasser durch eine Zentrifugalpumpe zugeführt wurde. In der Rinne wurden Modelle in 1:25 der wirklichen Größe eingebaut, die einem 10 m breiten Längsstreifen des Sihl-Flusses am Überfall entsprachen. Auf die tatsächlich vorhandenen wechselnden Breiten des Überfalles und des Sturzbeckens sowie der anschließenden Teile des Flußbettes konnte bei diesen Versuchen keine Rücksicht genommen werden.

Die Versuche haben sich auf eine große Anzahl verschiedener Ausbildungen des Überfalles und des Sturzbeckens sowie auf verschiedene Abflußmengen erstreckt. Sie bestanden in der Hauptsache in der genauen Aufnahme des Wasserspiegels im Längenschnitt, umfaßten aber auch Untersuchungen über die Art der Geschiebebewegung und über das durch den Wasserabsturz hervorgerufene Geräusch. Die Längenschnitte des Wasserspiegels wurden im Verzerrungsmaßstab 1:2 sorgfältig aufgetragen.

Die Abflußvorgänge im Innern der benetzten Querschnitte konnten bei der Undurchsichtigkeit der Seitenwände der Versuchsrinne nicht genau beobachtet werden. Durch Abtasten des Wassers mit der Hand und durch Hineinsehen durch ein von der Oberfläche aus eingeführtes Rohr mit Glasboden wurde indessen versucht, einigen Anhalt über die Stärke der Strömungen und über die Ablagerung der dem Wasser beigefügten Geschiebe zu erlangen. Ein genaues Bild des Abflußvorganges konnte aber durch diese Beobachtung allein nicht gewonnen werden.

Aufzeichnung des Abfluß-  
bildes.

Um die umfangreichen in Zürich ausgeführten Beobachtungen als Grundlage für die im Karlsruher Flußbaulaboratorium geplanten Versuche in möglichst weitgehender Weise nutzbar zu machen, wurde versucht, in die nach den Züricher Aufnahmen unverzerrt aufgetragenen Längenschnitte das **Abflußbild** auf rein zeichnerischem Weg einzutragen. Bei der sehr sorgfältigen Ausführung der Wasserspiegelaufnahmen konnte dies auf Grund der bei ähnlichen Versuchen in durchsichtigen Glasrinnen gewonnenen Erfahrungen mit ausreichender Genauigkeit geschehen. Zu diesem Zweck wurden die den benetzten Längenschnitt darstellenden Flächen von 30 verschiedenen Abflußbildern in der im Abschnitt D des ersten Teiles dieses Berichtes beschriebenen Weise in den eigentlichen **Wasserstrom**, in dem sich der Wasserabfluß hauptsächlich vollzieht, und in die unterhalb und oberhalb des Wasserstromes auftretenden **Walzen** zerlegt, in denen sich das Wasser im wesentlichen in geschlossenen Bahnen bewegt (Plan 3).

Wenn auch bei einigen der untersuchten Längenschnitte infolge der stufenförmigen Ausbildung der Sturzbecken ziemlich verwickelte Abflußbilder mit einer größeren Anzahl von Grund- und Deckwalzen auftreten, so können die Einzeichnungen abgesehen von Ungenauigkeiten in der Begrenzung der einzelnen Walzen doch im allgemeinen als zutreffend angesehen werden, da die im Karlsruher Laboratorium früher zwischen Glasscheiben genau untersuchten zahlreichen Abflußbilder einen genügenden Anhalt für die richtige Festlegung des Wasserstromes und der Walzen aus der Sohlen- und Wasserspiegelgestalt liefern. Nur für die Abflußbilder des Sturzüberfalles mit lotrechter Absturzwand und zweistufigem Sturzbecken (Versuch 2, Abb. 5—7 des Planes 3) wurde eine Nachprüfung an einem Modell im Maßstab 1:50 zwischen Glaswänden vorgenommen, die aber zu keiner Änderung des vorher eingezeichneten Abflußbildes Anlaß gegeben hat. Für größere Hochwassermengen ergab die Nachprüfung am Modell auch den gleichen periodischen Wechsel zwischen zwei verschiedenen Abflußbildern der in Abb. 7 auf Plan 3 dargestellten Form. Für eine dem wirklichen Abfluß von 550 cbm/Sek entsprechende Abflußmenge von rund 103,4 l/Sek auf 1 m Überfallbreite beim Modell 1:50 wurde zwischen dem Auftreten der gleichen Abflußbilder ein jedesmaliger Zeitabstand von 4 Sekunden beobachtet, während in Zürich für das doppelt so große Modell 1:25 bei einer nicht genau bestimmten Abflußmenge ein Zeitabstand von 8 Sekunden festgestellt war. Auf den Abbildungen des Planes 3 ist der **Wasserstrom**

mit **blauer** Farbe kenntlich gemacht worden. Die wie oberflächliche Wasserräder drehenden **Normalwalzen** (Haupt-Grundwalzen und Neben-Deckwalzen) sind durch **lila** Färbung und wagerechte Schraffur, die wie unterschlächtige Wasserräder drehenden **Gegenwalzen** (Haupt-Deckwalzen und Neben-Grundwalzen) aber durch **grüne** Färbung und lotrechte Schraffur kenntlich gemacht worden.

Von den so ausgearbeiteten Abflußbildern des Planes 3 zeigen die in den Abb. 1 bis 27 dargestellten **Sturzüberfälle** mit verschiedenen ausgebildeten Sturzbecken und meist vollständig gelüftetem freien Strahl. Die Abb. 28 und 29 stellen den Längenschnitt durch einen **Schußüberfall** mit auf dem Abschlußboden aufliegenden Strahl; Abb. 30 aber den Längenschnitt durch einen zweistufigen **Stufenüberfall** dar. Die bei den einzelnen Versuchen verwendeten Abflußmengen konnten bei den einfachen Verhältnissen der Versuchsanlage nicht mit genügender Genauigkeit bestimmt werden. Sie sind daher auf den Plänen nicht angegeben worden. Die Versuche litten auch an der ungenügenden Länge der an den Überfall anschließenden Teile des Ober- und Unterwasserbettes, die keine wellenfreie Zuleitung des Wassers und keine einwandfreie Beobachtung der Vorgänge im Sturzbecken ermöglichte. Trotz dieser Mängel der Versuchsanlage, die sich aus der schnellen Herstellung für eine nur vorübergehende Benutzung erklären, haben die angestellten Versuche wertvolle Aufschlüsse ergeben, die in einem Bericht der Kreisdirektion III der Schweizerischen Bundesbahnen vom April 1916 zusammengestellt sind.

Die Versuche führten zu dem Ergebnis, daß ein **zweistufiger Überfall** als ungeeignet verworfen wurde, weil die beiden Stufen zur Beruhigung des Wassers einen zu großen gegenseitigen Abstand erhalten müßten. Auch von der Verwendung eines **Schußüberfalles** wurde Abstand genommen, weil sich eine genügende Abbremsung der bei Hochwasser auftretenden erheblichen Abflußgeschwindigkeiten am Wehrfuß infolge der zu flachen Ausbildung des Sturzbeckens nicht erreichen ließ. Als die den Anforderungen am besten entsprechende Form wurde ein **fast lotrechter Absturz** mit Sturzbecken und mit Vorrichtungen zum Lüften des Strahles ermittelt. Weitere Versuche über die Ausbildung des Sturzbeckens führten zu der Feststellung, daß das **Sturzbecken** zweckmäßig eine Tiefe von etwa 3 m erhalten müsse, daß der abstürzende Strahl auch bei dem stärksten Abfluß noch auf den wagerechten Teil des Bodens des Sturzbeckens auftreffen solle, und daß zur Vernichtung der Geschwindigkeiten als stromabwärts gerichtete Begrenzung des Sturzbeckens ein geneigter Gegenboden — mit am besten 22 % Steigung — einer lotrechten Abschlußwand oder einem treppenförmigen Aufstieg zum Unterwasserbett gegenüber zu bevorzugen sei. Es wurde ferner festgestellt, daß eine Zusammenziehung der Seitenwände des Sturzbeckens die Beruhigung des Wassers begünstige, und daß eine Vorstufe vor der Abfallwand im gleichen Sinne wirke. Eine Verbreiterung des Sturzbeckens schütze die Ufer vor Abnutzung und trage zur Beruhigung des Wassers bei. Für den Geschiebetransport sei ein geneigter Abschluß des Sturzbeckens am geeignetsten.

Ergebnis der Züricher  
Versuche.

Auf verschiedene dieser Feststellungen wird im nächsten Abschnitt noch näher einzugehen sein. Es soll hier nur ausgesprochen werden, daß der Verfasser der Verwerfung des Stufenüberfalles durchaus zustimmt, daß er dagegen der Ablehnung des Schußüberfalles nicht beipflichten kann, daß er vielmehr einen gut ausgebildeten Schußüberfall, namentlich wegen der besseren Ableitung der Sinkstoffe, einem Sturzüberfall gegenüber, den Vorzug gibt. Bei richtiger Ausbildung der Abschlußwand und des Sturzbeckens läßt sich der Wasserstrom in durchaus befriedigender Weise auf kurzer Lauflänge beruhigen, so daß kein Grund für die Verwerfung dieser bewährten Überfallform vorliegt.

So interessant ein näheres Eingehen auf die Art des Wasserabflusses bei den zahlreichen in Zürich untersuchten Überfall- und Sturzbeckenformen auch sein würde, so mußte davon doch abgesehen werden, da eine solche Besprechung sehr umfangreich ausfallen und über den Rahmen dieses Berichtes hinausgehen würde.

Für Studien über die Wirkungen der Form der Überfälle und Sturzbecken auf den Wasserabfluß und die Wasserberuhigung werden die Längenschnitte des Planes 3 mit den eingezeichneten Abflußbildern aber auch ohne nähere Erläuterung manchen wertvollen Aufschluß geben.

**D. Die im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Modellversuche zur Ermittlung der zweckmäßigsten Ausbildung des Sihl-Überfalles.**

I. Die Ausführung der Versuche.

Versuchsanlage.

Die Versuche fanden in der **hydraulischen Rinne** des Flußbaulaboratoriums der Karlsruher Technischen Hochschule statt, die auf der 19,55 m langen und 2,0 m breiten Rinne für flußbauliche Versuche ruht. (Plan 1). Die hydraulische Rinne hat eine Gesamtlänge von 11 m und besitzt auf eine Länge von 6,5 m Seitenwände aus Spiegelglasscheiben. Die lichte Weite der Rinne beträgt rund 0,5 m. Für die Versuche im Maßstab 1:25, bei denen der Wasserstrom beiderseitig die Glaswände berührte, wurde die Entfernung der 1,4 m langen Haupt-Spiegelglasscheiben, zwischen denen der Überfall und das Sturzbecken eingebaut wurden, möglichst genau zu 0,502 m bestimmt.

Wassermessungen.

Die **Wassermessungen** erfolgten mit Hilfe eines genau geeichten Meßwehres mit seitlicher Zusammenziehung des Strahles. Die Überfallhöhe  $h'_0$  dieses Meßwehres kann mit einer von unten an die Wasserspiegel herangeführten Spitze zuverlässig mit einer Genauigkeit von  $\frac{1}{10}$  mm bestimmt werden. Aus den gemessenen Überfallhöhen  $h'_0$  und der gleichfalls genau bestimmten Breite des Meßwehres  $b'_0 = 0,501$  m wurde die das Meßwehr überfließende Wassermenge  $q$  aus der Formel:

$$I \quad q = \frac{2}{3} \left( 0,5877 + \frac{2,0595}{1000 \cdot h'_0 + 9,6} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot b'_0 \cdot h'_0^{\frac{3}{2}}} \text{ in cbm/Sek}$$

ermittelt, wobei  $h'_0$  und  $b'_0$  in m eingeführt werden müssen.

Diese Formel, die nur für ein Meßwehr von 0,5 m Breite Gültigkeit besitzt, wurde durch eine sehr sorgfältig durchgeführte Eichung des Meßwehres festgelegt, zu der die in dem Aufsatz »Neueinrichtungen des Karlsruher Flußbaulaboratoriums«<sup>1</sup> beschriebenen Vorrichtungen, die zum Teil auch auf Plan 1 eingezeichnet sind, Verwendung gefunden haben.

Auf die Zuverlässigkeit der mit Hilfe dieser Formel am Meßwehr ausgeführten Wassermessungen kann daraus geschlossen werden, daß die unter ihrer Verwendung mit Hilfe des gleichen Meßwehres vom Verfasser aufgestellte Formel für lotrechte scharfkantige Plattenwehre ohne seitliche Zusammenziehung des Strahles<sup>2</sup> bei einer sehr sorgfältig ausgeführten Nachprüfung in der neuen staalichen Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien<sup>3</sup> bei den in Frage kommenden Überfallhöhen bis:  $h'_0 = 0,2$  m nur eine mittlere Abweichung der gemessenen Wassermengen von den aus der Formel berechneten von 0,11% ergeben hat. Es ist das ein bei einer Messung fließenden Wassers seither wohl kaum erreichter Genauigkeitsgrad.

Höhenbestimmung des Wasserspiegels.

Für die Messung der **Höhenlage des Wasserspiegels** und ebenso zur Bestimmung der Gestalt des Flußbettes wurde ein in der Längs- und Querrichtung auf gehobelten Schienen laufender Gleitschlitten mit Spitzenmaßstab (auf Plan 1 mit Spitzenmaßstab 4 bezeichnet) verwandt. Die Längsschienen wurden während der Versuche so verlängert, daß die Flußmodelle in einer Längenausdehnung von 6 m bestrichen werden konnten. Die Höhen des Wasserspiegels wurden mit von oben durch Zahnstangenvorgelege auf den Wasserspiegel gesenkten vernickelten Stahlspitzen durch Noniusablesung bestimmt. Die Nachprüfung der Meßvorrichtung mit dem Nivellierinstrument ergab bei allen Stellungen des Meßgerätes eine Genauigkeit auf 0,1 mm.

Strömungs- und Geschwindigkeitsmessungen

Für die Bestimmung der **Strömungsrichtungen** kamen Schwimmer, Grundkugeln aus Bernstein vom spezifischen Gewicht 1,00 bis 1,057, Faden-Richtungsmesser und Farbstoffeinleiter zur Verwendung.

Zur Messung der **Geschwindigkeiten** wurden Schwimmer oder kleine Pitotsche Röhren verschiedener Ausbildung verwandt, die für die einzelnen Messungen besonders hergestellt wurden.

<sup>1</sup> Zeitschrift für Bauwesen 1910.

<sup>2</sup> Festschrift zur Feier des 52. Geburtstages Sr. Königl. Hoheit des Großherzog Friedrich II., herausgegeben von der Technischen Hochschule Fridericiana 1909 und Handbuch der Ingenieurwissenschaften 4. Aufl. 3. Teil: Der Wasserbau. 2. Bd. 1912. Herausgegeben von Th. Rehbock, S. 58.

<sup>3</sup> Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau im K.K. Ministerium für öffentl. Arbeiten über ausgeführte Versuche, 1. Folge. Wien 1915. Die bei Überfallhöhen über 0,2 m in Wien festgestellten kleinen, praktisch kaum ins Gewicht fallenden Mehrbeträge der Abflusmengen den Formelwerten gegenüber führt Verfasser auf eine nicht völlig ausreichende Lüftung des Raumes unter dem Strahl zurück. Ähnliche Mehrbeträge wurden auch in Karlsruhe bei Verwendung nur eines Lüftungsrohres bei den ersten Messungen bei Überfallhöhen über 0,2 m festgestellt.

Die Modelle wurden in der Hauptsache aus Gips mit Metalleinlagen angefertigt und durch Anstrich gegen die Angriffe des Wassers geschützt, Bei ebenen Flächen kamen auch Holz- und Eternitplatten zur Verwendung.

Modelle.

Einzelne Punkte des Flußbettes oder des Wasserspiegels wurden gegen ein Ordinaten-System festgelegt, dessen Nullpunkt in der Flußmitte 1,29 m stromabwärts des Schnittpunktes der Flußaxe mit der Bahnaxe in der Höhe der Ordinate + 415,240 m über NN liegt. Die von diesem, in der Höhe der Flußsohle liegenden Nullpunkt aus nach oben gemessenen Höhen und stromabwärts gemessenen Längen wurden mit +, die nach unten gemessenen Höhen und stromaufwärts gemessenen Längen aber mit - bezeichnet.

Ordinaten-System.

Die in dieser Schrift angegebenen Zahlenwerte sind sämtlich auf die Verhältnisse des wirklichen Flußbettes umgerechnet, wozu die an den im Maßstab 1:k ausgeführten Modellen erhaltenen Zahlenwerte zu multiplizieren waren:

Umrechnung der Beobachtungswerte.

1. bei den Längen, Breiten und Höhen mit . . . . .  $k$
2. bei den Flächen mit . . . . .  $k^2$
3. bei den Zeiten mit . . . . .  $k^{0,5}$
4. bei den Geschwindigkeiten mit . . . . .  $k^{0,5}$
5. bei den in der Zeiteinheit abfließenden Wassermengen mit  $k^{2,5}$
6. bei den Massen und Gewichten mit . . . . .  $k^3$
7. bei den Energieleistungen mit . . . . .  $k^{3,5}$

## II. Der Maßstab der Modelle und die erforderlichen Abflußmengen.

Die in Karlsruhe ausgeführten Versuche sollten die Unterlagen für die endgültige Festlegung der Gestalt des Überfalles der Sihl und der angrenzenden Teile des Flußbettes liefern. Es mußte zu diesem Zweck die Art des zu erwartenden Wasserabflusses und der Bewegung der Sinkstoffe möglichst genau festgestellt werden.

Da die zur Verfügung stehende Zeit zur Beschränkung in der Zahl der auszuführenden Versuche zwang, wurden die Untersuchungen auf die besonders wichtigen größeren Wasserführungen beschränkt und nur die folgenden 5 verschiedenen Abflußmengen den Modellversuchen zugrunde gelegt:

Größe der untersuchten Wasserführungen.

- $Q_1 = 50 \text{ cbm/Sek}$
- $Q_2 = 250 \text{ cbm/Sek}$
- $Q_3 = 400 \text{ cbm/Sek}$
- $Q_4 = 550 \text{ cbm/Sek}$
- $Q_5 = 700 \text{ cbm/Sek}$

Nach den Aufzeichnungen des eidgenössischen Oberbauinspektorates ist die Wassermenge von 550 cbm/Sek im Jahre 1846 beobachtet worden. Etwa die gleiche Wassermenge, nämlich 560 cbm/Sek ist nach Mitteilungen des Züricher Stadtrates an die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen vom 18. August 1910 am 15. Juni 1910 von den städtischen Beamten in der Sihl gemessen worden.

In ihrem Berichte an die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen schlägt die Kreisdirektion III vor, die bisher stets als Höchstabfluß anerkannte Wasserführung von 550 cbm/Sek als die auch für die Zukunft zu erwartende Höchstwassermenge dem Entwurf zugrunde zu legen.

Nachdem die Wassermenge von 550 cbm/Sek im Laufe eines Jahrhunderts zweimal tatsächlich festgestellt worden ist, erscheint es indessen nicht ganz ausgeschlossen, daß beim Zusammentreffen sehr ungünstiger Verhältnisse auch einmal ein noch größerer Abfluß eintreten kann. Aus diesem Grunde wurden die Modellversuche zwar im allgemeinen nur auf Höchstabflußmengen bis zu 550 cbm/Sek erstreckt, für die für die Verwirklichung in Frage kommenden Ausbildungen des Überfalles aber doch auch Wasserspiegelaufnahmen für einen Abfluß von 700 cbm/Sek durchgeführt, um festzustellen, ob auch nicht bei einem solchen ganz ungewöhnlichen und wohl kaum jemals zu erwartenden Katastrophen-Hochwasser die Sicherheit der Bauten ernstlich gefährdende Abflußverhältnisse auftreten würden. Wenn nach der beabsichtigten Erbauung des Etzelwerkes auch auf eine starke Verminderung des Höchstwasserabflusses zu rechnen ist, so schien eine diesbezügliche Feststellung bei der Wichtigkeit der geplanten Neuanlagen doch angebracht zu sein, um auch den denkbar ungünstigsten Verhältnissen Rechnung zu tragen.

Die Art der Modelle.

Im Gegensatz zu dem bei den Versuchen in Zürich verfolgten Vorgehen sollten die Untersuchungen nicht auf einen beiderseitig von parallelen Wandungen begrenzten **Modellstreifen** beschränkt werden, sondern sich auf den ganzen Flußlauf mit den in Wirklichkeit vorhandenen wechselnden Breiten und Uferbegrenzungen erstrecken, um auch die sehr wichtige Einwirkung der verschiedenen Querschnittsgrößen des Flußbettes und der wechselnden Neigungen der Ufer auf den Wasserabfluß feststellen zu können.

Hierzu wurden zunächst **Halbmodelle** des Flußbettes bis zur lotrechten Mittelebene verwandt. Die Mittelebene des Flusses wurde durch eine Spiegelglaswand gebildet. Dadurch wurde der Vorteil erzielt, daß die Wasserbewegung auch im Innern des Flusses durch die Glaswand hindurch mit dem Auge unmittelbar beobachtet werden konnte. Allerdings mußte bei diesem Vorgehen erwartet werden, und es hat sich dies bei den Versuchen auch gezeigt, daß die Abflußerscheinungen bei einem solchen Halbmodell den tatsächlich auftretenden nicht ganz entsprechen, da die Spiegelglaswand trotz ihrer Glätte den wirksamen hydraulischen Radius verkleinert und den Wasserabfluß dadurch etwas verzögert. Infolgedessen werden aber die leicht zu beeinflussenden Erscheinungen, namentlich die Lage der Übergangsstellen des Wassers vom Strömen zum Schießen und die Lage der Oberflächenwellen etwas geändert. Die Höhe der Wellen wird dagegen durch die Einschaltung einer Glasscheibe in die Symmetrieebene des Modelles eines Wasserlaufes nicht wesentlich einflußt, da die Wellen an der lotrechten Glaswand vollständig reflektiert werden.

Um den Einfluß der Glaswand in der Symmetrieebene der Flußmodelle auszuschalten, wurden aber außer den Versuchen an Halbmodellen auch noch solche an **Vollmodellen** ausgeführt, die den ganzen Wasserlauf von Ufer zu Ufer darstellten und die wirklichen Verhältnisse daher genau wiedergaben.

Der Modellmaßstab.

Die zulässige Größe der Modelle war durch die Breite der vorhandenen Glasrinne von 0,502 m und durch die Leistungsfähigkeit der das Wasser liefernden Pumpe von etwa 66 l/Sek festgelegt. Als zweckmäßig wurden die folgenden Modellgrößen ausgewählt:

1. Für **Modellstreifen** zwischen parallelen Glaswänden:

$$\text{Maßstab } 1:k_1 = 1:25$$

Breite der untersuchten Modellstreifen 0,502 m.

2. Für die **Halbmodelle** mit Glaswand in der Mitte:

$$\text{Maßstab } 1:k_2 = 1:50$$

Größte Breite der Modelle etwa 0,48 m.

3. Für die **Vollmodelle**:

$$\text{Maßstab } 1:k_3 = 1:100$$

Größte Breite des Modelles etwa 0,48 m.

Die für die einzelnen Modellversuche erforderlichen Wassermengen  $q$  berechnen sich aus den im wirklichen Bett abfließenden Wassermengen  $Q$  bei einem Modellmaßstab  $1:k$  für den sowohl im wirklichen Flußbett als auch im Modellbett vorhandenen turbulenten Wasserabfluß zu:

$$\text{II} \quad q = \frac{Q}{k^{2,5}}$$

Für die Halbmodelle 1:50 und für die Vollmodelle 1:100 lassen sich mit dieser Formel die für die Modellversuche erforderlichen Wassermengen genau berechnen, wozu bei den Halbmodellen natürlich nur die Hälfte der im ganzen Flußbett abfließenden Wassermengen als  $Q$  einzuführen ist.

Für den Modellstreifen 1:25 zwischen parallelen Glaswänden ist eine genaue Berechnung der für die Modellversuche erforderlichen Wassermengen deshalb nicht möglich, weil in einem Flußstreifen von der unveränderlichen Breite von 12,55 m im wirklichen Bett, der dem 0,502 m breiten Flußstreifen des Modelles zwischen den Glaswänden entspricht, nicht überall die gleichen Wassermengen abfließen. Denn es kommt auf einen Flußstreifen von gegebener Breite an den engeren Stellen des Flußbettes mehr Wasser zum Abfluß, als an den breiteren, an denen sich der Gesamtabfluß stärker nach der Breite verteilt.

Die Berechnung ergibt, bezogen auf 1 m Flußbreite, bei allen Wasserführungen für das Unterwasserbett nach dem amtlichen Entwurf mit 34 m Sohlenbreite zwischen Ufermauern eine um rund 23 % größere Wassermenge als für das gleichfalls zwischen Ufermauern liegende Oberwasserbett oberhalb des Überfalles mit 42 m Sohlenbreite.

Da eine Änderung der Wassermenge zwischen den einzelnen Querschnitten nicht durchführbar ist, sind die Versuche an einem Flußstreifen von ungeänderter Breite nur von bedingtem Wert, denn sie können die wirklichen Verhältnisse nicht in allen Querschnitten richtig wiedergeben.

Wenn trotzdem Versuche im Maßstab 1:25 zwischen parallelen Glaswänden durchgeführt wurden, so geschah dies hauptsächlich deshalb, weil die bei diesen Versuchen erreichte vollständige Durchsicht durch das abfließende Wasser die beste Gelegenheit zur genauen Beobachtung auch der feineren Abflußvorgänge, namentlich bei der Wasserberuhigung im Sturzbecken, bot. Der größere Maßstab der Modelle war aber auch für andere Beobachtungen vorteilhaft. Namentlich ließen sich die bei verschiedener Ausbildung des Überfalles entstehenden Geräusche bei einem Maßstab der Modelle von 1:25 weit besser beurteilen, als dies bei einem Maßstab von 1:50 oder einem noch kleineren Maßstab der Fall war, da mit der abnehmenden Größe der Energie des fallenden Wassers auch die Geräusche stark abnehmen. Endlich war es aber auch zweckmäßig, Versuche dieser Art vorzunehmen, weil sämtliche in Zürich angestellten Versuche in einer Rinne mit parallelen Seitenwänden durchgeführt waren. Das Ergebnis dieser Versuche ließ sich am besten nutzbar machen, wenn in der gleichen Weise ausgeführte Versuche mit solchen an Modellen, welche die wirkliche Bettform richtig wiedergeben, verglichen wurden.

Die Versuche an Modellstreifen im Maßstab 1:25 zwischen Glaswänden können aber doch nur als Vorversuche betrachtet werden, die keine zuverlässigen Schlüsse auf die wirklichen Verhältnisse zulassen, weil die wechselnde Breite des Flußbettes den ganzen Abflußvorgang ganz wesentlich beeinflusst.

Da vor allem die Abflußverhältnisse des Wassers im Oberwasserbett und beim Überfall mit dem anschließenden Sturzbecken zu untersuchen waren, wurden den Versuchen an Modellstreifen die für das 42 m breite Oberwasserbett dicht oberhalb des Überfalles berechneten Wassermengen zugrunde gelegt, wobei sich allerdings für das Unterwasserbett nicht unwesentlich zu kleine Abflußmengen ergeben mußten.

Die bei den Versuchen an den drei verschiedenen Modellarten verwendeten, durch Berechnung mit Hilfe der Formel II bestimmten Wassermengen gehen aus der folgenden Zusammenstellung I hervor:

Abflußmengen  
bei den Versuchen

### Zusammenstellung I

der für die Modellversuche erforderlichen Wassermengen.

Für die wirklichen Abflußmengen im Flußbett $Q$ in cbm/Sek	sind bei den Modellversuchen erforderlich die Wassermengen $q$ in l/Sek		
	für den 0,502 m breiten Modellstreifen 1:25	für das Halbmodell 1:50	für das Vollmodell 1:100
	$Q_1 = 50$	4,75	1,41
$Q_2 = 250$	23,70	7,07	2,5
$Q_3 = 400$	37,80	11,31	4,0
$Q_4 = 550$	51,90	15,56	5,5
$Q_5 = 700$	66,00	19,80	7,0

Diesen Wassermengen  $q$  entsprechen am 0,501 m breiten Meßwehr mit seitlicher Zusammenziehung des überfallenden Strahles, an dem die Messung des den Modellen zufließenden Wassers stattfand, die in der nachfolgenden Zusammenstellung II enthaltenen Überfallhöhen  $h'_0$ , die aus Formel I auf Seite 38 berechnet wurden:

Überfallhöhen am  
Meßwehr.

**Zusammenstellung II**

der Überfallhöhen  $h'_0$  am Meßwehr, bei denen die richtigen Wassermengen abfließen.

Für die wirklichen Abflussmengen im Flußbett $Q$ in cbm/Sek	betragen die Überfallhöhen $h'_0$ in mm am Meßwehr		
	für den 0,502 m breiten Modellstreifen 1 : 25	für das Halbmodell 1 : 50	für das Vollmodell 1 : 100
$Q_1 = 50$	29,4	12,5	6,0 <sup>1</sup>
$Q_2 = 250$	88,6	38,6	18,7
$Q_3 = 400$	121,6	53,5	26,0
$Q_4 = 550$	150,9	66,4	32,5
$Q_5 = 700$	184,2	78,3	38,4

III. Bestimmung der Rauigkeitsbeiwerte der Modelle.

Bestimmung der  
Rauigkeitsbeiwerte.

Die richtige Wahl der Rauigkeit der Wandungen der Modelle ist für die Zuverlässigkeit und richtige Übertragbarkeit des Ergebnisses von Modellversuchen auf die Verhältnisse im Großen von grundlegender Wichtigkeit. Der Mangel eines zuverlässigen Verfahrens zur Bestimmung der Rauigkeit, die den Modellwandungen gegeben werden muß, bildet stets das größte Hindernis für die Durchführung zuverlässiger Modellversuche und hat auch die für den Sihl-Überfall angestellten Versuche wesentlich erschwert.

Erst wenn es gelungen sein wird, auch für die kleinen Verhältnisse der Modelle eine allgemein brauchbare Abflußformel aufzustellen und die ermittelten Rauigkeiten auch richtig auf die Modelle zu übertragen, wird es möglich sein, Modellversuche mit der erwünschten Zuverlässigkeit ohne umständliche und zeitraubende Vorversuche durchzuführen.

Bei den Versuchen für den Sihl-Überfall wurden die Rauigkeitsbeiwerte zunächst mit Hilfe der Formel von Ganguillet und Kutter bestimmt. Im Laufe der Versuche hat sich aber gezeigt, daß diese Formel für die sehr kleinen hydraulischen Radien der Modelle keine genügende Genauigkeit besitzt. Es wurde daher eine Änderung dieser Formel für nötig befunden, die aber noch keineswegs als genügend genau und in allen Fällen verwendbar erachtet werden kann.

Die Bestimmung des erforderlichen Rauigkeitsgrades der Modelle aus den näherungsweise bekannten Rauigkeitsbeiwerten des wirklichen Flußbettes wurde in der folgenden Weise auf rechnerischem Wege durchgeführt:

Für die Verhältnisse im wirklichen Flußbett ist:

$$\text{III} \quad Q = F \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

Für die Verhältnisse im Flußmodell aber:

$$\text{IV} \quad q = f \cdot c \cdot \sqrt{r \cdot i}$$

Durch Division der beiden Formeln III und IV entsteht:

$$\text{V} \quad \frac{Q}{q} = \frac{F}{f} \cdot \frac{C}{c} \cdot \sqrt{\frac{R}{r} \cdot \frac{J}{i}}$$

<sup>1</sup> Für so kleine Überfallhöhen war die Messung am Meßwehr nicht mehr durchführbar. Die Bestimmung der Wassermenge von 0,5 l/Sek für das Modell 1 : 100, die einem Abfluß von 50 cbm/Sek im wirklichen Bett entspricht, wurde daher an einer für kleine Wassermengen vorgesehenen besonderen Meßvorrichtung, bestehend aus einer Meßtrommel mit Spitzenmaßstab, durchgeführt.

Da aber für ein unverzerrtes, im Längenmaßstab  $1:k$  verkleinertes Modell sein muß

$$\frac{Q}{q} = k^{2,5}; \quad \frac{F}{f} = k^2; \quad \frac{R}{r} = k \quad \text{und} \quad \frac{J}{j} = 1,$$

folgt aus Formel V:

$$\text{VI} \quad c = C$$

Die Werte  $c$  und  $C$  wurden auf Grund der früheren Erfahrungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium, die sich allerdings nicht auf unter  $0,06$  m herabgehende Werte von  $r$  erstreckten, nach der Formel von Ganguillet und Kutter bestimmt, wobei die Formel VI übergeht in:

$$\text{VII} \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{r}}} = \frac{23 + \frac{1}{N} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{N}{\sqrt{R}}} = C$$

Mit Hilfe dieser Formel wurden aus den näherungsweise bekannten Rauigkeitsbeiwerten  $N$  für die Verhältnisse im wirklichen Flußbett die Rauigkeitsbeiwerte  $n$  für die Wandungen der Modellflüsse berechnet.

Eine allzu große Genauigkeit braucht bei dieser Umrechnung nicht angestrebt zu werden, da die Ausgangswerte der Berechnung  $N$  auch keineswegs ganz sicher feststehen und die ermittelten Rauigkeitsbeiwerte  $n$  doch nicht mit mathematischer Genauigkeit auf die Modelle übertragen werden können. Es war daher zur Vereinfachung der Berechnung statthaft, für die Ausdrücke  $\frac{0,00155}{J}$  und  $\frac{0,00155}{i}$ , die keinen wesentlichen Einfluß auf die Größe der Werte  $C$  bzw.  $c$  ausüben, einen unveränderlichen Mittelwert einzuführen, der zu  $0,6$  angenommen wurde und einem Spiegelgefälle von  $0,0026$  entspricht, das dem mittleren auftretenden Gefälle im Unterlauf der Sihl nahekommt. Durch diese Vereinfachung entstehen bei den Werten  $C$  und  $c$  nur Abweichungen vom genauen Werte um Bruchteile eines Hundertstel, die nicht ins Gewicht fallen.

Durch Einführung dieser Vereinfachung in Formel VII entsteht:

$$\text{VIII} \quad c = \frac{23,6 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23,6 \cdot n}{\sqrt{r}}} = \frac{23,6 + \frac{1}{N}}{1 + \frac{23,6 \cdot N}{\sqrt{R}}} = C$$

Mit Hilfe dieser Formel wurden zunächst die Werte  $C$  aus den Rauigkeitsbeiwerten  $N$  und den hydraulischen Radien  $R$  für das wirkliche Flußbett bestimmt, aus denen dann weiterhin die Rauigkeitsbeiwerte  $n$  für die dem wirklichen Flußbett entsprechenden Modell-Flußbetten berechnet werden konnten.

Nach den Annahmen des amtlichen Entwurfes, die sich auf die Untersuchungen des Dr. Epper stützen und als näherungsweise richtig betrachtet werden können, ist:

$$N_1 = 0,025 \quad \text{für die Quader- und Pflasterstrecken,}$$

$$N_2 = 0,030 \quad \text{für das mit Steinen bedeckte Flußbett.}$$

Aus diesen Werten von  $N$  ergeben sich für ein kleines Hochwasser mit dem hydraulischen Radius  $R = 1,0$  m und für den höchsten Hochwasserabfluß von  $550$  cbm/Sek, für den der hydraulische Radius im Oberwasserbett zu rund  $R = 3,0$  m angenommen werden kann, die in Zusammenstellung III enthaltenen Werte von  $C$ .

### Zusammenstellung III

der für das wirkliche Flußbett berechneten Werte  $C$ .

Werte $C$	für $R = 1,0$ m	für $R = 3,0$ m
für $N_1 = 0,025$	$C_1 = 40,0$	$C_1 = 47,4$
für $N_2 = 0,030$	$C_2 = 33,3$	$C_2 = 40,4$

Werden die Werte  $c$  für die Modellflüsse nach Formel VI den in obiger Zusammenstellung enthaltenen Werten  $C$  für die zugehörigen wirklichen Flussbetten gleichgesetzt, so ergeben sich aus Formel VIII für die so bestimmten Werte von  $c$  und für die hydraulischen Radien  $r = \frac{R}{k}$ , sowie für die drei vorgesehenen Modellmaßstäbe  $1 : k$  die in Zusammenstellung IV enthaltenen Rauigkeitsbeiwerte  $n$  für die Modellflüsse.

**Zusammenstellung IV**  
der für die Modellflüsse berechneten Rauigkeitsbeiwerte  $n$ .

Modell- Maßstab $1 : k$	für $R = 1,0$ m			für $R = 3,0$ m		
	$r$ in m	$n_1$ für die Quader- und Pflasterstrecken $c_1 = 40,0$	$n_2$ für das Flußbett mit Steindecke $c_2 = 33,3$	$r$ in m	$n_1$ für die Quader- und Pflasterstrecken $c_2 = 47,4$	$n_2$ für das Flußbett mit Steindecke $c_2 = 40,4$
1 : 25	0,04	1 : 77	1 : 68	0,12	1 : 70	1 : 61
1 : 50	0,02	1 : 90	1 : 80	0,06	1 : 80	1 : 71
1 : 100	0,01	1 : 106	1 : 94	0,03	1 : 93	1 : 83

Aus Zusammenstellung IV geht hervor, daß nach den mit der Formel von Ganguillet und Kutter berechneten Rauigkeitsbeiwerten die Modelle des gleichen Flusses bei kleineren Wasserführungen und dementsprechend kleineren hydraulischen Radien erheblich glattere Wandungen erhalten müßten, als bei einem großen Hochwasserabfluß, und daß daher die gleichen Modelle ohne Änderung der Rauigkeit der Wände nicht bei verschiedenen Abflußmengen benutzt werden könnten.

Wie weit dieses Ergebnis der Berechnung in den Eigenschaften des Wassers begründet ist und wie weit es etwa nur auf Mängel der verwendeten Formel von Ganguillet und Kutter zurückgeführt werden muß, läßt sich ohne eine sehr umfangreiche und schwierige experimentelle Nachprüfung nicht mit voller Sicherheit angeben. Es kann aber wohl angenommen werden, und die ausgeführten Versuche haben dies später einwandfrei bestätigt, daß die nicht unerheblichen Abweichungen in der Größe der für die gleichen Modelle berechneten Werte von  $n$  wenigstens zum Teil von Ungenauigkeiten der verwandten Abflußformel herrühren, die namentlich bei sehr kleinen hydraulischen Radien in die Erscheinung treten.

Da bei den größeren Wasserführungen die stärksten Angriffe auf das Flußbett ausgeübt werden, erfordert der Höchstwasserabfluß eine besonders sorgfältige Untersuchung. Aus diesem Grund wurden die für den Höchstwasserabfluß ( $R = 3,0$  m) ermittelten Rauigkeitsbeiwerte der Zusammenstellung IV bei Anfertigung der Modelle in erster Linie berücksichtigt. Unter Abrundung der Werte dieser Zusammenstellung wurden die für die Modellwandungen erforderlichen Rauigkeitsbeiwerte wie folgt festgesetzt:

**Zusammenstellung V**

der abgerundeten Rauigkeitsbeiwerte  $n$  für die Wandungen der Modelle bei Hochwasser bei Berechnung mit der Formel von Ganguillet und Kutter:

Modell- Maßstab $1 : k$	$n_1$ für die Quader- und Pflasterstrecken	$n_2$ für das Flußbett mit Steindecke
1 : 25	1 : 70	1 : 60
1 : 50	1 : 80	1 : 70
1 : 100	1 : 90	1 : 80

Die Herstellung der Modellwandungen nach den so bestimmten Rauheitsgraden ließ sich nun aber nicht zuverlässig durchführen, weil noch keine genügenden Erfahrungen in der richtigen Behandlung der Modellwandungen vorliegen und die Zeit für die Ausführung umfangreicher vergleichender Versuche nicht zur Verfügung stand. Angestrebt wurde die Erreichung der abgeleiteten Rauheitsbeiwerte durch Überziehung der aus Gips oder Eternit bestehenden Modellwände mit den in der Zusammenstellung VI angegebenen Deckschichten.

**Zusammenstellung VI**

der zur Erzeugung der Rauheitsbeiwerte der Zusammenstellung V verwandten Deckschichten.

Rauheitsbeiwert <i>n</i>	Angewendete Deckschicht
1 : 60	Anstrich mit Ölfarbe, die in frischem Zustand mit Sand von 2,0 mm Durchmesser bestreut wurde.
1 : 70	Anstrich mit Ölfarbe, die in frischem Zustand mit Sand von 0,7 mm Durchmesser bestreut wurde (Phot. 8).
1 : 80	Anstrich mit Lackfarbe, die in frischem Zustand dünn mit Sand von 0,7 mm Durchmesser bestreut und dann nochmals mit Lackfarbe überstrichen wurde (Phot. 7).
1 : 90	Reiner Lackfarbenanstrich.

Bei Ausführung der Modellversuche war es nicht immer möglich, die erwünschte Wandrauigkeit ganz gleichmäßig herzustellen und bei den häufigen Umänderungen der Modelle zuverlässig zu erhalten, zumal die Anstriche vielfach auf dem noch feuchten Gips aufgetragen werden mußten. Nachdem sich im Lauf der Versuche gezeigt hatte, daß die Rauigkeit der Bettwandungen auf die Lage der wichtigen Grenzen zwischen strömendem und schießendem Wasser, namentlich aber auf die Größe der Abflusmengen, bei denen die für die Wasserberuhigung grundlegenden Deckwalzen im Sturzbecken entstehen bzw. verschwinden, einen erheblichen Einfluß ausübt, wurde bei den späteren Versuchen besondere Sorgfalt auf die gleichmäßige Herstellung der Berauhung der Bettwandungen verwandt, um dadurch möglichst zuverlässige Vergleichswerte zu erhalten.

Die Ausarbeitung der an den Modellen ausgeführten Wasserspiegelaufnahmen hat ergeben, daß auch die in der Zusammenstellung V enthaltenen Rauheitsbeiwerte, bzw. die zu ihrer Erzeugung nach den Angaben der Zusammenstellung VI angebrachten Deckschichten für die bei den Modellen vorkommenden sehr kleinen hydraulischen Radien nicht richtig waren. Es ergaben sich nämlich bei richtig gewählten Wassertiefen durchweg zu kleine Gefälle und bei richtig gewählten Gefällen zu kleine Wassertiefen. Daraus geht aber hervor, daß die Wandungen des Flußbett-Modelles zu glatt ausgebildet waren.

Zu große Glätte der Modelle.

Auf die Wahl unrichtiger Deckschichten für die berechneten Rauheitsbeiwerte *n* konnte das allein nicht zurückgeführt werden, wie aus dem Vergleich mit den bekannten Verhältnissen bei Werkkanälen mit ähnlichen Rauheitsbeiwerten geschlossen werden konnte. Es mußte daher der Fehler jedenfalls zum erheblichen Teil auf die Unbrauchbarkeit der angewandten Abflußformel von Ganguillet und Kutter für die sehr kleinen hydraulischen Radien bei den Modellflüssen zurückgeführt werden.

Um diesem Übelstand abzuhelpen, wurde in der Formel für *c* von Ganguillet und Kutter eine Vergrößerung des hydraulischen Radius *R* im Wurzelwert um ein kleines unveränderliches **Zusatzglied** vorgenommen, dessen Größe auf **0,03 m** bemessen wurde. Durch die Einführung dieses Gliedes geht die Formel von Ganguillet und Kutter für die Modellflüsse über in: Abänderung der Formel von Ganguillet und Kutter.

$$IX \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n'} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n'}{\sqrt{r + 0,03}}}$$

Durch die Einführung des Zusatzgliedes wird die Verwendung der Formel kaum nennenswert erschwert. Die für die Modellflüsse aufgestellte Formel IX ist auch für die Verhältnisse der natürlichen Flußläufe verwendbar, da das Zusatzglied bei größeren hydraulischen Radien seinen Einfluß auf die Größe von  $c$  fast vollständig verliert. Durch die Einführung des Zusatzgliedes wird eine Formel geschaffen, die für alle vorkommenden Verhältnisse abwärts bis zu hydraulischen Radien von  $r = 0,01$  m brauchbare Ergebnisse liefern dürfte, und die zugleich den Vorteil aufweist, daß die für verschiedene Wasserführungen bei den gleichen Flußbetten und für die gleichen Rauigkeitsbeiwerte  $N$  berechneten Werte  $n'$  für die Flußmodelle nicht mehr die großen Abweichungen von einander zeigen, wie die Werte  $n$  bei Verwendung der ungeänderten Formel von Ganguillet und Kutter. Die Abweichungen werden nämlich durch die Einführung des Zusatzgliedes so stark verringert, daß es möglich wird, einen Mittelwert für  $n'$  zu wählen, der für alle vorkommenden Wasserführungen abwärts bis zu Wassertiefen von etwa 0,01 m nur ganz geringe Abweichungen von den berechneten Rauigkeitsbeiwerten zeigt<sup>1</sup>.

Einen großen Grad von Genauigkeit kann allerdings auch die Formel IX nicht beanspruchen, weil bis jetzt noch wichtige Voraussetzungen für die Aufstellung einer genauen Abflußformel, vor allem die Kenntnis eines einwandfreien Mittels für die Bestimmung des Rauigkeitsbeiwertes gegebener Wandflächen, fehlen<sup>2</sup>. Immerhin dürfte die angegebene Abänderung die Formel von Ganguillet und Kutter auch für die Verwendung bei sehr kleinen Wasserläufen mit ausreichender Annäherung geeignet machen.

Bei Berechnung der Rauigkeitsbeiwerte  $n'$  aus den angenommenen Werten von  $N$  für den wirklichen Fluß nach Formel IX gehen die Werte der Zusammenstellung IV für Wasserführungen der Sihl, bei denen der hydraulische Radius 1 m bzw. 3 m beträgt, in die in der Zusammenstellung VII angegebenen Werte über, für welche die in den letzten Spalten angegebenen Mittelwerte eingeführt werden können.

### Zusammenstellung VII

der Rauigkeitsbeiwerte  $n'$  für die Modelle bei Berechnung nach Formel IX.

Modell- Maßstab $1:k$	$n'_1$ für die Quader- und Pflasterstrecken ( $N = 0,025$ )			$n'_2$ für das Flußbett mit Steindecke ( $N = 0,03$ )		
	für $R = 1,0$ m	für $R = 3,0$ m	Mittelwert	für $R = 1,0$ m	für $R = 3,0$ m	Mittelwert
1 : 25	1 : 69	1 : 67	1 : 68	1 : 60	1 : 59	1 : 59
1 : 50	1 : 74	1 : 74	1 : 74	1 : 65	1 : 65	1 : 65
1 : 100	1 : 78	1 : 81	1 : 80	1 : 68	1 : 72	1 : 70

<sup>1</sup> Kommen bei den Modellflüssen auch noch hydraulische Radien unter 0,01 m vor, was möglichst vermieden werden sollte, so lassen sich auch dann leidlich gut übereinstimmende Werte von  $n$  für den gleichen Modellfluß bei wechselnden Wasserführungen erzielen, wenn die Formel:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n''} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n''}{\sqrt{r + 0,03 - \frac{1}{5500(r + 0,006)}}}}$$

verwendet wird.

<sup>2</sup> Im Karlsruher Flußbaulaboratorium ist eine Sammlung von Deckschichten verschiedener Rauigkeit, deren Rauigkeitsbeiwerte durch Abfluß-Versuche bestimmt wurden, begonnen worden. Diese Sammlung soll später zur Aufstellung einer möglichst zuverlässigen Abflußformel Verwendung finden, die der Rauigkeit der Wandungen richtig Rechnung trägt und die heute bei der Verwendung des Ergebnisses von Modellversuchen noch bestehende Unsicherheit wohl wesentlich verringern könnte.

Bei Verwendung der ungeänderten Formel von Ganguillet und Kutter sind, wie die Zusammenstellung IV zeigt, die Abweichungen der Werte  $n$  von einander für ein Modell des gleichen Flußbettes bei verschiedenen Wasserführungen um ein Mehrfaches größer, als bei den nach der neuen Formel IX berechneten Werten  $n'$  der Zusammenstellung VII, sodaß gleich gut stimmende Mittelwerte nicht gefunden werden können. Auch treten bei Verwendung der Formel von Ganguillet und Kutter bei den kleinen Modellen 1:100 sehr kleine Werte von  $n$  abwärts bis zu 1:106 auf, die einer so geringen Rauigkeit der Modellwandungen entsprechen, daß keine der verwendbaren Deckschichten die zu ihrer Erzeugung erforderliche Glätte aufweist.

Die zu große Glätte, welche die Modellwandungen bei den meisten der ausgeführten Versuche nach den späteren Feststellungen besaßen, bedingte eine etwas zu tiefe Lage des Wasserspiegels und etwas zu große Abflußgeschwindigkeiten. Im Sturzbecken war infolge des verminderten Rückstaus des Wassers vom Unterwasserbett her die Abbremsung des Wassers etwas zu gering. Sowohl bezüglich der höchsten auftretenden Wassergeschwindigkeiten, als auch in bezug auf die Wasserberuhigung erhöhte die zu geringe Rauigkeit der Modelle bei den ausgeführten Versuchen demnach den Grad der Sicherheit.

Folgen der zu großen Glätte der Modelle.

Für die Bestimmung der erforderlichen Höhe der befestigten Ufer im Oberwasserbett mußte indessen damit gerechnet werden, daß die Wasserspiegellage, die durch die Modellversuche festgelegt wurde, eine zu niedrige war. Es war daher eine oberhalb des Überfalles beginnende und stromaufwärts allmählich an Größe zunehmende Aufhöhung der Wasserspiegellinien vorzunehmen, die sich nur durch Berechnung auf Grund von angenommenen Rauigkeitsbeiwerten für das wirkliche Sihl-Bett zuverlässig durchführen ließ, worauf später im Unter-Abschnitt XIII noch näher einzugehen sein wird.

#### IV. An den Sihl-Überfall zu stellende Anforderungen.

Was die ausgeführten Modellversuche selbst anbelangt, so bestand ihre Aufgabe in erster Linie darin, eine zweckmäßige Form für den Überfall und das Sturzbecken zu ermitteln. Die dabei zu erfüllenden Bedingungen sind im Bericht der Kreisdirektion III in Zürich an die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen vom April 1916 in der folgenden Form treffend zusammengefaßt worden:

Anforderungen an den Sihl-Überfall.

1. Der Überfall muß eine Gefährdung des Tunnels und eine Unterspülung der Gründungen des Wehres und der anschließenden Sturzbett-Ufermauern ausschließen.
2. Die Vernichtung der lebendigen Kraft der abstürzenden Wassermengen soll in möglichst geräuschloser, natürlicher Weise und auf kürzester Strecke durch das Wasser selbst besorgt werden, ohne daß hierbei Kolke und Auswaschungen und dadurch verursachte teure Unterhaltungsarbeiten entstehen.
3. Tiefe und Länge des Sturzbeckens sollen so bemessen sein, daß die Strecke, auf welcher die Brechung der dem Wasser durch den Fall erteilten großen Geschwindigkeit erfolgt, möglichst kurz wird.
4. Das Wasser soll im Unterlauf mit normaler Geschwindigkeit abfließen. Der Übergang zur normalen Geschwindigkeit soll im Sturzbecken erfolgen.
5. Bei konstantem Wasserabfluß sollen periodische Schwankungen nicht vorkommen.
6. Den Geschiebetransport soll das Wasser selbst besorgen; Geschiebeanhäufungen sollen nicht vorkommen.

#### V. Der Sihl-Überfall nach dem amtlichen Entwurf.

Wenn die im Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen vorgeschlagene Form des Überfalles und des Sturzbeckens, die aus den Längenschnitten Abb. 1—3 auf Plan 4, aus dem Lageplan Abb. 1 auf Plan 5 und aus Textabb. 22a auf Seite 60 hervorgeht, den meisten der vorstehend genannten Forderungen auch in befriedigender Weise genügt, so bestehen gegen die vorgeschlagene Anordnung doch die folgenden Bedenken:

Amtlicher Entwurf für den Sihl-Überfall.

1. Die nicht genügend einfache, im Längenschnitt vier fast rechtwinklige Abbiegungen aufweisende Linienführung, die sich den statischen

Verhältnissen des Baukörpers nicht in der besten Weise anschmiegt, eine unnötig große Sichtfläche des Bauwerkes bedingt und zwei für den Wasserabfluß nachteilige einspringende Winkel, sowie zwei der Beschädigung ausgesetzte vorspringende scharfe Kanten aufweist.

2. Die durch die gebrochene Linienführung des Längenschnittes hervorgerufene, durch das Auftreten mehrerer Wasserwalzen gekennzeichnete Verwickelt-heit des Abflußbildes, das auch bei verschiedenen Abflußmengen keine einheitliche Form zeigt, weil der überfallende Wasserstrom bei kleinen Abflußmengen auf die Vorstufe auftrifft, bei größerem Abfluß aber — infolge der stärkeren Streckung des Strahles — die Vorstufe überspringend unmittelbar auf die Sohle des Sturzbeckens hinabfällt.
3. Die durch das Auftreten von Grundwalzen bedingte un stetige Abführung der Sinkstoffe.
4. Die hohe Lage des Oberwasserspiegels bis dicht an die Überfallkante heran, durch welche das Gefälle der Uferstraßen unliebsam erhöht wird.
5. Die Notwendigkeit einer zur Vermeidung der Luftverdünnung unter dem fallenden Strahl vorgesehenen Lüftungsanlage.
6. Die Verlängerung des Sturzbeckens unterhalb des Überfalles, die eine teure und unschöne Ausbildung der hohen Seitenmauern des Sturzbeckens erforderlich macht und für die Beruhigung des Wassers entbehrlich ist.

Modell des amtlichen Entwurfes.

Zur Untersuchung der Abflußverhältnisse des Wassers und der Fortleitung der Sinkstoffe beim amtlichen Entwurf wurde ein Halbmodell im Maßstab 1 : 50 zu Rate gezogen, da bei einem Vollmodell der Einblick in die Wassermassen von der Seite her nicht möglich gewesen wäre.

Bei der Anfertigung dieses Modelles wurde von der **Verlängerung des Sturzbeckens** über die Breite des Überfalles hinaus Abstand genommen, da bei den vorangegangenen Besprechungen der Gutachter mit den Vertretern der Bundesbahnen diese Verlängerung bereits, als nicht erforderlich, fallen gelassen war. Die Verlängerung des Sturzbeckens würde aber auch auf den Hauptabflußvorgang und die Form des Abflußbildes im Längenschnitt keinen erheblichen Einfluß ausgeübt haben, wie eine generelle Untersuchung an einem roh hergestellten Hilfsmodell bestätigte; sie hätte aber unklare und wenig vorteilhafte Verhältnisse für die Ableitung des Wassers und der Sinkstoffe geschaffen. Nachdem als die wesentlichste Ursache der Wasserberuhigung im Sturzbecken das Auftreten einer Deckwalze am Fuß des Überfalles erkannt worden ist, hält der Verfasser — entgegen weitverbreiteten und früher auch von ihm selbst geteilten Anschauungen — die mit einem erhöhten Kostenaufwand verbundene Verlängerung der Sturzbecken über die Breite des einschließenden Wasserstromes hinaus für entbehrlich und sogar für unerwünscht.

Abfluss beim amtlichen Entwurf.

Die ausgeführten Untersuchungen am Modell des amtlichen Entwurfes erstreckten sich auf alle Abflußmengen aufwärts bis über 700 cbm/Sek hinaus. Besonders sorgfältig wurde aber der Abfluß von 50, 250 und 550 cbm/Sek beobachtet, den die Phot. 1-3 im Längenschnitt durch die Symmetrieebene in der Flußmitte erkennen lassen<sup>1</sup>. Die Anordnung des für die Versuche verwandten Modelles geht aus Phot. 5 hervor, die den Abfluß 250 cbm/Sek stromaufwärts gesehen darstellt. Die Ausdehnung des Wasserstromes und der Wasserwalzen wurde für verschiedene Abflußmengen möglichst genau durch Beobachtungen am Modell festgelegt und in den Längenschnitten Abb. 1-3 auf Plan 4 aufgezeichnet. Für eine ausreichende Lüftung des Raumes unter dem freiabstürzenden Wasserstrahl war gesorgt, so daß der Luftdruck an den beiden Seiten des Strahles genau die gleiche Größe aufwies. Die Versuche zeigten, daß bei allen Abflußmengen bis erheblich über 700 cbm/Sek hinaus eine gute Beruhigung des Wassers im Sturzbecken eintritt, und daß auch das entstehende Geräusch bei allen Wasserführungen gering bleibt.

Bei jedem Wasserabfluß bis zu etwa 150 cbm/Sek aufwärts wirkt die Vorstufe als Sturzbett. Der auf die Vorstufe auftreffende Strahl steigt nach dem Auftreffen auf die Stufe wieder in die Höhe. Er tritt an der Oberfläche des Wassers im Sturzbecken

<sup>1</sup> Die bei diesen Bildern sichtbaren, den freifallenden Strahl begrenzenden Linien sind nicht etwa durch Einzeichnung, sondern bei der Aufnahme auf natürlichem Weg entstanden.

als wellenartige Erhebung sprudelartig zutage. In der muldenförmigen Einsenkung der Oberfläche des Wasserstromes zwischen dem fallenden Strahl und der durch das aufquellende Wasser erzeugten Erhebung bildet sich eine Deckwalze, während auf der Vorstufe zwischen dem fallenden Strahl und der Absturzwand eine Grundwalze entsteht. Das Sturzbecken wird, solange der Strahl die Vorstufe trifft, nicht als Sturzbett ausgenutzt. Es ist mit einer großen Grundwalze ausgefüllt, die über der Sohle des Sturzbeckens eine Aufwärtsströmung hervorruft.

Die vom Wasser mitgeführten feineren Sinkstoffe bleiben im Wasserstrahl, Ableitung der Sinkstoffe bis derselbe beim Wiederaufsteigen von der Vorstufe seine Geschwindigkeit genügend vermindert hat. Sie fallen dann durch die Grundwalze hindurch auf das untere Ende der Vorstufe oder auch unmittelbar in das Sturzbecken, wo sie liegen bleiben. Größere Steine, die allerdings bei den Wasserführungen der Sihl unter 150 cbm/Sek nicht in bedeutenden Mengen abwandern, fallen nach dem Überschreiten der Absturzkante nach unten aus dem Wasserstrahl heraus. Sie stürzen durch den luftgefüllten Raum und durch die vor der Absturzwand liegende Grundwalze hindurch hart auf die Vorstufe, auf der sie sich ansammeln.

Ein Abwandern der Sinkstoffe durch das Sturzbecken hindurch kann, solange das besprochene Abflußbild bestehen bleibt, nicht eintreten. Sollten die Geschiebeablagerungen auf der Vorstufe beiderseits der Aufschlagstelle des Strahles im Laufe der Zeit eine beträchtliche Größe erreicht haben, so werden dieselben über die Vorderkante der Vorstufe hinweg in das Sturzbecken hinabstürzen und, durch die Gegenströmung der Grundwalze am Weiterwandern verhindert, auf der Sohle des Sturzbeckens liegen bleiben. Erst wenn das Sturzbecken in erheblichem Umfang mit Sinkstoffen angefüllt ist und die Gegenströmung dann mit dem Verschwinden der Grundwalze unter dem Wasserstrom aufhört, könnten die im Sturzbecken abgelagerten Sinkstoffmassen zur Abwanderung kommen, falls nicht schon vorher ein größeres Hochwasser auftreten sollte, bei dem der fallende Wasserstrom unmittelbar in das Sturzbecken hineinstürzt, und die Ablagerungen fortschwemmt. Bei lang anhaltenden Mittel- und kleinen Hochwasserführungen muß aber jedenfalls mit einer allmählichen Ablagerung größerer Sinkstoffmengen im Sturzbecken gerechnet werden.

Bei einem Hochwasser von wenig mehr als 150 cbm/Sek berührt der fallende Wasserstrom gerade noch das äußerste Ende der Vorstufe. Der Strahl wird dann nicht mehr zur Wasseroberfläche emporgebogen, sondern schießt auf der Sohle des Sturzbeckens stromabwärts, wobei sich über ihm eine große Deckwalze im Sturzbecken bildet (Abb. 2 auf Plan 4). Die Grundwalze über der Vorstufe, deren Oberfläche in Phot. 5 durch den fallenden Strahl hindurch deutlich erkannt werden kann, nimmt an Größe zu, während im Sturzbecken nur eine kleine Grundwalze in der Ecke unterhalb der Vorstufe auftritt. Bei dieser Wasserführung werden die Sinkstoffe zum Teil auf die scharfe Kante der Vorstufe geschleudert, die dabei starken Angriffen ausgesetzt ist.

Aus den ausgeführten Versuchen war zu entnehmen, daß die größeren Steine von etwa 10 cm Durchmesser an aufwärts meist aus dem Strahl heraus auf die Vorstufe fallen, auf der sie liegen bleiben. Die kleineren Steine aber werden in das Sturzbecken mitgerissen, wo sie entweder dem Wasser folgend über den geneigten Gegenboden des Sturzbeckens hinauf in das anschließende Unterwasserbett wandern, oder in die Grundwalze vor der Vorstufe gelangen, in der die nach außen laufende Spiralströmung sie allmählich nach den beiden Seiten des Sturzbeckens bis an die Ufermauern heran fortschiebt.

Bei einem noch größeren Hochwasser überspringt der fallende Wasserstrahl die Vorstufe. Er gelangt dabei ohne Berührung mit der Vorstufe auf die Sohle des Sturzbeckens, auf der er zum Unterwasserbett hin fortschießt. Die auf dem Strahl liegende Deckwalze trennt sich dabei in zwei Einzelwalzen, zwischen denen sich eine entgegengesetzt drehende kleinere Nebenwalze einkeilt (Abb. 3 auf Plan 4). Die beiden Grundwalzen vor der Absturzwand und vor der Vorstufe berühren sich dann gegenseitig. Sie nehmen bei steigendem Abfluß infolge der stärkeren Streckung des Strahles an Größe zu. Von den Sinkstoffen wandert aber auch jetzt nur ein kleiner Teil unmittelbar durch das Sturzbecken hindurch. Der größere Teil gelangt in die Grundwalze vor der Vorstufe, in der die Wasserbewegung so lebhaft ist, daß auch größere Steine von ihr mitgerissen und auf die Vorstufe emporgehoben werden. Auf der Vor-

stufe sammeln sich infolge dessen allmählich größere Sinkstoffmengen an, die dann stoßweise wieder in das Sturzbecken hinabstürzen, wenn die Ansammlung ein bestimmtes Maß überschreitet.

Nach dem Gesagten ist bei keiner Wasserführung eine ganz stetige Ableitung der Geschiebe zu erwarten. Die Sinkstoffe werden vielmehr in größeren Mengen auf der Vorstufe und im Sturzbecken zurückgehalten und von hier aus unregelmäßig und in größeren Mengen auf einmal zur Abwanderung kommen, wobei sich die Art und die Zeit des Eintrittes der Bewegung vorher nicht angeben läßt. Die unterhalb anschließende Flußstrecke wird die Geschiebe daher stoßweise erhalten, was hier leicht zu Verwilderungen des Flußbettes führen kann.

Auch für den Bestand des Überfallbauwerkes ist die beschriebene Art der Geschiebebewegung ungünstig, insofern bei allen größeren Wasserführungen die Grundwalzen sich in so lebhafter Bewegung befinden, daß auch gröbere Sinkstoffe in die drehende Bewegung hineingerissen und dabei gegen die Wandungen des Bauwerkes angeschleudert werden. Da dieselben Steine oft lange Zeit hindurch an der Bewegung der Walzen teilnehmen und dabei immer aufs neue gegen die Absturzwand und den Boden der Vorstufe bzw. des Sturzbeckens geworfen werden, muß die Abnutzung der Sichtflächen eine weit größere sein, als wenn die Sinkstoffe ohne Aufenthalt durch das Sturzbecken hindurchwandern würden.

Die geschilderte Art der Sinkstoffableitung und die hohe Lage des Oberwasserspiegels dicht oberhalb der Absturzwand ließen eine Abänderung der Ausbildung des Überfalles angezeigt erscheinen.

#### VI. Abänderung des Sturzüberfalles des amtlichen Entwurfes durch schräge Vorböden.

Sturzüberfall mit schrägen Vorböden.

Da bei der Ausbildung der Überfallwand nach dem amtlichen Entwurf (Längenschnitt a der Textabb. 21) die beiden scharf einspringenden Winkel für die ungestörte Fortleitung der Geschiebe besonders hinderlich sind, wurde zunächst unter Beibehaltung des Sturzüberfalles mit Vorstufe versucht, durch eine Ausfüllung dieser Winkel durch im Querschnitt dreieckige Betonkörper den Wasserabfluß zu verbessern (Längenschnitt b der Textabb. 21). Das Ergebnis dieser Änderung war aber auch kein voll

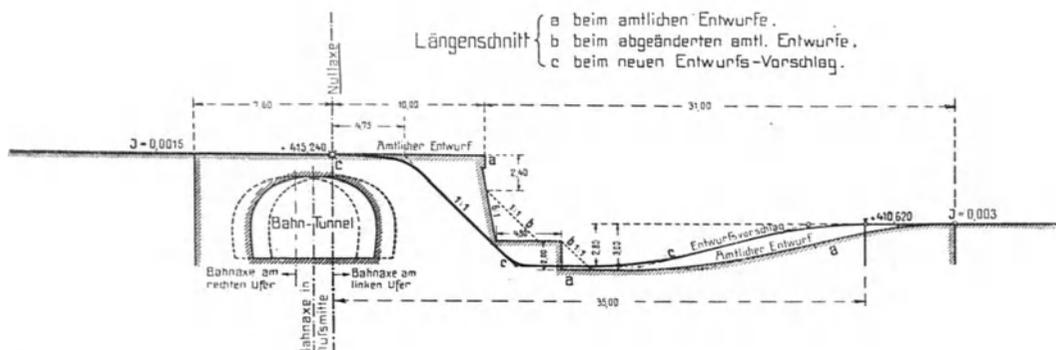


Abb. 21. Vergleichende Längenschnitte durch den Sihl-Überfall in der Flußmitte.  $M=1:500$ .

befriedigendes. Bei kleinen Wasserführungen fällt zwar eine Anhäufung von Sinkstoffen auf dem verbleibenden schmalen Teil der Vorstufe fort, weil der Wasserstrahl sich an den Fuß des oberen Schrägbodens anlegt und die Vorstufe überspült. Die Sinkstoffe kommen aber nach wie vor bei allen kleinen und mittleren Wasserführungen im Sturzbecken zur Ablagerung, da die große Grundwalze im Sturzbecken unter dem durch die Vorstufe nach oben abgelenkten Strahl bestehen bleibt (Abb. 4 auf Plan 4) und der über diese Grundwalze hinüber abfließende Wasserstrom nur die allerfeinsten schwebenden Sinkstoffe in das Unterwasserbett fortzuführen vermag.

