

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 15. März 1932

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

## Ausbau des Ernst-August-Kanals in Harburg-Wilhelmsburg.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Petzel und Regierungsbaurat Dettmers, Harburg-Wilhelmsburg.

### A. Neue Ernst-August-Schleuse.

#### 1. Begründung des Baubedürfnisses.

Im Jahre 1925 wurde zwischen der damaligen Gemeinde Wilhelmsburg — jetzt zur Stadt Harburg-Wilhelmsburg gehörig — und dem Preußischen Staate ein Vertrag über den Ausbau des Ernst-August-Kanals für 800-t-Schiffe abgeschlossen. Die Ausbauarbeiten umfaßten die Errichtung einer neuen Schleuse neben der vorhandenen und die Verbreiterung und Vertiefung des Kanals. Sie wurden in den Jahren 1926 bis 1930 durchgeführt.

Der Ernst-August-Kanal erstreckt sich südlich der Hamburger Grenze in 2,5 km Länge zwischen der Eisenbahnlinie Hamburg—Harburg und dem Reiherstieg. Durch ihn ist er mit dem Hamburger Hafen und der Elbe verbunden. Er mündete in den Reiherstieg bisher durch die jetzt zugeschüttete alte Ernst-August-Schleuse von 17,50 m Nutzlänge, 4,67 m Durchfahrtsweite und einer Drempelhöhe von  $-1,23$  m NN (rund 70 cm unter gew. Niedrigwasser im Reiherstieg bzw. rd. 1,50 m unter gew. Kanalwasserspiegel). Seine Spiegelbreite betrug etwa 15 m und seine Tiefe bei gew. Kanalwasserstand etwa 1 bis 1,20 m. Er diente in erster Linie Entwässerungszwecken. Die Schifffahrt auf dem Kanal und den beiden abzweigenden Stichkanälen (Abmann-Kanal und Jaffe-Davids-Kanal) war entsprechend den Abmessungen der Schleuse nur mit besonders für diesen Zweck gebauten kleinen Schuten bis zu 70 t Tragfähigkeit möglich. Industrielle Niederlassungen hatten sich am Ernst-August-Kanal und seinen beiden Zweigkanälen — abgesehen von den bekannten Palmwerken von Schlinck & Cie. am Jaffe-Davids-Kanal — wegen der unzeitgemäßen Schleusen- und Kanalabmessungen bisher nur in geringem Umfange angesiedelt. Durch den Ausbau des Ernst-August-Kanals und die Errichtung der neuen Schleuse sind etwa 120 ha an den Kanal angrenzendes, wegen seiner unmittelbaren Nähe am Hamburger Hafen wertvolles Gelände für die Ansiedlung von Industrie erschlossen.

#### 2. Lage.

Die alte Schleuse lag im Zuge des Ernst-August-Deiches (Abb. 1). Dieser bildet den Sturmflutschutz für den Stadtteil Wilhelmsburg. Für die Lage der neuen Schleuse bestanden die drei Möglichkeiten: ganz außendeichs, ganz binnendeichs oder wieder im Zuge des Deichs. Aus örtlichen Gründen wurde die Lage im Deich derart gewählt, daß das Außenhaupt außendeichs und das Binnenhaupt binnendeichs liegt. Bei dieser Lage mußte zwar der außendeichs gelegene Teil der Baugrube durch einen sturmflutfreien Fangedamm aus eisernen Larssenbohlen eingeschlossen werden. Die Kosten für diesen Fangedamm ermäßigten sich aber sehr wesentlich dadurch, daß die benutzten Larssenbohlen durch diese erstmalige Verwendung in ihrem Wert nicht viel beeinträchtigt wurden und daher restlos beim Bau der Schleuse und bei anderen Bauausführungen wieder verwendet werden konnten.

Die Erhaltung einer in nächster Nähe gelegenen Fabrik und des Schleusenmeisterhauses zwang dazu, die neue Schleuse unmittelbar an die alte heranzurücken. Ein Hauptbedenken war die Ausschachtung der tiefen Baugrube unmittelbar neben dem alten Kanal sowie neben der alten Schleuse, über deren Unterwasserteile zuverlässige aktenmäßige Unterlagen nicht vorhanden waren. Diesen Schwierigkeiten ist aber bei

der Bauausführung mit Erfolg und ohne Störung des Schifffahrtbetriebs begegnet worden.

#### 3. Wasserstände.

Die maßgeblichen Wasserstände sind aus Abb. 7 ersichtlich. Das Schleusengefälle beträgt bei gew. Hochwasser im Reiherstieg 1,37 m nach binnen und bei gew. Niedrigwasser 0,83 m nach außen.

Bei höchstem Hochwasser mißt der Unterschied 4,97 m, bei niedrigstem Niedrigwasser 3,23 m. Bei diesen Wasserständen wird aber nicht mehr geschleust.

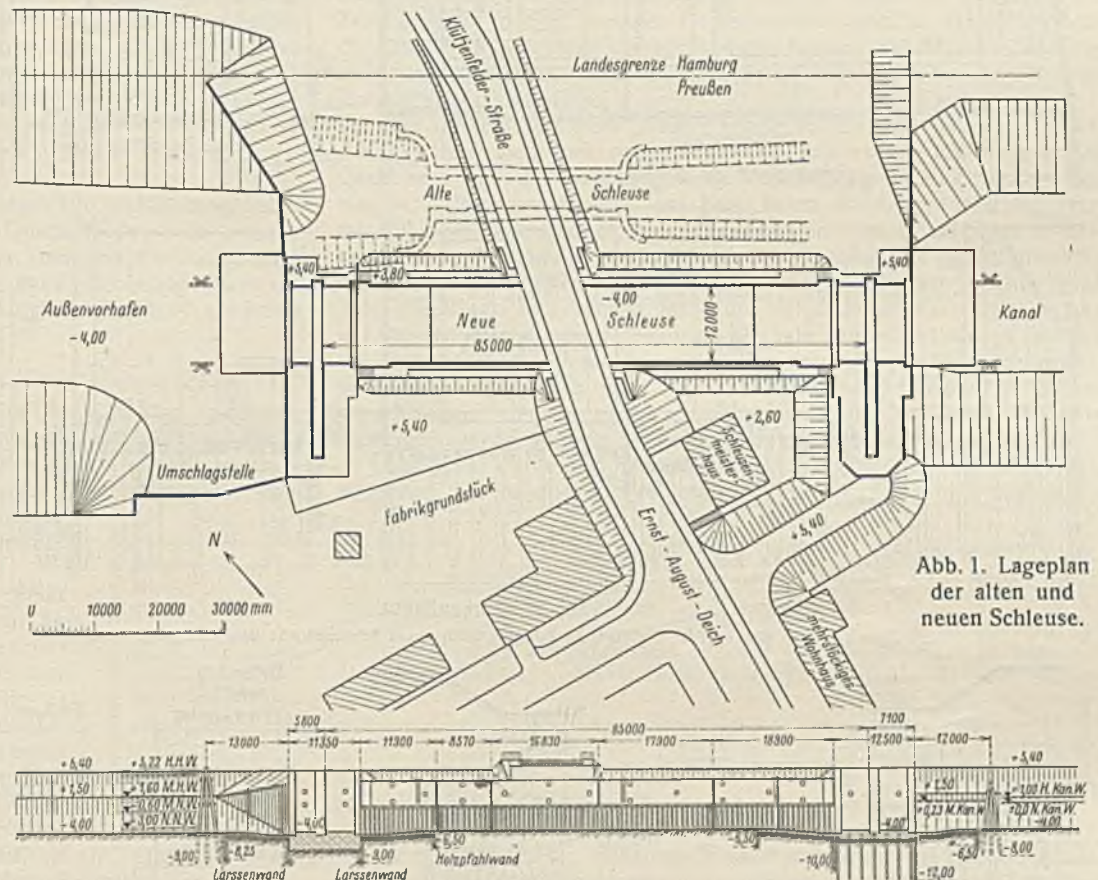


Abb. 1. Lageplan der alten und neuen Schleuse.

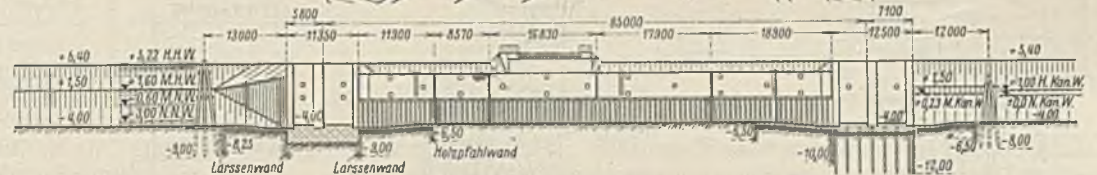


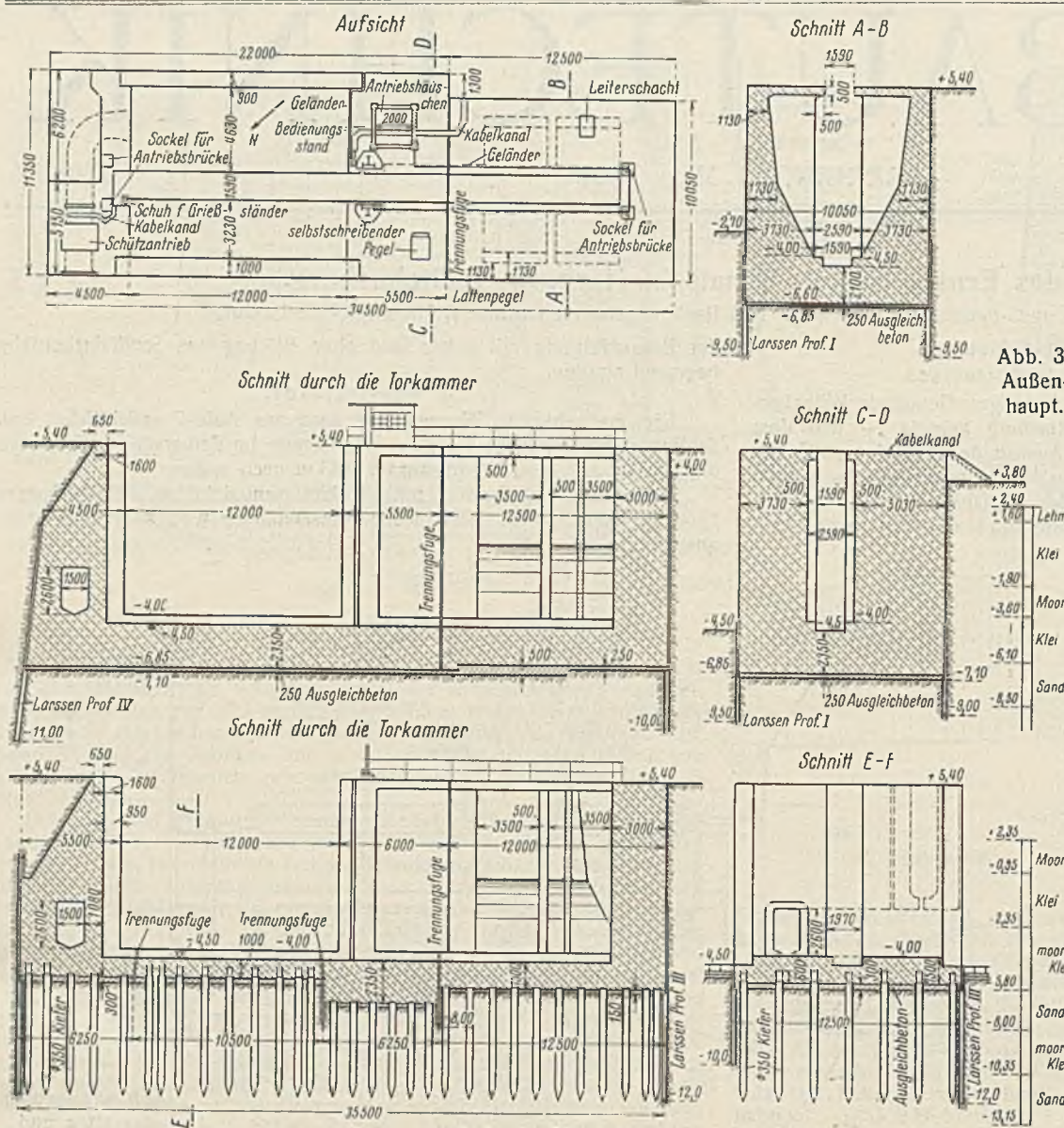
Abb. 2. Längsschnitt.

Der höchste Wasserstand, bei dem noch geschleust werden soll, beträgt  $+3,50$  m NN, der niedrigste  $-2$  m NN. Diese Wasserstände sind in den fünf Jahren 1920 bis 1924 nur insgesamt 15 mal über- bzw. 4 mal unterschritten worden.

#### 4. Abmessungen.

Der Kanal wurde für 800-t-Schiffe ( $L = 66,95$ ;  $B = 8,10$ ;  $T = 2,00$  m) ausgebaut, Schleuse nebst Außenvorhafen dagegen für das 1000-t-Regelschiff<sup>1)</sup> ( $L = 80$  m;  $B = 9,20$  bzw.  $10,50$  m;  $T = 2$  bzw.  $1,60$  m). Die Schleuse hat die für 1000-t-Schiffe üblichen Abmessungen von 85 m Nutzlänge und 12 m Nutzbreite. Der Drempel des Außenhauptes ist mit  $-4$  m NN auf rd. 3,50 m unter mittleres Niedrigwasser des Reiherstiegs gelegt. Der Drempel des Binnenhauptes hätte entsprechend der Tiefe der Kanalsohle an sich etwa 1,50 m höher angeordnet werden können. Um an nutzbarer Schleusenlänge zu gewinnen und um gleiche, gegeneinander auswechselbare Tore zu erhalten, wurde er auf dieselbe Höhe wie am Außenhaupt gelegt. — Zur Erzielung einer doppelten Deichsicherheit wurden die Plattformen des Außenhauptes und des Binnenhauptes beide sturmflutfrei auf  $+5,4$  m NN angeordnet. Die Oberkante der Kammermauern liegt entsprechend dem höchsten Schleusenwasserstande von  $+3,5$  m NN tiefer, und zwar auf  $+3,8$  m NN.

<sup>1)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1919, Heft 1, S. 6.



5. Untergrund und Gründung.  
Der Untergrund besteht aus Klei- und Torfschichten, unter denen auf etwa -6 m NN Sand folgt (s. Abb. 3). Beim Außenhaupt steht der Sand in ausreichender Mächtigkeit an. Beim Binnenhaupt folgen auf 1 bis 3 m Sand noch wieder Klei- und Torfschichten von wechselnder Stärke, so daß der tragfähige Untergrund erst auf etwa -11 m NN anstcht (s. Abb. 4).

Abb. 3. Außenhaupt.

Während deshalb das Außenhaupt unmittelbar auf tragfähigem Sand gegründet werden konnte, mußte das Binnenhaupt wegen der etwa 5 m tieferen Lage der tragfähigen Bodenschichten auf Pfähle gesetzt werden. Die Kammermauern stehen auf hohem Pfahlrost.

6. Betonmauerwerk.

Das Schluosenmauerwerk ist massiv aus unverblendetem Beton hergestellt (Abb. 8). Es umfaßt rund 6800 m³ Beton mit rd. 185 t Bewehrungsseisen = 1. M. 270 kg/m³. Wegen des moorigen Untergrundes und des Säuregehalts des Grundwassers (156 mg/l schwefelsaure Salze als SO₃ berechnet und 28 mg/l freie Kohlensäure) wurde auf die Güte und Dichtigkeit des Betons besonderer Wert gelegt. Außerdem hat er auf der Rückseite der Baublöcke einen sorgfältig aufgetragenen doppelten Schutanstrich aus Inertol erhalten. Das Mischungsverhältnis betrug im allgemeinen 1 R.-T. Hochofenzement : 1/3 R.-T. Traß : 2/3 R.-T. Grobkies : 2/3 R.-T. Feinkies : 1/3 R.-T. Sand. Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe im Vergleich zur Fullerkurve ist aus Abb. 9 ersichtlich. Der Wassermengefaktor [d. h. Natur- + Zusatzwassergewicht : Zementgewicht (= 313 kg je m³ festen Beton)] schwankt zwischen 0,54 und 0,68 und betrug 1. M. 0,59², d. h. Wassergehalt einschließlich Naturfeuchtigkeit bezogen auf 1 m³ festen Beton gleich min 169,1, max 212,1, i. M. 185 l.

Das Schluosenbauwerk ist zur Vermeidung wilder Risse

²) Ztrbl. d. Bauv. 1924, Heft 40, S. 341.

Abb. 4. Binnenhaupt.  
Zu Abb. 3 u. 4. Die Tore, Torantriebe, Schütze und Schützenantriebe sind nicht dargestellt.

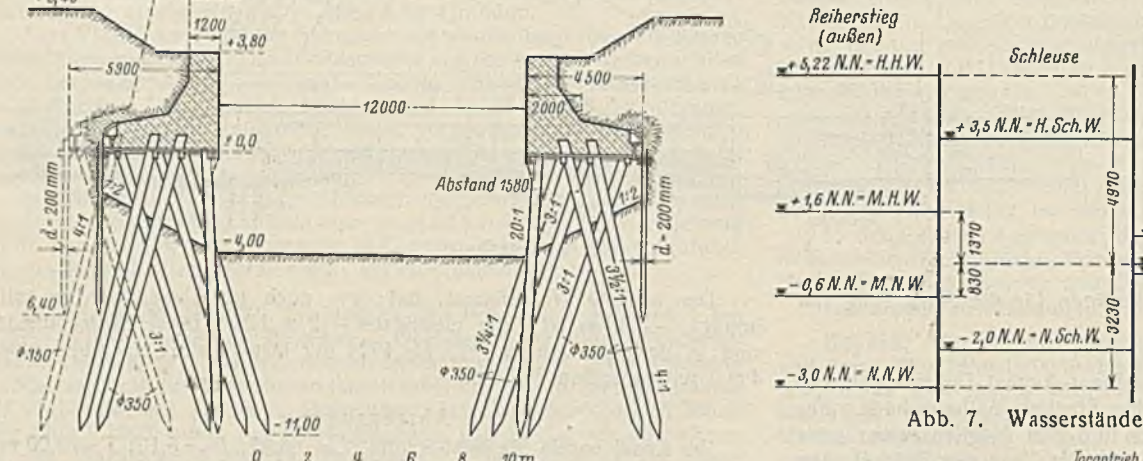


Abb. 5. Kammerwände.

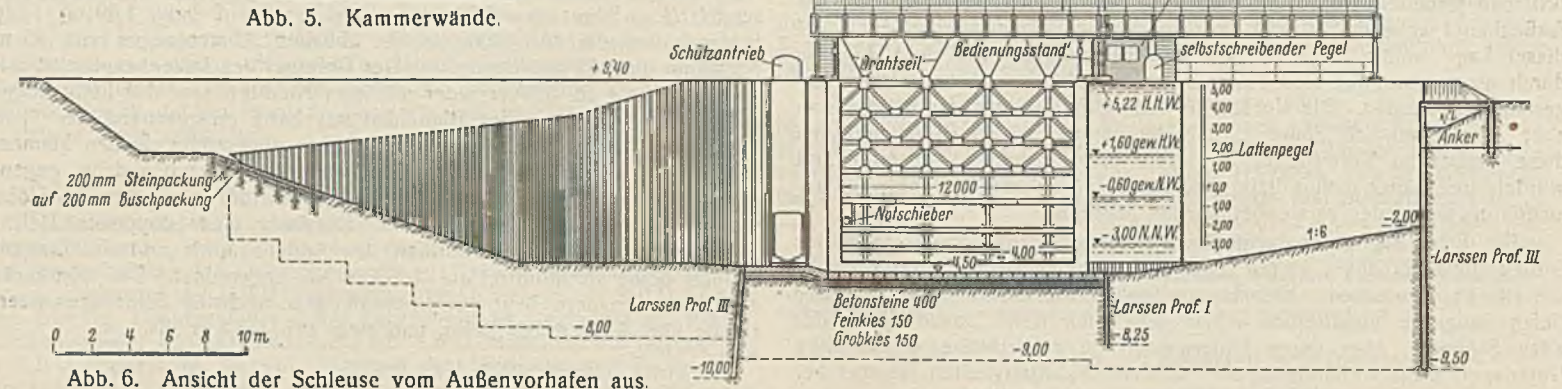


Abb. 6. Ansicht der Schleuse vom Außenvorhafen aus.



Abb. 8. Ansicht der Schleusenkammer vom Binnenhaupt aus.

infolge ungleichmäßigen Setzens der einzelnen Bauwerkteile und infolge Wärmeänderungen mittels Trennungsfugen in 16 Bauwerkblöcke aufgelöst (s. römische Zahlen in Abb. 10). Die Trennungsfugen bestehen aus zweifacher Asphaltfilzplatte zwischen dreifachem Goudronanstrich. Im aufgehenden Mauerwerk sind sie durch je einen senkrechten, 5 cm starken Teerstrick gedichtet. Soweit die Sohlen Trennungsfugen aufweisen (s. weiter unten), sind diese mit in Bitumen eingehüllte Bleistreifen gedichtet.

Sämtliche Kanten einschließlich der Toranschläge und Drempele haben unter Ausschluß jeglicher Verwendung von Quadern oder Verblendungsklinkern kräftigen Schutz aus hochwertigem Gußeisen der Ardetwerke in Eberswalde erhalten, wie es erstmalig bei der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg a. d. Oder<sup>3)</sup> als preiswerter Ersatz für Stahlguß mit Erfolg verwendet wurde.

7. Herstellung und Verarbeitung des Gußbetons.

Während die Theorie des Gußbetons in der Literatur ausführlich behandelt und allgemeiner bekannt ist, dürfte dies bezüglich der Praxis der Gußbetonbauweise nicht in dem Maße der Fall sein<sup>4)</sup>. Im nachstehenden soll daher auf die Herstellung und Verarbeitung des Gußbetons, wie sie hier mit Erfolg durchgeführt wurden und sich auch andernorts bewährt haben, näher eingegangen werden:

Sämtliche Binde- und Zuschlagstoffe einer Mischung wurden in einer Kipplore vereint an den Anzug der betreffenden Mischmaschine befördert. Die Loren wurden entsprechend dem Lager der einzelnen Stoffe auf der Baustelle in der Reihenfolge Grobkies, Feinkies und Zementtraßgemisch gefüllt. Für jedes Gut waren besondere Füllmarken vorhanden. In Höhe dieser Füllmarken wurden die Stoffe mit einem Brett unter Aufsicht eines Staatsarbeiters sauber abgeglichen, so daß bei jeder Lore das Mischungsverhältnis der einzelnen Stoffe genau innegehalten wurde. Für das Zementtraßgemisch war an einer Stirnwand der Lore mittels einer Blechzwischenwand ein Seitenfach abgekleidet.

Zement und Traß wurden, da nur so eine innige Vermischung beider Stoffe und damit die Auswirkung der guten Eigenschaften des Trasses mit Sicherheit erreicht werden kann, am Vortage jeder Betonierung trocken vorgemischt. Das Vermischen geschah in 200-l-Trommeln bei 2 min Mischdauer. Das Zementtraßgemisch wurde in einem hölzernen Taschensilo bis zur Betonierung gelagert und aus ihm mit Schiebern in die untergefahrenen Loren abgezapft.

Die Mischanlage bestand aus 2 Stück 750-l-Mischmaschinen, System Kaiser. Es war mindestens 1 min Trocken- und mindestens 1 min Naßmischung vorgeschrieben. Wegen der beschränkten

Leistungsfähigkeit des Gießturmaufzuges wurde aber im allgemeinen 3 min gemischt. Die mittlere Leistung betrug daher nur 15 Mischungen je Maschine in der Betriebsstunde oder 15 m<sup>3</sup> festen Beton je Betriebsstunde für beide Maschinen zusammen. Wenn ohne Gießturm gearbeitet wurde, stieg die Leistung auf 18 bis 19 Mischungen in der Betriebsstunde.

Wegen der besonderen Bedeutung des Wasserzusatzes für die Betonfestigkeit wurde auf seine sorgfältige Anpassung an die jeweiligen Bedürfnisse größter Wert gelegt. Diese wechseln nicht nur von einer Betonierung zur anderen, sondern auch während ein und desselben Betonierungsganges und hängen von einer ganzen Reihe von Umständen ab, wie der Rinneneigung, -führung und -länge der Gießanlage, dem Zement- und Traßzusatz, der wechselnden natürlichen Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe, der Witterung (Regenschauer und Verdunstung bei heißem Wetter), den Arbeitsbedingungen in der Schalung usw. In diesem Zusammenhange dürfte das Ergebnis der laufend ausgeführten Untersuchung der Zuschlagstoffe auf natürliche Feuchtigkeit durch Ausglühen von Interesse sein. Die natürliche Feuchtigkeit des Grobkieses schwankte zwischen 2 und 5 und betrug i. M. 3 1/4 R.-T. des Grobkieses einschließlich Hohlräume. Beim Feinkies und Sand schwankte er entsprechend zwischen 3 1/2 und 9 und betrug i. M. 6 R.-T. Wenngleich diese Zahlen, besonders beim Feinkies und Sand, ungünstig dadurch beeinflusst sind, daß die Zuschlagstoffe in einer feuchten Geländemulde lagen, so zeigen sie doch die erhebliche Bedeutung der wechselnden Naturfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe und die Notwendigkeit, dementsprechend den Wasserzusatz beim Betonieren zu verändern.

Der Wasserzusatz beim Mischen wurde im Interesse möglichst großer Festigkeiten jeweils nur so groß gewählt, wie es das Rutschen in den Gießrinnen und die ordnungsgemäße Verarbeitung im Block erforderlich machte. Wasseransammlung auf dem Beton wurde grundsätzlich vermieden. Sie kennzeichnet einen Überschuß an Wasser und führt zu Entmischung. Bei den Kammerblöcken war wegen des verhältnismäßig raschen Hochbetonierens in der Schalung bei gleichzeitig abnehmendem Blockquerschnitt in erhöhtem Maße die Neigung zur Wasseransammlung auf der Betonoberfläche vorhanden. Deshalb mußte bei diesen Blöcken mit fortschreitender Betonierung der Wasserzusatz allmählich verringert werden. Dies geschah ohne jede Betriebsunterbrechung. Wassermessvorrichtungen, wie man sie gelegentlich noch trifft, die dieser Forderung nicht entsprechen, müssen als ungeeignet verworfen werden.

Der Beton wurde teils mittels Gießturmanlage und Rinnen, teils mittels Kipploren und Rutschen eingebracht. Bei den Kipploren muß ebenso wie

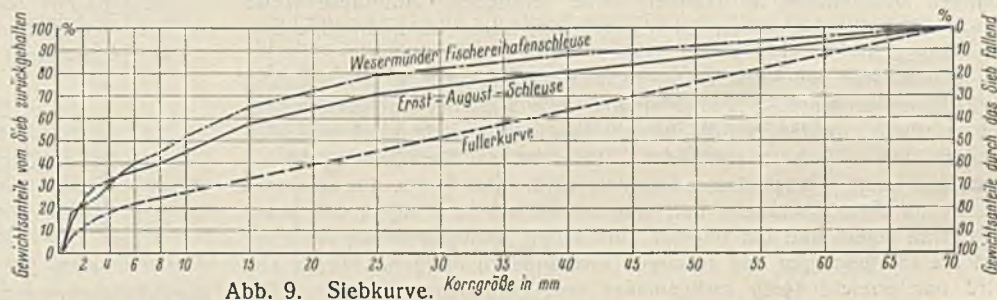


Abb. 9. Siebcurve. Korngröße in mm

bei dem Beton in der Schalung Wasseransammlung an der Oberfläche auch bei längeren Förderwegen vermieden werden. Durch häufiges Schwenken der leichtbeweglichen Fliegerrinne bzw. möglichst häufigen Wechsel der Kippstelle wurde erreicht, daß stets der Beton in dünnen Lagen — im allgemeinen etwa 20 bis 30 cm — über die ganze Blockfläche eingebracht wurde und größere Höhenunterschiede in der Betonoberfläche und steile Böschungen vor Kopf vermieden wurden. Diese

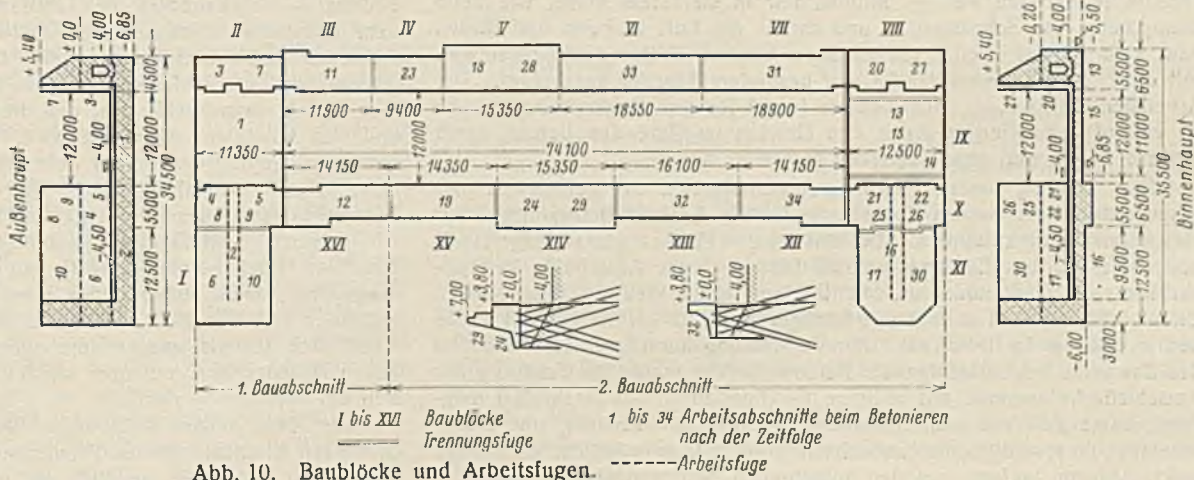


Abb. 10. Baublöcke und Arbeitsfugen.

<sup>3)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 9, S. 142.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1925, Heft 19, S. 249.