Bei einem Hochwasser von etwa 200 bis 250 cbm/Sek legt sich der freifallende gelüftete Strahl an die untere Schrägläche, welche die Vorstufe abschließt, an. Die Sinkstoffableitung ist dann eine nur wenig gestörte, da der Wasserstrom auf der Sohle des Sturzbeckens abschießt und die über der Vorstufe auftretende Grundwalze bei ihrer Kleinheit keine allzugroßen Mengen von Sinkstoffen zurückhalten kann

(Abb. 5 auf Plan 4). Immerhin ist die Wasserbewegung in dieser Grundwalze nach den ausgeführten Modellversuchen so lebhaft, daß Steine von 25 cm Durchmesser bis zu 2 m hoch an der oberen Schrägfläche emporgerissen werden.

Bei einem noch größeren Hochwasserabfluß löst sich der Wasserstrom vom Schrägboden der Vorstufe. Es bildet sich dann auch zwischen dem unteren Schrägboden und dem fallenden Wasserstrahl eine bis über die Vorstufe emporreichende Grundwalze aus (Abb. 6 auf Plan 4). Die Sinkstoffableitung ist dann gleichfalls gegenüber dem Überfall mit steilen Absturzwänden gebessert. Sie vollzieht sich aber doch nicht ganz ungestört, da die schmale Grundwalze auf dem schrägen Abschußboden der Vorstufe eine so lebhaftere Bewegung zeigt, daß nach den ausgeführten Modellversuchen Steine bis zu einem Durchmesser von etwa 25 cm von der Sohle des Sturzbeckens auf die Vorstufe hinauf gehoben werden. Noch größere Steine werden eine Zeit lang in der Ecke vor dem unteren Schrägboden auf der Sohle des Sturzbeckens festgehalten, bis sie dann gelegentlich stromabwärts fortgerissen werden.

Die Versuche bestätigen die Annahme, daß die Anbringung einer Vorstufe, wenn sie auch bei gewissen Wasserführungen die Beruhigung des Wassers fördern mag, doch nicht zu empfehlen ist, da sie bei kleineren und mittleren Wasserführungen die Geschiebefortleitung völlig unterbricht. Auch bei Abschrägung der einspringenden Kanten tritt keine genügend stetige Ableitung der Sinkstoffe ein. Die Anbringung einer Vorstufe ist daher nach Ansicht des Verfassers nicht zu empfehlen.

Unzweckmäßigkeit der Vorstufe.

## VII. Gründe für die Wahl eines Schußüberfalles.

Wird die Abfallwand ohne Unterbrechung durch eine Vorstufe von der Höhe des Oberwasserbettes bis zur Sohle des Sturzbeckens hinabgeführt, so kommt die Ausbildung des Überfalles als **Sturzüberfall**, bei dem der Wasserstrom als freier Strahl auf die Sohle des Sturzbeckens hinabstürzt, oder als **Schußüberfall**, bei dem das Wasser, ohne die Berührung mit dem Überfallbauwerk zu verlieren, auf diesem hinunterschießt, in Frage.

Wahl zwischen Sturz- oder Schußüberfall.

Bei beiden Arten der Ausbildung des Überfalles wird der Wasserstrom auf die Sohle des Sturzbeckens aufschlagen, und von dieser scharf abgelenkt, dem Unterwasserbett zuschießen. Bei einem genügend großen Sturzbecken wird sich bei diesen beiden Ausbildungsarten des Überfalles über dem Strahl eine Deckwalze bilden, welche die beim Abfall erreichten hohen Wassergeschwindigkeiten in ausreichender Weise abzu-bremsen vermag. Während aber beim Schußüberfall, da der Strahl mit dem Überfallbauwerk in dauernder Berührung bleibt, keine die Geschiebeableitung hindernden Grundwalzen auftreten können, entsteht zwischen der Absturzwand und dem frei abstürzenden Strahles eines Sturzüberfalles stets eine Grundwalze, welche die in sie hineingeratenden Sinkstoffteile in ihrer Abwärtswanderung hindert und sie stromaufwärts zur Absturzwand hinschiebt.

Von den von oben in die Grundwalze hineinfallenden oder auf der Sturzbeckensohle in sie hineingerissenen Sinkstoffen bleiben die größeren vor der Absturzwand liegen, die kleineren aber werden an ihr hochgeführt und unter Umständen lange Zeit hindurch in der Walze herumgewirbelt, wobei sie durch das wiederholte Aufprallen gegen die Absturzwand und die Sturzbeckensohle die Sichtflächen dieser Bauteile angreifen. Dabei werden die Geschiebe meist durch die in der Grundwalze auftretenden Spiralströmungen allmählich nach den Seiten des Sturzbeckens hin fortgeführt, wodurch hier Anhäufungen entstehen, die zu einer stoßweisen Abwanderung der Sinkstoffe Anlaß geben können.

Da eine steile Absturzwand mit scharfer Überfallkante auch eine höhere Lage des Oberwasserspiegels veranlaßt und den statischen Bedingungen des Baukörpers weniger gut entspricht als ein geneigter Abschußboden, da ferner bei einem Sturzüberfall zur Erzielung eines unveränderlichen Wasserabflusses die Anbringung einer Lüftungsanlage erforderlich ist, die den Baukörper schwächt, die Kosten erhöht und möglicherweise auch Störungen durch Vereisung ausgesetzt sein kann, muß der Ausbildung des Überfalles als Schußüberfall einem Sturzüberfall gegenüber der Vorzug gegeben werden. Es wurde daher versucht, eine Formgebung für einen Schußüberfall zu finden, welche allen Anforderungen für eine gute Wasser- und Sinkstoffableitung genügt.

Versuche für das  
Helmer-Wehr in Prag.

Die Entscheidung für einen Schußüberfall erfolgte im Gegensatz zu Anschauungen, die in letzter Zeit verschiedentlich durch die Versuche hervorgerufen wurden, die anlässlich der Erbauung des Helmer Wehres in der Moldau bei Prag zur Ausführung kamen<sup>1</sup>. Diese Versuche dürften auch auf die Entscheidungen bei der Aufstellung des amtlichen Entwurfes für den Sihl-Überfall nicht ohne Einfluß gewesen sein. Zu den an der Moldau ausgeführten Versuchen ist aber zu bemerken, daß dieselben hauptsächlich zur Auffindung einer zweckmäßigen Sturzbeckenform dienten, und daß das günstigste Ergebnis bei der im Handbuch des Wasserbaues von Engels in Abb. 493 dargestellten Querschnittsanordnung tatsächlich bei einem Schußwehr und nicht bei einem Sturzwehr erzielt wurde, so daß die später erfolgte Ausführung eines Sturzwehres nicht durch das Ergebnis dieser Versuche begründet werden kann. Daß die ursprünglich geplante, sehr wenig zweckmäßige Form eines ganz flach geneigten Schußwehres ohne Sturzbecken aufgegeben wurde, war nur zweckmäßig, denn bei dieser Wehrform würde das Wasser ganz unabgebremst in das Unterwasserbett hineingeschossen sein. Die an der Moldau ausgeführten Versuche bieten nach dem Gesagten keinerlei Anlaß für eine Stellungnahme gegen Schußwehre im allgemeinen, sondern nur gegen eine besonders unzweckmäßige Form eines Schußwehres.

Die Hauptbedenken, die gegen einen Schußüberfall einem Sturzüberfall gegenüber etwa erhoben werden könnten, bestehen in dem bei Hochwasser beobachteten stärkeren Geräusch und in der weniger starken Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken.

Geräusch und  
Wasserberuhigung.

Beim freien Strahl eines Sturzüberfalles war in der Tat bei den Versuchen in Karlsruhe, ebenso wie früher bei denjenigen in Zürich, ein fast geräuschloser Wasserabsturz beobachtet worden. Auch die Beruhigung des Wassers war eine schnelle, da die Deckwalze, welche die Beruhigung hauptsächlich bewirkt, durch die Grundwalze unter dem Strahl bei der Arbeit der Umsetzung der Bewegungsenergie in Wärme wirksam unterstützt wird. Die noch zu besprechenden Modellversuche haben aber gezeigt, daß bei einem richtig ausgebildeten Schußüberfall keine größeren Geräusche auftreten als bei einem Sturzüberfall, und daß die Beruhigung des Wassers sich in durchaus einwandfreier Weise auf kurzer Weglänge auch bei einem Schußüberfall erreichen läßt.

Da demnach die Schußwehre den Sturzwehren gegenüber keine Nachteile, wohl aber nicht unerhebliche Vorteile aufweisen, wurde für richtig befunden, den Überfall der Sihl als **Schußüberfall** auszubilden.

### VIII. Vorversuche über die zweckmäßige Neigung des Schußüberfalles.

Die Modelle für Schuß-  
überfälle.

Um die allgemeinen Erscheinungen beim Wasserabfluß an einem Schußüberfall in einem möglichst großen Maßstab beobachten zu können, wurden zunächst **Vorversuche** an Modellstreifen im Maßstab 1:25 in der beiderseitig mit Spiegelglaswänden versehenen, 0,502 m breiten hydraulischen Rinne des Flußbaulaboratoriums ausgeführt. Die Anordnung der Versuche geht aus Phot. 6 hervor, die den Hochwasserabfluß an dem Holzmodell eines Schußüberfalles mit unter 2:1 geneigter Abschußwand, einem oberen Abrundungshalbmesser von 2 m und einem unteren Abrundungshalbmesser von 1,25 m darstellt. Diese Versuche dienten in erster Linie zur vergleichenden Untersuchung der Wirkung verschiedener Neigungen der Abschußwand und der Größen der Abrundungshalbmesser auf den Wasserabfluß, sowie zur Bestimmung der zweckmäßigsten Gestalt und Größenabmessungen des Sturzbeckens.

Die Versuche wurden dann in erweiterter Form an Halbmodellen im Maßstab 1:50 und an Vollmodellen im Maßstab 1:100 fortgeführt, deren Anordnung aus den Phot. 4 und 7—11 hervorgeht. Die Halbmodelle (Phot. 4 und 9—11) gestatteten von der einen (rechten) Seite her die Einsicht in das fließende Wasser, aber keine vollständige Durchsicht; bei den Vollmodellen (Phot. 7 und 8) war die Beobachtung des Abflusses nur von der Wasseroberfläche aus möglich.

Einfluß der Neigung auf  
die Wasserberuhigung.

Die Versuche wurden zunächst unter Verwendung von Modellen mit einem in der Wirklichkeit 3 m tiefen und 23 m breiten Sturzbecken angestellt, dessen Querschnitt demjenigen des Entwurfes der Schweizerischen Bundesbahnen, wie er auf

<sup>1</sup> Hubert Engels. Handbuch des Wasserbaues. Wilhelm Engelmann Verlag, Berlin-Leipzig 1914, S. 504 und Th. Rehbock. Handbuch d. Ing.-Wissenschaften. 4. Auflage III. Teil 2. Band, S. 136.

Textabb. 21 S. 50 schraffiert eingezeichnet ist, entsprach. Die Versuche zeigten, daß bei den untersuchten Neigungen des Abschußbodens, die zwischen 2,5:1 und 0,773:1 schwankten, sich bei Wasserführungen aufwärts bis über 550 cbm/Sek auf dem Wasserstrom im Sturzbecken stets eine Deckwalze ausbildet. Das untere Ende dieser Walze lag bei dem steilsten Abschußboden 21,0 m stromabwärts der theoretischen Überfallkante<sup>1</sup> und reichte bei der schwächsten untersuchten Neigung des Abschußbodens bis 24,3 m von dieser Kante abwärts. Bei zunehmender Abflachung der Abschußwand wird die Wasserwalze weniger standfest. Es besteht aber auch bei dem flachsten untersuchten Abschußboden mit einer Neigung von 0,773:1 bei keiner Wasserführung bis erheblich über 550 cbm/Sek hinaus die Gefahr, daß die Deckwalze fortgerissen wird, und daß dann das nicht mehr genügend abgebremste Wasser zu schießen beginnt. Immerhin läßt sich die Walze um so leichter künstlich durch Ausschöpfen beseitigen, je flacher geneigt der Abschußboden angeordnet wird.

So lange die Deckwalze vorhanden ist, bleibt die Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken bei jeder Neigung des Abschußbodens eine durchaus ausreichende, so daß das Wasser mit einer sehr reichlichen Wassertiefe von über 4 m in das anschließende Unterwasserbett eintritt, nachdem der schießend in das Sturzbecken gelangte Wasserstrom unter der Wasserwalze den Fließzustand des Strömens angenommen hat.

Was die Geräuschbildung anbelangt, so wurde festgestellt, daß bei einem Sturzüberfall mit ausreichend gelüftetem, freiem Strahl auch noch bei einem Hochwasser von 550 cbm/Sek der Abfluß unter nur geringer Geräuschbildung erfolgt. Das gleiche ist der Fall bei dem Wasserabfluß über einen Schußüberfall, wenn die Neigung der Oberfläche des Abschußbodens mit derjenigen der unteren Begrenzung des freifallenden Strahles bei einem Sturzüberfall zusammenfällt, oder flacher als diese Begrenzung verläuft. Im letzteren Fall wird der Strahl aus seiner natürlichen Lage beim freien Absturz nach oben fortgedrängt, wobei er die Form eines »gehobenen Strahles« annimmt<sup>2</sup>. Bei einem Schußüberfall mit einer genügend schwachen Neigung des Abschußbodens und mit nicht zu kleinem Abrundungshalbmesser zwischen dem Abschußboden und der Sohle des anschließenden Oberwasserbettes ist das Geräusch jedenfalls nicht größer, scheinbar sogar noch etwas kleiner als bei einem Sturzüberfall mit gelüftetem, freiem Strahl. Die Oberfläche des Strahles ist dann, wie beim freifallenden Strahl, nahezu eben und das Einschließen des Strahles unter das Wasser der Deckwalze geht fast geräuschlos vor sich.

Einfluß der Neigung auf  
das Geräusch.

Ist dagegen die Abschußwand steil geneigt und der Krümmungshalbmesser am oberen Ende nur klein, so wird der über einen Schußüberfall fließende Wasserstrom aus seiner natürlichen Lage beim freien Absturz heraus an den Abfallboden angesaugt, oder richtiger gesagt, durch den auf ihm lastenden Luftdruck gegen den Abfallboden angepreßt, weil die zwischen dem Strahl und dem Abschußboden vorhandene Luft durch das Wasser ausgesaugt und fortgerissen wird. Es entsteht dann ein »gesenkter Strahl«, der keine ebene Oberfläche besitzt. Die Oberfläche des Strahles ist vielmehr mit Furchen überzogen, die, der Richtung des Wasserabflusses folgend, von oben nach unten verlaufen und der Strahloberfläche ein wellblechartiges Aussehen geben. Ein in dieser Weise gewellter Strahl schießt nicht mehr geräuschlos unter das ihn überdeckende Wasser einer Deckwalze, sondern verursacht einen ziemlich kräftigen Lärm, der durch das Mitreißen größerer Luftmengen verursacht wird, die dem einschließenden Strahl entgegengesetzt wieder nach oben zu entweichen suchen. Dabei tritt ein stark brausendes Geräusch auf.

Wenn bei der Lage des Sihl-Überfalles an einer nicht unmittelbar an bewohnte Gebiete anschließenden Stelle auf den beim Wasserabsturz entstehenden Lärm auch kein allzugroßes Gewicht gelegt zu werden braucht, zumal die Versuche ergeben haben, daß nur bei den selten auftretenden großen Hochfluten stärkere Geräusche in Frage kommen, so wird es sich doch empfehlen, auf einen möglichst ruhigen Wasserabfluß

<sup>1</sup> Mit dem Namen »Theoretische Überfallkante« wurde die Schnittlinie der Ebenen der Sohle des Oberwasserbettes und der Abschußwand bezeichnet.

<sup>2</sup> Eine eingehende Besprechung der verschiedenen Strahlformen bei Wehren findet sich in der 4. Auflage des II. Bandes des Wasserbaues des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften im ersten Abschnitt des Kapitels II: Die festen Wehre von Th. Rehbock § 10.

hinzuwirken. Denn es sind manche Menschen namentlich zur Nachtzeit auch für schwache Geräusche sehr empfindlich, und es werden erfahrungsgemäß, zuweilen selbst bei kleinen Wasserabstürzen, Klagen auch von entfernter Wohnenden erhoben, wie es erst kürzlich gegen die Stadtverwaltung von Karlsruhe wegen des störenden Lärms eines ganz kleinen Walzenwehres<sup>1</sup> geschehen ist.

Einfluß der Neigung auf die Standfestigkeit.

Bei der Wahl der Neigung des Abschußbodens spielen auch die statischen Bedingungen des Überfallbauwerkes eine Rolle. Die bei der Wahl eines steilen Sturzüberfalles im Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen vorgesehene vollständige Trennung des Überfallbaues durch eine durchlaufende Fuge von dem Tunnelbau kann bei der Ausbildung des Überfalles als geneigter Schußüberfall sehr wohl unterbleiben. Durch die Vereinigung der beiden Bauteile der Tunnelumkleidung und des Überfallkörpers zu einem einheitlichen Bauwerk wird eine erhebliche Ersparnis an Baustoffen und Kosten erzielt, ohne daß eine Minderung der Sicherheit des Bauwerkes eintritt. Wird aber das Bauwerk einheitlich ausgebildet, so ergeben sich konstruktiv die besten Bedingungen, wenn der Abschußboden eine Neigung erhält, die sich der Neigung der oberen Begrenzung eines für die Aufnahme des Schubes des Gewölbes über dem Bahnkörper geeigneten Widerlagers möglichst anschmiegt. Dieses Gefälle ist etwa das Gefälle 1:1. Wenn mit Rücksicht auf die Wasserberuhigung und auf die Verminderung der Geräusche auch ein steileres Gefälle der Abschußwand etwa bis 3:2 hätte in Erwägung gezogen werden können, so wurde doch dem Gefälle 1:1 aus den besprochenen konstruktiven Rücksichten, hauptsächlich aber deshalb der Vorzug gegeben, weil sich bei dem flacheren Gefälle die Angriffe des Wassers auf die Sohle des Sturzbeckens verringern.

Einfluß der Neigung auf das Sturzbecken.

Die Verminderung der Angriffe auf die Sturzbeckensohle erklärt sich zunächst daraus, daß bei flacher geneigten Abschußböden die Geschwindigkeiten, mit denen das Wasser auf die Sohle des Sturzbeckens auftrifft, durch die vermehrten Reibungswiderstände auf der vergrößerten Oberfläche des Abschußbodens etwas verkleinert werden. Sodann findet aber eine Verringerung der Angriffe auf die Sohle deshalb statt, weil sich die normal zur getroffenen Sohle stehende, wirksame Geschwindigkeitskomponente um so mehr verkleinert, je flacher geneigt die Geschwindigkeits-Resultante zur getroffenen Sohlenfläche steht. Endlich vergrößert sich bei gleicher Strahlstärke aber auch die vom Wasserstrahl getroffene Sturzbettfläche bei abnehmendem Auftreffwinkel, wobei die Angriffe bezogen auf die Flächeneinheit abnehmen müssen.

Abrundungshalbmesser.

Als zweckmäßiger Abrundungshalbmesser der Überfallkante zwischen der Sohle des Oberwasserbettes und der Abschußwand wurde auf Grund der Modellversuche ein Halbmesser von 4 m gewählt. Der Abrundungshalbmesser am unteren Ende des Abschußbodens wurde dagegen aus Gründen, die später noch erörtert werden sollen, nur auf 2 m festgesetzt.

## IX. Vorversuche über die zweckmäßigste Ausbildung des Sturzbeckens.

Notwendigkeit eines Sturzbeckens.

Das auf dem geneigten Abschußboden herunterschießende Wasser erreicht bei der Abfallhöhe der Flußsohle am Überfall von rund 4,6 m und der bei Hochwasser 4 bis 5 m/Sek betragenden Zuflußgeschwindigkeit im Oberwasserbett oberhalb des Überfalles nach den ausgeführten Messungen in der Höhe der Sohle des Unterwasserbettes die auch mit der theoretischen Berechnung gut übereinstimmende Geschwindigkeit von reichlich 10 m/Sek. Das Wasser würde, wenn es mit dieser hohen Geschwindigkeit in das Unterwasserbett eingeleitet würde, in diesem auf eine große Flußlänge hin mit einer übermäßigen Geschwindigkeit fortschießen. Um den dabei auftretenden schweren Angriffen widerstehen zu können, müßte das Flußbett eine vollständige Auskleidung mit einem massiven Mauerwerks- oder Betonkörper erhalten, da auch eine gut ausgeführte Pflasterung solchen Geschwindigkeiten nicht mit ausreichender Sicherheit zu widerstehen vermag. Es ist daher eine Verkleinerung der Wassergeschwindigkeiten am Fuß des Überfalles unbedingt erforderlich. Zur Abbremsung des Wassers

<sup>1</sup> Das Geräusch und die mit ihm verbundenen Erschütterungen des Wehres ließen sich durch das Aufnageln einer Holzleiste auf den Abschußboden der Walze, die den geschlossen überfallenden Strahl zerreißt und lüftet, leicht beseitigen, weil dadurch die Schwingungen des Verschlusskörpers, die das Geräusch verursachten, zum Verschwinden gebracht wurden.

auf die normale Hochwassergeschwindigkeit von 4,0 bis 4,5 m/Sek bietet aber ein unter die Unterwasserbettssole durchhängendes **Sturzbecken** das einfachste und wirksamste Mittel.

Für die Bestimmung der zweckmäßigsten Form und Abmessungen des Sturzbeckens boten die in Zürich ausgeführten Versuche einen guten Anhalt. Bei diesen Versuchen war ein Sturzbecken mit wagerechter Sohle und einer sanft unter 22 % zur Höhe des Unterwasserbettes ansteigender Abschlußfläche, einem sogenannten »Gegenboden« als besonders zweckmäßig befunden worden. Einige im Karlsruher Flußbaulaboratorium angestellte Vorversuche mit anders gestalteten Sturzbecken gaben zu einer Änderung der Grundform des Sturzbeckens im Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen keinen Anlaß, da diese Sturzbeckenform eine gute Wasserberuhigung hervorruft und für die Weiterführung der Sinkstoffe die denkbar besten Bedingungen aufweist, insofern der Wasserstrom mit der Oberfläche des Sturzbeckens in dauernder Berührung bleibt, wobei er die auf der Sohle abwandernden Sinkstoffe ohne Unterbrechung weitertragen kann. Form des Sturzbeckens.

Es ist eine weitverbreitete, aber durchaus irrige Ansicht, daß der ein Sturzbecken durchfließende Wasserstrom sich über den ganzen Querschnitt des Sturzbeckens verteilt und daher bei einer größeren Tiefe des Wassers im Sturzbecken seine Geschwindigkeit so stark verringert, daß er die Fähigkeit verliert, die Sinkstoffe weiterzuführen. Diese Auffassung ist auf eine unrichtige Anschauung über den Abflußvorgang in einem Sturzbecken zurückzuführen, bei der übersehen wird, daß ein großer, vielfach sogar der größte Teil des mit Wasser gefüllten Raumes eines Sturzbeckens nicht durch den eigentlichen Wasserstrom, sondern durch eine oder auch mehrere Wasserwalzen ausgefüllt wird. In Wirklichkeit verringert der Wasserstrom seine Geschwindigkeit beim Durchfließen des Sturzbeckens nur allmählich. Er verläßt das Sturzbecken meist noch mit einer zur Fortführung der Sinkstoffe durchaus genügenden Sohlengeschwindigkeit, so daß ein Liegenbleiben auch von größeren Geschieben bei einem richtig gestalteten und nicht übermäßig großen Sturzbecken, in dem der Wasserstrom der Sohle ohne Unterbrechung folgt, nicht zu erwarten ist. Bei den Modellversuchen wurde beobachtet, daß der Wasserstrom auch noch bei kleinen Abflußmengen bis unter Mittelwasser hinunter der Sohle folgend das Sturzbecken durchfließt. Sämtliche durch das Oberwasserbett dem Überfall zugeführten Sinkstoffe wurden denn auch bei allen untersuchten muldenförmigen Sturzbecken durch diese hindurch unbehindert dem Unterwasserbett zugeleitet, ohne daß sich in den Sturzbecken Ablagerungen bildeten. Abfluß und Sinkstoffbewegung im Sturzbecken.

Bei den Versuchen über die zweckmäßigsten Abmessungen des Sturzbeckens wurden zunächst die Maße des Sturzbeckens im Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen zugrunde gelegt. Dementsprechend wurde die Tiefe — unter der Sohle des anschließenden Unterwasserbettes gemessen — auf 3 m, die Sohlenbreite auf 9,37 m und die obere Breite auf 26 m festgesetzt, wobei sich eine im Längenschnitt des Flusses gemessene Querschnittgröße unter der Höhe der Sohle des Unterwasserbettes von rund 53 qm ergab. Nachdem sich gezeigt hatte, daß ein Sturzbecken von diesen Abmessungen vollkommen ausreicht, um die beim Auftreffen des Wasserstromes auf die Sohle des Beckens erreichte Höchstgeschwindigkeit des Wassers von rund 12 m/Sek auch noch bei einem Wasserabfluß von erheblich mehr als 550 cbm/Sek auf eine Geschwindigkeit abzubremsen, die unter der im anschließenden Unterwasserbett auftretenden liegt, wurde weiterhin untersucht, ob eine Einschränkung der Größe des Sturzbeckens unter die genannten Abmessungen hinunter zulässig sei. Es handelte sich vor allem um die Feststellung, ob sich bei einem kleineren Sturzbecken noch eine genügend standfeste Deckwalze ausbildet, da das Vorhandensein einer Deckwalze die Gewähr für die Änderung des Fließzustandes des Wassers im Sturzbecken vom »Schießen« zum »Strömen« und damit für die erforderliche Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten bietet. Abmessungen des Sturzbeckens.

Die angestellten, umfangreichen Untersuchungen über das Auftreten der für die richtige Wirkung eines Sturzbeckens ausschlaggebenden **Deckwalzen**<sup>1</sup> haben gezeigt, daß in einem muldenförmigen Sturzbecken gewöhnlich eine einzige große Deckwalze auftritt, die aber zuweilen durch eine kleine keilförmige Nebenwalze, welche die Bildung der Deckwalzen

<sup>1</sup> Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften 4. Auflage des Wasserbaus Band II Kap. II § 10 und E. Bayerhaus: Über Wasserabflußversuche an Talsperrmodellen, Zeitschrift für Bauwesen 1913, Heft X—XII.

Drehrichtung einer Normalwalze zeigt, in zwei Teile zerlegt wird, die dann beide als Hauptwalzen die Drehrichtung der Gegenwalzen aufweisen. Aber auch bei dem Auftreten einer Nebenwalze wirken die dann im ganzen vorhandenen drei Deckwalzen auf den Wasserstrom ähnlich wie eine einzige große Deckwalze, da die zwischen den Hauptwalzen eingekeilte Nebenwalze nur klein ist und den Wasserstrom kaum berührt. Die Bewegung der Deckwalzen nimmt mit zunehmender Abflußmenge an Lebhaftigkeit zu. Dabei wächst das Gegengefälle der Oberfläche immer stärker an. Die Phot. 9—11, die einen Längenschnitt durch den Wasserstrom bei einem unter 2:1 steilgeneigten Schußwehr mit einem oberen Abrundungshalbmesser von 4 m darstellen, lassen die Gestalt der Deckwalzen bei verschiedenen Abflußmengen deutlich erkennen. Bei dem Abfluß von 50 cbm/Sek (Phot. 9) ist die Oberfläche der sich mit mäßiger Geschwindigkeit drehenden Deckwalze nur leicht gewellt und nahezu wagrecht. Bei einem Abfluß von 250 cbm/Sek (Phot. 10) wird die Oberfläche der Walze schon lebhafter bewegt. Das Gegengefälle der Walzenoberfläche und die Aufstauung vor dem auf dem Abschußboden herabschießenden Strahl ist deutlich erkennbar. Bei dieser Wasserführung wird von dem auf dem Abschußboden abschießenden Strahl Luft in die Trennungsfuge des Strahles gegen die Deckwalze hineingerissen. Diese Luft gelangt beim Aufsteigen in die Walze hinein und folgt in einzelnen Blasen der Walzenbewegung, wie Phot. 10 erkennen läßt. Bei einem großen Hochwasser von 550 cbm/Sek (Phot. 11) ist die ganze Wasserwalze in wilder Bewegung, so daß das Auge den einzelnen Bewegungsvorgängen kaum noch zu folgen vermag. Das Gegengefälle der Oberfläche wächst bei der ungestümen Wasserbewegung stellenweise bis auf 1:3 und mehr an.

Fortreißen der Deckwalzen.

Steigt die Abflußmenge noch weiter, so wird die Deckwalze immer kleiner, die Wasserbewegung noch wilder und das Gegengefälle der Oberfläche noch stärker, bis endlich das stromaufwärts gerichtete Ende der Walze den auf dem Abschußboden abschießenden Strahl nicht mehr berührt, so daß auch ein Teil des bereits abgelenkten und wagrecht auf dem Boden des Sturzbeckens abschießenden Wasserstromes unbedeckt sichtbar wird. Die stark verkleinerte Wasserwalze verliert dabei ihre Standfestigkeit. Eine kleine Vermehrung der Abflußmenge führt dann zum **Fortreißen der Deckwalze**.

Schießender Wasserabfluß.

Sobald die Deckwalze fortgerissen ist, wird die Abflußgeschwindigkeit des Wassers im Sturzbecken nicht mehr unter die Grenzggeschwindigkeit zwischen dem »schießenden« und dem »strömenden« Wasser abgebremst. Der Wasserstrom, dessen Oberfläche dann durchweg unbedeckt zutage tritt, behält die beim Eintritt in das Sturzbecken vorhandene schießende Bewegung bei. Das Sturzbecken erfüllt demnach, sobald die Deckwalze verschwunden ist, seinen Zweck, den schießenden Abfluß des Wassers in den strömenden umzuwandeln, nicht mehr. Das Wasser **schießt** dann mit einer sehr beträchtlichen Geschwindigkeit in das Unterwasserbett hinein. Dabei entstehen auch schon durch kleine Ablenkungen des Wassers aus der Fließrichtung parallel zur Flußaxe stehende Wellen von beträchtlicher Höhe, die schräg über das Flußbett hin verlaufen und, von den Ufern zurückgeworfen, oft weithin abwärts verfolgt werden können. Bei parallelen Ufern kann schon ein schwacher Anlauf der Uferwände, der die Breite des Abschußbodens nach unten verringert, das Entstehen solcher »**Schießwellen**«, die dann in den beiden unteren Ecken des Abschußbodens ihren Anfang nehmen, veranlassen. Verstärkt werden diese Wellen, wenn das Sturzbecken stromabwärts schmaler wird und dadurch den Wasserstrom zum Unterwasserbett hin zusammendrängt. Für das sich stromabwärts erheblich verjüngende Sturzbecken des Entwurfes I der Überfallanlage vom August 1916 (Abb. 2 auf Plan 5) ist der grundlegende Unterschied des Abflußbildes beim Vorhandensein und beim Fehlen einer Deckwalze bei einer Wasserführung von 550 cbm/Sek aus den Phot. 12 und 13 deutlich zu erkennen. Phot. 12 zeigt den durch eine Deckwalze beruhigten Abfluß bei wirksamem Sturzbecken; Phot. 13 den unberuhigten Abfluß, bei dem das Wasser schießend in das Unterwasserbett gelangt. Die beiden Bilder sind kurz hintereinander am gleichen Modell und genau bei der gleichen Abflußmenge von 550 cbm/Sek aufgenommen worden.

Das sehr charakteristische Abflußbild, das beim Fehlen der Deckwalze im Sturzbecken und daher bei unabgebremst abschießendem Wasser beobachtet wird, geht weiter aus den Phot. 14—18 hervor, die sämtlich an einem nach Entwurf I gestalteten

Modell bei einem Wasserabfluß von 550 cbm/Sek angefertigt sind, und die sich kreuzenden Wellenzüge und zum Teil auch die merkwürdigen, feinen Zeichnungen der Wasseroberfläche deutlich erkennen lassen. Von diesen Bildern wurden die Phot. 14–17 stromabwärts aufgenommen. Die drei ersten dieser Bilder zeigen im Vordergrund die Überfallkante des Überfalles. An den Schnittpunkten der Schrägwellen in der Flußmitte treten hohe Wellenberge auf, von denen der dem Überfall am nächsten gelegene die größte Höhe erreicht und eine scharfe Spitze besitzt, die auf der stromaufwärts gerichteten Phot. 13 besonders gut sichtbar ist.

Die beiden so verschiedenen Abflußbilder beim Vorhandensein und beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken (Phot. 12 und 13) ließen sich am Modell leicht in einander überführen, wenn beim Abflußbild mit Deckwalze (Phot. 12) die Deckwalze ausgeschöpft, oder beim Abflußbild ohne Deckwalze (Phot. 13) durch eine kurze, vorübergehende Aufstauung des Unterwassers die Deckwalze erzeugt wurde, die dann auch nach Beseitigung der Aufstauung bestehen blieb.

Wie es an den Grenzen zwischen verschiedenen Erscheinungen des Wasserabflusses vielfach beobachtet wird und im ersten Teil dieses Berichtes auf Seite 2 schon bezüglich der Grenzen zwischen dem gleitenden und dem turbulent fließenden Wasser besprochen wurde, überdecken sich nämlich auch die Grenzen der Abflußmengen, bis zu denen einerseits eine im Sturzbecken vorhandene Deckwalze bei steigendem Abfluß bestehen bleibt, andererseits aber ein das Sturzbecken durchschießender Wasserstrom bei fallendem Wasser eine Deckwalze bildet, sehr erheblich.

Wird die Grenzwassermenge, bei der bei steigendem Wasserabfluß die Deckwalze im Modell fortgerissen wird, mit:  $q' = \frac{Q'}{k^{2,5}}$  bezeichnet, so wird bei wieder verringertem Zufluß die Wasserwalze nicht auch dann wieder entstehen, wenn die Abflußmenge auf  $q'$  abgenommen hat, sondern erst bei einer kleineren Grenzwassermenge:  $q'' = \frac{Q''}{k^{2,5}}$ . Grenz-Wassermengen.

Für die Verhältnisse des wirklichen Flußbettes wird daher auch die **obere Grenzwassermenge**  $Q'$ , bis zu der die Beruhigung des Abflusses im Sturzbecken durch eine Deckwalze bestehen bleiben kann, wesentlich größer sein, als die **untere Grenzwassermenge**  $Q''$ , bis zu der abwärts der Wasserstrom unberuhigt das Sturzbecken zu durchschießen vermag.

Die beiden Grenzwassermengen  $Q'$  und  $Q''$  zerlegen die möglichen Abflußmengen demnach in die folgenden drei verschiedenen Gruppen:

1. Bei Abflußmengen **über**  $Q'$  ist die Bildung einer Deckwalze nicht möglich. Das Wasser schießt stets unberuhigt durch das Sturzbecken hindurch.
2. Bei Abflußmengen **unter**  $Q''$  ist stets eine Deckwalze vorhanden. Das Wasser wird im Sturzbecken stets beruhigt und tritt daher auch stets strömend in das Unterwasserbett ein.
3. Bei Abflußmengen, die **zwischen**  $Q''$  und  $Q'$  liegen, kann eine Deckwalze vorhanden sein oder fehlen, und das Wasser daher strömend oder schießend aus dem Sturzbett in das Unterwasserbett abfließen. Folgt der Wasserabfluß zwischen  $Q''$  und  $Q'$  einer Wasserführung von weniger als  $Q''$ , so ist eine Deckwalze vorhanden, und es tritt das Wasser nach Abbremsung unter die Grenzgeschwindigkeit strömend in das Unterwasserbett ein. Dagegen wird die Deckwalze fehlen und das Wasser unabgebremst das Sturzbecken durchschießen, wenn die Abflußmengen zwischen  $Q''$  und  $Q'$  einer Wasserführung folgen, die  $Q'$  an Größe übertraf. Mit anderen Worten: Die Walze verschwindet bei steigendem Abfluß, wenn die Wasserführung  $Q'$  erreicht hat; sie entsteht aber bei fallendem Wasser nicht schon wieder, wenn der Abfluß auf  $Q'$  zurückgegangen ist, sondern erst bei dem wesentlich kleineren Abfluß  $Q''$ .

Da das Wasser im Sturzbecken unter allen Umständen beruhigt werden soll und daher der Wasserabfluß den oberen Grenzwert  $Q'$  niemals übersteigen darf, hat auch nur dieser Grenzwert unmittelbar praktische Bedeutung, da beim Nichtvorkommen von Abflußmengen, die  $Q'$  übersteigen, stets eine Deckwalze vorhanden sein muß, so daß dann auch stets die Beruhigung des Wassers eintritt.

Die Kenntnis des Grenzwertes  $Q''$  ist aber doch nicht ganz belanglos, da aus der Größe dieses Grenzwertes auf die Standsicherheit einer Deckwalze geschlossen werden

kann. Je größer nämlich der Wert  $Q''$  ist, desto weniger besteht die Gefahr, daß die Deckwalze durch irgend welche Störungen im Abfluß einmal fortgerissen werden könnte. Aufwärts bis zur Abflußmenge  $Q''$  ist ein Fortreißen der Deckwalze unmöglich. Aber auch noch weit über  $Q''$  hinaus ist die Deckwalze so standfest, daß sehr bedeutende Energiemengen erforderlich sein würden, um die Deckwalze zum Verschwinden zu bringen. Wie die Modellversuche gezeigt haben, lassen sich die Deckwalzen erst dann ohne große Mühe ausschöpfen, wenn der Abfluß sich dem oberen Grenzwert  $Q'$  nähert. Am Sihl-Überfall kann ein Ausschöpfen der viele Hundert Tonnen schweren Deckwalze natürlich überhaupt nicht in Frage kommen.

Die Versuche haben gezeigt, daß kein unveränderliches Verhältnis zwischen den Werten  $Q'$  und  $Q''$  besteht. Es wurden vielmehr bei verschiedenen Sturzbeckenmodellen für das Verhältnis  $Q':Q'' = a$  Zahlenwerte gefunden, die sogar sehr erheblich von einander abwichen und von 1,65 bis 9,50 schwankten. Der Wert  $a$  kann sogar noch größer werden, wenn  $Q''$  nahezu gleich 0 wird, was bei sehr kleinen Sturzbecken vorkommen kann. Die Größe der Verhältniszahl  $a$  hängt von der Gestalt und von der Rauigkeit der Wandungen des Abschußbodens, des Sturzbeckens sowie der anschließenden Teile des Flußbettes und der Ufer oberhalb und unterhalb des Überfalles ab. Völlige Klarheit über den Einfluß, den die Ausbildung der einzelnen Teile des Flußbettes und des Sturzbeckens auf die Grenzwerte  $Q'$  und  $Q''$ , sowie auf die Verhältniszahl  $a$  ausübt, konnte bis jetzt nicht gewonnen werden, weil dazu sehr umfangreiche, systematisch durchgeführte Modellversuche erforderlich gewesen wären, die einen großen Zeitaufwand erfordert hätten.

Bei schießend durch das Sturzbecken abfließendem Wasser kann ohne künstliche Eingriffe eine Deckwalze nur bei abnehmendem Wasserabfluß entstehen. Die Bildung der Deckwalzen beginnt bei allen auf Plan 5 dargestellten Entwürfen mit einer leichten Kräuselung der Wasseroberfläche an den Ausgangspunkten der Schrägwellen an den beiden Seiten des Sturzbeckens in den spitzen Winkeln zwischen den Schrägwellen und den Ufern. Neben diesen Kräuselungen entwickeln sich bei weiterem Rückgang der Wasserführung kleine Deckwalzen, die an der Oberwasserseite der Schrägwellen liegen und sich bei wachsender Größe allmählich bis zur Flußmitte hin erstrecken. Der an der Schnittstelle der Schrägwellen liegende Wellenberg und die an ihn anschließenden Teile der von diesem Wellenberg zum Sturzbecken hinführenden Schrägwellen nehmen bei diesem Umänderungsvorgang an Höhe zu und wandern gleichzeitig stromaufwärts. Sie bilden dabei am unteren Ende des Sturzbeckens einen quer über das Flußbett hinüberreichenden, sich immer mehr einer Geraden nähernden Wellenzug, dessen Kamm nahezu bis zur Höhe des Oberwasserspiegels emporwächst. Hat die Querwelle ihre größte Höhe erreicht so überschlägt sie sich stromaufwärts und stürzt dabei in das Sturzbecken hinein, wobei sich aus ihrem Wasser die Deckwalze bildet.

Die Aufnahme Phot. 19 zeigt den Augenblick, in dem die Querwelle ihre größte Höhe erreicht hat und im Begriffe steht, stromaufwärts zusammenstürzend die Deckwalze zu bilden. Dieser Vorgang tritt ein, wenn die Abflußmenge beim Modellversuch auf den Grenzwert  $q''$  — entsprechend  $Q''$  im wirklichen Flußbett — abgenommen hat. Die Bildung der Deckwalze kann aber auch — wie es bei Aufnahme der Phot. 19 geschehen ist — dadurch künstlich erzeugt werden, daß das Unterwasser vorübergehend etwas angestaut wird, um dadurch den Änderungsvorgang einzuleiten.

Bei den Modellversuchen liessen sich die Größen  $q'$  und  $q''$  mit großer Schärfe und bei dem nämlichen Modell auch stets genau in der gleichen Größe einwandfrei bestimmen. Inwieweit die Bildung der Deckwalzen, bzw. die Größen der Grenzwassermengen für das Verschwinden und das Entstehen der Deckwalzen dem Ähnlichkeitsgesetz folgen und mit welchem Genauigkeitsgrade es daher möglich ist, das Ergebnis von Modellversuchen auf die Verhältnisse der Wirklichkeit zu übertragen, konnte seither durch Versuche noch nicht festgestellt werden. Es liegt aber nach Ansicht des Verfassers kein Grund dafür vor, zu bezweifeln, daß die Walzenbildung sich auch bei den viel größeren Verhältnissen der Wirklichkeit in ganz ähnlicher Weise vollzieht, wie bei den Modellversuchen, und daß daher die durch Versuche ermittelten Grenzwassermengen unter Verwendung des Ähnlichkeitsgesetzes nach der Formel:

$$Q = q \cdot k^{2,5}$$

auf die Verhältnisse des wirklichen Bettes übertragen werden können.

Verhältnis zwischen den Grenzwassermengen.

Entstehung der Deckwalzen.

Schlüsse aus dem Modell auf die Wirklichkeit.

Der Verfasser kommt zu dieser Ansicht auf Grund der von ihm ausgeführten umfangreichen Versuche über die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes beim Wasserabfluß über Wehre, die das Ergebnis hatten, daß bei den Überfällen der Wehre das Ähnlichkeitsgesetz mit voller Schärfe zutrifft, obschon auch bei den Wehren recht verwickelte Abflußverhältnisse vorliegen. Die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes wurde bei den Versuchen an Wehrmodellen in verschiedenen Größenverhältnissen auch dadurch nicht gestört, dass stets die gleiche Flüssigkeit, nämlich Wasser, Verwendung fand.

Streng genommen müßte ja eigentlich bei den Modellen eine leichter bewegliche Flüssigkeit als Wasser verwendet werden. Es entsteht aber bei Verwendung der gleichen Flüssigkeit bei verschiedenen Größenverhältnissen doch kein wahrnehmbarer Fehler, weil bei dem allein in Frage kommenden turbulenten Abfluß des Wassers die Viskosität keine nennenswerte Rolle spielt. Die Verwendung einer weniger zähen Flüssigkeit bei den Versuchen über das Auftreten von Deckwalzen in einem vertieften Sturzbecken könnte sich übrigens wohl auch nur darin äußern, daß durch sie die Walzenbildung erleichtert und das Fortreißen der Deckwalzen erschwert würde. Die Verwendung einer weniger zähen Flüssigkeit müßte daher die Werte  $q'$  und  $q''$  und, bei Übertragung auf die Verhältnisse des wirklichen Flusses, auch die Werte  $Q'$  und  $Q''$  vergrößern, sodaß die durch die Modellversuche mit Wasser ermittelten Werte eher etwas zu klein sein müßten. Das würde aber der Sicherheit zugute kommen.

Trotzdem nach den gemachten Ausführungen nicht wohl angenommen werden kann, daß die aus Modellversuchen ermittelten Grenzgeschwindigkeiten zu klein sind, sollte in Ermangelung zuverlässiger Erfahrungen doch mit Vorsicht vorgegangen werden. Es empfiehlt sich daher die Sturzbecken so auszubilden, daß die durch Modellversuche ermittelten Grenzwerte  $Q'$  den höchsten erwarteten Wasserabfluß um einen angemessenen Betrag übersteigen. Es ist dies auch schon deshalb angezeigt, weil die Rauhigkeit der Wandungen einen erheblichen Einfluß auf die Bildung der Deckwalzen und die Größe der Grenzwassermengen ausübt und die Rauheitsbeiwerte weder bei den Wandungen der Modelle, noch bei denjenigen des wirklichen Flußbettes mit voller Genauigkeit bestimmt werden können.

Die zur Bestimmung der zweckmäßigsten Größe des Sturzbeckens ausgeführten Versuche haben ergeben, daß noch bei einer beträchtlichen Verkleinerung des Sturzbeckens des amtlichen Entwurfes bei Wasserführungen bis über 550 cbm/Sek die Deckwalze bestehen bleibt. Die Walze wurde dann aber, da der obere Grenzwert des Wasserabflusses  $Q'$  nahezu erreicht war, so wenig standfest, daß es gewagt gewesen wäre, ein solches Sturzbecken für die Ausführung in Vorschlag zu bringen, da Gefahr bestehen würde, daß die Deckwalze durch irgendwelche unvorhergesehenen Ereignisse, z. B. durch einen stoßweisen Wasserabfluß, doch einmal fortgerissen werden könnte, wenn dem Sturzbecken nur grade die durch Modellversuche ermittelten Kleinstabmessungen gegeben würden. Diese Gründe ließen es empfehlenswert erscheinen, mit den Abmessungen der Sturzbecken nicht zu weit an die zulässige untere Grenze heranzugehen. Andererseits dürfen aber auch die Abmessungen eines Sturzbeckens nicht allzugroß gewählt werden, weil sonst eine übermäßige Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten eintreten würde. Dabei könnte aber die Wassertiefe am Anfang des Unterwasserbettes so stark vergrößert werden, daß beim Übergang zur normalen Abflußtiefe infolge des großen Oberflächengefalles ungünstige Abflußverhältnisse auftreten, auf die später noch einzugehen sein wird.

Kleinstabmessungen des Sturzbeckens.

Die Vorversuche, die mit einer größeren Zahl verschieden großer Sturzbecken ausgeführt wurden, haben zu dem Entschluß geführt, ein Sturzbecken von 2,8 m Tiefe und 8 m Sohlenbreite mit einem unter 1:4 geneigten Gegenboden in Vorschlag zu bringen. Die Querschnittsgröße eines solchen Sturzbeckens unter der Sohle des Unterwasserbettes gemessen beträgt 42 qm.

Gewählte Abmessungen des Sturzbeckens.

#### X. Die endgültigen Versuche über den Wasserabfluß und die Sinkstoffbewegung im gewählten Sturzbecken.

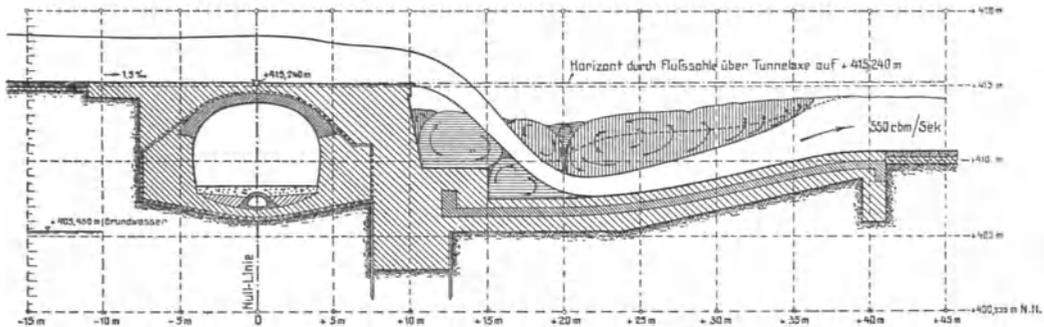
Für den so festgelegten Querschnitt des Sturzbeckens, dessen Gestalt aus Textabb. 22 b und c sowie aus Abb. 1 und 4 auf Plan 10 hervorgeht, wurden für verschiedene Grundrißformen des Flußbettes Bestimmungen der Grenzwerte  $Q'$  und  $Q''$  ausgeführt, die sich auch auf verschiedene Rauheiten der Wandungen erstreckten.

Bestimmungen der Grenzwassermengen.

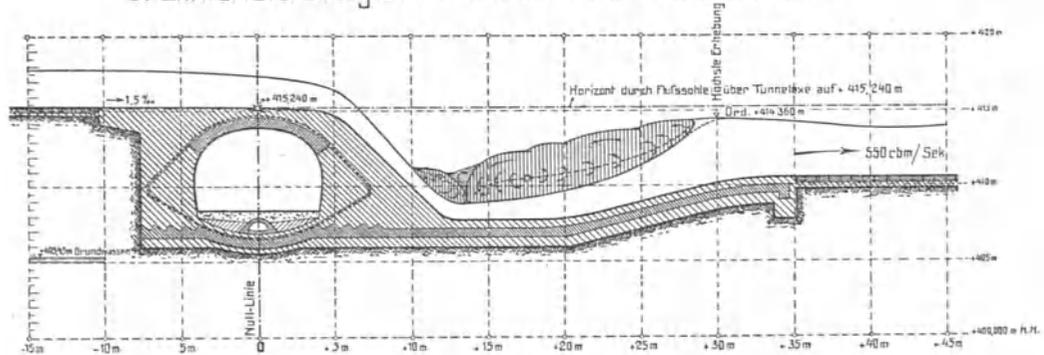
# Ausbildung des Sihl-Überfalles bei Zürich.

Mafsstab 1:500.

a. Entwurf der Schweizerischen Bundesbahn (Kreis III) vom März 1916



b. Entwurfsvorschlag zum Sonderbericht vom November 1916.



c. Abgeänderter Entwurfsvorschlag zum Sonderbericht vom November 1916. (Entwurf III)

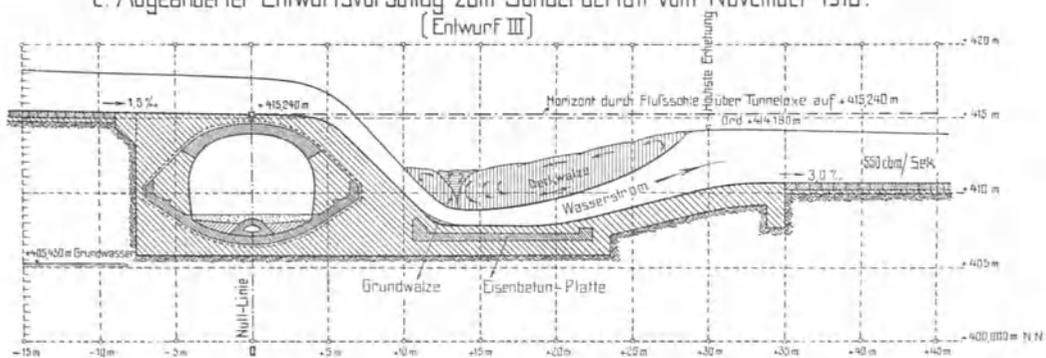


Abb. 22. Vergleichende Zusammenstellung der Längenschnitte durch den Sihl-Überfall nach dem Entwurf der Schweizerischen-Bundesbahnen und nach den auf Grund der Karlsruher Versuche aufgestellten Entwurfsvorschlägen.

Auch für ganz glatte Wandungen, die bei den Modellen 1:50 mit Ölfarbenanstrich, bei den Modellen 1:100 aber mit einem besonders glatten Lackfarbenanstrich hergestellt wurden, ging der Wert  $Q'$  bei keiner der untersuchten Grundrißanordnungen unter 620 cbm/Sek hinunter. Er schwankte bei den verschiedenen Modellen zwischen 620 und 900 cbm/Sek. Der Wert von  $Q'$  lag zwischen 100 und 250 cbm/Sek, zeigte demnach größere Unterschiede als der Grenzwert  $Q'$ .

Die Rauigkeit der Wandungen war bei diesen Versuchen ganz zweifellos erheblich zu klein, so daß die gefundenen Grenzwerte für die wirklichen Verhältnisse noch erhöht werden müßten. Auch der kleinste ermittelte Wert  $Q'$  von 620 cbm/Sek bietet aber — der als Höchstabfluß angenommenen Wasserführung von 550 cbm/Sek gegenüber — noch eine Sicherheit von 13 %.

Außer diesen Versuchen mit absichtlich zu glatt gewählten Wandungen wurden ferner Versuche mit berauhten Modellwandungen angestellt, die bei den Modellen 1:50 durch Bestreuung des noch feuchten Ölfarbenanstrichs mit feinem Quarzsand von

0,7 mm Korngröße und bei den Modellen 1:100 durch Lackfarbenanstrich mit in die Farbe eingebettetem feinen Sand von gleichfalls 0,7 mm Korngröße hergestellt waren. Diese Modelle dürften in ihrem Rauigkeitsgrad auch noch etwas hinter der Rauigkeit, die derjenigen im wirklichen Flußbett entspricht, zurückstehen, selbst wenn dafür gesorgt wird, daß die Flußsohle in den unbefestigten Flußstrecken nicht allzusehr verwildert, in welchem Fall eine ganz erheblich größere Rauigkeit des Bettes zu erwarten wäre.

Bei den berauhten Wandungen erhöhten sich die aus den Modellversuchen abgeleiteten Werte von  $Q'$  für das wirkliche Flußbett auf 730 bis 1250 cbm/Sek und von  $Q''$  auf 250 bis 550 cbm/Sek. Bei den kleinsten der Werte für  $Q'$  von 730 cbm/Sek beträgt der Sicherheitsgrad gegenüber einem Höchstabfluß von 550 cbm/Sek reichlich 30%.

Die energiezerstörende Wirkung des Sturzbeckens läßt sich deutlich aus dem starken Fallen der **Energie-Linien** im Gebiet der Deckwalzen nachweisen. Zur genaueren Festlegung des Verlaufes der Energie-Linien wurden an einem Halbmodell 1:50 Untersuchungen mit hydrometrischen (Pitotschen) Röhren ausgeführt, in denen das Wasser zum deutlicheren Erkennen der Steighöhe gefärbt wurde. Mit solchen hydrometrischen Röhren wurden im Wasserstrom unter der Deckwalze bei einem Abfluß von 550 cbm/Sek bei der gewählten Form des Sturzbeckens Gefälle der Energie-Linien beobachtet, die an einzelnen Stellen 1:4 noch erheblich übertrafen.

Energievernichtung im Sturzbecken.

In den Phot. 20 und 21 sind auf der Spiegelglasscheibe, die das Halbmodell begrenzt und den Einblick in den Wasserabfluß gewährt, zwei aufgemessene Energie-Linien für den Wasserabfluß von 550 cbm/Sek aufgezeichnet, von denen die tieferliegende gekreuzte Linie für den in den Aufnahmen dargestellten Abfluß in einem Bett mit berauhten Wandungen gilt, während die etwas höher liegende gestrichelte Linie bei dem Abfluß der gleichen Wassermenge in einem Bett mit glatten Wandungen beobachtet wurde. Beide Linien sind Höchst-Linien, insofern sie die größte Steighöhe der Wassersäulen bei lotrechter Verschiebung der hydrometrischen Röhren durch den ganzen Wasserstrom hindurch wiedergeben. Der verhältnismäßig geringe Unterschied der Linien im glatten und im rauhen Bett erklärt sich daraus, daß die Energieverluste durch die Wandreibung gegenüber denjenigen, die durch die Wirkung der Deckwalze hervorgerufen werden, stark zurücktreten.

Der gesamte Energieverlust auf der rund 30 m langen Strecke von der Überfallkante bis zum Ende des Sturzbeckens beträgt bei einem Abfluß von 550 cbm/Sek und der beobachteten Senkung der Energie-Linie um 4,1 m rund 30000 PS. Bei der Umsetzung dieser mechanischen Energie-Leistung in Wärme berechnet sich die Temperaturerhöhung des Wassers auf knapp  $1/1000^{\circ}$  C für den wirklichen Fluß und nur zu knapp  $1/10000^{\circ}$  C für die Modelle im Maßstab 1:100. Diese Temperaturerhöhungen sind so klein, daß sie im wirklichen Flußbett nur schwer festgestellt werden könnten und bei den Modellversuchen ganz unbestimmbar sind, da sie gegenüber der viel größeren Temperaturerhöhung beim Kreislauf des bei den Modellversuchen verwendeten Wassers durch die Rohrleitungen und die Pumpe stark zurücktreten. Die in die Deckwalze der Phot. 20 und 21 eingezeichneten beiden Linien stellen die Scheidefläche der Wasserwalze dar, welche das Gebiet der Gegenströmung nach unten begrenzt. Die stärker durchhängende gekreuzte Linie gilt für den im Bilde dargestellten Wasserabfluß im Bett mit rauhen Wandungen; die gestrichelte Linie aber für den Abfluß im glatten Bett.

Die schwer genau zu bestimmende mittlere Energie-Linie für den ganzen Wasserstrom liegt etwas tiefer als die in Phot. 20 und 21 dargestellten Höchst-Energie-Linien. Durch hydrometrische Röhren mit mehreren gleichmäßig über den Wasserstrom verteilten Ansatzröhrchen wurde versucht, auch die Lage der mittleren Energie-Linie bei dem Absturz von 550 cbm/Sek näherungsweise unmittelbar festzulegen. Dies war aber mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. Die Phot. 23 zeigt eine der zu diesem Zweck ausgeführten Aufnahmen an einem glatten Modell mit der zum Vergleich eingezeichneten Höchst-Energie-Linie. Aus dieser Aufnahme scheint hervorzugehen, daß das Gefälle der mittleren Energie-Linie im Wasserstrom unter dem mittleren Teil der Deckwalze noch etwas größer ist als dasjenige der Höchst-Energie-Linie. Denn es wächst das Gefälle der durch die Verbindungslinie der Menisken festgelegten Energie-Linie hier bis zu 1:3 an. Das negative Gefälle zwischen den Wasserspiegeln

Bestimmung der Energie-Linien mit hydrometrischen Röhren.

der beiden obersten Röhren zeigt, daß die Lage der Ansatzrohre im Wasserstrom keine richtige war, daß Querströmungen auftraten, oder daß sonst eine Störung vorlag, da eine Energie-Linie kein negatives Gefälle aufweisen kann.

Bei der ähnlichen Aufnahme Phot. 24 war ein Teil der Ansatzrohre verschlossen, wobei die Menisken der hydrometrischen Röhren eine stetiger verlaufende Energie-Linie angaben. Phot. 25 zeigt den schießenden Abfluß von 550 cbm/Sek durch das gleiche Sturzbecken. An jeder Röhre war bei dieser Aufnahme nur dasjenige Ansatzrohr geöffnet, das sich nach Schätzung im schnellst fließenden Teil des Wasserstromes befand, so daß die Wasserspiegel in den Röhren sich nahezu nach der Höchst-Energie-Linie einstellen mußten. Diese Aufnahme läßt erkennen, daß die Energie-Linie bei schießendem Wasser nur etwa halb so stark abfällt als bei dem Vorhandensein einer Deckwalze. Das Wasser tritt dabei noch schießend aus dem Sturzbecken heraus und gelangt mit einer Geschwindigkeit in das Unterwasserbett, die etwa doppelt so groß ist, als die beim Vorhandensein einer Deckwalze festgestellte. Der in Phot. 25 dargestellte Zustand konnte im Modell nur dadurch hervorgerufen werden, daß entweder der Wasserabfluß vorübergehend erheblich über die — einen Abfluß von 550 cbm/Sek entsprechende — Wassermenge von 5,5 l/Sek gesteigert oder aber die Deckwalze aus dem Sturzbecken gewaltsam ausgeschöpft wurde.

Sinkstoffbewegung.

Die angestellten Versuche über die **Sinkstoffbewegung** haben gezeigt, daß eine Ablagerung von Sinkstoffen in einem Sturzbecken von der vorgesehenen Form nicht zu befürchten ist. Die Sinkstoffe gleiten oder rollen auf dem Abschußboden mit großer Geschwindigkeit im Wasserstrom abwärts. Sie werden mit dem Wasser am Fuß der Abschußwand scharf in die wagerechte Bewegungsrichtung auf der Sturzbeckensohle abgelenkt und dann über die Sohle des Sturzbeckens und den Gegenboden weitergeführt, ohne daß ein Liegenbleiben eintritt. Ein hartes Aufschlagen auf die Sturzbeckensohle wurde trotz des gewählten kleinen Abrundungshalbmessers der Übergangsfläche vom Abschußboden zur Sturzbeckensohle von nur 2 m bei den Modellversuchen nicht wahrgenommen.

Grundwalze am Fuß der Abschußwand.

Zum Teil ist dies wohl darauf zurückzuführen, daß die in der Ecke am Fuß des Abschußbodens sich bildende flache **Grundwalze** Abb. 7 auf Plan 4 auf dem unteren Teil des Abschußbodens eine Aufwärtsströmung erzeugt, die eine gewisse Abbremsung der auf dem Abschußboden herabschießenden Sinkstoffe bewirkt, indem sie dieselben gewissermaßen auffängt. Die Walze ist aber nicht kräftig genug, um Sinkstoffteile festzuhalten oder gar am Abschußboden aufwärts zu führen. Eine genaue Untersuchung dieser Grundwalze und ihrer Einwirkungen auf die Wasser- und Sinkstoffabführung mußte aus Zeitmangel unterbleiben, da hierfür der nochmalige Einbau eines größeren Modelles 1:25 erforderlich gewesen wäre. Das Auftreten dieser kleinen Grundwalze ist aber jedenfalls ganz unbedenklich und scheint sogar zur Schonung der Sturzbeckensohle aus dem genannten Grunde von Vorteil zu sein.

Vergleichsversuche zwischen sonst gleichgestalteten Sturzbecken mit einem Abrundungshalbmesser von 2 m bzw. einem solchen von 4 m haben bei dem kleineren Halbmesser auch eine etwas stärkere Wasserberuhigung im Sturzbecken ergeben, die sich darin äußerte, daß die Wasserwalze erst bei einer um rund 20 cbm/Sek größeren Grenzwasserführung  $Q'$  weggerissen wurde. Da der Wasserstrom auch bei dem kleinen Abrundungshalbmesser der Übergangsfläche von 2 m eine etwa nach einem Kreis von 4 m Halbmesser gekrümmte untere Begrenzung besitzen dürfte, kommt in der Vermehrung der zum Fortreißen der Deckwalze im Sturzbecken erforderlichen Abflußmenge die Wirkung der erhöhten Reibungswiderstände an dem Wasser der Grundwalze denjenigen an einer gleich großen und auch etwa gleichgeformten Mauerwerksfläche gegenüber zum Ausdruck. Obschon es durch die Wahl eines größeren Abrundungshalbmessers leicht möglich gewesen wäre, die Grundwalze in der Sturzbeckenecke zum Verschwinden zu bringen, wurde doch davon abgesehen, weil die Grundwalze die Wirkung des Sturzbeckens verstärkt und für die unschädliche Ableitung der Sinkstoffe durch das Sturzbecken nur von Vorteil zu sein scheint. Die besprochene Grundwalze wird übrigens nur bei einem großen Hochwasser auftreten. Bei einem kleinen Hochwasser, noch mehr aber bei mittleren und kleinen Wasserführungen vermag der dann schwächere Wasserstrom mit dem Mauerwerk

der nach einem Halbmesser von 2 m gekrümmten Übergangsfläche in Berührung zu bleiben, wodurch das Entstehen einer Grundwalze verhindert wird.

Während über der wagerechten Sohle des Sturzbeckens bei mittleren und großen Sohlengeschwindigkeiten auf dem Gegenboden. Wasserführungen die Geschwindigkeiten des Wasserstromes so bedeutend sind, daß ein Liegenbleiben auch größerer Steine ganz ausgeschlossen erscheint, zumal dieselben schon durch die auf dem Abschußboden erlangte bedeutende Fallgeschwindigkeit durch das 8 m breite Sturzbecken hindurch geschleudert werden, verringern sich auf der geneigten Fläche des Gegenbodens infolge des bedeutenden, hauptsächlich durch die Deckwalze bewirkten Energieverbrauchs die Wassergeschwindigkeiten beträchtlich. Die mittlere Abflußgeschwindigkeit fällt infolge dieses starken Energieverbrauches am Ende des Sturzbeckens sogar unter die normale Geschwindigkeit im anschließenden Unterwasserbett. Daß trotzdem auch am Ende des Sturzbeckens ein Liegenbleiben selbst der größten von der Sihl geführten Geschiebe nicht befürchtet zu werden braucht, ist darauf zurückzuführen, daß über dem geneigten Gegenboden des Sturzbeckens zwar die oberen Schichten des Wasserstromes infolge der Energieabgabe an die mit ihnen in Berührung stehende Deckwalze eine sehr starke Verringerung ihrer Abflußgeschwindigkeiten erleiden, daß dies aber in viel geringerem Grade bei den tiefer liegenden Wasserschichten der Fall ist, da diese nur die erheblich geringeren Reibungswiderstände an der Sohle des Sturzbeckens zu überwinden haben. Infolgedessen muß in diesem Teil des Wasserstromes — wie die ausgeführten Messungen bestätigt haben — die größte Abflußgeschwindigkeit nahe der Sohle auftreten. Da aber die Sohlengeschwindigkeiten für die Sinkstoffbewegung maßgebend sind, ist die Schleppkraft des Wassers für die Fortbewegung selbst der größten zu erwartenden Geschiebe auch hier noch vollkommen ausreichend, wenn sie auch über dem geneigten Gegenboden des Sturzbeckens stromabwärts stark abnimmt. Aus den angestellten Versuchen war zu entnehmen, daß auch die größten Geschiebestücke, die das Oberwasserbett überhaupt dem Überfall zuzuführen vermag, glatt das Sturzbecken durchwandern. Auch am Anfang des Unterwasserbettes unterhalb des Sturzbeckens wurden Ablagerungen nicht beobachtet.

Aus Versuchen, die mit polierten Stahlkugeln angestellt wurden, ging her- Versuche mit Stahlkugeln. vor, daß ein Hochwasser von 250 cbm/Sek noch eine Stahlkugel von 250 kg Gewicht ohne wesentliche Verzögerung durch das Sturzbecken hindurch führt, auch wenn die Kugel nicht mit der auf dem Abschußboden erlangten Geschwindigkeit in das Sturzbecken eintritt, sondern von oben her durch die Deckwalze hindurch in das Sturzbecken eingebracht wird. Abgerundete Steine bis zu einem Gewicht von etwa 20 t würden nach dem Ergebnis der Versuche schon bei einem Abfluß von 250 cbm/Sek durch das Sturzbecken hindurch gerissen werden.

Die Stahlkugeln, die in Phot. 21 auf dem schrägen Gegenboden bei einem Abfluß von 550 cbm/Sek in verschiedener Höhenlage in der Schwebelage gehalten werden, besitzen Gewichte, denen für die natürlichen Verhältnisse des Flußbettes Gewichte von 16,5; 8,4 und 2,1 Tonnen entsprechen würden. Diese Aufnahmen, die bei einem bearbeiteten Bett aufgenommen wurden, lassen die schnelle Abbremsung der Wassergeschwindigkeit auf dem Gegenboden des Sturzbeckens deutlich an der stromabwärts schnell abnehmenden Größe der Kugeldurchmesser erkennen.

Die ausgeführten Versuche zwingen zu der Überzeugung, daß ein Liegenbleiben Schlußfolgerungen über die Sinkstoffbewegung. auch der größten von der Sihl zugeführten Steine in einem Sturzbecken von den vorgesehenen Abmessungen nicht zu befürchten steht. Innerhalb gewisser Grenzen hängt die Größe der vom Wasser durch das Sturzbett mitgeführten Geschiebe allerdings auch von der Gestalt ab, die dem Sturzbecken und den angrenzenden Teilen des Flußbettes im Grundriß gegeben wird. Die im nächsten Abschnitt näher zu besprechende Grundrißgestalt der Überfallanlage ist aber doch nicht von ausschlaggebendem Einfluß auf die Sinkstoffbewegung. Dagegen wird die Sinkstoffbewegung sehr erheblich durch das Einheitsgewicht und durch die Formgebung der einzelnen wandernden Steine beeinflusst. Namentlich bleiben flache Steine viel leichter liegen als solche von vollen Formen. Es ist aber auch eine Ablagerung von flachen Steinen, die in der Sihl übrigens selten vorkommen, im Sturzbecken nicht zu befürchten.

## XI. Die Entwürfe I, II und III für die Grundrißgestalt des Überfalles und des Sturzbeckens.

Im ganzen wurden drei verschiedene Lösungen für die Ausgestaltung des Grundrisses des Überfalles, des Sturzbeckens und der anschließenden Teile des Flußbettes untersucht, die mit Entwurf I, II und III bezeichnet wurden und auf Plan 5 mit dem Grundriß des amtlichen Entwurfes der Schweizerischen Bundesbahnen vom März 1916 im Maßstab 1:1000 in Vergleich gestellt sind. Diese Entwürfe besitzen alle die gleiche Ausbildung in der Begrenzung des Längenschnittes, die aus Textabb. 22 b und c auf Seite 60 sowie aus Abb. 1 und 2 bezw. 4 und 5 auf Plan 10 hervorgeht und in den vorhergehenden Abschnitten näher begründet wurde.

### Entwurf I.

Abb. 2 auf Plan 5 stellt die zunächst verfolgte Grundrißlösung des **Entwurfes I vom August 1916** dar. Bei ihr ist die im amtlichen Entwurf vorgesehene Erweiterung des Oberwasserbettes von 34 m auf 42 m Sohlenbreite mit einer vom Querschnitt — 85,0 m bis zum Querschnitt — 50,0 m reichenden, 35 m langen windschiefen Übergangsstrecke beibehalten worden. Von der im amtlichen Entwurf angeordneten Erweiterung des Sturzbeckens über die Breite des Überfalles hinaus wurde Abstand genommen. Das Sturzbecken wurde vielmehr durch scharfe Zusammenziehung der beiderseitigen Ufermauern stromabwärts tunlichst verkürzt, um dadurch die Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten zu verstärken. Die Übergangsstrecke im Unterwasserbett zwischen dem mit Ufermauern eingefassten und dem mit geböschten Ufern versehenen Flußbett wurde auf 40 m verlängert und sinusförmig gestaltet, da der kurze windschiefe Übergang des amtlichen Entwurfes bei den Modellversuchen einen wilden Wasserabfluß mit den Fluß schräg überquerenden und sich kreuzenden hohen Wellen ergeben hatte.

Durch diese Änderungen wurde dem amtlichen Entwurf gegenüber eine Vereinfachung der Uferausbildung und eine nicht unerhebliche Verbilligung erzielt. Zugleich wurde durch die gewählte Gestalt des Längenschnittes eine für die Ausbildung der Ufermauern und der Uferstraßen erwünschte Senkung des Wasserspiegels oberhalb des Überfalles bewirkt und durch die schlankere Form des Überganges der wilde Wasserabfluß im Unterwasserbett verbessert.

Die sehr starke und bis oberhalb der Übergangsstrecke reichende Senkung des Oberwasserspiegels rief aber eine nicht unbeträchtliche Steigerung der Abflußgeschwindigkeiten auf einer längeren Flußstrecke hervor, die kostspielige Sohlensicherungen auf einer Längenerstreckung von etwa 100 m erforderlich machen würde. Auch der Abfluß des Wassers im Unterwasserbett war — wenn auch erheblich gebessert — so doch durchaus noch nicht befriedigend, da beim Übergang zwischen der mit Ufermauern versehenen und der mit geböschten Ufern eingefassten Flußstrecke eine starke Senkung des Wasserspiegels auftrat, die eine Steigerung der Abflußgeschwindigkeiten auf 5,5 bis 6,5 m/Sek hervorrief und starke Wellenbildung veranlaßte. Dadurch wurden auch im Unterwasserbett umfangreiche Sohlensicherungen nötig, die in Abb. 3 auf Plan 10 eingezeichnet sind.

### Abänderungen des Entwurfes I.

Bei den später aufgestellten Entwürfen II und III wurde versucht, die Abflußgeschwindigkeiten des Wassers im Ober- und Unterwasserbett zu verkleinern und dadurch den Umfang der beim Entwurf I erforderlichen kostspieligen Sohlensicherungen zu verringern.

Im Oberwasserbett wurde dies durch Abwärtsverschiebung der Übergangsstrecke an den Überfall heran unter Verringerung der Länge der mit Ufermauern eingefassten Flußstrecke und durch eine Verschmälerung der Breite des Überfalles zu erreichen versucht, während im Unterwasserbett der Abfluß dadurch verbessert wurde, daß die starke Zusammenziehung der Ufermauern am Sturzbecken aufgegeben und auf diese Weise die zu weit getriebene Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten vor dem Eintritt in das Unterwasserbett eingeschränkt wurde.

Beim Entwurf III wurde die zwischen Ufermauern liegende Flußstrecke um 3,5 m auf 37,5 m verbreitert, wodurch die mittlere Abflußgeschwindigkeit auf dieser Strecke derjenigen im normalen Flußbett genähert und die schädliche Einwirkung der Verbreiterung des Abflußquerschnittes in der stromabwärts anschließenden Übergangsstrecke gemildert wurde.

Bei dem in Abb. 3 des Planes 5 dargestellten **Entwurf II vom Oktober 1916** wurde dadurch eine starke Einschränkung der Breite des Sturzbeckens bewirkt, daß die Außenflächen der Widerlagermauern des Sturzbeckens und des Überfalles in die Ebenen hineingelegt wurden, welche die unterhalb des Sturzbeckens vorhandenen Ufermauern im Entwurf I begrenzen. Der Überfall und das Sturzbecken sowie der anschließende Teil des Unterwasserbettes bis zur Übergangsstrecke abwärts liegen demnach bei diesem Entwurf zwischen zwei ebenen Flächen, die in der Höhe der Sohle des Unterwasserbettes einen Abstand von 34 m und eine Neigung unter 5:1 besitzen. Die flußseitig von diesen Ebenen begrenzten Ufermauern reichen stromaufwärts bis zur Nullaxe. Bei der Nullaxe beginnt unmittelbar die 35 m aufwärts reichende Übergangsstrecke, die von windschiefen Ufermauern eingefast ist und zu dem oberhalb anschließenden trapezförmigen Bett mit 34 m Sohlenbreite und unter 4:5 geböschten gepflasterten Ufern überleitet.

Entwurf II.

Der Entwurf II bedeutet einen weiteren Schritt zur Verbilligung der Anlage, in dem bei ihm die Grundfläche des Überfall-Bauwerkes noch stärker verkleinert und die Form der Ufermauern noch weiter vereinfacht wurde. Die bei diesem Entwurf eingetretene Hebung des Oberwasserspiegels hat sich allerdings als etwas reichlich stark erwiesen. Denn es wird durch sie der Vorteil der Absenkung des Wasserspiegels, der durch die Wahl eines Schußüberfalles gegenüber einem Sturzüberfall erreicht wurde, und die dadurch ermöglichte Abflachung des Gefälles der Uferstraßen, zum Teil wieder aufgehoben. Im Unterwasserbett aber wurde die starke Steigerung der Abflußgeschwindigkeiten am Übergang nicht beseitigt. Erst durch die in Abb. 3 auf Plan 5 punktiert eingezeichnete Verlängerung der Ufermauern stromabwärts gelang es, bei diesem Entwurf auch im Unterwasserbett einen befriedigenden Wasserabfluß zu erzielen. Da die Weiterführung der Ufermauern aber vermehrte Kosten verursachen und die schädliche Übergangsstrecke nur stromabwärts verschieben würde, konnte auch diese Ausbildung noch nicht als einwandfrei betrachtet werden. Es wurde daher noch ein weiterer Entwurf aufgestellt und untersucht, bei dem es gelang, einen voll befriedigenden Wasserabfluß zu erzielen.

Dieser in Abb. 4 des Planes 5 dargestellte **Entwurf III vom November 1916** ermäßigt die beim Entwurf II etwas zu weit getriebene Einschränkung der Überfallbreite. Er zeigt aber die gleiche einfache Ausbildung der Ufermauern und erzeugt einen durchaus guten Wasserabfluß. Bei diesem Entwurf ist der an das Sturzbecken anschließende Teil des Unterwasserbettes unter Beibehaltung der Begrenzung durch unter 5:1 geneigte Ufermauern von 34 m auf 37,5 m Sohlenbreite erweitert worden, wodurch der benetzte Querschnitt etwa die gleiche Größe erhalten hat, die das unterhalb anschließende Flußbett mit 34 m breiter Sohle und unter 4:5 geneigten Ufern aufweist. Die Übergänge zwischen der mit Ufermauern eingefasteten und der mit abgepflasterten Uferböschungen versehenen Flußstrecke erhielten eine Länge von 30 m und wurden wiederum sinusförmig ausgebildet.

Entwurf III.

Wie bei dem Entwurf II wurden die Ufermauern stromaufwärts bis zur Nullaxe geradlinig fortgesetzt, so daß der Überfall und das Sturzbecken wieder durch zwei ebene Flächen begrenzt werden, welche die Neigung 5:1 besitzen, aber um 3,5 m weiter von einander entfernt sind, als beim früheren Entwurf II. Die Breite des Überfalles und des Sturzbeckens, die beim Entwurf II etwas allzusehr eingeschränkt war, wurde dadurch ebenfalls um 3,5 m vergrößert. Die Verbreiterung des Überfalles bewirkt die sehr erwünschte Senkung des Wasserspiegels im Oberwasserbett, und ermöglicht dadurch eine Verminderung der Steigung der Uferstraßen nahezu auf das beim Entwurf I erreichbare Maß.

Die Beruhigung des Wassers im Sturzbecken hat sich als durchaus ausreichend erwiesen, ohne daß sich dabei im anschließenden Unterwasserbett eine zu starke Vergrößerung der Wassertiefen und infolgedessen ein übermäßiges Oberflächen-Gefälle entwickelte. Das bei den Entwürfen I und II beobachtete Schießen des Wassers beim Übergang im Unterwasserbett und die starken Wellenbildungen bei der Rückverwandlung der schießenden Bewegung des Wassers in die strömende wurden dadurch erfolgreich vermieden. Der Wasserabfluß ist demnach — wie im nächsten Abschnitt noch näher ausgeführt werden soll — sowohl im Oberwasser- als auch im Unterwasserbett ein durchaus befriedigender geworden.

Da der Entwurf III eine einfache Ausbildung aufweist und einen guten Wasserabfluß gewährleistet, wurde derselbe in erster Linie zur Ausführung empfohlen. Die Kosten dieses Entwurfes sind zwar etwas höher als diejenigen des in den Breiten allzu knapp bemessenen Entwurfes II, sie bleiben aber hinter diejenigen des amtlichen Entwurfes und auch hinter diejenigen des zuerst verfolgten Entwurfes I nicht unerheblich zurück, wie schon aus dem Vergleich der Grundrisse auf Plan 5 erkannt werden kann.

## XII. Untersuchungen über den Wasserabfluß bei den Entwürfen I, II und III.

In den früheren Abschnitten sind bereits einige allgemein gehaltene Angaben über den **Wasserabfluß** bei den drei untersuchten **Entwürfen I, II, und III** gemacht worden. An der Hand der Wasserspiegelaufnahmen der Abb. 7 auf Plan 4 sowie der Abbildungen auf den Plänen 6—9 soll auf die Abflußerscheinungen, wie sie durch die Modellversuche festgelegt wurden, noch etwas näher eingegangen werden.

Das allgemeine Abflußbild ist bei den drei verschiedenen untersuchten Entwürfen ein einfaches, insofern der Wasserstrom in seiner ganzen unteren und seitlichen Begrenzung mit dem Bett in Berührung bleibt. Dabei treten keine Grund- oder Uferwalzen auf mit alleiniger Ausnahme der nur bei großen Abflußmengen entstehenden kleinen Grundwalze in der Ecke am Fuß des Abschußbodens, die durch den absichtlich klein gewählten Abrundungshalbmesser der Übergangsfläche zwischen dem Abschußboden und der Sohle des Sturzbeckens hervorgerufen wird. Im X. Unter-Abschnitt auf Seite 62 wurde bereits näher ausgeführt, warum das Auftreten dieser Walze für vorteilhaft erachtet und die Entstehung durch einen kleinen Abrundungshalbmesser der Übergangsfläche begünstigt wurde. Auf das Abflußbild in seiner Gesamtheit kann aber die am Fuß des Abschußbodens bei Hochwasser auftretende Grundwalze bei ihren geringen Abmessungen keinen erheblichen Einfluß ausüben. Außer dieser nur bei einem großen Hochwasser auftretenden kleinen Grundwalze von rein örtlicher Bedeutung findet sich bei den Entwürfen I, II und III im ganzen neuen Sihl-Bett nur noch eine einzige weitere Wasserwalze, nämlich die bei jeder vorkommenden Wasserführung vorhandene große Deckwalze über dem Wasserstrom im Sturzbecken, auf deren Vorhandensein die den Abfluß beruhigende Wirkung des Sturzbeckens hauptsächlich zurückzuführen ist, und auf deren Auftreten und sicheren Bestand daher der größte Wert zu legen war. Auch über die Bildung und die Gestalt dieser Walze sind früher im IX. Unter-Abschnitt auf Seite 55 bereits nähere Angaben gemacht worden.<sup>1</sup> Es wurde darauf hingewiesen, daß zuweilen eine Zerlegung dieser Walze in drei Einzelwalzen beobachtet wird, indem sich in der Deckwalze eine kleine keilförmige Nebenwalze ausbildet, welche die Hauptwalze in zwei kleinere Haupt-Deckwalzen zerlegt. Diese Erscheinung besitzt aber nur eine untergeordnete Bedeutung. Bei Betrachtung der ganzen Abflußerscheinung in ihrer Gesamtheit können die verschieden auftretenden Deckwalzen im Sturzbecken als eine einheitliche große Wasserwalze aufgefaßt werden, auf deren energieverzehrende Wirkung die Beruhigung des Wasserabflusses im Sturzbecken im wesentlichen zurückzuführen ist.

Eine genauere Untersuchung des Wasserabflusses und der auftretenden Wassergeschwindigkeiten bei **Entwurf I** fand zunächst an einem Halbmodell im Maßstab 1:50 statt. Bei diesen Versuchen waren allerdings die Verhältnisse der Wirklichkeit insofern nicht ganz richtig wiedergegeben, als die Wandungen des Modelles zwischen den Schnitten  $-85,0$  m und  $+113,5$  m zu glatt ausgebildet waren, die Sohle des Oberwasserbettes oberhalb des Schnittes  $-85,0$  m und ebenso die Sohle des Unterwasserbettes unterhalb des Schnittes  $+113,5$  m dagegen infolge Bestreuung mit 2 bis 3 mm starkem, scharfkantigem Quarzsand eine wahrscheinlich etwas zu große Rauigkeit aufwies (Phot. 4). Für die allgemeine Untersuchung der Abflußvorgänge im Sturzbecken blieben diese Ungenauigkeiten in der Berauhung der Wandungen des Modelles aber ohne allzugroße Wirkung.<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Siehe auch die Untersuchungen von E. Beyerhaus über die Wasserberuhigung am Fuß von Talsperren-Überfällen. Zeitschrift für Bauwesen 1914.

<sup>2</sup> Die geplante spätere Wiederholung der Beobachtungen an einem Modell des Entwurfes I mit richtig berauhten Wandungen mußte aus Zeitmangel aufgegeben werden.

Abflußbild bei den Entwürfen I, II und III.

Auftretende Walzen.

Entwurf I.  
Modellversuche 1:50.

Im Längenschnitt **Abb. 7 Plan 4** ist die mittlere Wasserspiegellage für die ganze Flußbreite bei einem Hochwasserabfluß von 550 cbm/Sek nach den Aufnahmen am Halbmodell 1:50 des Entwurfes I aufgezeichnet worden. Damit wurde zugleich die obere Begrenzung des eigentlichen Wasserstromes beiderseits der Deckwalze festgelegt. Um auch die obere Begrenzung des Wasserstromes unter der Deckwalze zu bestimmen, wurden die schon früher im Unter-Abschnitt X auf Seite 61 besprochenen Druckhöhen-Messungen mit hydrometrischen Röhren verwendet. Dazu erfolgte zunächst die Festlegung der mittleren Energie-Linien  $A-B$  und  $C-D$  oberhalb des lotrechten Schnittes  $\pm 0$  und unterhalb des Schnittes  $+35,0$  m aus der bekannten Abflußmenge und aus den bekannten Abflußquerschnitten durch Berechnung. Die Einfügung des fehlenden Stückes der mittleren Energie-Linie  $B-C$  fand dann in der Weise statt, daß die Punkte  $B$  und  $C$  durch eine Linie mit einander verbunden wurden, die annähernd gleichlaufend zu der durch die Messungen mit den hydrometrischen Röhren gefundenen Höchst-Energie-Linie  $B'-C'$  für den Wasserstrom in der Flußmitte aufgezeichnet wurde. Da die gefundenen Höhenunterschiede  $B-B'$  und  $C-C'$  zwischen der berechneten mittleren und der beobachteten höchsten Energie-Linie in den Schnitten  $\pm 0$  und  $+35,0$  m eine nur wenig von einander abweichende Größe von annähernd 0,5 m aufweisen, konnte angenommen werden, daß auch an den Zwischenpunkten die mittlere Energie-Linie um rund 0,5 m unter der Höchst-Energie-Linie liegt.

Aus der bekannten Größe des Wasserabflusses von 550 cbm/Sek, aus den bekannten Abmessungen des Sturzbeckens und aus der so festgelegten Lage der mittleren Energie-Linie  $B-C$  ließen sich nun die mittleren Abflußgeschwindigkeiten und die Größe der benetzten Querschnitte des Wasserstromes bzw. die Höhenlage des Wasserspiegels auch zwischen den Schnitten  $\pm 0$  und  $+35,0$  m berechnen. Durch die Bestimmung der oberen Begrenzung des Wasserstromes wurde zugleich die untere Begrenzung der Deckwalze über dem Wasserstrom festgelegt. Die aus diesen Untersuchungen abgeleitete und im Längenschnitt der **Abb. 7 Plan 4** aufgetragene Trennungslinie zwischen dem Wasserstrom und der Deckwalze zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen am Modell. Die Deckwalze besitzt beim Abfluß von 550 cbm/Sek eine, im lotrechten Längenschnitt durch die Flußaxe gemessene Querschnittsgröße von rund 40 qm und — bei der mittleren Längenerstreckung der Deckwalze normal zum Stromstrich gemessen von etwa 37 m — einen Wasserinhalt von rund 1480 cbm. Durch Einzeichnung der Scheidefläche der Deckwalze nach den am Modell ausgeführten Beobachtungen wurde festgestellt, daß rund 900 cbm des Wassers der Deckwalze oberhalb der Scheidefläche und daher — mit Ausnahme eines Teils der kleinen Nebenwalze — im Gebiet der Aufwärtsströmung liegen.

In **Abb. 8 Plan 4** sind die in der vorstehend besprochenen Weise gefundenen mittleren Wassertiefen und mittleren Abflußgeschwindigkeiten des Wasserstromes graphisch aufgetragen worden. Die größte mittlere Geschwindigkeit des Wasserstromes wurde unter dem oberen Ende der Deckwalze mit rund 12 m/Sek festgestellt, eine Geschwindigkeit, die mit der theoretischen Ableitung aus der Fallhöhe und der Zuflußgeschwindigkeit oberhalb des Überfalles eine gute Übereinstimmung zeigt. Kurz unterhalb des Endes der Deckwalze hat die Wassergeschwindigkeit bereits auf rund 4,2 m/Sek abgenommen, wobei die Verringerung der mittleren Abflußgeschwindigkeit auf einer Lauflänge von nur 20 m fast 8 m/Sek beträgt.

In **Abb. 8 Plan 4** sind als strichpunktierte Linien auch noch die Linien der Grenztiefen  $t'_0$  und der Grenzgeschwindigkeiten  $u'_0$  eingetragen worden. Liegen die Tiefen des Wasserstromes unter den durch die  $t'_0$ -Linie festgelegten Tiefen, und übersteigen daher die mittleren Wassergeschwindigkeiten die durch die  $u'_0$ -Linie gekennzeichneten Grenzgeschwindigkeiten, so muß das Wasser nach der Theorie schießend abfließen. Die Schnitte I und II, die durch die Schnittpunkte  $S_1$  und  $S_2$ , bzw.  $S_1'$  und  $S_2'$  der Grenztiefen- bzw. der Grenzgeschwindigkeits-Linie mit den Linien der beobachteten Wassertiefen bzw. der mittleren Abflußgeschwindigkeiten hindurchgehen, begrenzen demnach diejenige Flußstrecke, auf der das Wasser sich im Fließzustand des »Schießens« fortbewegt. Nach diesen Untersuchungen, die mit den tatsächlichen Beobachtungen gut übereinstimmende Ergebnisse liefern, beginnt das Wasser im Oberwasserbett etwa beim Querschnitt — 81,5 m d. h. 3,6 m unterhalb des Anfangs der

Übergangsstrecke zu schießen. Es behält den Fließzustand des »Schießens« dann über den Überfall hinüber bis etwa zum Querschnitt +27,5 m bei, d. h. bis kurz vor dem Ende der Deckwalze im Sturzbecken. Das Schießen des Wassers erstreckt sich demnach auf eine Lauflänge von rund 109 m. Dabei liegt der beobachtete Wasserspiegel vom Querschnitt I an abwärts bis fast zur Nullaxe dicht unter der theoretischen Grenzwasserspiegellage, so daß hier durch eine geringe Hebung des Wasserspiegels das Schießen verhindert werden könnte. Andererseits liegt aber der beobachtete Wasserspiegel stromabwärts des Querschnittes II auf einer größeren Flußlänge dicht über der Grenzlage. Bei der im Unterwasserbett auftretenden wellenförmigen Oberfläche nähert sich der Wasserspiegel an einigen Stellen der Grenzlage so sehr, daß angenommen werden muß, daß nur durch die Aufstauung des Wassers infolge der sehr starken Berauhung der Sohle des untersuchten Modelles unterhalb der Übergangsstrecke und infolge der Vergrößerung der Reibungswiderstände durch die in der Flußaxe des Halbmodelles vorhandene Glaswand das Eintreten des Schießens verhindert wird. Tatsächlich wurde denn auch bei allen späteren Versuchen an Vollmodellen 1:100 des Entwurfes I beim Fehlen der Wand in der Flußmitte und bei der wesentlich schwächeren, allerdings wahrscheinlich etwas zu geringen Berauhung der Wandungen des Modelles auf diesem Teil des Flußbettes schießendes Wasser beobachtet.

Modellversuche 1:100.

Über das Ergebnis der umfangreichen Untersuchungen des Wasserabflusses an Vollmodellen 1:100 nach Entwurf I geben die Abb. 1—4 auf Plan 6, und die Abb. 1 und 2 auf Plan 7 nähere Auskunft.

Auf diesen Plänen sind die wichtigsten der ausgeführten Beobachtungen über die Wasserspiegellage bei verschiedenen Fließzuständen des Wassers, bei verschiedenen Rauigkeiten des Bettes, bei verschiedener Ausbildung der Übergänge, bei verschiedener Aufstauung des Unterwassers und bei verschiedenen Abflußmengen mit einander in Vergleich gestellt worden.

Die Abb. 1—5 auf Plan 6 beziehen sich sämtlich auf den Abfluß von 550 cbm Wasser in der Sekunde, d. h. auf die Wasserspiegellage bei der höchsten seither beobachteten Wasserführung der Sihl.

**Abb. 1 auf Plan 6** soll Auskunft über die verschiedenen **Fließzustände** des Wassers geben, die namentlich im Unterwasserbett von Bedeutung sind, da hier auch an den gleichen Stellen des Bettes und bei den gleichen Abflußmengen sowohl strömendes als auch schießendes Wasser auftreten kann. Aus dieser Abbildung geht hervor, daß der Wasserspiegel im Oberwasserbett oberhalb des Querschnittes — 140,0 m beim Abfluß von 550 cbm/Sek etwa 3,55 m über der Sohle steht und ein dem Sohlengefälle etwa gleiches Gefälle von rund  $J = 0,0015$  besitzt<sup>1</sup>. Der Wasserspiegel beginnt etwa vom Querschnitt — 140,0 m an stärker zu fallen. Das Oberflächengefälle nimmt zwischen den Schnitten — 140,0 und — 85,0 m auf  $J = 0,012$  zu, um sich dann innerhalb der Übergangsstrecke noch weiter bis auf  $J = 0,028$  zu erhöhen. Die normale Wassertiefe nimmt dabei von reichlich 3,5 m bis auf etwa 1,8 m ab und die Abflußgeschwindigkeit von rund 4,0 m/Sek auf 7,2 m/Sek zu. Das Wasser beginnt unter der Einwirkung der Verbreiterung des Abflußquerschnittes gerade dort zu schießen, wo die Übergangsstrecke beginnt, da hier die Wassertiefe auf die Grenztiefe  $t'_0 = 2,8$  m abgenommen hat, bei der die mittlere Abflußgeschwindigkeit 5,24 m/Sek beträgt und die Geschwindigkeitshöhe auf 1,4 m, d. h. auf die halbe Wassertiefe angewachsen ist. Die tiefste Senkung des Wasserspiegels liegt etwa 25 m oberhalb der Nullaxe, von wo an der Wasserspiegel vor dem Absturz nochmals zu einer Erhebung von etwa 0,5 m Höhe ansteigt.

Die ausgezogene Linie (1) der Abb. 1 auf Plan 6 stellt den Wasserspiegel des Oberwasserbettes in der Flußaxe dar, während die gestrichelte Linie (2) die über die ganzen Querschnitte gemittelte Wasserspiegellage festlegt. Die mittlere Abflußgeschwindigkeit übersteigt vom Querschnitt — 90,0 m an 5 m/Sek.

Im Sturzbecken und im anschließenden Unterwasserbett sind die Wasserspiegellinien für die beiden verschiedenen Fließzustände des Wassers — des »Strömens« und des »Schießens« eingezeichnet.

<sup>1</sup> Das Oberflächengefälle oberhalb des Schnittes — 200 m steht noch unter der Wirkung des Wassereinlaufes in das Modell, wodurch das Gefälle hier verringert wird, da bei dem auftretenden verzögerten Abfluß kinetische in potentielle Energie umgesetzt wird.

Die Lage des Wasserspiegels für den beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken stets auftretenden Fließzustand des Strömens, ist für den Längenschnitt in der Flußaxe durch die ausgezogene Linie (3); für die gemittelte Wasserspiegellage aber durch die gestrichelte Linie (4) dargestellt worden. Beim Austritt aus dem Sturzbecken besitzt das durch die Deckwalze abgebremste Wasser eine Tiefe von rund 4 m und eine mittlere Geschwindigkeit von 3,95 m/Sek, die bis zum Anfang der Übergangsstrecke auf 4,15 m/Sek anwächst. Der Wasserspiegel fällt dann in der Übergangsstrecke steil mit einem Gefälle von rund  $J = 0,040$  ab und erreicht beim Querschnitt +145,0 m seine tiefste Lage. Die Wassertiefe beträgt hier in der Flußmitte nur rund 2,5 m. Die mittlere Geschwindigkeit wächst auf 5,5 m/Sek an. Sie erreicht damit für das Unterwasserbett ihren Höchstwert. Da sich die Grenzwassertiefe  $t'_0$  zu 2,8 m berechnet, kommt das Wasser hier vorübergehend, und zwar auf eine Lauflänge von rund 25 m ins Schießen. Von der tiefsten Einsenkung an steigt der Wasserspiegel zunächst steil und dann langsam mit wellenförmiger Oberfläche wieder empor, wobei die mittlere Wassertiefe etwa beim Querschnitt +220,0 m die Tiefe von 3,35 m erreicht, der eine mittlere Abflußgeschwindigkeit von reichlich 4,6 m/Sek entspricht. Der vorübergehende Übergang des Wassers vom Strömen zum Schießen wird einerseits durch die Verbreiterung des Abflußquerschnittes infolge der Abflachung der Ufer bei ungeänderter Sohlenbreite, sodann aber durch die starke Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken durch die Deckwalze verursacht. Durch diese starke Abbremsung wird die Wassertiefe über die normale Tiefe im Unterwasserbett hinaus vermehrt und ein starkes Oberflächengefälle erzeugt, das gerade bei der Querschnittserweiterung endet, wodurch — wie im ersten Teil dieses Berichtes auf den Seiten 12—14 erklärt wurde — eine starke Wasserspiegel-senkung an dieser Stelle veranlaßt wird.

Wird der Wasserstrom im Sturzbecken nicht durch eine Deckwalze beruhigt, so gelangt das Wasser in der schon früher beschriebenen Weise schießend in das Unterwasserbett. Der Längenschnitt durch die Flußaxe zeigt in diesem Fall an den Schnittstellen der entstehenden Schrägwellen auffallend hohe Wasserberge, die bis zur Höhe der Wasserspiegellinie beim strömenden Wasser emporreichen, während im übrigen das schießende Wasser in viel geringerer Tiefe abfließt, wie die ausgezogene Linie (5) der Abb. 1 auf Plan 6 zeigt.

Im Längenschnitt für den gemittelten Wasserspiegel im ganzen Querschnitt, der durch die gestrichelte Linie (6) dargestellt wird, fehlen die starken Unregelmäßigkeiten, welche die Linie (5) aufweist. Die Linie (6) steigt infolge der Umsetzung kinetischer Energie in potentielle Energie stromabwärts langsam an, wobei sich schwache Wellen bilden. Die Grenzwassertiefe wird erst unterhalb des Querschnittes +225 m erreicht. Das Wasser würde demnach bis in das alte Flußbett hinein schießend abfließen, wenn die Deckwalze im Sturzbecken tatsächlich fortgerissen werden würde, was aber nach dem früher Gesagten bei der gewählten Ausbildung des Sturzbeckens nicht zu befürchten ist.

Über die Rauigkeit der Wandungen des Modells bei diesen Versuchen gibt die in der Zeichnung über der Flußsohle angebrachte Beschriftung nähere Auskunft.

Der Vergleich der Linie (1) mit (2) und (3) mit (4) läßt erkennen, daß die Wasserspiegellinien in der Flußmitte bei strömendem Wasser nicht allzusehr von den für die ganzen Querschnitte gemittelten Wasserspiegellinien abweichen. Bei den weiteren Untersuchungen sind daher nur die Wasserspiegellinien in der Strommitte aufgetragen worden, da die Bestimmung der mittleren Wasserspiegellinien, zu deren Festlegung die Aufnahme der Höhenlage der gesamten Wasserspiegel erforderlich ist, sehr viel Zeit beansprucht haben würde.

Für die ausgeglichene Wasserspiegellinie (2) im Oberwasserbett und für den im Sturzbecken beruhigten Wasserstrom im Unterwasserbett (Linie 4) ist in Abb. 1 des Planes 6 auch die **Energie-Linie** eingetragen worden, die im Oberwasserbett von Querschnitt -150,0 m bis zur Nullaxe, abgesehen von einer durch unbekannte Störungen veranlaßten Welle kurz vor dem Abfall ein ziemlich regelmäßiges Gefälle von gemittelt  $J = 0,0032$  aufweist, dann über dem Abschußboden und dem anschließenden Sturzbecken steil um etwa 4 m abfällt, um weiterhin im Unterwasserbett wieder ein normales schwaches Gefälle zu zeigen, das zwischen  $J = 0,0015$  und  $J = 0,003$  liegt und nur bei der Übergangsstrecke vorübergehend — stellenweise bis auf  $J = 0,0075$  — anwächst.

Die nicht aufgezeichnete Energie-Linie für den Wasserabfluß bei fehlender Deckwalze (Linie ⑥) fällt dagegen im Sturzbecken nur um etwa 1,5 m und liegt daher am unteren Ende des Sturzbeckens um rund 2,5 m höher, als die Energie-Linie beim strömenden Abfluß des Unterwassers (Linie ④), da die energiezerstörende Wirkung der Deckwalze bei ihr fortfällt. Die Energie-Linie senkt sich dann aber unterhalb des Sturzbeckens schnell weiter zur Höhe der Energie-Linie bei strömendem Wasser, weil in dem an das Sturzbecken anschließenden Teil des Unterwasserbettes bei den großen Wassergeschwindigkeiten und bei den auftretenden hohen Wellen beträchtliche Energiemengen verbraucht werden. Hieraus erklärt es sich, daß die beiden Energie-Linien schon in der Übergangsstrecke nahezu zusammenfallen. Der Fließzustand des Wassers bleibt trotz der fast vollständigen Deckung der Energie-Linien zunächst noch auf eine größere Flußlänge ungeändert bestehen, indem sowohl das strömende als auch das schießende Wasser seinen Fließzustand beibehält.

Einfluß der Rauigkeit  
des Bettes.

In **Abb. 2 auf Plan 6** sind einige Wasserspiegellinien bei verschiedener **Berauhung** des Flußbettes für einen Abfluß von 550 cbm/Sek zusammengestellt worden. Die schwachen, im verzerrten Maßstab stark übertrieben in die Erscheinung tretenden Wellenbildungen im Oberwasserbett sind hauptsächlich auf die Einwirkung des Zulaufes des Wassers in die Versuchsrinne, zum Teil aber auch wohl auf kleine Ungenauigkeiten in der Sohlenlage des Modells zurückzuführen. Die Wasserspiegellinien bei verschiedener Berauhung des Flußbettes zeigen in der Übergangsstrecke des Oberwasserbettes eine fast vollständige Deckung, während unterhalb und oberhalb der Übergangsstrecke der Wasserspiegel bei dem berauhten Bett höher als bei dem glatten Bett liegt. Bei Querschnitt —200 m wurde bei glattem Bett eine mittlere Wassertiefe von 3,25 m, bei rauhem Bett aber eine solche von 3,6 m beobachtet. Bei dem glatten Bett zeigt der Wasserspiegel infolge der Einwirkungen des Einlaufes eine ziemlich unregelmäßige Lage. Bei dem rauhen Bett war das mittlere Gefälle des Wasserspiegels rund  $J=0,003$ , demnach etwa doppelt so groß als das der Sohle. Der Wasserabfluß ist dabei ungleichförmig, und der Reibungsbeiwert für die Verhältnisse im wirklichen Flußbett berechnet sich aus den Formeln für den ungleichförmigen Wasserabfluß zu etwas unter  $N = 1:40$ . Es ist das ein Rauigkeitsbeiwert, der voraussichtlich für die mit Quadern bedeckten und für die abgeplasterten Teile des Flußbettes und der Ufer etwa zutrifft, der aber für die mit grobem Kies oder Steinen bedeckten Teile der Flußsohle zu klein ist, wenn diese auch wohl nicht ganz so rauh sein werden, als das jetzige stark verwilderte und große Felsblöcke aufweisende Sihl-Bett, für das der Rauigkeitsbeiwert auf Grund von Beobachtungen amtlich zu  $N = 1:33$  festgelegt wurde.

Die richtige Bestimmung der Rauigkeitsbeiwerte bleibt sowohl für die Naturbetten, als auch für die Modelle stets eine schwierige und unsichere Aufgabe. Bei den endgültigen Versuchen, deren Ergebnis in den **Abb. 4 und 5 auf Plan 6** und in den **Abb. 1, 2, 3 und 5 auf Plan 7** wiedergegeben ist, wurden die ganzen Modelle einheitlich mit einem Lackfarbenanstrich versehen, in den 0,7 mm starker Sand eingebettet war. Es dürfte dabei ein Rauigkeitsgrad erreicht worden sein, der im wirklichen Flußbett einem Rauigkeitswert von  $N = 1:40$  nahekommt, voraussichtlich aber noch etwas unter diesem Werte bleibt. Jedenfalls sind die den Wandungen der Modelle gegebenen Berauhungen nicht zu groß, so daß bei diesen Modellversuchen eine übermäßige Wasserberuhigung im Sturzbecken mit Sicherheit vermieden, und auch die Wasserabsenkung am Übergang des Unterwasserbettes nicht in irreführender Weise verringert wurde. Es kann daher mit Bestimmtheit angenommen werden, daß die in der besprochenen Weise berauhten Vollmodelle im Maßstab 1:100 kein zu günstiges Bild des Wasserabflusses ergeben, und daß die Wassertiefen bei den Modellversuchen etwas zu klein und daher die Geschwindigkeiten etwas zu groß in die Erscheinung getreten sind.

Die wiederholt durchgeführten vergleichenden Untersuchungen haben gezeigt, daß die früher auf Grund der Formel von Ganguillet und Kutter abgeleiteten und den Versuchen anfangs zugrunde gelegten Rauigkeitsbeiwerte der Zusammenstellungen IV bis VI auf Seite 44 und 45 jedenfalls zu klein waren und daß die Formel von Ganguillet und Kutter, die ja auch für so kleine Verhältnisse nicht aufgestellt worden ist, für kleine Modelle einer Korrektur bedarf, wofür bereits früher (Seite 46) ein Vorschlag gemacht wurde.

Einfluß der Übergangsstrecken.

**Abb. 3 auf Plan 6** gibt Aufschluß über die Einwirkung der **Gestaltung der Übergänge** auf die Wasserspiegellagen. Neben dem Abschlußboden und dem Sturzbecken

üben nämlich auch die Übergangsstrecken im Ober- und Unterwasserbett einen bestimmten Einfluß auf die Wasserspiegellage aus. Es wurden daher besondere Untersuchungen über die zweckmäßige Gestaltung der Übergänge erforderlich. Der amtliche Entwurf sah für beide Übergänge die Begrenzung der Ufer durch windschiefe Ebenen vor. Der Übergang im Oberwasserbett ist im amtlichen Entwurf schlank ausgebildet und besitzt eine Länge von 35 m. Dieser Übergang erwies sich bei den Versuchen als für den Wasserabfluß günstig, da sich die Wasserspiegelbreite im Übergang nur wenig ändert, insofern die stromabwärts eintretende Verbreiterung der Flußsohle in höheren Lagen durch die steilere Ausbildung der Ufer zum Teil ausgeglichen wird. Ein im Halbmodell 1:50 durchgeführter Vergleichsversuch zwischen dem windschiefen und einem gleich langen, sinusförmig gestalteten Übergang ergab gegen Erwarten einen besseren Wasserabfluß beim windschiefen Übergang, wie die Auftragung der Wasserspiegellinien auf der linken Hälfte der Abb. 3 Plan 6 erkennen läßt. Die Modellwandungen waren bei diesem Versuch oberhalb des Schnittes — 85,0 m allerdings zu stark beraucht, unterhalb dieses Schnittes aber zu glatt gestaltet, wodurch ein zu steiles Oberflächengefälle am Übergang und eine besonders hohe Wellenbildung in der anschließenden Flußstrecke erzeugt wurde. Die Wasserspiegellinie (1) für den sinusförmigen Übergang zeigte einen wesentlich schlechteren Verlauf als diejenige für den windschiefen Übergang (Linie (2)), indem sich beim sinusförmigen Übergang ein steilerer Absturz der Wasseroberfläche und ein fast doppelt so hohes Gegengefälle entwickelte. Die Überlegenheit des windschiefen Überganges war so in die Augen fallend, daß von einer Wiederholung der Versuche an einem Vollmodell mit richtiger gewählter Berauchung abgesehen und der windschiefe Übergang aus dem amtlichen Entwurf ungeändert übernommen wurde.

Im Unterwasserbett liegen die Verhältnisse am Übergang anders als im Oberwasserbett, insofern hier die Fußlinie des Ufers gradlinig weiterläuft und die gleichfalls stromabwärts eintretende Querschnittsverbreiterung in den höheren Lagen an Größe zunimmt. Die Verbreiterung erreicht an der Wasseroberfläche den Höchstwert, während beim Übergang im Oberwasserbett umgekehrt die Querschnittsverbreiterung nach der Sohle hin anwächst. Obschon die mittlere Querschnittsverbreiterung im Unterwasserbett kleiner ist als diejenige am Übergang des Oberwasserbettes, sind die Einwirkungen auf die Wasserspiegellage hier doch größer, da die Änderungen der Oberflächenbreite besonders stark auf die Wasserspiegellage einwirken. Der nur etwa 12 m lange, windschiefe Übergang des amtlichen Entwurfes, dessen Gestalt aus dem Lageplan auf Abb. 1 Plan 5 hervorgeht, erzeugte, wie schon im vorigen Abschnitt ausgeführt wurde, einen wilden schießenden Wasserabfluß mit hohen, quer über den Fluß hinlaufenden Schrägwellen. Diese Ausbildung des Überganges wurde daher, ohne daß eine genauere Aufnahme der Wasserspiegellage ausgeführt wurde, fallen gelassen. An seiner Stelle wurden zunächst am Halbmodell 1:50 zwei 25 m lange Übergänge untersucht, deren Uferbegrenzungen windschief bzw. nach Sinuslinien, die tangential an die beiden zu verbindenden Querschnitte anschlossen, ausgebildet waren. Die in den Übergangsstrecken durchgeführte genaue Aufmessung der ganzen Wasseroberflächen ergab, wie bei der stetigeren Änderung der Oberflächenbreiten zu erwarten war, bei dem sinusförmigen Übergang einen wesentlich besseren Wasserabfluß als beim windschiefen Übergang. Während beim windschiefen Übergang in der Nähe des Ufers Höhenunterschiede des Wasserspiegels von bis über 1,0 m und örtliche Oberflächengefälle bis 1:15 beobachtet wurden, betrugen die Höhenunterschiede beim sinusförmigen Übergang nur rund 0,7 m und die größten Oberflächengefälle rund 1:35. Da der sinusförmige Übergang sich demnach erheblich überlegen zeigte, wurden die weiteren, an Vollmodellen 1:100 durchgeführten Untersuchungen für den Entwurf I im Unterwasserbett nur noch auf sinusförmige Übergänge erstreckt. Die auf der rechten Hälfte der Abb. 3 auf Plan 6 aufgetragenen Wasserspiegellinien (3), (4) und (5) wurden an Modellen mit Übergängen von 15, 25 und 40 m Länge aufgenommen. Sie gestatten aber keinen einwandfreien Vergleich des Einflusses der verschiedenen Längen der Übergangsstrecken auf die Wasserspiegellage, da die Wirkungen der Übergänge in der Flußmitte, in der die Längenschnitte aufgenommen wurden, weniger in die Erscheinung treten, als in der Nähe der Ufer. Außerdem waren aber auch die Modelle bei diesen Versuchen nicht alle in der gleichen Weise beraucht. So erklärt sich das schwächere Oberflächengefälle,

das die Linie ③ trotz des kurzen Überganges aufweist, aus der geringeren Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken des bei dieser Aufnahme nicht berauhten Modelles. Infolge der größeren Glätte des Bettes lag der Wasserspiegel am Anfang des Unterwasserbettes um rund 0,2 bzw. 0,3 m tiefer, als bei der Linie ④, bei deren Aufnahme das Flußbett unterhalb des Überganges, bzw. der Linie ⑤, bei deren Aufnahme das Sturzbecken und die Sohle des ganzen Unterwasserbettes mit in Lackfarbe eingebettetem Sand berauht gewesen ist. Infolge der Glätte des Bettes behielt das schießend aus der Übergangsstrecke austretende Wasser bei Linie ③ seine beträchtliche Geschwindigkeit ziemlich weit stromabwärts bei. Die Rückverwandlung der Fließbewegung des »Schießens« in diejenige des »Strömens« erfolgte daher nicht auf einer so kurzen Lauflänge und auch nicht mit einem so starken Gegengefälle, wie dies bei den Linien ④ und ⑤ der Fall gewesen ist, sondern allmählich, wobei der Wasserspiegel um die Grenzlage herum wellenförmig schwankte.

Aus dem Vergleich der Linien ④ und ⑤ geht hervor, daß der Übergang von 40 m Länge einen wesentlich besseren Abfluß bedingt, als der Übergang von 25 m Länge. Obschon der Wasserspiegel bei Linie ⑤ infolge des rauheren Bettes oberhalb des Überganges noch etwas höher lag, als bei Linie ④, war der Verlauf unterhalb des Überganges ein wesentlich gleichmäßigerer, indem das größte Gegengefälle beim Wiedereintritt des Strömens bei dem 40 m langen Übergang nur reichlich 0,7 m, beim 25 m langen Übergang aber rund 1,1 m betrug. Zum Teil mag dieser Unterschied allerdings auch auf die abweichende Berauhtung der bei diesen Versuchen verwandten Modelle zurückzuführen sein. Der Vergleich der Linien ④ und ⑤ mit Linie ③ läßt deutlich erkennen, daß mit der Beruhigung des Wasserabflusses im Sturzbecken nicht zu weit gegangen werden sollte, da hauptsächlich durch die starke Hebung des Wasserspiegels am Ende des Sturzbeckens bei den Linien ④ und ⑤ das starke Gefälle in der anschließenden Übergangsstrecke, sowie das hohe Gegengefälle und die starken Wellenbildungen unterhalb des Überganges hervorgerufen werden.

Wenn daher die Beruhigung des Wassers im Sturzbecken nicht übertrieben werden sollte, so darf aber das Auftreten einer Deckwalze im Sturzbecken durch eine ungenügende Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten doch keinesfalls in Frage gestellt werden, weil sonst das Wasser schießend in das Unterwasserbett eintreten und die Schießbewegung auf eine größere Lauflänge beibehalten würde. Die richtige Wahl der Abmessungen und der Rauhtigkeit des Sturzbeckens ist daher für eine gute Wasserableitung von großer Wichtigkeit. Die abbremsende Wirkung des Sturzbeckens darf weder zu groß noch zu klein sein.

Im ersten Teil dieses Berichtes ist versucht worden, eine Erklärung für das vorübergehende Auftreten schießenden Wassers an einem sich stromabwärts verbreiternden Übergang zu geben. Die Textabb. 7 auf Seite 13 zeigt eine schematische Darstellung der Wasserspiegellage, die im wesentlichen mit der in den Linien ④ und ⑤ der Abb. 3 auf Plan 6 festgelegten übereinstimmt.

Wie die **Abb. 4 auf Plan 6** erkennen läßt, ergaben die Versuche, das Schießen des Wassers beim Übergang durch **Aufstauung** des Wasserspiegels in der unterhalb anschließenden Flußstrecke zum Verschwinden zu bringen, erst bei einer sehr starken Aufstauung, wie sie in Wirklichkeit nicht ausführbar ist, Erfolg. Diese Abbildung enthält verschiedene Wasserspiegellinien bei einem Abfluß von 550 cbm/Sek im Modell 1:100 des Entwurfes I mit 40 m langem sinusförmig begrenztem Übergang bei berauhten Bettwandungen. Aufgezeichnet sind zunächst die Linien ⑤ und ② für den im Sturzbecken nicht beruhigten und für den durch eine Deckwalze beruhigten Abfluß bei ungestautem Unterwasser. Bei der Linie ② für den im Sturzbecken durch eine Deckwalze beruhigten Abfluß zeigt sich am Ende der Übergangsstrecke wieder die starke Senkung des Wasserspiegels, infolge deren hier vorübergehend schießendes Wasser auftritt. Die Wassertiefe nimmt beim Querschnitt +150 m bis auf etwa 2,6 m ab, wobei die mittlere Abflußgeschwindigkeit nahezu 5,7 m/Sek erreicht. Da die Wassertiefe unterhalb der Grenztiefe  $t'_0$  liegt, die sich zu 2,88 m berechnet, muß hier das Wasser schießend abfließen.

Zwischen den Querschnitten +150,0 m und +180,0 m nimmt die Wassertiefe dann bei dem auftretenden starken Gegengefälle der Oberfläche wieder erheblich zu, und zwar auf rund 3,6 m d. h. ganz wesentlich über die Grenztiefe hinaus. Infolge dessen

tritt hier wieder der strömende Abfluß ein, der auch in der anschließenden Flußstrecke mit wellenförmiger Oberfläche bestehen bleibt.

Wird der Unterwasserspiegel durch Aufstauung in der unterhalb des Überganges gelegenen Flußstrecke gehoben, so hört das Schießen des Wassers beim Übergang nicht auf, da der erzeugte Stau stromaufwärts nicht allmählich ausläuft, sondern mit einem steilen Gegengefalle plötzlich endet und die Flußstrecke mit schießendem Wasser nicht vollständig überdeckt.

Die Linie ③ zeigt die Wasserspiegellage an, die auftritt, wenn der Unterwasserspiegel beim Schnitt +225,0 m durch Aufstauung um rund 1,0 m gehoben wird. Aus dieser Linie ist ersichtlich, daß der Stau stromaufwärts zunächst noch an Höhe etwas zunehmend bis etwa zum Schnitt +130,0 m, d. h. bis in die Übergangsstrecke hinein reicht, um dann hier plötzlich zu enden, so daß oberhalb die durch den Übergang hervorgerufene Wasserspiegelsenkung unverändert bestehen bleibt. Erst bei einer noch stärkeren Aufstauung des Wassers, wie sie bei Aufnahme der Linie ④ vorgenommen war, verschwand die Wasserspiegelsenkung am Übergang durch Überstauung nahezu vollständig. In diesem Falle blieb am Übergang nur noch ein schwaches Gegengefalle des Wasserspiegels bestehen. Den Abflußbildern der Längenschnitte ②, ③ und ④ in Abb. 4 auf Plan 6 entsprechen die Phot. 26—28. Besonders deutlich tritt die Senkung des Wasserspiegels beim Übergang und das über 1,0 m hohe Gegengefalle im unteren Teil des Überganges auf Phot. 27 in die Erscheinung, auf der auch die starken Wellenbildungen zu erkennen sind, welche durch die schnelle Verzögerung des Abflusses und die Änderung des Fließzustandes des Wassers beim Wiedereintritt des Strömens hervorgerufen werden.

Phot. 28 zeigt die in der Wasserspiegellinie ④ in Abb. 4 auf Plan 6 festgelegte Ausbildung der Wasseroberfläche, die entsteht, wenn durch eine sehr starke Aufstauung des Unterwassers der Eintritt des Schießens ganz verhindert wird.

Die Aufnahme Phot. 29 endlich zeigt für das gleiche Flußbett den Wasserabfluß, wenn infolge des Fehlens der Deckwalze die Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken so wenig verringert werden, daß das Wasser im Unterwasserbett den schießenden Abfluß beibehält, wobei die schon früher besprochenen, sich kreuzenden Schrägwellen auftreten. In Abb. 4 auf Plan 6 fällt besonders auf, daß die an den Schnittpunkten der Wellen entstehenden Wasserberge der Wasserspiegellinie ⑤ bei schießendem Abfluß gerade die Wasserspiegellinie ② für den im Sturzbecken beruhigten Abfluß berühren, was aber eine rein zufällige Erscheinung ist, insofern die Höhe der Wellen bei schießendem Abfluß durch die Form der Ufermauern des Sturzbeckens erheblich beeinflußt wird.

Die starke, bei den Linien ② und ③ der Abb. 4 auf Plan 6 beobachtete Senkung des Wasserspiegels in der Übergangsstrecke des Unterwasserbettes ist übrigens nicht ausschließlich auf die Wirkung des Überganges, sondern zum Teil auch auf die übermäßige Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken zurückzuführen, wie schon früher angedeutet wurde.

Die in Abb. 5 auf Plan 6 dargestellten Versuche lassen dies überzeugend er-  
Abfluß beim Fehlen eines Überganges.  
 kennen. Bei diesen Versuchen wurde das **Unterwasserbett ohne Übergang** ausgebildet, indem die das Unterwasserbett unterhalb des Sturzbeckens begrenzenden Ufermauern über die Übergangsstrecke hinaus stromabwärts weitergeführt wurden. Die Fortführung der Ufermauern wurde in ähnlicher Weise durch berauhte Bleche bewirkt, wie dies für das Modell des Entwurfes II aus Phot. 7 hervorgeht. Obschon die Bleche ohne jeden Absatz an die Wände des Gipsmodelles angeschlossen waren, trat auch bei diesen Versuchen zwischen den Querschnitten +120,0 m und +150,0 m eine deutlich wahrnehmbare Senkung des Wasserspiegels mit stromabwärts anschließendem Gegengefalle ein. Die Senkung des Wasserspiegels ist für ungestautes Unterwasser allerdings um etwa 0,65 m geringer als beim Vorhandensein des Überganges zur unterhalb anschließenden Flußstrecke mit den unter 4:5 abgeböschten Ufern, wie aus dem Vergleich der Linie ② mit Linie ②a in Abb. 5 auf Plan 6 hervorgeht, welche letztere der Wasserspiegellinie ② in Abb. 4 auf Plan 6 entspricht.

Da die kleinste Wassertiefe beim Abfluß von 550 cbm/Sek im Flußbett mit durchlaufenden Ufermauern mit 3,25 m um rund 0,3 m über der Grenztiefe  $t'_0$  liegt, die sich für das Flußbett mit 34 m breiter Sohle und unter 5:1 geböschten Ufermauern zu

2,95 m berechnet, ist das Auftreten schießenden Wassers nicht zu befürchten und auch bei den Versuchen nicht beobachtet worden. Die Fortführung der Ufermauern würde demnach die Wasserableitung im Unterwasserbett wesentlich verbessern, indem der Wasserspiegel um die Höhen der in Abb. 5 auf Plan 6 mit doppelter Schraffur kenntlich gemachten Fläche gehoben würde.

Die sehr starken Senkungen des Wasserspiegels, die sogar bei dem 40 m langen, durch sinusförmig gestaltete Ufer hergestellten Übergang im Unterwasserbett beobachtet wurden, erklären sich — wie aus den Versuchen mit durchlaufenden Ufermauern hervorgeht — daraus, daß die Übergangsstrecke zufällig gerade an derjenigen Stelle des Unterwasserbettes liegt, an der das durch die übermäßige Wasserberuhigung im Sturzbecken hervorgerufene starke Oberflächengefälle endet, und eine Absenkung des Wasserspiegels unter die normale Lage bewirkt. Dabei mag an einzelnen Stellen des Querschnittes die Grenzgeschwindigkeit zwischen dem strömenden und schießenden Wasserabfluß schon ohnedies erreicht werden, wenn auch die mittlere Geschwindigkeit des Wassers möglicherweise noch etwas über dieser Grenze liegt. Durch die Einwirkung des Überganges wird dann das Wasser im ganzen Querschnitt durch den in Abb. 7 Seite 13 dargestellten Vorgang noch weiter gesenkt und zum deutlich wahrnehmbaren Schießen gebracht.

Wird der Wasserspiegel im Unterwasserbett mit durchlaufenden steilen Ufern zwischen den Querschnitten +200,0 und +225,0 m in dieselbe Höhe angestaut, wie dies bei der Linie ③ der Abb. 4 auf Plan 6 geschehen ist, so tritt oberhalb immer noch eine Senkung des Wasserspiegels auf, die beim Querschnitt +128,0 m ihren Höchstwert mit rund 0,45 m erreicht, wie dies die Linie ③ in Abb. 5 auf Plan 6 erkennen läßt. Selbst bei einer Aufstauung des Wassers im Unterwasserbett bis zu einer Tiefe von 5 m tritt die Senkung des Wasserspiegels nach Linie ④ in Abb. 5 auf Plan 6 noch mit etwa 0,2 m in die Erscheinung.

Abfluß bei kleineren  
Wassermengen.

Auch bei wesentlich **kleineren Abflußmengen** machen sich im Unterwasserbett noch ähnliche Erscheinungen an der Übergangsstrecke bemerkbar, wie sie für den Abfluß von 550 cbm/Sek aus den Wasserspiegellinien der Abb. 4 auf Plan 6 hervorgehen. Dies zeigt die Auftragung der Beobachtungen in **Abb. 1 Plan 7** für den Abfluß von 250 cbm/Sek, die gleichfalls starke Senkungen des Wasserspiegels an der Übergangsstrecke im Unterwasserbett erkennen lassen, die erst bei einer sehr starken Aufstauung des Wasserspiegels unterhalb verschwinden.

Wasserspiegellinien bei  
verschiedenen Abfluß-  
mengen.

Die übrigen Abbildungen auf **Plan 7** enthalten die **Wasserspiegellinien für verschieden große Abflußmengen**, die an den Modellen der Entwürfe I, II und III auftraten.

In **Abb. 2 auf Plan 7** sind zunächst die Abflußlinien beim **Entwurf I** bei Wasserführungen der Sihl von **250, 550 und 700 cbm/Sek** zusammengestellt worden. Bei allen diesen Linien zeigt sich im Oberwasserbett eine starke Senkung des Wasserspiegels, die bereits oberhalb des Anfanges der Übergangsstrecke, etwa beim Querschnitt —150,0 m, beginnt und auf eine Flußlänge von etwa 90 m oberhalb des Überfalles das Auftreten schießenden Wassers veranlaßt. Im Unterwasserbett tritt bei allen größeren Wasserführungen an der Übergangsstrecke gleichfalls schießendes Wasser auf, wie die dargestellten Wasserspiegellinien für 250 und 550 cbm/Sek erkennen lassen. Aber auch bei mittleren und selbst bei kleinen Wasserführungen wurde bei ungestautem Abfluß noch schießendes Wasser mit einem stromabwärts anschließenden Gegengefälle und mit Wellenbildungen wahrgenommen.

Die **Abb. 3 auf Plan 7** enthält die Wasserspiegellagen, die bei verschiedenen großen Wasserführungen beim **Entwurf II** auftreten. Die für den Abfluß von **250, 400, 550 und 700 cbm/Sek** festgelegten Wasserspiegel zeigen im Oberwasserbett einen wesentlich gleichmäßigeren Verlauf, als beim Entwurf I. Da die Verbreiterung des Flußbettes oberhalb des Überfalles fortfällt, tritt die beim Entwurf I festgestellte starke Abnahme der Wassertiefe beim Entwurf II nicht auf. Das Wasser gelangt strömend bis etwa zur Tunnelaxe. Die lange Strecke mit schießendem Wasser, die beim Entwurf I beobachtet wurde, fällt demnach fort. Wenn dies für das Flußbett selbst auch zweifellos eine wesentliche Verbesserung bedeutet, so ist die eingetretene sehr starke Hebung des Wasserspiegels dicht oberhalb des Überfalles, die bei Hochwasser teilweise 1,0 m übersteigt, doch als ein Nachteil zu betrachten, weil sie zur Hebung der Uferstraßen zwingt und das Gefälle dieser Straße in unerwünschter Weise vergrößert.

Im Unterwasserbett zeigt der Wasserabfluß dem Entwurf I gegenüber keine Verbesserung, da die Wassertiefe am Ende der Übergangsstrecke sogar noch etwas stärker abnimmt und schießendes Wasser fast genau in der gleichen Ausdehnung auftritt, wie beim Entwurf I.

Die **Abb. 4 auf Plan 7** zeigt die Wasserspiegellagen bei den gleichen Abflüßmengen bei **Entwurf III**. Sie läßt sowohl im Ober- als auch im Unterwasserbett eine bedeutende Verbesserung des Wasserabflusses gegenüber demjenigen bei den Entwürfen I und II erkennen.

Im Oberwasserbett ist die starke Senkung des Wasserspiegels, wie sie beim Entwurf I namentlich zwischen den Schnitten  $-60,0$  und  $-20,0$  m auftritt, ganz vermieden. Der Wasserspiegel zeigt auf dieser Flußstrecke eine allmähliche Senkung ohne jede Wellenbildung. Er liegt etwa  $0,8$  m höher als beim Entwurf I. Das Wasser beginnt erst kurz vor der Nullaxe zu schießen, wobei sich die Flußlänge, auf der schießendes Wasser auftritt, gegenüber dem Entwurf I auf etwa den vierten Teil verkürzt. Dabei verringert sich bei einem Abfluß von  $550$  cbm/Sek der Höchstwert der mittleren Geschwindigkeit des Wassers stromaufwärts des mit Granitquadern abgedeckten Überfallbauwerkes von rund  $6,7$  m/Sek auf etwa  $5,5$  m/Sek. Es bedeutet das eine erhebliche Schonung der mit Kalksteinpflaster auf Beton abgedeckten Flußsohle oberhalb des Überfallbauwerkes. Der Wasserablauf vollzieht sich auch noch regelmäßiger als beim Entwurf II. Trotzdem ist die Höhenlage des Wasserspiegels dicht oberhalb des Überfalles eine niedrigere, als bei diesem Entwurf, so daß die nachteilige Beeinflussung der Uferstraßen fortfällt. Die beim **Entwurf III erzielte Wasserspiegellage im Oberwasserbett kann tatsächlich als die denkbar günstigste bezeichnet werden.**

Die langsame und stetige Zunahme der Wassergeschwindigkeiten oberhalb des Überfalles, die ohne Wellenbildungen erfolgt, ist auch für die ungehinderte Abfuhrung der Sinkstoffe günstig. Sie verhindert mit Sicherheit die Ablagerung von Sinkstoffen oberhalb des Überfalles und macht die seitens der Bundesbahnen in Erwägung gezogene Vermehrung des Sohlengefalles unter Einschaltung einer Gegensteigung, durch welche die Ableitung der Sinkstoffe nur erschwert würde, unnötig.

Sollte wegen der Höhenlage und der Steigung der Uferstraßen gegen Erwarten eine noch weitere Senkung des Wasserspiegels für erwünscht erachtet werden, so ließe sich dieselbe dadurch erzielen, daß das untere Ende des Überganges um etwa  $10$  m aufwärts verschoben wird.

Wie aus Wasserspiegellinie B in **Abb. 2 d auf Plan 8** hervorgeht, würde bei einer solchen Verschiebung des Überganges, auf die im XIV. Unter-Abschnitt auf Seite 80 noch zurückgekommen wird, eine Senkung des Hochwasserspiegels gerade an der für die Höhenlage der Uferstraßen maßgebenden Stelle eintreten. Eine solche weitere Senkung des Hochwasserspiegels scheint aber nicht erforderlich und — der durch die Verschiebung der Übergangsstrecke entstehenden Mehrkosten wegen — unzweckmäßig zu sein.