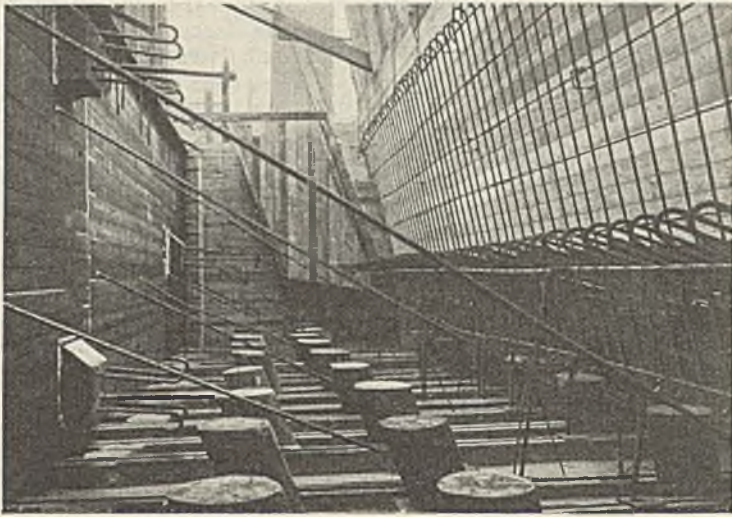


Abb. 11. Innenansicht der Schalung eines Brückenwiderlagers.

Art des Betonierungsvorganges bietet den doppelten Vorteil, daß keine Entmischung infolge Ausfließens des Betons vor Kopf eintritt; zum anderen wird erreicht, daß stets nur frischer Beton auf frischen Beton gebracht wird und dadurch unfreiwillige und nachteilige Arbeitsfugen im Beton vermieden werden, wie man sie andernfalls beim Ausschalen als mehr oder weniger ausgeprägte Streifen erkennen kann. Es wurde darauf gehalten, daß der Beton im allgemeinen nicht älter wurde als 1 Std., bis die nächste Schicht aufgebracht wurde. Wo mit Rücksicht auf die beschränkte Leistungsfähigkeit der Mischanlage dieses Ziel bei einzelnen Blöcken mit besonders großer Grundfläche nicht erreicht wurde, dürfte eine Zwischenzeit von 2 Std. jedoch in keinem Fall überschritten worden sein. Wo größere Fallhöhen nötig waren mit Rücksicht auf den Arbeitsvorgang und die Beschaffenheit der Schalung (hinderliche Eiseneinlagen und zu hohe und enge Schalungen, die keine Rinnenentwicklung bis auf den Beton herab zuließen), wurden an das freie Ende der Gießrinne senkrechte Holzrohre angeschlossen und dadurch der Beton zusammengehalten und zum senkrechten Herabfallen gezwungen. So wurde das Entmischen beim freien Fall infolge schrägeren Herabfallens der gröberen Stoffe und steileren Herabfallens der feineren Stoffe vermieden. Auf diese Weise wurde mit Fallhöhen bis zu 3,5 m gearbeitet, ohne daß nachteilige Entmischung eintrat.

Ebenso wie der Stampfbeton nach dem Einbringen in die Schalung durch Stampfen gründlich gedichtet wird, muß auch der Gußbeton gründlich verarbeitet werden, nur daß hier die Bearbeitung nicht durch Stampfen, sondern durch Stochern stattfindet. Diese Art der Verarbeitung ist um so notwendiger, je wasserärmer betoniert wird. Der Zweck des Stocherns ist, die im Beton enthaltene Luft zum Entweichen zu bringen, den Beton dichter zu lagern und ihn ringsum zum satten Anliegen an die Schalung und die Eiseneinlagen und sonstigen Eisenteile zu bringen. Dieses Ziel wird nur erreicht durch sachgemäßes und gründliches Stochern. Das planlose und flüchtige Stochern, wie man es häufig antrifft und wo die Aufsicht — geschweige denn der Betonarbeiter — nicht den tieferen Sinn dieser Arbeitsweise verstanden hat, ist zwecklos.

Das Stochern geschah mittels angespitzter leichter Holzstäbe. Die Verwendung von Harken und ähnlichem Gerät, außer gelegentlich Schaufeln, war untersagt. Es wurde besonders darauf gehalten, daß die Stäbe tief in den Beton eingedrückt wurden. Sie wurden jeweils auf eine andere Stelle erst eingesteckt, nachdem die Betonfeuchtigkeit gründlich an die Oberfläche getreten war — ähnlich, nur in stärkerem Maße, wie beim Stampfbeton das Schwitzen — und darauf die Luft in Form von Blasen bzw. sich schnell wieder schließenden kleinen Kratern entwichen war. Mit dieser Arbeit waren ständig vier besondere Arbeiter beschäftigt. Der Arbeitsaufwand hat  $\frac{1}{3}$  Arbeitsstunde je  $m^3$  fertigen Beton betragen. Er ist voll und ganz gerechtfertigt durch den Gewinn an Güte des Betons durch größere Dichte und gute Festigkeit (s. weiter unten).

Die Schalung bestand an den Ansichtsflächen aus gehobelten und gespundeten 4 cm starken Bohlen, die für die Ansichtsflächen nicht öfter als zweimal benutzt wurden. Bei den übrigen Flächen war sie ungehobelt und ungespundet. Erfahrungsgemäß bleiben beim Ausschalen des unverblendeten Gußbetons an den Bohlen leicht kleinere Betonschalen haften, und zwar um so mehr, je häufiger das Holz bereits benutzt wurde und je frischer der Beton ist. Zur Vermeidung derartiger, das Aussehen des Bauwerks beeinträchtigender Betonausbrüche wurde die Schalung der Ansichtsfläche zweimal mit billigem Öl (Formenöl), das letzte Mal möglichst kurze Zeit vor dem Betonieren, gestrichen. Schalung und Eisenteile über der jeweiligen Betonoberfläche wurden in erforderlichem Umfang durch Abfegen laufend von den anhaftenden Betonspritzern gereinigt.

Sämtliche in Verbindung mit dem Beton stehenden Eisenteile, und zwar Kantenschutz, Schutz der Tornischen, Schützführungen, Haltekreuze, Poller und Leiteranker, wurden bereits beim Aufstellen der Schalung an ihr befestigt und mit einbetoniert (Abb. 11). Nachträgliches Einbetonieren von Eisenteilen in Aussparungen, wie es andernorts manchmal ausgeführt wird, ist im Interesse der einwandfreieren Verankerung im Mauerwerk und der Kostenersparnis vermieden worden. Nachteile haben sich dabei nicht ergeben.

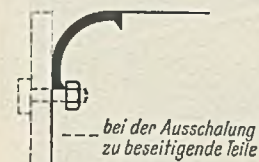


Abb. 12. Befestigung des waagerechten Kantenschutzes an der Schalung.

Damit der waagerechte Kantenschutz der Mauerkronen sich satt an den Beton legt, ist es zweckmäßig, daß die waagerechten Schenkel in je 1 m Abstand Löcher erhalten. Durch sie kann die Luft beim Betonieren entweichen. Die waagerechten Kanteneisen waren, wie aus Abb. 12 ersichtlich, mit Schrauben an der Schalung befestigt. Einige Stunden nach beendigttem Betonieren wurde die Verbindung mit der Schalung durch Herausdrehen der Schraubenbolzen gelöst. Dadurch wurde erreicht, daß die Kantenschutzeisen sich nach dem Betonieren nicht nachträglich wieder lösten infolge gegenseitiger Bewegung zwischen

Schalung und Beton beim Abbindeprozess.

Die Betonblöcke wurden unter möglicher Beschränkung der Zahl der Arbeitsfugen hergestellt. Die Kammerblöcke und Sohlblöcke wurden in einem Arbeitsgange ohne Arbeitsfuge betoniert. In die aufgehenden Blöcke der Häupter mußten je zwei Arbeitsfugen eingelegt werden. Die Schleuse wurde in insgesamt 34 Arbeitsgängen betoniert. Die Einzelheiten sind aus Abb. 10 ersichtlich. Durch senkrechte Dübeleisen und Schweleneindrücke, sowie durch Beseitigung einer obersten dünnen Betonschicht einige Stunden nach dem Betonieren und nochmaliges Aufrauhnen und Abfegen vor Wiederbeginn der Betonierung, insbesondere ringsum an der Schalung, wurde für möglichst innige Verbindung des Betons in der Arbeitsfuge gesorgt.

Um trotz der verhältnismäßig großen Höhe der Arbeitsabschnitte ein elastisches Ausweichen der Schalung und die damit verbundenen Fehler in der Güte und im Aussehen des Betons zu vermeiden, wurden die gegenüberliegenden Schalungswände gegeneinander durch Rundeseisen verspannt. Bei den Kammerblöcken wurde die Verspannung am Pfahlrost bewirkt (Abb. 11).

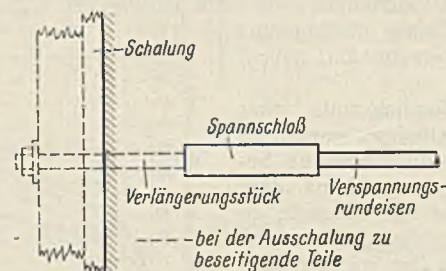


Abb. 13. Befestigung der Schalungsverspannung an der Schalung.

Die Anker waren in den Kammerblöcken  $\frac{1}{2}$  Zoll und in den aufgehenden Blöcken der Häupter  $\frac{3}{4}$  Zoll stark. Sie hatten an der Schalung mittels Spannschlösser aufgesetzte Verlängerungsstücke. Nach dem Ausschalen wurden die mit Papier umwickelten Verlängerungsstücke abgeschraubt und aus dem Beton herausgezogen, während die Rundeseisenanker

selbst nebst dem Spannschloß im Beton verblieben (Abb. 13).

Bei mehreren Betonblöcken wurden alsbald nach dem Ausschalen Risse im Beton festgestellt, die sich zunächst einige Zeit erweiterten und dann im Laufe mehrerer Wochen allmählich wieder schlossen, bis sie dem Auge nicht mehr wahrnehmbar waren. Die Beobachtungen deckten sich mit den auch andernorts in dieser Hinsicht bei dickwandigen Betonblöcken gemachten Erfahrungen. Die Art und der Verlauf der Rissbildung — insbesondere der Umstand, daß sie zeitlich gleichläufig mit dem bekannten Erwärmen und Abkühlen derartiger Betonblöcke beim Abbinden und Erhärten, d. h. daß das Öffnen der Risse mit dem Erwärmen und ihr Schließen mit dem Abkühlen zeitlich etwa zusammenfällt — läßt darauf schließen, daß die Rissbildung durch das Erwärmen und das Abkühlen verursacht wird. Ob daneben auch die allgemeine Raumverringerng des Betons beim Abbinden und andere Ursachen eine Rolle spielen, sei dahingestellt. Das Abkühlen und als seine Folge das Zusammenziehen des Betons geht außen rascher vor sich als im Innern. Die dadurch entstehenden Spannungen lösen sich in Rissen aus. Das Abkühlen setzt besonders stark ein in dem Augenblick, wo der Beton ausgeschalt, damit außen seines Wärmeschutzes beraubt und mit der umgebenden kühleren Luft in innigere Berührung gebracht wird. Der Umstand, daß jeweils ausgerechnet unmittelbar nach dem Ausschalen die ersten Haarrisse wahrnehmbar werden, bestätigt die Auffassung, daß es sich um Wärmerisse handelt.

Die Risse zeigen sich wegen der geringen Haftfestigkeit zwischen dem noch frischen Beton und den Eiseneinlagen auch dort, wo der Beton kräftig mit Rundeseisen bewehrt ist. Im übrigen waren hier wie auch

andernorts Vorbeugungsmittel gegen die Rissebildung nicht erforderlich, da sie die Standsicherheit und Güte des Bauwerks nicht gefährdete.

Der Beton wurde in den ersten vier Wochen nach der Betonierung mittels aufgelegter alter, undichter Gummischläuche ständig naß gehalten.

Die Betonfestigkeit nach 28 Tagen bei Entnahme an der Mischmaschine betrug bei 20 cm Seitenlänge der Würfel als Höchstwert 307 kg/cm<sup>2</sup>, als Mindestwert 187 kg/cm<sup>2</sup> und im Mittel von 22 Werten 252 kg/cm<sup>2</sup>. Aus dem Bauwerk entnommene Würfel ergaben nach 28 Tagen als Mittel von drei Werten 228 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit. Diese im Vergleich zu den sonst bei derartigen Bauten üblichen Festigkeiten sehr günstigen Ergebnisse haben ihren Grund in der besonders sorgfältigen Verarbeitung.

Im Laufe der Zeit lösten sich an den Betonansichtsflächen eine Reihe flacher kegelförmiger Betonschalen ab von etwa 10 bis 15 cm Durchm. und 2 bis 3 cm Tiefe. Regelmäßig zeigten sich nach Entfernen der Betonschalen im Grunde des Trichters weißliche, bröcklige Gesteinsstücke. Beim Übergießen mit Salzsäure erwiesen sie sich als Kalk. Bei Untersuchung von übriggebliebenem Grobkies, der aus einer Kiesgrube stammte, wurden in erheblicher Anzahl kalkhaltige Kiesel festgestellt. Sie waren in ihrem Äußeren in nichts auffällig, aber offenbar im Beton nicht wetter- und raumbeständig und daher die Ursache der Betonabspaltungen. Wenn diese auch für den Bestand des Bauwerks nicht nachteilig sind, so beeinträchtigen sie doch sein Aussehen. Bei Verwendung von Grubenkies wird man daher auf Beimengung derartiger kalkhaltiger Kiesel besonders zu achten haben.

### 8. Außenhaupt.

Im Außenhaupt ist die Durchfahrtsohle mit den aufgehenden Seitenmauern biegefest als oben offener Halbrahmen verbunden, ebenso die Sohle der Torkammer. In der Torkammer ist zwischen Schleusenmauer und Torkammer eine Trennungsfuge eingelegt. Sie ist mit Bitumen eingehüllten Bleistreifen gedichtet.

Die Mauern der Torkammern sind ihrer statischen Beanspruchung entsprechend nach der Torkammer hin schräg und nach rückwärts senkrecht angeordnet. Zur Verringerung der Mauerwerkmassen sind Sparbögen ausgeführt. Die Pfeiler der Sparbögen und das Mauerwerk der Toranschlagpfeiler (s. Abb. 3) sind zur Schaffung des nötigen Durchflußquerschnitts für das längs den Toren bei deren Bewegung zurückströmende Wasser entsprechend zurückgesetzt.

Die Schleusendurchfahrt und die Torkammer können im Bedarfsfalle leergepumpt werden zur Ausführung von Unterhaltungsarbeiten. Das Schleusenaupt hat zu diesem Zwecke zwei Notanschläge erhalten. Die Torkammer kann auch für sich allein nach Einsetzen von Dammbalken trockengelegt werden. Zum Schutze gegen Unterläufigkeit sind die Häupter durch eiserne Larssenspundbohlen ringsum umgeben.

### 9. Binnenhaupt.

Im Binnenhaupt muß wegen des schlechten Untergrundes und Gründung auf Pfählen mit gewissen Bewegungen der einzelnen Bauwerkteile gegeneinander gerechnet werden. Im Gegensatz zum Außenhaupt sind die Durchfahrtsohle und die Seitenblöcke daher hier nicht biegefest miteinander verbunden, sondern durch je eine Fuge voneinander getrennt. Diese Trennungsfugen sind nicht wie sonst üblich senkrecht, sondern schräg gestellt, damit die Sohlenplatte sich bei etwa beginnender Aufwärtsbewegung sofort zwischen den Ansätzen der Seitenblöcke festklemmt und am weiteren Aufschwimmen durch das Gewicht der Seitenblöcke gehindert wird. Die Fuge ist mit einer dicken elastischen Dichtung aus vierfacher Asphaltplatte zwischen fünf Gudronanstrichen ausgefüllt.

Die Sohlenplatte ist an den Gründungspfählen zugfest dadurch verankert, daß die Pfahlköpfe 60 cm weit in den Beton hineinragen (s. Abb. 4) und, soweit sie im Beton stecken, konisch bearbeitet und mit Drahtspiralen bewehrt sind.

Eine Bewehrung der Durchfahrtsohle wäre rechnerisch nicht erforderlich gewesen, da sie nur zwischen den einzelnen Pfählen freitragend zu sein braucht. Aus Sicherheitsgründen wurde aber eine doppelte Bewehrung eingebracht, die bei Außerachtlassung der Pfähle die Biegebeanspruchung bei halbem Auftrieb aufnehmen kann.

Die Tornische ist nach denselben Grundsätzen wie beim Außenhaupt als oben offener Halbrahmen ausgebildet. Ebenso ist in der Torkammer hinter dem Einfahrtblock eine Trennungsfuge eingelegt. Das Mauerwerk konnte nicht ohne weiteres spiegelbildlich gleich dem Außenhaupt ausgebildet werden, da die Wasserstandsverhältnisse andere sind. Besondere Sorgfalt mußte auf den kanalseitigen Toranschlagpfeiler gelegt werden. Er erfährt bei hohen Wasserständen in der Schleuse verhältnismäßig ungünstige Beanspruchungen auf Kippen nach dem Binnenvorhafen zu. Diese fallen um so mehr ins Gewicht, als es sich um einen hohen Block von verhältnismäßig geringer Grundfläche handelt. Wegen der schlechten Erfahrungen mit derartigen Pfeilern an anderer Stelle wurde er mit kräftigen senkrechten Rundstahl- und Schieneneinlagen bewehrt. Außerdem wurden die Trennungsfugen der beiden Pfeiler gegen die Torkammer nicht gerade durchlaufend ausgebildet, sondern in der in Abb. 14 an-

gegebenen Weise versetzt. Durch diese Versetzung soll bei etwaiger Überlastung eines Toranschlagpfeilers der benachbarte Torkammerblock zum Mitragen gebracht und dadurch ein Kippen des Pfeilers vermieden werden.

### 10. Kammerwände.

Die Gründung der Kammerwände auf hohem Pfahlrost wurde aus wirtschaftlichen Erwägungen gewählt, weil sie Ersparnisse an Bodenaushub für die Baugrube ermöglichte und die Ausführung im Gegensatz zu den Häuptern ohne Grundwassersenkungsanlage im Trockenen stattfinden konnte.

Der Pfahlrost besteht aus abwechselnd einem Joch von drei Druckpfählen und einem Joch von einem Druck- und zwei Zugpfählen. Er besitzt rückwärtig eine Holzspundwand. Der Achsabstand der gleichartigen Joche beträgt 1,60 m. Die aufgesetzte Mauer wird auf der Rückseite auf der ganzen Länge durch poröse Betonkappen mit Kiesumschüttung entwässert. Im Frühjahr 1931 mittels eines Rohrbrunnens angestellte Grundwasserbeobachtungen haben die gute Wirksamkeit der Entwässerung bewiesen.

Um Beschädigungen des unverblendeten Betons durch Bootshaken beim Staken der Fahrzeuge möglichst vorzubeugen, wurde durch Anordnung möglichst zahlreicher Haltekreuze reichliche Gelegenheit zum Festlegen und Staken gegeben. Darüber hinaus ist ein besonderer Schutz der Betonansichtsflächen durch Schwimmbalken od. dgl. nicht vorhanden. Beschädigungen durch den Schiffsverkehr sind bisher trotzdem nicht eingetreten.

### 11. Befestigung der Kammersohle.

Die beiden Außenvorböden der Schleuse sowie die Sohle der Schleusen-kammer im Anschluß an die Häupter einschließlich der Böschungen zwischen dem Pfahlrost der Kammerwände sind bis auf 10 bzw. 12 m Entfernung vom Haupt entfernt mit an Ort und Stelle betonierten 40 cm starken Betonquadern auf 15 cm Feinkies und darunter 15 cm Grobkies mit Eisenspundwand- bzw. Holzpfahlwandeinfassung gesichert. Auf der übrigen Strecke der Schleusen-kammer ist die aus moorigem Klei bestehende Sohle unbefestigt geblieben. Kolkungen haben sich bisher weder in der Schleusen-kammer noch in den Vorböden gezeigt.

### 12. Tore.

Da die Tore nach beiden Seiten kehren müssen, sind die als wirtschaftlich und betrieblicher bewährten Schiebetore angewendet worden. Die beiden Tore — ein Reservetor ist nicht vorhanden — haben genau gleiche Abmessungen erhalten, so daß sie gegeneinander ausgewechselt werden können. Sie sind ohne die eichenen Dichtungsleisten gemessen rd. 1,40 m breit und als Riegeltore beiderseitig mit 10 mm starken Tonnenblechen verkleidet. Die beiden oberen gering beanspruchten Riegel sind als Fachwerk, die übrigen sechs als Vollwandträger ausgebildet. Die kanalseitige Blechhaut reicht bis + 5,40 m NN, die dem Reihertstieg zugewendete bis + 0,80 m NN. Jedes Tor wiegt 51,5 t.

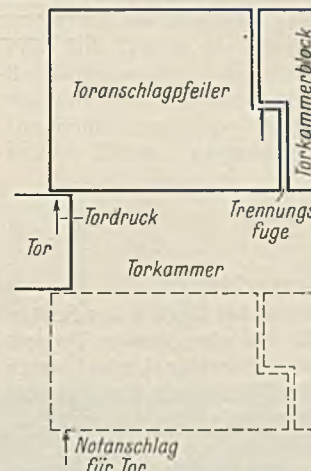


Abb. 14. Versetzte Trennungsfuge zwischen Toranschlagpfeiler und Torkammerblock.

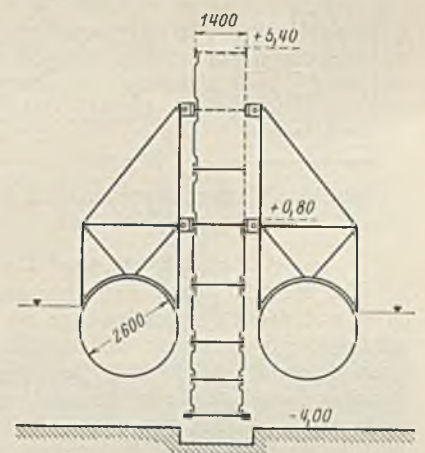


Abb. 15. Schiebetor mit Pontons zum Ausschwimmen.

Die Querwände der Tore sind offen. Von Schwimmkästen ist zur Vermeidung hoher Bewegungswiderstände und im besonderen zur Erleichterung des Ein- und Ausströmens des Wassers durch das Tor an den beiden Anschlagpfeilern der Torkammer abgesehen. Um trotzdem das Tor für Instandsetzungsarbeiten ausschswimmen zu können, wird im Bedarfsfalle mittels eines Eisenfachwerks, wie aus Abb. 15 ersichtlich, beiderseits je ein zylindrischer Schwimmkörper angebracht ( $L = 8,20$  m,  $D = 2,60$  m,  $d = 6$  mm).

Vor dem Ausschswimmen muß ferner in der Anschlagnische gegenüber der Torkammer ein zu diesem Zweck angeordneter Griebständer beseitigt werden.

Da die Durchfahrtsohlen der Schleusenhäupter nur für Wasserstände bis + 3,50 NN m berechnet sind, muß, falls bei einer etwaigen Trockenlegung eines Hauptes unvermutet höhere Wasserstände eintreten sollten, durch in den Toren zu diesem Zweck angeordnete Schütze Wasser eingelassen werden. Eine entsprechende Bestimmung ist in die Dienstvorschrift des Schleusenbeamten aufgenommen.

Die Tore sind in der im Rhein-Herne-Kanal üblichen Weise mit Drahtseilen an je einem Triebwagen aufgehängt. Bewegliche Teile unter Wasser sind nicht vorhanden. Der Triebwagen läuft unter einer Brücke, die als vollwandiger Gerberträger von 30 t Gewicht die Schleuse und die Torkammer überspannt. Der Wagen wird durch einen auf der Brücke feststehenden, geschlossenen, auf das 2,8 fache überlastbaren Drehstrommotor für 26,5 PS und 960 Umdreh./min mit Ritzelvorgelege angetrieben. Das Ritzel greift in eine mit dem Laufwagen fest verbundene Zahnstange ein und bewegt beide hin und her. Öffnen und Schließen eines Tores dauern je 1 min.

Gegen Beschädigung infolge übergroßer Belastung, z. B. infolge Festklemmens von Gegenständen in der Torbahn, sind die Motoren und das Getriebe durch Rutschkupplungen gesichert.

Tore und Schütze werden für jedes Haupt getrennt von einem massiven Steuerhäuschen aus bedient. Der Antrieb schaltet sich in der Endstellung selbsttätig durch Starkstromschalter aus, die außerdem zum Bremsen des Motors eine Magnetbremse in Wirksamkeit setzen. Das Ein- und Ausschalten des Antriebs ist denkbar einfach. Zur Bedienung der Schleuse ist daher nur ein Beamter ohne Hilfspersonal erforderlich.

Schwierigkeiten bereitete es beim Außenhaupt, beim Betonieren die eisernen Toranschläge genau senkrecht zu erhalten. Gewisse Abweichungen von der senkrechten Lage, die sich hier ergeben haben, sind durch entsprechende Bearbeitung der hölzernen Dichtungsleisten am Tor ausgeglichen worden. Im Binnenhaupt sind diese Schwierigkeiten dadurch vermieden worden, daß vor Beginn der Betonierung für das aufgehende Mauerwerk die Anschlagseisen mittels eines steifen Eisengerüsts unbeweglich aufgestellt wurden.

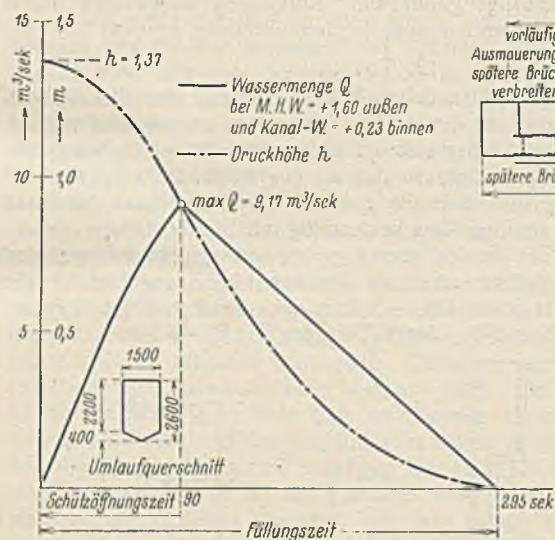


Abb. 16. Wassermengendurchfluß beim Öffnen eines Schützes.

### 13. Umläufe und Umlaufverschlüsse.

Um eine langsame Wassermengenzunahme bei Beginn des Schützhubes und damit eine ruhige Lage der Schiffe und eine günstige Trossenbeanspruchung zu erreichen, hat der sonst rechteckige Umlauf unten einen dreieckigen Querschnitt erhalten. Die Mündungen sind, um ein Mitreißen von Luft zu verhindern, nicht trompetenförmig ausgebildet, sondern nur leicht ausgerundet.

Die Anordnung von Kammermauern auf hohem Pfahlrost bedingte die Verwendung kurzer Torumläufe. Es ist in jedem Haupt ein derartiger Umlauf auf der der Torkammer gegenüberliegenden Seite vorhanden. Um die Häupter möglichst kurz zu halten, hat man die Umläufe auf der Vorhafenseite nicht nach der Schleusendurchfahrt hin umgebogen, sondern geradlinig gleichlaufend zur Schleusenachse in die Vorhäfen ausmünden lassen.

Die Umläufe haben 1,50 · 2,60 m Querschnitt. Die größte durch den Umlauf fließende Wassermenge beträgt rechnerisch im ungünstigsten Falle 11 m³/sec. Die Füllung dauert bei Mittelhochwasser im Reiherstieg und gewöhnlichem Kanalwasserstand 5 min, beim höchsten schiffbaren Wasserstand im Reiherstieg und gew. Kanalwasserstand etwa 7 min. Die rechnerischen Durchflußmengen Q sind in Abb. 16 dargestellt.

Der Umlauf ist zur Ausführung von Unterhaltungsarbeiten durch einen Einsteigschacht zugänglich und kann nach dem Einbau von Damm-balkenverschlüssen trockengelegt werden.

Die hölzernen Schütze kehren nach zwei Seiten und werden an Zahnstangen mittels eines Oberirdisch auf der Schleusenplattform unter einer Blechhaube aufgestellten elektrischen Antriebs (10,9-PS-Drehstrommotor für 950 Umdreh./min) mit Reservehandantrieb bewegt.

Öffnen und Schließen eines Schützes dauern je 90 sek.

Die Wirbelbildung in der Kammer ist gering, so daß die Ruhelage der Schiffe nicht beeinträchtigt wird.

### 14. Straßenbrücke (Abb. 17).

Über die Schleusenkammer führt mit einer angerampten schrägen Brücke (K.U. = + 6,06 m NN) von 16 m Stützweite der Ernst-August-Deich, eine wichtige Verkehrsstraße vom Hamburger Freihafengebiet nach dem Stadtteil Wilhelmsburg. Die Brücke hatte zwei besonderen Forderungen zu genügen:

1. Zur Ersparung an Kosten sollte die Fahrbahn vorläufig nur zweispurig ausgeführt werden. Es sollte aber späterhin bei wachsendem Verkehr mit möglichst einfachen Mitteln eine dritte Spurbreite geschaffen werden können.
2. Der örtlichen Verhältnisse wegen mußte die Bauhöhe möglichst niedrig gehalten werden.

Die beiden Brückenwiderlager bilden je einen entsprechend ausgebildeten Schleusenkammerblock (Abb. 5). Da aus diesem Grunde eine nachträgliche Verbreiterung nur schwer und mit erheblichem Kostenaufwande möglich gewesen wäre, wurden sie von vornherein dreispurig ausgebildet (Mehrkosten nur 8000 RM).

Ferner wurden, um den Forderungen 1 und 2 gerecht zu werden, als tragender Teil des Überbaues 16 Stück in geringem Abstand nebeneinanderliegende Breitflanschträger I 30 B mit Lamellenverstärkung und darüber liegender möglichst niedrig und leicht gehaltener Brückendecke ausgeführt.

Die Träger sind durch die darüberliegende Brückendecke — in gewissem Umfange vielleicht auch durch das darunterliegende wärmeausgleichende Wasser — in weitgehendem Umfange der Wärmeeinwirkung entzogen. Sie sind mit den Belageisen der Brückendecke nur gleitend

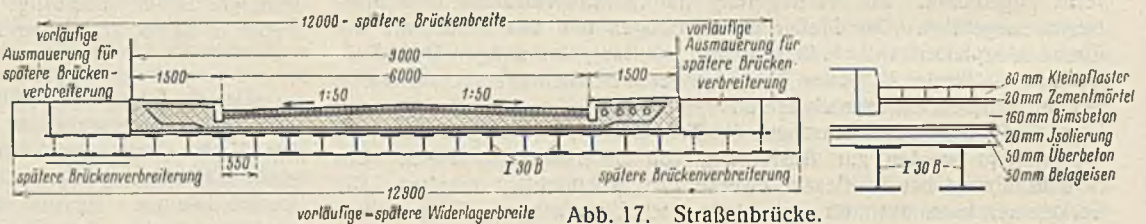


Abb. 17. Straßenbrücke.