Auch im Unterwasserbett gestaltet sich der Wasserabfluß bei Entwurf III günstig. Die schädliche Senkung des Wasserspiegels war hier bei den früheren Entwürfen teils durch die zu starke Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken, teils durch die zu geringe Breite des Flußbettes zwischen dem Sturzbecken und der Übergangsstrecke und durch die in der Übergangsstrecke eintretende Verbreiterung des Abflußquerschnittes hervorgerufen worden. Durch die Verbreiterung des Flußbettes um  $3,5$  m wurden alle Hemmnisse für den guten Wasserabfluß beseitigt, indem dadurch ein Bett von etwa dem gleichen benetzten Querschnitt gebildet wurde, wie er in der unterhalb angrenzenden Flußstrecke mit unter  $4:5$  geneigten Böschungen zur Verfügung steht, so daß am Übergang keine nennenswerte Änderung in der Größe der Abflußgeschwindigkeiten eintritt. Durch die Verbreiterung des Bettes wurde der Wasserstrom zugleich auf eine größere Abflußbreite verteilt und der Wasserspiegel unmittelbar unterhalb des Sturzbeckens gesenkt. Dadurch wurde aber das Auftreten eines so starken Gefälles des Wasserspiegels beim Übergang, wie es bei den Entwürfen I und II beobachtet wurde, verhütet.

Die Wasserwalze im Sturzbecken wird durch die Senkung des Wasserspiegels im angrenzenden Unterwasserbett etwas verkleinert. Dadurch wird ihre energievernichtende Wirkung verringert. Auch zeigte es sich, daß die Walze etwas weniger

standfest wurde. Bei einer allmählichen Steigerung der Abflußmengen wurde die Walze bei normal berauhtem Bett aber doch erst bei einer Wasserableitung von  $Q' = 730$  cbm/Sek fortgerissen, obschon die gewählte Berauhung des Bettes aller Voraussicht nach bei diesen Versuchen noch etwas zu klein war, so daß die Walze in Wirklichkeit wahrscheinlich noch bis zu einem größeren Wasserabfluß erhalten bleiben wird. Um allen Möglichkeiten Rücksicht zu tragen wurden auch noch Versuche mit einem durch Lackfarben vollkommen geglätteten Modell angestellt. Sie sollten feststellen, ob die Wasserwalze nicht bei im Laufe der Zeit durch die Wirkung des Geschiebetransportes eintretender vollständiger Glättung der Abschußwand und des Sturzbeckens ihre Standfestigkeit so sehr verlieren könne, daß etwa schon bei einem Hochwasserabfluß von 550 cbm/Sek ein Fortreißen befürchtet werden müßte. Die ermittelte Grenzwassermenge ergab sich bei diesem Versuch zu  $Q' = 650$  cbm/Sek. Da die gewählte Glätte der Wandungen bei diesem Versuch aber absichtlich so weit als möglich gesteigert wurde und es ausgeschlossen erscheint, daß der Abschußboden, das Sturzbecken und das anschließende Unterwasserbett jemals in Wirklichkeit eine Glättung erfahren werden, die der den Wandungen dieses Modelles gegebenen entspricht, liegt kein Anlaß dafür vor, etwa durch eine Vergrößerung des Sturzbeckens oder durch eine Verschmälerung der zwischen Ufermauern liegenden Teile des Unterwasserbettes eine stärkere Abbremsung des Wassers im Sturzbecken und dadurch eine Vergrößerung der Grenzwassermenge  $Q'$  hervorzurufen. Dagegen scheint es zweckmäßig zu sein, die Wandungen des Abschußbodens und des Sturzbeckens nicht allzu glatt abzarbeiten, damit der Sicherheitsgrad für das Auftreten einer Wasserwalze im Sturzbecken nicht unnötig verkleinert wird. Die Grenzwassermenge  $Q''$ , bis zu der die Wasserwalze im Sturzbecken immer vorhanden sein muß, da sie bis zu dieser Abflußmenge auch nicht künstlich beseitigt werden kann, wurde zu 280 cbm/Sek festgestellt. Es ist das ein Wert, der den beim Entwurf I festgestellten von 240 cbm/Sek noch etwas übertrifft.

Der besonders gute Wasserabfluß im Unterwasserbett des Entwurfes III geht aus den Wasserspiegellinien des Längenschnittes in Abb. 4 auf Plan 7 deutlich hervor. Die bei den Entwürfen I und II beobachtete starke Senkung des Wasserspiegels am unteren Ende des Überganges fehlt beim Entwurf III bei allen Wasserführungen. Die für das berauhte Bett ermittelten Wasserspiegellinien sind in Abb. 4 auf Plan 7 durch Verbindung der kleinen Kreise, welche die eingemessenen Punkte des Wasserspiegels angeben, aufgezeichnet worden. Die mit diesen Linien durch Schraffur verbundenen punktierten Linien geben die Wasserspiegellage für das völlig glatte Bett bei dem gleichen Wasserabfluß an.

In **Abb. 5 auf Plan 7** sind die Wasserspiegellinien für den Abfluß von 250 und 550 cbm/Sek bei den Entwürfen I und III **in Vergleich gestellt** worden, wobei die Hebung der Wasserspiegel beim Entwurf III, den beim Entwurf I beobachteten Wasserspiegeln gegenüber, durch Schraffur kenntlich gemacht ist. Diese Auftragung zeigt, daß die schädlichen Senkungen der Wasserspiegel an den Übergängen des Ober- und Unterwasserbettes, welche beim Entwurf I eine starke Zunahme der Abflußgeschwindigkeiten hervorriefen, beim Entwurf III vollständig beseitigt sind.

Daß auch die beim Entwurf I an den Übergängen beobachteten Unregelmäßigkeiten und Quergefälle der Wasserspiegel beim Entwurf III nur noch ganz wesentlich gemildert auftreten, läßt der Vergleich der in den **Abb. 1 und 3 auf Plan 9** zusammengestellten **Höhenlinienpläne** der Wasserspiegel bei diesen beiden Entwürfen für den durch eine Deckwalze im Sturzbecken beruhigten Wasserabfluß erkennen.

In den **Abb. 2 und 4 des Planes 9** sind der Vollständigkeit halber auch die Höhenlinienpläne der Wasserspiegel für den im Sturzbecken nicht beruhigten Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett dargestellt worden, obschon diese Art des Wasserabflusses nur künstlich erzielt werden kann und daher in Wirklichkeit niemals vorkommen wird. Die beiden Höhenpläne zeigen, daß auch beim schießenden Abfluß des Wassers im Unterwasserbett der Entwurf III eine bessere Wasserableitung bedingt, als der Entwurf I. Namentlich geht aus ihnen hervor, daß die bei beiden Entwürfen auftretenden Schrägwellen beim Entwurf III eine wesentlich geringere Höhe, als beim Entwurf I aufweisen.

Die bedeutende **Überlegenheit** des Wasserabflusses beim Modell des Entwurfes III dem Wasserabfluß beim Modell des amtlichen Entwurfes, sowie bei

Höhenlinienpläne der  
Wasserspiegel.

Überlegenheit des Ent-  
wurfes III.

denjenigen der Entwürfe I und II gegenüber läßt es nicht zweifelhaft erscheinen, daß der Entwurf III von den untersuchten Entwürfen der beste ist, zumal sich dieser Entwurf sowohl dem amtlichen Entwurf, als auch dem Entwurf I gegenüber auch noch durch größere Einfachheit und Billigkeit auszeichnet.

**Der Entwurf III wurde daher in erster Linie für die Ausführung in Vorschlag gebracht.**

### XIII. Die Berechnung der Hochwasserlinien im gehobenen Flußbett oberhalb des Überfalles.

Die ausgeführten Modellversuche liefern eine ausreichende Grundlage für die Bestimmung der Höhenlage des Wasserspiegels dicht oberhalb des Überfalles, da die Geschwindigkeitshöhen streng dem Ähnlichkeitsgesetz folgen, die Reibungsgefälle aber auf die Wasserspiegellage in der unmittelbar an den Überfall anschließenden Flußstrecke keinen erheblichen Einfluß ausüben können. Selbst wenn sich bei fehlerhafter Wahl der Rauigkeit der Modellwandungen unrichtige relative Reibungsgefälle ergeben wurden, könnten bei der geringen Längenausdehnung der in Frage kommenden Flußstrecke nur ganz geringe Fehler in der Wasserspiegellage eintreten.

Zahlreiche früher im Karlsruher Flußbaulaboratorium durchgeführte Vergleichsversuche zur Ermittlung der Überfallhöhen bei Modellen von Wehren in erheblich von einander abweichenden Größen und mit ganz verschiedenen gewählten Berauhungen haben denn auch gezeigt, daß weder der Modellmaßstab, noch der Grad der Berauhung einen merklichen Einfluß auf die ermittelten Überfallshöhen auszuüben vermag.

Bei einem Überfall, wie dem in der Sihl geplanten, dessen Krone nicht über die Sohle im anschließenden Oberwasserbett emporreicht, ist allerdings ein etwas größerer Einfluß der Rauigkeit der Modellwandungen auf die Lage des Wasserspiegels als bei einem Wehr mit hoher Stauwand zu erwarten, da bei den geringeren Wassertiefen die Geschwindigkeiten im Oberwasserbett und daher auch die Rauigkeitsgefälle erheblich größer sein müssen. Aber auch bei dem Sihl-Überfall können die durch eine etwaige unrichtige Berauhung des Modelles entstehenden Fehler in der Lage des durch den Absturz unmittelbar hervorgerufenen Teiles der »**Senkungslinie**« — auf die wirklichen Verhältnisse übertragen — einige Zentimeter keinesfalls übersteigen, da die Längenerstreckung dieses Teiles der Absenkung, die im Längenschnitt als »**Absturzlinie**« in die Erscheinung tritt, nur gering ist. Die Länge dieser Absturzlinie kann praktisch etwa dem 2,5-fachen der Überfallshöhe gleichgesetzt werden.

Oberhalb dieser durch die Absturzlinie gekennzeichneten »**Absturzsenkung**«, deren Form fast ausschließlich von der Gestalt des Überfalles und von der Zuflußgeschwindigkeit des Wassers abhängt, entsteht aber noch eine weiter stromaufwärts reichende Senkung des Wasserspiegels gegenüber der normalen Lage bei gleichförmigem Abfluß in einem Flußbett, das in der Höhe des Oberwasserbettes auch über den Überfall hinüber stromabwärts weiterlaufen würde. Dieser stromaufwärts an die Absturzlinie anschließende zweite Teil der Senkungslinie, der den Ausgleich zwischen der normalen Wassertiefe im Oberwasserbett bei gleichförmigem Abfluß und der Überfallhöhe am oberen Ende der Absturzlinie vermittelt, soll »**Ausgleichlinie**« genannt werden.

Die »**Ausgleichlinie**« und damit zugleich auch die ganze Senkungslinie erstreckt sich im Oberwasserbett weit stromaufwärts und reicht beim Sihl-Überfall bei großen Wasserführungen sogar über die Abzweigungsstelle des neuen Sihl-Bettes vom alten noch erheblich hinaus. Die Form der Ausgleichlinie ist außer vom Querschnitt und dem Gefälle des Flußbettes auch von der Rauigkeit der Bettwandungen sehr wesentlich abhängig, da Änderungen im relativen Gefälle des Wasserspiegels bei der großen Länge der in Frage kommenden Flußstrecke auch die Höhenlage des Wasserspiegels wesentlich beeinflussen müssen.

Modellversuche sind bei dem jetzigen Stand unserer Kenntnisse über die Einwirkung der Rauigkeit des Bettes auf den Wasserabfluß wenig geeignet, eine ausreichende Grundlage für die genaue Bestimmung von Ausgleichlinien und damit des ganzen Wasserabflusses im Oberwasserbett eines Überfalles oder eines Wehres abzugeben. Denn bei der großen Länge der in Frage kommenden Flußstrecken

müßten zunächst die Modelle eine sehr bedeutende Größe erhalten, wenn nicht der Modellmaßstab auf Kosten der Genauigkeit der Beobachtungen sehr klein gewählt werden soll. Sodann aber müßte ein unrichtiger Rauigkeitsgrad der Wände des Modelles bei solchen Versuchen Fehler in der Lage des Wasserspiegels hervorrufen, die zwar am unteren Ende der Ausgleichslinie gering wären, stromaufwärts aber beständig an Größe zunehmen würden.

Berechnung der Wasser-  
spiegellage.

Aus diesen Gründen wurden im Anschluß an die durch die Modellversuche ermittelte Lage des Oberwasserspiegels in der Nähe des Überfallbauwerkes die Wasserspiegellinien weiter stromaufwärts durch **Berechnung** festgelegt. Die Wasserspiegellinien wurden dabei für verschiedene Wasserführungen für den zur Ausführung vorgeschlagenen Entwurf III unter Verwendung der Abflußformel von Ganguillet und Kutter berechnet.<sup>1</sup> Bei diesen Berechnungen wurde von den durch die Versuche ermittelten Wasserspiegellagen im Querschnitt  $-35,0$  m ausgegangen, der am oberen Ende der Übergangsstrecke liegt, so daß die Berechnung sich lediglich auf das normale Flußbett zu erstrecken brauchte, das eine Sohlenbreite von  $3,4$  m, unter  $4:5$  geneigte Ufer und ein Längengefälle von  $0,0015$  besitzt.

Bei der Berechnung wurde nicht schon von der Grenze zwischen der »Absturzl原因ie« und der »Ausgleichslinie«, die bei einem großen Hochwasser etwa beim Querschnitt  $-7,0$  m angenommen werden könnte, ausgegangen, weil es zweckmäßig erschien, das Ergebnis der Modellversuche noch für die ganze Übergangsstrecke auszunutzen, auf der ziemlich verwickelte Abflußverhältnisse vorliegen, da auf ihr die Sohlenbreite und die Neigung der Uferböschungen ihre Größe beständig ändern und innerhalb derselben auch der Wechsel vom strömenden zum schießenden Wasser stattfindet.

Eine Nachrechnung der Wasserspiegellinien für die mit Pflasterung versehene Flußstrecke zwischen den Querschnitten  $-7,0$  m und  $-35,0$  m, bei welcher der Rauigkeitsbeiwert  $N = 0,025$  Verwendung fand, hat übrigens eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis der Beobachtungen am Modell ergeben, so daß eine nennenswerte Verschiebung der für die oberhalb anschließenden Flußstrecken berechneten Wasserspiegellinien nicht eingetreten sein würde, wenn mit der Berechnung schon  $7,0$  m oberhalb der Nullaxe begonnen worden wäre.

Den Ausgangspunkt der Berechnung erheblich weiter — etwa bis zum oberen Ende der im Modell untersuchten Flußstrecke — stromaufwärts zu verschieben, erschien nicht ratsam, weil dabei etwaige bei den Modellversuchen vorgekommene Fehler im Reibungsgefälle verstärkt in die Erscheinung getreten wären; dann aber auch aus dem Grunde, weil das Ergebnis der Wasserspiegelaufnahme im Oberwasserbett nur bis kurz oberhalb des Querschnittes  $-120,0$  m als sicher einwandfrei gelten kann. Trotz der großen Länge des bei den Modellversuchen verwandten Oberwasserbettes haben sich nämlich die Einwirkungen des Wassereinlaufes in das Modell-Flußbett, bei dem das Wasser trotz guter Abrundung der Einlaufkanten vorübergehend in den Fließzustand des Schießens übergang, in einer zu tiefen Lage des Wasserspiegels und in Wellenbildungen bis etwa zum Schnitt  $-200,0$  m hin, in einzelnen Fällen aber noch weiter bis über den Schnitt  $-150,0$  m hinaus stromabwärts kenntlich gemacht.

Die Berechnungen wurden für die beiden Rauigkeitsbeiwerte  $N_1 = 0,025$  und  $N_2 = 0,030$  der Abflußformel von Ganguillet und Kutter nach den Gesetzen für den ungleichförmigen Abfluß des Wassers für die Abflußmengen von  $250$  cbm/Sek,  $400$  cbm/Sek und  $550$  cbm/Sek durchgeführt. Das Ergebnis ist auf Plan 8 unten in Tabellen zusammengestellt und in **Abb. 1** auf **Plan 8** aufgezeichnet worden. Die für die gleichen Abflußmengen aufgetragenen Wasserspiegellinien für die beiden Rauigkeitsbeiwerte  $N_1 = 0,025$  und  $N_2 = 0,030$  wurden durch Schraffur mit einander verbunden. Da der richtige Rauigkeitsbeiwert des mit grobem Kies oder Steinen abgedeckten Flußbettes jedenfalls zwischen den beiden gewählten Rauigkeitsbeiwerten liegen wird, kann angenommen werden, daß die auftretenden Wasserspiegel in die schraffierten Streifen des Längenschnittes hineinfallen. Daß die Flußsohle bis dicht oberhalb des Schnittes  $-60,0$  m mit einer Pflasterung aus Kalksteinen versehen werden

<sup>1</sup> Da die Berechnung für die wirklichen Verhältnisse des Flusses ausgeführt wurde, war die Verwendung der früher besprochenen, durch die Einführung eines Zusatzgliedes verbesserten Formel, die nur für sehr kleine hydraulische Radien erheblich abweichende Werte liefert, nicht erforderlich.

soll, wird daran nichts ändern, da diese Flußstrecke verhältnismäßig kurz ist und für das Kalksteinpflaster der Rauigkeitsbeiwert  $N_1 = 0,025$  auch etwa zutreffend sein dürfte, wenn das Pflaster nicht allzu glatt ausgebildet wird.

Die Auftragung der berechneten Wasserspiegellinien läßt erkennen, daß der gleichförmige Wasserabfluß mit zur Sohle paralleler Wasserspiegellage bei den größeren Hochwasserführungen bis zur Anschlußstelle des gehobenen Flußbettes an das alte Sihl-Bett bei Querschnitt  $-685,0$  m noch nicht voll erreicht ist. Für den gleichförmigen Abfluß von  $550$  cbm/Sek berechnet sich nämlich die Wassertiefe bei den beiden Rauigkeitsbeiwerten  $N_1 = 0,025$  und  $N_2 = 0,030$  zu  $4,08$  m bzw. zu  $4,49$  m, während die für den Querschnitt  $-685,0$  m nach den Formeln für den ungleichmäßigen Abfluß des Wassers berechneten tatsächlichen Tiefen erst  $3,94$  m, bzw.  $4,25$  m betragen. Die Wassertiefen werden daher stromaufwärts im alten Flußbett noch weiter zunehmen. Auch bei dem Wasserabfluß von  $250$  cbm/Sek ist im Schnitt  $-685,0$  m die Gleichförmigkeit des Abflusses noch nicht ganz erreicht.

Aus der punktierten Einzeichnung der beobachteten Wasserspiegellinien in Abb. 1 Plan 8 für die Flußstrecke aufwärts bis zum Querschnitt  $-135,0$  m geht hervor, daß die Wasserspiegel bei den Modellversuchen noch etwas unter den berechneten Wasserspiegeln für  $N_1 = 0,025$  im wirklichen Flußbett lagen, da nur an einzelnen Stellen eine Berührung zwischen den sinngemäß übertragenen, beobachteten Wasserspiegellinien mit den für  $N_1 = 0,025$  berechneten eintritt.

Es geht daraus hervor, daß auch die berauhten Modelle, wie früher schon mehrfach festgestellt wurde, noch eine zu glatte Oberfläche aufwiesen. Das gleiche ergab sich auch für das Flußbett unterhalb des Überfalles. Denn auch im Unterwasserbett liegen die beobachteten Wasserspiegel noch etwas unter den für  $N_1 = 0,025$  berechneten Wasserspiegellinien, wie aus den Auftragungen auf der rechten Seite der Abb. 1 auf Plan 8 ersichtlich ist. Da demnach auch im Unterwasserbett die Wasserspiegel aller Voraussicht nach etwas höher liegen werden, als es bei den Modellversuchen der Fall gewesen ist, wird die Standfestigkeit der Deckwalze im Sturzbecken eine noch etwas größere sein, als aus den Versuchen entnommen wurde, da mit steigender Unterwassertiefe die Größe des Wertes  $Q'$  anwachsen muß.

Das Ergebnis der ausgeführten Berechnungen bestätigt demnach, daß bei der Ausführung der Modellversuche mit genügender Vorsicht vorgegangen wurde, und daß jedenfalls die Berauhung der Wandungen des Modelles keine zu große gewesen ist.

Es wird sicherlich genügen, wenn die Ufer des neuen Sihl-Bettes bis  $0,6$  m über die für  $N_2 = 0,030$  berechnete Abflußlinie für  $Q = 550$  cbm/Sek emporgeführt werden, da alsdann sogar noch ein wohl niemals zu erwartendes Hochwasser von  $700$  cbm/Sek innerhalb des Flußbettes abfließen könnte. Oberhalb des für  $Q = 550$  cbm/Sek berechneten Wasserspiegels braucht die Uferbefestigung nur aus Rasen zu bestehen.

#### XIV. Untersuchungen über die Einwirkung eines Wasserkraftwerkes auf den Wasserabfluß am Sihl-Überfall.

Da die Erbauung eines Wasserkraftwerkes am Sihl-Überfall in Erwägung stand, wurden auch Untersuchungen über die Einwirkungen angestellt, die ein solches Wasserkraftwerk auf den Wasserabfluß in der Sihl ausüben würde.

Die zweckmäßigste Ausbaugröße des Kraftwerkes wurde von Professor Narutowicz zu  $10$  cbm/Sek bestimmt, wobei vor Erbauung des Etzel-Werkes rund  $2,3$  Mill. nach Errichtung dieses Werkes aber noch  $1,7$  Mill. Kilowatt-Stunden im Jahresmittel gewonnen werden könnten, wie aus den, dem Entwurf Narutowicz entnommenen, graphischen Auftragungen der Textabb. 23 hervorgeht, welche die Dauerlinien der Nutzwassermengen, der Nettofälle und der Leistungen des Werkes wiedergibt.<sup>1</sup>

Die Anlage des Kraftwerkes.

Das Kraftwerk, dessen Ausgestaltung in Textabb. 24 dargestellt ist, soll am linken Ufer der Sihl liegen und das durch ein Walzenwehr von  $2$  m Höhe aufgestaute Sihlwasser durch zwei mit Feinrechen, Abschlußschützen und Spülkanälen versehene

<sup>1</sup> Den Leistungsberechnungen wurden die Abflußverhältnisse der Pegelstation Sihlbrugg für den nicht sehr niederschlagsreichen siebenjährigen Zeitraum  $1902-1908$  zugrunde gelegt. Da das Einzugsgebiet bei Sihlbrugg erst  $293$  qkm beträgt und bis zum Sihlhölzli noch reichlich um  $40$  qkm zunimmt, kann angenommen werden, daß die ermittelte Energieausbeute hinter der tatsächlich zu erzielenden zurückbleibt. Jedenfalls ist das gewonnene Bild nicht zu günstig.

Oberwasserkanäle erhalten, die zweiteilig vom Fluß unmittelbar oberhalb des Walzenverschlusses abzweigend über den Bahntunnel hinüber in das Maschinenhaus hineinführen. Die Rückleitung des in zwei 330 P.S. Francisturbinen mit lotrechter Achse ausgenutzten Wassers zum Sihl-Bett erfolgt durch zwei Unterwasserkanäle von je 4,64 qm Querschnitt durch die Ufermauern des Sturzbeckens hindurch, dicht über der Sturzbeckensohle.

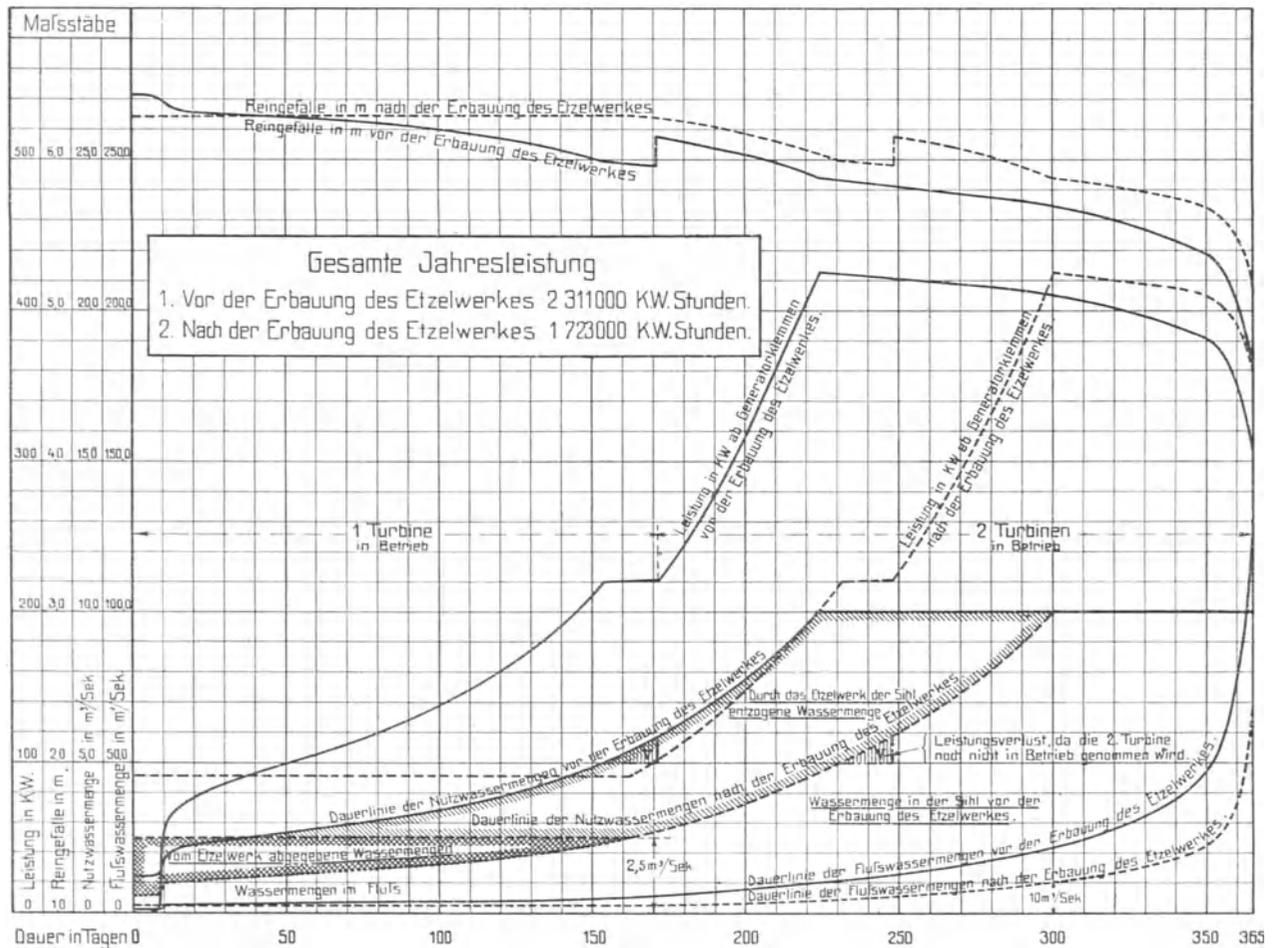


Abb 23. Dauerlinien der mittleren Wassermengen (1902-1908) sowie der Reingefälle und der Leistungen des Wasserkraftwerkes am Sihl-Überfall nach Professor Narutowicz

Verschiebung der Übergangsstrecke.

Da für die Anbringung der Ufernischen für die ursprünglich stromaufwärts der Tunnelaxe angeordnete Walze und für die Ausbildung des Einlaufes der Oberwasserkanäle die beim Entwurf III unmittelbar an die Nullaxe herangeschobene Übergangsstrecke wenig günstig erschien, wurden Untersuchungen darüber angestellt, welchen Einfluß eine **Stromaufwärtsverlegung des unteren Endes des Überganges um 10 m bzw. um 20 m** auf den Wasserabfluß ausüben würde. Bei diesen Versuchen wurde die windschiefe Ausbildung des Überganges beibehalten, die Länge des Überganges aber von 35 m auf 25 m gekürzt, wie aus Abb. 2b und 2c auf Plan 8 hervorgeht. Das Ergebnis der Untersuchungen über die durch die Änderung des Überganges bedingten Verschiebungen des Wasserspiegels ist in Abb. 2d auf Plan 8 im Längenschnitt dargestellt worden. Die Aufwärtsverlegung des Überganges ruft bei den beiden untersuchten Anordnungen unterhalb des Schnittes  $-45,0$  m Senkungen des Wasserspiegels hervor, die bei der Verlegung um 10 m bis 0,25 m, bei der Verlegung um 20 m aber bis 0,4 m Höhe anwachsen. Bei der Verlegung um 10 m reicht die Senkung bis über die Nullaxe hinüber (Linie B in Abb. 2d auf Plan 8). Sie endet erst über dem Abschlußboden des Überfalles und würde dabei eine kleine Senkung der Uferstraßen um etwa 0,2 m ermöglichen. Bei der Verschiebung des unteren Endes des Überganges um 20 m stromaufwärts geht die Senkung des Wasserspiegels abwärts vom Schnitt  $-10,0$  m in eine Hebung über, indem ein auch beim Entwurf I be-

Änderung des Entwurfes III konnte sogar ganz verzichtet werden, indem es möglich war, den Walzenverschluß, der ursprünglich oberhalb des Bahntunnels angebracht werden sollte, bis dicht an die Überfallkante heran stromabwärts zu verschieben und dadurch auch eine entsprechende Abwärtsverlegung des Einlaufes des Kraftwerkes zu ermöglichen, wie sie im Entwurf auf Textabb. 24 vorgesehen ist. Es hat dies allerdings den Nachteil, daß die Decke des Bahntunnels dauernd unter der Einwirkung des gestauten Wassers stehen würde. Bei der Wahl dieser Anordnung kann aber von einer Kürzung oder Verlegung der Übergangsstrecke ganz abgesehen werden.

Wirkung der Auslauföffnungen.

Die Modellversuche erstreckten sich ferner auch auf die Festlegung der **Wirkung der Auslauföffnungen** der Unterwasserkanäle und des aus ihnen austretenden Wassers auf den Wasserabfluß im Sturzbecken und im Unterwasserbett. Vor allem war festzustellen, ob nicht die Standfestigkeit der Deckwalze im Sturzbecken durch die seitliche Wassereinführung verringert werden würde. Zu diesem Zweck wurden Modellversuche bei zwei verschiedenen Ausbildungsarten der Auslauföffnungen angestellt, bei denen die beiden dicht nebeneinander liegenden 2,0 m hohen und 2,5 m breiten Unterwasserkanäle des Kraftwerkes normal zur Stromaxe bzw. unter  $45^\circ$  zur Stromaxe abwärts gerichtet in das Sturzbecken ausmündeten. Die beiden Anordnungen waren in die beiden Ufer des Modelles gleichzeitig eingebaut (Phot. 34). Bei den Versuchen wurden sie aber einzeln verwendet, indem die Austrittsöffnungen am entgegengesetzten Ufer mit Gips oder Plastilin verschlossen wurden. Die Untersuchungen erstreckten sich hauptsächlich auf die Feststellung der Grenzwassermengen  $Q'$  und  $Q''$ , bei denen die Deckwalze im Sturzbecken bei steigendem Abfluß verschwindet, bzw. bei fallendem Abfluß entsteht.

Wirkung auf die Grenzwassermenge  $Q'$ .

Die Versuche zeigten, daß die bei fehlenden Auslauföffnungen für das berauhte Modell des Entwurfes III ermittelte Größe der **Grenzwassermenge  $Q' = 735 \text{ cbm/Sek}^1$**  weder durch den Einfluß der Auslauföffnungen noch durch den Austritt von 10 cbm Wasser in der Sekunde aus diesen Öffnungen merkbar beeinflusst wird. Der Einbau der Unterwasserkanäle und die Einleitung einer Wassermenge von 10 cbm/Sek in das Sturzbecken üben daher auf die Beruhigung des Wasserabflusses im Sturzbecken keinen nachteiligen Einfluß aus.

Wirkung auf die Grenzwassermenge  $Q''$ .

Während ein Einfluß des geplanten Wasserkraftwerkes auf die Größe der Grenzwassermenge  $Q'$  nicht festgestellt werden konnte, wird nach dem Ergebnis der Versuche die **Grenzwassermenge  $Q''$** , bei deren Unterschreitung bei schießendem Wasserabfluß im Unterwasserbett die Bildung der Deckwalze im Sturzbecken eintritt, durch den Einbau der Unterwasserkanäle des Kraftwerkes ganz wesentlich erhöht.

Bei fehlenden Auslauföffnungen war die Größe der Grenzwassermengen  $Q''$  durch wiederholte Versuche zu  **$320 \text{ cbm/Sek}^1$**  ermittelt worden. Beim Vorhandensein von schräg abwärts ausmündenden Unterwasserkanälen an einem der Ufer erhöhte sich der Wert von  $Q''$  auf  **$380 \text{ cbm/Sek}$** , beim Vorhandensein von normal ausmündenden Kanälen aber auf  **$390 \text{ cbm/Sek}$** . Der Austritt einer Wassermenge von 10 cbm/Sek erhöht die Größe von  $Q''$  weiter auf  **$440 \text{ cbm/Sek}$**  bei den schrägen Kanälen und auf  **$450 \text{ cbm/Sek}$**  bei den normal ausmündenden Kanälen.

Beim Vorhandensein von Auslauföffnungen an beiden Flußufern, aus denen kein Wasser trat, wurde der Wert  $Q''$  zu  **$540 \text{ cbm/Sek}$**  festgestellt. Für den Austritt von Wasser aus den beiderseitigen Öffnungen, der ja praktisch nicht in Frage kommt, wurden keine Versuche angestellt; doch würde dabei für  $Q''$  zweifellos ein noch erheblich über 550 cbm/Sek hinausgehender Wert gefunden worden sein, so daß es dann selbst bei dem Höchstabfluß der Sihl auch auf künstlichem Weg durch Ausschöpfen nicht mehr möglich sein würde, die Deckwalze zu beseitigen. Die Standfestigkeit der Deckwalze wird demnach durch die Werkkanäle ganz bedeutend vergrößert.

Die merkwürdige Erscheinung, daß die Austrittsöffnungen der Unterwasserkanäle den oberen Grenzwert  $Q'$  nicht beeinflussen, dagegen die Größe des unteren Grenzwertes  $Q''$  auch schon bei fehlendem Wasseraustritt stark erhöhen, erklärt sich wohl aus dem auf Seite 58 beschriebenen Entstehungsvorgang der Deckwalzen im Sturzbecken und aus dem Umstand, daß die Austrittsöffnungen der Werkkanäle gerade an derjenigen Stelle der Ufermauern liegen, an der bei schießendem Wasser der

<sup>1</sup> Die auf Seite 76 genannten Grenzwerte  $Q' = 730 \text{ cbm/Sek}$  und  $Q'' = 280 \text{ cbm/Sek}$  waren etwas kleiner, was auf die geringere Berauhung bei dem früher verwendeten Modell zurückzuführen ist.

obachtetes Gegengefälle auftritt, das eine Höhe von rund 0,5 m erreicht (Linie C in Abb. 2d auf Plan 8). Der Wasserspiegel steigt zwischen dem Schnitt —5,0 m und der Nullaxe bis etwa 0,2 m über die Lage des Wasserspiegels beim ungeänderten Entwurf III (Linie A in Abb. 2d auf Plan 8) an und würde dabei zu einer Hebung der Uferstraßen um dieses Maß zwingen.

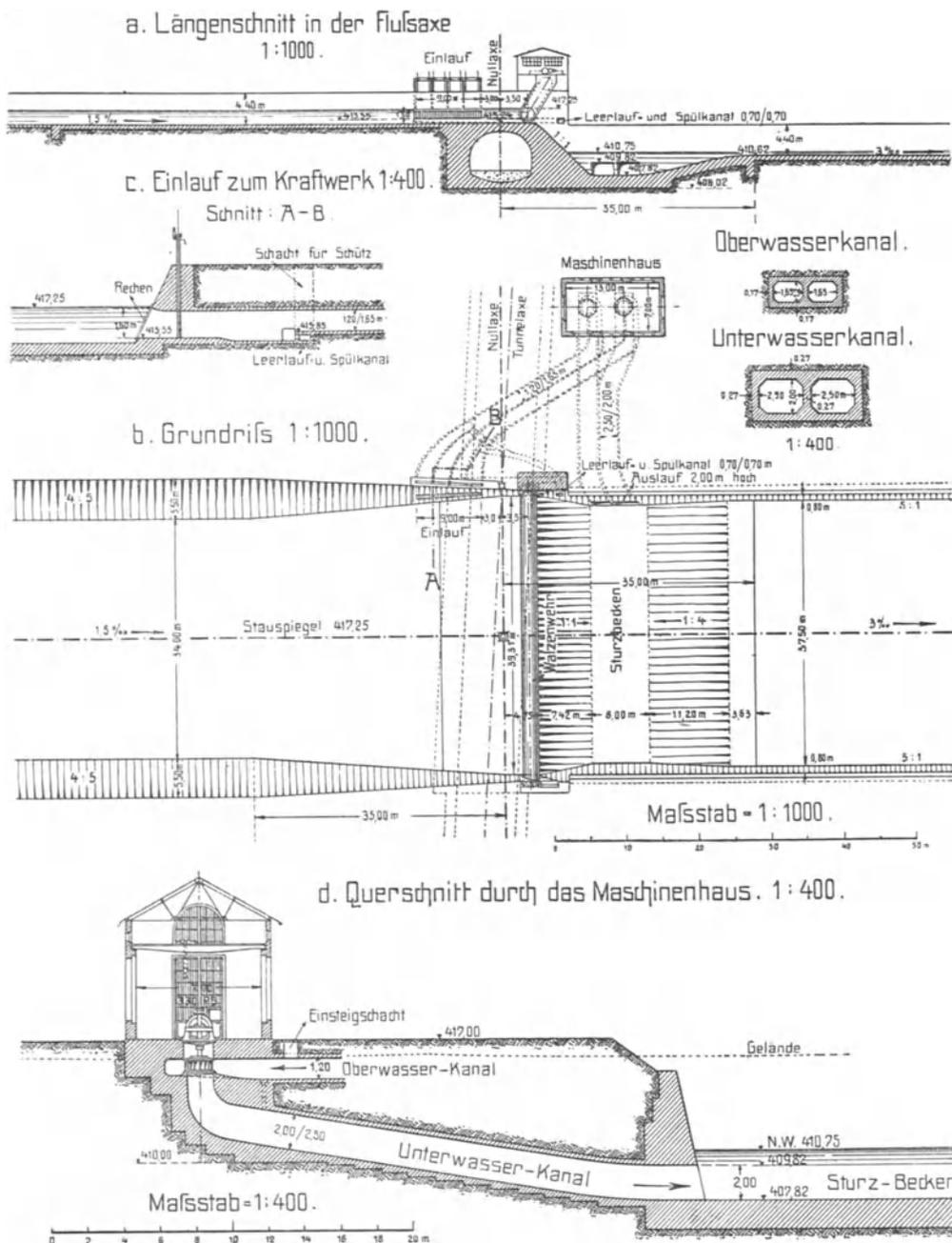


Abb. 24. Entwurf des Wasserkraftzeuges am Sihl-Überfall nach Professor Narutowicz.

Wenn die bei der Aufwärtsverlegung der Übergangsstrecke auftretenden Wasserspiegellinien auch nicht den gleich guten, stetigen Verlauf aufweisen, den der Wasserspiegel beim ungeänderten Entwurf III zeigt, so sind die Unregelmäßigkeiten doch nicht so beträchtlich, daß ernstliche Bedenken gegen die Aufwärtsverlegung und Kürzung der Übergangsstrecke bestehen. Von der Aufwärtsverschiebung des Übergangendes um 20 m sollte aber doch wegen des auftretenden starken Gegengefälles und wegen der unerwünschten Steigerung der Abflußgeschwindigkeiten über dem Bahntunnel tunlichst Abstand genommen werden, wenn nicht zwingende Gründe dafür sprechen. Solche Gründe liegen aber auch bei der Errichtung des Kraftwerkes nicht vor, da schon bei der Aufwärtsverschiebung des Übergangendes um 10 m die Anbringung der Walzennischen und des Einlaufes keine Schwierigkeiten bereitet. Auf die

Bildungsvorgang der Deckwalze im Sturzbecken durch Kräuselungen der Wasseroberfläche beginnt. Durch die an der Ausgangsstelle der Schrägwellen ausmündenden Kanäle und durch die von deren Austrittsöffnungen auf den Wasserabfluß am Ufer ausgeübte bremsende Wirkung wird nun zweifellos die Einleitung der Walzenbildung befördert, so daß die Deckwalze schon bei einer größeren Wasserführung entsteht als beim Fehlen der Auslauföffnungen.

Die Wirkung der Kanäle auf die Bildung der Deckwalze ist lediglich auf die Reibungswiderstände des Wassers an den scharfen Kanten der Kanalausläufe und nicht etwa auf die Zuleitung von Luft durch die Kanäle zurückzuführen, wie durch besondere Versuche mit luftdicht verschlossenen Kanälen festgestellt wurde. Es müßte daher die beobachtete Wirkung auf die Größe der Grenzwassermenge  $Q'$  auch schon durch flache Mauernischen von der Querschnittsform der Kanalausläufe zu erzielen sein. Auch wenn das Kraftwerk nicht ausgeführt werden sollte, empfiehlt es sich, zur Erhöhung der Standfestigkeit der Deckwalze im Sturzbecken an den beiderseitigen Ufermauern flache Nischen vorzusehen, deren Anbringung keine nennenswerten Unkosten bedingen wird.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß die Ausmündung der Werkkanäle ohne oder mit ausfließendem Wasser auf die Ableitung des Wassers im Sihl-Bett beim Überfallbauwerk keinenfalls einen ungünstigen Einfluß ausüben würde, daß vielmehr die Standfestigkeit der für die Wasserberuhigung im Sturzbecken erforderlichen Deckwalze durch die Ausmündungen der Kanäle, auch wenn dieselben nicht durchströmt werden, in noch höherem Grade aber wenn dieselben Wasser ableiten, erhöht wird.

Die Richtung der Mündungen der Kanäle übt auf die Standfestigkeit der Deckwalze nur einen geringen Einfluß aus. Wegen der besseren Wasserableitung aus den Kanälen dürfte die stromabwärts gerichtete Ausmündung aber zu bevorzugen sein.

Das Ergebnis der besprochenen Versuche ist ein so unerwartetes und auffallendes, daß es naheliegt, an der Zuverlässigkeit der ausgeführten Beobachtungen zu zweifeln. Es sei daher ausdrücklich darauf hingewiesen, daß ein Irrtum ausgeschlossen erscheint, da die Versuche verschiedentlich wiederholt wurden und stets mit guter Annäherung das gleiche Ergebnis lieferten.

#### E. Die konstruktive Ausbildung des Überfallbauwerkes.

Obschon die Aufgabe der angestellten Untersuchungen hauptsächlich darin bestand, eine für den Wasserabfluß günstige Form des Überfalles und des Flußbettes der Sihl bei der Kreuzung mit der linksufrigen Zürichseebahn an der Hand von Modellversuchen aufzufinden, konnten sie doch nicht streng auf die Festlegung der äußeren Begrenzungen der den Wasserstrom führenden Baukörper und der anschließenden Betteile beschränkt werden, da die richtige Form des Flußbettes und des Überfallbauwerkes nicht nur vom Wasserabfluß, sondern auch von der konstruktiven Ausbildung der Baukörper selbst abhängt. Es mußte daher wenigstens ein **genereller Entwurf** für die technische Ausbildung des Überfallbauwerkes und des Sturzbeckens aufgestellt werden. Ohne dabei auf die Einzeldurchbildung der mehr nebensächlichen Bauteile der Ufermauern mit den anschließenden Uferstraßen einzugehen, wurde die Gestaltung des Überfallbauwerkes auf Plan 10 in zwei verschiedenen Querschnitten ausgearbeitet, die in der Hauptanordnung nur wenig von einander abweichen und sich in dem Grundgedanken des von einer Bleidichtung umgebenen Bahntunnelmantels an den amtlichen Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen Textabb. 22 a auf Seite 60 anlehnen.

Entwürfe des Überfallbauwerkes.

Der in Asphalt verlegten **Bleidichtung** der Tunnel-Ummantelung wurde eine möglichst einfache, linsenförmige Gestalt gegeben, die keine unnötigen Knickungen zeigt und auch etwas weniger Umfanglänge besitzt als die Bleidichtung des amtlichen Entwurfes. Die Bleidichtung umschließt das Tunnelgewölbe mit seinen beiden Widerlagern und das die Widerlager verbindende Sohlengewölbe. Die von der Bleidichtung umschlossene Tunnel-Ummantelung ist ausreichend stark konstruiert, um allen auf sie wirkenden Kräften mit Sicherheit widerstehen zu können. Der unter der Sohlenplatte der Bleidichtung liegende Betonkörper ist daher nur als Gründung aufzufassen, die eine möglichst gleichmäßige Druckübertragung auf den Boden unter dem Bauwerk bewirken soll. Der Bleimantel liegt sehr günstig zwischen dem Gewölbewiderlager des Tunnels und der Gründungsplatte, indem die Belastungsmittellinie nahezu normal

Die Bleidichtung des Tunnels.

zur Bleidichtung gerichtet ist und die Belastung auch bei Hochwasser 2,5 kg/qcm nicht übersteigt, wobei die Sicherheit eine wenigstens 40-fache ist, und auch der Asphalt, in den die Bleidichtung eingebettet werden soll, nicht übermäßig beansprucht wird.

Eisenbeton-Einlagen.

Die beiden in den Abb. 1 und 4 auf Plan 10 dargestellten Lösungen für den Querschnitt durch das Überfall- und Tunnelbauwerk unterscheiden sich im wesentlichen nur durch die Anbringung der **Eisenbetoneinlagen**. Bei Abb. 1 ist unter der Bleidichtung des Tunnelbauwerkes eine Eisenbetonplatte angebracht, die stromabwärts bis zum Ende des Sturzbeckens weitergeführt wurde. Bei Abb. 4 sind dagegen zwei getrennte Eisenbetonplatten vorgesehen, von denen die eine als Gegengewölbe für den Tunnelbau dient und die Widerlager der Tunnelausmauerung mit einander verbindet, während die andere unter der besonders stark beanspruchten Sohle des Sturzbeckens liegt und die Quaderverkleidung der Sturzbeckensohle zusammenfaßt. Da der Gegenboden des Sturzbeckens wesentlich weniger durch Stöße beansprucht wird als die Sturzbeckensohle, erscheint hier eine Eisenbetonplatte entbehrlich.

Bei dem Entwurf nach Abb. 4 auf Plan 10 ist die völlige Trennung des von der Bleidichtung umgebenen Tunnelbaues von der lediglich als Gründung dienenden Betonunterlage noch klarer zum Ausdruck gebracht worden, als bei dem Entwurf nach Abb. 1, da die zur gegenseitigen Verankerung der Widerlager dienende Eisenbetonplatte in den Bleimantel hinein verlegt wurde. Dadurch erhält der Bleimantel unter dem Tunnel eine sehr gleichmäßig verteilte Belastung. Die Eisenbetonplatte gewährt auch bei einer etwaigen Verletzung des Bleimantels einen erhöhten Schutz gegen seitlich eindringendes Wasser. Diese Anordnung ist auch etwas billiger als die Anordnung nach Abb. 1 auf Plan 10 und verdient daher vor dieser den Vorzug.

Bei dem Entwurf Abb. 4 auf Plan 10 ist auch das weit auskragende Betonkonsol unter dem Oberwasserbett des Entwurfes Abb. 1 auf Plan 10 vermieden worden, da bei diesem eine unerwünschte Fugenbildung gegen das Erdreich eintreten könnte.

Sohlenbefestigungen.

Der Lageplan des für die Ausführung vorgesehenen Entwurfes III ist unter Angabe der Sohlenbefestigungen auf Abb. 6 auf Plan 10 aufgezeichnet. Bei dem wesentlich besseren Wasserabfluß konnten die Sohlenbefestigungen den in Abb. 2 auf Plan 10 dargestellten des Entwurfes I gegenüber erheblich eingeschränkt werden. Auch die große Zahl der beim Entwurf I für erforderlich gehaltenen Sohlenschwellen erschien beim Entwurf III, bei dem nur auf der Granitabdeckung des Überfallbauwerkes schießendes Wasser auftritt, entbehrlich.

#### F. Schlußwort zum zweiten Teil.

Die ausgeführten Modellversuche haben die Art des Wasserabflusses bei dem zur Ausführung vorgeschlagenen **Entwurf III** für das Kreuzungsbauwerk der Sihl mit der linksufrigen Zürichseebahn und den anschließenden Strecken des verlegten und gehobenen Sihl-Bettes soweit geklärt, daß mit voller Sicherheit angenommen werden kann, daß unliebsame Überraschungen oder gar eine Gefährdung der nach diesem Entwurf ausgeführten Anlage ausgeschlossen sind.

Der Abfluß des Sihl-Wassers wird sich bei jeder vorkommenden Wasserführung glatt und in der besten Weise vollziehen und auch die Sinkstoffableitung wird zweifellos in durchaus befriedigender Weise vor sich gehen.

**Der in den Abbildungen 4 bis 6 auf Plan 10 dargestellte Entwurf III kann daher für die Ausführung unbedenklich empfohlen werden.**

Die von der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen mit der Abgabe eines Gutachtens über die Ausbildung des Sihl-Überfalles im Sihlhölzli in Zürich betrauten drei Sachverständigen haben sich übereinstimmend auf diesen Standpunkt gestellt und dementsprechend das als Anhang beigefügte Gutachten erstattet.

Von den in dem gemeinschaftlichen Gutachten erwähnten beiden Sonderberichten stimmt der mit **Beilage A** bezeichnete im wesentlichen mit dem Inhalt der beiden ersten Teile dieser Schrift überein. Derselbe erfuhr aber vor der Drucklegung namentlich im ersten Teil noch verschiedene Ergänzungen und Erweiterungen, während die Zahl der beigefügten Photographien verringert wurde. Dem Sonderbericht **Beilage B**: »Über die Möglichkeit der Ausnutzung der Wasserkraft am Sihlüberfall« von Professor G. Narutowicz wurden mit freundlicher Genehmigung seitens des Verfassers die Textabbildungen 23 und 24 entnommen, während der Text auf den Seiten 79 und 80 nur gekürzt mitgeteilt wurde.

## Anhang zum zweiten Teil.

### Gemeinschaftliches Gutachten

der Ingenieure Dr. Epper, Professor Narutowicz und Professor Rehbock  
über die Ausbildung des Entwurfes für den Sihl-Überfall an der Kreuzung  
mit der linksufrigen Zürichsee-Bahn im Sihlhölzli in der Stadt Zürich.  
(Bei Hinweisen auf Pläne und Abbildungen sind die Bezeichnungen dieses Werkes gewählt worden).

An die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen

Bern.

In Erledigung Ihres mit den Schreiben vom 5. und 17. April 1916 erteilten Auftrages zur Erstattung eines Gutachtens über die Ausbildung des Entwurfes für den Überfall des Sihlflusses im Sihlhölzli in Zürich beehren wir uns das Folgende zu berichten:

Indem wir uns auf die beiden beiliegenden **Sonderberichte**:\*)

**Beilage A:** Untersuchungen über die zweckmäßige Ausbildung des Sihlüberfalles auf Grund von Modellversuchen im Karlsruher Flußbaulaboratorium von Th. Rehbock und

**Beilage B:** Über die Möglichkeit der Ausnutzung der Wasserkraft am Sihlüberfall von G. Narutowicz

berufen, die in der Schlußsitzung der Gutachter in Zürich, am 11. Dezember 1916, gebilligt wurden, können wir uns auf die folgende kurze Beantwortung der gestellten Fragen beschränken:

**Frage 1:** Erachten Sie die im Projekt der Schweizerischen Bundesbahnen für den Sihlüberfall vom März 1916 eingetragenen Hochwasserlinien für richtig?

**Antwort:** Bei der Umgestaltung des Entwurfes der Schweizerischen Bundesbahnen in die aus den Plänen 5 und 10 der Beilage A ersichtliche Form, haben sich im Oberwasserbett erheblich tiefer liegende Hochwasserlinien herausgestellt, als sie im amtlichen Entwurf eingezeichnet sind. Über den Verlauf dieser Linien gibt der Plan 7 der Beilage A für die drei untersuchten Entwürfe I, II und III näheren Aufschluß.

Für den von den Gutachtern besonders empfohlenen Entwurf III ist die Hochwasserlinie durch Berechnung für die ganze verlegte Flußstrecke bestimmt und in den Plan 8 der Beilage A eingetragen worden.

**Frage 2:** Welche Verbesserungen haben Sie zu dem Projekt für den Sihlüberfall vorzuschlagen?

**Antwort:** Von den drei in der Beilage A ausgearbeiteten Entwürfen empfehlen die Gutachter übereinstimmend den als Entwurf III bezeichneten zur Ausführung. Sie geben diesem Entwurf dem amtlichen Entwurf und auch den Entwürfen I und II gegenüber den Vorzug, da er sowohl bezüglich der guten Ableitung des Wassers und der Sinkstoffe, als auch in konstruktiver Hinsicht und in bezug auf die Kosten den übrigen Entwürfen überlegen erscheint.

Die Abänderungen gegenüber dem amtlichen Entwurf zeigen die Textabbildung 22 und die Lagepläne auf Plan 5 der Beilage A.

Die Abführung des Wassers und der Geschiebe wird sich bei der Gestaltung des Sihlüberfalles nach Entwurf III in einfacher und klarer Weise vollziehen, so daß keinerlei Bedenken gegen die Verwirklichung dieses Entwurfes bestehen.

**Frage 3:** Wäre die Ausnutzung der Wasserkraft am Sihlüberfall in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht zu empfehlen?

**Antwort:** Die Möglichkeit und Wirtschaftlichkeit der Ausnutzung der Wasserkraft sind durch die Beilage B, die den Entwurf einer Wasserkraftanlage am Sihlüberfall enthält, nachgewiesen.

Bei der verhältnismäßig geringen Energieausbeute wird die Entscheidung über den Ausbau der Wasserkraft aber nicht nur von der Wirtschaftlichkeit, sondern wohl eher von andern Erwägungen, namentlich ästhetischer Natur, abhängig sein.

\*) Siehe die Angaben im letzten Absatz auf Seite 84.

**Frage 4:** Halten Sie es zur Abklärung der Verhältnisse für angezeigt, daß noch Versuche im größeren Maßstabe vorgenommen werden und, wenn dies zutrifft, welche Forderungen sind bei diesen Versuchen zu erfüllen?

**Antwort:** Die Gutachter haben sich bei ihrer ersten Besprechung dahin entschieden, daß Versuche im Laboratorium den Versuchen in größerem Maßstabe im Freien vorzuziehen seien. Die Gründe hierzu sind im Vorwort der Beilage A angegeben.

Die inzwischen im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten umfangreichen Versuche halten die Gutachter zur Klärung aller für die Beurteilung des Sihlüberfalles wichtigen Fragen für ausreichend.

**Frage 5:** Ist infolge der Reduktion des Sohlengefälles eine Geschiebeansammlung oberhalb des Wehres zu befürchten und soll diese dadurch verhindert werden, daß das natürliche Flußgefälle ( $2\frac{1}{2}\text{‰}$ ) bis nahe an die Wehrkrone geführt und an diese mit einer Gegensteigung angeschlossen wird?

**Antwort:** Die Gutachter sind der Ansicht, daß eine derartige Gestaltung des neuen Sihl-bettes unzweckmäßig wäre, da sie nur zu Geschiebeablagerungen Anlaß geben könnte. Bei der im amtlichen Entwurf vorgesehenen, und bei dem neuen Entwurfsvorschlag beibehaltenen Anordnung des Oberwasserbettes mit der Sohlenneigung 0,0015 sind dagegen Ablagerungen nicht zu befürchten.

Mit dieser Fragenbeantwortung und der Übersendung der über alle Einzelheiten Aufschluß gebenden Beilagen A und B glauben wir den uns erteilten Auftrag erfüllt zu haben.

Zürich, den 14. Dezember 1916.

Mit vorzüglicher Hochachtung

(gez.) J. Epper.

(gez.) G. Narutowicz.

(gez.) Th. Rehbock.

## Dritter Teil.

### Im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführte Versuche über den Brückenstau.

#### A. Das Ergebnis der ausgeführten Versuche über den Brückenstau.

Im Abschnitt C des ersten Teiles wurde festgestellt, daß der **Brückenstau** durch die Vergrößerung der zwischen und unterhalb der Einbauten vom Wasser zu leistenden Reibungsarbeit hervorgerufen wird. Würde die Reibungsarbeit und daher auch das Reibungsgefälle beim Einbau von Brückenpfeilern in einen Wasserlauf nicht geändert werden, so würden bei strömendem bzw. bei schießendem Abfluß in den durch die Einbauten eingeschränkten Abflußquerschnitten zwar Senkungen bzw. Hebungen des Wasserspiegels auftreten, oberhalb der Einbauten aber würde die frühere Wasserspiegellage ungeändert bestehen bleiben. Ein Stau würde demnach nicht auftreten.

Aus dieser Feststellung wurde gefolgert, daß die theoretische Berechnung der Stauhöhen allein aus den Geschwindigkeitshöhen kein zuverlässiges Ergebnis zu liefern vermag, und daß nur der Weg der Beobachtung zu brauchbaren Stauformeln führen könne. Dieser empirische Weg aber wird nach den gemachten Ausführungen dadurch erschwert, daß der Brückenstau — je nach der Abflußart des Wassers — in verschiedener Weise entsteht, und daß seine Größe auch durch die Form der Einbauten und durch etwa auftretende Wasserwalzen beeinflusst wird. Diese Erwägungen führten zu dem Entschluß, das Problem des Brückenstaues auf dem Weg der Beobachtung einer gründlichen Untersuchung zu unterwerfen. Nachdem die seither verwandten Stauformeln als unzuverlässig bezeichnet waren, sollte versucht werden, für den praktischen Wasserbau verwendbare Stauformeln aus Beobachtungen des Wasserabflusses selbst abzuleiten. Die dazu erforderlichen Modell-Versuche sind seit einigen Monaten im Karlsruher Flußbaulaboratorium in Angriff genommen worden.

Wenn die seither ausgeführten Versuche ursprünglich auch nur als Vorversuche gedacht waren, denen wesentlich umfangreichere und systematischer durchgeführte Versuche in größerem Maßstab folgen sollten, so lieferten die größtenteils während der Drucklegung dieser Schrift vorgenommenen Versuche doch schon mancherlei so lehrreiche Ergebnisse, daß sich der Verfasser noch zur Aufnahme derselben entschloß, obschon dabei nur eine lückenhafte und auf einzelne Sonderfälle beschränkte Behandlung des Gebietes des Brückenstaues möglich war.

Die geplanten genaueren und umfassenderen Versuche, für welche die Vorbereitungen bereits getroffen sind, sollen möglichst bald zur Ausführung kommen. Sie werden die hier niedergelegten Ergebnisse jedenfalls noch nach mancher Richtung hin erweitern und ergänzen. Wenn es sich als erwünscht herausstellen sollte, ist geplant, die Versuche an Modellen im Laboratorium durch Versuche im größeren Maßstab zu ergänzen, die in einem dazu zur Verfügung gestellten Werkkanal an der Murg mit einer Wasserableitung von bis über 10 cbm/Sek vorgenommen werden sollen.

Die seither ausgeführten Untersuchungen beschränkten sich fast ausschließlich auf den im ersten Teil beschriebenen und durch die Textabb. 18 (Seite 25) näher erläuterten wichtigen Sonderfall, bei dem das Wasser in dem Flußlauf ohne Einbauten strömend abfließt; der Wasserspiegel aber doch so dicht an der Grenzlage zwischen dem strömenden und dem schießenden Abfluß liegt, daß die in dem Fluß errichteten Einbauten einen **Wechsel im Fließzustand** des Wassers hervorrufen, indem sie — wenn auch nur auf einer kürzeren Flussstrecke — den schießenden Abfluß erzeugen.

Die Absicht, die geplanten Vorversuche über den Brückenstau möglichst bald zur Durchführung zu bringen, zwang zur Verwendung des Modelles, das für die Versuche über die Ausbildung des Sihl-Überfalles in der Glasrinne des Laboratoriums der Karlsruher Technischen Hochschule eingebaut war, obschon der im Modell des Flußbettes vorhandene Absturz die Länge der für die Brückenstau-Versuche verwendbaren Flußstrecke unliebsam verringerte. (Plan 1)

Vorversuche über den  
Brückenstau.

Die ersten, nur generell durchgeführten **Vorversuche** fanden für einen Wasserabfluß von 550 cbm/Sek im Modell 1:100 des 34 m Sohlenbreite aufweisenden Sihl-Bettes nach Entwurf II (Abb. 3 auf Plan 5) statt, das durch Bestreuung des Ölfarbenanstriches mit feinem Sand eine Berauhung erfahren hatte, die — auf die Verhältnisse des hundertmal größeren Naturbettes übertragen — etwa dem Rauigkeitsbeiwert  $N=0,025$  in der Formel von Ganguillet und Kutter entsprechen dürfte.

Die Versuche bestanden in dem Einbau von 2 symmetrisch 6 m von der Flußaxe aufgestellten, zugespitzten Pfeilern von 10,8 m Länge und 1,75 m Breite, die zunächst im Oberwasserbett beim Querschnitt  $-200,0$  m, sodann im Unterwasserbett bei den Querschnitten  $+65,0$  und  $+95,0$  m aufgestellt wurden, und in der Aufnahme der sich ergebenden 3 Längenschnitte des Wasserspiegels im Vergleich mit der Wasserspiegellage bei fehlenden Pfeilern.

Das Ergebnis dieser Versuche wurde dadurch ungünstig beeinflusst, daß die Strecken des Modell-Flusses, in denen die Pfeiler Aufstellung fanden, keinen regelmäßigen Abfluß zeigten. Es war das im Oberwasserbett auf kleine Unebenheiten der Modell-Wandungen, die infolge der wiederholten Umbauten entstanden waren, vor allem aber auf die nicht genügend schlanke Ausbildung des Einlaufes zurückzuführen, durch die oberhalb des Schnittes  $-250,0$  m schießendes Wasser hervorgerufen wurde. Im Unterwasserbett aber trat die schon auf Seite 71 und 72 besprochene tiefe Absenkung des Wasserspiegels zwischen den Querschnitten  $+100,0$  m und  $+200,0$  m in die Erscheinung, die durch die starke Abbremsung der Wassergeschwindigkeiten im Sturzbecken und durch die anschließende Verbreiterung des Abflußquerschnittes in der Übergangsstrecke veranlaßt wurde.

Infolge dieser Störungen zeigte die Wasseroberfläche sowohl im Oberwasserbett, als auch namentlich im Unterwasserbett erhebliche Wellenbildungen und starke Abweichungen vom gleichförmigen Abfluß, wie die blau geränderte Linie ① des Wasserspiegels in der Axe des Flußbettes ohne Pfeiler erkennen läßt.

Die durch die Pfeiler bei den 3 verschiedenen Stellungen I, II und III beeinflussten Wasserspiegellagen im Längenschnitt durch die Flußaxe zeigen die Linien ②, ③ und ⑤ der Abb. 1 auf Plan 11, die Farbenbänder in der gleichen Färbung wie die Pfeiler, durch welche sie erzeugt werden, erhielten.

Bei allen 3 Pfeilerstellungen treten tiefe Absenkungen des Wasserspiegels am unteren Ende der Pfeiler auf, welche den durch die Pfeiler erzeugten Stau um ein Mehrfaches an Höhe übertreffen. Auf die tiefen Einsenkungen folgt aber schon bald wieder ein steiles Emporsteigen des Wasserspiegels stellenweise sogar bis über die Lage im Fluß ohne Einbauten hinaus, und dann anschließend starke Wellenbildungen, wobei die Wasserspiegel erst 100 bis 150 m unterhalb der Pfeiler wieder mit denjenigen im Fluß ohne Pfeiler zusammenfallen.

Die im Lageplan der Abb. 3 auf Plan 11 enthaltene Skizze zeigt das bei der **Pfeilerstellung I** entstehende Abflußbild. In der stark schraffierten Fläche beiderseits der Pfeiler senkt sich der oberhalb um reichlich 0,3 m aufgestaute Wasserspiegel mit steilem Gefälle bis zu 1,6 m unter seine Höchstlage, wobei das Wasser vorübergehend aus dem Zustand des Strömens in denjenigen des Schießens übergeht, da die Wassertiefe am unteren Ende der schraffierten Fläche unter die auf 2,8 m berechnete Grenztiefe  $h_0$  abfällt. Der Wasserspiegel steigt dann aber schnell wieder empor, wobei sich auf der Strecke mit Gegengefälle in der Flußmitte unterhalb der Pfeiler eine kleine **Deckwalze** bildet, unter der das Schießen des Wassers in der Flußmitte wieder aufhört. Die Ausdehnung der Deckwalze ist im Längenschnitt Abb. 1 und im Lageplan Abb. 3 auf Plan 11 mit grüner Farbe kenntlich gemacht worden. Das Gegengefälle der Oberfläche des Wasserspiegels unter der Deckwalze erreicht in der Flußmitte eine Höhe von etwa 1,7 m.

Das starke Gegengefälle unterhalb der Pfeiler wird durch einen sich quer über den Fluß erstreckenden Wellenzug abgeschlossen, der durch die vier von den beiden

Pfeilerenden ausgehenden und beiderseits stromabwärts gerichteten **Pfeiler-Endwellen** gebildet wird. Diese Schrägwellen gehen bei der durch die Rauigkeit des Bettes veranlaßten verhältnismäßig großen Wassertiefe im Flußbett unterhalb der Einbauten von reichlich 3,6 m schon bald, nachdem sie zum ersten Mal vom Ufer zurückgeworfen sind, in annähernd normal zum Stromstrich gerichtete Querwellen über, die dem strömenden Abfluß eigentümlich sind. Bei geringerer Wassertiefe im Unterwasserbett würden sich diese Wellen als Schrägwellen noch weiter stromabwärts fortpflanzen, wie dies bei einem glätteren Flußbett derselben Querschnittsgestalt tatsächlich beobachtet werden konnte.

Die 4 von den beiden Pfeilerenden ausgehenden Wellen bilden hauptsächlich infolge des Auftretens der Deckwalze im mittleren Teil des Flußbettes, welche die Entwicklung der zur Strommitte hin verlaufenden Wellen stört, den erwähnten, im Bilde stark hervortretenden unregelmäßigen Wellenzug, der dicht unterhalb der Pfeiler liegt und in Abb. 3 auf Plan 11 durch ein blaues Farbenband hervorgehoben wurde. Die von den Pfeilerenden über die Flußmitte hin ausstrahlenden Wellen kommen erst nach ihrer Zurückwerfung von den entgegengesetzten Ufern wieder in dem unteren blaugeränderten Wellenzug zur Erscheinung.

Das stromaufwärts aufgenommene Abflußbild **Phot. 35** erläutert das Gesagte näher. Im Hintergrund ist die Wasseroberfläche oberhalb der Pfeiler mit den durch die Mängel des Modelles hervorgerufenen Wellenbildungen sichtbar. Neben den Pfeilern tritt ein starker Abfall des Wasserspiegels ein, der namentlich an den Schnittlinien der Wasseroberfläche mit den beiderseitigen Uferböschungen erkannt werden kann. Die tiefste, in der Strommitte liegende Einsenkung dicht unterhalb der Pfeiler ist durch die Welle, die sich über die Strommitte hinzieht, verdeckt. Auch die Deckwalze, die auf der stromaufwärts gerichteten Seite dieser Welle liegt, ist nur in ihrem oberen Rande schwach erkennbar. Deutlich treten dagegen die von den unteren Pfeilerenden ausgehenden, nach aussen zu den benachbarten Ufern hinlaufenden Schrägwellenzüge in die Erscheinung. Sie werden nach ihrer Zurückwerfung von den Ufern in den äußeren Teilen des Flußbettes nochmals als von den Ufern stromabwärts verlaufende, hohe Schrägwellenkämme sichtbar; nehmen dann aber nach der Flußmitte hin schnell an Höhe ab, um endlich in der Flußmitte selbst fast ganz zu verschwinden.

Unterhalb dieses Wellenzuges tritt gleichlaufend mit ihm nochmals ein ausgesprochener dritter Wellenzug auf, der von den Ufern abwärts bis zur Strommitte hin deutlich verfolgt werden kann, und die Form eines stromabwärts durchhängenden Bogens besitzt. Dieser Wellenzug wird von den beiden nach der Flußmitte hin ausstrahlenden Pfeiler-Endwellen nach ihrer Kreuzung und Zurückwerfung vom gegenüberliegenden Ufer gebildet. Auffallend ist, daß diese Wellen, die ehe sie das Ufer erreichen, kaum in die Erscheinung treten, nach ihrer Reflektierung eine so beträchtliche Höhe aufweisen. Daß dieser Wellenzug tatsächlich den von den Pfeilerenden ausgehenden Wellen seine Entstehung verdankt, ließ sich durch vorübergehendes Ausschöpfen der kleinen Deckwalze zeigen. Nach der Beseitigung der Deckwalze wurden nämlich die von den Pfeilern ausgehenden Wellen bis zu ihrem Schnittpunkt in der Flußmitte deutlich als Schrägwellen sichtbar, die gerade, nach den Uferpunkten hin gerichtet waren, von denen der besprochene Wellenzug ausgeht.

Im Längenschnitte ähnliche Abflußbilder entwickelten sich auch bei den Pfeilerstellungen II und III im Unterwasser des Überfalles. Der Wasserspiegelabfall erreichte bei ihnen sogar eine noch größere Höhe und überschritt das Maß von 2,0 m.

Bei der **Pfeilerstellung II** konnte der Stauspiegel oberhalb der Pfeiler nicht zur vollen Entwicklung kommen, da schon bald stromaufwärts das Gegengefälle im Sturzbecken anschließt. Auch im Sturzbecken machte sich aber die Stauwirkung der Pfeiler in einer Hebung der Oberfläche der Deckwalze bemerkbar. Unterhalb der Pfeiler trat in der Flußmitte ein Gegengefälle von über 2,0 m auf, ohne daß sich hier eine Deckwalze bildete, wie sie bei dem etwas geringeren Gegengefälle bei der Pfeilerstellung I beobachtet wurde.

Sowohl die Senkungen als auch die anschließenden Hebungen des Wasserspiegels kamen in der Flußmitte am stärksten zur Geltung. Wurden die mittleren Höhenlagen in den einzelnen Querschnitten des Flußbettes ermittelt, und zu einer mittleren Wasserspiegellinie vereinigt, so zeigte diese Linie ein wesentlich geringeres Gegen-

gefälle als der Längenschnitt in der Flußaxe. Für die Pfeilerstellung II wurde die mittlere Wasserspiegellinie als punktierte Linie (⊕) in Abb. 1 auf Plan 11 aufgezeichnet. Diese Linie zeigt nur ein Gegengefälle von etwa 0,75 m Höhe.

Bei der **Pfeilerstellung III**, bei der die Pfeiler gerade am Anfang der im zweiten Teile besprochenen, bei fehlenden Pfeilern auftretenden starken Senkung des Wasserspiegels im Unterwasserbett des Überfalles stehen, konnte sich das Gegengefälle nicht in gleicher Höhe entwickeln, wie bei der Pfeilerstellung II. Das Gegengefälle wurde bei dieser Pfeilerstellung nur zu rund 1,2 m bestimmt. Der Wasserspiegel blieb dann auf beträchtliche Länge (etwa auf 150 m) stromabwärts der Pfeiler erheblich unterhalb der Lage, die er im Fluß ohne Pfeiler zeigt.

Besonders bemerkenswert bei diesen Versuchen war das Auftreten der sehr starken Senkungen des Wasserspiegels am unteren Ende der Pfeiler, die den »scheinbaren« Stau auf die **4 bis 6 = fache** Höhe des »wirklichen« Staues anwachsen ließen.

Für die zuverlässige Bestimmung der Höhe des Staues waren diese Versuche wegen der Unregelmäßigkeiten, welche der Abfluß des Wassers schon bei dem Flußbett ohne Einbauten zeigte, wenig geeignet.

Versuche am umgebauten Modell.

Um genauere Bestimmungen des durch stehende Einbauten hervorgerufenen Staues vornehmen zu können, wurde im Frühjahr 1917 das Modell des Sihl-Flusses umgebaut. Im Oberwasserbett wurde der trapezförmige Querschnitt mit 34 m Sohlenbreite und unter 4:5 geneigten Böschungen beibehalten, daß Längengefälle aber auf 0,002 vergrößert. Das Unterwasserbett erhielt einen 37,5 m breiten Querschnitt mit durchlaufenden, unter 5:1 geneigten Wandungen. Das frühere Längengefälle von 0,003 wurde hier beibehalten. Der Einlauf in das Oberwasserbett wurde möglichst schlank ausgebildet, um einen wellenfreien Wasserspiegel zu erzielen.

Beim Durchleiten von Wasser durch das so abgeänderte Modell zeigte sich, daß im Unterwasserbett kein für die Ausführung genauerer Stauversuche genügend ruhiger Wasserabfluß zu erzielen war. Die Versuche mußten daher auf den trapezförmigen Querschnitt oberhalb des Überfalles beschränkt werden. Hier waren die Wellenbildungen, welche früher in störender Weise aufgetreten waren, nahezu vollständig verschwunden. Der Abfluß vollzog sich, soweit mit dem Auge festgestellt werden konnte, in durchaus einwandfreier Weise. Eine genaue Aufnahme des Modelles ergab indessen, daß die Flußsohle im mittleren Teil des Flußbettes, etwa vom Querschnitt 300,0 m bis zum Querschnitt 100,0 m oberhalb der Tunnelaxe, etwas zu hoch lag. Der Höchstwert der Überhöhung betrug im Modell rund 1 mm, entsprechend 0,10 m im wirklichen Flußbett. Diese kleine Unregelmäßigkeit zeigt sich deutlich in der Wasserspiegellage, die bei den verschiedenen verwandten Abflußmengen zwischen 100 und 1000 cbm/Sek Höchst-Senkungen von 1,5 bis 3 mm aufwies, entsprechend 0,15 bis 0,30 m im wirklichen Fluß. Infolge dieser Senkungen war der Wasserabfluß auch bei der umgebauten Versuchsstrecke kein ganz gleichförmiger. Die Energie-Linien, die das Reibungsgefälle am besten erkennen lassen, verliefen indessen bei allen untersuchten Wasserführungen fast vollständig geradlinig, und zeigten ein Gefälle, das bei der kleinsten Wasserführung von 100 cbm/Sek rund 1:500 betrug und demnach mit dem mittleren Sohlengefälle übereinstimmte; bei den größeren Wasserführungen aber bis auf rund 1:400 anwuchs, so daß bei diesen ein etwas beschleunigter Wasserabfluß auftrat.

Trotz der Störungen in der Gleichförmigkeit des Wasserabflusses wurde das Modell in der beschriebenen Form für die Versuche verwandt, bei denen es hauptsächlich auf die Untersuchung der Wasserspiegellage dicht bei den Einbauten, vor allem auf die Bestimmung der Stauhöhen ankam, auf welche die genannten, sich auf größere Flußlängen verteilenden Unregelmäßigkeiten keinen erheblichen Einfluß ausüben konnten. Die bei der Herstellung dieses Modelles gemachten Erfahrungen zeigen, wie außerordentlich schwierig es ist, bei den Modellversuchen einen wirklich gleichförmigen Wasserabfluß zu erzielen. Nur bei ganz besonderer, auf die Herstellung der Modelle verwandter Sorgfalt läßt sich ein wirklich gleichförmiger Wasserabfluß erreichen, der allerdings in den Naturbetten der Wasserläufe auch niemals, in künstlichen Wasserläufen aber nur sehr selten vorkommt.

Die Rauigkeit der Modellwandungen.

Der **Rauhigkeitsbeiwert  $n'$**  für die mit dem Zusatzglied 0,03 m versehene Formel IX auf Seite 46 wurde unter Berücksichtigung des ungleichförmigen Abflusses bei den ver-

schiedenen benutzten Abflußmengen für die Versuchsstrecke zu 1:82 bis 1:90 ermittelt. Der mittlere Rauigkeitsbeiwert  $n'$  dürfte dem Wert 1:85 nahekommen. Für den wirklichen Fluß entspricht dem gemittelt ein Wert  $N = 1:44$  oder von rund 0,023.

Die **ausgeführten Versuche** beschränkten sich im wesentlichen auf die Festlegung der bei den verschiedenen Einbauten entstehenden Abflußbilder durch photographische Aufnahmen, sowie auf die Aufmessung der Wasserspiegellage im Längenschnitt zur Bestimmung des »wirklichen« und des »scheinbaren« Staues. Im ganzen wurden 60 Längenschnitten durch den gestauten Wasserspiegel aufgenommen. In einzelnen Fällen ist der Wasserspiegel um die Staustellen herum auch durch eine genaue Vermessung der ganzen Oberfläche festgelegt worden.

Umfang der Versuche.

Mit wenigen Ausnahmen wurden die seitherigen Untersuchungen auf die Staubilder bei schnell fließenden Gewässern beschränkt, bei denen auch schon kleinere Einbauten starke Stauwirkungen und die Änderung des Fließzustandes vom »Strömen« zum »Schießen« hervorrufen. Alle in den Tafeln 15 bis 22 der Beilage enthaltenen Abbildungen (Phot. 36—63) stellen Staubilder dar, bei denen das Wasser wenigstens vorübergehend zu schießen beginnt, wie aus den bei allen Bildern erkennbaren Schrägwellen oder wenigstens den Ansätzen zu Schrägwellen geschlossen werden kann. Durch diese Schrägwellen erhält die Wasseroberfläche ein besonders reizvolles Aussehen, namentlich wenn symmetrische Kreuzungen der Schrägwellen auftreten.

Die **Phot. 36—39** zeigen die **Ausbildung der Wasseroberfläche** beim Einbau von 1 bis 4 freistehenden, beiderseitig **zugespitzten Strompfeilern** in das trapezförmige Flußbett bei einem Hochwasserabfluß von  $Q = 550$  cbm/Sek. ( $q = 5,5$  l/Sek). Der oberhalb der Pfeiler aufgestaute Wasserspiegel zeigt unmittelbar um den oberen Pfeilerkopf herum noch eine kleine örtliche Hebung, fällt aber dann neben und dicht unterhalb der Pfeiler mit glatter, stark geneigter Oberfläche schnell bis zu seiner tiefsten Lage ab, wie aus den Randlinien des Wasserspiegels an den Ufern erkannt werden kann. Dabei senkt sich der Wasserspiegel unter die Grenzlage, und es ändert sich der Fließzustand, indem das Wasser zu schießen beginnt.

Ausbildung der Wasseroberfläche.

Die auf den photographischen Aufnahmen stark hervortretenden, sich um das obere Pfeilerende herum symmetrisch zur Pfeileraxe bildenden, parabelähnlichen Linien sind durch flache stehende **Ringwellen** hervorgerufen, die infolge der auf ihnen stattfindenden Lichtbrechung auf den Bildern kräftig hervortreten, obschon die Wellenhöhe so gering ist, daß sie sich der Messung entzieht.

Wellenbildung.

Die Hauptwellenzüge, die eine um ein Vielfaches größere Höhe besitzen, gehen beiderseits vom unteren Ende der Pfeiler aus. Diese schräg stromabwärts verlaufenden Wellen, die als **Pfeiler-Endwellen** bezeichnet wurden, werden von den Ufern zurückgeworfen und kreuzen sich fast ohne jede Richtungsänderung, wobei an den Schnittpunkten erhöhte Wellenberge anftreten.

Zum Verständnis des Unterschiedes der auf den Bildern sichtbaren Wellen ist es nötig, die **Entstehung der Wellen** im fließenden Wasser bei Abflußgeschwindigkeiten unter und über der Wellengeschwindigkeit, d. h. bei »strömendem« und »schießendem« Wasser zu unterscheiden.

Werden von einem Punkte  $P$  der Oberfläche eines stehenden Gewässers mit wagrechter Sohle aus infolge einer fortdauernden Störung des Abflusses stehende Wellen erzeugt, so werden die Wellenberge (und ebenso auch die Wellentäler) als konzentrische Kreise auftreten (Textabb. 25a), da die Fortschrittsgeschwindigkeit des Wellenimpulses nach allen Richtungen hin die gleiche ist.

Bilden sich die stehenden Wellen in Wasser, das mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fließt, so behalten die einzelnen Wellenzüge ihre Kreisform bei, die einzelnen Wellenkreise verschieben sich aber gegeneinander, da der Impuls in der Zeit  $At$ , die er gebraucht, um vom Erzeugungsort zu einem beliebigen Punkt des Wellenkreises zu gelangen, durch die Strömung um die Weglänge  $At \cdot u$  stromabwärts abgelenkt wird. Alle Punkte eines Wellenkreises werden daher bei gleichmäßig fließendem Wasser um das gleiche Maß abwärts von den Stellen liegen, die sie bei ruhendem Wasser einnehmen würden. Bei dieser Parallelverschiebung aller Punkte eines Wellenkreises wird die Kreisform der Welle nicht gestört. Die einzelnen Wellenkreise verschieben sich aber

proportional der Zeit  $\Delta t$ , die der Impuls gebraucht, um zu ihm zu gelangen, d. h. um einen, dem Halbmesser des Wellenkreises  $r$  proportionalen Weg stromabwärts. Die größeren Wellenkreise eilen dabei den kleineren in der Fließrichtung voran.

25<sup>a</sup> Lage bei stehendem Wasser 25<sup>b</sup> Lage bei strömendem Wasser. 25<sup>c</sup> Lage bei der Grenzgeschwindigkeit 25<sup>d</sup> Lage bei schießendem Wasser

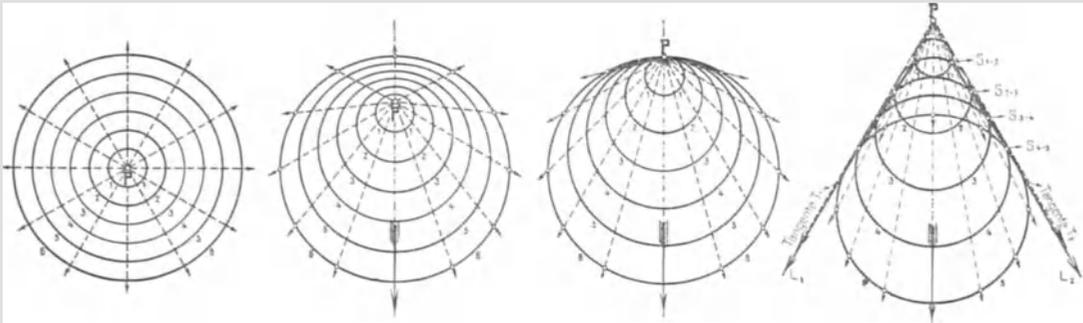


Abb 25 Darstellung der Lage der von einem Punkt P in gleichen Zeitabständen ausgegangenen Wellenimpulse bei stehendem bzw. mit gleichmässiger Geschwindigkeit fließendem Wasser.

Fließt das Wasser **strömend**, d. h. mit einer Geschwindigkeit die kleiner als die Wellengeschwindigkeit ist, so entsteht das in Textabb. 25 b dargestellte Bild, in dem die einzelnen Kreise sich nicht berühren können, da die Voreilung kleiner ist, als der gegenseitige Abstand der betrachteten Kreiswellen bei ruhendem Wasser.

Fließt das Wasser mit einer **Geschwindigkeit**, die der Fortschrittsgeschwindigkeit des Wellenimpulses entspricht, so verschieben sich die Kreise grade so schnell stromabwärts, als der vom Erzeugungspunkt P nach allen Seiten ausgehende Wellenimpuls fortschreitet. Die stromaufwärts vom Mittelpunkte liegenden Umfangspunkte der Wellenkreise gehen demnach alle durch den Erzeugungspunkt P der Wellen hindurch, wie es Textabb. 25 c darstellt, da die Fortschrittsgeschwindigkeit des Impulses stromaufwärts grade durch die Abwärtsbewegung der Strömung ausgeglichen wird. Es entsteht dann eine durch den Punkt P hindurchgehende »Querwelle«.

Bewegt sich das Wasser »schießend«, d. h. schneller als die Wellengeschwindigkeit, so zeigen alle Punkte der Kreiswellen eine Bewegung stromabwärts, da die Abwärtsbewegung der Wellenkreise sich schneller vollzieht als das Fortschreiten des Wellenimpulses. Die einzelnen Wellenkreise nehmen dann die in Textabb. 25 d dargestellte Lage an. Sie überschneiden sich gegenseitig in je 2 Punkten. Diese Punkte liegen symmetrisch zur Stromlinie durch den Erzeugungspunkt P auf 2 Linien  $L_1$  und  $L_2$ . Die Linien  $L_1$  und  $L_2$  rücken um so näher an die gemeinschaftlichen Tangenten  $T_1$  und  $T_2$ , die bei gleichmäßiger Abflußgeschwindigkeit vom Erzeugungspunkt der Wellen P an sämtliche Wellenkreise gelegt werden können, heran, je kleiner die Wellenlänge im Verhältnis zur Wassertiefe bzw. zur Fortschrittsgeschwindigkeit des Wellenimpulses ist, d. h. je näher die einzelnen Wellenkämme aneinander liegen. Bei sehr kleinen Wellenlängen fallen die Linien  $L_1$  und  $L_2$  mit den Tangenten  $T_1$  und  $T_2$  fast genau zusammen, sodaß der Neigungswinkel  $\alpha$  der Linie  $L_1$  und  $L_2$  gegen die Strömungsrichtung, demjenigen der Tangenten an die Wellenkreise gleichgesetzt werden kann, der sich aus:

$$I \quad \sin \alpha = \frac{\sqrt{g \cdot t_0}}{u}$$

berechnet. In den vom Punkte P ausgehenden beiden gemeinschaftlichen Tangenten an die Wellenkreise, oder doch dicht dabei bilden sich »Schrägwellen«, die mit dem Namen »Schießwellen« bezeichnet werden können, da sie nur bei schießendem Wasser auftreten.

Diese Schießwellen sind den bei Geschossen, die mit mehr als Schallgeschwindigkeit (340 m/Sec) fliegen, auftretenden Streckwellen, die Mach und Salcher<sup>1</sup> nach der Schlierenmethode von Toepler<sup>2</sup> photographisch festlegen konnten, verwandt.

Sind die Wassergeschwindigkeiten in den einzelnen Teilen des Querschnittes des Wasserlaufes von verschiedener Größe, so verlieren die Wellenzüge ihre Kreisform.

<sup>1</sup> Mach und Salcher. Photographische Fixierung der durch Projektile in der Luft eingeleiteten Vorgänge. Annalen der Physik und Chemie. Neue Folge. Band XXXII. S. 277.

<sup>2</sup> Toepler. Beobachtungen nach einer neuen optischen Methode. Bonn 1864.

Bewegen sich die der Stromlinie durch den Erzeugungspunkt  $P$  der Wellen benachbarten Teile des Wasserlaufes langsamer oder schneller, als die beiderseitig anschließenden, so gehen die Wellenkreise in Wellen von herzförmiger Form über, die eine stromaufwärts gerichtete Spitze zeigen, wenn die in der Nähe des Punktes  $P$  zum Abfluß kommenden Wassermengen eine kleinere Geschwindigkeit besitzen, als die benachbarten, während die Spitze stromabwärts gerichtet ist, wenn die in der Nähe des Erzeugungspunktes der Wellen abfließenden Wasserfäden den benachbarten voreilen.

Entstehen die Wellen in der Nähe fester Wände, wie es bei der Erzeugung an Strompfeilern und Widerlagern der Fall ist, so können die Wellen sich nicht nach allen Richtungen hin frei entwickeln. Sie werden dann an einem Teil ihres Umfangs von den Wänden zurückgeworfen, wodurch unregelmäßige Wellenformen entstehen müssen. Denn auch das Wasser, in dem die Wellen erzeugt werden, wird gleichfalls von den Wänden abgelenkt, wodurch Querströmungen auftreten, welche einzelne Teile der Wellen auch seitlich verschieben können.

Was die auf Phot. 36—39 sichtbaren Wellen bei beiderseitig zugespitzten, 10 m langen und 1,5 m breiten Pfeilern in 12 m Axabstand anbelangt, so entstehen die von der stromaufwärts gekehrten Pfeilerspitze ausgehenden Wellen im strömenden, die von der stromabwärts gewendeten Spitze ausgehenden Wellen aber im schießenden Wasser, da der Fließzustand des Wassers sich bei der starken Senkung des Wasserspiegels beim Durchfluß zwischen den Pfeilern ändert. Dementsprechend ist der Charakter der von den beiden Pfeilerspitzen ausgehenden Wellen ein verschiedener. Die Wellen an der oberen Spitze der Pfeiler sind **Ringwellen** der in Textabb. 25b dargestellten Form, die aber bei der Erzeugung an den Pfeilern nicht nach allen Richtungen zur Entwicklung kommen können. Sie besitzen in ihrem um die Pfeileraxe gelagerten, stromaufwärts des Pfeilers liegenden, mittleren Teil fast genau die Form eines Viertelkreises; sie strecken sich dann aber nach den Durchflußöffnungen hin, sodaß sie in ihrem Gesamtverlauf eine parabelähnliche Form zeigen. Diese Wellen sind in einer größeren Reihe einzelner Wellenzüge fast parallel zu einander gelagert. Sie üben bei ihrer geringen Höhe keine wesentliche Wirkung auf die Wasserspiegellage aus.

Oberflächenbild beim Vorhandensein von Pfeilern

Die von dem unteren Ende der Pfeiler ausgehenden Wellenzüge, die **Pfeiler-Endwellen**, sind dagegen **Schießwellen**, der in Textabb. 25d dargestellten Form. Sie überrreffen die Wellen am oberen Pfeilerende an Höhe um ein Vielfaches.

Bei den Versuchen mit nur einem einzigen zugespitzten Pfeiler in der Flußaxe nach Phot. 36 und 52 bildeten die Pfeiler-Endwellen einen Winkel  $\alpha$  von rund  $48^\circ$  zur Stromaxe, woraus sich die Abflußgeschwindigkeit  $u = 1,35 \sqrt{g \cdot t_0}$  berechnet.

Bei stärkerer Einschränkung des Abflußquerschnittes durch den Einbau einer größeren Anzahl von Pfeilern wird der Winkel, den die Pfeiler-Endwellen gegen die Stromaxe bilden, immer kleiner, weil bei der auftretenden verringerten Wassertiefe die Abflußgeschwindigkeit wächst, die Wellengeschwindigkeit aber abnimmt. So besitzt beim Vorhandensein von 4 zugespitzten Strompfeilern (Phot. 39 und 54) der mittlere Neigungswinkel der Wellen gegen die Stromaxe  $\alpha$  nur noch eine Größe von etwa  $27^\circ$ , woraus sich  $u = 2,2 \cdot \sqrt{g \cdot t_0}$  ergibt. Die Abflußgeschwindigkeit ist demnach in diesem Fall mehr als doppelt so groß als die Wellengeschwindigkeit.

Außer den besprochenen Wellen, die von den beiderseitigen Pfeilerenden stromabwärts gerichtet ausgehen, treten auch noch Wellen auf, die an den Seitenwänden der Einbauten ihren Ursprung nehmen, die aber ihre Entstehung jedenfalls der Wasserablenkung an den Enden der oberen Pfeilerköpfe verdanken. Diese gleichfalls den Schießwellen zuzurechnenden **Pfeiler-Seitenwellen** treten aber gegenüber den Pfeilerendwellen im Abflußbild zurück. Sie besaßen bei den Versuchen mit zugespitzten Pfeilern meist eine Neigung gegen die Stromaxe von rund  $30^\circ$ , während der Winkel bei stumpfen Pfeilern kleiner wurde und bei breiten stumpfen Pfeilern bis auf  $15^\circ$  abnahm.

Die Phot. 40—45 stellen Aufsichten, die Phot. 58—63 gleichzeitig aufgenommene, stromaufwärts gerichtete Ansichten der Wasseroberfläche dar, die entsteht, wenn im Flußbett beiderseitig rechteckig begrenzte Widerlager von 10 m Länge vorhanden sind, deren Vorderkanten mit dem Fuß der Uferböschungen zusammenfallen.

Oberflächenbild beim Vorhandensein von Widerlagern und Pfeilern.

Bei Phot. 40 fehlen Strompfeiler, während bei den Phot. 41—45 zwischen den Widerlagern 1, 2, 3, 4 bzw. 6 Pfeiler aufgestellt waren. Die Oberflächenbilder

werden bei allen diesen Aufnahmen durch hohe Schießwellen beherrscht, die von den unteren Enden der Widerlager und der Zwischenpfeiler ausgehen.

Die von den Widerlagern erzeugten Wellen entstehen zwar an den unteren Ecken der Widerlager. Sie sind aber infolge einer an ihrem oberen Ende auftretenden Biegung so gerichtet, daß sie aus den Ecken unterhalb der Widerlager vom Ufer auszugehen scheinen. Der Neigungswinkel  $\alpha$  dieser **Widerlager-Endwellen** gegen die Stromaxe nimmt mit zunehmender Anzahl der vorhandenen Zwischenpfeiler infolge der gesteigerten Abflußgeschwindigkeit des Wassers ab. Der Schnittpunkt der beiden Widerlager-Endwellen in die Stromaxe wandert daher bei zunehmender Pfeileranzahl stromabwärts.

Aus den Phot. 40—45 können die in der Zusammenstellung I angegebenen Neigungswinkel  $\alpha$  und die zugehörigen Werte  $1 : \sin \alpha$ , aus denen hervorgeht, wie viel Mal die mittlere Abflußgeschwindigkeit des Wassers größer ist als die Wellengeschwindigkeit, entnommen werden.

### Zusammenstellung I

der bei verschiedener Anzahl von Zwischenpfeilern bei den Widerlager-Endwellen beobachteten Werte  $\alpha$  und  $1 : \sin \alpha$

Anzahl der Zwischenpfeiler	0	1	2	3	4	6
Neigungswinkel $\alpha$ . . . . .	28°	26°	24 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> °	23°	21 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> °	20 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> °
$\sin \alpha$ . . . . .	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35
$1 : \sin \alpha$ . . . . .	2,13	2,28	2,41	2,56	2,73	2,86

Die von den Zwischenpfeilern erzeugten Schrägwellen, die **Pfeiler-Endwellen**, deren Richtungslinien sich in einer Entfernung von rund 3 Pfeilerstärken unterhalb der unteren Pfeilerspitzen auf den Pfeileraxen treffen, verlaufen im wesentlichen gleichlaufend mit den Widerlager-Endwellen. Sie rufen eine regelmäßige rautenförmige Teilung der Dreiecksflächen hervor, die von den Widerlager-Endwellen und unterhalb der Einbauten normal zum Stromstrich gezogenen Linien gebildet werden. Kleine, auf den photographischen Aufnahmen beobachtete Abweichungen von der Regelmäßigkeit der Wellenzüge sind im wesentlichen auf die etwas abweichende Breite der Öffnungen zwischen den benachbarten Pfeilern und auf Ungenauigkeiten in der Form und Aufstellung der Pfeiler zurückzuführen.

Die im gleichen Augenblick mit den entsprechenden Phot. 40—45 aufgenommenen Phot. 58—63 zeigen das Wellenbild, das sich bei der Betrachtung des Wasserspiegels stromaufwärts darbietet. Aus diesen Bildern geht hervor, daß die Widerlager-Endwellen auch über ihren ersten Schnittpunkt in der Flußmitte hinaus gradlinig weiterlaufen, und daß die Pfeiler-Endwellen und die durch sie erzeugte Rautenmusterung sich auch außerhalb der durch die Widerlager-Endwellen begrenzten Dreiecksflächen deutlich wahrnehmbar fortpflanzen, wie namentlich auch an den wellenförmigen Wasserspiegellinien auf den Uferböschungen erkannt werden kann.

Die von den Längsseiten der Widerlager und Pfeiler ausgehenden Seitenwellen treten den von den unteren Enden der Widerlager und Pfeiler ausstrahlenden Endwellen gegenüber stark zurück. Sie lassen sich aber doch auch bis über die Strommitte hinaus verfolgen. Die oberhalb der Einbauten im hier noch strömenden Wasser entstehenden kleinen Ringwellen besitzen stets nur eine unbedeutende Höhe. Sie erzeugen Riffelungen der Wasseroberfläche, die durch die Öffnungen zwischen den Widerlagern und Pfeilern hindurchgreifen und auch noch bis in das Unterwasser der Einbauten erkennbar bleiben. Durch diese Wellen erhalten die Schrägwellen und die zwischen ihnen entstehenden Rautenflächen ein einfach oder auch doppelt geripptes Aussehen.

Von den seither besprochenen Abflußbildern Phot. 36—45 wurde das in den Phot. 37 und 53 dargestellte, beim Vorhandensein zweier zugespitzter Strompfeiler entstehende, besonders sorgfältig untersucht. Die Lage der beim Abfluß von 550 cbm/Sek auftretenden Wellen ist in die Lageplanskizze der Abb. 1 auf Plan 12 eingezeichnet. Neben der Lageplanskizze ist der Längenschnitt durch die Flußaxe in 10 = facher

berflächenbild bei zwei Strompfeilern.

Verzerrung aufgetragen. Derselbe enthält die beobachteten Wasserspiegellagen vor und nach Einbau der beiden Strompfeiler in den ausgezogenen Linien ① und ②. Die Aufstellung der Strompfeiler erfolgte beim Querschnitt +125,0 m,<sup>1</sup> in dem die Wassertiefe im Flußbett ohne Einbauten  $t_0 = 3,2$  m beträgt, während sich die Grenztiefe zu  $t'_0 = 2,8$  m berechnet.

Die punktiert eingetragene Linie ③ legt die mittleren Höhenlagen des Wasserspiegels in der ganzen Flußbreite fest. Diese Linie senkt sich auf eine Längenerstreckung von rund 50 m unter die gleichfalls eingezeichnete Linie ④ der theoretischen Grenztiefen  $t'_0$  für das Flußbett mit Strompfeilern. Das durch die Pfeilereinbauten hervorgerufene Schießen des Wassers beginnt demnach dicht vor dem unteren Ende der Pfeiler und erstreckt sich bis kurz oberhalb des Querschnittes +70 m.

In den Längenschnitt Abb. 1 auf Plan 12 sind auch die für die beobachteten Wasserspiegellagen vor und nach Einbau der Pfeiler berechneten Energie-Linien ⑤ und ⑥ eingetragen worden. Nach diesen Berechnungen wird die Energie-Linie durch den Einbau der Pfeiler oberhalb des unteren Pfeilerendes gehoben, wie es den theoretischen Untersuchungen nach Textabb. 12 auf S. 22 entspricht. Die Energie-Linie fällt nach der Berechnung, genau wie es in Textabb. 12 angegeben ist, bis zum unteren Pfeilerende zur Höhe der Energie-Linie für den Wasserabfluß ohne Pfeiler ab. Die Energie-Linie zeigt demnach auf der durch die Pfeiler eingeschränkten Flußstrecke ein sehr starkes Gefälle. Das Gefälle der Energie-Linie zwischen den Pfeilern wird aber in Wirklichkeit kleiner sein, als aus der berechneten Energie-Linie ⑥ hervorgeht, weil bei der Berechnung auf die ungleichmäßige Verteilung der Wassergeschwindigkeiten im Querschnitt, die namentlich unterhalb der Strompfeiler stark in die Erscheinung treten wird, keine Rücksicht genommen wurde.

Würde bei der Berechnung der Energie-Linie auf die ungleichmäßige Verteilung der Geschwindigkeiten durch Multiplikation der für die mittlere Abflußgeschwindigkeit berechneten Geschwindigkeitshöhe  $h = \frac{u^2}{2g}$  mit dem auf Seite 5 besprochenen Beiwert  $\alpha_u$  Rücksicht genommen worden sein, wozu allerdings die Kenntnis der Verteilung der Geschwindigkeiten auf die einzelnen Teile der Querschnitte erforderlich wäre, so würde sich die Energie-Linie aller Voraussicht nach — namentlich dicht unterhalb der Pfeiler — heben und etwa die Lage der eingezeichneten Linie ⑦ annehmen, die näherungsweise derjenigen der Textabb. 13 auf Seite 22 für das Flußbett mit Pfeilerwalzen unterhalb der Pfeiler entspricht.

Die Stauhöhe in der Flußmitte beim Querschnitt +135,0 m wurde zu  $z = 0,55$  m, die mittlere Stauhöhe im ganzen Querschnitt aber nur zu  $z' = 0,49$  m gemessen.<sup>2</sup> Der scheinbare Stau in der Flußmitte aber ergab sich zu  $s = 1,63$  m. Das Verhältnis des scheinbaren zum wirklichen Stau in der Flußmitte berechnet sich aus den angegebenen Werten  $a = s : z = 3,0$ ; während das Verhältnis des scheinbaren Staues in der Flußmitte zum mittleren Stau in der ganzen Flußbreite sich auf  $a' = s : z' = 3,3$  stellt.

Die genaue Lage des Wasserspiegels im Flußbett mit den beiden zugespitzten Pfeilern ist in Abb. 23 auf Plan 12 in einem Höhenlinienplan dargestellt worden. Die Höhenlinien besitzen einen gegenseitigen Abstand von 0,25 m. Die höheren Lagen des Wasserspiegels sind außerdem durch stärkere Färbung kenntlich gemacht worden.

<sup>1</sup> Der Nullpunkt der Querschnittseinteilung für die Stauversuche wurde 70 m (0,7 m) oberhalb der Nullaxe, die den Untersuchungen für den Sihl-Überfall zugrunde gelegt war, angenommen, da unterhalb des Querschnittes -50,0 m der früher gewählten Einteilung sich die durch den Überfall hervorgerufenen Wasserspiegelsenkungen so störend bemerkbar machten, daß dieser Teil des Flußbettes für die Stauversuche ausgeschaltet werden mußte. Die Querschnitte oberhalb der neuen Nullaxe wurden mit + bezeichnet. Die neue Querschnittsbezeichnung  $m'$  läßt sich aus der alten  $m$  mit Hilfe der Gleichung:  $m' = - (50 \text{ m} + m)$  berechnen. Der neue Querschnitt +125,0 entspricht demnach dem Querschnitt -175,0 m nach der alten Bezeichnung.

<sup>2</sup> Der Minderbetrag des »mittleren Staues« dem »Stau in der Flußmitte« gegenüber beträgt in diesem Fall 11%. Dieser Wert kann etwa als die höchste vorkommende Abweichung gelten und ist darauf zurückzuführen, daß der Stau nur 5 m oberhalb der oberen Pfeilerenden gemessen wurde, wo der Wasserspiegel noch stark unter dem Einfluß des unregelmäßigen Abflusses des Wassers zwischen den Einbauten steht, sodann aber auch darauf, daß bei 2 Pfeilern in 12 m Axabstand bei fehlenden Widerlagern die Seitenöffnungen erheblich größer als die Mittelöffnung sind, was eine starke Senkung des Wasserspiegels nach den Ufern hin hervorruft. Aus der Lage der +4,0 m Höhenlinie in Abb. 23 auf Plan 12 ist dies zu ersehen. Bei dem im allgemeinen erst 10 m oberhalb der oberen Pfeilerenden gemessenen Stauhöhen sind die Abweichungen wesentlich kleiner und bei gleichen Abflußöffnungen — namentlich bei einer größeren Anzahl von Pfeilern — kaum ins Gewicht fallend.

Die theoretisch berechnete Grenztiefe  $t'_0$  liegt im unteren, rechten Teil des Planes in der Höhe der Höhenlinie  $+3,04$  m, im oberen linken Teil aber bei  $+3,26$  m. Es kann daher angenommen werden, daß das Wasser in allen Teilen des Flußbettes, in denen der Wasserspiegel unter die Höhenlinie  $+3,0$  m absinkt, und noch in schmalen Streifen, in denen er etwas höher liegt, schießend abfließt. Dies wird demnach in den völlig weiß gelassenen, sowie in den mit dem hellsten — gespritzten — Farbenton gekennzeichneten Gebieten und in den Randstreifen der anschließenden, mit dem kräftigeren, mittleren Farbenton angelegten Teile des Flußbettes der Fall sein.

Der Höhengschichtenplan läßt erkennen, daß die stärksten Höhenunterschiede in der Wasserspiegellage unterhalb der Pfeiler in der Flußmitte vorkommen. Oberhalb der Pfeiler tritt dagegen die größte Hebung des Wasserspiegels unmittelbar oberhalb der Pfeiler, d. h. bei einer geraden Pfeilerzahl nicht in der Strommitte auf.

Um das Bild der Höhenlinien des Wasserspiegels nicht zu stören, sind die Wellenzüge in den Höhengschichtenplan nicht eingetragen worden. Sie lassen sich aber unschwer — am besten mit Rotstift — einzeichnen, wobei sich zeigt, daß bei der gewählten Höhenlage der Höhenlinien die nach außen laufenden Pfeilerwellen nicht ganz klar hervortreten. Es ist das auf den etwas groß gewählten Abstand der benachbarten Höhenlinien zurückzuführen.

Für dieselben beiden zugespitzten Strompfeiler, aber für einen  $75,0$  m weiter aufwärts gewählten Aufstellungsquerschnitt ( $+200,0$  m), an dem die Wassertiefe  $t_0$  im Flußbett ohne Pfeiler  $3,4$  m beträgt, sind in Abb. 4 auf Plan 12 die durch Beobachtung ermittelten Wasserspiegellinien vor und nach Erbauung der Pfeiler für einen Wasserabfluß von  $250$ ,  $550$ ,  $700$ , und  $1000$  cbm/Sek im Längenschnitt durch die Stromaxe aufgetragen worden. Für die 3 größeren Wassermengen von  $550$ ,  $700$  und  $1000$  cbm/Sek ergaben sich dabei im wesentlichen ähnlich verlaufende Wasserspiegellinien, aus denen hervorgeht, daß das Wasser in allen Fällen unterhalb der Pfeiler auf einer längeren Flußstrecke schießend abfließt (Linien ④, ⑥ und ⑧), wobei der Wasserspiegel erst  $150$  bis  $200$  m unterhalb der Pfeiler wieder die Lage im Fluß ohne Pfeiler erreicht.

Sehr verschieden davon ist das Verhalten des Wasserspiegels beim Abfluß von nur  $250$  cbm/Sek. Der Wasserspiegel senkt sich auch in diesem Fall am Ende der Pfeiler bis unter die rechnermäßig bei  $t'_0 = 1,70$  m liegende Grenztiefe. Er steigt aber schon nach rund  $10$  m wieder über die Grenztiefe an, sodaß auch in der Flußmitte nur auf einer verhältnismäßig kurzen Lauflänge schießendes Wasser auftritt. Der Wasserspiegel liegt dann weiter flußabwärts auf einer Lauflänge von rund  $170$  m um einen geringen Betrag über der beim Fluß ohne Pfeilereinbauten beobachteten Höhenlage. Die Hebung des Wasserspiegels unterhalb der Einbauten wurde durch wiederholte Vergleichsmessungen einwandfrei festgestellt. Es wurde demnach die in Textabb. 14 auf Seite 22 dargestellte Wasserspiegellage mit einer Hebung des Spiegels unterhalb der Einbauten, die sich aus dem auch unterhalb der Pfeiler — infolge der ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung — auftretenden vergrößerten Reibungsgefälle erklärt, tatsächlich beobachtet. Es kann wohl, wie schon auf Seite 23 ausgesprochen wurde, angenommen werden, daß in der Regel **bei strömendem Wasserabfluß eine Hebung des Wasserspiegels am unteren Ende des Einflußgebietes stehender Einbauten** auftritt. Die seither durchgeführten Versuche lassen dies als äußerst wahrscheinlich erscheinen, wenn auch der ganz sichere Nachweis noch nicht als erbracht gelten kann, da der untere Teil des Modellflußbettes, in dem diese Hebung bei größeren Abflußmengen auftritt, schon unter dem Einfluß der Wasserspiegelsenkung durch den Überfall stand und daher keine einwandfreie Beobachtungen ermöglichte. In dem im Bau befindlichen Flußmodell von doppelter Länge wird sich die Frage, ob diese Hebung des Wasserspiegels in sicher nachweisbarer Weise tatsächlich auftritt, wie weit sie sich erstreckt, und welche Höhe sie erreicht, leicht beantworten lassen.

Infolge des Auftretens dieser Hebung, die nach dem Gesagten bestimmt erwartet werden muß, wird die Beobachtung des wirklich auftretenden Brückenstaus in den Naturflußbetten noch weiter erschwert, weil durch sie die Stellen, an denen nach Einbau einer Brücke der durch die Einbauten unbeeinflusst gebliebene Wasserspiegel beobachtet werden kann, noch weiter von der Brücke fortgerückt werden. Nach den ausgeführten Modellversuchen endet die durch 2 zugespitzte Pfeiler von  $10$  m Länge beim Abfluß von  $550$  cbm/Sek hervorgerufene Wasserspiegelsenkung erst rund  $200$  m

Hebung des Wasserspiegels  
unterhalb der Einbauten.

unterhalb der Pfeiler. Die besprochene Hebung des Wasserspiegels würde sich an diese Senkung stromabwärts anschließen, sodaß der unbeeinflusste Wasserspiegel erst mehrere hundert Meter unterhalb der Einbauten beginnen kann.

Aus den angestellten Beobachtungen und aus den theoretischen Betrachtungen muß gefolgert werden, daß bei strömendem Wasserabfluß, d. h. in fast allen praktisch vorkommenden Fällen, durch in einen Wasserstrom eingebrachte Einbauten eine Aufstauung des Wasserspiegels sowohl stromaufwärts als auch — in allerdings wesentlich kleinerer Höhe — stromabwärts der Einbauten eintritt, und daß zwischen beiden Staustrecken eine Senkungsstrecke eingeschaltet ist, die zwischen den Einbauten beginnt, im wesentlichen aber unterhalb derselben liegt.

Die in Abb. 4 auf Plan 12 dargestellte Lageplanskizze für das Oberflächenbild bei einem Abfluß von 1000 cbm/Sek läßt erkennen, daß sich die Lage der Wellenzüge kaum ändert, wenn der Wasserabfluß steigt und die Wassertiefe zunimmt. Denn es deckt sich diese Skizze fast genau mit der Skizze der Wellenzüge bei einem Abfluß von 550 cbm/Sek in Abb. 1 auf Plan 12. Einfluß der Wassertiefe auf das Oberflächenbild.

Die Aufnahmen des Wasserspiegels **Phot. 46—48** zeigen, wie sich das Oberflächenbild ändert, wenn die Wassertiefe durch **Aufstauung des Unterwassers** infolge rauherer Wandungen oder infolge eines schwächeren Gefälles des Flußbettes zunimmt. Schon bei schwacher Aufstauung des Unterwassers verkleinert sich das Gebiet schießenden Wassers beträchtlich. Die Pfeiler-Endwellen kommen zwar noch deutlich zur Entwicklung, sie werden aber stromaufwärts zurückgedrängt und nehmen dabei weniger gestreckte Formen an. In der Flußmitte bildet sich die auf Phot. 46 zwischen den zur Flußmitte hin verlaufenden Pfeiler-Endwellen deutlich erkennbare Wasserwalze, die anzeigt, daß schon dicht unterhalb der Pfeiler ein Teil des Wassers zu schießen aufhört. Die zu den Ufern hinziehenden Pfeiler-Endwellen lassen sich noch bis zum Ufer verfolgen, verschieben sich aber am Ufer erheblich stromaufwärts. Nach ihrer Reflektierung vom Ufer zeigen sie die Neigung, in Querwellen überzugehen, wie aus dem geknickten Verlauf entnommen werden kann, bei dem beiderseitig ein kurzes, fast normal zum Stromstrich stehendes Wellenstück auftritt. Der Schnittpunkt der vom Ufer zurückgeworfenen Wellen in der Flußmitte ist gleichfalls demjenigen beim freien Abfluß des Unterwassers gegenüber (**Phot. 37**) beträchtlich aufwärts gerückt. Auch der zweite Schnittpunkt der von den unteren Pfeilerenden nach der Flußmitte hin verlaufenden und sodann vom gegenüberliegenden Ufer zurückgeworfenen Pfeiler-Endwellen ist unten auf dem Bild noch erkennbar, da die Deckwalze beim ersten Schnittpunkt die Wellen nicht ganz zu zerstören vermag. Dieser zweite Schnittpunkt ist aber durch die Aufstauung des Wassers um fast 20 m aufwärts verschoben worden.

Noch weiter werden die Pfeiler-Endwellen bei der etwas stärkeren (mittleren) Aufstauung des Wassers (**Phot. 47**) stromaufwärts zurückgedrängt. Die Wellen treten in diesem Fall nur noch schwach in die Erscheinung. Den Hauptwellenzug bilden nunmehr die von den Längswänden der Pfeiler ausgehenden Pfeiler-Seitenwellen, bei deren Schnittpunkt in der Flußmitte eine kleine Deckwalze auftritt.

Bei noch stärkerer Aufstauung des Unterwassers (**Phot. 48**) verschwindet diese Deckwalze. Die Pfeiler-Seitenwellen behalten ihre Lage bei, die Pfeiler-Endwellen aber werden noch weiter aufwärts zurückgedrängt und bilden zusammen einen Wellenzug, der dem in Abb. 3 auf Plan 11 skizzierten entspricht. Das Wasser kommt unterhalb dieses Wellenzuges bereits strömend zum Abfluß, und die Schrägwellen gehen stromabwärts immer mehr in Querwellen über, die nur noch schwach hervortreten.

Die **Phot. 55 und 56** zeigen die Wasserspiegeloberflächen bei mittlerer Aufstauung des Unterwassers stromabwärts und bei starker Aufstauung stromaufwärts gesehen. Auf **Phot. 56** kann erkannt werden, wie die nur schwach ausgeprägten Wellenzüge im Vordergrund des Bildes ausgesprochene Querwellen sind, während weiter oberhalb Schrägwellen auftreten.

Bei **Strompfeilern von größerer Länge** bilden sich die von den Längswänden ausgehenden Wellenzüge stärker aus, wie die Aufsicht auf den Wasserspiegel **Phot. 49** und die stromaufwärts gerichtete Ansicht **Phot. 57** bei 20 m langen Pfeilern zeigen. Diese besonders scharfen, gleichzeitig angefertigten Aufnahmen lassen deutlich erkennen, wie die an den oberen Pfeilerenden bzw. an den Ufern entstehenden niedrigen Ring- Wasserspiegel bei langen Strompfeilern.

wellenzüge die Wasseroberfläche bis weit unterhalb der Pfeiler überdecken und den Schrägwellenzügen ein deutlich geripptes Aussehen geben. Im Längenschnitt durch die Stromaxe Abb. 3 auf Plan 12 liegt der Schnittpunkt der Pfeiler-Seitenwellen kurz oberhalb des Querschnittes durch die unteren Pfeilerenden, der Schnittpunkt der Pfeiler-Endwellen aber etwa 15 m unterhalb dieses Querschnittes. Im Höhenschichtenplan Abb. 24 auf Plan 12 tritt der Schnittpunkt der Pfeiler-Seitenwellen nicht besonders hervor, da die Wellenspitze die + 3,0 m-Linie nicht ganz erreicht.

Wasserspiegel bei  
stumpfen Strompfeilern.

Bei **rechteckig begrenzten Pfeilern**, wie sie bei den, in **Phot. 50 und 51** dargestellten, Stauversuchen angewandt wurden, treten oberhalb der Pfeilerenden stärkere örtliche Wasserspiegelhebungen auf. Es entstehen um die oberen Pfeilerköpfe herumgelagerte, kräftig hervortretende Ringwellen, die bei den 3 m breiten und 10 m langen Pfeilern der Aufnahme Phot. 51 fast bis zu vollen Halbkreisen verfolgt werden können. Die Mittelpunkte dieser Wellen fallen bei der gewählten Pfeilerlänge annähernd in die Mitte der Pfeilerquerschnitte.

Die von den Längswänden der Pfeiler ausgehenden, nahezu gleichlaufend mit den Pfeiler-Endwellen verlaufenden Pfeiler-Seitenwellen treten ziemlich stark hervor. Sie gehen bei den nur 1,5 m breiten Pfeilern der Phot. 50 fast von den oberen Ecken der Pfeiler aus, deren Einwirkung sie ihre Entstehung zu verdanken scheinen. Bei den 3 m starken Pfeilern der Phot. 51 liegt der Ausgangspunkt dagegen etwa in der Mitte der Pfeilerseiten. Oberhalb dieser Wellen bilden sich tiefeingeschnittene Wellentäler. Die Pfeiler-Endwellen nehmen bei stumpfen Pfeilern eine gestrecktere Lage an, als sie bei zugespitzten Pfeilern beobachtet wird. Dabei wird namentlich bei den **breiten** Pfeilern die Lage der Wellenzüge zur Pfeileraxe unsymmetrisch.

Unterhalb der Pfeiler tritt ein sehr unregelmäßiger Wasserabfluß auf. Die Wasseroberfläche wird bei den breiten Pfeilern undurchsichtig und wirbelig, mit deutlichen Ansätzen zur Bildung von Pfeilerwalzen. An der Vereinigungsstelle der von den Pfeilern zur Strommitte hinziehenden Pfeiler-Endwellen bildet sich eine kleine Deckwalze, unterhalb derer das Wasser vorübergehend strömend zum Abfluß kommt, da der Wasserspiegel hier beträchtlich über die Grenzlage ansteigt. Der Wasserspiegel, der beim Einbau von 2 symmetrisch im Axabstand von 12 m aufgestellten, 10 m langen und 3 m breiten rechteckigen Pfeilern entsteht, ist im Längenschnitt in der Stromaxe durch die ausgezogene Linie (2) der Abb. 2 auf Plan 12 dargestellt. Der Längenschnitt zeigt den beträchtlichen Abfall des gestauten Wasserspiegels zwischen den Pfeilern, die Lage der Deckwalze oberhalb des durch die Überschneidung der Pfeiler-Endwellen gebildeten Wasserberges und die sich bis 100 m weit abwärts erstreckende starke Senkung des Wasserspiegels unterhalb der Pfeiler, die besonders deutlich auch aus der punktierten Linie (3) für die mittlere Wasserspiegellage in den ganzen Querschnitten hervorgeht.

Die für diese mittlere Wasserspiegellinie berechnete Energie-Linie ist als strichpunktierte Linie (6) aufgetragen worden. Sie liegt oberhalb der Pfeiler rund 0,6 m über der gleichfalls strichpunktierten Energie-Linie für den ungestauten Wasserspiegel (5) und fällt zwischen und kurz unterhalb der Pfeiler schnell in unregelmäßiger Weise zur Energie-Linie des Flußlaufes ohne Pfeiler ab. Eine ausgeglichene Energie-Linie für den gestauten Wasserspiegel ist für die Flußstrecke zwischen und unterhalb der Pfeiler als Linie (7) eingezeichnet worden.

Die Lage der Wellen ist im Lageplan der Abb. 2 auf Plan 12 in skizzenhafter Weise wiedergegeben, die auch die Gebiete mit unruhigem, wirbeligen Wasserabfluß in der Strommitte unterhalb der Pfeiler-Endwellen und an den Ufern zwischen den Pfeiler-Seiten- und den Pfeiler-Endwellen, sowie die kleine Deckwalze in der Strommitte erkennen läßt. Abb. 25 auf Plan 12 enthält die genaue Aufmessung des Wasserspiegels für die gleichen Einbauten. Die Wasserspiegellage ist wieder durch Höhenlinien im Abstand von 0,25 m und durch kräftigere Tönung der höher liegenden Teile des Wasserspiegels festgelegt worden. Näherungsweise kann angenommen werden, daß in den unter der Ordinate + 3,25 m liegenden, völlig weißgelassenen oder schwach getönten Teilen des Flußbettes das Wasser schießend zum Abfluß kommt, während in den übrigen Teilen der Abfluß strömend erfolgt. Das Wasser beginnt demnach etwa in dem durch die Pfeilermitten hindurchgehenden Querschnitt zu schießen und kehrt erst rund 115 m unterhalb allmählich wieder zum Fließzustand des Strömens zurück.

Innerhalb des Gebietes mit schießendem Wasser tritt aber auch an einzelnen Teilen des Flußbettes der strömende Abfluß ein, namentlich in dem großen Wellenberg unterhalb der Deckwalze. Dafür senkt sich der Wasserspiegel auch unterhalb des Schnittes + 10,0 m noch in einzelnen Wellentälern bis unter die Grenzlage, sodaß auch in dem Gebiet mit strömendem Abfluß an einzelnen Stellen noch schießendes Wasser vorkommt,

Von der Einzeichnung der Hauptschrägwellenzüge in den Höhenschichtenplan wurde wieder abgesehen. Die von den beiden Pfeilern nach rechts abwärts ausstrahlenden 4 Wellenkämme treffen das rechte Ufer etwa im Querschnitt + 85,0 m an so dicht bei einander liegenden Stellen, daß sie nach ihrer Reflektierung weiter abwärts im Höhenschichtenplan nur als eine einzige hohe Welle in die Erscheinung treten. Das gleiche ist bei den nach links abwärts verlaufenden 4 Wellenzügen am linken Ufer der Fall. Die von den Uferpunkten im Querschnitt + 85,0 m weiterlaufenden Wellen können als fast genau unter  $45^{\circ}$  zum Stromstrich verlaufende Schrägwellen noch zweimal über die ganze Flußbreite hinüber verfolgt werden, bis sie etwa beim Schnitte + 10,0 m, an dem das Wasser zu schießen aufhört, in Querwellen übergehen.

### B. Ableitung einer Stauformel für den Brückenstau bei Wechsel des Fließzustandes.

Um die Bestimmung der **Stauhöhe**, die meist kurzweg »**Stau**« genannt wird, bei einer möglichst großen Zahl von verschiedenen Einbauten durchführen zu können, wurden außer 25 Längenschnitten von 275—400 m Länge weitere 35 Längenschnitte, die sich nur auf eine Flußlänge von 70 m erstreckten, am Modell 1:100 aufgenommen. Von diesen Längenschnitten wurden in den Abb. 5—22 auf Plan 12 vier verschiedene Gruppen mit im ganzen 18 Einzelaufnahmen unter Beifügung der zugehörigen Lageplanskizzen, aus denen die Stellung der Einbauten hervorgeht, zur Darstellung gebracht.

Bestimmung der Stauhöhen.

Die 3 ersten Gruppen enthalten die Längenschnitte beim Vorhandensein von 1 bis 4 Pfeilern von 10 m Länge, von denen diejenigen der ersten Gruppe 1,5 m breit und beiderseitig schlank zugespitzt, die der zweiten und dritten Gruppe 1,5 bzw. 3,0 m breit und rechteckig begrenzt sind. Die vierte Gruppe endlich umfaßt 6 Aufnahmen, bei denen die Einbauten aus 10 m langen, rechteckig begrenzten Widerlagern im gegenseitigen Abstand von 34 m und aus 0,1,2,3,4 und 6 beiderseitig schlank zugespitzten Zwischenpfeilern bestanden. Für alle beobachteten Längenschnitte ist der beobachtete »**wirkliche Stau z**« und der »**scheinbare Stau s**«, sowie das Verhältnis des scheinbaren Staues zum wirklichen Stau, der Zahlenwert  $\alpha = s : z$ , in die Abbildungen eingeschrieben worden.

Die Längenschnitte sind beim Vorhandensein einer geraden Pfeilerzahl in der Flußmitte aufgenommen worden. Bei einer ungeraden Pfeilerzahl sind sie bis dicht an das obere Ende der Pfeiler heran gleichfalls in der Strommitte festgelegt, dann aber seitlich verschoben worden. Die seitliche Verschiebung betrug beim Vorhandensein nur eines Strompfeilers 8,5 m, beim Vorhandensein von drei Pfeilern aber 4,25 m. Zwischen die so festgelegten beiden Teile des Längenschnittes wurde eine Übergangsstrecke eingeschaltet, die von dem 1,0 m oberhalb des oberen Pfeilerendes liegenden Punkt des Längenschnittes in der Stromaxe zu dem 2,5 m unterhalb des Querschnittes durch die oberen Pfeilerenden gelegenen Punkt des versetzten Längenschnittes hinreicht. Durch diesen Ausgleich wurde das Auftreten eines plötzlichen Absatz in den Längenschnitten vermieden.

Die **Meßstellen der Stauhöhen z** wurden im allgemeinen in den 5 m oberhalb der oberen Enden der Einbauten liegenden Querschnitt gelegt, weil hier eine wesentlich ins Gewicht fallende Beeinflussung durch die örtliche Aufstauung vor den Pfeilerköpfen oder durch den Abfall des Wasserspiegels vor den Durchflußöffnungen zwischen den Einbauten im allgemeinen nicht mehr festzustellen war. Nur in einzelnen Fällen, in denen die genannten Einflüsse stärker hervortraten, wurde die Meßstelle noch um weitere 5 m stromaufwärts verschoben, so daß sie dann 10 m oberhalb des oberen Endes der Einbauten lag. Dabei ergaben sich kleine Abweichungen in der Größe des gemessenen Staues gegenüber derjenigen bei Messung an der nur 5 m oberhalb der Einbauten liegenden Stelle. Die Messung an der 10 m oberhalb der Einbauten liegenden Stelle erfolgte bei dem in Abb. 13 auf Plan 12 dargestellten Staubild mit nur einem 3 m starken Strompfeiler in der Flußmitte, bei dem der örtliche Stau oberhalb des Pfeilers stark hervortrat, und bei den Abflußbildern der Abb. 17—22 auf

Lage der Meßstellen für die Stauhöhe.

Plan 12, bei denen sich in einzelnen Fällen die Senkungsrinnen oberhalb der Durchflußöffnungen bei dem durch die Wirkung der Widerlager stark aufgestauten Wasserspiegel noch über den 5 m oberhalb der oberen Pfeilerenden liegenden Querschnitt hinaus erstreckten.

Einfluß der Meßstelle auf die Stauhöhe.

Abgesehen von dem in Abb. 17 auf Plan 12 dargestellten Ausnahmefall für den Fluß mit beiderseitigen Widerlagern ohne Zwischenpfeiler, bei dem sich der Wasserspiegel infolge der an den Ufern oberhalb der Widerlager auftretenden Stauwirkung in der Flußmitte etwas unter die mittlere Lage senkt, dürfte der 5 bzw. 10 m oberhalb der oberen Enden der Einbauten gemessene Stau  $z$  in der Strommitte wohl bei keinem der untersuchten Fälle merklich kleiner als der für die ganze Flußbreite bestimmte mittlere Stau  $z'$  sein. Denn bei einer ungeraden Pfeilerzahl wurde der Stau gerade oberhalb eines Pfeilers bestimmt, sodaß der gefundene Wert für die Stauhöhe etwas größer als der mittlere Stau für die ganze Flußbreite sein muß. Bei einer geraden Pfeilerzahl und fehlenden Widerlagern ist aber die Pfeileraufstellung so gewählt worden, daß der Abflußquerschnitt der Seitenöffnungen nicht unwesentlich größer, als der Abflußquerschnitt der Öffnungen zwischen den Pfeilern war. Dabei liegt der Wasserspiegel in der Flußmitte aber auch etwas höher als in der Nähe der Ufer, vor denen sich der Abfluß durch die größeren Öffnungen leichter gestaltet.

Die Höchstabweichung des gemessenen Staues in der Flußmitte gegenüber dem mittleren Stau dürfte aber auch im ungünstigsten der untersuchten Fälle 15% der Stauhöhe nicht erreichen. Im allgemeinen aber ist der Unterschied ganz wesentlich kleiner. Besonders große Unterschiede zwischen dem Stau in der Flußmitte und dem mittleren Stau wurden bei zwei im Axabstand von 12 m aufgestellten Strompfeilern beobachtet, wie schon aus den Angaben auf Seite 95 hervorgeht.

Nach dem Gesagten können die in der Strommitte gemessenen Stauhöhen  $z$  als Höchstwerte des Staues betrachtet werden, die im allgemeinen die mittleren Stauhöhen in der ganzen Flußbreite etwas an Größe übertreffen. Es wird daher jedenfalls vorsichtig vorgegangen, wenn die beobachteten und in den Abb. 5—16 und 18—22 auf Plan 12 eingeschriebenen Stauhöhen als die wirklichen mittleren Stauhöhen betrachtet werden. Nur bei Abb. 17 auf Plan 12 dürfte die mittlere Stauhöhe um einen kleinen Betrag größer sein, als der in der Strommitte gemessene Wert von 0,56 m.

Um aus den ermittelten Stauhöhen  $z$  eine brauchbare Formel abzuleiten, wurde versucht, den Wert  $z$  als eine Funktion der die Stauhöhe in erster Linie beeinflussenden Werte festzulegen.

Ausgangswerte für die Ableitung einer Stauformel.

Als solche Werte sind zu betrachten:

1.  $F$  = Größe des benetzten Querschnittes des Flusses ohne Einbauten in qm.
2.  $f$  = Größe des verbauten Querschnittes, d. h. der durch die Einbauten ausgefüllten Teile des benetzten Querschnittes im ungestauten Fluß in qm.
3.  $\Delta h = \frac{u^2}{2g}$  = Größe der Geschwindigkeitshöhe für die mittlere Geschwindigkeit im Fluß ohne Einbauten in m.
4.  $\delta$  = Pfeilerbeiwert = von der Form der Einbauten abhängiger Erfahrungsbeiwert zur Berücksichtigung der Abflußbehinderung in den dicht an den Einbauten liegenden Teilen der Durchflußöffnungen.

Pfeilerbeiwerte.

Von der Einführung der üblichen, zuerst von Navier bestimmten »Kontraktionsbeiwerte«, mit denen die benetzten Querschnitte der Durchflußöffnungen multipliziert zu werden pflegen, um den für den Abfluß voll wirksamen Querschnitt zu erhalten, wurde abgesehen, weil die dem Abfluß durch die Ablenkung des Wassers an den Einbauten, sowie durch Wirbel- und Walzenbildungen entzogenen Teile des Querschnittes nicht proportional der Größe des Querschnittes der Durchflußöffnungen anwachsen, sondern umgekehrt— bezogen auf die Einheit der Größe der Durchflußöffnungen — bei wachsender Größe der Durchflußöffnungen stark abnehmen.

Bei einem Widerlager findet an der Flußseite, bei freistehenden Pfeilern an den beiderseitigen Begrenzungen eine Verringerung des Ableitungsvermögens der Durchflußöffnungen durch Querströmungen und Wirbelbildungen, unter Umständen auch durch die Bildung von Seitenwalzen statt, die bei wachsender Breite der Einbauten zunimmt. Es wurde daher die Verkleinerung der Durchflußquerschnitte nicht proportional der Querschnittsfläche der Durchflußöffnungen, sondern proportional der Querschnittsfläche der Einbauten unter

dem ungestauten Wasserspiegel angenommen, indem der durch die Einbauten dem wirksamen Wasserabfluß entzogene Teil des Querschnittes nicht einfach gleich  $f$ , sondern gleich:

$$f' = \delta \cdot f$$

II  
 gesetzt wurde. Der Wert  $\delta$ , der **Pfeilerbeiwert**, ist ein Zahlenwert über 1,0. Seine Größe hängt von der Form der Einbauten ab. Er wächst um so mehr über die Größe 1,0 hinaus an, je stärker die Behinderung des Wasserabflusses durch die Einbauten ist. Der Pfeilerbeiwert  $\delta$  liegt bei glatten, schlanken Einbauten nur wenig über 1,0. Er kann aber bei stumpfen Einbauten mit rauher Oberfläche erheblich über diesen Wert hinaus anwachsen. Auch die Stellung der Einbauten im Flußquerschnitt wird nicht ganz ohne Einfluß auf seine Größe sein können, insofern bei dem schneller fließenden Wasser in der Flußmitte die Neigung zur Bildung von Querströmungen, Wirbeln und Walzen größer ist, als bei dem langsamer fließenden Wasser an den Ufern.