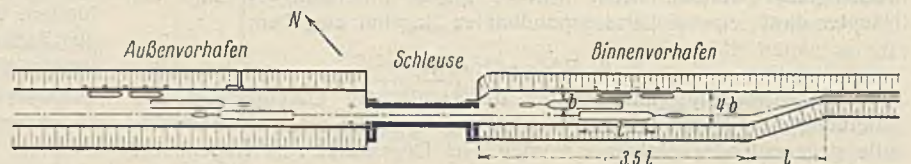


Abb. 18. Anordnung der Vorhäfen.

verbunden und werden auch aus diesem Grunde größere Längenänderungen der Fahrbahndecke nicht mitmachen. Bei den vorliegenden Verhältnissen wurde ein Gleitlager statt eines Rollenlagers für ausreichend gehalten. Nachteile haben sich daraus nicht ergeben.

### 15. Vorhäfen.

Die neue Schleuse liegt aus örtlichen Gründen weder in der Achse des Außen- noch des Binnenkanals, sondern südlich davon. Daraus ergab sich, daß beide Vorhäfen abweichend vom Üblichen nach Norden hin versetzt sind und im Außenvorhafen Linksverkehr stattfindet (Abb. 18). Im Interesse eines ungehinderten Schiffsverkehrs sind sie möglichst langgestreckt und geräumig ausgebildet. Die Sohle des Außenvorhafens ist mit Rücksicht auf Verschlickungen auf — 4 m NN, die des Binnenhafens wie die Kanalsohle auf — 2,52 m NN gelegt. Sie fällt in einer Neigung rd. 1:50 auf die Drempehöhe — 4 m NN. Die Unterwasserböschung des Außenvorhafens ist 1:3, die Überwasserböschung 1:2,5 geneigt. Die Böschungsneigung im Binnenvorhafen ist dieselbe wie im Kanal (s. weiter unten). Der Außenvorhafen ist auf ganzer Länge zweischiffig ausgebaut. Außerdem ermöglicht er das Liegen Hamburger Schuten.

Das Ein- und Ausfahren in die Schleuse wird an jedem Haupt durch zwei fünfpfählige, in Mauerflucht angeordnete Dalben erleichtert. Im Außenvorhafen sind außer einem von der Zollverwaltung und der Preußischen Wasserbauverwaltung gemeinsam verlegten Anlageponten drei Stück fünfpfählige Dalben in je 35 m Abstand angeordnet. Für die Dauer der Übergangszeit, wo noch mit dem Verkehr der bisherigen 70-t-Schuten gerechnet werden muß, sind in der Mitte dazwischen vorläufig zwei Stück dreipfählige Dalben errichtet. In ähnlicher Weise hat der Binnenvorhafen drei Stück dreipfählige Dalben und dazwischen vorläufig zwei Stück zweipfählige Böcke erhalten.

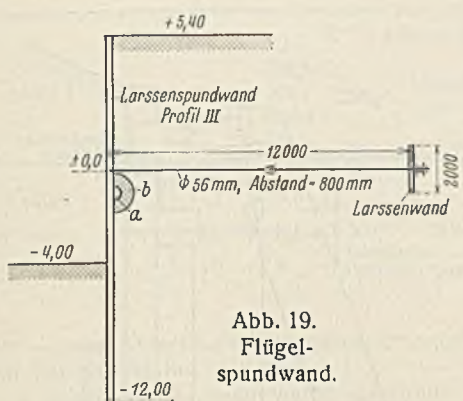


Abb. 19.  
Flügel-  
spundwand.

16. Flügelspundwände.

Der Anschluß des zurückspringenden nördlichen Vorhafenufers an die beiden Schleusenhäupter ist durch je eine Larssenspundwand erreicht. Abb. 19 zeigt die Ausbildung an der am stärksten beanspruchten Stelle nahe am Außenhaupt. Die Anker sind durch Anordnung kugelförmig ausgebildeter Berührungsflächen zwischen den Ankermuttern und den Unterlagsscheiben und eines Gelenkes in Ankermitte momentenlos ausgebildet. Beide Flügelspundwände haben möglichst tief, nahe über dem Wasserspiegel, gußeiserne Entwässerungshauben *a* mit Kiesumhüllung *b* bekommen.

Auf der Südseite des Außenhauptes ist im Anschluß an die Torkammer für die angrenzende Fabrik eine Umschlagstelle mit kleinem Liegehafen geschaffen worden als Ersatz für ähnliche Einrichtungen am Vorhafen der alten Schleuse, die beim Bau beseitigt worden waren.

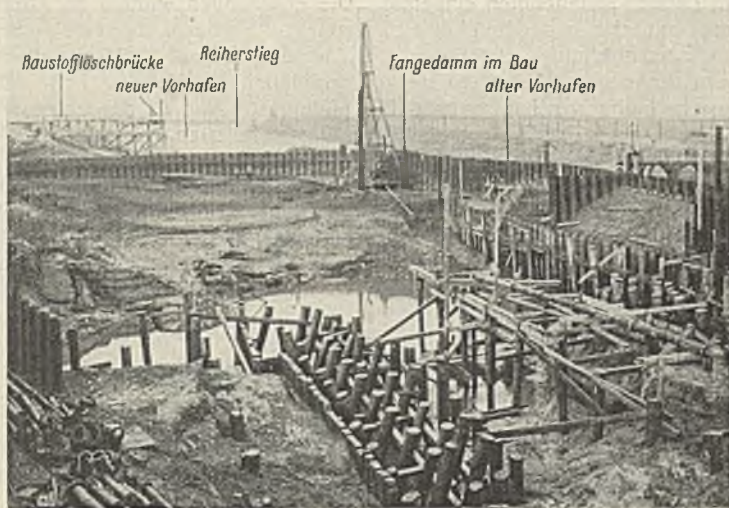


Abb. 21a. Baugrube Außenhaupt.

17. Bauausführung.

a) Allgemeines. Während der Bauausführung mußten der Schiffsverkehr durch die alte Schleuse, der Sturmflutschutz und während eines großen Teils der Bauzeit der die Baustelle kreuzende Straßenverkehr aufrechterhalten bleiben.

Bei der Lage der neuen Schleuse unmittelbar neben der alten und ihren Vorhäfen — an der engsten Stelle waren zwischen dem Mauerwerk der alten und neuen Schleusenkammer nur 2 bis 3 m vorhanden, und ein Mauerwerkflügel der alten Schleuse ragte sogar teilweise in das neue Mauerwerk hinein und mußte daher insoweit abgebrochen werden — war an eine böschungsmäßige Gestalt der Baugrube nicht zu denken. Es fehlte sogar am erforderlichen Raum zur ordnungsgemäßen Abstützung der Fangedämme mit Böcken in üblicher Weise. Die große Nähe der beiden Schleusen hatte ferner zur Folge, daß die alte Schleuse fast bis zu ihrer Durchfahrtssole freigeschachtet werden mußte. Dadurch war die Gefahr eines Wasserdurchbruches unter die Sohle der alten Schleuse hindurch in die Baugrube der neuen Schleuse und von Bauwerkschäden an der alten Schleuse gegeben.

Ein unmittelbar neben der Baugrube liegendes Schleusenmeisterhaus mußte vor Bauschäden infolge von Bodensenkungen und -rutschungen geschützt werden.

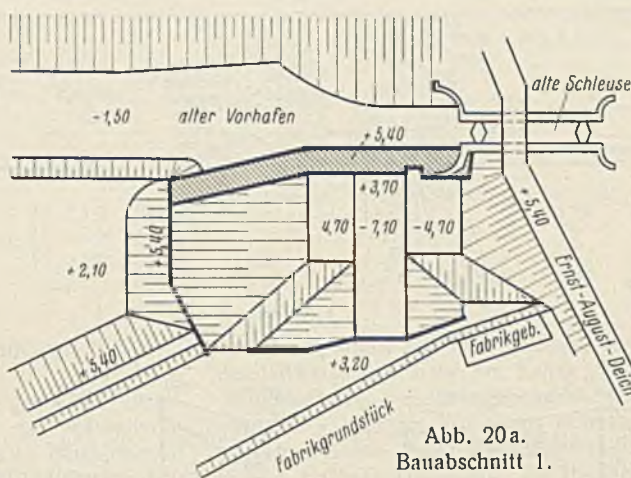


Abb. 20a.  
Bauabschnitt 1.

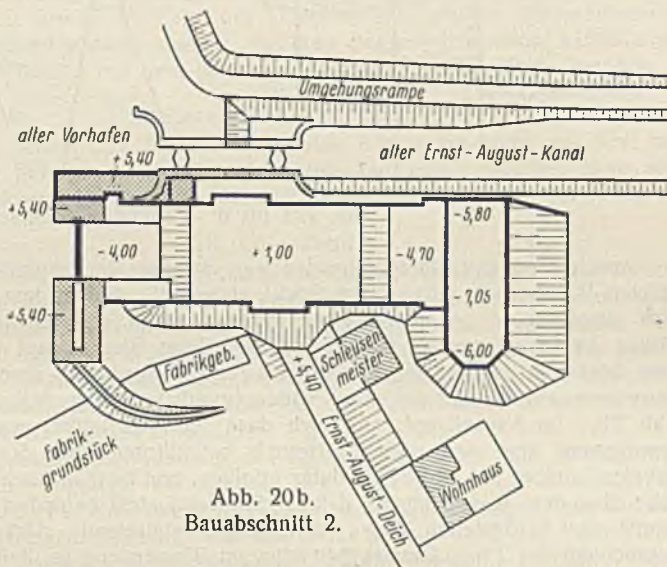


Abb. 20b.  
Bauabschnitt 2.

Die örtlichen und technischen Verhältnisse waren für die Ausführung also denkbar ungünstig. Zur Aufrechterhaltung des Deichschutzes wurde sie in zwei Bauabschnitte unterteilt. Zuerst wurde außendeichs das Außenhaupt mit den zugehörigen Deichanschlüssen fertiggestellt und darauf im zweiten Bauabschnitt der Deich durchstochen und das Binnenhaupt nebst der Schleusenkammer errichtet (Abb. 20a u. b und 21a u. b).

b) Fangedamm. Abb. 22a bis d zeigen die Abgrenzung der Baugrube auf der Nordseite gegen die alte Schleuse und die Vorhäfen, und zwar Abb. 22b an der alten Schleuse, deren freigeschichtetes Mauerwerk die Baugrube gegen das Wasser in der alten Schleuse und ihren Vorhäfen abschloß. An die alte Schleuse schlossen beiderseitig Fangedämme an. Der Binnenhauptfangedamm ist in Abb. 22a, der Außenhauptfangedamm in Abb. 22 c u. d dargestellt.

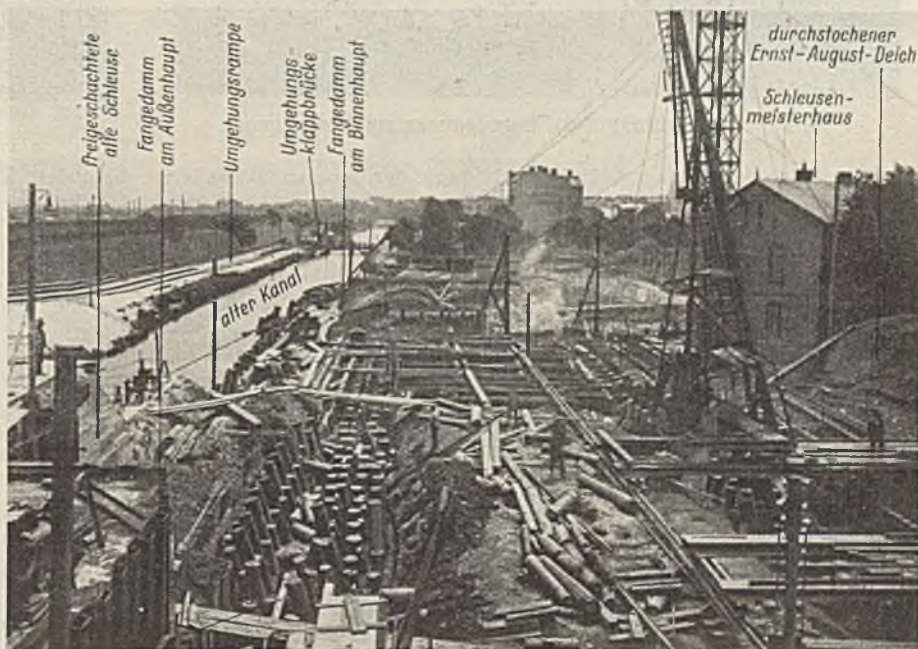


Abb. 21b. Baugrube Binnenhaupt.

Der Erdboden am Außen- und Binnenhaupt besaß eine ungewöhnlich geringe Stand-sicherheit und neigte zu Rutschungen. Die Untergrund-verhältnisse unter der Sohle des Schleusenbauwerks waren sehr wechselnd und machten eine verschiedenartige Grün-dung der beiden Häupter er-forderlich.

Die Baugrube mußte, ob-gleich unmittelbar neben dem offenen Wasser des Ernst-August-Kanals gelegen, mittels Grundwassersenkung trocken gehalten werden.

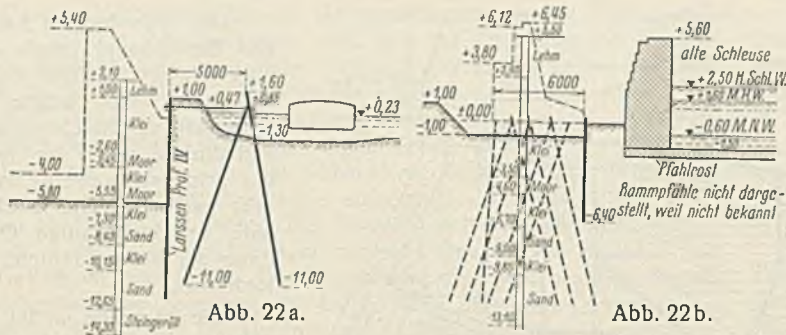


Abb. 22a.

Abb. 22b.

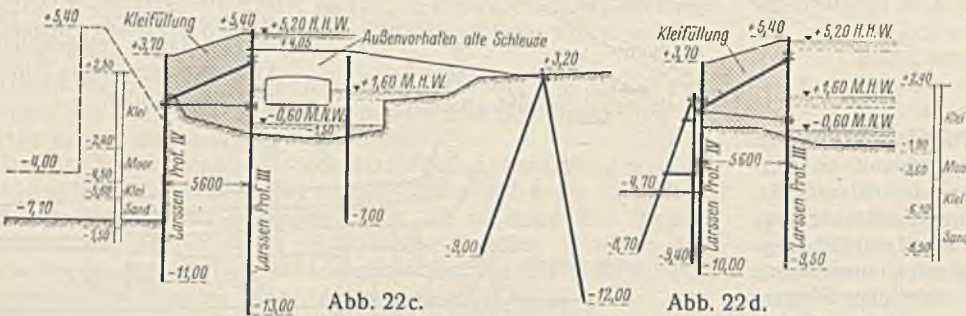


Abb. 22c.

Abb. 22d.

Abb. 22a bis d. Fangedammquerschnitte.

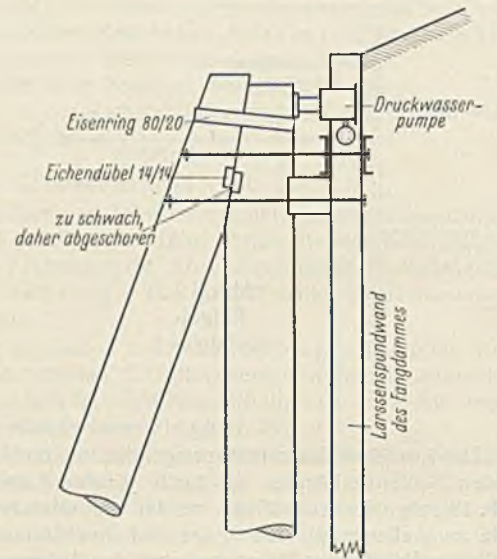


Abb. 24.

Druckversuche an einem Stützbock des Außenhauptfangedammes.

Soweit genügend Platz vorhanden war, wurden die Fangedämme in üblicher Weise nach innen durch Böcke abgestellt. Neben dem Mauerwerk der Häupter, wo dieser Platz fehlte, mußten sie nach außen an Böcken verankert werden (Abb. 22a u. c). Beim Binnenhaupt konnten diese Böcke in einigen Metern Abstand vom Fangedamm abseits vom Fahrwasser am Südufer des alten Schleusenvorhafens aufgestellt werden (Abb. 23). Im Außenhaupt, wo auch dazu der Platz fehlte, mußte die Verankerung über den noch in Betrieb befindlichen alten Schleusenvorhafen hinüber auf dessen Nordufer erfolgen, und zwar in einer solchen Höhe über dem Wasserspiegel, daß die Schifffahrt nicht behindert wurde. Bereits vor Fertigstellen dieser Verankerung eintretende stärkere Beanspruchung des Fangedammes bei höherem Wasserstand im Reiherstieg ließ erkennen, daß die doppelte Spundwand allein ohne äußere Verankerung nicht standsicher war.

wo die Entlastung der Pfahlverbindung durch den waagerechten Erdwiderstand am Bockkopf fehlt — besser größer wählt.

c) Erdarbeiten. Die Baugruben der beiden Häupter wurden zur Verringerung des Bodenaushubs im unteren Teil bis — 3,00 m NN hinauf mit Larssen-Spundbohlen eingefasst. Die Böschungen wurden im Außenhaupt zunächst in der Neigung 1 : 2 angelegt. Nachdem aber eine größere Böschungsrutschung eingetreten war, wurden sie auf 1 : 3,5 abgeflacht. Beim Binnenhaupt erhielten sie von vornherein die Neigung 1 : 3. Die Ausschachtung geschah mittels Dampfgräfers. Nur in der Schleusen-kammer wurde der Boden unter Pfahlrosthöhe nach Fertigstellung der Schleuse mittels eines Schwimmgreifens beseitigt.

Da die Baugrube für die nördliche Kammerwand fast unmittelbar an die südliche alte Schleusen-kammer angrenzte und letztere in weitgehendem Umfang rückwärtig freigeschachtet werden mußte, waren hier

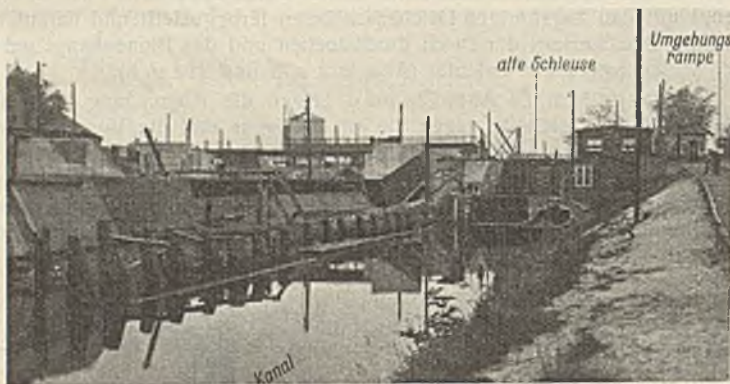


Abb. 23. Verankerung des Fangedammes am Binnenhaupt.



Abb. 25. Klappbrücke.

Auch die zimmermannmäßige Ausbildung der inneren Böcke im Außenhaupt erwies sich anfangs als zu schwach. Die auf größere Länge frei stehenden Bockpfähle waren in der hier üblichen Art durch einen Eichendübel 14/14 cm und einen glühend aufgezogenen Ring verbunden. Die Dübel schoren bei verschiedenen Böcken in den Jahresringen ab. Zur Wiederherstellung der Sicherheit des Fangedammes mußten schleunigst hilfsweise Ersatzstreben zwischen den Pfahlböcken eingebaut werden.

besondere Vorsichtsmaßnahmen bei den Bauarbeiten erforderlich, um der Gefahr eines Wasserdurchbruchs von der alten, auf Pfählen gegründeten Schleuse unter deren Sohle hindurch in die Baugrube entgegenzuarbeiten. Vor allem wurde zunächst die hintere Spundwand des Pfahlrostes in ganzer Länge gerammt und erst anschließend die Rostpfähle. Außerdem wurden aber die Ausschachtungsarbeiten neben der alten Schleuse und auch in der neuen Schleusen-kammer auf das unbedingt erforderliche Maß eingeschränkt und die Bauarbeiten ganz besonders beschleunigt, um Umfang und Dauer des Gefahrenzustandes zu verringern.

Um festzustellen, welchem Druck die Böcke in der ursprünglichen Ausbildungsweise standhalten konnten, wurden gegen Schluß der Bauarbeiten, als der Fangedamm nicht mehr gebraucht wurde, an zwei Pfahlböcken nach Wiederbeseitigung der Ersatzstreben Druckversuche angestellt. Zwischen Bock und Fangedamm wurde eine Druckwasserpumpe eingebaut (Abb. 24) und mit ihrer Hilfe der Bock vom Fangedamm abgedrückt. Der eine Versuch mußte bei einem waagerechten Druck von 14,1 t abgebrochen werden, da der Zugpfahl des Bockes dabei bereits aus dem Boden herausgezogen wurde. Bei dem andern Versuch schor der Dübel bei 16,5 t waagerechtem Druck in den Jahresringen ab. Auch diese Versuche bewiesen, daß die Dübel trotz der aufgezogenen Pfahlringe zu klein waren, und daß man sie bei zukünftigen Ausführungen — wenigstens bei auf größerer Länge freistehenden Pfählen, wie im vorliegenden Falle,

Bevor der Ernst-August-Deich durchstoßen wurde, wurden zur Umleitung des Verkehrs 200 m weiter östlich im Zuge der nächsten Parallelstraße eine hölzerne Klappbrücke mit 5 m Durchfahrtsbreite (Abb. 25) sowie eine längs dem alten Kanal bis zur Deichhöhe ansteigende und mit ausgebauten Eisenbahnschwellen befestigte Rampe errichtet. Diese Verkehrsumleitung ist beim Ausbau des Kanals wieder beseitigt worden.

d) Grundwassersenkung. Die Häupterbaugruben wurden mittels Grundwassersenkung trocken gehalten. Im Außenhaupt wurden zwei Staffeln eingebaut. Im Binnenhaupt gelang es, unter dem Einfluß der noch in Betrieb befindlichen unteren Staffel des Außenhauptes, die Anlage so tief zu legen, daß nur eine Staffel eingebaut zu werden brauchte.



Staffel	Rohrbrunnen						Sammel-		Druck-		Pumpensatz		Wasser- förder- ung l/sek	Pumpen- stützen Ø mm	Dreh- strom- motor PS
	An- zahl	Mittl. Ab- stand m	Länge m	Mantel- rohr Ø mm	Filter- rohr Ø mm	Kupfer- tresse Nr.	Ø mm	Ø mm	Anzahl B = Betrieb R = Reserve	Wirkungs- grad $\eta_{P+M}$	Wasser- förder- ung l/sek	Pumpen- stützen Ø mm			
außen oben . . .	8	6,5	10,0	300	150	10 und 12	250	250	1 B + 1 R	0,38	—	250	24 kW		
außen unten . . .	25	6,5							1 B + 1 R						
binnen . . . . .	10	8							1 B + 1 R						

Es war — außer während der Übergangszeit von einer Staffel zur andern — jeweils nur eine Staffel in Betrieb.

Die Anzahl der Brunnen wurde auf Grund der festgestellten Untergrundverhältnisse im Zusammenhang mit den Erfahrungen auf anderen Baustellen und den Ergebnissen mit den ersten in Betrieb genommenen Brunnen festgesetzt. Jeder Brunnen hatte Schieber und Rückschlagventil. Die Sammelleitungen der Brunnen in jeder Staffel bildeten geschlossene Ringe.

Für jede Staffel war ein Betriebs- und ein Reservepumpensatz vorhanden. Zum Ansaugen der Anlage bei Inbetriebnahme und zum Absaugen der Luft und Gase im Betriebe diente eine besondere kleine Ansaugpumpe mit Windkessel. Die Anlage war an zwei voneinander unabhängige Elektrizitätswerke angeschlossen, so daß genügende Sicherheit für die ununterbrochene Stromlieferung vorhanden war.

In obestehender Liste sind die wichtigsten Zahlen für die Bemessung der drei Grundwasserstaffeln zusammengestellt.

Im Verträge mit dem ausführenden Unternehmer war diesem die Innehaltung eines bestimmten Wirkungsgrades seiner Pumpen bei dem Betrieb der Grundwassersenkungsanlage vorgeschrieben, widrigenfalls er die Kosten des Mehrverbrauchs an dem von der Bauverwaltung gelieferten elektrischen Strom zu tragen hatte. Der Wirkungsgrad wurde wöchentlich einmal während einer halben Stunde durch Ablesen von Saug- und Druckhöhe, Volt, Ampere, Kilowatt und Wasserförderung nachgeprüft. Trotz Einbaues einer neuen handelsüblichen Pumpe ergab sich bei den ersten Messungen am Außenhaupt ein Wirkungsgrad von Pumpe und Motor zusammen von nur  $\eta_{P+M} = 0,38$ . Nach Beschaffung einer geeigneten Spezialpumpe für Grundwassersenkungszwecke mit angemessen flacher  $Q/h$ -Kurve<sup>1)</sup> stieg er im Binnenhaupt für Pumpe und Motor zusammen auf  $\eta_{P+M} = 0,59$  oder, bei Annahme eines Wirkungsgrades des Motors von 0,91, für die Pumpe allein auf  $\eta_P = 0,65$ . Der Wirkungsgrad der Spezialpumpe war also über  $1\frac{1}{2}$  mal so gut wie die der handelsüblichen, und die Ersparnis an Stromkosten dadurch betragen bei Zugrundelegung eines Strompreises von 0,14 RM/kWh im Vergleich der Wirkungsgrade 0,38 und 0,59 für die ganze Betriebsdauer dieser doch verhältnismäßig kleinen Anlage nach überschläglichen Ermittlungen nicht weniger als 12 000 RM.

Die Bauausführung hat also wieder einmal gezeigt, welche große Bedeutung dem Wirkungsgrade der Pumpen im Betriebe einer Grundwassersenkungsanlage beizumessen ist.

Die Spezialpumpe wurde dem Bauunternehmer durch die Pumpenfabrik L. W. Bestenbostel & Sohn G. m. b. H. in Hemelingen bei Bremen geliefert. Diese Firma zeigte für die Anforderungen an eine derartige Spezialpumpe besonders Verständnis. Ihre Pumpe hat den an sie gestellten Anforderungen in jeder Weise entsprochen.

Die weiter oben erwähnte Vertragsklausel über den Wirkungsgrad der Pumpen hat sich gut bewährt, indem sie den Unternehmer geldlich an einem guten Wirkungsgrade seiner Pumpen interessierte und dadurch dem Staat Ersparnisse bei der Stromlieferung ermöglichte.

e) Gebäudeschäden. Während der Bauarbeiten sackten einige der benachbarten Gebäude bis zu 20 cm. Diese Sackung war auf die Grundwassersenkung, vor allem auf die Wasserentziehung aus den Moorschichten zurückzuführen. Durch bereits vor Baubeginn begonnene und während der Bauarbeiten fortgesetzte genaue Höhenbeobachtungen konnte die zeitliche Übereinstimmung der Gebäudesackungen mit den einzelnen Phasen der Grundwasserabsenkung nachgewiesen werden. Zu den gesackten Häusern gehört auch ein auf Pfählen gegründetes, mehrstöckiges Mehrfamilienhaus. Daß dieses Gebäude trotz seiner Pfahlgründung erheblich sackte und Risse bekam, ist darauf zurückzuführen, daß die Pfahlspitzen nur bis in die obere Sandschicht reichten, nicht aber in die darunter liegende Moorschicht durchdrangen, der durch die Grundwassersenkungsarbeiten das Grundwasser entzogen wurde.

### B. Ernst-August-Kanal.

#### 1. Linienführung.

Die Linienführung des neuen Kanals war durch die Lage der neuen Schleuse und des alten beiderseits durch Häuser eingefassten Kanals im wesentlichen gegeben. Zur Ersparnis an Kosten ist der Ausbau in engster

Anlehnung an die alte Linienführung durchgeführt und dabei auf Erhaltung der teilweise sehr nahe am Kanal gelegenen Häuser möglichst Rücksicht genommen mit dem Erfolge, daß — abgesehen von dem breiten Binnenvorhafen — nur ein Wohnhaus beseitigt zu werden brauchte.

Der Ausbau endet vorläufig westlich der mehrgleisigen Reichsbahnbrücke Harburg—Hamburg, die bei einer Weiterführung des Ausbaues östlich der Brücke im Zuge der Doveelbe mit großem Kostenaufwande hatte erneuert werden müssen. Bei etwa eintretendem Bedarf ist späterhin eine Verbindung mit dem übrigen Wilhelmsburger Kanalnetz möglich.

#### 2. Untergrundverhältnisse.

Der Untergrund bis zur Kanalsohle herunter besteht aus Klei mit darunter gelagertem Moor, stellenweise mit einer zwischen Klei- und Moorschicht eingesprengten dünnen Sandschicht von etwa 0,5 m Stärke.

#### 3. Querschnitt.

Ein Ausbau für 1000-t-Schiffe wie bei der Schleuse und beim Außenvorhafen würde wegen der an den Kanal grenzenden Hausgrundstücke unverhältnismäßig hohe Kosten für Grunderwerb verursacht haben. Der Kanal ist daher nur einschiffig für 800-t-Schiffe durchgeführt. Die beiden von ihm abzweigenden Zweigkanäle, der Abmann-Kanal und der Jaffe-Davids-Kanal, hatten bereits ausreichende Querschnitte, so daß sie nicht ausgebaut zu werden brauchten.

Gegenüber der Mündung des Abmann-Kanals ist eine zweischiffige Ausweiche angelegt, die zugleich die Einfahrt in den Abmann-Kanal erleichtert. Für eine zweite Ausweiche in der Krümmungsstrecke westlich der Provinzialstraße wurde nur das Gelände angekauft, der Ausbau aber bis zum Vorliegen eines dringenden Bedürfnisses zurückgestellt.