Eine genaue Bestimmung der Größe des Wertes  $\delta$  bei allen möglichen Arten von Einbauten würde nur auf Grund sehr umfangreicher und genauer Versuche möglich sein. Sie ist aber, wenigstens für die Bedürfnisse des praktischen Wasserbaues, auch nicht erforderlich, weil es sich bei der Bestimmung der Stauhöhe einer Brücke, schon wegen der Unmöglichkeit einer auf einzelne Zentimeter genauen Messung der Wasserspiegellage bei reißenden Gewässern, nicht um große Genauigkeiten handelt. Als höchstens erreichbare Grenze der Genauigkeit bei Bestimmung des Brückenstaus kann eine Annäherung auf 5 bis 10% an den wirklichen Wert betrachtet werden.

Unter dieser Voraussetzung wurden für die weiterhin abgeleiteten Stauformeln die in der Zusammenstellung II enthaltenen Werte von  $\delta$  benutzt, die auf Grund allgemeiner Erwägungen und des Ergebnisses der ausgeführten Versuche festgelegt wurden und als ausreichende zuverlässige Näherungswerte gelten können.

**Zusammenstellung II**

der Größen des **Pfeilerbeiwertes**  $\delta$  für die Berechnung des Brückenstaus.

Nr.	Bezeichnung der Einbauten	Pfeilerbeiwerte $\delta$	
		für glatte Oberflächen	für berauhte Oberflächen
1	Pfeiler mit schlanken Spitzen . . . . .	1,10	1,25
2	Pfeiler mit halbkreisförmigen Köpfen . . . . .	1,20	1,40
3	Pfeiler, unter Winkel $\beta$ zur Axe abgeschrägt . . . . .	$1,0 + 0,35 \sin \beta$	$1,0 + 0,6 \sin \beta$
4	Pfeiler mit rechteckigem Querschnitt . . . . .	1,35	1,60
5	Widerlager, abgerundet oder abgeschrägt . . . . .	1,00	1,05
6	Widerlager, rechteckig begrenzt . . . . .	1,05	1,10

Die angegebenen Werte gelten für Einbauten von mäßiger Länge. Für sehr lange Einbauten ist ein entsprechender Zuschlag zu machen.

Was den Aufbau einer Formel zur Ermittlung der Stauhöhe anbelangt, so mußte zunächst von der Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes ausgegangen werden, auf das sich überhaupt die Übertragbarkeit des Ergebnisses von Modellversuchen auf die Verhältnisse im Großen stützt. Aufbau der Stauformel.

Das **Ähnlichkeitsgesetz** besagt, daß bei Modellen in unverzerrtem Maßstab bei richtiger Verkleinerung der Abflußmengen (nach den Angaben auf Seite 39) und richtiger Wahl der Modellberauhung (siehe die Seiten 42—47) ähnliche Abflußbilder auftreten, sodaß die linearen Abmessungen sich proportional dem Modellmaßstab ändern.

Nachdem durch die im Karlsruher Flußbaulaboratorium durchgeführten umfangreichen Versuche die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes für den durch Wehre erzeugten Stau in aller Schärfe nachgewiesen werden konnte, kann wohl angenommen werden, daß das Ähnlichkeitsgesetz wenigstens näherungsweise auch für den Brückenstau Gültigkeit hat, obschon der Brückenstau durch vermehrte Reibungsarbeit verursacht wird. Es kann dies daraus gefolgert werden, das die vermehrte Reibungsarbeit nicht

infolge der Ablenkung durch die Einbauten hervorgerufen wird, wie schon daraus gefolgert werden kann, daß selbst eine starke Berauhung der Einbauten die Größe der Pfeilerbeiwerte nur um 5—20% erhöht. Der scharfe experimentelle Nachweis der Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes auch für den Brückenstau konnte allerdings noch nicht erbracht werden, weil die Zeit für die Durchführung der hierzu erforderlichen Versuche fehlte.

Wird aber — was mit großer Wahrscheinlichkeit angenommen werden kann — als feststehend betrachtet, daß das Ähnlichkeitsgesetz auch beim Brückenstau mit ausreichender Annäherung Gültigkeit besitzt, so kann daraus gefolgert werden, daß sich die Stauhöhen, ebenso wie die Geschwindigkeitshöhen proportional zum Modellmaßstab ändern, wenn die Wassermengen richtig, d. h. proportional der 2,5. Potenz des Modellmaßstabes verringert werden.

Die Stauformel erhält dabei die Form:

$$\text{III} \quad z = a \cdot \Delta h$$

In dieser Formel ist allerdings der Wert  $a$  kein konstanter, sondern ein von der Größe und Form der Einbauten abhängiger Zahlenwert.

Staubeiwert.

Die ausgeführten Versuche haben nun für das allein genauer untersuchte trapezförmige Flußbett, in dem zwischen den Einbauten ein Wechsel vom strömenden zum schießenden Wasser stattfindet, das denkbar einfachste Abhängigkeitsverhältnis des Wertes  $a$  von den Flächengrößen  $F$  und  $f' = \delta \cdot f$  ergeben, indem sich zeigte, daß  $a$  einfach proportional dem Werte  $\frac{f'}{F}$  gesetzt werden kann, so daß:

$$\text{IV} \quad a = b_s \cdot \frac{f'}{F}$$

wird, worin  $b_s$  ein Zahlenwert ist, der »**Staubeiwert**« genannt werden soll.

Die Formel IV besagt, daß **sich die Stauwirkungen der einzelnen Einbauten einfach addieren.**

Das ist natürlich nicht unbegrenzt der Fall, da eine bereits erfolgte starke Aufstauung des Wasserspiegels durch andere Einbauten nicht ganz ohne Einfluß auf die Stauhöhe sein wird, die ein bestimmter, in seiner Stauwirkung untersuchter Einbau hervorruft. Die ausgeführten Versuche haben aber ergeben, daß die Stauhöhe eines bestimmten Einbaues durch den von anderen Einbauten erzeugten Stau doch in ziemlich weitem Umfang unberührt bleibt, da bei den glatten Einbauten etwa bis zu Größen des verbauten Querschnittes von  $f = 0,4 F$  noch keine sicher feststellbare Änderung der Größe des Wertes  $b_s$  beobachtet werden konnte und bei den berauhten Einbauten auch erst bei  $f > 0,25 F$  eine merkliche Abnahme des Wertes  $b_s$  nachweisbar war, die aber zum Teil auf die starke Zunahme der Breiten in den oberen Teilen des trapezförmigen Flußbettes zurückzuführen ist und bei steilen Ufern möglicherweise verschwinden würde.

Da bei den gewöhnlichen Strombrücken der Wert  $f$  nur ganz ausnahmsweise  $0,25 \cdot F$  überschreitet und  $0,4 \cdot F$  kaum jemals erreicht, konnte die Frage, bis zu welcher oberen Grenze der Querschnittsverbauung die Stauwirkungen einfach addiert werden können, und bis zu welcher Grenze daher mit einem konstanten Staubeiwert  $b_s$  gerechnet werden darf, zunächst unbeantwortet bleiben. Für Talübergänge in Strömen mit breiten Vorländern, bei denen zuweilen große Teile des Abflußquerschnittes bei Hochwasser durch Dämme verbaut werden, wäre allerdings eine Feststellung der Grenze, bis zu der ein konstanter Staubeiwert  $b_s$  mit genügender Annäherung Anwendung finden kann, doch von Wert.

Aus den Formeln III und IV ergibt sich die »**Stauformel**«:

$$\text{V} \quad z = b_s \cdot \Delta h \cdot \frac{f'}{F} = b_s \cdot \Delta h \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$$

In dieser Gleichung wurde der konstante Staubeiwert  $b_s$  aus dem in Zusammenstellung III enthaltenen Ergebnis der ausgeführten Versuche mit guter Annäherung zu:

$$b_s = 5,6$$

bestimmt, sodaß die Brückenstauformel bei Wechsel des Fließzustandes lautet:

$$\text{VI} \quad z = 5,6 \cdot \Delta h \cdot \frac{f'}{F} \text{ oder: } z = 5,6 \cdot \Delta h \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$$

Wird in dieser Formel:  $\Delta h = Q^2 : 2 g \cdot F^2$  gesetzt, so geht die Formel VI über in:

$$\text{VII} \quad z = \frac{Q^2 \cdot f'}{3,5 \cdot F^4}$$

Stauformel beim Wechsel des Fließzustandes.

**Zusammenstellung III.**

Angaben über die im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Untersuchungen über den Stau stehender Einbauten in einem trapezförmigen Flußbett mit 34 m Sohlenbreite und mit Böschungen unter 4 : 5 beim Wechsel des Fließzustandes zwischen den Einbauten.

Nr	Anzahl und Art der Pfeiler nach Zusammenstellung IV	Beim Fluß ohne Einbauten					Beim Fluß mit Einbauten (Pfeilern und Widerlagern)								
		Abflußmenge $Q$ in cbm/Sek	Wassertiefe $t_0$ in m	Querschnitt $F$ in qm	Mittlere Geschwindigkeit $u$ in m/Sek	Geschwindigkeit $\Delta h$ in m	Querschnitt		Unwinkl. Querschnitt $f' = \delta \cdot f$ in qm	Verbaunungsverhältnis $\frac{f'}{F}$	Längenswert $k = \Delta h \cdot \frac{f'}{F}$ in m	Stauhöhe [Stau] $z$ in m	Stauwert $b_s$ in m	Scheinbarer Stau $s$ in m	Verhältnis $\alpha = s : z$
							der Widerlager in qm	der Strompfeiler in qm							
<b>I. Beiderseitig schlang zugespitzte Pfeiler mit glatter Oberfläche ohne Widerlager.</b>															
1	2 A	100	1.08	38.2	2.62	0.35	—	3.24	3.56	0.093	0.033	0.26	7.97	0.48	1.8
2	2 A	250	1.91	70.0	3.58	0.65	—	5.76	6.34	0.091	0.059	0.45	7.63	1.00	2.2
3	1 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	5.10	5.61	0.043	0.039	0.21	5.33	1.15	5.5
4	2 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	10.20	11.22	0.086	0.079	0.42	5.33	1.74	4.1
5	3 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	15.30	16.83	0.129	0.118	0.69	5.84	1.96	2.8
6	4 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	20.40	22.44	0.172	0.158	0.90	5.69	2.56	2.8
7	6 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	30.60	33.66	0.258	0.236	1.28	5.43	3.24	2.5
8	8 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	40.80	44.88	0.346	0.316	1.75	5.54	3.73	2.1
9	2 A	550	3.22	122.5	4.49	1.03	—	9.66	10.62	0.087	0.089	0.59	6.03	1.75	3.0
10	2 A	700	3.61	139.0	5.03	1.29	—	10.83	11.91	0.086	0.111	0.71	6.43	2.07	2.9
11	2 A	1000	4.31	169.7	5.89	1.77	—	12.93	14.22	0.084	0.148	0.92	6.22	2.41	2.6
12	2 B	550	3.22	122.5	4.49	1.03	—	9.66	10.62	0.087	0.089	0.52	5.84	1.76	3.4
13	2 C	550	3.22	122.5	4.49	1.03	—	9.66	11.60	0.095	0.098	0.60	6.12	1.62	2.7
<b>II. Beiderseitig schlang zugespitzte Pfeiler und rechteckige Widerlager bei glatten Einbauten.</b>															
14	—	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	—	15.17	0.117	0.106	0.56	5.28	2.13	3.8
15	1 A	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	5.10	20.78	0.160	0.146	0.90	6.16	2.32	2.6
16	2 A	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	10.20	26.39	0.203	0.185	1.06	5.73	2.54	2.4
17	3 A	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	15.30	32.00	0.246	0.225	1.15	5.11	2.83	2.5
18	4 A	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	20.40	37.61	0.280	0.265	1.48	5.59	3.27	2.2
19	6 A	550	3.40	130.0	4.23	0.913	14.45	30.60	48.83	0.376	0.343	2.05	5.97	3.90	1.9
<b>III. Rechteckig begrenzte Pfeiler mit glatter Oberfläche ohne Widerlager.</b>															
20	1 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	5.10	6.88	0.053	0.048	0.26	5.42	1.04	4.0
21	2 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	10.20	13.77	0.106	0.096	0.48	5.00	1.65	3.4
22	3 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	15.30	20.65	0.159	0.144	0.81	5.62	2.05	2.5
23	4 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	20.40	27.54	0.212	0.192	1.05	5.47	2.69	2.6
24	6 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	30.60	41.31	0.318	0.288	1.64	5.66	3.50	2.1
25a	8 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	40.80	55.08	0.424	0.384	2.08	5.37	4.01	1.9
25b	1 F	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	40.80	55.08	0.424	0.384	2.15	5.56	3.80	1.8
26	2 D	550	3.22	122.5	4.49	1.00	—	9.66	13.04	0.106	0.109	0.72	6.61	1.60	2.2
27	2 D	1000	4.66	185.7	5.39	1.48	—	13.98	18.87	0.102	0.151	0.90	5.96	2.35	2.6
28	2 E	100	1.20	42.6	2.35	0.28	—	7.20	9.72	0.228	0.064	0.43	6.72	0.70	1.6
29	2 E	250	2.06	75.4	3.30	0.55	—	12.36	16.69	0.221	0.122	0.70	5.74	1.37	2.0
30	2 E	400	2.78	104.2	3.84	0.75	—	16.68	22.52	0.216	0.163	0.89	5.46	2.02	2.3
31	1 E	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	10.20	13.77	0.106	0.096	0.54	5.63	1.75	3.2
32	2 E	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	20.40	27.54	0.212	0.192	1.03	5.37	2.17	2.1
33	3 E	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	30.60	41.31	0.318	0.288	1.52	5.28	3.46	2.3
34	4 E	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	40.80	55.08	0.424	0.384	1.99	5.18	4.31	2.2
35	2 E	550	3.22	122.5	4.49	1.00	—	19.32	26.08	0.213	0.213	1.25	5.87	2.26	1.8
36	2 E	700	3.90	151.5	4.62	1.09	—	23.40	31.60	0.209	0.228	1.32	5.80	2.70	2.0
37	2 E	1000	4.66	185.7	5.39	1.48	—	27.96	37.75	0.203	0.301	1.69	5.62	3.40	2.0
<b>IV. Beiderseitig schlang zugespitzte Pfeiler mit berauhter Oberfläche ohne Widerlager.</b>															
38	1 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	5.10	6.38	0.049	0.045	0.25	5.60	0.72	2.9
39	2 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	10.20	12.75	0.098	0.090	0.50	5.60	1.71	3.4
40	3 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	15.30	19.12	0.147	0.135	0.75	5.60	2.01	2.7
41	4 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	20.40	25.50	0.196	0.180	1.00	5.60	2.55	2.6
42	6 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	30.60	38.25	0.294	0.270	1.32	4.73	3.19	2.4
<b>V. Beiderseitig schlang zugespitzte Pfeiler und rechteckige Widerlager bei berauhten Einbauten.</b>															
43	—	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	—	15.90	0.122	0.112	0.61	5.44	2.07	3.4
44	1 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	5.10	22.28	0.171	0.157	0.92	5.86	2.22	2.4
45	2 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	10.20	28.65	0.221	0.201	1.16	5.78	2.62	2.3
46	3 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	15.30	35.02	0.270	0.246	1.28	5.20	2.84	2.2
47	4 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	20.40	41.40	0.319	0.291	1.56	5.36	3.32	2.1
48	6 A	550	3.40	130.0	4.23	0.91	14.45	30.60	54.15	0.417	0.381	2.06	5.41	3.72	1.8
<b>VI. Rechteckig begrenzte Pfeiler mit berauhter Oberfläche ohne Widerlager.</b>															
49	1 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	5.10	8.16	0.063	0.057	0.38	6.66	1.04	2.7
50	2 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	10.20	16.32	0.126	0.104	0.69	6.45	1.59	2.3
51	3 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	15.30	24.48	0.189	0.171	0.95	5.52	2.27	2.4
52	4 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	20.40	32.64	0.252	0.228	1.20	5.24	2.78	2.3
53	6 D	550	3.40	130.0	4.23	0.91	—	30.60	48.96	0.378	0.342	1.68	4.87	3.50	2.1

Vereinfachte Stauformel  
beim Wechsel des Fließ-  
zustandes.

Bei zweckmäßig erbauten Brücken werden meist gut zugespitzte schlanke Pfeiler und nicht zu weit in den Flußquerschnitt vorspringende, wenigstens einigermaßen abgerundete oder abgeschrägte Widerlager vorhanden sein. In diesem Fall wird mit ausreichender Annäherung der mittlere Pfeilerbeiwert  $\delta = 1,07$ , so daß gesetzt werden kann:

$$\text{VIII} \quad b_s' = \delta \cdot b_s = 1,07 \cdot 5,6 = 6,0$$

Die Formel für den Brückenstau erhält dann die denkbar einfachste Form:

$$\text{IX} \quad z = 6 \cdot \Delta h \cdot \frac{f}{F} \quad \text{oder:} \quad z = 0,31 \cdot \frac{Q^2 \cdot f}{F^3}$$

Das heißt: **Die Stauhöhe ist beim Wechsel des Fließzustandes und bei glatten Einbauten gleich dem Sechsfachen des Produktes aus der Geschwindigkeitshöhe des ungestauten Wassers und dem Verbauungsverhältnis.**

Bei Einbauten mit rauher Oberfläche steigt die Größe des Staubeiwertes in der vereinfachten Stauformel  $b_s'$  auf etwa 6,6 an.

Sind die Ufer flacher oder steiler geneigt, als diejenigen des untersuchten trapezförmigen Flußbettes ( $\text{tg } \alpha = 0,8$ ), so müssen die Staubeiwerte  $b_s$  etwas kleiner bzw. etwas größer gewählt werden, als in den Formeln angegeben ist. Auch eine Verbreiterung des Bettes bewirkt bei der gleichen Neigung der Ufer eine kleine Vergrößerung des Staubeiwertes. Die erforderlichen Änderungen fallen aber nur bei sehr großen Stauhöhen  $z$  ins Gewicht.

Nachprüfung der abge-  
leiteten Stauformel.

Für die Ableitung und Nachprüfung der angegebenen Stauformel VI, VII und IX wurde das Ergebnis der 54<sup>1</sup> in der Zusammenstellung III enthaltenen Beobachtungswerte verwendet.

Die Gestalt der in der 2. Spalte der Zusammenstellung III mit den Buchstaben A bis F bezeichneten Pfeiler, welche bei den einzelnen Versuchen Verwendung fanden, geht aus Zusammenstellung IV hervor.

**Zusammenstellung IV**  
der bei den Stauversuchen verwandten Pfeilerformen.

Bezeichnung	Pfeilerlänge $l$ in m	Pfeilerbreite $b$ in m	Gestalt der Pfeilerköpfe	Abrundungs- halbmesser $r$ in m
A	10	1,5	schlank zugespitzt	3,00
B	20	1,5	schlank zugespitzt	3,00
C	10	1,5	halbkreisförmig	0,75
D	10	1,5	rechteckig	—
E	10	3,0	rechteckig	—
F	10	12,0	rechteckig	—

Für jede ausgeführte Beobachtung ist in Textabb. 26 ein Punkt aufgetragen worden, dessen Ordinate die beobachtete Stauhöhe  $z$ , dessen Abscisse aber der berechnete Längenwert  $k = \Delta h \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$ , d. h. das Produkt aus der Geschwindigkeitshöhe und dem Verbauungsverhältnis  $\frac{f'}{F}$  ist.

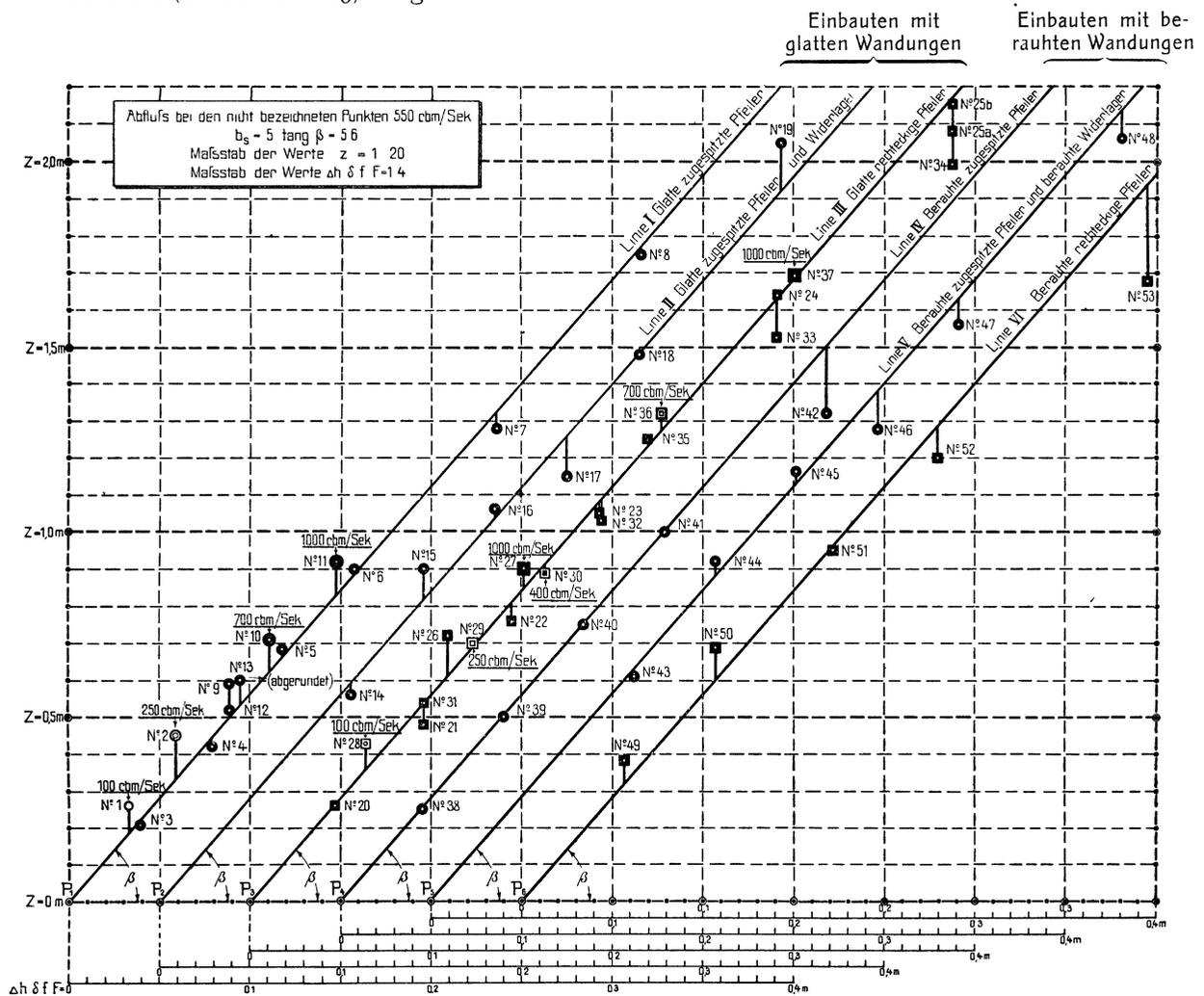
Die Beobachtungen wurden zunächst in 2 Hauptgruppen geteilt, von denen die eine alle Beobachtungen enthält, bei denen die Einbauten eine **glatte Oberfläche** aus einem reinen Ölfarbenanstrich aufwiesen (Beobachtungen Nr. 1 bis 37), die andere Gruppe aber die Einbauten mit einer **berauhten Oberfläche** zusammenfaßt (Beobachtungen Nr. 38 bis 53). Die berauhte Oberfläche war durch Bestreuung der frisch mit Ölfarbe gestrichenen Oberflächen mit Sand von rund 0,6 mm Durchmesser hergestellt worden.

Diese beiden Rauheitsgrade, auf die sich die Angaben der Zusammenstellung III beziehen, dürften bei Einbauten in der 100 = fachen Größe der Modelleinbauten etwa denjenigen glatter Pfeiler- und Widerlager-Oberflächen aus Beton oder fein gestockten Quadern, bzw. solchen aus rauhen Bruchsteinen oder gespitztem Quadermauerwerk entsprechen.

<sup>1</sup> Die Beobachtung Nr. 25 enthält zwei Einzelbeobachtungen, die mit Nr. 25 a und 25 b bezeichnet wurden. Bei Nr. 25 a waren 8 einzelne rechteckige Pfeiler von je 1,5 m Breite vorhanden. Bei Nr. 25 b wurden diese 8 Pfeiler zu einem 12 m breiten Klotz von gleichfalls rechteckigem Querschnitt zusammengeschoben. Auffallenderweise ergab sich bei dieser Vereinigung der 8 getrennten Pfeiler zu einem einzigen Einbau, der mehr als 1/3 der Sohlenbreite dem Abfluß entzog, nur eine ganz kleine Änderung der Stauhöhe, und zwar eine Vergrößerung um 3,4%.

Die **erste Hauptgruppe** der Beobachtungen für **glatte Einbauten** wurde nach der Art und Form der Einbauten wieder in drei Untergruppen geteilt, die mit I, II und III bezeichnet wurden.

Die **Gruppe I** enthält die Beobachtungen, bei denen die Einbauten lediglich aus beiderseitig schlank **zugespitzten** Pfeilern bestanden (Punkte Nr. 1—12). In diese Gruppe wurde auch ein einziger untersuchter Fall mit **halbkreisförmig** begrenzten Pfeilern (Punkt Nr. 13) aufgenommen.



**Abb.26** Bestimmung des Staubeiwertes  $b_s$  in der Formel für die Stauhöhe:  $z = b_s \cdot \Delta h \cdot \delta f \cdot F$  getrennt für die einzelnen Arten der Einbauten.

Die **Gruppe II** enthält die Untersuchungen, bei denen in das Flußbett **rechteckig** begrenzte Widerlager und beiderseitig schlank **zugespitzte** Zwischenpfeiler eingebaut waren (Punkte Nr. 14—19).

Die **Gruppe III** umfaßt die Beobachtungen bei **rechteckig** begrenzten Pfeilern (Punkte Nr.: 20—37).

Die **zweite Hauptgruppe** faßt das Ergebnis der Versuche mit **berauhten Einbauten** zusammen und enthält gleichfalls 3 Untergruppen IV—VI mit Einbauten der gleichen Gestalt, wie sie bei den Gruppen I—III der ersten Hauptgruppe benutzt wurden.

Die **Gruppe IV** mit schlank **zugespitzten** Pfeilern umfaßt die Punkte Nr.: 38—42.

Die **Gruppe V** mit **rechteckig** begrenzten Widerlagern und schlank **zugespitzten** Pfeilern enthält die Punkte Nr.: 43—48.

Die **Gruppe VI** mit **rechteckig** begrenzten Pfeilern umfaßt die Punkte Nr.: 49—53.

Die Auftragung der den ausgeführten Beobachtungen entsprechenden Punkte Nr.: 1—53 in Textabb. 26 erfolgte getrennt für die einzelnen Gruppen I—VI von rechtwinkligen Axen aus, deren Schnittpunkte  $P_1$  bis  $P_6$  wagrecht soweit gegeneinander versetzt wurden, daß eine genügende Trennung der zu den einzelnen Gruppen gehörenden Punkte eintrat. Durch die Schnittpunkte der Axen  $P_1$  bis  $P_6$  wurden die zu einander parallelen Geraden hindurch gelegt, welche der Formel VI entsprechen.

Die Beobachtungspunkte sind mit den die Formelwerte festlegenden Geraden durch lotrechte Anschlußlinien verbunden, deren Länge die Größe der Abweichungen der beobachteten  $z =$  Werte von den nach der Formel VI berechneten Stauhöhen festlegt.

Die Auftragungen zeigen, daß im allgemeinen in allen 6 Gruppen eine gute Annäherung der Beobachtungswerte an die Formelwerte vorliegt. Von den 54 aufgetragenen beobachteten Stauhöhen zeigen im ganzen nur 11 Abweichungen von mehr als 10% vom Formelwert. Rund 80% der Beobachtungen weichen daher um weniger als 10% von den Formelwerten ab. Mit zwei Ausnahmen sind die beobachteten Stauhöhen, die über 10% Abweichung vom Formelwert aufweisen, größer, als der Formelwert. Diese Mehrbeträge der beobachteten Stauhöhen entfallen fast ausschließlich auf Beobachtungen mit 2 Pfeilern, bei denen die in der Flußmitte gemessene Stauhöhe bei dem etwas gering gewählten Axabstand der Pfeiler von 12 m die mittlere für den ganzen Flußquerschnitt bestimmte Stauhöhe nicht unwesentlich übertrifft. Es kann daher angenommen werden, daß die Formelwerte mit den mittleren Stauhöhen erheblich besser übereinstimmen, als es bei den in der Flußmitte gemessenen Stauhöhen der Fall ist. Das bei den Beobachtungen erzielte Ergebnis muß schon in Anbetracht der Schwierigkeit der genauen Bestimmung der Stauhöhen als durchaus befriedigend bezeichnet werden und übertrifft bei weitem das vor Durchführung der Versuche erwartete.

Bei einer größeren Zahl von Beobachtungspunkten und auch bei einigen ganzen Beobachtungsreihen sind die Abweichungen der beobachteten Werte von den Formelwerten sogar besonders klein.

Die Mehrzahl aller ausgeführten Beobachtungen beziehen sich auf den Abfluß von 550 cbm/Sek. Auffallend erscheint, daß die geringe Anzahl von Stauhöhen, die in der Gruppe I für kleinere Wasserführungen von 100, 250 und 400 cbm/Sek und für größere Wassermengen von 700 und 1000 cbm/Sek aufgenommen wurden, eine weniger gute Übereinstimmung mit den Formelwerten zeigen, als die Beobachtungen für den mittleren Wasserabfluß von 550 cbm/Sek. Es könnte daran gedacht werden, daß dies darauf zurückzuführen ist, daß das Ähnlichkeitsgesetz, das der Stauformel zugrunde gelegt wurde, beim Brückenstau nicht mit ausreichender Genauigkeit zutrifft. Dem widerspricht aber, das bei der Linie I sowohl bei den Abflußmengen unter, als auch bei denen über 550 cbm/Sek die Beobachtungswerte die Formelwerte an Größe übertreffen, und daß das gleiche auch bei einigen Werten für den Abfluß von 550 cbm/Sek zutrifft. Wäre die Abweichung auf das Nichtzutreffen des Ähnlichkeitsgesetzes zurückzuführen, so hätte erwartet werden müssen, daß die Verbindungslinie der Beobachtungspunkte sich mit der Formellinie kreuzen würde. Die Mehrbeträge für den beobachteten Stau dürften im wesentlichen darauf zurückzuführen sein, daß bei allen Untersuchungen mit Abflußmengen unter und über 550 cbm/Sek gerade 2 Strompfeiler Anwendung gefunden haben, wobei die Überhöhung des Wasserspiegels in der Strommitte der mittleren Lage gegenüber zur Feststellung zu großer Stauhöhen führt. Daß die abgeleitete Formel auch für kleinere und größere Wassermengen brauchbare Ergebnisse liefern kann, zeigen die Beobachtungen der Gruppe III, für rechteckige Pfeiler, bei der sowohl bei 250 und 400 cbm/Sek, als auch bei den großen Abflußmengen von 700 und 1000 cbm/Sek mit den Formelwerten besonders gut übereinstimmende Beobachtungen erzielt wurden. Bei der kleinsten verwandten Abflußmenge von 100 cbm/Sek wurde allerdings auch bei 2 rechteckig begrenzten Pfeilern eine den Formelwert übersteigende Stauhöhe beobachtet.

In Textabb. 27 sind die sämtlichen 54 in Textabb. 26 enthaltenen, aber dort für 6 verschiedene Axensysteme getrennt aufgetragenen Beobachtungen in der halben Größe für das gleiche Axensystem nochmals zusammengestellt worden.

Auf Textabb. 28 sind dagegen nur die Beobachtungen Nr.: 1—19 aufgetragen und mit der Geraden in Vergleich gestellt worden, welche die vereinfachte Formel VII für glatte Einbauten wiedergibt. Auch diese Auftragungen lassen erkennen, daß die Beobachtungen im allgemeinen sehr gut mit den Geraden zusammenfallen, welche den aufgestellten beiden Stauformeln VI und IX entsprechen.

Bei Textabb. 28 scheint die Formellinie etwas zu niedrig zu liegen. Eine bessere Übereinstimmung hätte erzielt werden können, wenn für den Wert  $b_s' = 6,0$  etwa der Wert  $b_s' = 6,15$  gewählt worden wäre. Es schien aber angezeigt bei Bestimmung der Stauhöhe, bei der eine Annäherung auf 5% schon als durchaus befriedigend

betrachtet werden muß, den runden Zahlenwert 6,0 beizubehalten. Dabei wurde auch berücksichtigt, daß die aufgetragenen Punkte infolge der Messung der Stauhöhe in der Strommitte namentlich bei den kleineren für einen und besonders für zwei Strompfeiler geltenden Stauhöhen wegen der Überhöhung des Wasserspiegels in der Strommitte etwas zu hoch liegen.

Aus den Auftragungen der Textabb. 27 und 28 kann entnommen werden, daß die abgeleiteten Formeln jedenfalls zur Bestimmung der bei den Modellversuchen auftretenden Stauhöhen die besten Dienste leisten können.

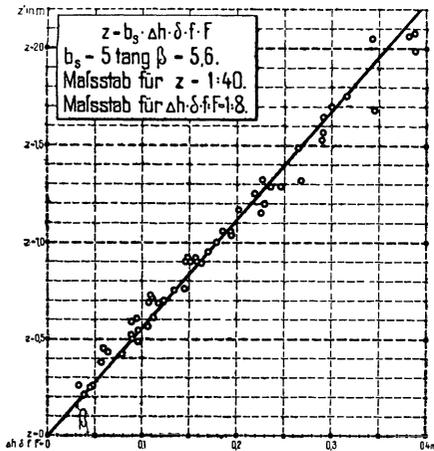


Abb. 27. Gemeinschaftliche Auftragung aller in Abb. 26 enthaltenen Messungs-Punkte zur Bestimmung des Staubeiwertes  $b_s$  in der Formel:

$$z = b_s \cdot \Delta h \cdot \frac{\delta \cdot f}{F}$$

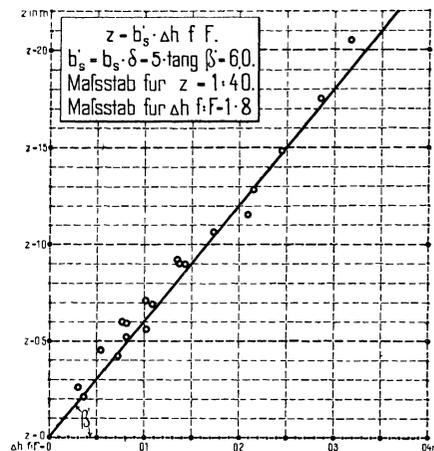


Abb. 28. Auftragung der in Abb. 26 enthaltenen Messungs-Punkte Nr. 1—19 zur Bestimmung des Staubeiwertes  $b'_s$  in der vereinfachten Formel:

$$z = b'_s \cdot \Delta h \cdot \frac{f}{F}$$

Nach den früheren Ausführungen kann aber auch mit großer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß diese Stauformeln infolge ihrer Ableitung auf Grund des Ähnlichkeitsgesetzes auch für die Bestimmung des Staues für die viel größeren Verhältnisse der Wirklichkeit brauchbare Ergebnisse in Aussicht stellen.

Bei der Verwendung dieser Formeln muß allerdings berücksichtigt werden, daß die Stau bei rein strömenden Abfluß. selben keine allgemeine Gültigkeit besitzen, sondern nur für den einen Sonderfall aufgestellt wurden, bei dem das Wasser beim Durchfluß durch die Einbauten seinen Fließzustand — wenn auch nur vorübergehend — vom »Strömen« zum »Schießen« ändert, wobei beträchtliche Energiemengen verbraucht werden, was sich in einer verhältnismäßig großen Stauhöhe äußert. Diese Änderung des Fließzustandes zwischen den Einbauten tritt nur bei reißenden Flüssen mit erheblichem Gefälle ein, wie sie dem Gebirgslande eigentümlich sind.

Bei den Flachlandströmen und bei den meisten Flüssen des Hügellandes ist das Gefälle, und infolge dessen auch die Abflußgeschwindigkeit wesentlich kleiner, als bei den Gebirgsflüssen. Infolgedessen wird das Wasser auch zwischen den Einbauten meist den **strömenden Abfluß** beibehalten, wenn nicht eine sehr starke Einengung des Abflußquerschnittes durch zahlreiche und breite Einbauten vorliegt. Dabei werden kleinere Energieverluste und infolge dessen auch erheblich kleinere Stauhöhen erwartet werden müssen, als sie aus den Formeln VI, VII und IX hervorgehen.

Die für diese Verhältnisse durchgeführten Beobachtungen, die sich nur auf einige allgemeine und noch nicht nachgeprüfte Vorversuche erstrecken konnten, gestatten es noch nicht, sichere Schlüsse auf die Größe des bei rein strömenden Abfluß auftretenden Staues zu ziehen, oder gar eine Formel für die Größe dieses Staues abzuleiten.

Nur soviel ging aus diesen Versuchen schon klar hervor, daß die Stauhöhen, wenn der Abfluß auch zwischen den Einbauten strömend bleibt, ganz erheblich kleiner ist, als aus den für den Brückenstau bei wechselnder Fließart des Wassers abgeleiteten Formeln hervorgeht. Das Ergebnis der Versuche entspricht in dieser Beziehung durchaus den Erwartungen. Es führte zu der Überzeugung, daß die **Höhe des Brückenstaues meist erheblich überschätzt wird.**

Eine genauere Untersuchung der Größe des Brückenstaues, der auftritt, wenn das Wasser den Fließzustand des Strömens auch zwischen den Einbauten beibehält, muß den für die nächste Zeit geplanten Modellversuchen vorbehalten bleiben.

Stau bei schießendem  
Abfluß.

Kommt das Wasser schon im Flußlauf ohne Einbauten **schießend** zum Abfluß, was nur bei sehr starken Gefällen eintritt, so erübrigt sich eine Bestimmung der Stauhöhe, weil in diesem Fall die Stauhöhe oberhalb der Einbauten zu Null werden muß. Denn es ist eine Übertragung der Wirkungen der Einbauten stromaufwärts bei schießendem Wasserabfluß ausgeschlossen, da die Abflußgeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit übertrifft.

Die Wirkungen der Einbauten werden sich in diesem Fall nur stromabwärts der Einbauten geltend machen.

Wirkung einer Verbreite-  
rung des Flußbettes.

Zum Schlusse dieser Ausführungen möge noch darauf hingewiesen werden, daß die verbreitete und auch in Lehrbüchern vertretene Ansicht, daß es möglich sei, durch eine dem Querschnitt der Einbauten flächengleiche Vergrößerung des Abflußquerschnittes den Brückenstau zum Verschwinden zu bringen, unrichtig ist.

Zunächst ruft bei strömendem Wasserabfluß schon die Verbreiterung des Flußbettes eine Hebung des Wasserspiegels, das heißt einen Stau hervor, weil sich bei nicht oder doch nur wenig geänderter Energie-Linie die Geschwindigkeitshöhen infolge der abnehmenden Abflußgeschwindigkeiten des Wassers verringern. Diese Hebung des Wasserspiegels ist bei schnell fließenden Gewässern keineswegs unbedeutend.

Bei dem trapezförmigen Flußbett der Siſil mit unter 4 : 5 abgeöschten Ufern ruft zum Beispiel bei einer Wassertiefe von 3,40 m im unverbreiterten Flußbett und einem Hochwasserabfluß von 550 cbm/Sek eine Verbreiterung der Flußsohle von 34 auf 42 m eine Hebung des Wasserspiegels um 0,44 m hervor. Das ist aber schon gerade die nach Formel VI berechnete, durch 2 spitze Pfeiler von je 1,50 m Breite hervorgerufene Höhe des Brückenstaus im unverbreiterten Fluß, die mit der nach Nr. 4 der Zusammenstellung III beobachteten Stauhöhe von 0,42 m gut übereinstimmt.

Zu diesem durch die Verbreiterung hervorgerufenen Stau kommt nun aber noch der Brückenstau selbst hinzu, der sich allerdings infolge der beträchtlichen Vergrößerung des Querschnittes  $F$  von 0,44 m auf 0,19 m verringert. Der Gesamtstau nach der Flußverbreiterung stellt sich demnach auf 0,63 m gegenüber nur 0,44 m im unverbreiterten Fluß.

Der Mehrbetrag der Hebung des Wasserspiegels dicht oberhalb der Einbauten verringert sich allerdings infolge der Abnahme des Reibungsgefälles im verbreiterten Fluß noch um einen kleinen Betrag, der aber nur bei Ausdehnung der Verbreiterung auf eine sehr beträchtliche Flußlänge im Stande sein würde, den Stau im verbreiterten Fluß auf das im unverbreiterten Fluß eintretende Maß herabzumindern.

**Eine Verbreiterung des Flußbettes ruft demnach dicht oberhalb der Einbauten einer Brücke eine Vergrößerung des Staus hervor.**

Diese vergrößerte Stauhöhe wird allerdings stromaufwärts auf der Übergangsstrecke zum unverbreiterten Fluß infolge des hier bei dem verzögerten Abfluß auftretenden negativen Geschwindigkeitsgefälles schnell abnehmen, wobei sich oberhalb des Beginnes der Verbreiterung eine kleinere Hebung des gestauten Wasserspiegels ergibt, als sie im unverbreiterten Flußbett auftreten würde. Insofern wird eine Verbreiterung des Flußbettes an der Brückenbaustelle bei der meist nur mäßigen Längenerstreckung der Verbreiterung doch die Stauhöhen auf dem größten Teil der Staustrecke herabsetzen.

Die Hebung des Wasserspiegels durch die stehenden Einbauten einer Brücke wird sich aber auch durch eine starke Verbreiterung des Flußbettes nicht vollständig beseitigen lassen. Die an eine Verbreiterung des Flußbettes geknüpften Erwartungen werden daher in den meisten Fällen nicht erfüllt werden. Die durch die Verbreiterung hervorgerufene Vergrößerung des Staus in der verbreiterten Flußstrecke selbst kann sogar von Nachteil sein.

**Das beste Mittel zur Verminderung des Brückenstaus ist die möglichste Herabsetzung der Anzahl und der Breite der stauenden Einbauten, sowie die möglichst schlanke und glatte Ausbildung derselben.**

### C. Die Wirkung der Wasserwalzen auf den Brückenstau.

Einfluß der Uferwalzen  
auf den Stau.

Auch der Einfluß, den die Wasserwalzen auf die Entstehung und die Größe des Brückenstaus ausüben, bedarf noch einer genaueren Untersuchung.

Wenn durch die Einwirkung der Brückeneinbauten in einem Flußlauf größere Wasserwalzen entstehen, die einen erheblichen Teil des Abflußquerschnittes

der Wasserableitung entziehen, wie es bei der in Textabb. 19 auf Seite 29 dargestellten Skizze eines Flußbettes mit Uferwalzen der Fall ist, so kann das nicht ohne Einfluß auf die Lage des Wasserspiegels und die auftretende Stauhöhe bleiben. Die Walzen wirken — abgesehen von der in anderer Größe auftretenden Wandreibung — ähnlich wie feste Einbauten von der Größe der Wasserwalzen. Sie vergrößern durch die Einschränkung der Abflußquerschnitte des Wasserstromes die Geschwindigkeiten. Dabei werden die Reibungsgefälle verstärkt, da dieselben etwa proportional dem Quadrat der mittleren Geschwindigkeiten anwachsen. Eine weitere Steigerung der Reibungsgefälle kann aber auch noch dadurch hervorgerufen werden, daß die Rauigkeitsbeiwerte an den Grenzen zwischen dem Wasserstrom und den Walzen größer werden, als zwischen dem Wasserstrom und den festen Wandungen des Bettes. Auf Seite 32 wurde bereits auf diese Tatsache hingewiesen, die sich daraus erklärt, daß die nicht unbedeutlichen Energiemengen, die zur Ersetzung der in den Wasserwalzen dauernd in Wärme umgesetzten Bewegungsenergie erforderlich sind, dem Wasserstrom entnommen werden müssen.

Der durch Wasserwalzen bedingte vermehrte Energieverbrauch muß sich bei strömendem Wasserabfluß in der in Textabb. 13 auf Seite 22 dargestellten Weise in einer Hebung der Energie-Linie äußern, die am unteren Walzenende beginnt und sich in stromaufwärts zunehmender Höhe bis zum oberen Ende der Walzen, bezw. der die Walzen hervorrufenden Einbauten erstreckt, um dann weiter aufwärts allmählich wieder an Größe abzunehmen.

Die Hebung der Energie-Linien oberhalb der Einbauten ruft aber eine Hebung des Wasserspiegels und damit eine Vergrößerung der Stauhöhe hervor. Unterhalb der Einbauten auftretende Wasserwalzen üben demnach einen Einfluß auf die Höhe des Brückenstaus aus, dessen Größe sich, wie diejenige des Brückenstaus selbst, als Reibungsstau der theoretischen Festlegung entziehen muß. Nur Beobachtungen in der Natur oder an Flußmodellen werden imstande sein, die Größe der Einwirkung der Wasserwalzen auf den Brückenstau wenigstens einigermaßen festzulegen. Eine genaue Bestimmung dieser Einwirkung in der Natur ist deshalb besonders schwierig, weil es kaum möglich sein wird, den durch die festen Einbauten selbst hervorgerufenen Teil des Brückenstaus von der durch die Walzen verursachten Vergrößerung scharf zu trennen, zumal wenn es sich um den Stau bei einem großen Hochwasser handelt, dessen Festlegung wegen des seltenen Auftretens und der kurzen Dauer der Hochfluten schon ohnedies schwer durchführbar ist. Auch eine Lösung dieser Aufgabe am Modell ist nicht einfach und wohl nur näherungsweise durchführbar.

Über die Entstehung und die Größe von Wasserwalzen bei Brückeneinbauten wurden seither nur einzelne genauere Modellversuche durchgeführt. Das Ergebnis von zwei verschiedenen Aufnahmen dieser Art ist auf Plan 13 dargestellt.

Es handelt sich um die Untersuchung der Walzenbildungen, die bei einem größten Hochwasserabfluß, der dem im Jahre 1845 beobachteten von 2585 cbm/Sek entspricht, im Main oberhalb der Stadt Würzburg auftreten. Das Hochwasserbett des Stromes besitzt hier eine bedeutende Breite, die stellenweise bis über 600 m anwächst. Die bei Hochwasser überfluteten Vorländer sind auf den beiden Ufern des Flusses, dessen Mittelwasserbett 60 bis 100 m Breite besitzt, ziemlich gleichmäßig verteilt. Das rechtsseitige Überflutungsgebiet endet beim Profil 17 b in der Nähe der Frühlingsstraße, da das unterhalb liegende Vorgelände zu Bebauungszwecken aufgehöhht und in den Jahren 1904 und 1906 durch Einfassung durch den Ludwigskaai gegen den Fluß hin steil begrenzt wurde. Das linksseitige Überflutungsgebiet nimmt unterhalb der Frühlingsstraße allmählich an Breite ab und endet bei der im Jahre 1896 erbauten Ludwigsbrücke, die 5 Durchflußöffnungen von einer größten Gesamtbreite von rund 178 m aufweist. Unterhalb der Ludwigsbrücke tritt der Fluß in die Altstadt von Würzburg ein, wo er beiderseitig seit langem mit Ufermauern eingefafßt ist und einen Hochwasserquerschnitt aufweist, dessen Breite stellenweise nur 110—130 m beträgt. Rund 725 m unterhalb der Ludwigsbrücke liegt die alte Mainbrücke, an welcher der Fluß durch eine niedrige Wehranlage aufgestaut ist, deren Rückstau bei kleinen Wasserständen sich in der ganzen auf Plan 13 dargestellten Flußstrecke geltend macht. Das gemittelt 600 m breite Hochwasserbett oberhalb der Frühlingsstraße wird 2050 m oberhalb der Ludwigsbrücke von der Heidelberg—Würzburger Eisenbahn gekreuzt, zu deren Überführung

Modell des Mains bei  
Würzburg.

im Jahr 1862 die Heidingsfelder Eisenbahnbrücke erbaut wurde, die 8 Flutöffnungen von zusammen 175 m Breite besitzt. In den beiderseitig an die Brücke anschließenden, im Überflutungsgebiet des Maines erbauten Bahndämmen befinden sich 3 Straßendurchlässe mit zusammen 34,5 m Breite, die bei Hochwasser auch der Wasserableitung dienen.

Die im Modell untersuchte Flußstrecke beginnt reichlich 300 m oberhalb der Heidingsfelder Eisenbahnbrücke und erstreckt sich auf rund 2500 m Länge abwärts bis reichlich 100 m unterhalb der Ludwigs-Straßen-Brücke.

Die große Länge der zu untersuchenden Flußstrecke, namentlich aber die beträchtliche Breite des Überflutungsgebietes zwangen zur Wahl eines starken Verkleinerungsmaßstabes für das Modell, wenn dasselbe in der 2 m breiten, großen Versuchsrinne für Flußbau-Versuche des Karlsruher Flußbaulaboratoriums<sup>1</sup> Platz finden sollte. Bei einer Ausführung des Modelles unter Wahl eines Modell-Maßstabes von 1 : 500 der wirklichen Größe für die Längen und Breiten ließ sich das Modell gerade noch in der vorhandenen Rinne unterbringen. Das Modell erhielt dabei eine größte Längenerstreckung von über 5 m und mit dem am unteren Ende anschließenden, zur Regelung der Wasserspiegellage dienenden Ansatzstück eine solche von rund 6 m.

Verzerrte Modelle.

Der starke Verkleinerungsmaßstab des Modelles von 1 : 500, zu dem die räumlichen Verhältnisse der Versuchsanlage, aber auch die Schwierigkeit, ein noch größeres Modell anzufertigen, zwangen, verhinderte die Verwendung eines unverzerrten Modellmaßstabes. Denn bei Verkleinerung auch der Höhen auf 1 : 500 der wirklichen Größe würden die größten Höhenunterschiede in der Lage der Oberfläche des Modelles weniger als 2 cm betragen haben; die Wassertiefen auf den Vorländern aber nur wenige Millimeter.

An die Ausführung eines so flachen Modelles konnte nicht gedacht werden, da die bei einem so großen Modell wegen Ungenauigkeiten der Ausführung und wegen der elastischen Durchbiegungen unvermeidlichen kleinen Fehler in der Höhenlage der Oberfläche die Wassertiefen in unzulässiger Weise beeinflußt haben würden. Es wäre ferner bei den geringen Wassertiefen auf den Vorländern die Adhäsion des Wassers an den Wandungen des Modelles in störender Weise in die Erscheinung getreten. Auch würde es nicht möglich gewesen sein, den Wandungen die richtige Rauigkeit zu geben, die sich für den Mittelwert  $N=1:34,5$  für die Vorländer im wirklichen Fluß nach der Formel von Ganguillet und Kutter bei  $R=3,6$  m zu  $n=1:143,5$ , nach der abgeänderten Formel IX auf Seite 46 aber zu  $n'=1:96,5$  berechnet. Beide Rauigkeitsgrade sind auch bei größter Glätte des Modelles nicht zu erreichen. Endlich wäre aber auch bei dem Verkleinerungsmaßstab 1 : 500 zu befürchten gewesen, daß bei den auf den Vorländern des Mains auftretenden kleinen Wassergeschwindigkeiten bei richtiger, dem Modellmaßstab von 1 : 500 entsprechender Verkleinerung der Abflußgeschwindigkeiten auf den 22,4. Teil der Geschwindigkeit im wirklichen Fluß gleitendes Wasser aufgetreten sein würde, wodurch die Modellversuche ihren Wert ganz verloren haben würden.

Die verschiedenen angegebenen Nachteile eines auch in den Höhen auf 1 : 500 verkleinerten Modelles führten zu dem Entschluß, das Modell in fünffach verzerrtem Maßstab auszuführen, indem die Höhen nur hundertfach verkleinert wurden.

Gegen Modelle im verzerrten Maßstab bestehen allerdings wesentliche Bedenken, da die Versuche nur dann näherungsweise richtige Ergebnisse liefern können, wenn es gelingt, die Reibungsgefälle durch eine richtige Berauhung der Wandungen entsprechend dem Verzerrungsmaßstab, demnach bei fünffacher Verzerrung, auch um das fünffache zu vergrößern, damit sie mit dem Gefälle der Sohle und mit den Geschwindigkeitsgefällen bei richtiger Wahl der für die Versuche erforderlichen Wassermengen übereinstimmende Werte ergeben. Da bei einem starken Verkleinerungsmaßstab die Rauigkeit der Wandungen bei den Modellen sehr klein wird, sodaß es oft nicht einmal möglich ist, genügend glatte Wandungen herzustellen, bereitet die Erhöhung der Wandreibungen an und für sich keine großen Schwierigkeiten, sodaß die Erzielung brauchbarer Ergebnisse an Modellen im verzerrten Maßstab durchaus möglich ist. Es treten allerdings auch bei verzerrten Modellen die gleichen Schwierigkeiten, wie bei den unverzerrten Modellen auf, die darin bestehen, daß für kleine Modelle zuverlässige Abflußformeln und genügende Erfahrungen in der richtigen Be-

<sup>1</sup> Das Flußbaulaboratorium der Großherzogl. Technischen Hochschule »Fridericiana« in Karlsruhe. Zeitschrift für Bauwesen 1903.

rauhung der Modellwandungen zur Zeit noch fehlen. Auch im vorliegenden Modell war die Berauhung der Wandungen, wie die später gewonnenen Erfahrungen gezeigt haben, zu gering gewählt worden. Es wurde aber durch nachträgliche Vergleichsversuche an dem mit grobem Sand bestreuten Modell festgestellt, daß der Einfluß der Berauhung auf die Größe und Form der Walzen sehr gering ist und im vorliegenden Fall kaum wahrnehmbar war.

Für die folgenden Betrachtungen über die Art und den Einfluß der Wasserwalzen war das Modell daher trotz seiner zu großen Glätte sehr wohl verwendbar. Die erzielten Ergebnisse dürften denen im natürlichen Flußbett gut entsprechen.

Die allgemeine Anordnung des Modelles geht aus Phot. 64 hervor. Dieses Bild zeigt, daß im Überschwemmungsgebiet verschiedene Einbauten vorhanden sind, die natürlich den Wasserabfluß und die Walzenbildungen beeinflussen müssen.

Aufnahme der Stromlinien.

An dem Modell nach Phot. 64 wurden zwei verschiedene Aufnahmen der Strömungslinien durchgeführt. Die eine Aufnahme fand an dem Modell mit den verschiedenen Einbauten, den erhöhten Wegen, Gartenmauern und Häusern statt, wobei infolge dieser Abflußhindernisse zahlreiche Störungen im Wasserabfluß und viele kleine örtliche Walzen auftraten, welche das Abflußbild sehr unübersichtlich gestalteten. Die zweite Aufnahme erfolgte an dem von den künstlich geschaffenen Einbauten freien Modell, wobei der allein durch die Einbauten der Brücke beeinflusste Wasserabfluß deutlich und großzügig in die Erscheinung trat. Diese zweite Aufnahme ist in Abb. 1 auf Plan 13 zur Darstellung gebracht worden.

Die Aufnahmen erfolgten in der Weise, daß an möglichst zahlreichen Punkten der Oberfläche des Modellflußlaufes die Stromrichtungen mit einem eigens zu diesem Zweck hergestellten Richtungsmesser bestimmt wurden. In den meisten Fällen war es möglich, die Richtungslinien der Wasserfäden in so genauer Weise festzulegen, daß sich bei wiederholten Messungen im allgemeinen nur Abweichungen von 1 bis 2 Grad ergaben, was auf das Vorhandensein eines unveränderlichen Strömungsbildes hinwies. Nur an einzelnen Stellen, an denen stärkere Krümmungen der Strombahnen auftraten, war das Abflußbild weniger feststehend. Namentlich bei kleinen Schwankungen des Wasserspiegels änderten die einzelnen Stromfäden leicht ihre Richtung. Im allgemeinen aber ließ sich das ganze Abflußbild sicher festlegen. Besondere Sorgfalt wurde auf die Bestimmung der Scheideflächen der Wasserwalzen verwandt, deren Lage nach Einbringung von Farbstoffen in das Wasser leicht bestimmbar war. Die Grenzen der Wasserwalzen wurden durch Geschwindigkeitsmessungen so bestimmt, daß die in den Wasserwalzen aufwärts und abwärts fließenden Wassermengen etwa gleich groß waren.

Das Bild der auftretenden Uferwalzen geht aus Abb. 1 auf Plan 13 klar hervor. Die im Sinne des Uhrzeigers drehenden **Rechtswalzen** sind durch **rote** Färbung, die entgegengesetzt drehenden **Linkswalzen** aber durch **grüne** Färbung kenntlich gemacht worden, während der **Wasserstrom** selbst **blau** angelegt und das **Mittelwasserbett** durch **lila** Färbung besonders hervorgehoben wurde.

Form der Uferwalzen.

Wenn keine Durchlässe in den an die eigentliche Brücke anschließenden Dämmen vorhanden gewesen wären, würde ein der Textabb. 19 auf Seite 29 sehr ähnliches Bild mit zwei kleinen Uferwalzen oberhalb und zwei großen Uferwalzen unterhalb der Brücke, sowie mit einigen kleineren Nebenwalzen in den Ausbuchtungen der Ufer entstanden sein.

Dieses Grundbild wurde indessen durch das die Öffnungen für die Straßendurchlässe durchströmende Wasser wesentlich geändert.

Auf dem **rechten Ufer** wird der Wasserstrom durch den Straßendurchlaß aus der Wasserwalze oberhalb des Brückendamms gespeist. Der Wasserverlust dieser Walze wird durch Speisung vom Hauptstrome aus wieder ausgeglichen, wobei das Wasser hauptsächlich in den dicht über der Sohle liegenden Schichten zufließt. Das durch die Nebenöffnung abströmende Wasser durchbricht die stromabwärts der Brücke liegende große Uferwalze, wobei es unterhalb des Dammstückes zwischen der Seitenöffnung und der Brücke eine Linkswalze hervorruft, neben der an der Flußseite eine schmale Rechtswalze bestehen bleibt. Diese Rechtswalze reicht aufwärts durch die erste rechte Brückenöffnung hindurch und versperrt einen nicht ganz unbeträchtlichen Teil dieser Öffnung für den Wasserabfluß des Hauptstromes. Nebenuferwalzen treten am rechten Ufer nur in beschränkter Ausdehnung in den Ecken am Ufer unterhalb der Eisenbahnbrücke und

vor der Aufschüttung an der Frühlingsstraße auf. Sie sind als Linkswalzen durch grüne Färbung kenntlich gemacht worden.

Auf dem **linken Ufer** sind zwei Straßenunterführungen vorhanden. In dem näher am Hochwasserufer gelegenen Durchlaß entwickelt sich bei der hohen Lage der Sohle nur ein schwacher Wasserstrom, der aus der Linkswalze oberhalb des Brückendamms gespeist wird und nicht die Kraft besitzt, die große Uferwalze unterhalb der Eisenbahnbrücke zu durchbrechen. Die Gegenströmung in dieser Walze drängt vielmehr den durch den Durchlaß abfließenden Wasserstrom stromaufwärts zurück, wobei dessen Wasser in die Walze aufgenommen wird, sodaß der Wasserstrom nicht weiter verfolgt werden kann und in der großen Uferwalze verschwindet.

Wesentlich kräftiger ist der Wasserstrom durch die andere, der Flußmitte näher liegende Öffnung. Das Wasser fließt aus dem Hauptstrom unmittelbar dieser Öffnung zu, wobei sich oberhalb des Damms zwischen dieser Wegdurchführung und der Strombrücke 2 kleine, nur schwer nachweisbare Walzen bilden. Nach dem Durchfließen der Unterführung durchbricht der Wasserstrom, wie derjenige auf der rechten Flußseite die große Uferwalze unterhalb der Brücke und spaltet von ihr zwei gegeneinander drehende kleine Walzen unterhalb des Damms am Widerlager der Strombrücke ab.

Zwischen der großen Linkswalze, die sich auf dem linksseitigen Überschwemmungsgebiet bildet, und dem Ufer tritt noch eine langgestreckte, schmale Nebenwalze mit Rechtsdrehung auf.

Die Betrachtung der Abb. 1 auf Plan 13 läßt erkennen, daß in der rund 1000 m langen Flußstrecke von der Heidingsfelderbrücke bis zum Ende des rechtseitigen Vorlandes an der Frühlingsstraße weit über die Hälfte der ganzen Oberfläche des Flusses durch Uferwalzen ausgefüllt und dadurch der Wasserableitung entzogen ist. Diese Walzen reichen in wenig geänderter Form bis zur Flußsohle hinunter. Der eigentliche Wasserstrom aber, dem die Wasserableitung allein zufällt, bildet sich so aus, daß seine Breite von der Brücke stromabwärts ganz stetig auf die Breite des Hochwasserspiegels in dem durch den Hochkai eingegengten Hochwasserbett zunimmt, wobei die Mittellinie des Wasserstromes eine nur wenig gekrümmte Lage aufweist. Auf dieser ganzen Flußstrecke ist der Wasserablauf verzögert. Das auftretende negative Geschwindigkeitsgefälle übertrifft das positive Reibungsgefälle an Größe, sodaß der Wasserspiegel dicht oberhalb der plötzlichen Einengung an der Frühlingsstraße höher liegt, als 1000 m oberhalb dicht unter der Brücke. Daß auf dieser Flußstrecke tatsächlich ein Gegengefälle auftritt, kann aus dem Entstehen der Wasserwalzen geschlossen werden, da sich die im Modell auf etwa 2 m Länge erstreckende Gegenströmung vor den Ufern nur aus dem Umstand erklären läßt, daß der Wasserspiegel am unteren Ende der Uferwalzen höher liegt, als am oberen Ende unmittelbar unterhalb der Eisenbahnbrücke. Ein sehr sorgfältig durchgeführtes Längennivellement des Wasserspiegels hat denn auch dieses Gegengefälle in der allerdings nur geringen Höhe von 0,7 mm im Modell, entsprechend 0,07 m im wirklichen Flußbett, einwandfrei ergeben.

Dieses Beispiel lehrt, daß selbst 1000 m unterhalb einer Brücke der von dem Einfluß der Brückeneinbauten unberührte Wasserspiegel noch nicht immer erreicht zu werden braucht, und daß zuweilen sehr beträchtliche Teile des mit Wasser gefüllten Flußbettes bei der Bestimmung des der Wasserableitung tatsächlich dienenden Wasserstromes ausgeschaltet werden müssen. Würde im vorliegenden Fall die Berechnung des Wasserspiegels für die Querschnitte des ganzen mit Wasser gefüllten Flußbettes durchgeführt werden, so müßte sich eine ganz falsche Wasserspiegellage mit einem kurzen steilen Wasserabsturz an der Frühlingsstraße ergeben, der in Wirklichkeit bei den stetigen Änderungen der Breite des Wasserstromes nicht vorhanden ist. Für die nach Ausscheidung der von Wasserwalzen ausgefüllten Teile des Flusses verbleibenden »**wirksamen Querschnitte**« ließ sich dagegen die Wasserspiegellage mit guter Annäherung berechnen.

Für die genauere Untersuchung der feineren Abflußvorgänge unmittelbar an der Brücke war das Modell bei seinem starken Verkleinerungsmaßstab wenig geeignet. Die Pfeilerwalzen unterhalb der Brückenpfeiler ließen sich daher in ihren Abmessungen nicht genau festlegen. Diese Walzen konnten bei ihrer geringen Größe in die Lagepläne auch nicht eingezeichnet werden. Der scheinbare Stau wurde — auf die Verhältnisse im wirklichen Fluß übertragen — zu rund 0,2 m bestimmt. Der wirkliche

Stau ließ sich nicht zuverlässig feststellen, da die Brücke durch Eiseneinlagen fest mit dem Modell verbunden war und daher nicht beseitigt werden konnte.

In Abb. 2 auf Plan 13 ist dargestellt worden, wie sich der Hochwasserabfluß gestalten würde, wenn ein Teil der zurzeit bei Hochwasser überfluteten und größtenteils mit Wasserwalzen bedeckten Vorländer unterhalb der Heidingsfelder Eisenbahnbrücke eingedeicht werden würde. Die Wasserwalzen oberhalb der Brücke würden in diesem Fall ihre Lage und im wesentlichen auch ihre Gestalt beibehalten. Unterhalb der Brücke würden aber nur noch vor dem an das Widerlager der Brücke am linken Ufer anschließenden Dammstück zwei gegeneinander drehende Walzen bestehen bleiben. Auch für den in dieser Weise eingeschränkten Flußlauf sind die Strömungsrichtungen an zahlreichen Punkten bestimmt worden. Die Richtungsmessungen, die sich bei dem uneingeschränkten Flußlauf in Abb. 1 auf Plan 13 nur auf die Oberflächenströmungen erstreckt haben, sind für den eingedeichten Fluß auch auf die Grundströmungen dicht über der Sohle ausgedehnt worden. Für jeden Beobachtungspunkt sind daher 2 Pfeile eingezeichnet worden, von denen der ausgezogene die **Oberflächenströmung**, der punktierte aber die **Grundströmung** wiedergibt. Zwischen den Richtungen der Oberflächen- und der Grundströmung in denselben Lotrechten kommen zum Teil ziemlich beträchtliche Abweichungen bis über 20° vor.