Der Tauchquerschnitt des angenommenen Regelschiffes von 66,95 m Länge, 8,10 m Breite und 2 m Tiefgang beträgt  $f = 8,10 \cdot 2 = 16,20 \text{ m}^2$ . Als Verhältnis des Kanalquerschnitts  $F$  zum eingetauchten Schiffquerschnitt wurde

$$n = \frac{F}{f} = \frac{48,6}{16,2} = 3$$

gewählt.

Beim Entwurf wurde wegen Vorhandenseins des alten Kanals mit Ausführung der Baggerarbeiten durch Schwimmgerät gerechnet. Da eine gekrümmte Sohle mittels Schwimmbaggers nur schwer herzustellen ist, wurde statt des sonst zweckmäßigen Muldenprofils ein trapezförmiger Querschnitt gewählt.

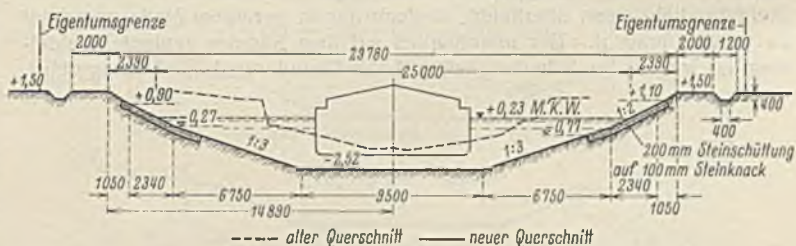


Abb. 26. Regelquerschnitt des Kanals.

Die Einzelheiten des Querschnitts und der Uferbefestigung sind aus Abb. 26 ersichtlich. Die Unterwasserböschung 1:3 hat auf einigen kürzeren Strecken aus örtlichen Gründen auf 1:2 versteilert werden müssen, ohne daß sich nachteilige Folgen gezeigt haben.

Das Uferdeckwerk aus 20 cm Steinschüttung (Korngröße 15 bis 30 cm) auf 10 cm Steinknack (Korngröße 1 bis 8 cm) ruht auf einer Böschung 1:2 und greift nach unten auf die Böschung 1:3 über. Wenn an sich auch die Böschung 1:2 so flach ist, daß auf ihr eine Steinschüttung noch sicher ruht, so ist im vorliegenden Falle doch das Übergreifen des Fußes auf die flache Böschung 1:3 von Bedeutung, da das Deckwerk einschl. der Auskofferung im unteren Teil unter Wasser hergestellt werden mußte, die Ausführung also nicht mit derselben Genauigkeit geschehen konnte, wie es bei der sonst üblichen Ausführung im Trockenen der Fall ist.

Wegen der geringen Querschnittsabmessungen des alten und neuen Kanals und der Brückendurchfahrten hätten bei Ausführung der Baggerarbeiten mittels Schwimmbaggers nur sehr kleine Geräte angesetzt werden können, deren an sich bereits geringe Leistungsfähigkeit noch durch die

<sup>1)</sup> Z. f. Bauwes. 1926, Heft 9, Abs. VIIe: Wirkungsgrad.

ungünstige Arbeitsweise in dem engen Kanal sehr herabgedrückt worden wäre. Die ausführende Baufirma verzichtete daher auf die Verwendung von Schwimmgerät und führte die Arbeit im Trockenen vom Ufer aus mit zwei Raupenband-Schaufelgreifern durch. Da das südliche Ufergelände in Privathand ist, mußten beide Geräte auf dem Nordufer angesetzt werden. Der Greifer, der über die ganze Kanalbreite bis zum gegenüberliegenden Ufer hinübergreifen sollte, erhielt zu dem Zweck einen besonderen verlängerten Ausleger. Da auch dieser verlängerte Ausleger noch nicht ganz bis ans Ufer reichte, wurde die Schaufel durch rasches Schwenken des Krans unter gleichzeitigem Nachlassen der Zugseite an der Schaufel um mehrere Meter über die Reichweite des Auslegers hinaus geschleudert (Abb. 27). Es verblieb dann auf dem Südufer nur ein schmaler unbestrichener Geländestreifen, dessen geringe Bodenmengen von Hand besichtigt wurden. Auch die zweischiiffige Ausweiche beim Abmann-Kanal wurde auf diese Weise hergestellt. Nur im Binnenvorhafen der Schleuse, wo von vornherein eine große Wasserspiegelbreite vorhanden war, mußte zur Unterstützung der Greifer Schwimmgerät herangezogen werden.



Abb. 27. Raupenbandseilgreifer.

Die Greifer haben sich für die Arbeit gut bewährt. Sie haben den Kanalquerschnitt mit zufriedenstellender Genauigkeit profilmäßig ausgehoben. Nur an den Böschungsfüßen des Trapezquerschnitts haben sie den scharfen Knick nicht herausarbeiten können, ohne daß indessen Bedenken wegen dieser geringen Abweichung vom vorgeschriebenen Querschnitt bestehen.

Der gewonnene Aushubboden wurde in Kippwagenzüge verladen und zur Aufhöhung von staatlichem und städtischem Gelände an den Zweigkanälen verwendet. Er löste sich bei der Verarbeitung zu Schlamm auf, so daß das Halten der Gleise auf den Kippen einige Schwierigkeiten bereitete. Infolge der günstigen Witterung blieben diese aber in erträglichen Grenzen. — Die Böschungen nebst Deckwerk haben sich bisher trotz des ungünstigen Untergrundes gut gehalten. Rutschungen sind an keiner Stelle aufgetreten.

Der Kanal hat nur auf dem Nordufer einen etwa in Geländehöhe auf  $\pm 1,50$  m NN gelegenen 2 m breiten Treidelweg mit Schlackenbefestigung und landseitigem Entwässerungsgraben erhalten. Diese an sich geringe Breite ist für die vorliegenden Verhältnisse ausreichend, da mit einem Treidelverkehr wenn überhaupt, so doch nur in geringem Maße gerechnet zu werden braucht. Der ursprünglich auf dem Südufer geplante Treidelweg ist wegen der Schwierigkeiten beim Grunderwerb nicht ausgeführt.

#### 4. Brücken.

Über den alten Kanal führt im Zuge der Provinzialchausee, der Hauptverkehrsader zwischen Hamburg und Harburg-Wilhelmsburg, eine Straßenbrücke und unmittelbar anschließend eine Straßenbahnbrücke. Diese Brücken besitzen eiserne Überbauten und massive Widerlager auf Holzrost ohne Spundwand. Ihre lichte Durchfahrtsweite für Schiffe beträgt 8,60 m, ihre Lichthöhe über gew. Kanalwasserstand 3,40 m. (U. K. =  $+ 3,60$  m NN.) Zur Ersparung der sehr hohen Neubaukosten hat man die Brücken trotz dieser verhältnismäßig geringen Abmessungen bestehen lassen. Da bis auf weiteres im allgemeinen Fahrzeuge über 300 bis 400 t nicht verkehren werden, bestehen wegen der geringen Durchfahrtshöhe vorläufig keine Bedenken. Soll gelegentlich ein leerer 800-t-Kahn die Brücke durchfahren, so muß er entsprechend Ballast erhalten.

Um die Brücken dem verbreiterten Kanalquerschnitt anzupassen, wurden die Füße der vier Böschungskegel durch je eine Larssenspundwand abgestützt. Die auf  $-2,52$  m NN vertiefte Sohle, die an dieser Stelle von besonders ungünstiger Beschaffenheit war (kleinhaltiges Moor) wurde zur Wahrung der Stand- und Betriebssicherheit der Brücke durch eine unter Aufsicht eines Tauchers dicht an dicht gepackte Lage Senkfascinen (O. K. =  $-2,72$  m NN) von 30 cm Durchmesser mit Zinnschlackenfüllung gegen Auskolkungen gesichert. Die Fascinen haben sich bereits nach einigen Monaten vollkommen eingeschlammt und fest gelagert.

Bei der Straßenbahnbrücke wurden die Widerlager zur weiteren Erhöhung der Stand- und Betriebssicherheit der Brücke mit dem eisernen Überbau halbrahmenartig verbunden, so daß sie sich nicht vorwärts bewegen können.

Die gesamten Sicherungsmaßnahmen haben sich bisher gut bewährt.

#### C. Kosten.

Die Kosten für die Schleuse nebst Kanal waren zu Beginn des Jahres 1925 auf 1 500 000 RM veranschlagt. Lediglich durch die während der Bauzeit eingetretenen Lohn- und Preissteigerungen erhöhten sich die Kosten auf 2 400 000 RM. Davon entfallen 1 900 000 RM auf die Schleuse nebst Vorhafen und 500 000 RM auf den Kanalausbau.

#### D. Bauprogramm.

Der Bau der Schleuse nahm, weil er in zwei Abschnitten nacheinander ausgeführt werden mußte und wegen der verschiedenen sonstigen technischen und örtlichen Schwierigkeiten, verhältnismäßig lange Zeit in Anspruch. Er dauerte  $3\frac{1}{2}$  Jahre (Frühjahr 1926 bis Herbst 1929). Der Kanalausbau folgte anschließend und dauerte 10 Monate.

Die Tiefbauarbeiten für die Schleuse wurden durch die Tiefbauunternehmung August Prien in Harburg-Wilhelmsburg, Lieferung und Einbau der maschinellen Teile durch die Maschinenfabrik Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen a. H. mit der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, als Unterunternehmerin für die elektrische Einrichtung ausgeführt. Die Ausbauarbeiten für den Kanal waren der Firma Grün & Bilfinger, Zweigniederlassung Hamburg, übertragen.

Die neuen bzw. ausgebauten Anlagen haben sich gut bewährt. Zwar hat sich der Schiffsverkehr infolge der ungünstigen allgemeinen Wirtschaftslage bisher nur in mäßigem Umfange belebt. Es darf aber damit gerechnet werden, daß mit Wiedereintritt besserer wirtschaftlicher Verhältnisse sich auch in dieser Hinsicht die Erwartungen erfüllen werden.

## Die Energievernichtung bei Abstürzen und Schußstrecken in offenen Abwasserkanälen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn, Essen.

### A. Die Emschergenossenschaft und ihre Aufgaben.

In den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts drang der Kohlenbergbau von der Ruhr nach Norden in das Gebiet der Emscher vor. Dieser Fluß hatte von jeher schlechte natürliche Vorflut; schon aus dem 16. Jahrhundert sind Klagen hierüber bekannt. Mit dem Aufblühen des Bergbaues wuchsen zahlreiche Industrien, Städte und Siedlungen wie Pilze aus dem Boden. Die Bodensenkungen als unausbleibliche Folge der Kohलगewinnung verschlechterten das Gefälle der Emscher und ihrer Nebenbäche so sehr, daß die Beseitigung des Abwassers nach kurzer Zeit zu großen Schwierigkeiten führte. Es entstanden Senkungssümpfe, in denen sich die Abwässer der Gemeinden und industriellen Werke sammelten. Ständig herrschten Seuchen, wie Ruhr, Malaria, Typhus.

Diese vielfachen Mißstände drängten zu einer einheitlichen Regelung. Die gegebene Form für die Durchführung einer solchen Aufgabe war die Genossenschaft; es wurde daher im Juli 1904 ein preußisches Sondergesetz erlassen, durch das die Emschergenossenschaft<sup>1)</sup> gebildet und mit der Regelung der Vorflut und Klärung der Abwässer im gesamten Emschergebiet beauftragt wurde.

Einen Überblick über die bisher geschaffenen Anlagen gibt Abb. 1. 73 km Emscherlauf, 250 km Nebenbäche hiervon 40 km geschlossene Kanäle sind ausgebaut und werden von der E. G. unterhalten; 24 Pumpwerke entwässern zur Zeit ein Gebiet von rd. 8500 ha, das keine natürliche Vorflut mehr zur Emscher hat, und fördern bei Höchstleistung rd. 60 m<sup>3</sup>/sek. In Erfüllung der weiteren gesetzlichen Aufgabe der E. G., die Abwässer zu reinigen, wurden bisher 25 Kläranlagen für häusliches Abwasser gebaut. Zum Herausfangen des gewerblichen Schlammes, der hauptsächlich aus Kohlschlamm besteht, wurde im Jahre 1929 die große Emscherkläranlage<sup>2)</sup> in Betrieb genommen. Um weiterhin die in den Kokereiabwässern enthaltenen Phenole herauszufangen, die eine Geschmacksveränderung der wertvollen Wanderfische des Rheines, hauptsächlich der Salme, herbeiführen, wurde auf den Zechen eine Reihe von Entphenolungsanlagen durch die E. G. erbaut.

Obwohl bereits 25 Jahre<sup>3)</sup> seit Inangriffnahme der Arbeiten durch die E. G. vergangen sind, ist das Regulierungswerk noch nicht zum Abschluß gekommen. Es kann dies auch so lange nicht eintreten, als noch weiterhin Kohle abgebaut wird. Der Kohlenabbau verursacht Senkungen; die Folge sind Vorflutstörungen, die beseitigt werden müssen.

### B. Die offenen Vorfluter des Genossenschaftsgebietes.

#### 1. Die Querschnittsausbildung.

Zur Erfüllung der ihr obliegenden Aufgabe, Vorflut zu schaffen, muß die E. G. ein weitverzweigtes Netz von Vorflutern ausbauen und unterhalten (Abb. 1). Der Emscherfluß ist gewissermaßen der Hauptsammler, die Nebenbäche sind die Zubringerkanäle eines großen, einheitlichen Kanalsationsgebietes.

Der Querschnitt des Emscherlaufes wurde mit Rücksicht auf später auszuführende Vertiefungen nach Abb. 2 ausgebildet. Die Sohle ist unbefestigt, nur der Böschungsfuß ist durch Steinsatz oder Steinschüttung befestigt.

<sup>1)</sup> Im folgenden mit E. G. bezeichnet.

<sup>2)</sup> Prüß, Die Emscherkläranlage bei Essen-Karnap, Gesund.-Ing. 1929.

<sup>3)</sup> Helbing, 25 Jahre Emschergenossenschaft, Selbstverlag der Emschergenossenschaft.

An die Nebenvorfluter, die das schlammbeladene Wasser den Kläranlagen zuführen und zur Emscher leiten sollen, werden ganz besondere Anforderungen gestellt:

1. Vor allem mußte ein offener Bachquerschnitt gewählt werden, um bei auftretenden Senkungen das Gefälle nachregulieren zu können.



Abb. 1.

2. Sohlen und Wandungen müssen bis zur Höhe der mittleren Wasserführung mit glatter Auskleidung versehen werden, um günstige Geschwindigkeiten zu erhalten und Ablagerungen zu vermeiden. Mit Rücksicht auf spätere Regulierung muß diese Auskleidung beweglich sein, d. h. aus einzelnen Betonplatten bestehen. Diese dürfen für den Einbau nicht zu unhandlich werden,

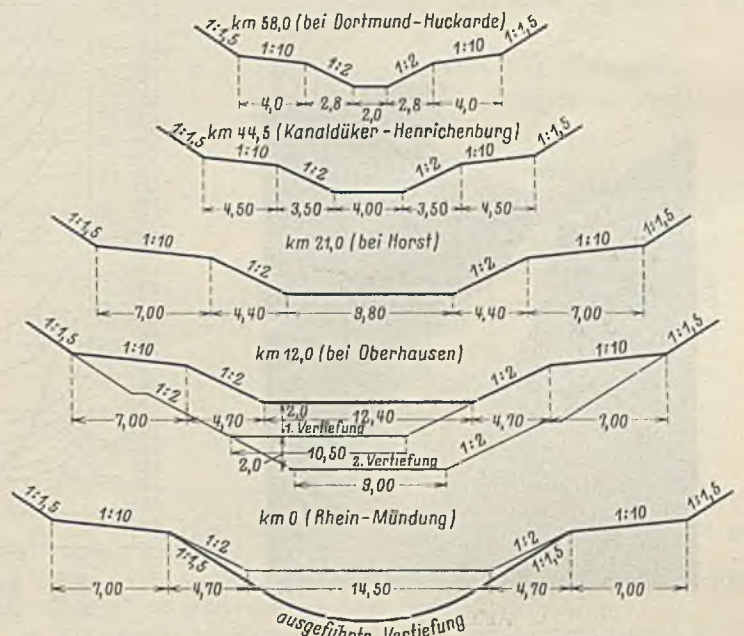


Abb. 2. Querschnitte des Emscherlaufes.

müssen andererseits aber der Schleppkraft des Wassers guten Widerstand leisten und ferner gegen die Angriffe des Frostes und sulfathaltiger Bach- und Grundwässer und gegen die abschleifende Wirkung des Sand und Kies führenden Abwassers genügend beständig sein.

3. Der Querschnitt muß mit Rücksicht auf die oft erhebliche Einschnittstiefe wirtschaftlich ausgebildet sein, d. h. mit dem geringsten Aufwand an Aushub muß ein Höchstmaß von Leistung verbunden

sein. Diese Eigenschaft hat der Dreieckquerschnitt.<sup>4)</sup> Die ausgeführten Regelquerschnitte zeigt Abb. 3.

Die Sohlenbefestigung besteht aus zwei Sohlplatten, an die in der Neigung der Böschung Seitenplatten angeschoben sind. Ein solcher Befestigungsstreifen ist 0,8 m breit und an den nächsten in der Längsrichtung stumpf gestoßen. In der Ebene der Zeichnung sind sie durch Nut und Feder gegeneinander festgelegt.

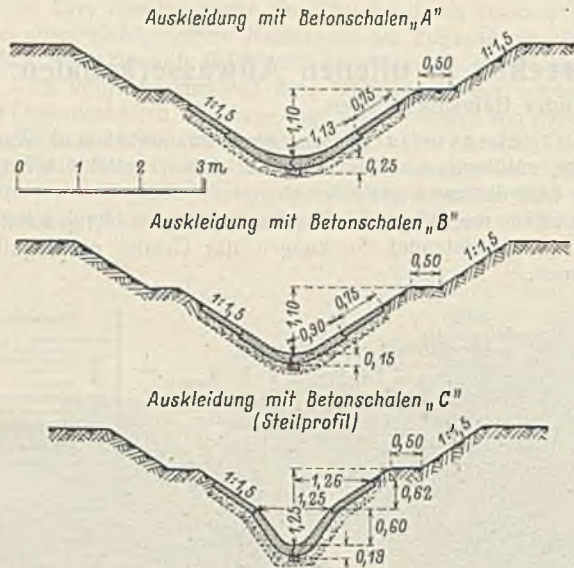


Abb. 3. Regelquerschnitte der Bachläufe.

übergeleitet, die Arbeit selbst mit Rücksicht auf die Hochwassergefahr mit möglicher Beschleunigung durchgeführt werden. Oft ist man gezwungen, diese Arbeiten im fließenden Wasser auszuführen: ein mühseliger und wegen des Abwassers hygienisch nicht einwandfreier Arbeitsvorgang.

Um den Höchstwert der Schleppkraft zu ermitteln, der ohne Gefahr für die Profilauskleidung nicht überschritten werden darf, sind in Abb. 6 als Punkte alle diejenigen Schleppkraftwerte in Beziehung zur Wassermenge und zum Gefälle eingetragen, bei denen Zerstörungen der vorherwähnten Art festgestellt worden sind, ferner zum Vergleich einige beobachtete Schleppkraftwerte ohne Zerstörungen.



Abb. 5. Böschungszerstörungen an der Berne.

II. Die Gefällverhältnisse, ihre Abhängigkeit von der Schleppkraft.

Das Gefälle der Vorfluter ist bestimmten Beschränkungen unterworfen. Die Schleppkraft des sinkstoffbeladenen Niedrigwassers muß noch groß genug sein, um mit Sicherheit Ablagerungen auszuschließen; die Schleppkraft des Hochwassers darf andererseits nicht so stark anwachsen, daß Rasendeckung und Betonplatten abgehoben oder die Ascheunterbettung aus den Stoßfugen herausgesogen wird. Abb. 4 zeigt einen solchen Bachlauf, bei dem an der wechselnden Breite des Wasserspiegels das unregelmäßige Absinken der Betonplatten infolge Heraussaugens der Unterbettung und feinerer Bodenschichten deutlich zu sehen ist.



Abb. 4. Plattenverlagerung am Marbach.

Abb. 6 zeigt, daß unterhalb des Linienzuges für  $S_h = 2,50 \text{ kg/m}^2$  keine Zerstörungen mehr beobachtet wurden. Diese Schleppkraft soll daher in Zukunft als Höchstwert  $S_h$  bei Bachausbauten mit Betonschalenauskleidung zugrunde gelegt werden.

Die Schleppkraft wird für kleine Querschnitte allgemein nach der Formel

$$S = \gamma \cdot J \cdot R$$

berechnet, worin  $\gamma$  das spezifische Gewicht des Wassers,  $J$  das Gefälle und  $R$  den hydraulischen Radius bedeuten. Da nun nach vorstehendem der höchstzulässige Schleppkraftwert zu  $2,5 \text{ kg/m}^2$  ermittelt wurde, kann nach der angegebenen Formel für jede Abflußmenge eines gleichgestalteten

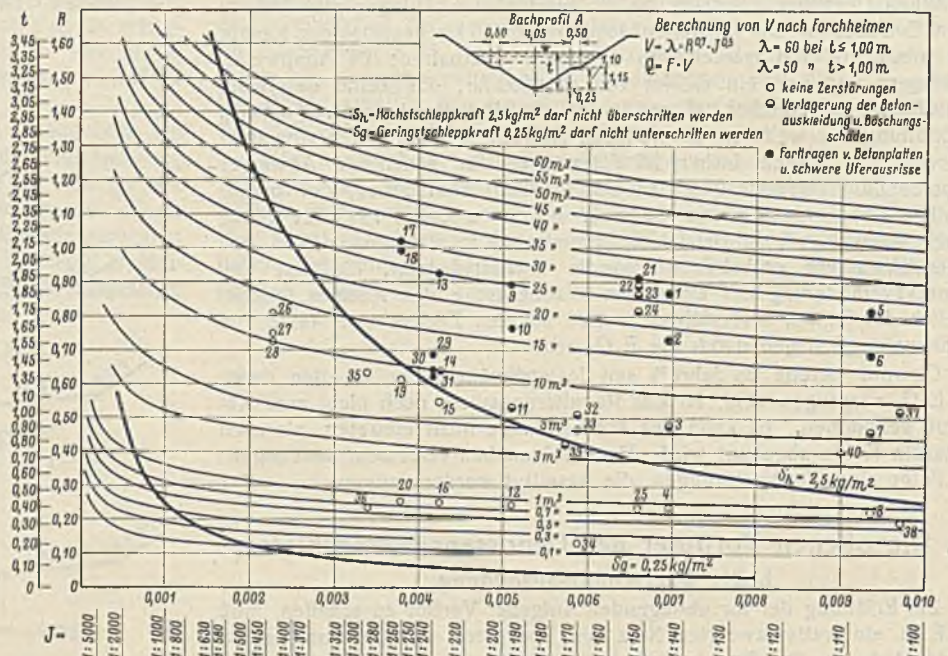


Abb. 6. Geringst- und Höchstschleppkraft für Wassermengen von 0,1 bis 60 m³/sek.

In Abb. 5 hat die Zerstörung eines Bachlaufes bereits größere Ausmaße angenommen. Die Betonplatten sind fortgetragen, aus der Böschung wurde ein großer Kolk gespült. Die Wiederherstellung solcher verlagerten und zerstörten Strecken ist langwierig und teuer. Das Wasser muß bei längeren Strecken und größeren Schäden in Rohren oder Lutten

Bachlaufes das dazugehörige höchstzulässige Gefälle errechnet werden. Dies ist in Abb. 6 geschehen. Entsprechendes gilt für die Festlegung der unteren Gefällgrenze, die aus der ebenfalls durch Beobachtungen an ausgebauten Bachläufen ermittelten Geringstschleppkraft  $S_g$  abgeleitet ist.

III. Die Abstürze.

Das Gefälle der Vorfluter folgt im allgemeinen dem des Geländes; wird die Höchstschleppkraft bei Hochwasser überschritten, muß das Gefälle durch Abstürze gebrochen werden.

<sup>4)</sup> Von Bülow, Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von der Emschergenossenschaft in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche, München 1926.

Die Bodensenkungen können unerwünschte Verflachungen (Mulden) und Steigerungen des Gefälles (Schußstrecken) hervorrufen. Wo die zukünftigen Senkungen vorher bekannt sind, muß Vorsorge getroffen werden, daß später absinkende Strecken von vornherein in steilerem Gefälle, solche hingegen, die sich später infolge von Senkungen steiler einstellen, entsprechend flacher ausgebaut werden. Auch der Einbau von Abstürzen ist ein Weg, um Gefälle und Vorflut nach Eintritt von Senkungen wieder zu regeln. Sie werden z. B. unterhalb zukünftiger Senkungsmulden angeordnet, um späterhin nach Eintritt der Senkungen wieder entfernt zu werden. Durch Vertiefung der oberhalb anschließenden Bachstrecke auf kurze Entfernung wird die Vorflut wiederhergestellt (Abb. 7a).

Aber nicht immer ist es möglich, die zukünftigen Senkungsverhältnisse zu übersehen, vielleicht auch nicht wirtschaftlich, lange Jahre vorher Maßnahmen zu ihrem Ausgleich zu treffen. Oft tritt auch unvermutet durch Änderung des Abbauplanes einer Zeche eine wandernde Senkungsmulde im Zuge eines ausgebauten Bachlaufes auf. Die Bachsohle verändert sich z. B. gemäß Abb. 7b. Zwischen  $AB_1$  entsteht dann eine Senkungsmulde, die sich allmählich stromauf bis  $D_1$  verschieben möge. Zur Aufrechterhaltung der Vorflut seitlicher Einläufe im Gebiete der Senkungsmulde  $AB_1C_1D_1$  sei es ferner erforderlich, die Sohle von Punkt  $B$  abwärts zu vertiefen. Die Verbindungsstrecken mit der nicht abgesunkenen Bachsohle — z. B.  $BB_1$  und bei weiter fortschreitenden Senkungen  $CC_1, DD_1$  — werden dann je nach der Tiefe der Senkungsmulde und dem Grade des Bruchwinkels ein zu steiles Gefälle erhalten, es werden „Schußstrecken“ entstehen, in denen die Abflußgeschwindigkeit und damit die Schleppkraft sehr hoch anwächst und den Bestand der Bachbefestigung gefährdet.

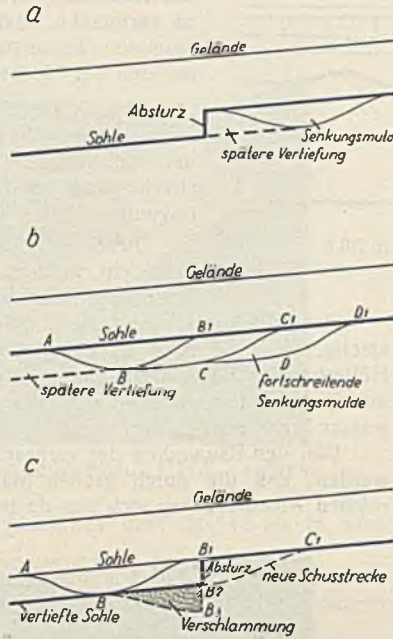


Abb. 7. Einfluß von Bodensenkungen auf das Gefälle der Vorfluter.  
(Die Senkungen sind der Übersichtlichkeit halber nur von der Sohle abgetragen.)

muß daher restlos und auf kürzeste Strecke in einem Absturzbauwerk vernichtet werden. Für diese Absturzbauwerke sind bei der Emschergenossenschaft allgemein folgende Bedingungen zu erfüllen:

- Die dem Wasser durch den Absturz erteilte Bewegungsenergie muß im Bereich der ganzen Abflußkurve, also vom Niedrigwasser bis zum höchsten Hochwasser, vernichtet werden; beim Verlassen des Absturzbauwerks muß das Wasser gleichmäßig strömen.
- Die Absturzbauwerke müssen billig herzustellen und zu besetzen sein. Auch müssen sie mit einfachen Mitteln ergänzt werden können, falls infolge zunehmender Bebauung, Änderung der Gefälle und anderer Umstände sich die Höchstwassermenge oder die Abflußgeschwindigkeit vergrößert.
- Schlammablagerungen im Absturzbauwerk sind unzulässig.
- Besondere Unterhaltungskosten am Bauwerk selbst und besonders an den angrenzenden Bachstrecken dürfen nicht entstehen.



Abb. 8. Schußstrecke im Schwarzbach bei km 0,3.

Es ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen Abstürzen in Vorflutern mit unbefestigter und in solchen mit durchlaufend durch Betonplatten geschützter Sohle. Von den ersteren sind vier Bauwerke im eigentlichen Emscherlauf ausgeführt worden; zwei sind bereits bei Vertiefungen fortgefallen; ein Beispiel zeigen Abb. 9 u. 10.

Die Nebenvorfluter sind sämtlich mit durchgehender Betonplattenbefestigung ausgeführt (Abb. 3). Die in ihnen erbauten Abstürze — etwa 60 Bauwerke mit Fallhöhen von 0,5 bis 3 m — haben mehrfach abgeänderte Formen erhalten. Die früher allgemein herrschende Unsicherheit über die zweckmäßigste Gestaltung eines Absturzes spiegelt sich naturgemäß in diesen Bauausführungen wider.

Bisherige Ausführungen, ihre Vor- und Nachteile.

Es können fünf verschiedene Bauarten unterschieden werden, die sich in zwei Gruppen gliedern.

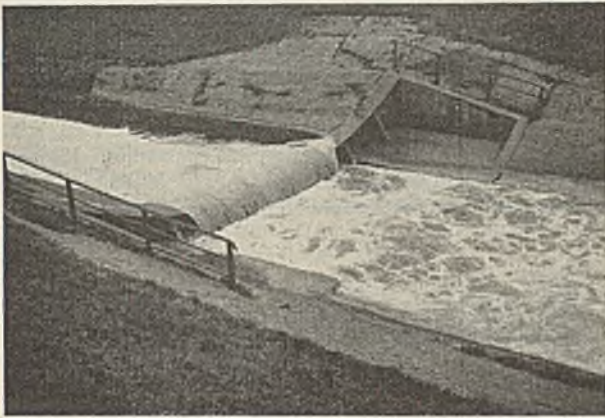


Abb. 9.