Spiralförmige Wasserbewegung in Flußkrümmungen.

Werden die Stromlinien an der Oberfläche und am Grunde in den Lageplan des Flusses eingezeichnet, so zeigen die Stromlinien an der Oberfläche deutlich die Neigung, sich in der Flußkrümmung dem hohlen Ufer zu nähern, während die Stromlinien am Grunde dem gegenüberliegenden, vorspringenden Ufer zustreben.

Um die Strömungslinien am Modell selbst sichtbar zu machen und den richtigen Verlauf der durch die Richtungsmessungen festgelegten Oberflächen-Stromlinien durch Oberflächenschwimmer nachprüfen zu können, sind über das Modell hinüber Fäden gespannt worden, an denen verschiebbare Holzperlen aufgehängt waren. Die kugelförmigen kleineren Perlen wurden so eingerichtet, daß die in einer Linie befindlichen Perlenreihen den Oberflächen-Stromlinien, über denen sie hängen, folgen. Die größeren länglichen Perlen sind dagegen über den Grund-Stromlinien aufgehängt. Die Phot. 65 und 66 zeigen das Modell mit den so aufgehängten Perlen stromaufwärts und stromabwärts aufgenommen. Aus dem Verlauf der durch die Perlen gebildeten Linien ist der Verlauf der Stromlinien in den Abbildungen deutlich zu erkennen.

Durch diese Aufnahmen ist der Nachweis durch den Versuch erbracht worden, daß die in Flußkrümmungen vermuteten, durch die Fliehkraft des Wassers hervorgerufenen **Spiralströmungen** tatsächlich in der angenommenen Weise auftreten. Sehr deutlich läßt sich die Überschneidung der Strömungslinien an der Oberfläche und am Grunde in dem von Wasser durchströmten Modell der Phot. 66 erkennen.

Eine Feststellung der Einwirkung der Einschränkung des Flußbettes unterhalb der Brücke durch die Deiche auf den Stau oberhalb der Brücke ließ sich bei den geringen auftretenden Gefällen durch den Versuch nicht einwandfrei erbringen.

#### D. Schlußwort zum dritten Teil.

Die im dritten Teil behandelte Frage des Brückenstaues ist nach den gemachten Angaben durch die angestellten Betrachtungen und die ausgeführten Versuche noch keineswegs völlig geklärt worden. Der Verfasser gedenkt, die begonnenen und im Vorstehenden kurz beschriebenen Untersuchungen weiterzuführen und namentlich noch durch eine genauere Bestimmung der Stauhöhen zu ergänzen, die bei Flußläufen mit einem so geringen Gefälle auftreten, daß das Wasser auch in den durch die Einbauten eingeschränkten Querschnitten strömend zum Abfluß kommt.

Für die noch bevorstehenden Untersuchungen würde es von besonderem Wert sein, wenn die Aufnahmen im Laboratorium mit Beobachtungen an den wirklichen Flußläufen in möglichst zahlreichen Fällen verglichen werden könnten. Der Verfasser richtet daher an die im Wasserbau tätigen Ingenieure die Bitte, ihm etwa vorhandene und in den Akten schlummernde Beobachtungen zur Verfügung zu stellen, und bei sich bietender Gelegenheit eine möglichst genaue Festlegung der bei der Aufstauung fließender Gewässer durch stehende Einbauten auftretenden Erscheinungen durch Vermessungen oder photographische — am besten stereoskopische — Aufnahmen vor-

zunehmen oder zu veranlassen. Nur durch Beobachtungen im Kleinen am Modell und im Großen an den Wasserläufen wird es möglich sein, allmählich Klarheit über die Art der Entstehung und die Größe des Brückenstaus, sowie über die gesamten Abflußerscheinungen an den Brückenpfeilern und Widerlagern zu gewinnen.

#### **Schlußwort.**

Die vorliegende Schrift ist in erster Linie für den im praktischen Wasserbau stehenden Ingenieur bestimmt. Sie soll über eine Anzahl von Fragen, die täglich an den mit den Maßnahmen der Wassernutzung und des Wasserschutzes beschäftigten Ingenieur herantreten auf Grund langjähriger Beobachtungen des Wasserabflusses in der Natur und im Laboratorium Aufschluß geben und zu eigenen Beobachtungen anregen.

Das Buch soll aber auch erneut auf die Wichtigkeit der Untersuchungen über den Wasserabfluß am Modell hinweisen und für die Anlage weiterer wasserbaulicher Versuchsanstalten werben, da nur durch die Zusammenarbeit einer großen Zahl von Laboratorien in absehbarer Zeit die außerordentlich zahlreichen Fragen, die der Wasserabfluß fast bei jedem größeren Wasserbau in neuer Form aufwirft, der Lösung entgegengeführt werden können.

Die seither schon bestehenden Flußbaulaboratorien haben bei der Fülle der auftretenden Probleme und dem Drängen der praktischen Aufgaben vielfach den Fehler gemacht, sich zu früh mit den schwierigeren Fragen des Wasserabflusses im beweglichen Bett zu beschäftigen, zu deren Lösung die Grundlagen noch fehlten. Es mußte das in manchen Fällen zu Enttäuschungen führen. In neuerer Zeit macht sich dagegen ein Bestreben bemerkbar, zunächst einmal die einzelnen Grundfragen der Wasserbewegungslehre der Lösung zuzuführen, indem der Wasserabfluß und seine Wirkungen auf das Bett unter den denkbar einfachsten Verhältnissen untersucht werden. Dieser Weg ist zweifellos richtig und geeignet, allmählich auch die schwierigsten wasserbaulichen Fragen auf dem Weg des Versuches einer sicheren und einwandfreien Lösung zuzuführen.

Der angestrebte Zweck dieser Veröffentlichung wird erfüllt werden, wenn die in ihr niedergelegten Betrachtungen und die diesem Werke beigefügten Pläne und Photographien bei der Lösung von Aufgaben des praktischen Wasserbaues Verwendung finden und zu Untersuchungen und Beobachtungen über die behandelten Fragen des Wasserabflusses auch von anderer Seite Anlaß geben sollten.

66 photographische Aufnahmen  
von Modellversuchen im Flußbaulaboratorium der  
Technischen Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe  
1915—1917

Beilage

zu

Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern  
und ihre

Verwertung für die Ausbildung des Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl  
durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich

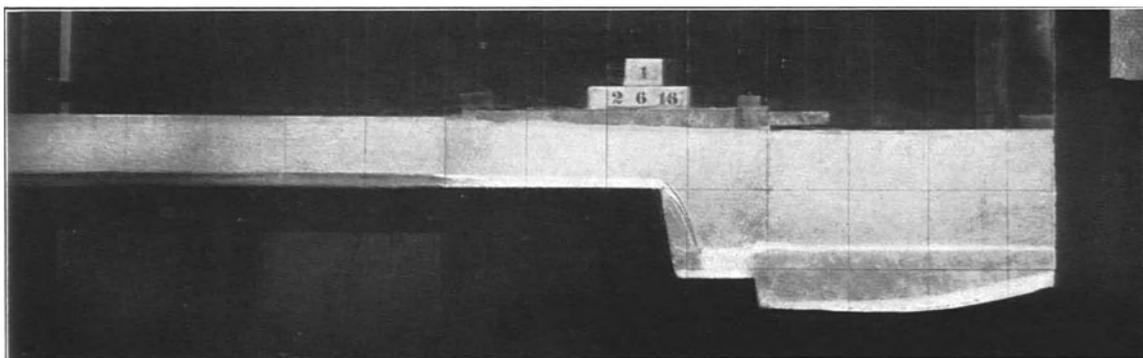
von

TH. REHBOCK.

KARLSRUHE

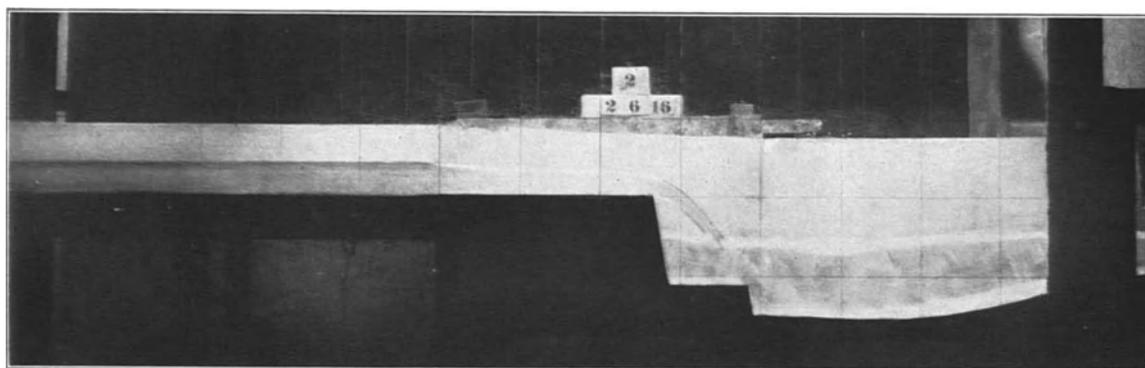
1917

Die Bilder stellen den Wasserabfluß bei den Modellversuchen ohne jede Einzeichnung dar. Die Bearbeitung der Bilder beschränkte sich lediglich auf die Beseitigung einiger kleiner Verletzungen und Abdeckungen außerhalb des Wasserbildes. Es wurden nur bei den Aufnahmen Phot. 12 und 13 die im Bild störenden Anstrichlinien im Unterwasserbett beseitigt und bei den Aufnahmen Phot. 36—39 die Begrenzungen des Wasserspiegels durch Nachzeichnung deutlicher hervorgehoben.



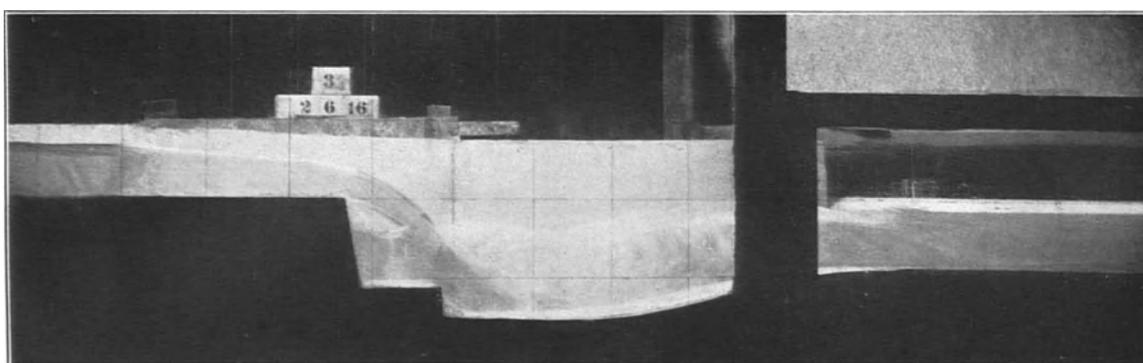
**Phot. 1.**

Abfluß 50 cbm/Sek.



**Phot. 2.**

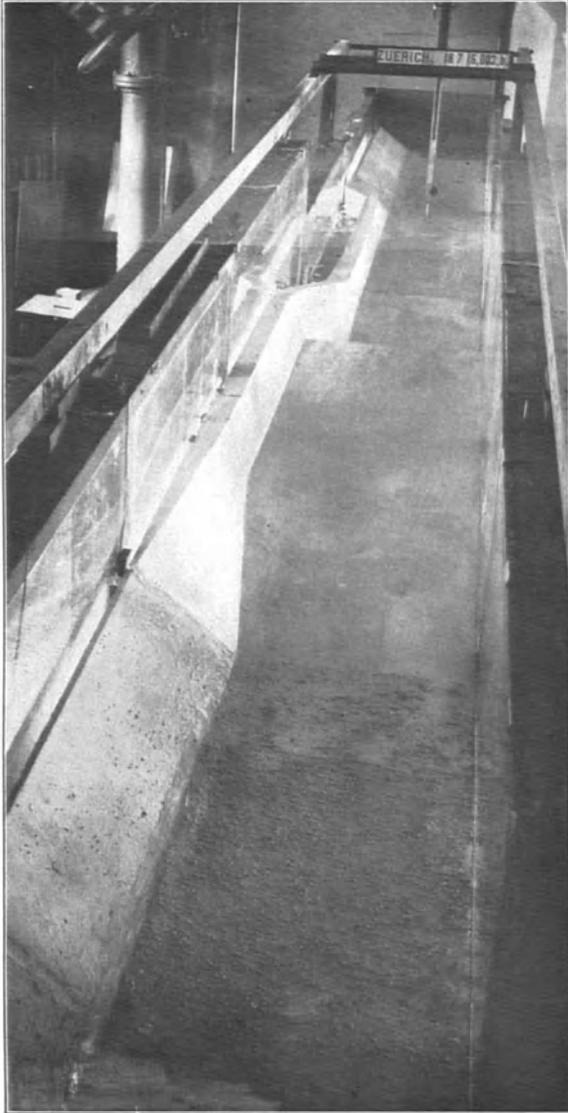
Abfluß 250 cbm/Sek.



**Phot. 3.**

Abfluß 550 cbm/Sek.

**Phot. 1—3.** Halbmodell 1:50 des Sturzüberfalles mit Vorstufe und Sturzbecken nach dem amtlichen Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen. Längenschnitt durch die Flußaxe bei Lüftung des Raumes über der Grundwalze unter dem Strahl.



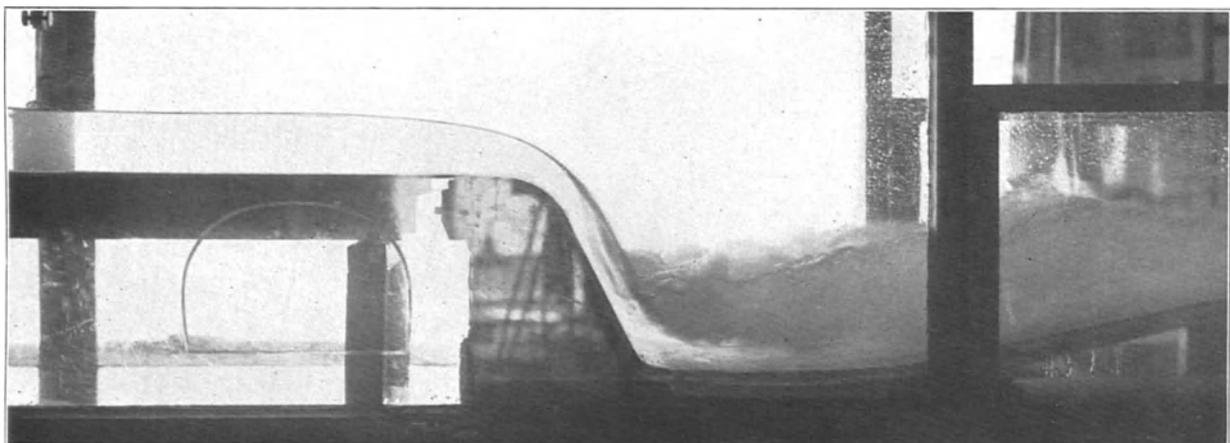
Phot. 4.

Blick stromabwärts auf das Halbmodell 1:50 des Sihl-Bettes mit dem Schußüberfall nach Entwurf I. Im Vordergrund das Oberwasserbett mit dem 35 m langen windschiefen Übergang.



Phot. 5.

Blick stromaufwärts auf das Halbmodell 1:50 des Sihl-Bettes mit dem Sturzüberfall des amtlichen Entwurfes beim Abfluß von 250 cbm/Sek bei Lüftung des Raumes unter dem Strahl.



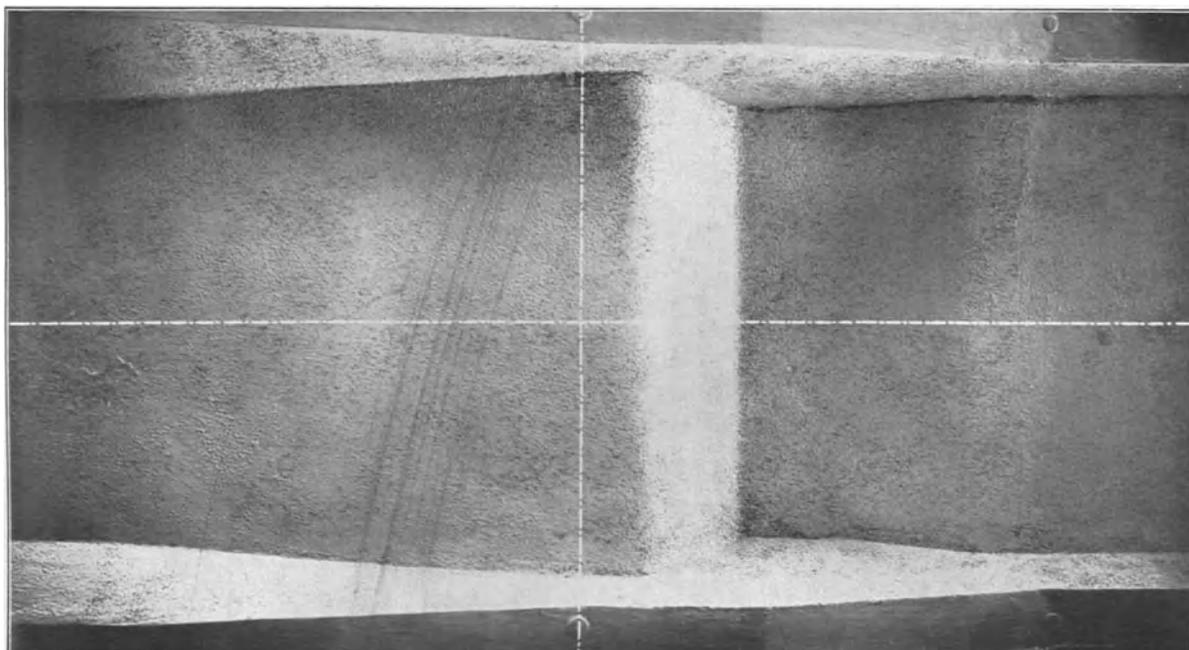
Phot. 6.

Abfluß von 550 cbm/Sek bei einem Schußüberfall mit unter 2:1 geneigtem Abschlußboden und Sturzbecken. Durch Deckwalze beruhigter Abfluß in einem 0,5 m breiten Modellstreifen 1:25. Abrundungshalbmesser der Krone 2 m.



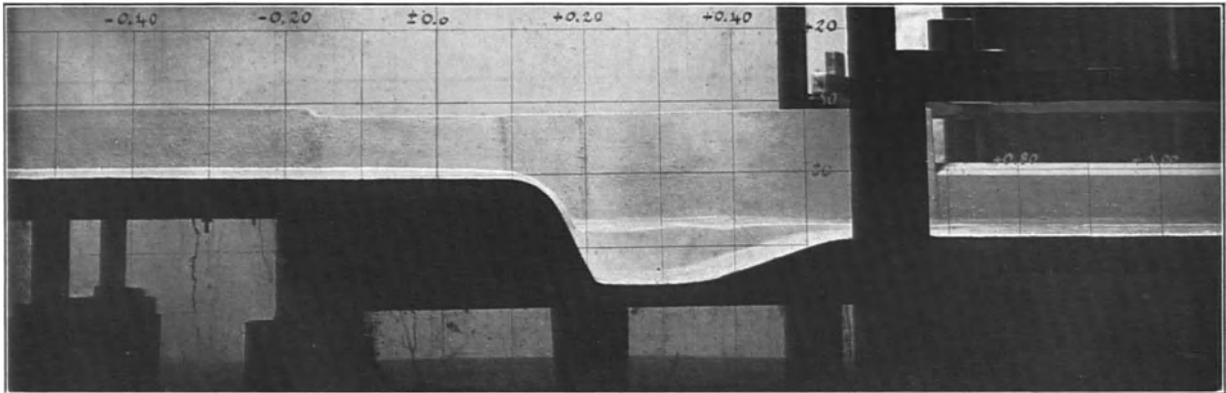
**Phot. 7.**

Blick stromabwärts in das Vollmodell 1:100 des Sihl-Bettes mit dem Schußüberfall nach Entwurf II mit berauhten Wandungen und fortlaufenden steilen Ufermauern im Unterwasserbett.



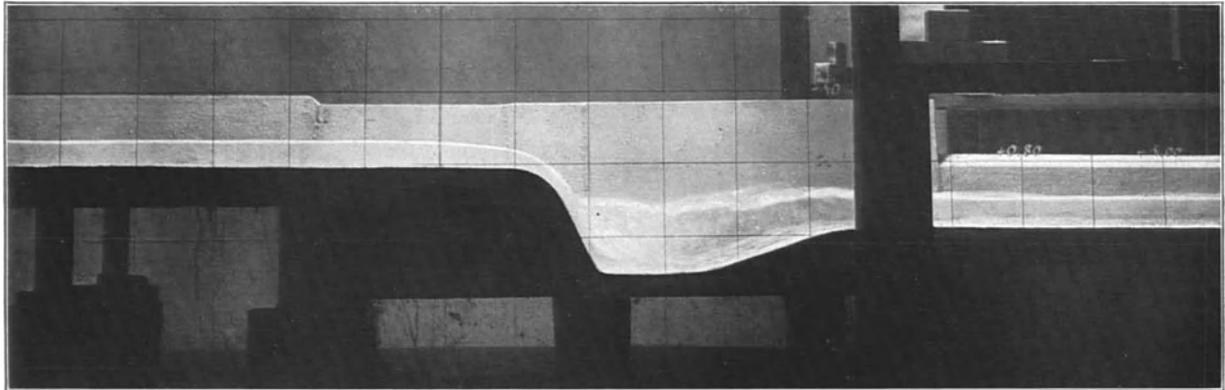
**Phot. 8.**

Aufsicht auf das berauhte Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf III mit 35 m langem windschiefem Übergang im Oberwasserbett.



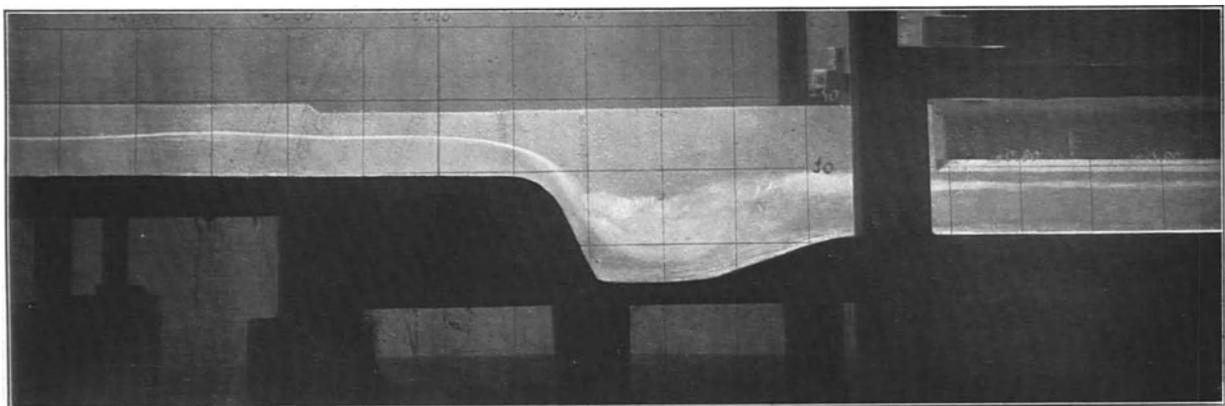
**Phot. 9.**

Abfluß von 50 cbm/Sek.



**Phot. 10.**

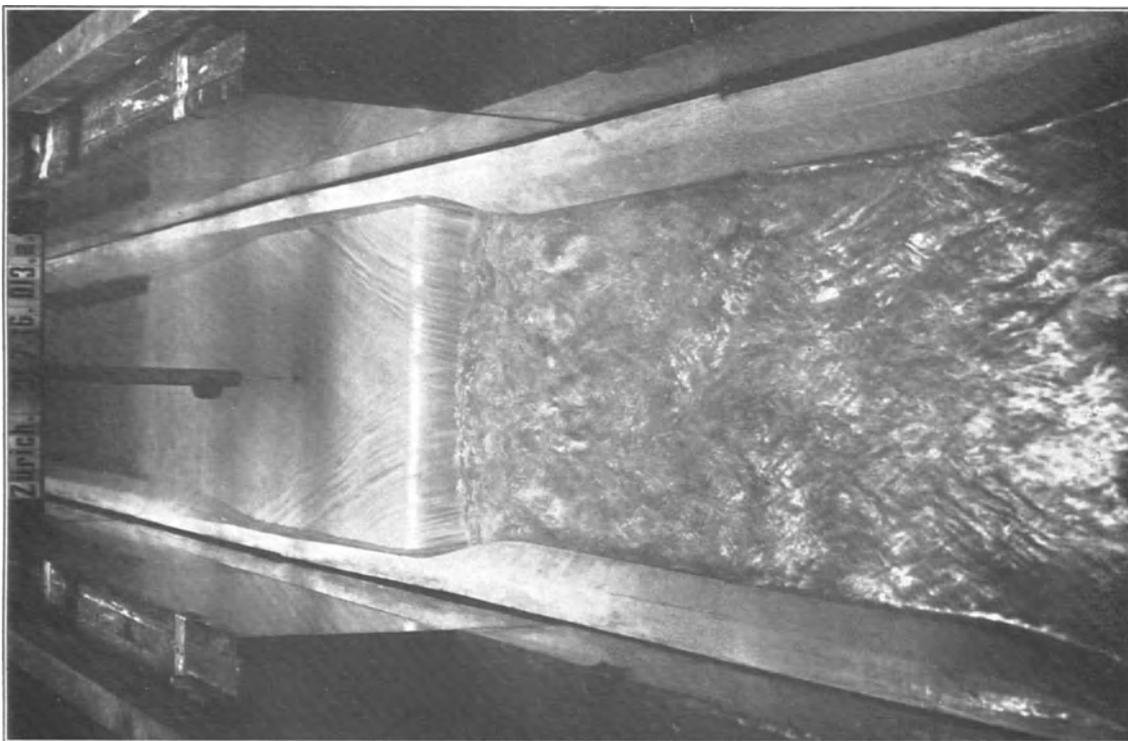
Abfluß von 250 cbm/Sek.



**Phot. 11.**

Abfluß von 550 cbm/Sek.

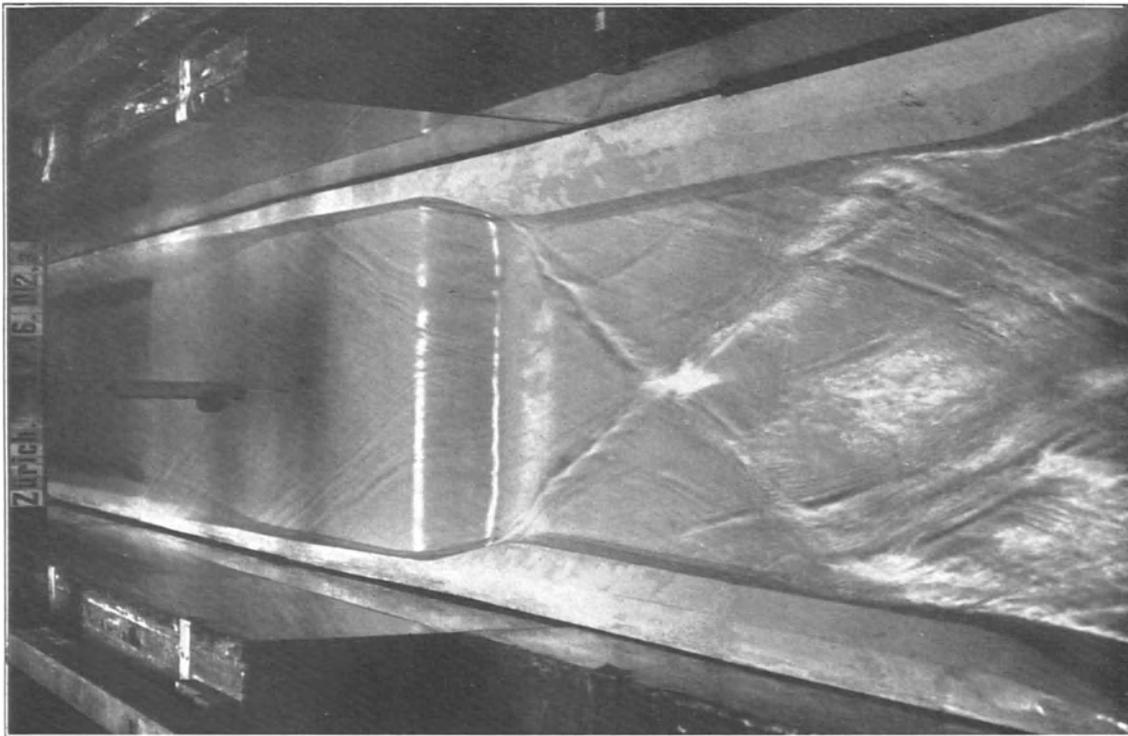
**Phot. 9—11.** Durch Deckwalze beruhigter Wasserabfluß bei einem Halbmodell 1:50 eines Schußüberfalles mit unter 2:1 geneigtem Abschußboden und vertieftem Sturzbecken. Abrundungshalbmesser der Krone 4 m.



Phot. 12.

**Phot. 12.** Strömender Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I mit glatten Wandungen beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken.

Die beiden Abflußbilder Phot. 12 und 13 sind im gleichen Modell und bei gleichen Abflußmengen aufgenommen worden.

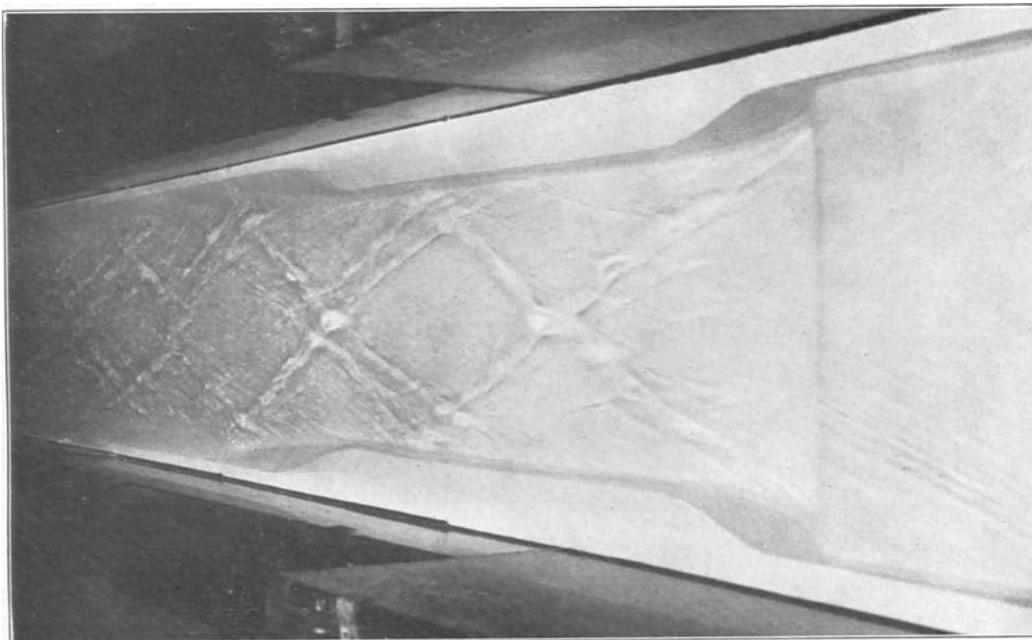


Phot. 13.

**Phot. 13.** Schießender Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I mit glatten Wandungen beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken.



Phot. 14.

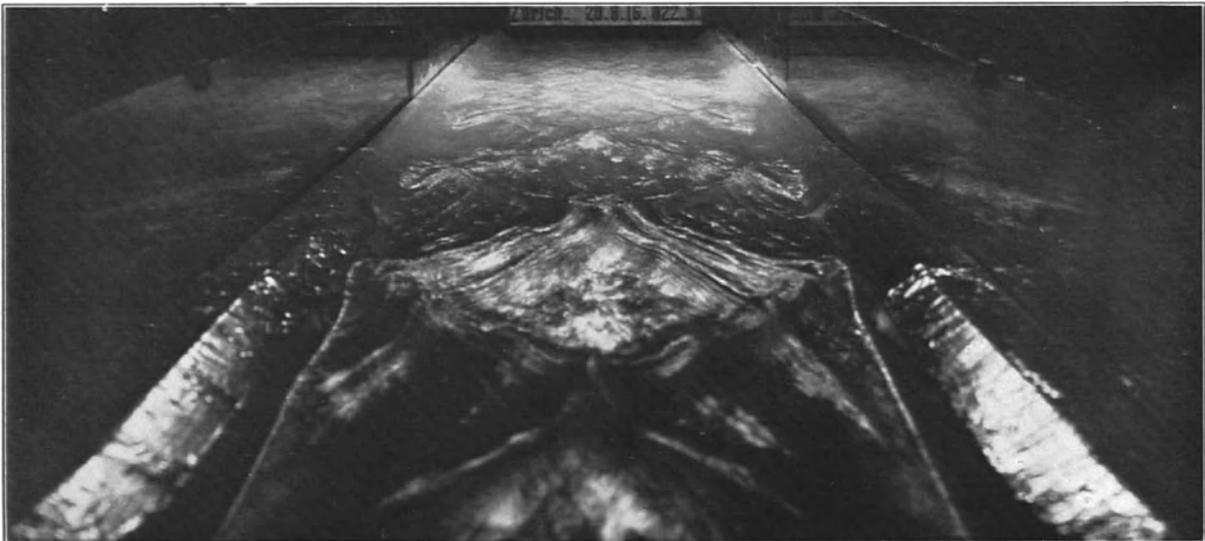


Phot. 15.

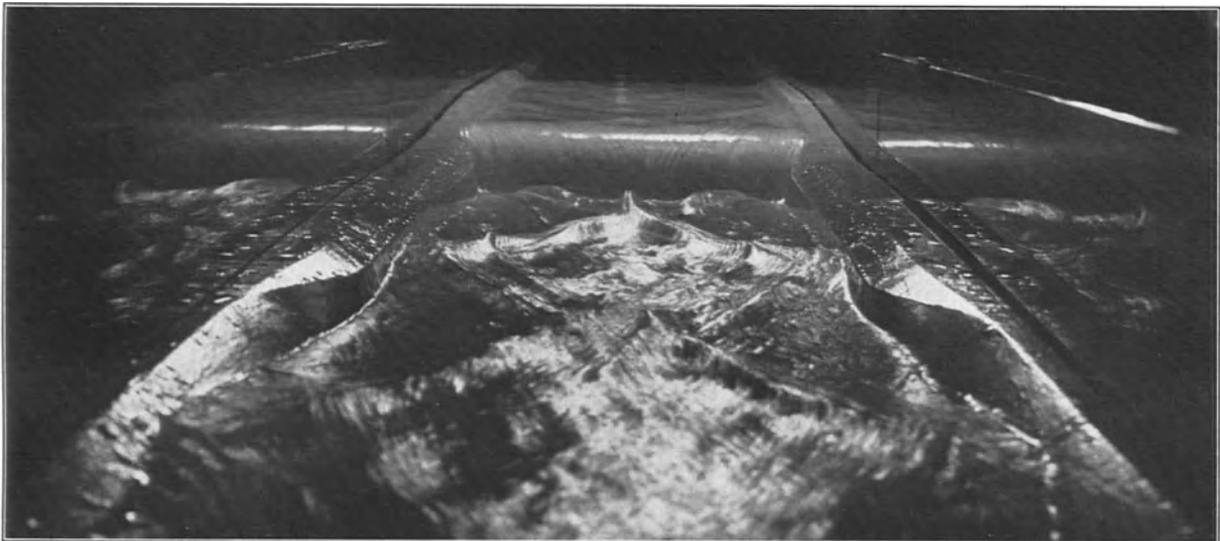


Phot. 16.

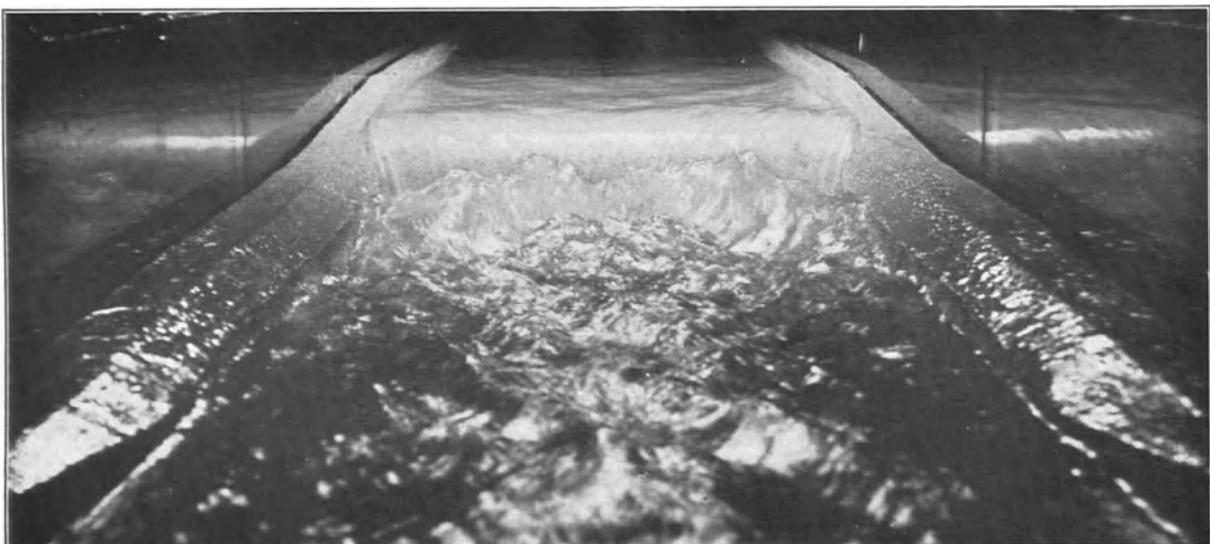
Phot. 14—16. Wasseroberflächen mit sich kreuzenden stehenden Schrägwellen bei schießendem Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines glatten Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken.



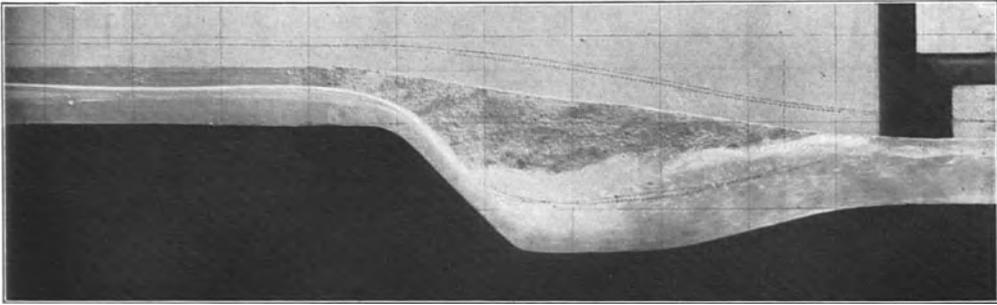
**Phot. 17.** Schießender Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I. Blick stromabwärts.



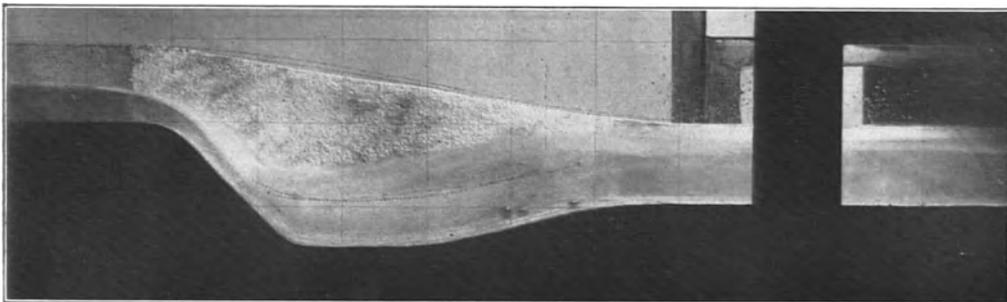
**Phot. 18.** Schießender Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I. Blick stromaufwärts.



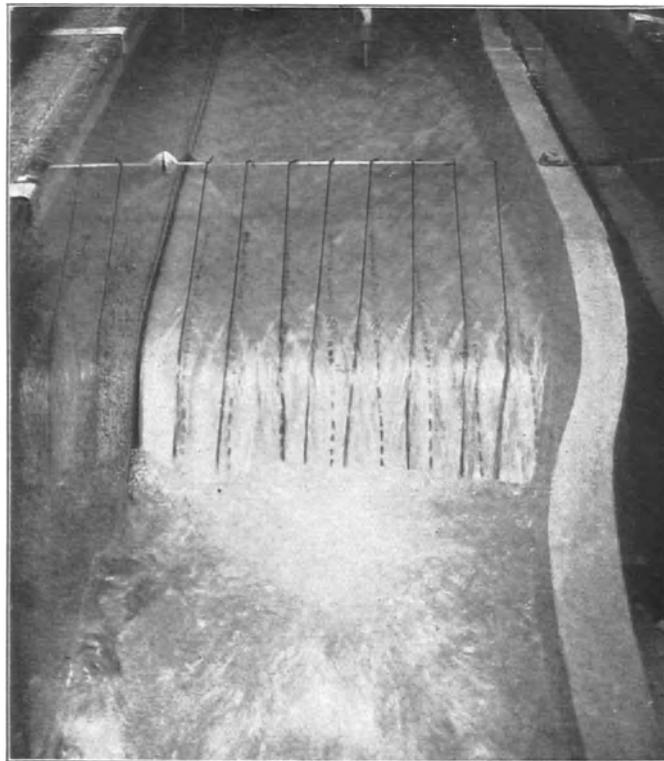
**Phot. 19.** Abfluß von 550 cbm/Sek im Unterwasserbett eines Vollmodelles 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I im Augenblick der Bildung der Deckwalze im Sturzbecken aus dem Wasser einer sich stromaufwärts überschlagenden hohen Querwelle. Blick stromaufwärts.

**Phot. 20.**

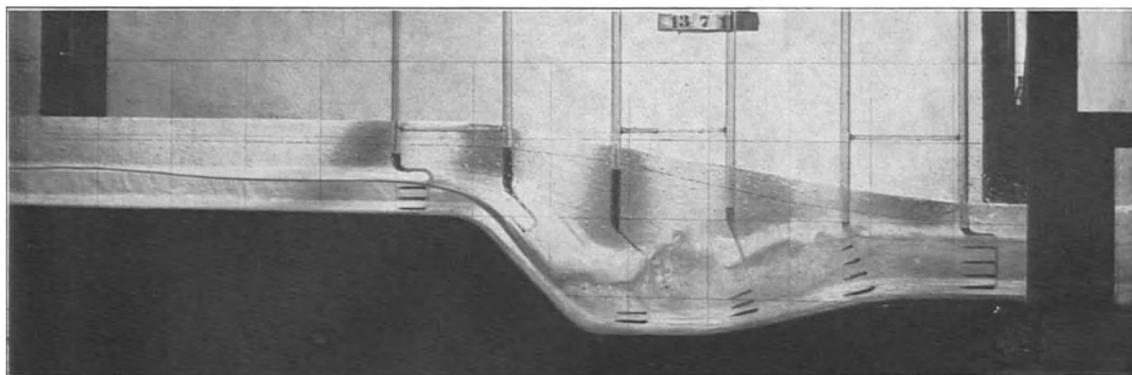
Abfluß von 550 cbm/Sek beim berauhten Halbmodell 1:50 des Schußüberfalles nach Entwurf I mit Höchstenergielinien und den Scheidelinien der Deckwalze für glatte Wandungen (strichpunktierte Linien) und für berauhte Wandungen (Kreuzlinien).

**Phot. 21.**

Wasserabfluß von 550 cbm/Sek wie bei Abb. 20 mit durch den Wasserstrom in Schwebelage gehaltenen Stahlkugeln von 0,40, 0,63 und 0,79 m Durchmesser, entsprechend Gewichten von 2,1, 8,4 und 16,5 Tonnen (im wirklichen Fluß).

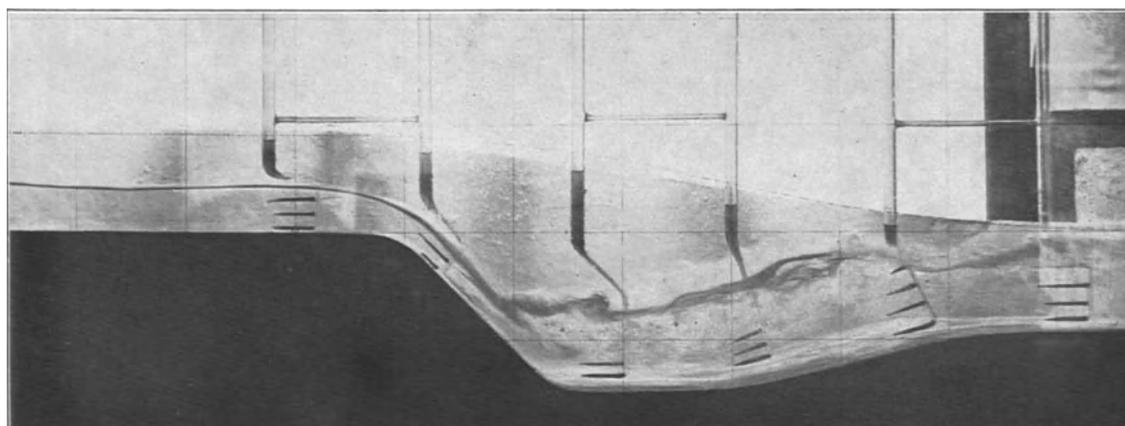
**Phot. 22.**

Untersuchung der Strömungsrichtungen beim Abfluß von 550 cbm/Sek im Halbmodell 1:50 des Schußüberfalles nach Entwurf I. Die gestrichelten Linien sind die Schnittlinien von lotrechten, parallel zur Flußaxe stehenden Ebenen durch die Aufhängungspunkte der Wollfäden mit dem Flußbett.



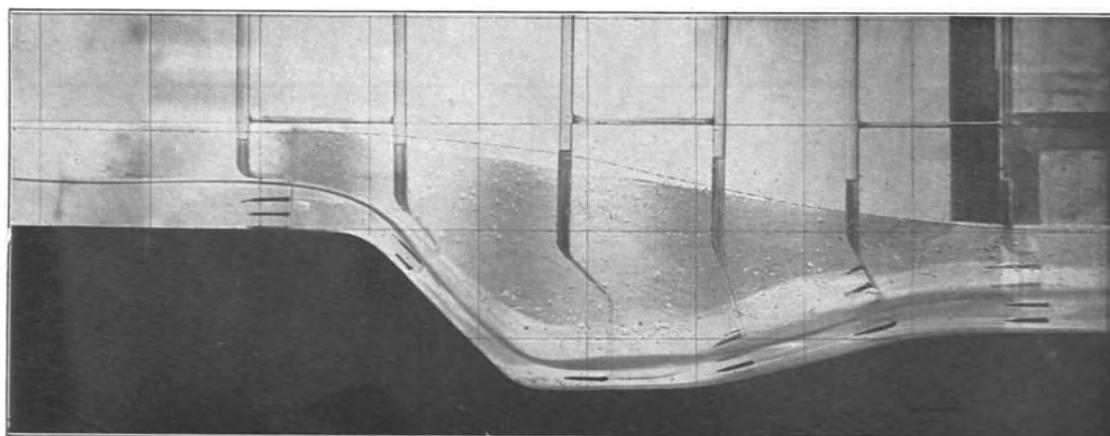
Phot. 23.

Stand des gefärbten Wassers in den Röhren beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und strömendem Unterwasser. Alle Ansatzröhren sind geöffnet.



Phot. 24.

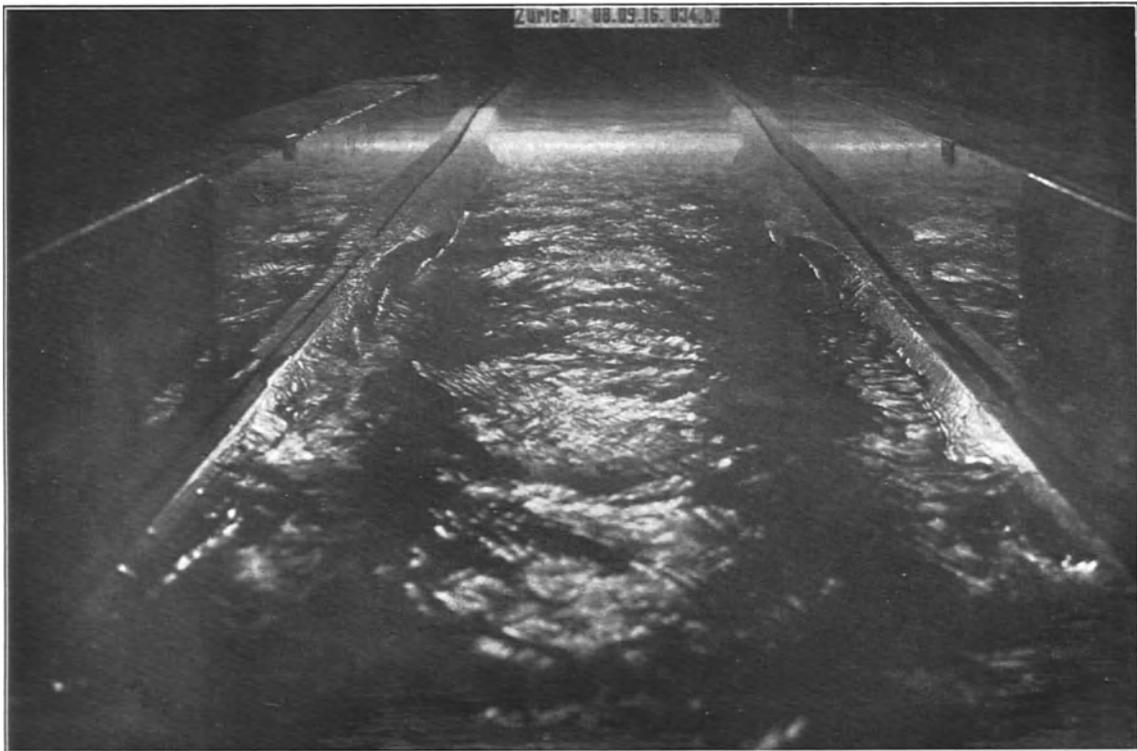
Stand des gefärbten Wassers in den Röhren beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und strömendem Unterwasser. Nur ein Teil der Ansatzröhren ist geöffnet.



Phot. 25.

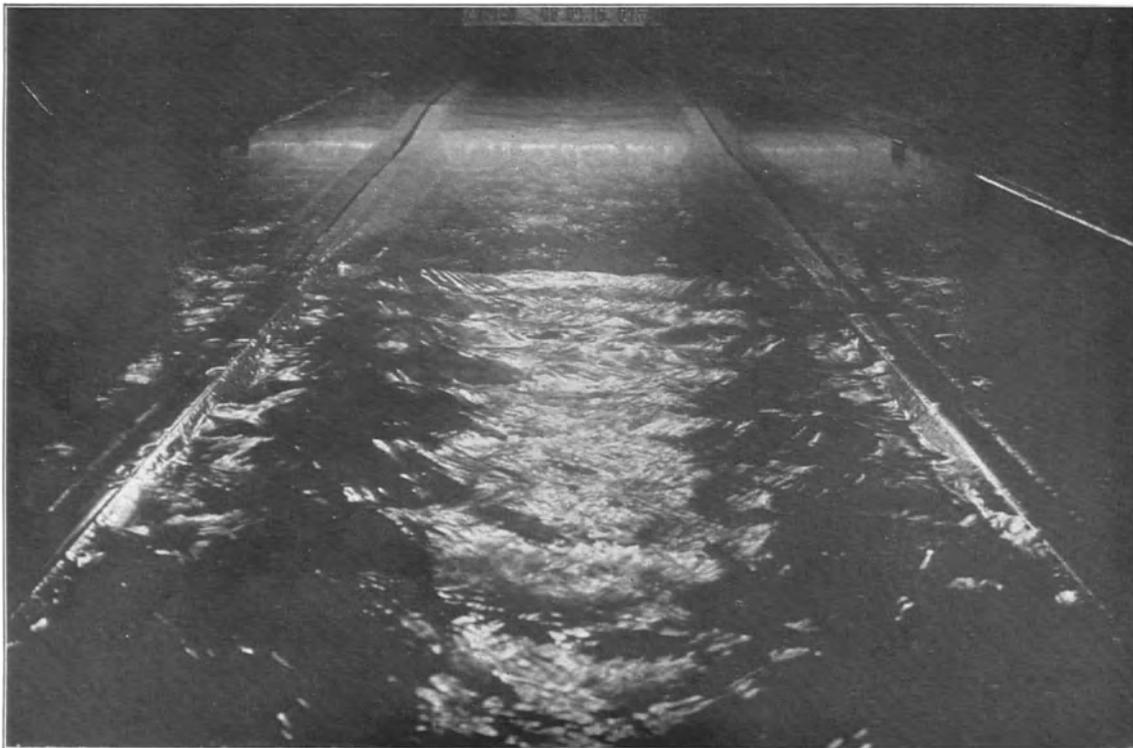
Stand des gefärbten Wassers in den Röhren beim Fehlen der Deckwalze im Sturzbecken und schießendem Unterwasser. Nur ein Teil der Ansatzröhren ist geöffnet.

**Phot. 23—25.** Festlegung der Wassergeschwindigkeiten, der Grenzen zwischen dem Wasserstrom und der Deckwalze im Sturzbecken, sowie der Lage der Energie-Linien beim Halbmodell 1:50 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Abfluß von 550 cbm/Sek mit hydrometrischen Röhren mit mehreren Ansatzröhren. Eingezeichnet ist die Höchst-Energieinie beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken.



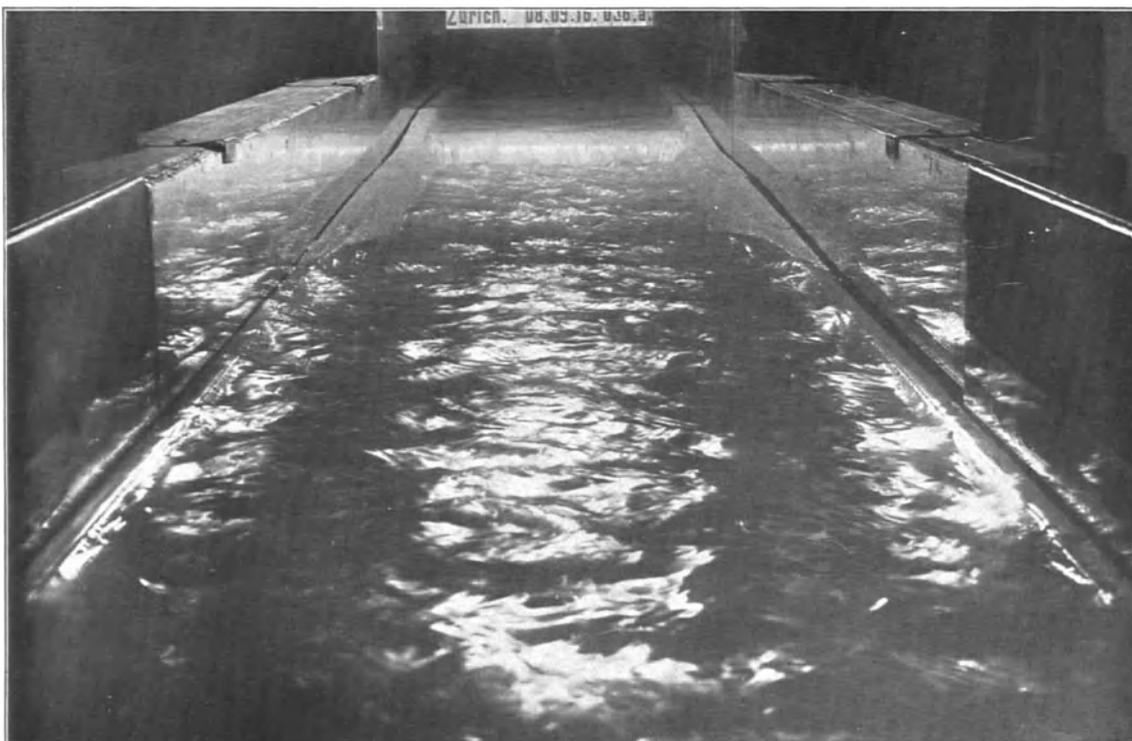
**Phot. 26.**

Abfluß von 550 cbm/Sek im Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und bei ungestautem Unterwasser.  
(Linie (2) in Abb. 4, Plan 6.)



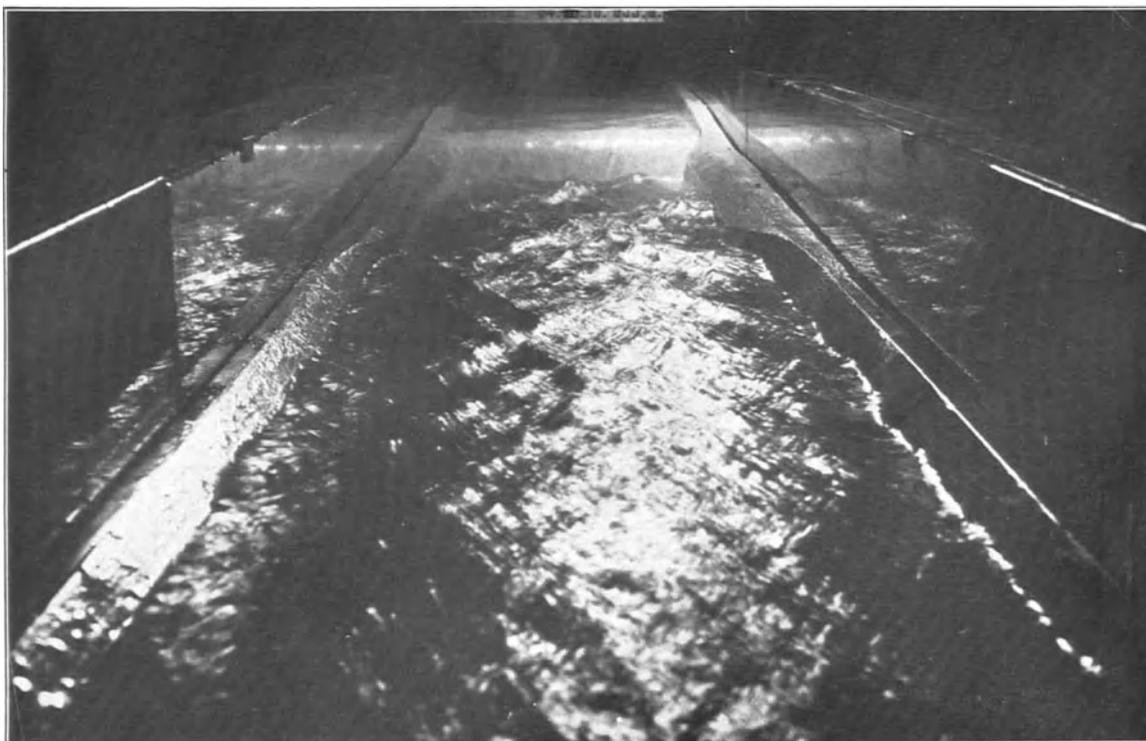
**Phot. 27.**

Abfluß von 550 cbm/Sek im Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und bei rund 1 m hoch aufgestautem Unterwasser.  
(Linie (3) in Abb. 4, Plan 6.)



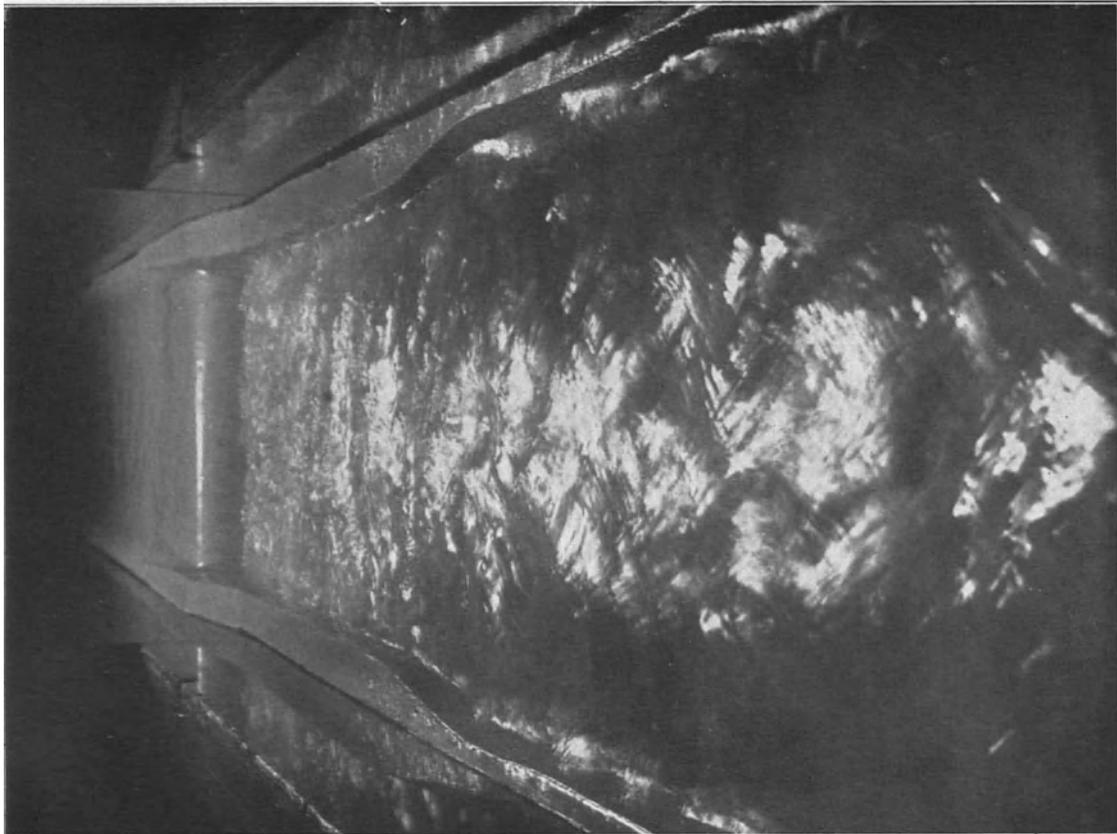
**Phot. 28.**

Abfluß von 550 cbm/Sek im Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und bei 1,2 m hoch aufgestautem Unterwasser.  
(Linie (4) in Abb. 4, Plan 6.)



**Phot. 29.**

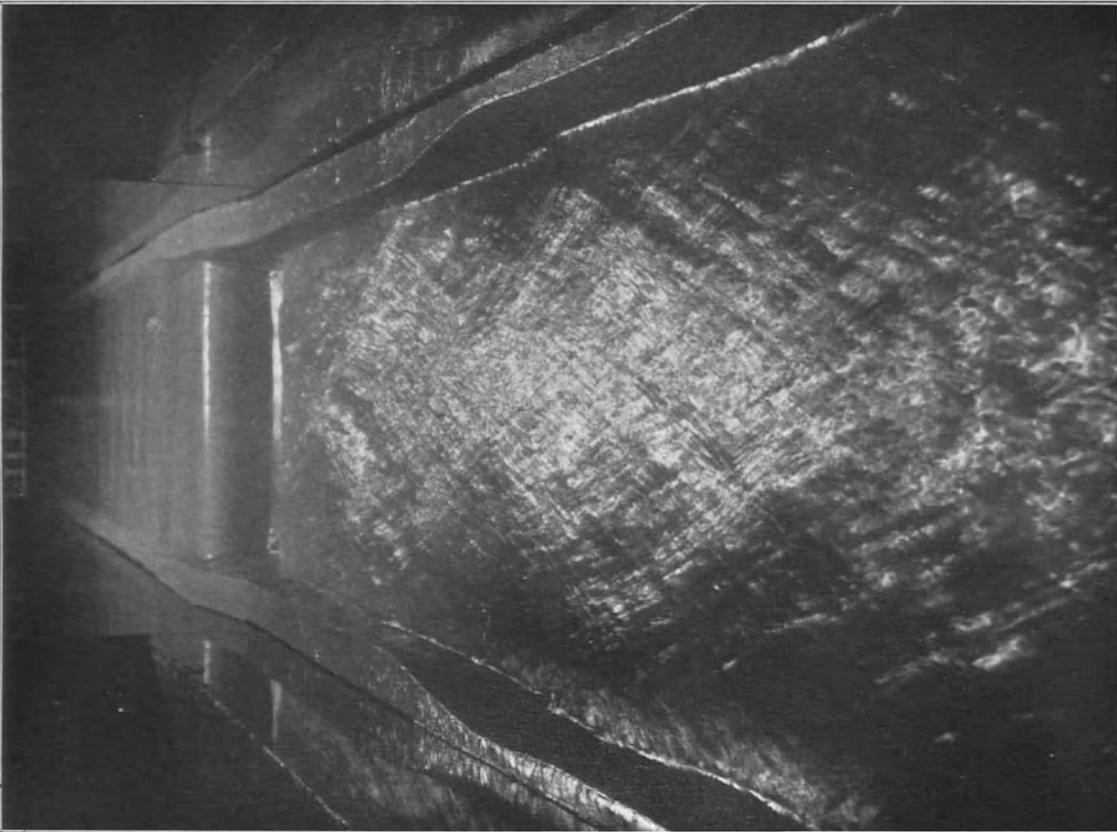
Abfluß von 550 cbm/Sek im Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf I beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken und bei unberuhigt abschießendem Unterwasser.  
(Linie (5) in Abb. 4, Plan 6.)



Phot. 30.

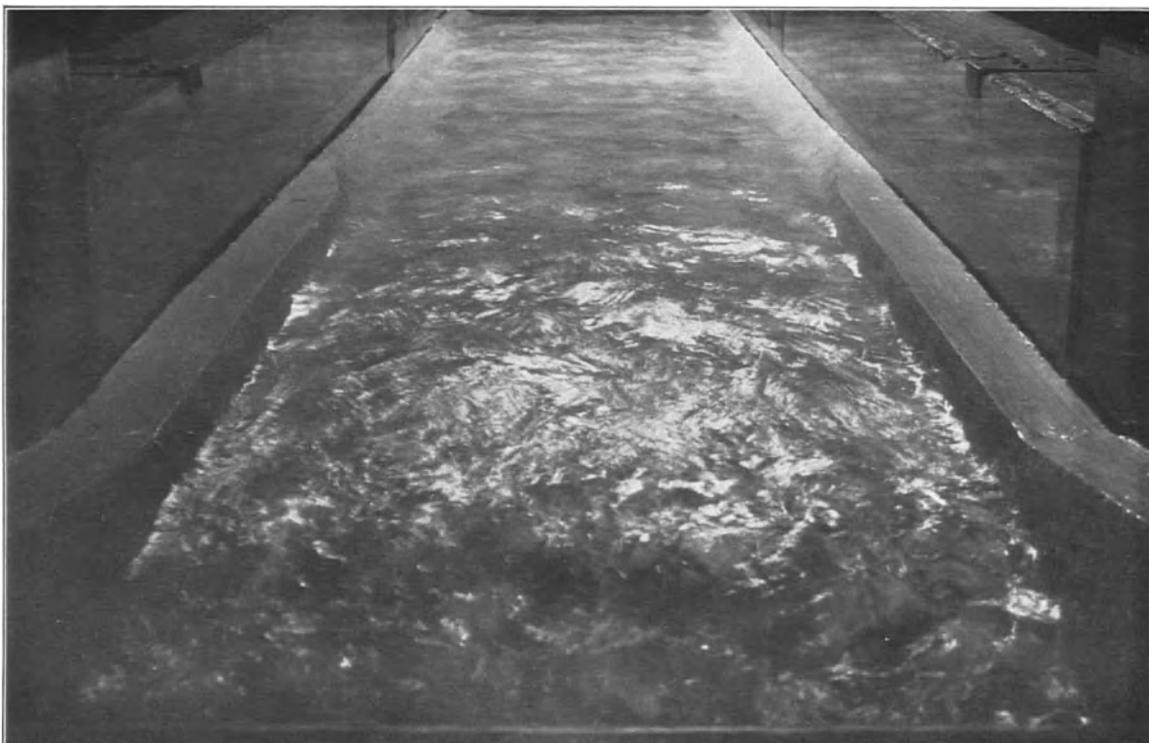
**Phot. 30.** Abfluß von 550 cbm/Sek im berauhten Vollmodell 1:100 des Schußüberfalltes nach Entwurf III beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und bei strömendem Unterwasser. Blickstromaufwärts. (Linie (7) in Abb. 4, Plan 7.)

Die beiden Abflußbilder Phot. 30 und 31 sind im gleichen Modell und bei gleichen Abflußmengen aufgenommen worden.



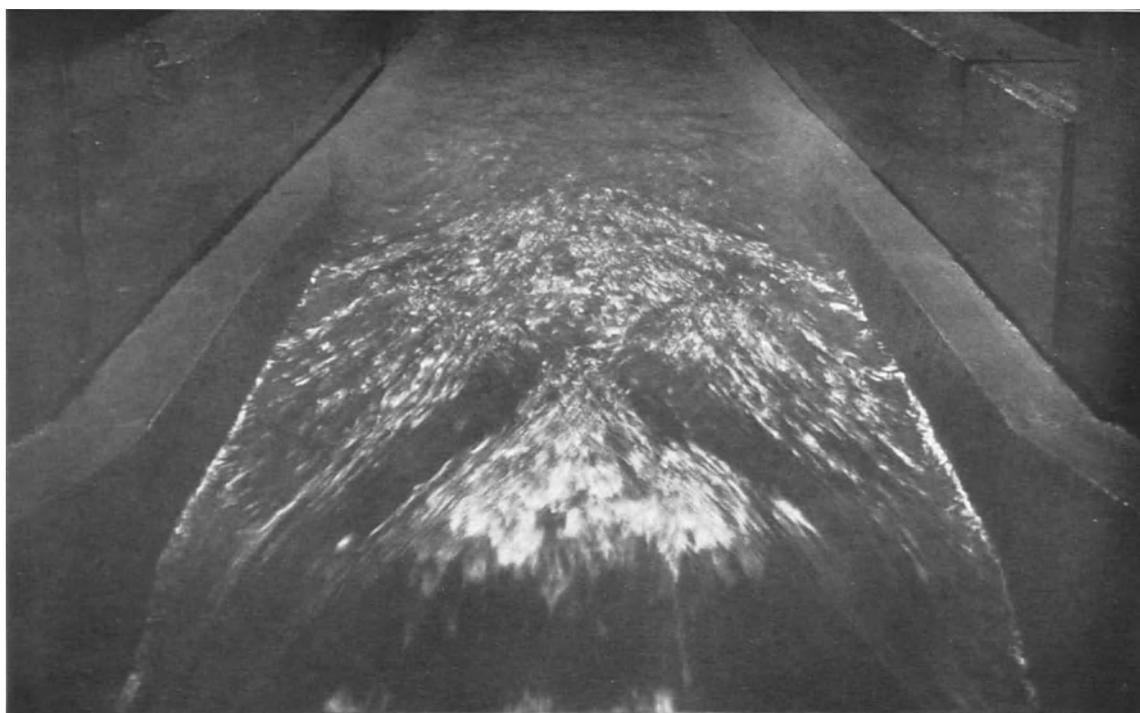
Phot. 31.

**Phot. 31.** Abfluß von 550 cbm/Sek im berauhten Vollmodell 1:100 des Schußüberfalltes nach Entwurf III beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken und bei strömendem Unterwasser. Blick stromaufwärts. (Linie (9) in Abb. 4, Plan 7.)



**Phot. 32.**

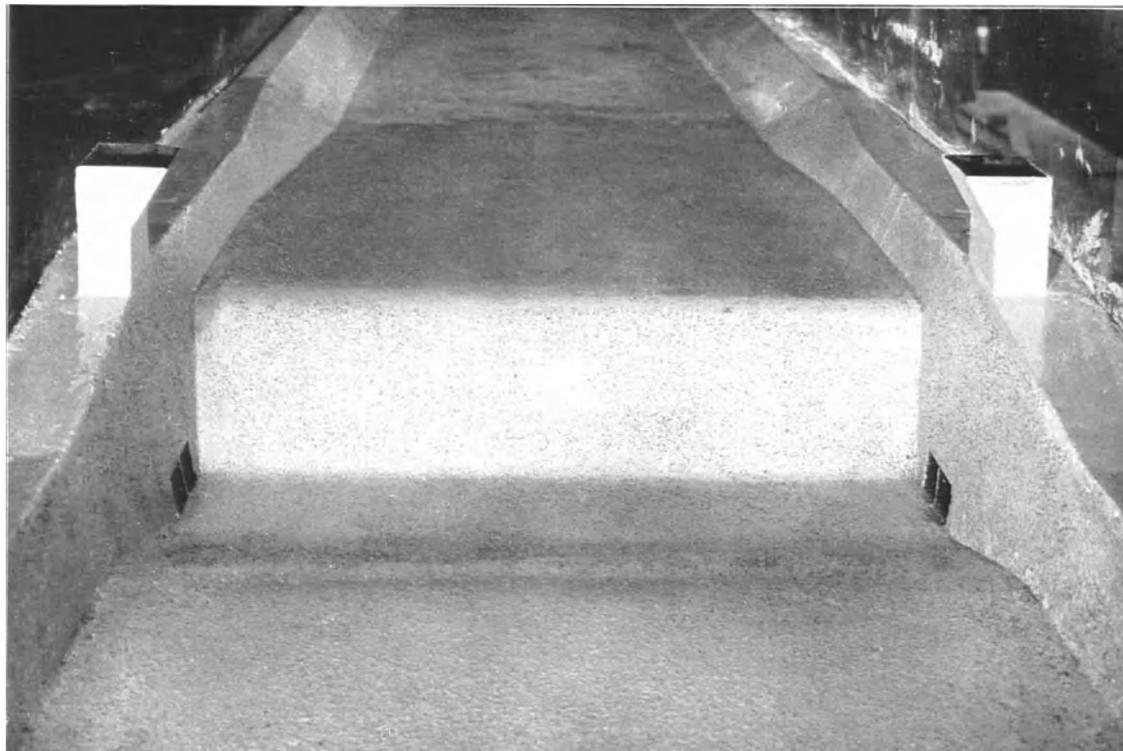
Abfluß von 550 cbm/Sek im berauhten Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf III beim Vorhandensein einer Deckwalze im Sturzbecken und bei strömendem Unterwasser. Blick stromabwärts. (Linie (7) in Abb. 4, Plan 7.)



**Phot. 33.**

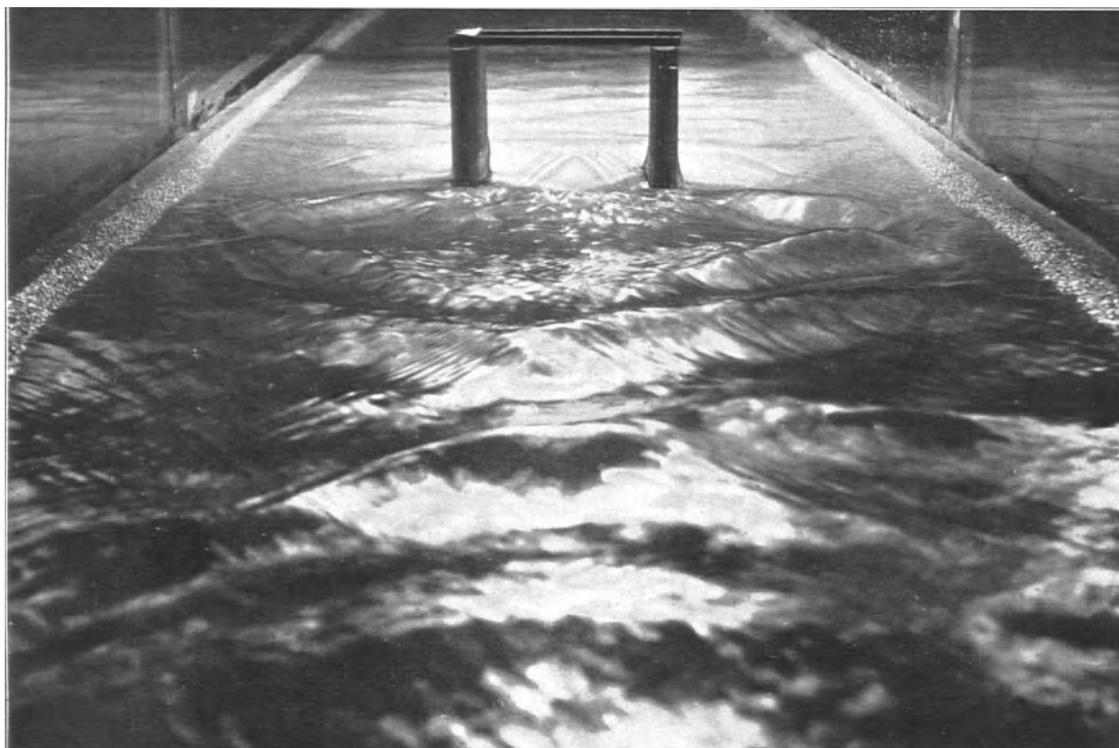
Abfluß von 550 cbm/Sek im berauhten Vollmodell 1:100 des Schußüberfalles nach Entwurf III beim Fehlen einer Deckwalze im Sturzbecken und bei schießendem Unterwasser. Blick stromabwärts. (Linie (9) in Abb. 4, Plan 7.)

Die beiden Abflußbilder Phot. 32 und 33 sind im gleichen Modell und bei gleichen Abflußmengen aufgenommen worden.



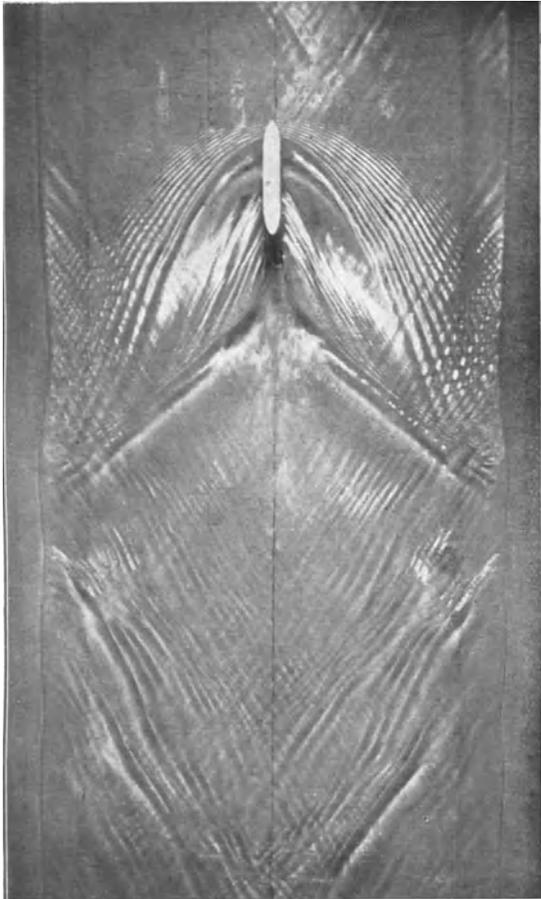
**Phot. 34.**

Umänderung des Vollmodelles 1:100 des Entwurfes III zur Untersuchung des Einflusses eines Wasserkraftwerkes auf den Wasserabfluß. Die Blechaufsätze dienen zur Einleitung von Wasser.

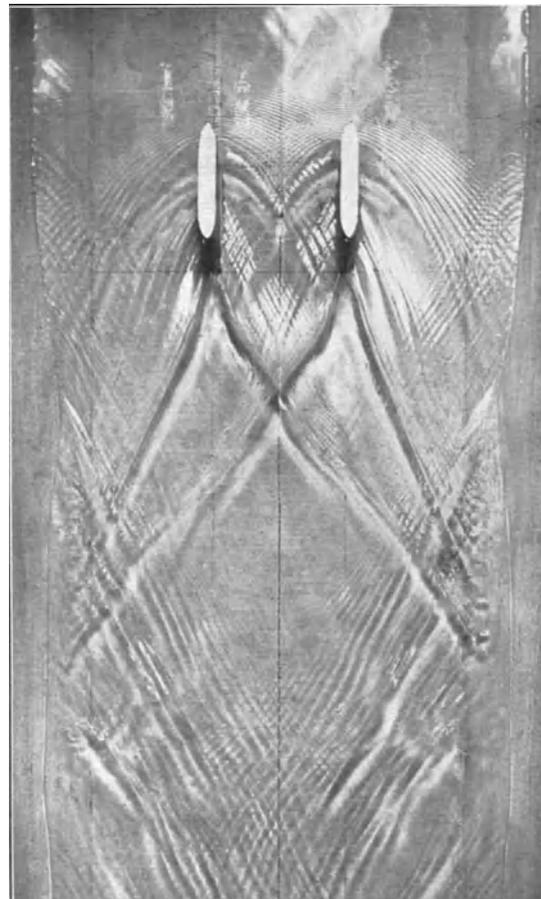


**Phot. 35.**

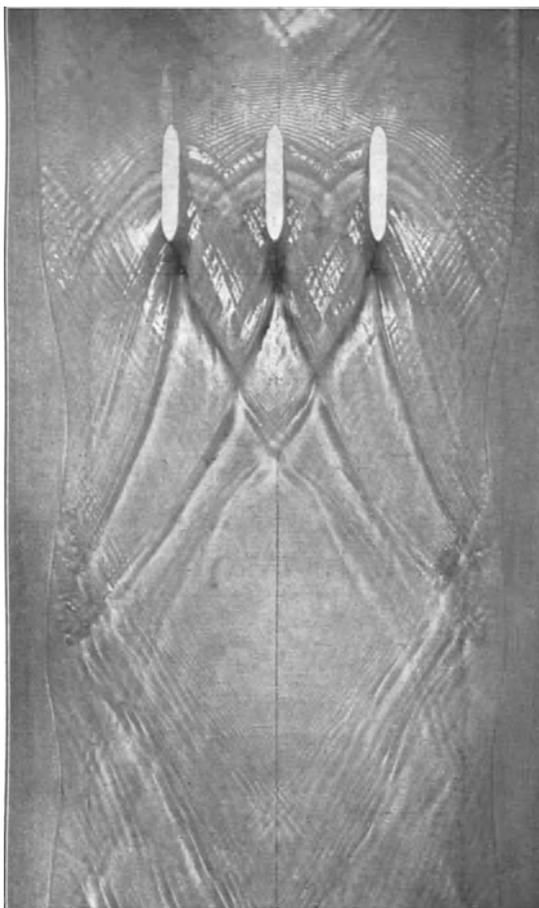
Darstellung der Einwirkung zweier 12 m von einander entfernter Strompfeiler auf den Abfluß von 550 cbm/Sek im berauhten Oberwasserbett des Vollmodelles 1:100 nach Entwurf II. Blick stromaufwärts.



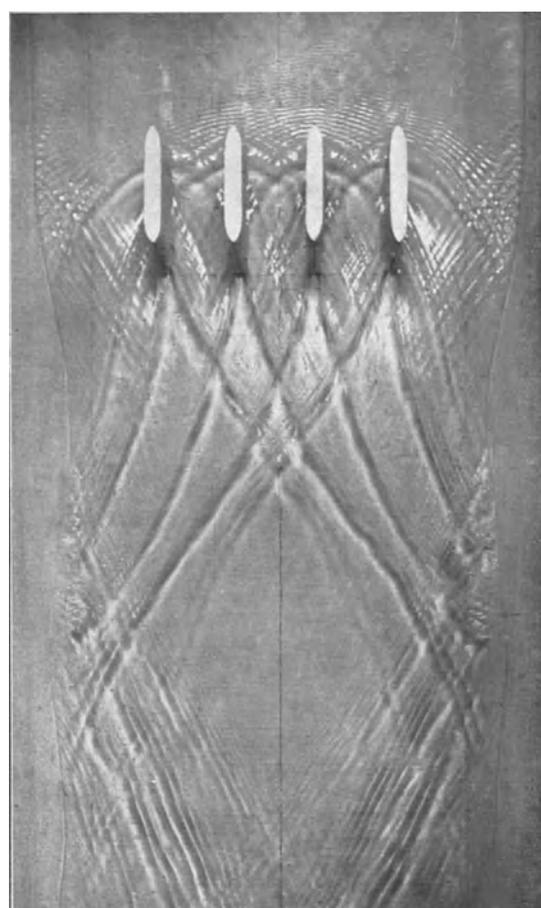
**Phot. 36.** Flußbett mit 1 Pfeiler.



**Phot. 37.** Flußbett mit 2 Pfeilern.

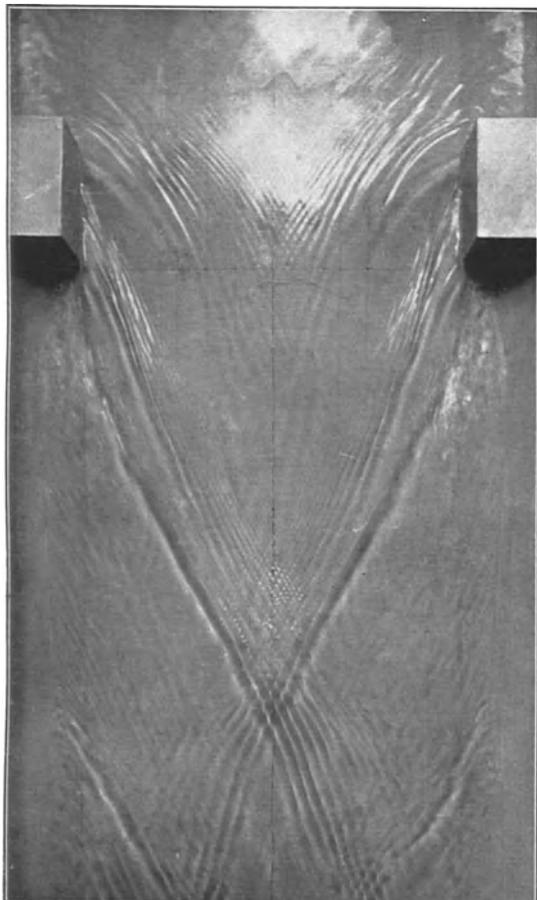


**Phot. 38.** Flußbett mit 3 Pfeilern.

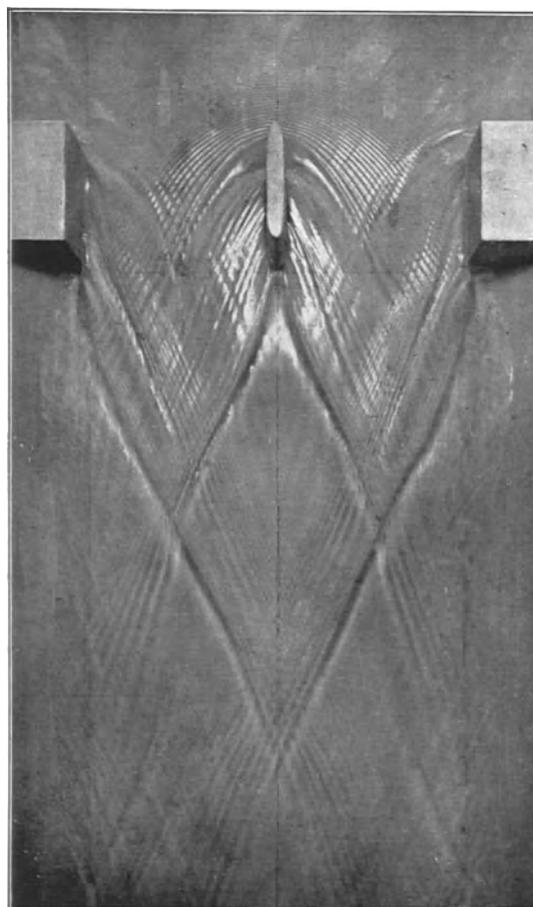


**Phot. 39.** Flußbett mit 4 Pfeilern.

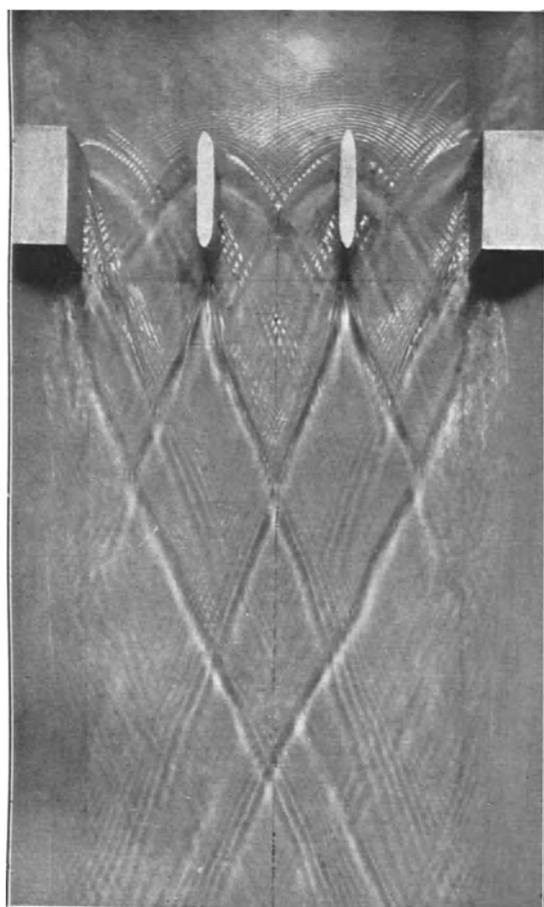
**Phot. 36—39.** Aufsicht auf dem Wasserspiegel bei dem Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung zugespitzter Pfeiler von 10 m Länge und 1,5 m Breite



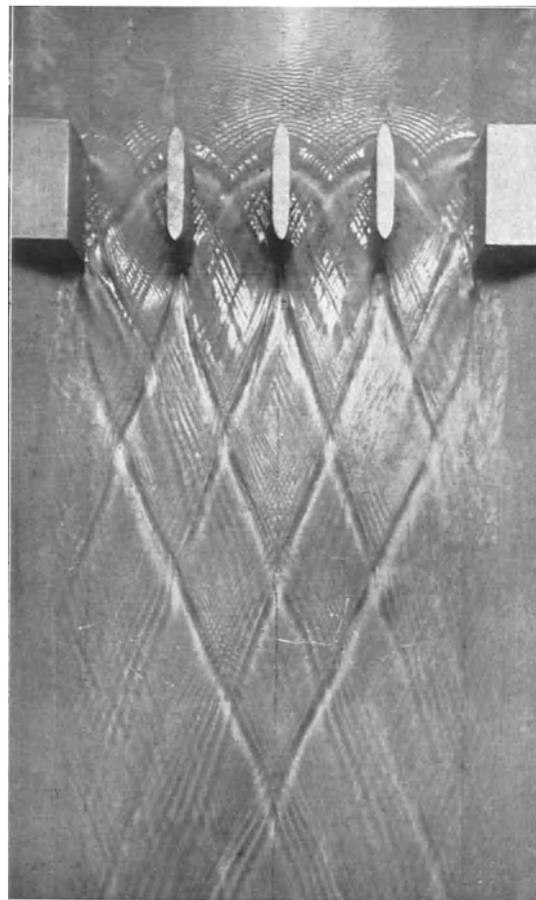
**Phot. 40.** Flußbett mit Widerlagern ohne Zwischenpfeiler (gleichzeitig mit Phot. 58 aufgenommen).



**Phot. 41.** Flußbett mit Widerlagern und 1 Zwischenpfeiler (gleichzeitig mit Phot. 59 aufgenommen).

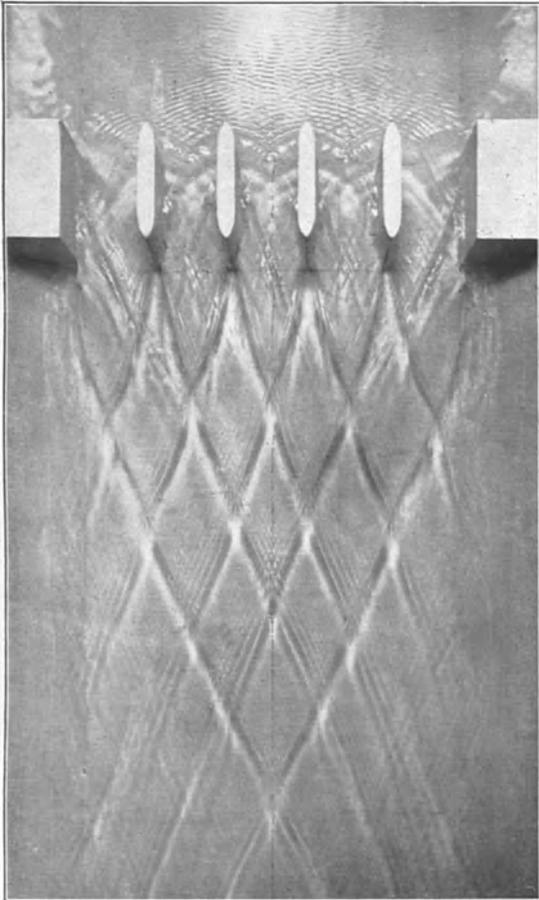


**Phot. 42.** Flußbett mit Widerlagern und 2 Zwischenpfeilern (gleichzeitig mit Phot. 60 aufgenommen).

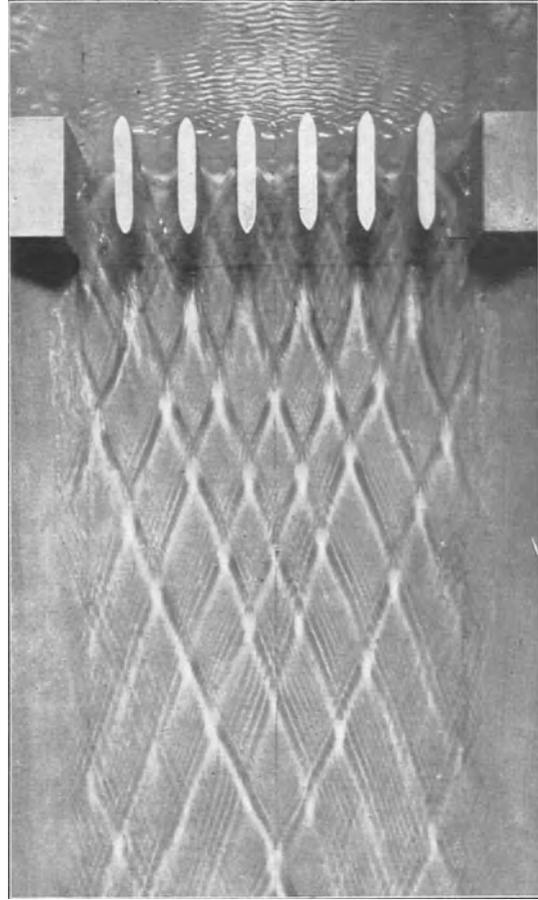


**Phot. 43.** Flußbett mit Widerlagern und 3 Zwischenpfeilern (gleichzeitig mit Phot. 61 aufgenommen).

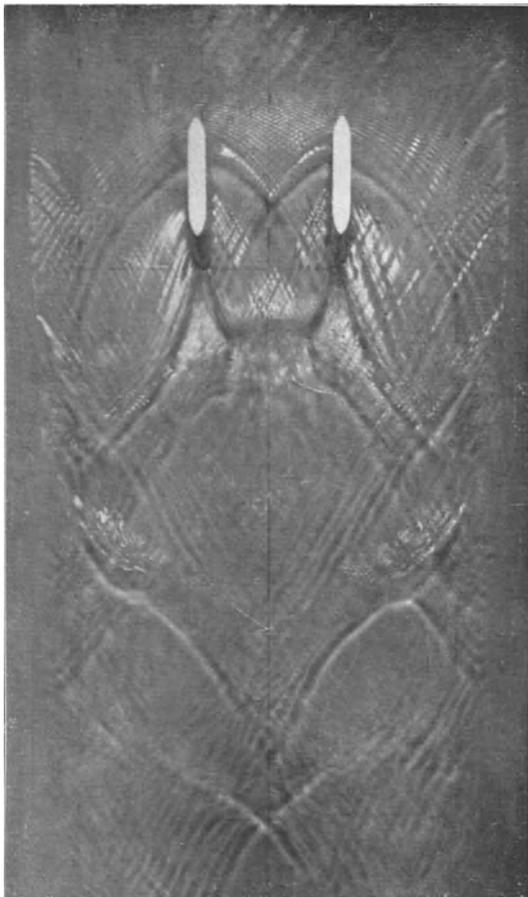
**Phot. 40—43.** Aufsicht auf den Wasserspiegel bei dem Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von 34 m von einander entfernten rechteckig begrenzten Widerlagern von 10 m Länge und beiderseits zugespitzten Zwischenpfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite bei



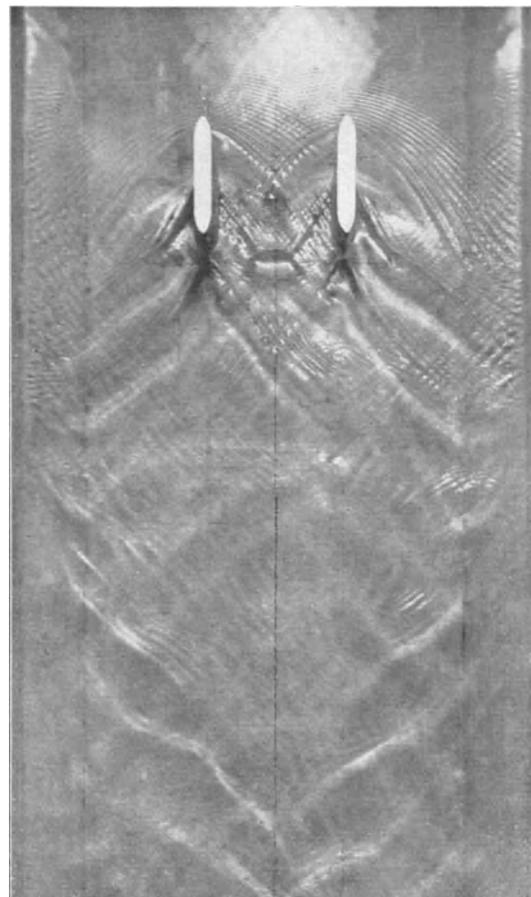
**Phot. 44.** Flußbett mit rechteckig begrenzten Widerlagern von 10 m Länge in 34 m Abstand und 4 zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite. (Gleichzeitig mit Phot. 62 aufgenommen.)



**Phot. 45.** Flußbett mit rechteckig begrenzten Widerlagern von 10 m Länge in 34 m Abstand und 6 zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite. (Gleichzeitig mit Phot. 63 aufgenommen.)



**Phot. 46.** Flußbett mit 2 zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge, 1,5 m Breite und 12 m Abstand bei schwacher Aufstauung des Unterwassers.

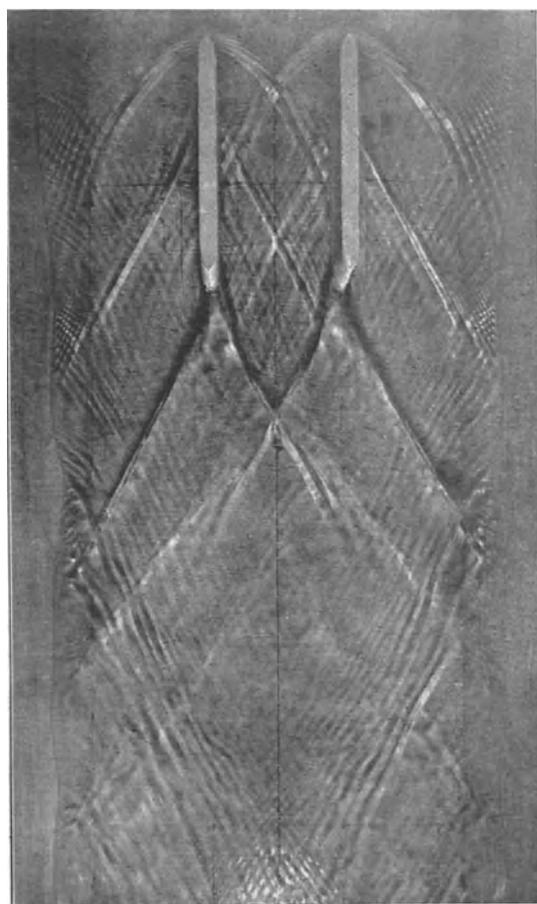


**Phot. 47.** Flußbett mit 2 zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge, 1,5 m Breite und 12 m Abstand bei mittlerer Aufstauung des Unterwassers.

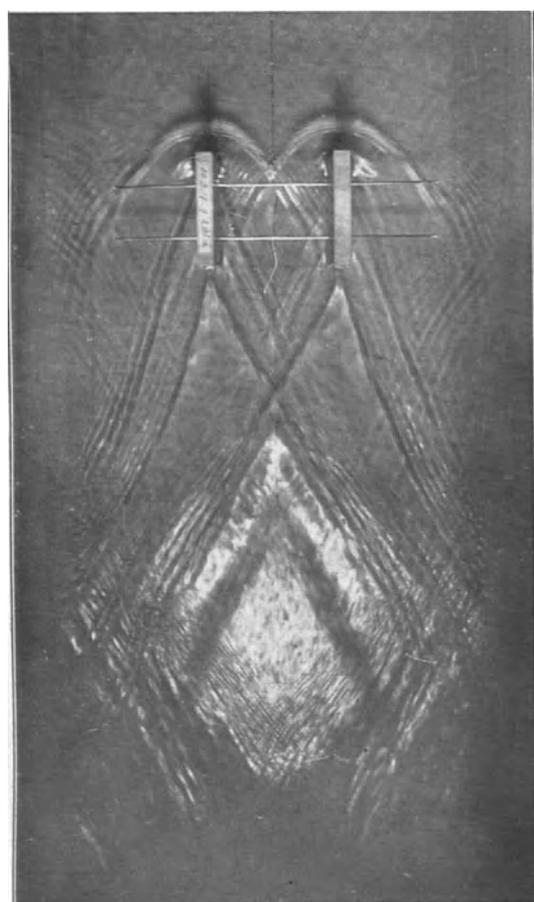
**Phot. 44—47.** Aufsicht auf den Wasserspiegel bei dem Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem



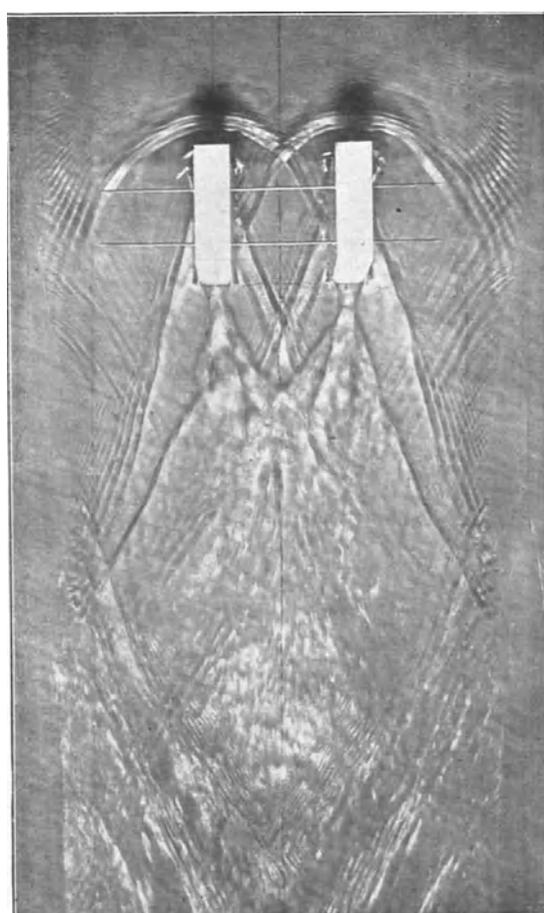
**Phot. 48.** Flußbett mit zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge, 1,5 m Breite und 12 m Abstand bei starker Aufstauung des Unterwassers.



**Phot. 49.** Flußbett mit 2 zugespitzten Pfeilern von 20 m Länge, 1,5 m Breite und 12 m Abstand bei freiem Abfluß des Unterwassers.

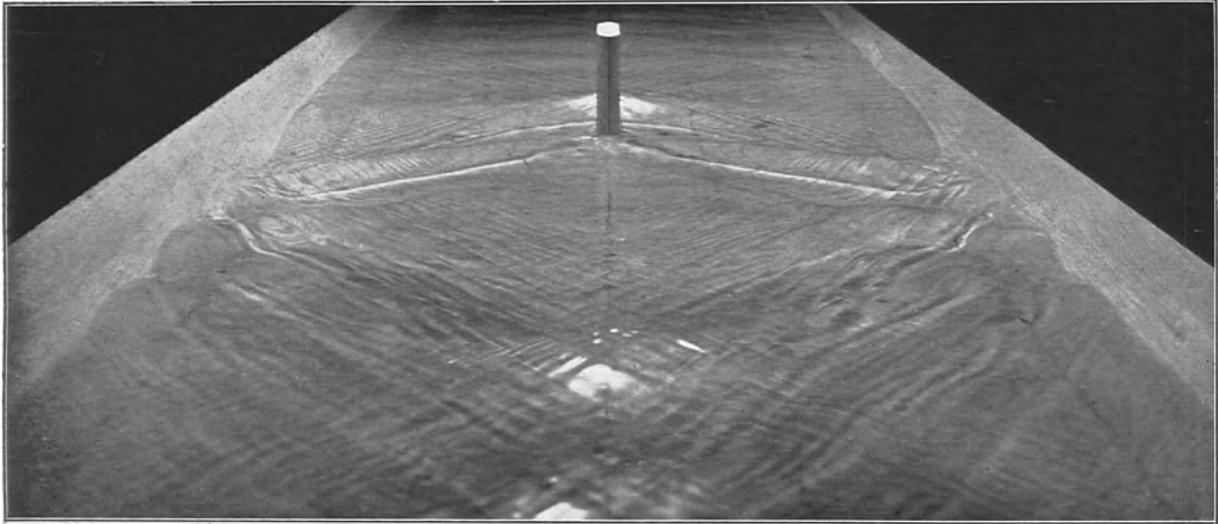


**Phot. 50.** Flußbett mit 2 rechteckigen Pfeilern von 10 m Länge, 1,5 m Breite und 12 m Abstand bei freiem Abfluß des Unterwassers.

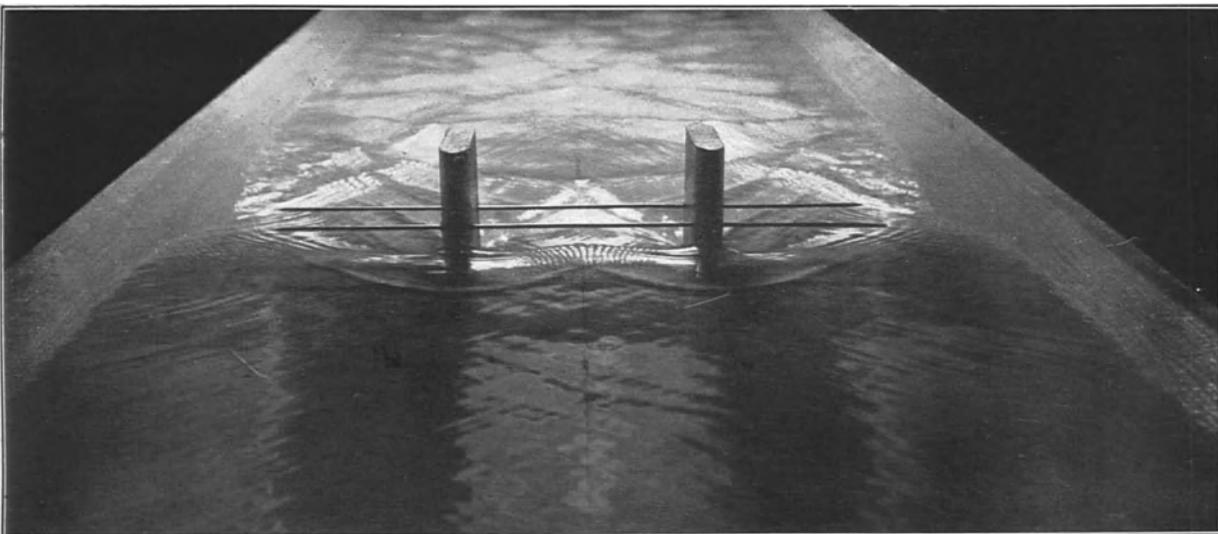


**Phot. 51.** Flußbett mit 2 rechteckigen Pfeilern von 10 m Länge, 3,0 m Breite und 12 m Abstand bei freiem Abfluß des Unterwassers.

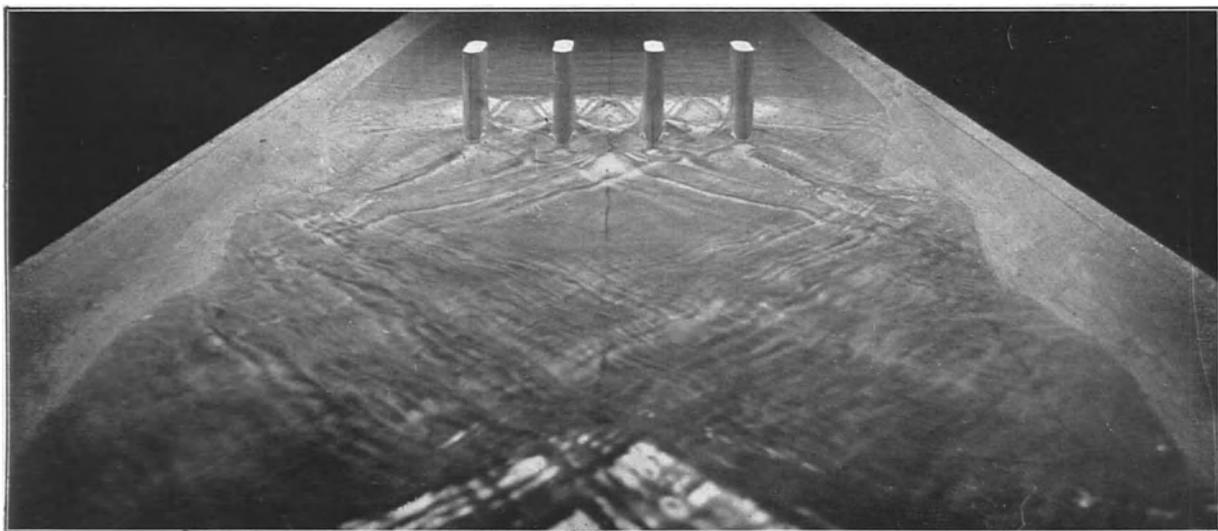
**Phot. 48—51.** Aufsicht auf den Wasserspiegel im Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von Fließwasser. Neigung der Ufer 4:5. Längen-



**Phot. 52.** Flußbett mit 1 Pfeiler in der Flußmitte bei freiem Abfluß des Unterwassers stromaufwärts gesehen.



**Phot. 53.** Flußbett mit 2 Pfeilern in 12 m Axabstand bei freiem Abfluß des Unterwassers stromabwärts gesehen.

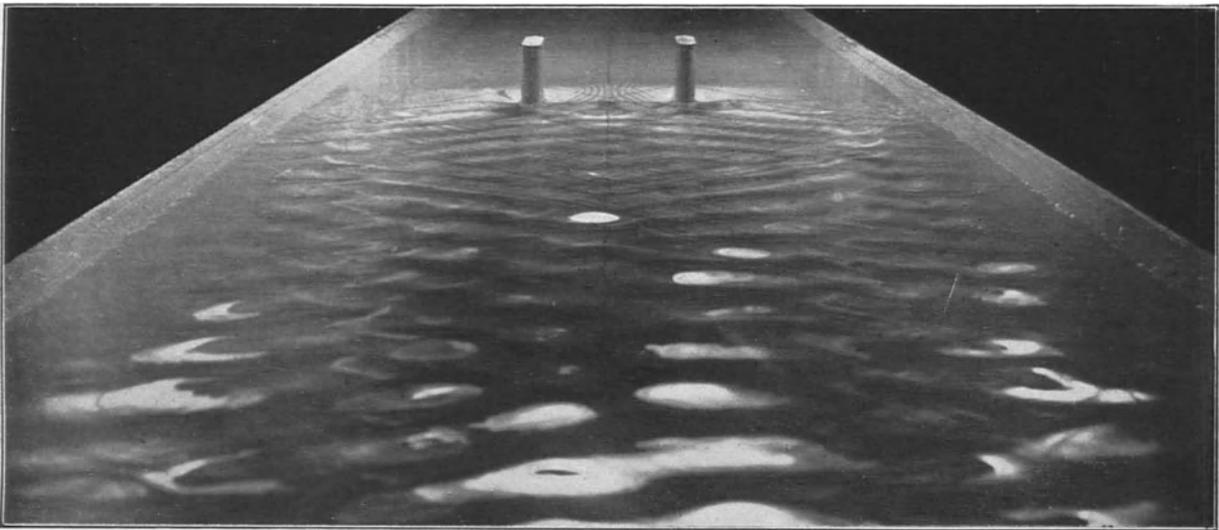


**Phot. 54.** Flußbett mit 4 Pfeilern im Axabstand von 8,5 m bei freiem Abfluß des Unterwassers stromaufwärts gesehen.

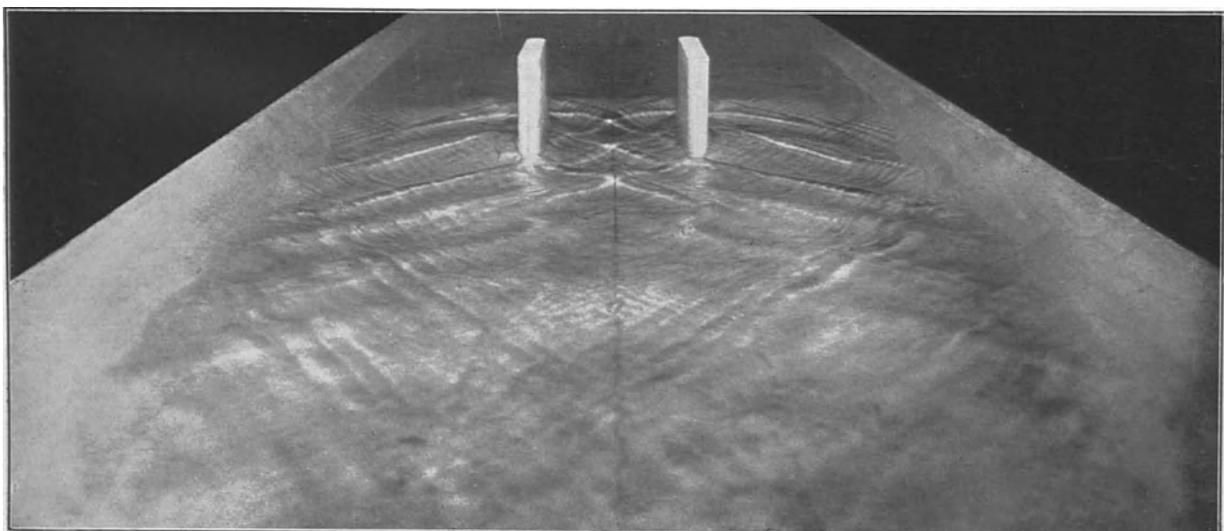
**Phot. 52—54.** Ausbildung des Wasserspiegels im Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von beiderseits zugespitzten Pfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite. Neigung der Ufer 4:5. Längengefälle des Bettes 1:500. Abfluß 550 cbm/Sek.



**Phot. 55.** Flußbett mit 2 Pfeilern von 10 m Länge bei schwach gestautem Unterwasser stromabwärts gesehen.

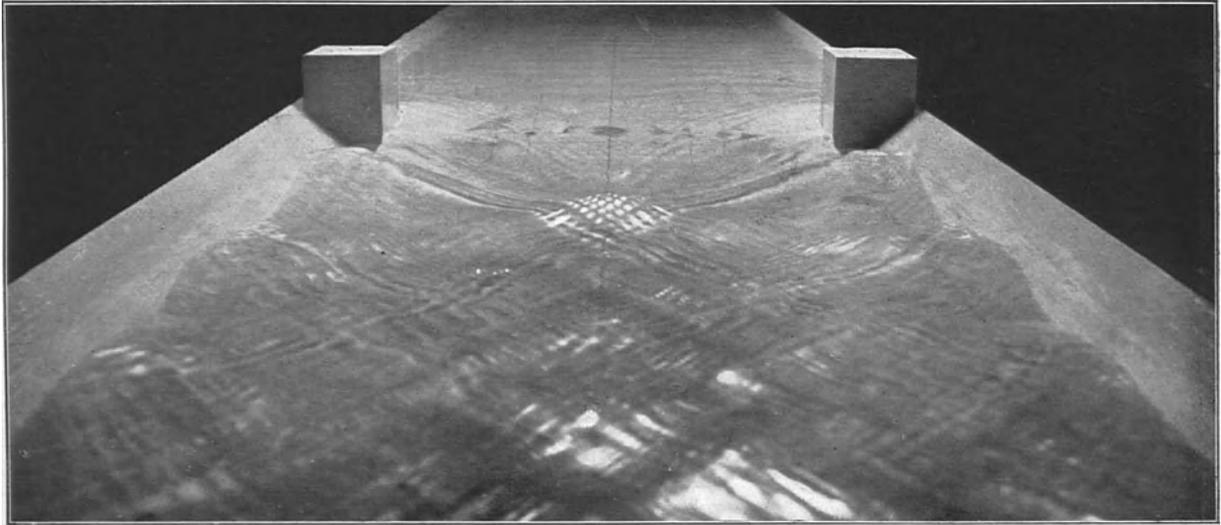


**Phot. 56.** Flußbett mit zwei Pfeilern von 10 m Länge bei stark gestautem Unterwasser stromaufwärts gesehen.

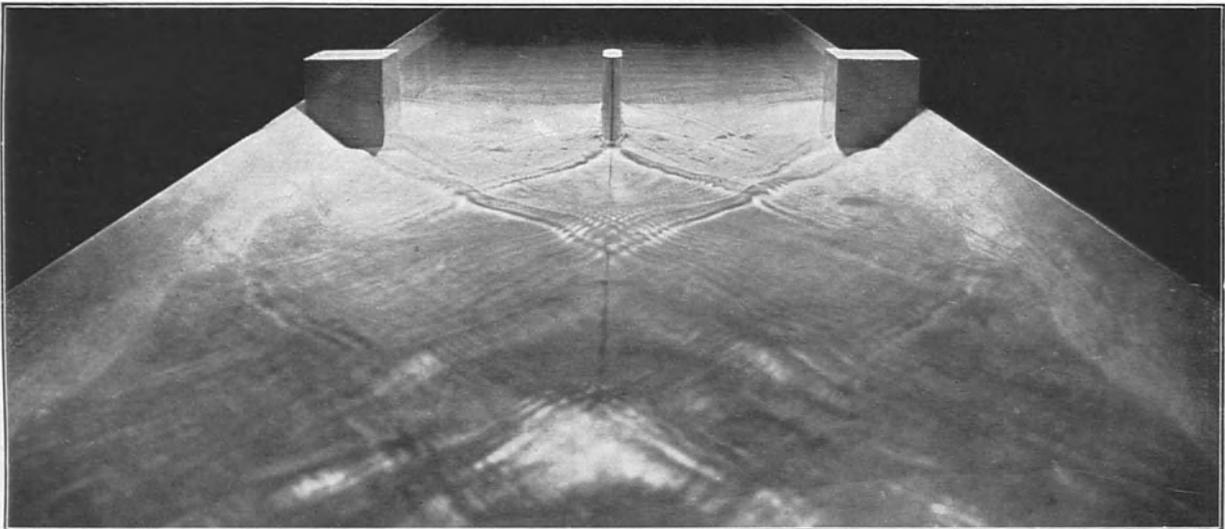


**Phot. 57.** Flußbett mit 2 Pfeilern von 20 m Länge bei freiem Abfluß des Unterwassers stromaufwärts gesehen.  
(Sehr kurze Belichtungszeit. Gleichzeitig mit Phot. 49 aufgenommen.)

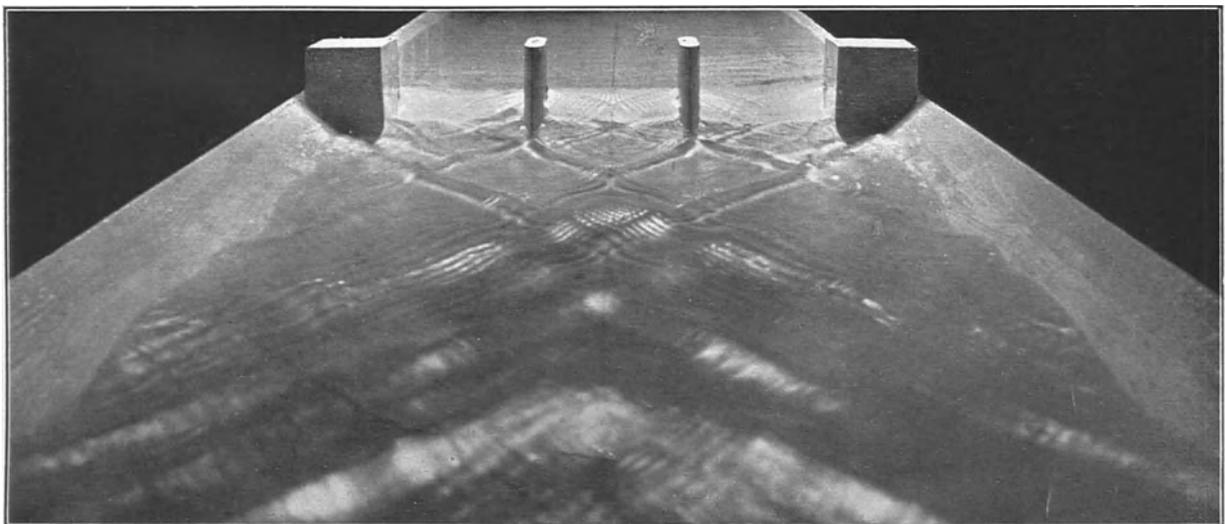
**Phot. 55—57.** Ausbildung des Wasserspiegels im Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von beiderseitig zugespitzten Pfeilern von 1,5 m Breite und 12 m Axabstand. Neigung der Ufer 4:5. Längengefälle des Bettes 1:500. Abfluß 550 cbm/Sek.



**Phot. 58.** Flußbett mit Widerlagern ohne Zwischenpfeiler stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 40 aufgenommen.)

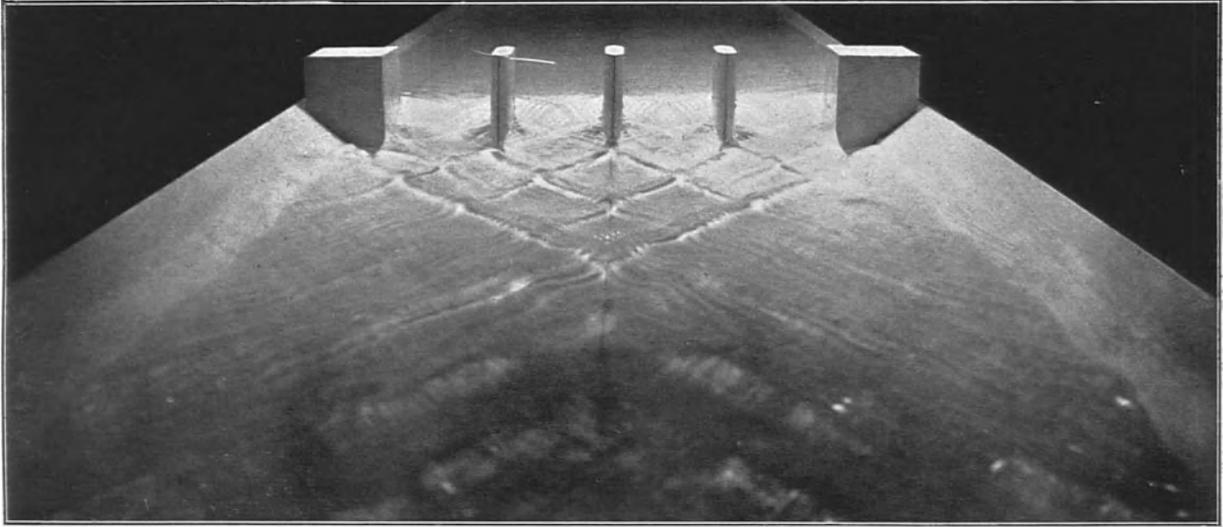


**Phot. 59.** Flußbett mit Widerlagern und einem Zwischenpfeiler stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 41 aufgenommen.)

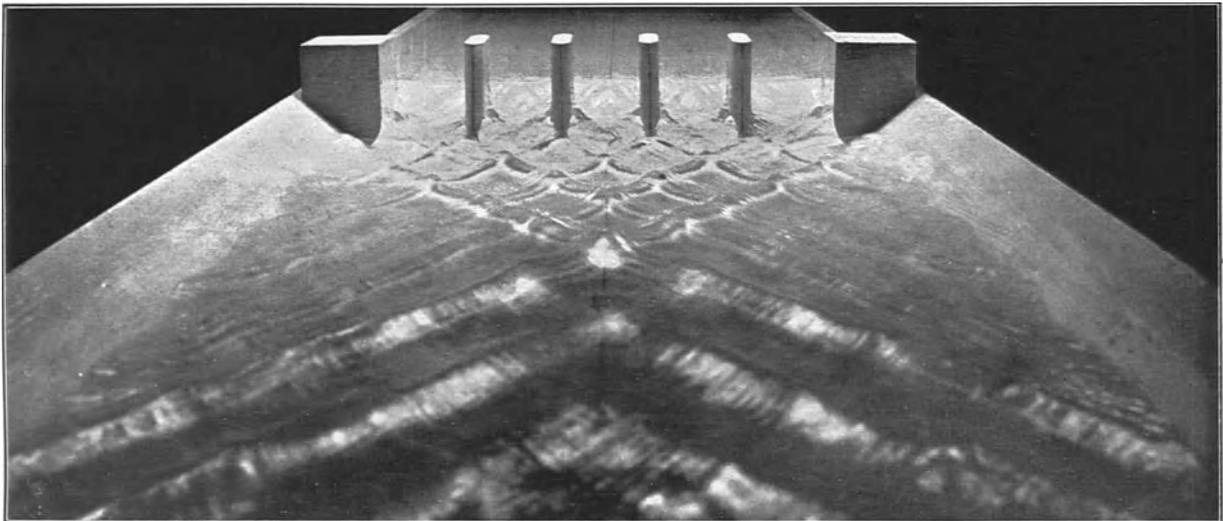


**Phot. 60.** Flußbett mit Widerlagern und zwei Zwischenpfeilern stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 42 aufgenommen.)

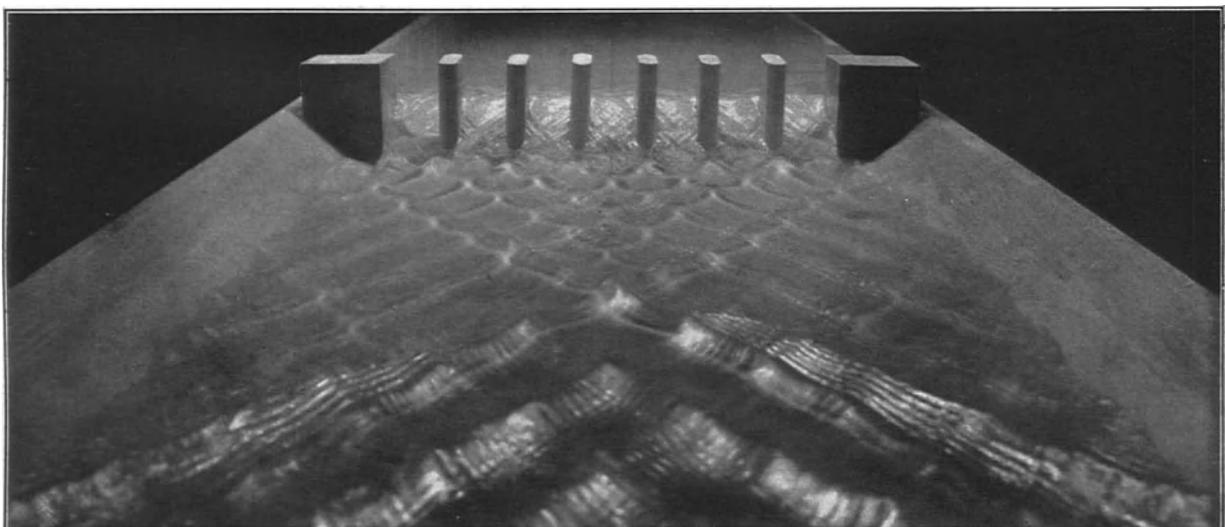
**Phot. 58—60.** Ausbildung des Wasserspiegels im Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von 34 m von einander entfernten rechteckig begrenzten Widerlagern von 10 m Länge und Zwischenpfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite. Neigung der Ufer 4:5. Längengefälle des Bettes 1:500. Abfluß 550 cbm/Sek.



**Phot. 61.** Flußbett mit Widerlagern und 3 Zwischenpfeilern stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 43 aufgenommen.)



**Phot. 62.** Flußbett mit Widerlagern und 4 Zwischenpfeilern stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 44 aufgenommen.)



**Phot. 63.** Flußbett mit Widerlagern und 6 Zwischenpfeilern stromaufwärts gesehen.  
(Gleichzeitig mit Phot. 45 aufgenommen.)

**Phot. 61—63.** Ausbildung des Wasserspiegels im Modell 1:100 eines Flußbettes mit trapezförmigem Querschnitt von 34 m Sohlenbreite unter der Einwirkung von 34 m von einander entfernten rechteckig begrenzten Widerlagern von 10 m Länge und Zwischenpfeilern von 10 m Länge und 1,5 m Breite. Neigung der Ufer 4:5. Längengefälle des Bettes 1:500. Abfluß . . . cbm/Sek.

Additional material from *Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern und ihre Verwertung für die Ausbildung des Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich,*

ISBN 978-3-642-90290-1 (978-3-642-90290-1\_OSFO1),  
is available at <http://extras.springer.com>



# Lageplan der Stadt Zürich 1:5000

mit dem Entwurf für die

Verlegung der linksufrigen Zürichseebahn und den Sihl-Überfall.

Additional material from *Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern und ihre Verwertung für die Ausbildung des Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich,*

ISBN 978-3-642-90290-1 (978-3-642-90290-1\_OSFO2),  
is available at <http://extras.springer.com>