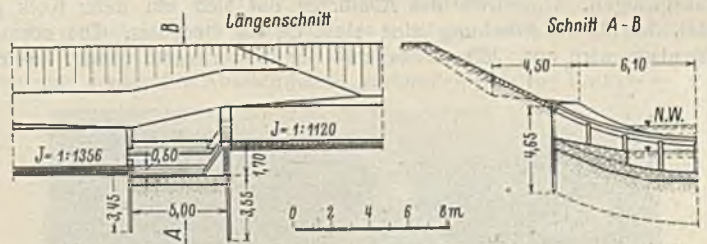


Abb. 10.

Abb. 9 u. 10. Absturz in der Emscher bei km 38,8.

Würde man hier das zu steile Gefälle der sich zuerst einstellenden Schußstrecke  $BB_1$  durch einen Absturz bei  $B_1$  brechen (Abb. 7c), so müßte die Strecke  $BB_1$  nach  $BB_2$  vertieft werden. Die nicht unerhebliche Ausgabe ist aber vergeblich, wenn die Senkungsmulde weiter aufwärts bis  $C_1$  wandert und sich eine neue Schußstrecke ausbildet. Hierbei sinkt  $B_2$  nach  $B_3$ , die vorher vertiefte Strecke  $BB_2$  verschlammte vollständig und muß zur Herstellung eines geregelten Abflusses wieder in die frühere Lage zurückgehoben werden. Abb. 8 zeigt eine solche Schußstrecke. Beim Übergang in das normale Gefälle bildet sich der bekannte Wassersprung, wie er im Hintergrunde der Abb. 8 deutlich erkennbar ist. Für wandernde Schußstrecken kommt also der Einbau von Abstürzen nach dem vorher Gesagten nicht in Frage. Welcher Weg in solchen Fällen gewählt wird, wird später im Abschnitt C beschrieben.

Unterhalb eines Absturzes wächst die Geschwindigkeit des Abflusses je nach der Fallhöhe erheblich. Den dabei ausgelösten Schleppkräften ist die Bachbefestigung schon bei verhältnismäßig kleinen Ergüssen nicht gewachsen. Die durch den Absturz aufgenommene Bewegungsenergie

a) Die Ausführungen mit Fallkessel.

- Der senkrechte Absturz mit großem, auch bei Niedrigwasser gefülltem Fallkessel.
- Der senkrechte Absturz mit nur bei Hochwasser gefülltem Fallkessel und glatt durchgeführter Mittelwasserrinne.
- Die gleiche Ausführung wie unter 2., jedoch ergänzt durch durchgehende Quereinbauten.

b) Die Ausführungen ohne Fallkessel.

- Der einfache senkrechte Absturz.
- Der in Stufen untergeteilte senkrechte Absturz, Kaskade genannt.

Die unter 1. a) Ausführungen mit Fallkessel erwähnte Bauart wurde grundsätzlich für die vier Abstürze im Emscherlauf gewählt. Abb. 9 u. 10 bringen als Beispiel den Emscherabsturz bei km 38,8; der Höchstabfluß beträgt hier  $120 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Die Fluten stürzen bei jedem Wasserstand in voller Breite über eine senkrechte, auch in einzelnen Fällen im Grundriß gewölbte Absturz-

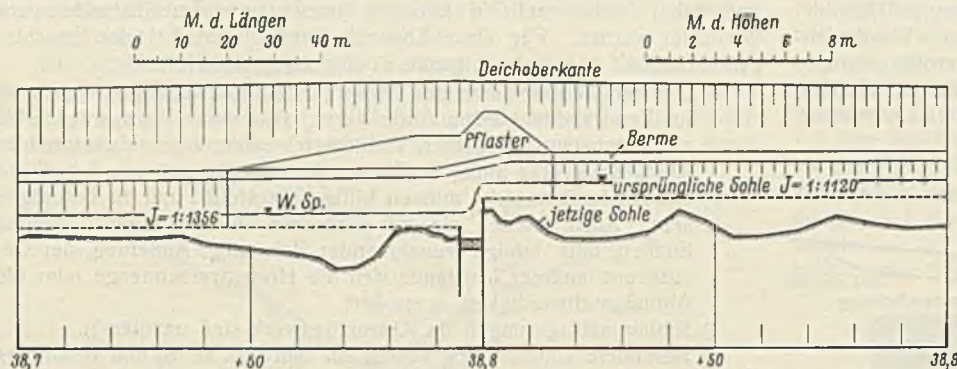


Abb. 11. Längenschnitt durch den Absturz in der Emscher bei km 38,8 und die anschließenden Flußstrecken.

mauer in einen tiefen Fallkessel aus Beton. Unterhalb dieses sowie oberhalb der Absturzkante wurde die Sohle auf längere Strecken befestigt; Abb. 10 bringt einen Längen- und Querschnitt durch dieses Bauwerk. Die gewölbte Fallkesselsohle wurde nachträglich an beiden Enden aufgehöhht, um die lästigen Randwirbel zu beseitigen, in denen sich alle Schwimmstoffe, insbesondere Kadaver, sammelten und bis zum nächsten Hochwasser aufhielten. In Abb. 9 ist die bei Niedrigwasser trockene linke Nische deutlich zu sehen.

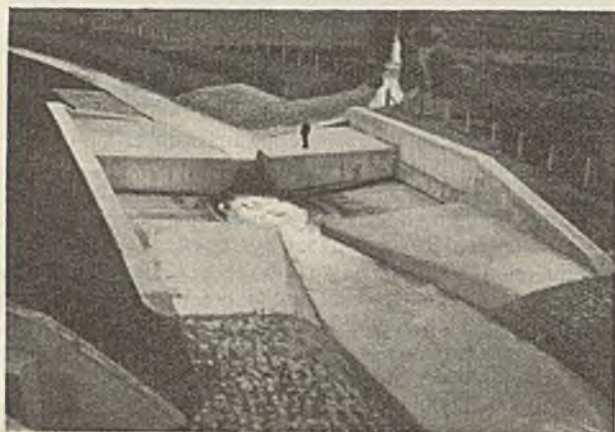


Abb. 12. Absturz im Emscherlauf bei km 58 + 95 bei Niedrigwasser.



Abb. 13. Absturz im Emscherlauf bei km 58 + 95 bei kleinem Hochwasser.

Trotz dieser Vorrichtungen zur Vernichtung der Energie hat die Sohle der Emscher oberhalb und unterhalb erhebliche Veränderungen erlitten, wie Abb. 11 zeigt. Oberhalb ist sie auf weite Strecken tief herausgesogen. Unterhalb des Absturzes hat sich ein tiefer Kolk gebildet, der für die Böschung eine stete Gefahr bedeutet. Die normale Sohlenlage wird erst 250 m oberhalb der Absturzkante wieder erreicht.



Abb. 14. Bauarbeiten zur Ermäßigung des Hüllerbachabsturzes um 2 m bei km 2,4 + 76.

mit durchgehend befestigter Sohle eingebaut und durch Deckwerke ergänzt wurden. Die Ausführungen im unbefestigten Emscherlauf geben zu Bedenken Anlaß (Abb. 11). Nachteilig ist bei den Formen mit ständig gefülltem Fallkessel die Ansammlung von Schlamm, Kadavern und sonstigen Abfallstoffen; Geruchbelästigungen und unschöner Anblick sind die Folge. Dazu kommen noch die unverhältnismäßig hohen Herstellungs-

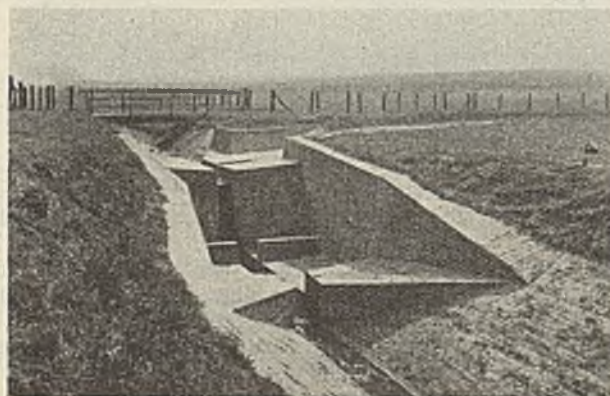


Abb. 15. Absturz im Oespelerbach. HHW 5 m<sup>3</sup>/sek.

kosten, so daß man bei späteren Ausführungen den Fallkessel in seinen Ausmaßen sehr einschränkte und ferner seinen Boden so hoch legte, daß er bei normalem Wasserabfluß stets frei blieb; das Mittelwasser floß unterhalb der Absturzkante ungebremst in einer besonderen Rinne ab. Als Beispiel zeigt Abb. 15 das Absturzbauwerk im Oespeler Bach.

Eine große Verbesserung der erwähnten Mißstände stellt eine Ausführung im oberen Emscherlauf für 60 m<sup>3</sup>/sek Höchstabfluß gemäß Abb. 12 dar. Der Fallkessel hat nach der Mitte zu ein starkes Gefälle, so daß bei NW nur noch eine verhältnismäßig schmale Durchflußrinne bleibt. Es war dabei allerdings nicht zu vermeiden, daß sich im Fallkessel in Höhe des normalen Wasserstandes gelegentlich Unrat abgelagerte, der erst bei Hochwasser wieder fortgeführt wurde.

Abb. 13 zeigt den gleichen Absturz bei einer mittleren Anschwellung. Der Fallkessel und ein Teil der unterhalb anschließenden, flach eingeschnittenen Bachstrecke sind bei diesem schätzungsweise 8 m<sup>3</sup>/sek betragenden Abfluß vollkommen unter Wasser.

Diese eben beschriebene Bauart ist recht teuer. Man sieht, wenn man die in Abb. 12 mit aufgenommene Person als Maßstab nimmt, den großen Materialaufwand.

Naturgemäß ist auch die Entfernung solcher Bauwerke recht kostspielig. Abb. 14 zeigt als Beispiel hierfür ein altes Absturzbauwerk im Hüllerbach. Die Absturzhöhe mußte zur Wiederherstellung der Vorflut von 3 m auf 1 m ermäßigt werden. Ein zur Unzeit aufgetretenes Hochwasser brach seitlich durch und erhöhte die Kosten erheblich.

Von den Bauwerken der vorbeschriebenen Art kann allgemein gesagt werden, daß die durch großen Materialaufwand geschaffenen umfangreichen Absturzbecken sich nur da bewährt haben, wo sie in Bachläufen

Bemerkenswert sind hierbei die Stoßpfeiler am Ende des Fallkessels sowie zwei kleinere im Fallkessel selbst, die auch schon bei kleineren Anschwellungen Walzen zur Energievernichtung hervorrufen sollen.

Bei den neuesten Ausführungen gemäß Abb. 16 wurde der Fallkessel weiterhin erheblich eingeschränkt. Auf die unterhalb der Stoßpfeiler

Eine weitere Verbesserung der Energievernichtung wurde durch Einbau von quer über das ganze Sturzbett reichenden sogenannten „Wasserbremsen“ erzielt.

Abb. 18 zeigt die erste Ausführung aus dem Jahre 1926. Die Wirkung dieser Wasserbremse war so günstig, daß der Plan entstand, die Anordnung

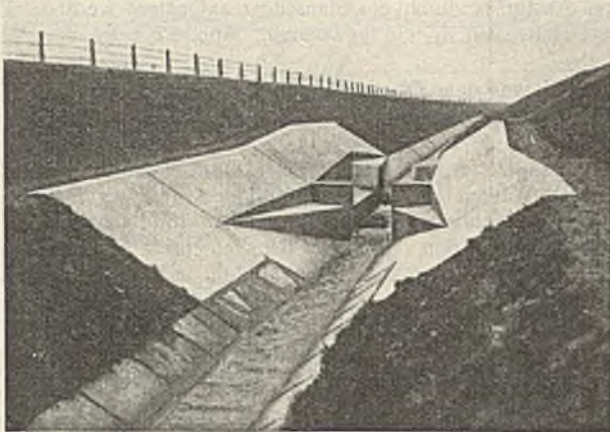


Abb. 16. Absturz im Läppkesmühlenbach. HHW 5 m<sup>3</sup>/sek.



Abb. 17. Absturz in der Emscher bei km 62,9.

angeordneten Deckwerke bei den Abstürzen der Abb. 12 bis 15 wird noch hingewiesen.

Die Niedrigwassermengen fallen ungebremst über die Absturzkante und werden in einer schmalen Rinne durch das Absturzbauwerk hindurch

von Wasserbremsen bei Absturzbauwerken grundsätzlich im Modeli näher zu untersuchen. Diese Modellversuche (s. Abschn. C) sind dann vom Herbst 1929 bis Sommer 1930 durchgeführt worden, nachdem große Zerstörungen unterhalb eines Kaskadenabsturzbauwerks eingetreten waren.

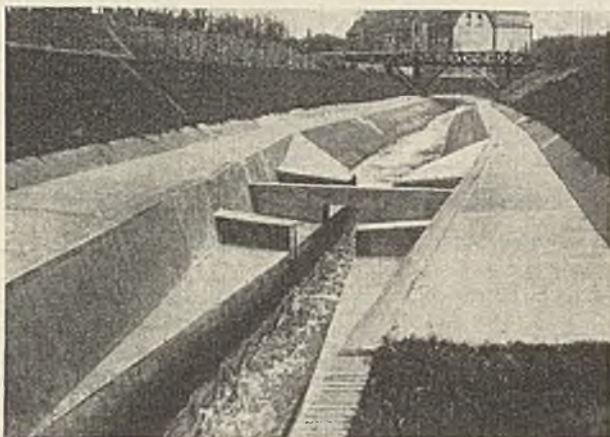


Abb. 18. Absturz im Schwarzbach bei km 5,4 + 40.



Abb. 19. Senkrechter Absturz im Borbecker Bach bei km 2 + 55.

in die untere Bachstrecke geführt. Ablagerungen bei Niedrigwasser werden also vermieden. Da Ausspülungen unterhalb des Absturzes bei den in der Niedrigwasserrinne fließenden geringen Wassermengen nicht eintreten, sind Maßnahmen zur Vernichtung ihrer kinetischen Energie nicht erforderlich.

Bekannt ist die Erscheinung, daß sich oberhalb eines Absturzes eine Senkungskurve des Wasserspiegels ausbildet und die Wassermassen mit zunehmender Geschwindigkeit dem Absturz zueilen. Als Folge davon entsteht im Bachbett oberhalb des Absturzes auf eine längere Strecke ein gefährlicher Sog, der dazu zwingt, das Bachbett besonders zu befestigen und vor Ausspülung zu schützen. Um dies zu vermeiden, ist bei den in Abb. 15 bis 18 dargestellten Abstürzen das Bachprofil oberhalb der Absturzkante so eingeschnürt, daß das in seiner Wirkung unschädliche Niedrigwasser zwar ungehindert durchfließt, die größeren Ergüsse aber so weit aufgestaut werden, daß keine Geschwindigkeitszunahme, also auch kein gefährlicher Sog, oberhalb der Absturzkante eintritt. Durch Dammbalken kann der Stau geregelt werden. Die Hochwassermassen stürzen über diese Einbauten in einen belderseits der Niedrigwasserrinne angeordneten Fallkessel und prallen gegen die am Auslauf des Fallkessels angeordneten Stoßpfeiler.

In Abb. 17 ist der Ablauf eines kleineren Hochwassers über ein Absturzbauwerk, das etwa nach Abb. 15 ausgebildet ist, dargestellt. Die einschnürenden Einbauten oberhalb der Absturzkante sind überronnen. Die Absturzenergie wird durch Stoß der Wassermassen gegen die Stoßpfeiler des Fallkessels unter starker Wirbelbildung vernichtet. Die Energievernichtung ist in solchen Bauwerken bis zu gewissen Ergüssen verhältnismäßig gut. Wurden diese überschritten, so mußten unterhalb dieser Bauwerke Uferdeckwerke auf größere Länge angeordnet werden. Die im Abschnitt C beschriebenen Modellversuche haben dies bestätigt und die Grenzen der Brauchbarkeit festgelegt.

#### b) Ausführung ohne Fallkessel.

Die einfachste Form des Absturzes entsteht dadurch, daß die beiden in verschiedener Höhe liegenden Bachquerschnitte ohne jeden Übergang durch eine senkrechte Abschlußwand verbunden werden; Einbauten, Fall-



Abb. 20. Zerstörungen unterhalb eines senkrechten Absturzes ohne Energievernichtung.

kessel oder sonstige Vorrichtungen zur Vernichtung der Bewegungsenergie fehlen. Solche Bauwerke sind vielfach in früherer Zeit, aber auch vereinzelt noch letzthin entstanden.

Abb. 19 zeigt einen im Jahre 1912 ausgeführten Absturz von 1 m Höhe im Borbecker Bach. 5 m<sup>3</sup>/sek fließen im Augenblick der Aufnahme

ab. Hierbei wurde etwa 20 m unterhalb des Absturzes eine Oberflächen-geschwindigkeit von rd. 4 m<sup>3</sup>/sek gemessen. Hochwasser von 20 bis 30 m<sup>3</sup>/sek hatten an dem früher nur in der Sohle befestigten Bachbett so große Zerstörungen angerichtet, daß daraufhin, wie aus Abb. 19 ersichtlich, auf weite Strecken ein schweres Uferdeckwerk angelegt werden mußte.

Abb. 20 zeigt einen senkrechten Absturz ohne Energievernichtung mit Zerstörungen in der anschließenden Bachstrecke. Diese war soeben in Betrieb genommen worden, als ein Hochwasser außerordentliche Verheerungen anrichtete. Als ungünstiger Umstand kam hinzu, daß die Bachstrecke unterhalb des Absturzes in zu steilem Gefälle ausgebaut worden war und daher der durch den Absturz stark beschleunigte Wasserabfluß sich auf lange Strecken nicht beruhigen konnte.

Die beiden aufgeführten Beispiele zeigen zur Genüge die Nachteile einer solchen Bauweise. In der Ausführung ist sie zwar billig; sie bildet aber für den Bestand der anschließenden Bachstrecke eine große Gefahr. Unterhalb eines solchen Bauwerks muß der Bachlauf auf lange Strecken und mit großen Kosten befestigt und unterhalten werden.

Eine zweite bei der E. G. mehrfach ausgeführte Absturzform ist die sogenannte „Kaskade“. Die Energie des herabstürzenden Wassers sollte durch Unterteilung der Absturzhöhe vernichtet werden. Diese

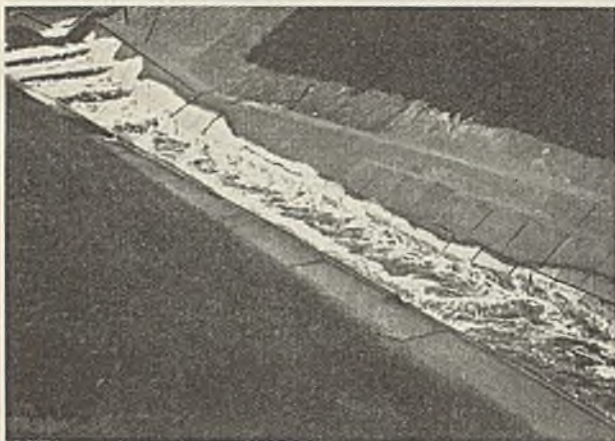


Abb. 21.  
Kaskadenabsturz im Borbecker Bach bei km 2,2 + 40.

Hoffnung erwies sich als trügerisch. Die Niedrigwassermengen fließen zwar verhältnismäßig beruhigt ab, größere Ergüsse schießen aber über das Bauwerk wie über eine schiefe Ebene hinab; ein energievernichtender Einfluß der einzelnen Stufen ist hierbei nicht mehr wahrzunehmen. Die Wassermassen erlangen eine der Fallhöhe entsprechende Beschleunigung und schießen ungebremst in das Unterwasser. Die Folge sind Zerstörungen in ähnlichem Ausmaße wie bei den vorgeschriebenen senkrechten Abstürzen. Die Modellversuche haben ergeben, daß sich die Abflußbilder und Energielinien von Hochwasseregüssen über Kaskaden und einfache senkrechte Abstürze völlig gleichen. Beide Ausführungen sind für die Vernichtung der Absturzenergie gleichermaßen ungeeignet. Besonders lehrreich ist in dieser Beziehung das Kaskadenbauwerk im Borbecker Bach bei km 2,2 + 40. Es hat eine Gesamthöhe von 1,9 m bei einer Gesamtlänge von 28,3 m; die Neigung ist also 1 : 15. Der größte Abfluß beträgt etwa 30 m<sup>3</sup>/sek. Die Jahr für Jahr an der unterhalb gelegenen Bachstrecke eingetretenen Zerstörungen haben mit den Anstoß gegeben, Modellversuche zur Feststellung der günstigsten Absturzform vorzunehmen. Abb. 21 zeigt diesen Absturz bei Niedrigwasser. Abb. 5 gibt ein Bild von den unterhalb aufgetretenen Zerstörungen nach einem Hochwasser im Juli 1927. Die Ufer sind auf weite Strecken bis tief ins Land hinein ausgespült. Dies zeigt deutlich, daß Abstürze in Kaskadenform durchaus ungeeignet sind; sie gefährden den Bestand der anschließenden Bachstrecke aufs höchste.

Aus den vorstehenden Ausführungen über die verschiedenartigen Formen von Absturzbauwerken geht hervor, daß keine restlos befriedigt hat. Selbst bei den neuesten Absturzbauwerken sind stets noch Deckwerke in der anschließenden Bachstrecke notwendig geworden, weil bei größeren Ergüssen die Absturzenergie noch nicht vollkommen vernichtet wird.

## C. Die Modellversuche.

### I. Das Versuchsgerinne.

Der Wert der Modellversuche ist in den letzten Jahren immer mehr erkannt worden. Fast alle großen Wasserbauwerke der letzten Zeit sind nach vorhergegangenen Modellversuchen bemessen worden; dadurch wurden unzuverlässige Bauausführungen vermieden und große Kostenersparnisse erzielt. Bereits im Jahre 1925 erbaute die E. G. in Essen-

Frohnhausen ein Versuchsgerinne zur Untersuchung wichtiger in ihr Arbeitsgebiet fallender Fragen. Im Jahre 1929 wurde das Gerinne für die hier beschriebenen Versuche über die zweckmäßigste Ausbildung von Abstürzen weiter ausgebaut.

Für die Versuche wird das Wasser des Borbecker Baches benutzt, der an dieser Stelle noch nicht verschmutzt ist. Das Wasser kann oberhalb eines Absturzes durch ein Stauschütz aufgestaut werden. Dadurch wird ein Gefälle von 1,70 m gewonnen. Abb. 22 zeigt den Versuchstand.

Das bei B aus dem Obergraben entnommene Wasser gelangt durch zwei Bodenöffnungen gleichmäßig aufsteigend in die Verteilungsrinne. Von dort wird es je nach Bedarf durch eine der drei Einbauöffnungen dem Modell zugeleitet, durchfließt dieses und gelangt in den Ablaufkasten, dessen Wasserstand durch ein Zylinderschütz regelbar ist. Unter diesem läuft auf Schienen ein Meßwagen von 250 l Inhalt. Die größte Einbaulänge beträgt 7,5 m. Es kann also bei einem Modellmaßstab von 1 : 20 eine Naturlänge von 150 m im Modell untersucht werden. Die Modellstücke waren aus Gips geformt und mit Eiseneinlagen versehen. Die vom Wasser benetzten Flächen der Modelle wurden mit Stearin getränkt und geglättet. Über die Rauigkeit der Modellwandungen wird im Abschnitt F Näheres gesagt. Die einzelnen Modellstücke waren

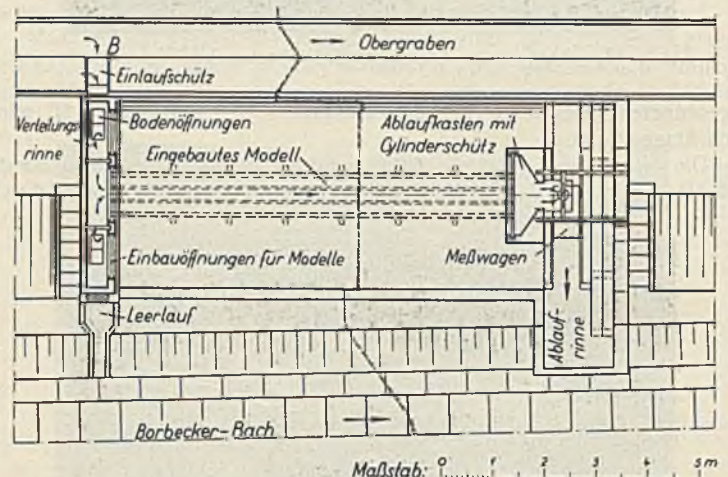


Abb. 22. Grundriß  
des für die beschriebenen Versuche benutzten Versuchstandes.

rd. 1,30 m lang und lagerten auf Längsbohlen, diese wiederum auf verstellbaren Böcken. Das Gefälle wurde mittels Nivellierinstrumente eingewogen und während der Messung mehrfach nachgeprüft. Zur Wasserstandsmessung dienten 20 mit Nonieneinteilung versehene Spitzenmaßstäbe; die Genauigkeit der Ablesung beträgt 0,1 mm. Von den meisten Versuchen wurden Laufbilder aufgenommen, um jederzeit nachträglich nach Abbau des Modells den Abflußvorgang gegenwärtig zu haben. Um die Lichtbilder kontrastreicher zu gestalten, wurde das Wasser für die Aufnahmen leicht mit Nigrosin gefärbt. Zum Studium der Wasserströmung wurden gefärbte Sägespäne und Farbstoffeinleiter verwendet. Die Geschwindigkeitshöhen wurden durch graduierte Pitotröhren gemessen. Die errechnete mittlere Geschwindigkeit ergab sich aus der Beziehung  $v = \frac{Q}{F}$ , wo  $Q$  und  $F$  durch Messung bekannt sind. Im übrigen wurden die von Rehbock im Werk „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ angegebenen Richtlinien und Regeln befolgt.

### II. Die Ähnlichkeitsverhältnisse.

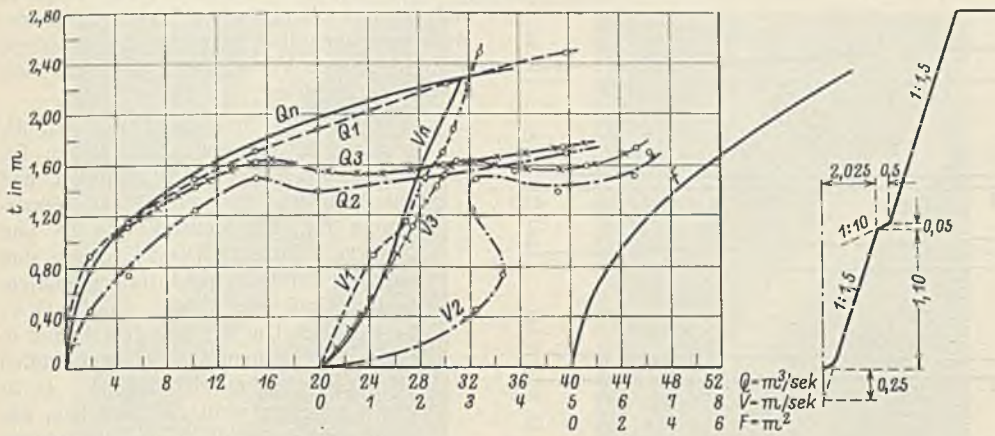
Um von einem Modellversuch auf die Wirklichkeit richtige Schlüsse ableiten zu können, sind zwei Bedingungen zu erfüllen:

1. Das Modell muß der Wirklichkeit geometrisch ähnlich sein.
2. Die Wasserbewegung muß bei beiden mechanisch ähnlich sein.

Mechanische Ähnlichkeit ist bei offenen Gerinnen, bei denen Trägheits- und Schwerkkräfte wirken, nur zu erwarten, wenn die Bezugswerte der Schwerkkräfte  $\frac{v^2}{gl}$  in Modell und Natur gleich sind (Froudesche Ähnlichkeit). Da aber bei offenen Gerinnen außer den eben genannten Kräften noch die Reibung eine wichtige Rolle spielt, ist, genau genommen, mechanische Ähnlichkeit zwischen Modell und Natur für solche Fälle überhaupt nicht möglich. Bei dem überwiegenden Einfluß der Schwerkkräfte auf die Bewegung bei allen praktischen Wasserbauversuchen ist es aber üblich, die Froudesche Modellähnlichkeit zugrunde zu legen und den Einfluß der Reibung durch Versuche zu ermitteln. Aus den Bedingungen der Froudeschen Ähnlichkeit ergeben sich die bekannten Beziehungen. Nachstehend sind sie für den allgemeinen Modellmaßstab 1 :  $m$  und den hier angewendeten Modellmaßstab 1 : 20 zusammengestellt.



Tafel Ia.



Man hilft sich in der Praxis damit, daß man die Wandungen des Modells so glatt macht, daß bei entsprechendem Wasserdurchfluß in der Natur und im Modell die gleichen Oberflächengefälle und Wassertiefenverhältnisse auftreten. Man muß sich aber darüber im klaren sein, daß die so hergestellte Ähnlichkeit nur für einen bestimmten Wasserstand gilt, für andere Wasserstände also andere Rauigkeiten der Modellwandungen herzustellen sind. Da dies schwierig und umständlich, oft auch wegen fehlender Vergleichswerte in der Natur nicht möglich ist, wird man für denjenigen Wasserstand die zutreffenden Rauigkeitsverhältnisse im Modell herstellen, dem die größte Wichtigkeit zuzumessen ist, also bei der Untersuchung der Schädlichkeit von Hochwasserabflüssen den diesen zukommenden Rauigkeitsgrad. Für andere Wassermengen müssen Vergleichsmessungen zwischen Modell und Natur ergeben, inwieweit die nicht zutreffenden Rauigkeitsverhältnisse des Modells die Rückschlüsse auf die Natur beeinflussen. Dies wird um so sicherer geschehen können, je größer der Maßstab ist. Er ist daher hier zu 1:20 gewählt und erfahrungsgemäß groß genug, um brauchbare Ergebnisse für die Ausführung zu liefern. Näheres über die Übertragbarkeit der Modellergebnisse in die Wirklichkeit ist im Abschnitt D gesagt.

III. Untersuchung verschiedener Absturzformen.

Folgende Absturzbauwerke wurden im Modell hinsichtlich ihrer energievernichtenden Wirkung untersucht:

1. ein Kaskadenabsturz mit zwei Stufen von je 1,50 m Höhe;
2. ein Absturzbauwerk von 3 m Absturzhöhe, ähnlich dem der Abb. 16;
3. einfache, senkrechte Absturzbauwerke von 1, 2 und 3 m Höhe;
4. der Kaskadenabsturz im Borbecker Bach bei 2,2 + 40.

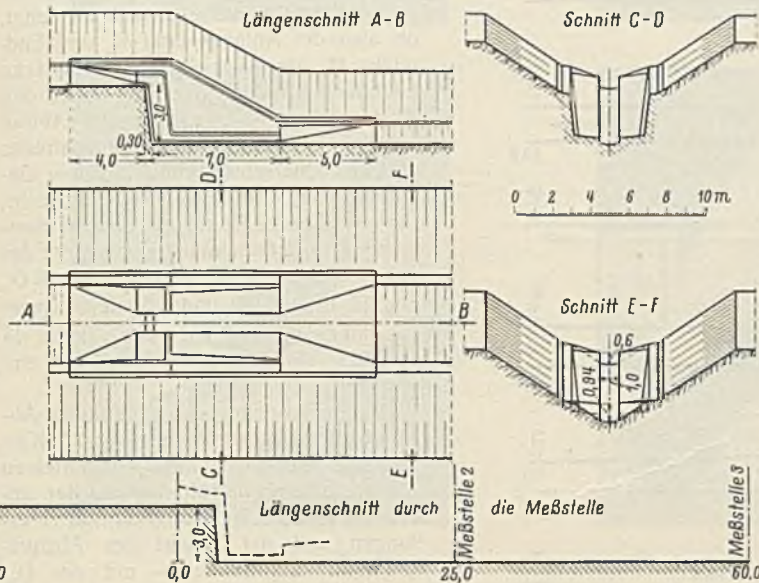
Bei den Bauwerken 2 bis 4 wurden stets die gleichen Ergüsse bei freiem, ungebremstem Abfluß und nach Einbau von Wasserbremsen beobachtet.

Im folgenden werden wegen Platzmangel nur die Ergebnisse dreier Modellversuche mitgeteilt; zu jeder Versuchsreihe gehören drei Bildtafeln, die gleichmäßig mit a, b, c bezeichnet sind. Allgemein sei folgendes vorausgeschickt:

Die Absturzmodelle sind alle in eine 150 m<sup>5</sup> lange, mit Betonschalen A ausgekleidete Bachstrecke (s. Abb. 3) eingebaut worden. Die eigentliche Meßstrecke beträgt 80 m; sie liegt im Gefälle 1:700. Bei diesem Gefälle können gemäß Abb. 6 über 50 m<sup>3</sup>/sek ohne Überschreitung der zulässigen Schleppkraft von 2,50 kg/m<sup>2</sup> abfließen (vgl. Abschnitt B).

Jedes Absturzmodell wurde für die Ergüsse 2, 5, 10, 15, 20, 30 und 40 m<sup>3</sup>/sek untersucht. Dieser Umfang der Abflußkurve entspricht etwa

5) Sämtliche hier und im folgenden angegebenen Maße sind für die Natur umgerechnet worden.

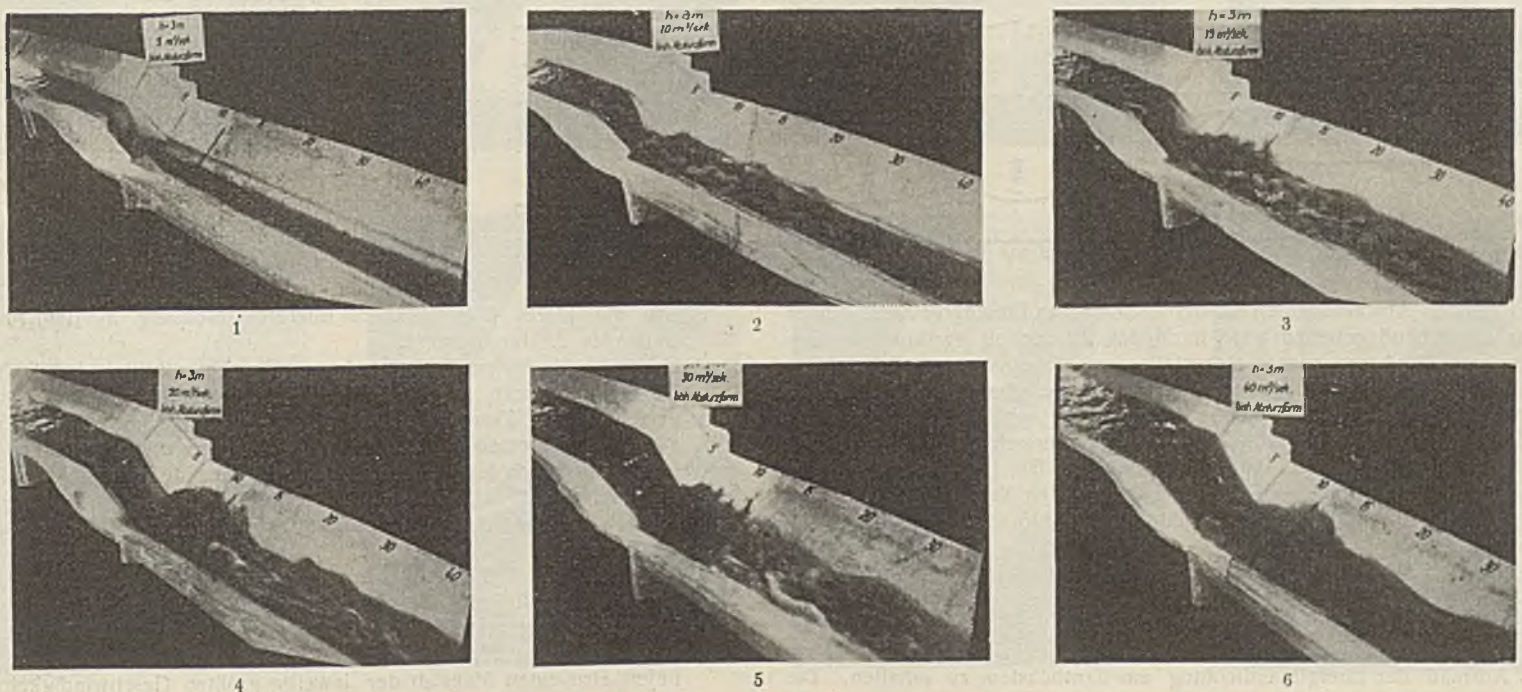


Maßstab 1 : m    Maßstab 1 : 20

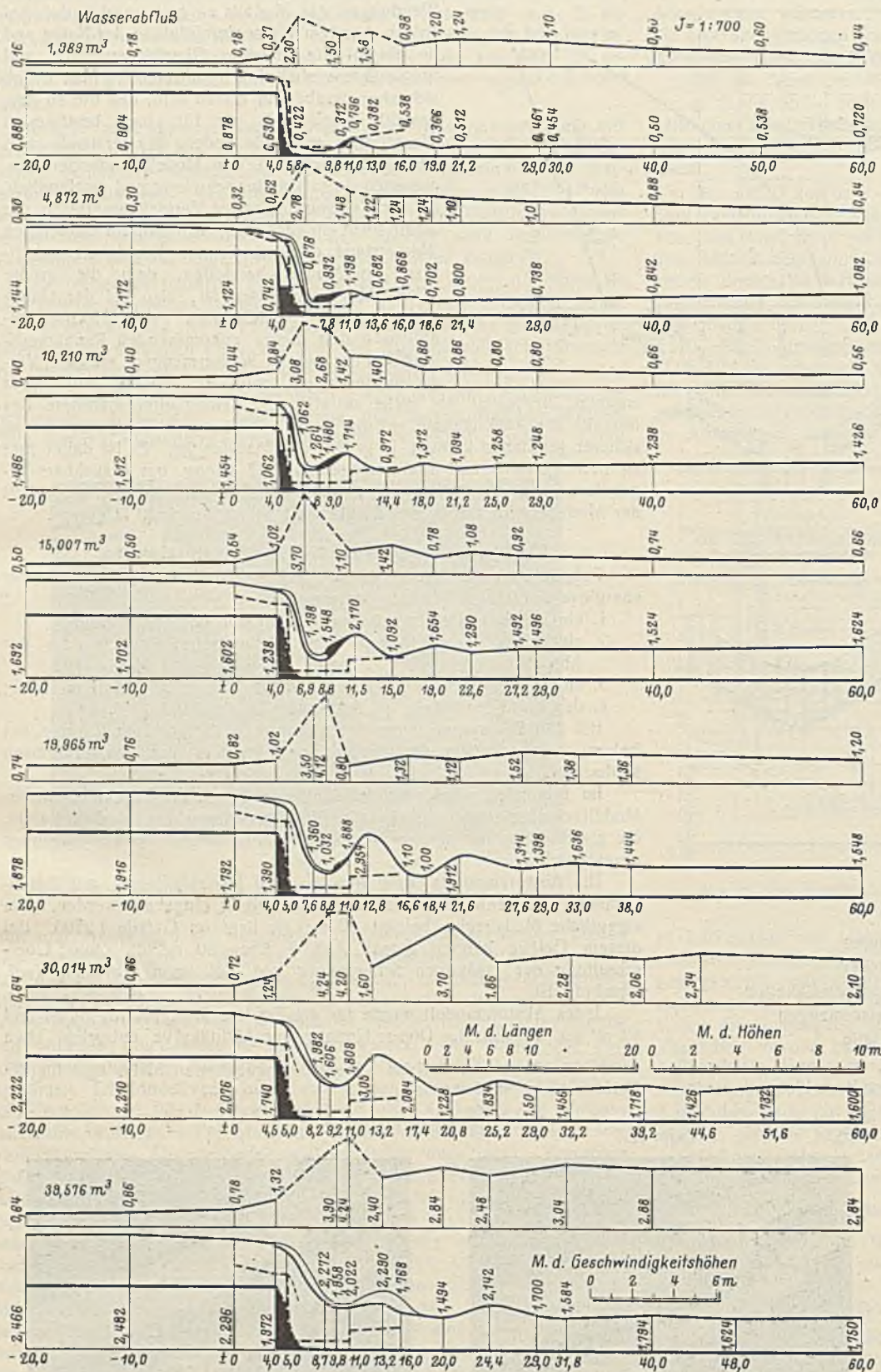
$L = m l$	20 l	für die Längen
$F = m^2 f$	400 f	„ „ Flächen
$V = m^{0,5} v$	4,472 v	„ „ Geschwindigkeiten
$Q = m^{2,5} q$	1788,854 q	„ „ Wassermengen
$I = i$	1 i	„ das Gefälle.

Diese Modellregel ist nur dann streng gültig, wenn auch gleichzeitig die Reibungshöhen im Modell im gleichen Maßstab verkleinert werden.

Tafel Ic.



Tafel Ib.



jeweilige Lage von  $M_3$  ist auf den Tafeln Ia und IIa im schematischen Längenschnitt der Meßstrecke kenntlich gemacht. Im einzelnen wurden für jede Versuchsreihe folgende Messungen durchgeführt:

1. An den drei Meßstellen  $M_1, M_2, M_3$  wurden für die erwähnten sieben Ergüsse die Abflutiefen bestimmt und aus ihnen und der gemessenen Wassermenge für jede Meßstelle die  $Q$ - und  $V$ -Kurve ermittelt. Diese Kurven sind auf den Tafeln Ia und IIa zusammengestellt und mit  $Q_1 V_1, Q_2 V_2, Q_3 V_3$  bezeichnet. Um sie mit dem Abfluß in einer durch keinen Absturz beeinflussten Strecke vergleichen zu können — es ist von vornherein nicht zu übersehen, wie weit sich der Einfluß der Absturzbauwerke oberhalb und unterhalb ausdehnt, ob also der Anfangspunkt  $M_1$  und Endpunkt  $M_3$  der 80 m langen Meßstrecke außerhalb der Beeinflussung durch den Absturz liegt —, wurde der Abfluß in einer 150 m langen Modellstrecke gleichen Querschnitts und gleichen Gefalles ohne Absturzbauwerk untersucht. Die auf diesem Wege ermittelte Wassermengen- und Geschwindigkeitskurve des unbeeinflussten Wasserablaufes ist mit  $Q_n$  und  $V_n$  bezeichnet und in jeder Kurvenzusammenstellung auf den Tafeln Ia und IIa als Vergleichsgrundlage eingetragen.

Bei einem richtig durchgebildeten Absturzbauwerk müssen die  $Q$ - und  $V$ -Kurven aller drei Meßstellen — von kleinen Abweichungen, herrührend aus der unvermeidlichen Ungenauigkeit der Messungen und der Bauart des Absturzbauwerks, abgesehen — mit der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve zusammenfallen. Ist die Energievernichtung im Absturzbauwerk unvollkommen, werden die Kurven der drei Meßstellen je nach dem Grade der noch im Wasser befindlichen überschüssigen Bewegungsenergie von der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve abweichen. Diejenige der Meßstelle  $M_1$  wird in solchem Fall durch flachere Neigung die Sogwirkung des Absturzes erkennen lassen; die der Meßstelle  $M_2$  unterhalb des Absturzes wird ebenfalls entsprechend dem beschleunigten Abfluß eine flachere Neigung als die  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve haben und auch sonstige Unregelmäßigkeiten aufweisen. Ist bei der Meßstelle  $M_3$ , also 60 m unterhalb des Absturzes, der Abfluß wieder vollkommen beruhigt, muß die bei  $M_3$  gefundene  $Q_3$ - und  $V_3$ -Kurve mit der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve zusammenfallen.

Der Vergleich der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve mit den  $Q$ - und  $V$ -Kurven der drei Meßstellen jeder Untersuchungsreihe gibt

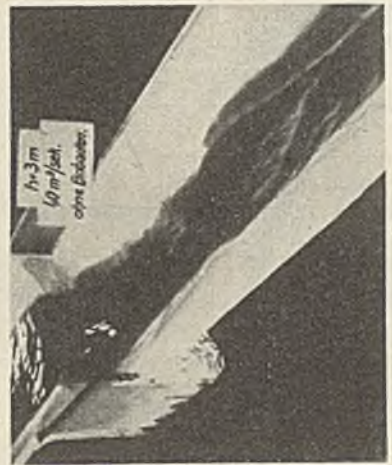
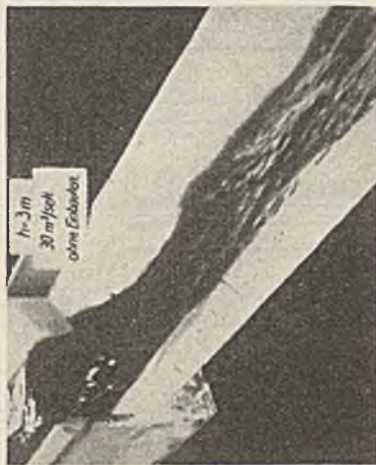
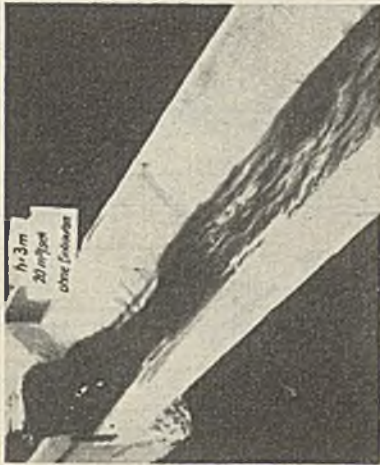
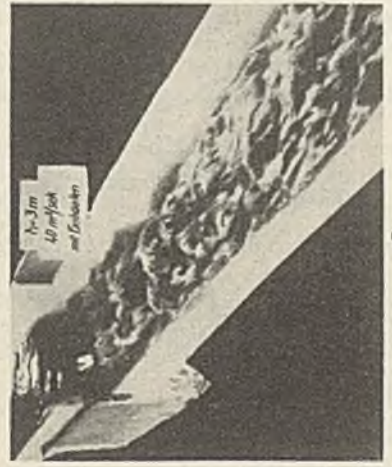
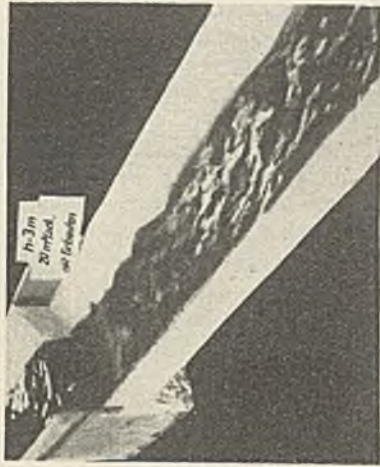
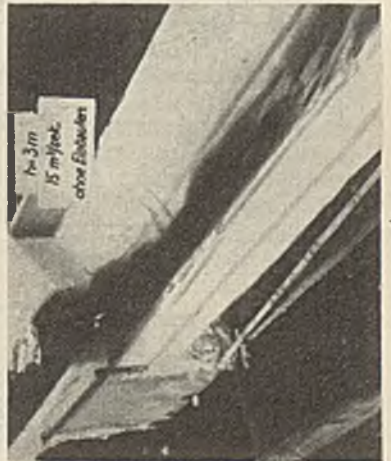
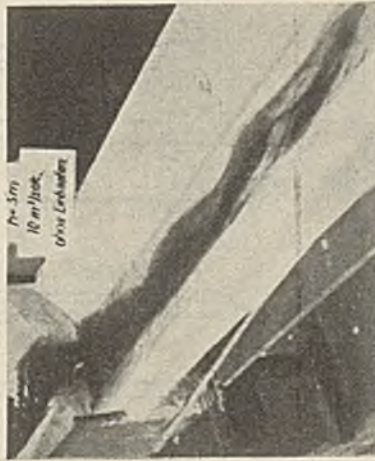
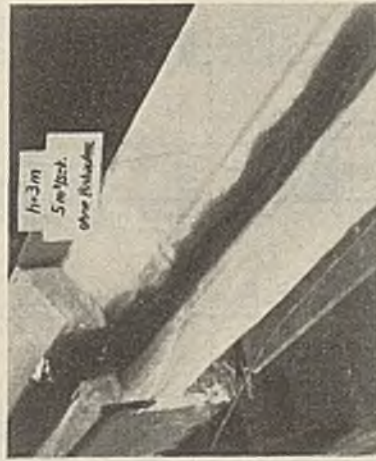
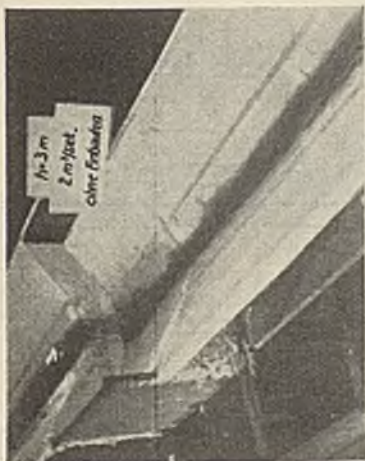
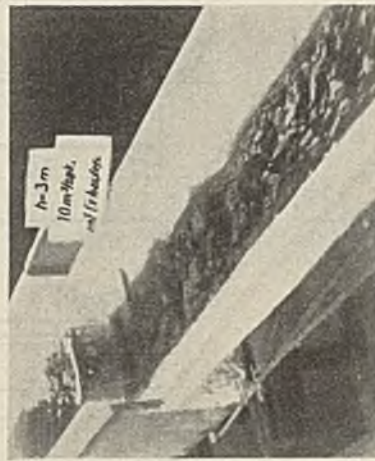
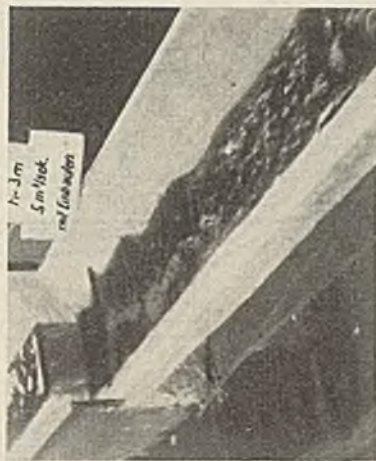
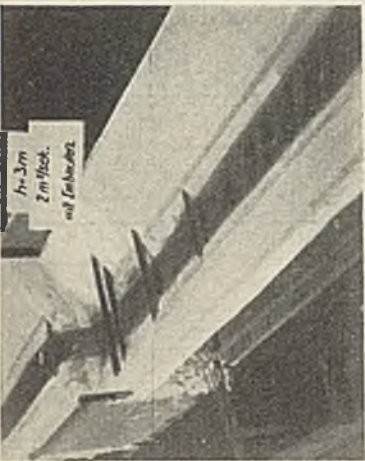
den meisten Abwasserläufen mittlerer Größe des Emschergebiets. Da es sehr zeitraubend gewesen wäre, im Modell die sieben erwähnten Wassermengen vollkommen genau einzustellen, wurde, sobald ein Beharrungszustand in ihrer Nähe eingetreten war, dieser beibehalten und die diesem Beharrungszustand entsprechende Abflußmenge auf drei Dezimalen abgerundet aus der Füllungszeit des Meßkastens errechnet. Diese genauen Abflußmengen sind stets auf den Tafeln Ib, IIb links vor Kopf der einzelnen Abflubilder angegeben. Im folgenden Text werden der Einfachheit halber stets die runden Zahlen 2, 5, 10, 15, 20, 30 und 40  $m^3$ /sek genannt.

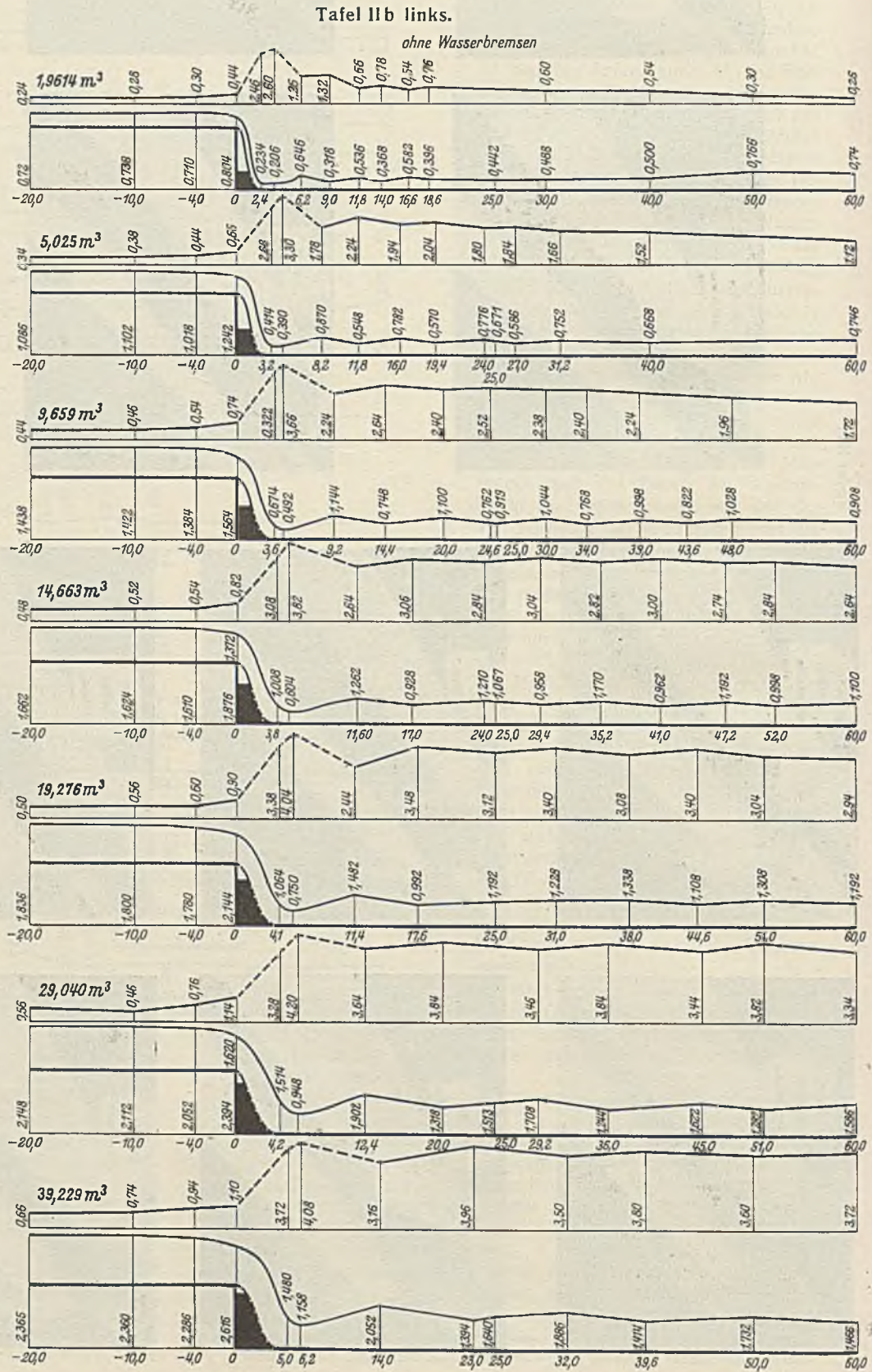
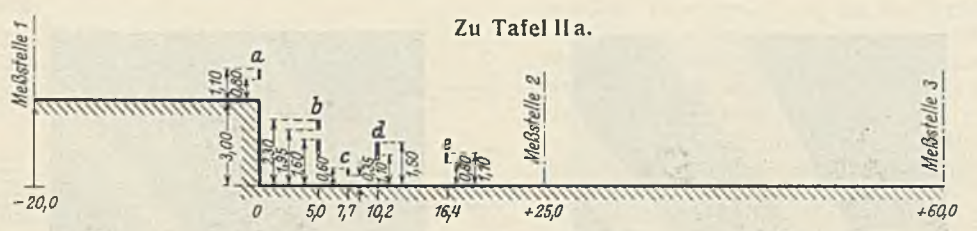
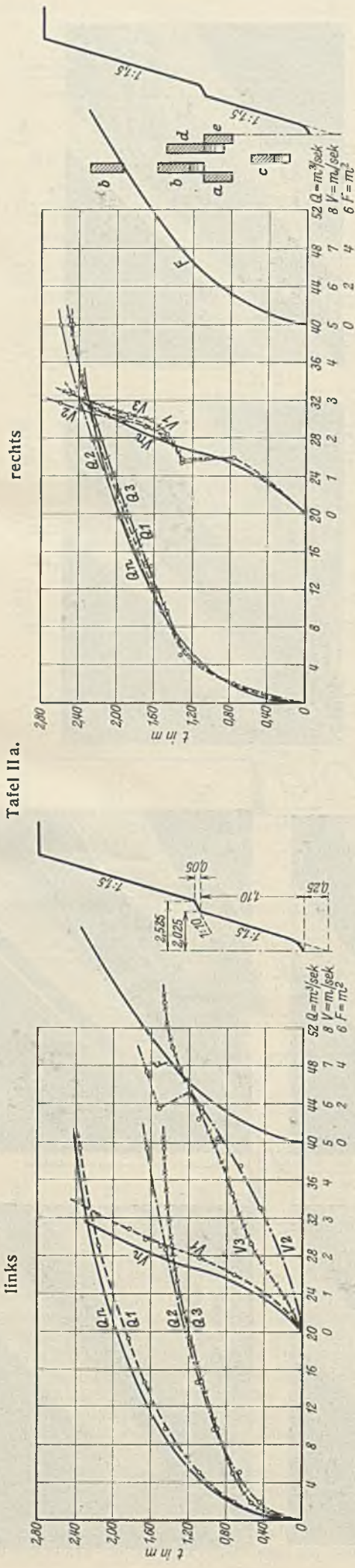
Um den Einfluß eines Absturzes auf den Abfluß festzustellen, wurden drei Meßstellen  $M_1, M_2, M_3$  eingerichtet.  $M_1$  liegt bei jeder Versuchsreihe 20 m oberhalb,  $M_3$  60 m unterhalb des Absturzes. Die Meßstelle  $M_2$  wurde stets möglichst dicht unterhalb des Absturzbauwerks gewählt, um das Ausmaß der Energievernichtung am deutlichsten zu erhalten. Die

also ein klares Bild über die Energievernichtung in dem betreffenden Absturzbauwerk.

2. Bei jeder Versuchsreihe sind ferner die Abflubilder der 80 m langen Meßstrecke für alle sieben Ergüsse im Längenschnitt dargestellt. Die Wasserspiegellinien sind mittels Spitzenmaßstäbe genau eingemessen worden. Zahl und Lage dieser Meßpunkte richtete sich nach dem Grade der Beunruhigung des Wasserspiegels. Der Einfachheit halber sind diese Abflubilder auf den Tafeln Ib und IIb nicht im Gefälle 1 : 700, sondern von einer Horizontalen aufgetragen.
3. An denselben Meßpunkten wurde auch die größte beim Abtasten des Profils mit einer Pitotröhre sich ergebende Steighöhe der Wassersäule gemessen und als Ordinate von einer Horizontalen über dem dazugehörigen Abflubild aufgetragen. Dieser Linienzug liefert also einen Maßstab der jeweilig größten Geschwindigkeits-

Tafel IIc.





höhe. Weist er kurz unterhalb des Absturzbauwerks bei der Meßstelle  $M_2$  wieder die gleichen Ordinaten auf, wie sie oberhalb der Absturzkante gemessen wurden, so ist im Bauwerk eine vollkommene Vernichtung der durch den Absturz aufgenommenen Bewegungsenergie eingetreten: Das Bauwerk ist also richtig ausgebildet. In diesem Falle decken sich auch die  $Q_{1-3}$ - und  $V_{1-3}$ -Kurven mit der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve. Werden aber größere Steighöhen unterhalb des Absturzbauwerks gemessen, so ist die Energievernichtung im Absturzbauwerk unvollkommen; die  $Q_{1-3}$ - und  $V_{1-3}$ -Kurven decken sich dann nicht mehr mit den  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurven; ein Bauwerk dieser Form ist also nicht brauchbar.

Die im Absturzbauwerk gemessenen Steighöhen sind durch einen punktierten Linienzug verbunden, um anzudeuten, daß der Verlauf der Energielinien infolge der starken Beunruhigung des

Wassers nicht genügend genau gemessen werden konnte. Die Vorgänge im Absturzbauwerk selbst sind in diesem Zusammenhang auch weniger von Bedeutung. Zweck der Untersuchung ist festzustellen, welche Energiemenge im Absturzbauwerk verzehrt wird, und mit welcher Energieladung das Wasser das Absturzbauwerk verläßt.

4. Die einzelnen Abflußvorgänge sind im Film festgehalten worden. Auf den Tafeln Ic bis IIIc sind die aus Vergrößerungen gewonnenen Abflußbilder gegenübergestellt.

a) Absturzbauwerk von 3 m Höhe der bisher üblichen Form. (Hierzu Tafel Ia bis c.)

Das untersuchte Bauwerk ist ähnlich dem in Abb. 16 dargestellten. Eine Maßskizze ist auf Tafel Ia, Mitte, enthalten. Darunter befindet sich ein Längenschnitt durch die 80 m lange Meßstrecke. Die Meßstelle  $M_3$  liegt 25 m unterhalb der Absturzkante.

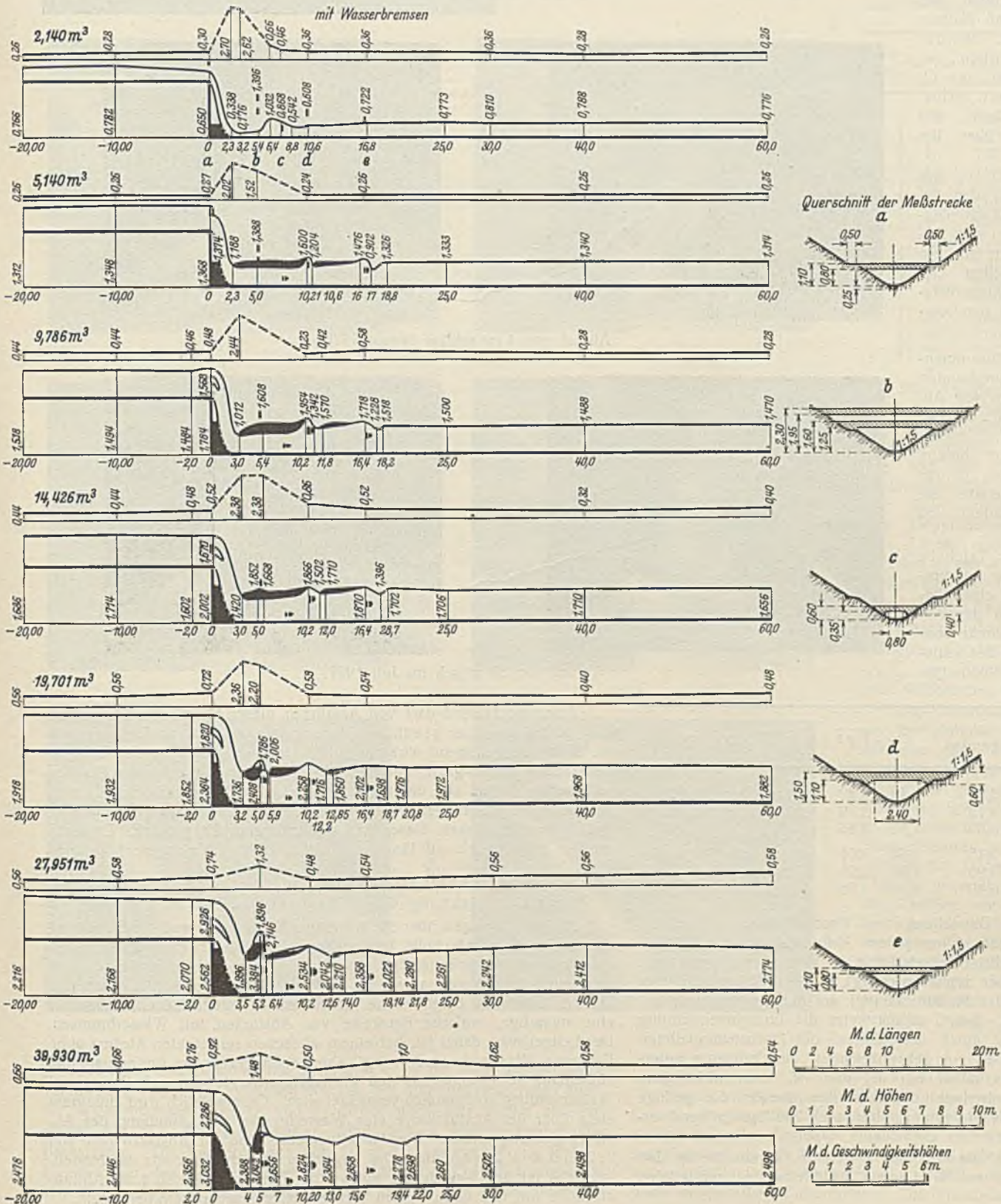
Zu oberst der Tafel Ia sind die  $Q$ - und  $V$ -Kurven der drei Meßstellen  $M_1, M_2, M_3$  mit der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve<sup>9)</sup> verglichen.

Der Verlauf von  $Q_1$  und  $V_1$  weicht nur wenig von  $Q_n$  und  $V_n$  ab. Das beweist, daß der Einfluß der Absturzes auf die 20 m oberhalb der Absturzkante gelegene Meßstelle  $M_1$  nur gering ist. Bis zum Erguß von  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  macht sich deutlich die stauende Wirkung der profilverengenden Betoneinbauten oberhalb der Absturzkante bemerkbar, denn  $Q_1$  und  $V_1$  wölben sich über  $Q_n$  und  $V_n$  hinaus. Größere Ergüsse üben bei  $M_1$  dagegen einen leichten Sog aus;  $Q_1$  und  $V_1$  liegen bei  $Q > 5 \text{ m}^3/\text{sek}$  um ein geringes flacher als  $Q_n$  und  $V_n$ .

$Q_3$  und  $V_3$  liegen gleichfalls bis zum Erguß von  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  nahe bei  $Q_n$  und  $V_n$ . Darüber hinaus biegen sie fast waagrecht nach rechts ab. Das besagt: Bis zu einem Wasserabfluß von  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  arbeitet das Absturzbauwerk so zufriedenstellend, daß bei  $M_3$  — also 60 m unterhalb der Absturzkante — der Abfluß wieder beruhigt ist. Bei größeren Ergüssen jedoch wächst die Geschwindigkeit des Abflusses mit fast gleichbleibender Tiefe sehr erheblich: die Energievernichtung im Absturzbauwerk ist mangelhaft; wie die Zusammenstellung

<sup>9)</sup> Im folgenden wird zur Abkürzung das Wort „Kurve“ hinter der Buchstabenbezeichnung fortgelassen; statt „ $Q_1$ -Kurve“ wird nur geschrieben „ $Q_1$ “, statt „ $V_1$ -Kurve“ nur „ $V_1$ “.

Tafel IIb rechts.



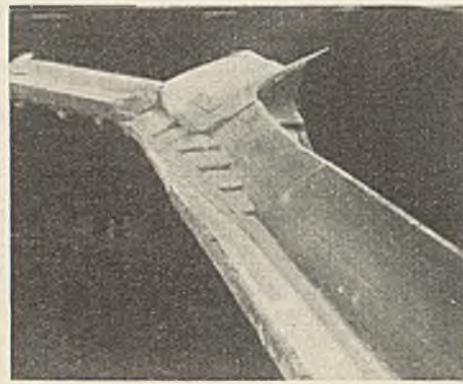
weiter unten zeigt, ist bei  $Q \approx 20 \text{ m}^3/\text{sek}$  bei  $M_3$  noch schießender Abfluß vorhanden.

Ein ähnliches Bild bieten  $Q_2$  und  $V_2$ . Nur ist insofern ein Unterschied festzustellen, als  $V_2$  bis zum Erguß von etwa  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  stark zunehmende Geschwindigkeit zeigt, die dann bis  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  wieder etwas abnimmt. Dies ist aus der Bauart des Absturzbauwerks zu erklären: Bis etwa  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  werden die Wassermassen ungebremst über den Absturz geführt, d. h. der Fallkessel wird nicht oder nur so wenig gefüllt, daß es nicht zur Bildung von Walzen kommt (s. Abb. 1, Tafel Ic). Erst größere Wassermengen füllen den Fallkessel höher an, so daß Walzenbildung ermöglicht wird. Werden aber  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  überschritten, so fliehen  $Q_2$  und  $V_2$  genau wie  $Q_3$  und  $V_3$  fast waagrecht nach rechts: Der Absturz versagt dann; die Wassermassen schießen über ihn hinaus.

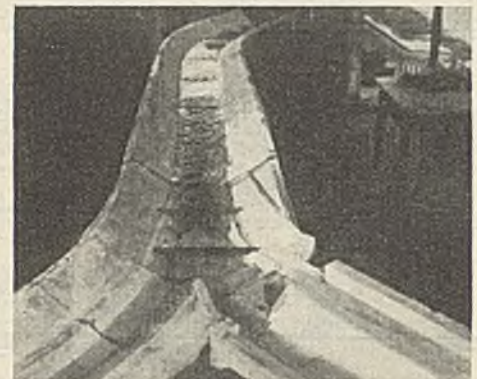
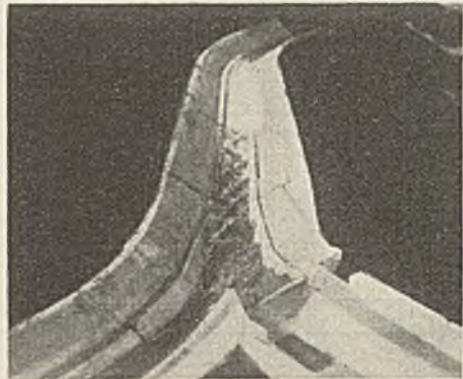
Dieser Verlauf der  $Q_2$ ,  $V_2$  und  $Q_3$ ,  $V_3$  deutet darauf hin, daß bei einem Erguß über  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  schießender Abfluß beim Verlassen des Absturzbauwerks zu vermuten ist. Ein Vergleich der tatsächlichen Geschwindigkeit mit der Wellengeschwindigkeit, dargestellt durch den Ausdruck  $\sqrt{gt}$ , bestätigt dies.

In nachstehender Zusammenstellung sind die entsprechenden Werte für  $15 - 20 - 30 \text{ m}^3/\text{sek}$  Abfluß für die Meßstellen  $M_2$  und  $M_3$  errechnet. Bei  $M_2$  ist für  $20 \text{ m}^3/\text{sek}$  die Wellengeschwindigkeit bereits weit überschritten, bei  $M_3$  ist für den gleichen Erguß gerade die Grenze zwischen strömendem und schießendem Abfluß erreicht.

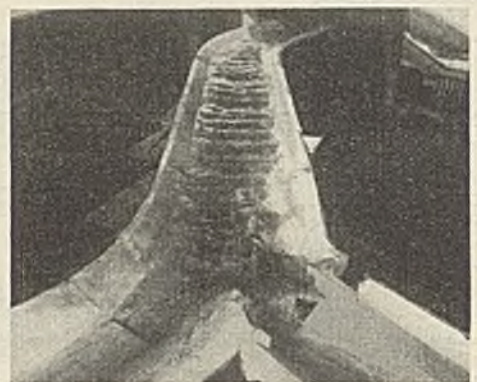
Die Lichtbilder auf Tafel Ic zeigen in Übereinstimmung mit vorstehendem bis  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  einen beruhigten Abfluß unterhalb des Absturzbauwerks, darüber hinaus aber die charakteristische Form des schießenden Abflusses mit Wellenbergen und -tälern.



Tafel IIIc.



Abfluß von  $4 \text{ m}^3/\text{sek}$  im Januar 1926.



Abfluß von  $30 \text{ m}^3/\text{sek}$  im Juli 1927.

Meßstelle	$\text{m}^3/\text{sek}$	$v$ vorhanden	$t$	$\sqrt{gt}$	Bemerkung
$M_2$	15	3,05	1,49	3,82	strömender Abfluß
	20	4,75	1,40	3,70	schießender Abfluß
	30	5,90	1,52	3,86	"
$M_3$	15	2,75	1,64	4,01	strömender Abfluß
	20	3,90	1,56	3,91	Grenzgebiet
	30	6,40	1,60	3,96	schießender Abfluß

Tafel Ib enthält die Darstellung des Wasserabflusses von 2 bis  $40 \text{ m}^3/\text{sek}$  im Längenschnitt. Über jedem Abflußbild ist die Höchstenergielinie aufgetragen. Bis  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  fließt das Wasser ungebremst mit großer Geschwindigkeit über den Absturz (vgl.  $V_2$  auf Tafel Ia oben); es hat sich aber am Schluß der Meßstrecke (vgl. auf der gleichen Tafel  $V_3$ ) wieder ziemlich beruhigt. Bei  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  setzt die Energievernichtung im Fallkessel ein; sie ist durch den Verlauf der Höchstenergielinien der Ergüsse 10 bis  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  gut gekennzeichnet; die Ordinaten unterhalb des Absturzbauwerks fallen bei  $M_2$  und  $M_3$  zwar nicht ganz auf die alte Höhe wie oberhalb des Absturzes herab; die geringe Differenz läßt die Energievernichtung aber noch als befriedigend erscheinen.

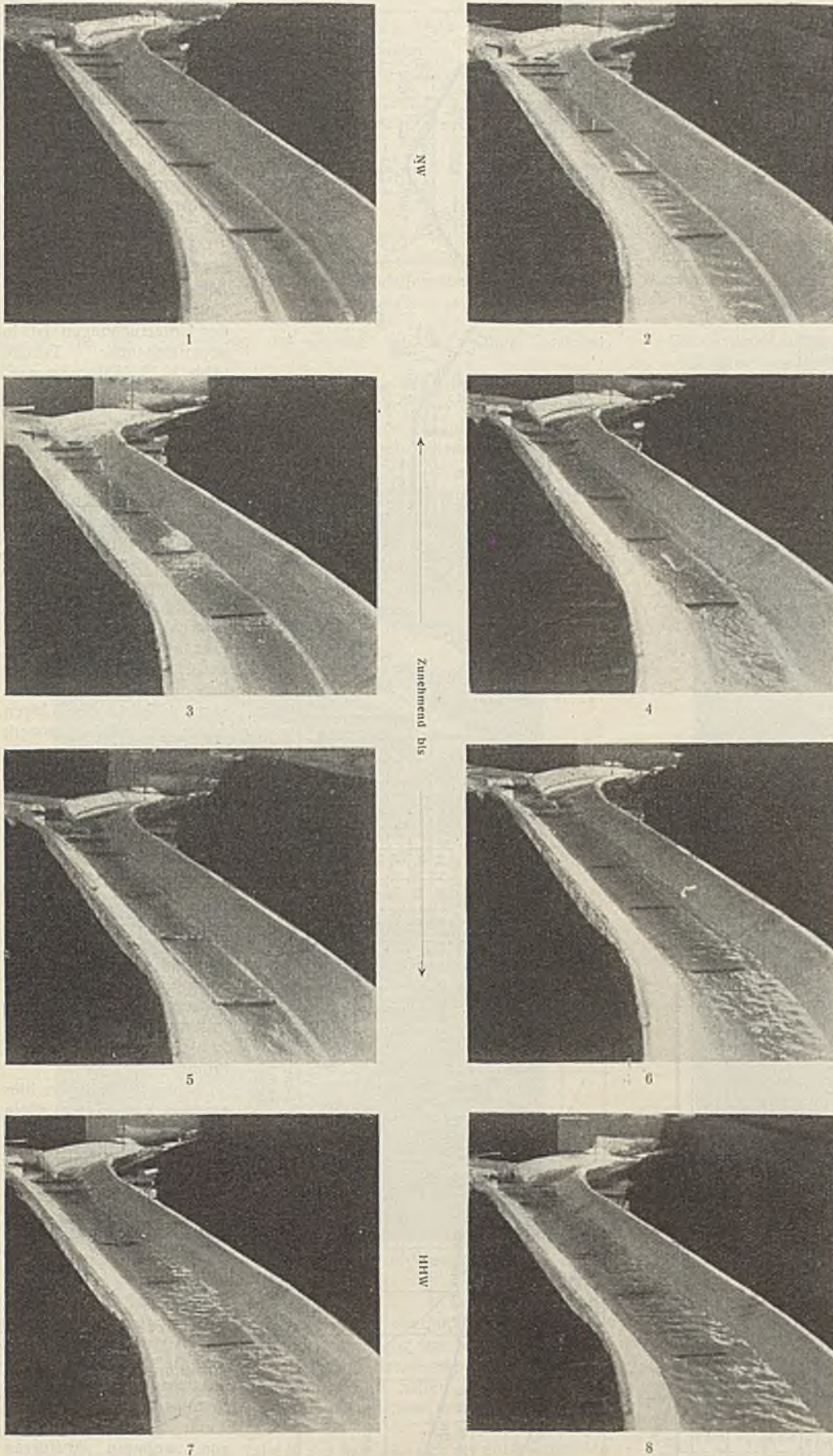
Die Abflußbilder für 20 bis  $40 \text{ m}^3/\text{sek}$  zeigen im Gegensatz zu den vorigen starke Wellenberge und -täler sowie hochbleibende Energielinien unterhalb des Absturzes.

Zusammenfassend darf von Abstürzen dieser Bauart gesagt werden, daß sie bei den hier gewählten Abmessungen nur bis zu Ergüssen von rd.  $15 \text{ m}^3/\text{sek}$  genügend wirksam sind. Darüber hinaus ist die Energievernichtung unzulänglich; unterhalb des Bauwerks tritt auf lange Strecken schießender Abfluß ein, der für den Bestand der Profilauskleidung schädlich ist. Die Erfahrungen in der Natur bestätigen diese Modellergebnisse: Bei Absturzbauwerken dieser Art in Bachläufen mit größeren Ergüssen mußten nachträglich auf längere Strecken Deckwerke angelegt werden.

b) Senkrecht absturz Bauwerk von 3 m Höhe ohne und mit Energievernichtung durch Einbau von Wasserbremsen.

Die Ausführungen über die bisherigen Erfahrungen und die Ergebnisse des im vorigen Abschnitt beschriebenen Modellversuchs haben übereinstimmend deutlich gezeigt, daß die früheren Absturzbauwerke nicht oder nur teilweise den an sie zu stellenden Anforderungen entsprechen. Der im folgenden beschriebene Modellversuch bildet die Grundlage für eine neuartige, einfache Bauweise von Abstürzen mit Wasserbremsen. Der Leitgedanke dabei ist, bei einem einfachen senkrechten Absturz ohne Fallkessel Wasserbremsen (vgl. Abb. 18) in geeigneter Entfernung und Höhenlage so einzubauen, daß die Absturzenergie durch Reibung und Walzenbildung vollkommen vernichtet wird. Grundsätzlich wird außerdem stets über der Absturzkante eine Wasserbremse zur Aufhebung des Absturzes angeordnet. Die Modellversuche sind für Absturzhöhen von 1, 2 und 3 m durchgeführt. Im folgenden wird das Ergebnis des Modellversuchs für den 3-m-Absturz mitgeteilt. Zum Vergleich sind die Abflußzustände mit und ohne Einbau von Wasserbremsen gegenübergestellt.

Zu Tafel IIIc.



punkt an von der  $Q_n V_n$  fort, ein Zeichen, daß zwischen der 25 m unterhalb der Absturzkante gelegenen Meßstelle 2 bis zu der bei 60 m Entfernung liegenden Meßstelle 3 bei allen Ergüssen noch keine Beruhigung eingetreten ist. Auf den Abflußbildern der Tafel IIb links ist dies aus der Höhenlage der Energielinien deutlich festzustellen. Eine Abnahme der Ordinaten auf der Strecke unterhalb des Absturzes ist nur bis zu dem Erguß von 10 m<sup>3</sup> in sehr geringem Maße und darüber hinaus überhaupt nicht mehr festzustellen.

Im folgenden sind die tatsächlichen Geschwindigkeiten mit der Wellengeschwindigkeit für die beiden Meßstellen  $M_2$  und  $M_3$  zusammengestellt.

Meßstellen	m <sup>3</sup> /sek	$v$ vorhanden	$t$	$ gt $	Bemerkungen
$M_2$	2	3,25	0,45	2,10	schließender Abfluß
	5	4,33	0,68	2,58	
	10	5,30	0,93	3,02	
	15	5,90	1,09	3,27	
	20	6,25	1,23	3,47	
	30	5,95	1,47	3,80	
$M_3$	2	2,33	0,55	2,32	Grenzgebiet
	5	3,65	0,74	2,69	
	10	5,09	0,91	2,99	
	15	5,62	1,07	3,24	
	20	6,30	1,20	3,43	
	30	7,60	1,40	3,70	
40	8,66	1,47	3,80	schließender Abfluß	

Die Anordnung der zur Energievernichtung eingebauten Wasserbremsen ist aus den Tafeln IIa oben, IIb rechts und dem Lichtbild 1a auf Tafel IIc zu ersehen. Die über der Absturzkante befindliche Rückstaubremsen  $a$  verhindert den Absturz. 5 m unterhalb der Absturzkante ist eine Doppelbremse  $b$  vorgesehen, ferner bei 7,2 m und 10,2 m zwei Einzelbremsen  $c$  und  $d$  und schließlich noch bei 16,4 m eine Beruhigungsbremse  $e$ .

Auf Tafel IIa sind rechts die  $Q_{1-3}$  und  $V_{1-3}$  nach Einbau von Wasserbremsen aufgetragen. Sie liegen in guter Deckung mit  $Q_n V_n$ , ein Beweis, daß die Absturzenergie jetzt vollkommen vernichtet ist.

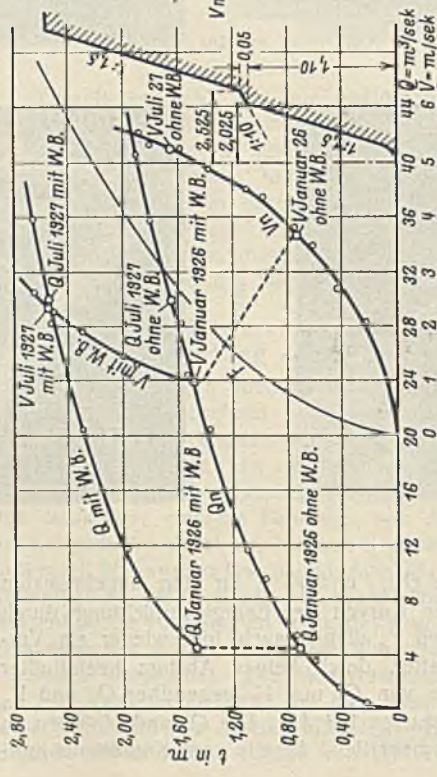
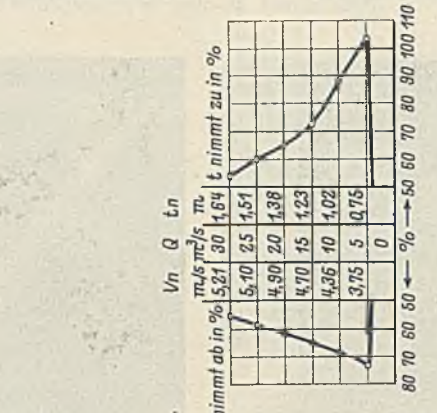
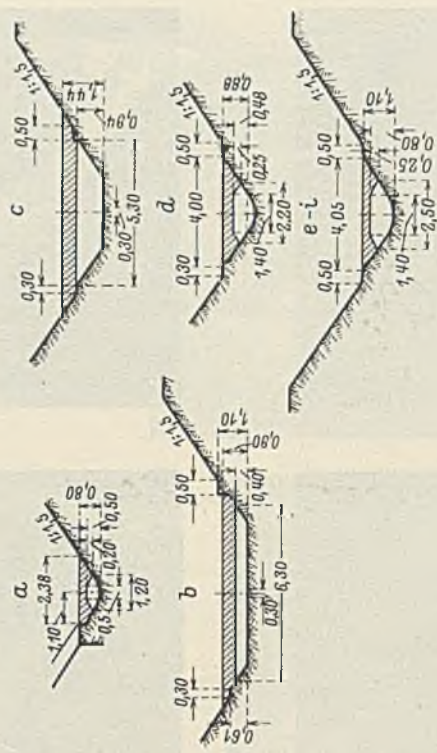
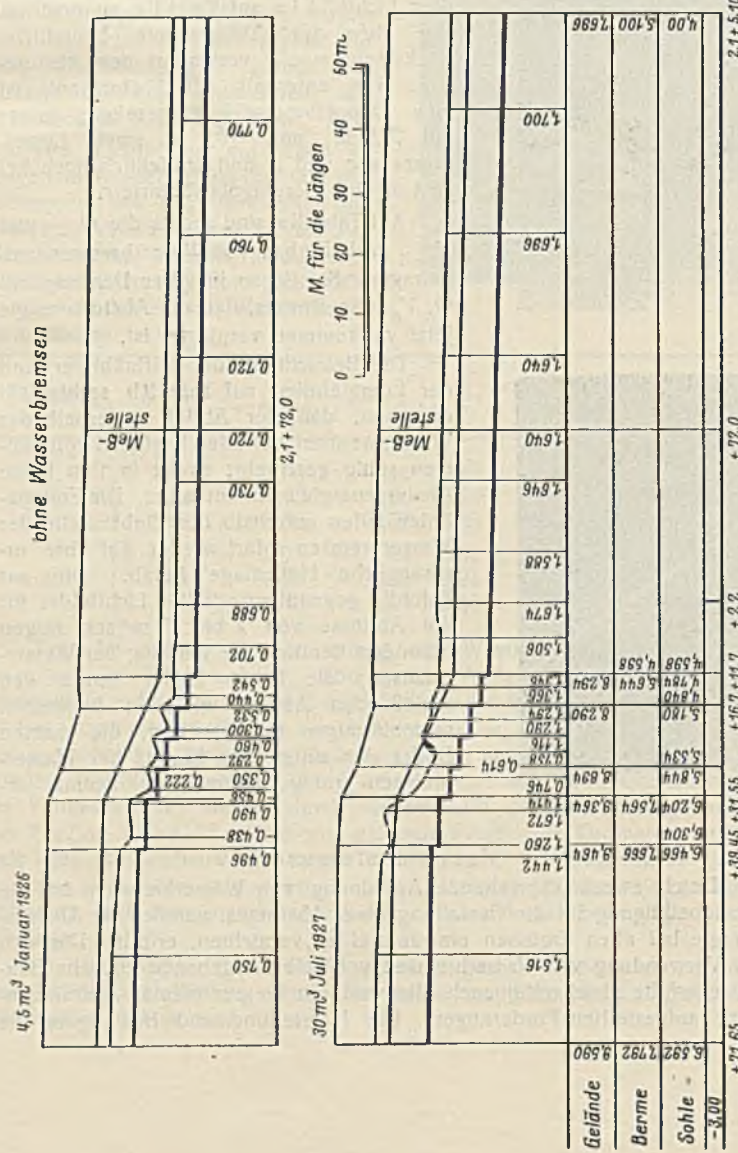
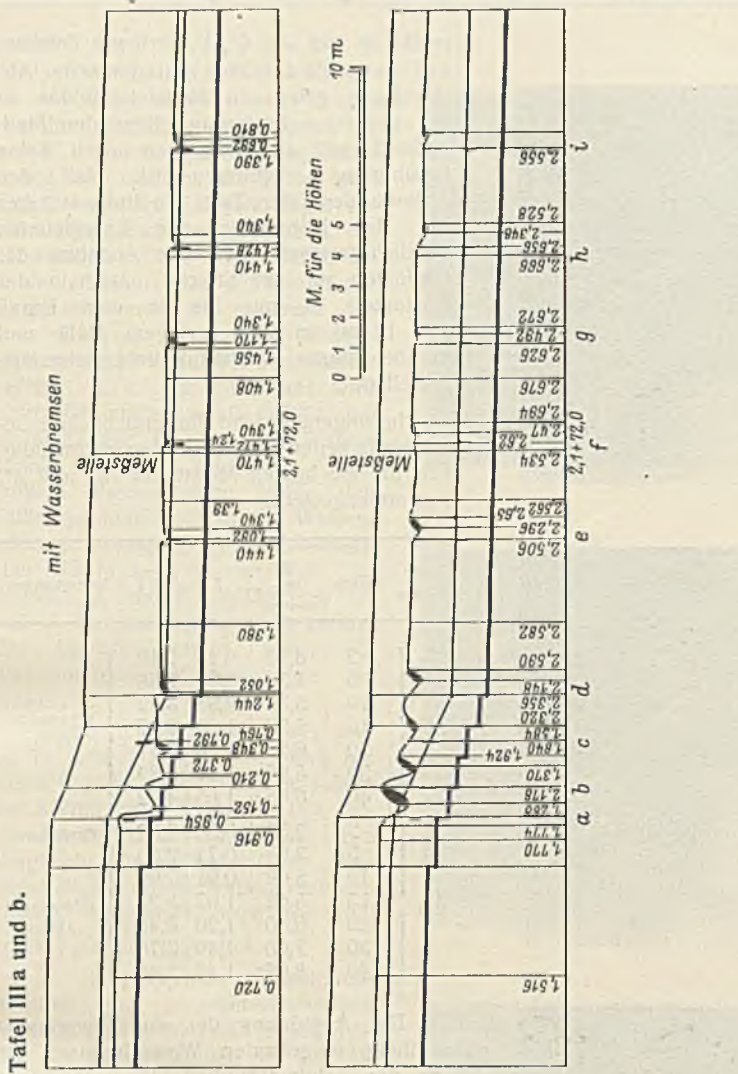
Die Betrachtung der Abflußbilder und der Energielinien auf Tafel IIb rechts läßt erkennen, daß der Abfluß unterhalb der Wasserbremsen bei allen Ergüssen vollkommen ruhig geschieht; es ist in ihm keine Absturzenergie mehr enthalten. Die Energielinien fallen unterhalb der Einbaustelle der Wasserbremsen sofort wieder auf ihre ursprüngliche Höhenlage herab. Die auf Tafel IIc gegenübergestellten Lichtbilder für die Abflüsse von 2 bis 15 m<sup>3</sup>/sek zeigen besonders deutlich die Wirkung der Wasserbremsen; die linken Bilder lassen den schließenden Abfluß mit den bekannten rautenförmigen Schrägwellen, die rechten Bilder den unter dem Einfluß der Wasserbremsen ruhig stromenden Abfluß erkennen.

Zusammenfassung.

Durch zweckentsprechende Anordnung von Wasserbremsen ist die Grundbedingung für die Gestaltung eines Absturzes, nämlich die Absturzenergie bei allen Ergüssen einwandfrei zu vernichten, erfüllt. Die sich bei Verwendung von Wasserbremsen von selbst ergebende einfache Bauweise erfüllt gleichzeitig auch alle weiteren für ein ideales Absturzbauwerk aufgestellten Forderungen. Die Herstellung und Beseitigung ist

Tafel IIa enthält links die  $Q_{1-3}$  und  $V_{1-3}$  für den ungebremsten Abfluß und rechts die gleichen Kurven bei Energievernichtung durch die Wasserbremsen. Die  $Q_n$  und  $V_n$  dienen auch hier wieder als Vergleich mit dem Abfluß in glatter, durch keinen Absturz beeinflusster Bachstrecke. Die flachere Lage von  $Q_1$  und  $V_1$  gegenüber  $Q_n$  und  $V_n$  kennzeichnet den Sog des Absturzes bei  $M_1$ . Die  $Q_2$  und  $V_2$  eilen in sehr flacher Neigung fast zusammenfallend bereits vom Koordinatennull-

Tafel IIIa und b.



billig, die Bauwerke können bei veränderten Verhältnissen leicht ergänzt werden. Unterhaltungskosten an der anschließenden Bachstrecke fallen wegen der vollkommenen Energieverrichtung fort. Da keine Kessel vorhanden sind, lagert sich auch kein Schlamm ab. Für die Verhältnisse der E. G. genügen die für Absturzhöhen von 1—2—3 m erzielten Ergebnisse vollständig. Zwischenhöhen lassen sich leicht eingliedern. Das Ergebnis der Untersuchungen ist in nebenstehender Tabelle (Abb. 23, S. 153) zusammengefaßt.

c) Kaskadenabsturz im Borbecker Bach bei km 2,2 + 40.

Im vorhergehenden sind die Nachteile einer Kaskade bereits mehrfach erwähnt worden. Stürzen größere Wassermassen über sie hinab, tritt eine Energieverrichtung in merkbarem Umfang nicht ein. Die anschließende Bachstrecke ist daher stets stark gefährdet. Diese Verhältnisse lagen bei dem Kaskadenbauwerk im Borbecker Bach bei km 2,2 + 40 vor. Kurz oberhalb des Absturzes mündete von rechts ein großer städtischer Vorfluter, der Sälzerbach, ein. Sein Einzugsgebiet ist dicht bebaut. Bei starken Regengüssen werden in kurzer Zeit etwa 30 m³/sek über das Kaskadenbauwerk abgeführt. Die daran anschließende Bachstrecke liegt im Gefälle 1:180, sie ist leicht nach rechts gekrümmt.

Vorversuche hatten hier ergeben, daß es nicht allein genügt, die Bewegungsenergie des Absturzes zu vernichten; es mußten auch in der anschließenden zu steilen Bachstrecke Vorkehrungen getroffen werden, die Geschwindigkeit herabzusetzen, um die Schleppekraft in der zulässigen Grenze zu halten; nach Abb. 6 darf bei 30 m³/sek das Gefälle 1:450 nicht überschritten werden. Eine Ermäßigung des Gefalles durch Zwischenschaltung von weiteren Abstürzen wäre sehr teuer gewesen und hätte lange Bauzeit erfordert. Hochwasserüberflutungen konnten unberechenbare Schäden verursachen.

Die Modellversuche haben gezeigt, daß man durch Einbau von Wasser-



Absturzhöhe	1 m	2 m	3 m	1 m	2 m	3 m
	Entfernung vom Absturz			Abmessungen		
Rückstaubremse	0	0	0			
1. Doppelbremse	3,4	3,9	5,0			
2. Doppelbremse		7,4	10,2 bez. 7,7	—		
Beruhigungs- bremse	10,2	14,2	16,4			

Abb. 23. Zusammenstellung der Modellergebnisse über senkrechte Abstürze mit Wasserbremsen.

bremsen in die Schußstrecke die gleiche Wirkung billiger erzielen kann.

Zu oberst der Tafel IIIa, b ist auf der linken Seite der im Januar 1926 gemessene Abfluß von 4,5 m<sup>3</sup>/sek und darunter das Hochwasser vom Juli 1927 von 30 m<sup>3</sup>/sek aufgetragen. Die zuerst genannte Wassermenge wurde aus einer Geschwindigkeitsmessung und aus bekanntem Querschnitt,

des Absturzes in voller Wirksamkeit; die Auftragung zeigt einen gleichmäßig beruhigten Abfluß.

Ergüsse unter 4,5 m<sup>3</sup>/sek fließen frei unter den Wasserbremsen hindurch. Nach Abb. 6 beträgt die Schleppkraft bei einem Gefälle von 1 : 180 und Abfluß von 4,5 m<sup>3</sup>/sek gerade 2,5 kg/m<sup>2</sup>, sie überschreitet also nicht die zulässige Grenze. Bei weiterer Zunahme der Wassermenge wird der Abfluß unter Einwirkung der Wasserbremsen aufgestaut; die Abflußgeschwindigkeit wird, wie aus dem Verlauf der V-Kurve zu ersehen ist, erheblich vermindert. Sie beträgt beim Erguß von 5 m<sup>3</sup>/sek nur 1,0 m/sek gegenüber 3,75 m/sek beim ungebremsten Abfluß und beim Höchstabfluß von 30 m<sup>3</sup>/sek nur 2,32 m/sek gegenüber 5,21 m/sek beim ungebremsten Abfluß; die Ermäßigung beträgt im ersten Fall 73,3%, im letzten 55,5%.

Die Schleppkraft ist hier von 5,5 kg/m<sup>2</sup> unter den Höchstwert von  $S_n = 2,5 \text{ kg/m}^2$  gesunken (s. Schnittpunkt der  $Q_{30}$ -Kurve mit der Waagerechten für  $t = 2,53 \text{ m}$  in Abb. 6).

Die nachstehende Tabelle gibt einen Vergleich zwischen der Wellengeschwindigkeit und den Geschwindigkeiten vor und nach Einbau der Wasserbremsen.

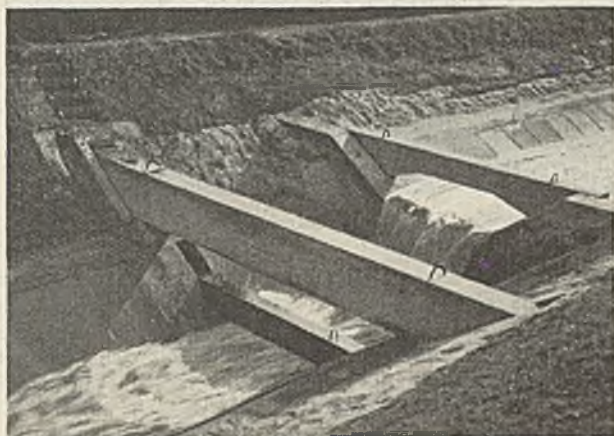


Abb. 24. 1 m Absturz bei NW.

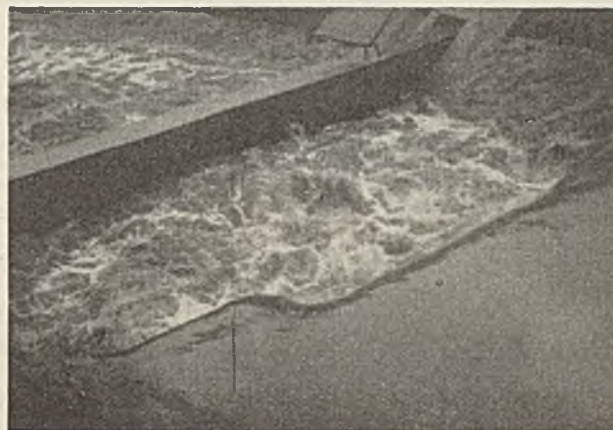


Abb. 25. 1 m Absturz bei 8 m<sup>3</sup>/sek Abfluß.



Abb. 26. Die Kaskade nach Einbau der Wasserbremsen bei NW.



Abb. 27. Die Schußstrecke unterhalb der Kaskade nach Einbau der Wasserbremsen bei NW.

das Hochwasser 1927 durch Pegelablesungen oberhalb des Absturzbaues bestimmt. Eine Geschwindigkeitsmessung war hier nicht möglich, da die zahlreichen unterhalb des Absturzes herausgespülten Sohlshalen und Seitenplatten sich stellenweise angehäuften und dadurch den Wasserspiegel aufstauten; auch hatten Uferausrisse den Querschnitt verändert (vgl. Abb. 5).

Auf der rechten Seite der Tafel IIIa, b befinden sich die entsprechenden Abflußbilder nach Einbau von Wasserbremsen. Unter den Abflußbildern sind auf der linken Seite die Q- und V-Kurven für den Abfluß ohne und mit Wasserbremsen für die Meßstelle bei Stat. 2,1 + 72 gezeichnet.

Das Abflußbild für 4,5 m<sup>3</sup>/sek zeigt, daß bei diesem Erguß im Absturz nur die (oberste) Rückstaubremse und die unterste Wasserbremse wirkt; in der anschließenden Strecke wird aber der Wasserstand durch die Wirkung der in Abständen von 16 m eingesetzten Wasserbremsen bereits angestaut. Beim Abfluß von 30 m<sup>3</sup>/sek sind sämtliche Wasserbremsen

m <sup>3</sup> /sek	$v$	$v$	$\sqrt{gt}$	$t$	$t$	$v$ nimmt ab in %
	ohne W. B. 1)	mit W. B. 1)		ohne W. B. 1)	mit W. B. 1)	
5	3,75	1,00	2,71	0,75	1,52	73,3
10	4,36	1,37	3,16	1,02	1,92	68,8
15	4,70	1,65	3,47	1,23	2,13	65
20	4,90	1,87	3,68	1,38	2,28	61,8
25	5,10	2,10	3,85	1,51	2,42	58,8
30	5,21	2,32	4,01	1,64	2,53	55,5

1) Wasserbremsen.

Für den ungebremsten Abfluß wird bei allen Ergüssen die Wellengeschwindigkeit  $\sqrt{gt}$  überschritten; nach Einbau der Wasserbremsen ist nur strömender Abfluß vorhanden.

Die Ermäßigung von  $v$  nach Einbau der Wasserbremsen und das gleichzeitige Anwachsen von  $t$  ist auf Tafel III a, b noch zeichnerisch dargestellt.

Die Bauausführung. Im Oktober 1930 wurden in die Kaskade und eine rd. 300 m lange Schußstrecke entsprechend den Modellergebnissen Wasserbremsen eingebaut. 180 m unterhalb der Kaskade wird die Schußstrecke durch den aus Abb. 19 bekannten 1 m hohen Absturz unterbrochen; auch dieser wurde in Anlehnung an die Modellergebnisse mit Wasserbremsen versehen (s. Abb. 24). Alle Wasserbremsen bis auf die beiden Hauptbremsen der Kaskade und die oberste Bremse des 1-m-Absturzes wurden in der Nähe der Einbaustelle in Beton gestampft und mit Dreiböcken eingesetzt. Die übrigen wurden in ihrer endgültigen Lage zwischen Schalung unter Verwendung von Aluminiumzement bei guter Wetterlage gestampft und am folgenden Tage ausgeschalt. Abb. 26 zeigt das Kaskadenbauwerk bei Niedrigwasser und Abb. 27 die unterhalb anschließende Schußstrecke nach Einbau aller Wasserbremsen.

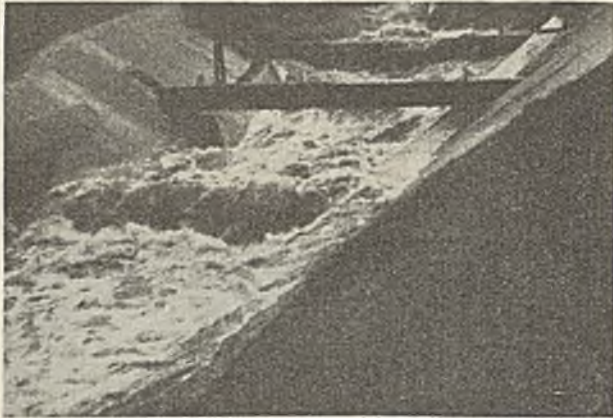


Abb. 28. Abfluß von 3 m<sup>3</sup>/sek über die Kaskade (unterer Teil).

einem Erguß von 8 m<sup>3</sup>/sek benutzt. Das Ergebnis zeigen Abb. 30 u. 31. — Es wurde zu dieser Untersuchung mit Vorbedacht ein Wasserabfluß mit verhältnismäßig geringer Überströmung der Wasserbremsen gewählt, bei dem sich unterhalb der Einbaustelle eine kleine Deckwalze bildet. Wie im folgenden Abschnitt b an Hand der Abflußbilder auf Tafel IV gezeigt wird, verschwindet diese Deckwalze bei höherer Überströmung; statt ihrer ist dann nur noch eine kleine Einsenkung zu sehen.

Der Strömungsverlauf wurde durch Einleitung von Farbstoff, durch Beobachtung der Bewegung eingebrachter Sinkstoffe und Abtasten mit einer Stauöhre ermittelt. Hierbei wurden drei Walzen ermittelt. Abb. 30 zeigt im Schnitt zwei kleine, sich an die Unterwasserseite der Wasserbremsen anschmiegende Walzen, die von den an der Oberkante und Unterkante vorbeileitenden Wasserstrahlen angetrieben werden. Im Grundriß nehmen diese beiden Walzen in ihrer Ausdehnung von der Mitte nach den Ufern segmentförmig ab, wie im Grundriß Abb. 30c gestrichelt eingetragen ist.

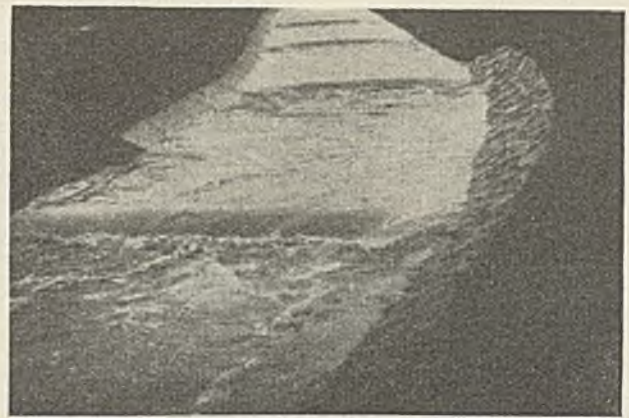


Abb. 29. Die Schußstrecke beim Abfluß von 8 m<sup>3</sup>/sek.

Kurz nach Beendigung des Einbaues konnte die Wirkung der Wasserbremsen auf den Ablauf mehrerer kleiner Hochwässer von etwa 8 m<sup>3</sup>/sek beobachtet und im Bild festgehalten werden.

Die Abb. 25, 28, 29 zeigen den Abfluß über den 1-m-Absturz, über die Kaskade und in der anschließenden Schußstrecke.

Die Hochwasserbilder sind Vergrößerungen eines Films, in dem der Abfluß eines 8-m<sup>3</sup>/sek-Hochwassers festgehalten werden konnte.

Der in der Natur beobachtete Abfluß entspricht vollkommen dem im Modell ermittelten; mehrfach konnte insbesondere hinsichtlich des „Anspringens“ und „Freikommens“ der Wasserbremsen volle Übereinstimmung zwischen Modellversuch und Natur festgestellt werden.

IV. Untersuchungen über den Einbau von Wasserbremsen in Bachstrecken von verschiedenem Gefälle, ausgekleidet mit Betonschalen A.

a) Strömungsverlauf und Geschwindigkeitsverteilung in einem durch Wasserbremsen aufgestauten Abfluß.

Nachdem der Modellversuch über den Einbau von Wasserbremsen in der Kaskade und anschließenden Schußstrecke des Borbecker Baches gute Ergebnisse gezeitigt hatte, lag es nahe, allgemein die Wirkung solcher Einbauten bei verschiedenen geneigten Bachstrecken zu untersuchen. Vor allem war es wichtig, den Strömungsverlauf und die Geschwindigkeitsverteilung in einem durch Wasserbremsen aufgestauten Abfluß zu erforschen und die Ergebnisse mit denen gleicher Untersuchungen im normalen, ungestauten Abfluß zu vergleichen. Zur Feststellung des Strömungsverlaufs wurde das Modell des Borbecker Baches mit  $J = 1 : 180$ , einer Entfernung der Wasserbremsen von 16 m und

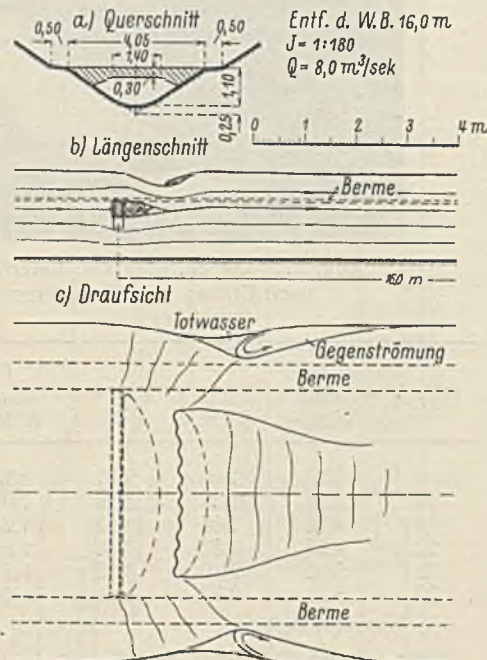


Abb. 30. Strömungsverlauf an der Einbaustelle einer Wasserbremse.

Die dritte Walze tritt als deutlich sichtbare Deckwalze unterhalb der Einbaustelle auf; auch sie hat nur geringe Ausmaße und reicht nicht bis an die Böschungen heran. Ihre Länge ist kleiner als die obere Breite der Wasserbremsen und nimmt in leichter Krümmung nach den Böschungen zu allmählich ab. Stromab dieser Deckwalze ist, wie auch in Abb. 30 angedeutet und in Abb. 31 deutlich zu sehen ist, noch auf kurze Strecken eine leichte Wellenbewegung vorhanden, die sich ebenfalls nicht bis an die Ufer erstreckt. Kurz unterhalb der Einbaustelle entsteht an den Ufern ein Totwasser von geringer Ausdehnung und daran anschließend auf kurze Strecken eine leichte Gegenströmung.

Von Interesse ist ein Vergleich der Modellaufnahme Abb. 31 mit der Naturaufnahme Abb. 29. Beide sind bei gleichem Gefälle und gleicher Wassermenge aufgenommen. Es läßt sich eine gute Übereinstimmung des Modellvorgangs mit dem Abfluß in der Natur feststellen. Auf den ruhigen Abfluß längs des Ufers im Vordergrund rechts der Abb. 29 wird besonders hingewiesen.

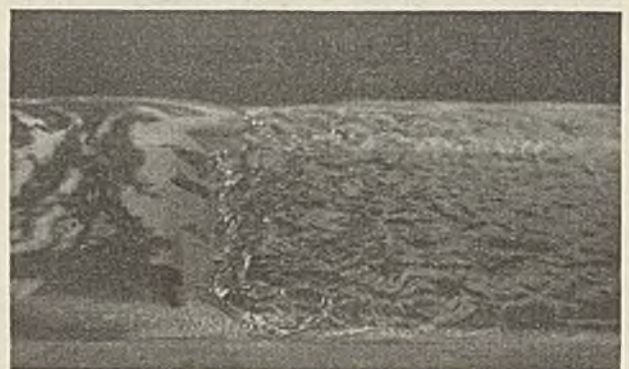


Abb. 31. Überströmung einer Wasserbremse im Modell bei  $J = 1 : 180$ ,  $E = 16$  m,  $Q = 8$  m<sup>3</sup>/sek.

Um die Geschwindigkeitsverteilung in einem durch Wasserbremsen aufgestauten Abfluß zu klären, wurden in einer im Gefälle von 1:400 liegenden Modellstrecke bei  $Q = 30$  m<sup>3</sup>/sek zuerst im ungestauten Abfluß die Steighöhen in einer Pitotöhre durch Abtasten des Querschnitts ermittelt (Abb. 32). Die einzelnen Meßpunkte sind in den je zur Hälfte aufgetragenen Querschnitten durch Kreise gekennzeichnet. Die in den einzelnen Meßlotrechten I bis V gefundenen Werte sind rechts neben den dazugehörigen Halbquerschnitten in den Geschwindigkeitsbildern I bis V zusammengestellt. Die Zahlen auf den Waagerechten be-

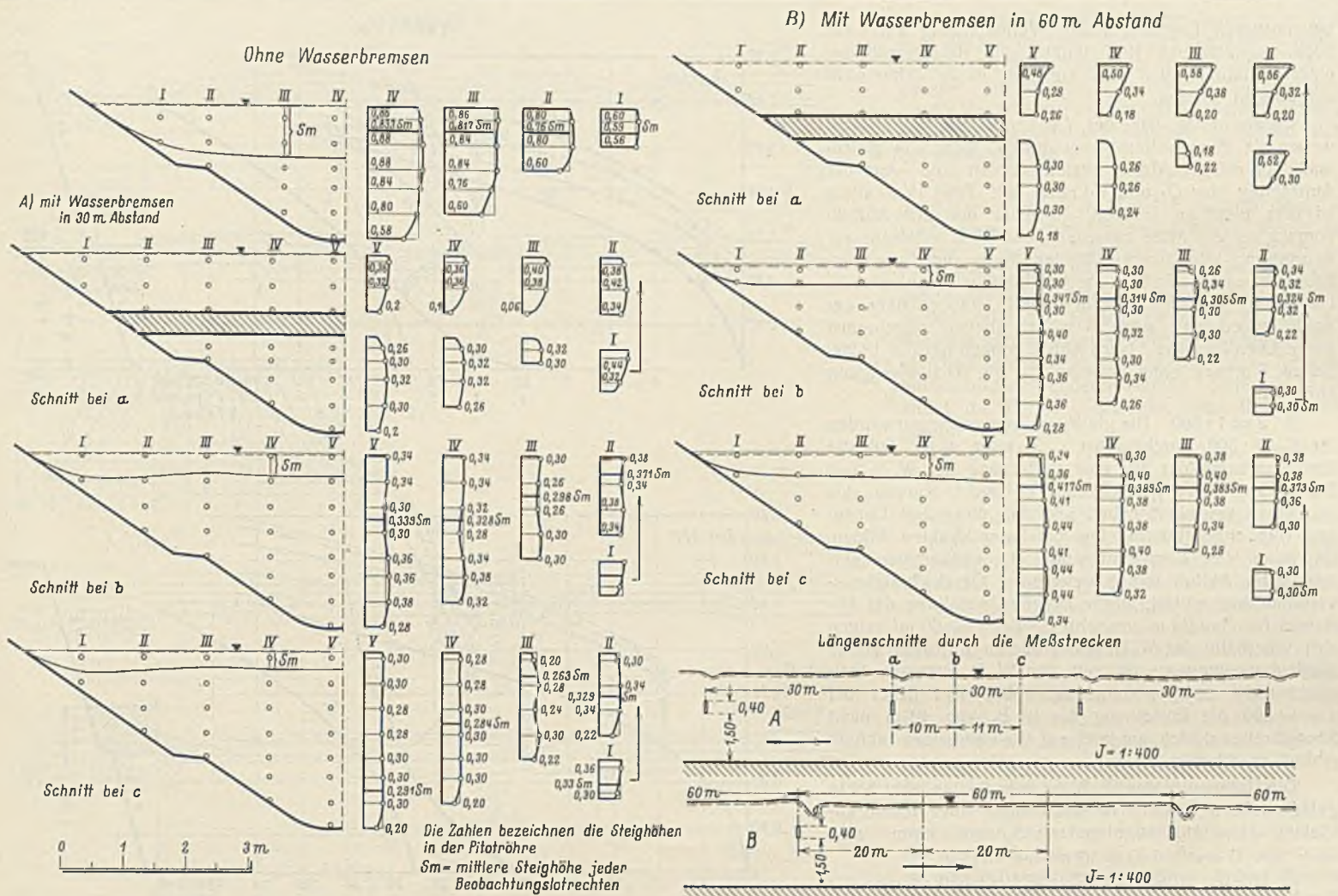


Abb. 32. Verteilung der Geschwindigkeit im Querschnitt eines ungestauten und eines durch Wasserbremsen aufgestauten Abflusses.

deuten hierbei die Steighöhen in der Pitotröhre. Sie stellen also nicht die tatsächliche Geschwindigkeit, sondern nur eine von ihr abhängige Verhältnisgröße dar.

Das gleiche Verfahren wurde für denselben Erguß nach Einbau von Wasserbremsen in 30 und 60 m Entfernung wiederholt. Es wurden hierbei jedesmal drei Querschnitte untersucht. Als Querschnitt *a* ist die Einbaustelle der Wasserbremsen gewählt; die Querschnitte *b* und *c* liegen in den Drittelpunkten zwischen je zwei Einbaustellen. Für jede Meßlotrechte wurde auch die mittlere Steighöhe  $S_m$  ermittelt und vom Wasserspiegel an der entsprechenden Meßlotrechten nach unten abgesetzt. Die Endpunkte wurden durch einen Linienzug verbunden. Nur für den Querschnitt *a* wurde wegen der durch die Wasserbremsen bedingten Zweitteilung auf die Zeichnung der  $S_m$ -Linie verzichtet. Die Geschwindigkeitsbilder und die aus ihnen erhaltenen  $S_m$ -Linien der Querschnitte *b* und *c* des gestauten Abflusses für  $E=30$  m und  $E=60$  m unterscheiden sich — von einigen geringen, wahrscheinlich durch Messungsungenauigkeiten bedingten Unregelmäßigkeiten abgesehen — grundsätzlich nicht von denen für den Abfluß ohne Wasserbremsen; beide Abflußvorgänge haben gleichartige Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt. Die Ordinaten der  $S_m$ -Linien für die Querschnitte *b* und *c* sind natürlich entsprechend der verringerten Geschwindigkeit kleiner als die der  $S_m$ -Linie für den Abfluß ohne Wasserbremsen.

Diese Ergebnisse berechtigen zu dem Schluß, daß bei richtiger Wahl der Entfernung der Wasserbremsen der durch die Einbauten verlangsamte Abfluß in jeder Beziehung einem solchen gleicher Tiefe bei entsprechend verringertem Gefälle gleichgesetzt werden kann.

Die im folgenden beschriebenen Modellversuche geben Aufschluß über die günstigste Entfernung der Wasserbremsen bei verschiedenen Gefällverhältnissen.

b) Modellversuche über die günstigste Entfernung und Höhenlage der Wasserbremsen.

Es wurde die Wirkung von Wasserbremsen<sup>7)</sup> in Bachstrecken untersucht, die mit Betonschalen *A* und *C* ausgekleidet sind, und zwar:

1. bei  $J=1:200$  und einer Entfernung der W. B. von 20, 40 und 60 m,
2. „  $J=1:300$  „ „ „ „ „ 20, 40 „ 60 „
3. „  $J=1:400$  „ „ „ „ „ 30 „ 60 „
4. „  $J=1:500$  „ „ „ „ „ 30 „ 60 „

Da die Ergebnisse für beide Querschnittformen sich nur wenig unterscheiden, werden im folgenden nur diejenigen für Gerinne mit Sohl-schalen *A* mitgeteilt. Die Ergebnisse sind auf der Tafel IV a u. b enthalten. Auf der mit IV a bezeichneten Tafelseite sind die durch Messung von  $Q$ ,  $F$  und  $V$  bestimmten  $Q$ - und  $V$ -Kurven bei verschiedenen Entfernungen der W. B. sowie zum Vergleich die  $Q_n$  und  $V_n$  benannten Kurven für den Abfluß ohne Einbau von W. B. gezeichnet; daneben befindet sich ein Querschnitt der Bachstrecke mit den Abmessungen der W. B. Am Fuß der Tafel IV a ist ein Längsschnitt der Meßstrecke, ferner sind auf der Tafel IV b die wichtigsten Abflußbilder als Längsschnitte und zwei Zusammenstellungen über die prozentuale Abnahme von  $v$  und Zunahme von  $t$  bei den verschiedenen Entfernungen der W. B. aufgetragen. Die Meßstellen zur Bestimmung der  $Q$ - und  $V$ -Kurven sind stets in die Mitte zwischen zwei W. B. gelegt. Vor dem Kopf jedes Abflußbildes sind die einzeln gemessenen Ergüsse mit ihren Abflußtiefen in einer Bachstrecke ohne W. B. vermerkt. Neben den Meßstellen, also in der Mitte zwischen zwei W. B., sind die gehobenen Wasserstände für die gleichen Ergüsse eingetragen.

1.  $J=1:200$ . Tafel IV a oben enthält die  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurven sowie die mit entsprechenden Beizahlen gekennzeichneten  $Q$ - und  $V$ -Linien für 20, 40, 60 m Entfernung der W. B. Je näher die Einbauten aneinandergerückt werden, desto höher ist der Stau an der Meßstelle und desto größer ist auch die Geschwindigkeitsabnahme des Abflusses. Wie die zeichnerische Darstellung auf Tafel IV b zeigt, ist die prozentuale Abnahme der Geschwindigkeit bei den kleineren Wassermengen erheblicher als bei den größeren. Sie beträgt z. B. bei  $E=20$  m für  $5$  m<sup>3</sup>/sek rd. 63%. Bei  $30$  m<sup>3</sup>/sek Abfluß ist die Geschwindigkeitsabnahme nur 40%.

Auf Tafel IV b oben sind die Abflußbilder für  $E=20$  m und  $40$  m eingetragen. Die ersteren fallen durch ihre Gleichmäßigkeit bei allen Ergüssen auf. Bis  $19,88$  m<sup>3</sup>/sek Abfluß bilden sich unterhalb der Einbaustelle kleine Walzen, wie in Abb. 30 u. 31 dargestellt, darüber hinaus verschwinden sie; an ihrer Stelle erscheint eine kleine Einsenkung.

Werden die W. B. in doppelter Entfernung, also alle  $40$  m angeordnet, wird das Abflußbild sehr unruhig. Unterhalb der Einbaustellen tritt schon

<sup>7)</sup> In diesem Abschnitt mit W. B. abgekürzt.

bei mittleren Ergüssen starke Wellenbildung auf. Ein noch ungünstigeres Bild mußte sich naturgemäß bei einer Entfernung von 60 m ergeben; es ist daher nicht aufgetragen worden.

Daraus folgt, daß bei  $J=1:200$  die W. B. nicht weiter als 20 m entfernt sein dürfen, wenn ein gleichmäßiger, ruhiger Abfluß erzielt werden soll. Aus der Auftragung der  $Q$ - und  $V$ -Linien auf Tafel IVa allein ist dies nicht zu ersehen, da diese nur den Abfluvorgang in der Mitte zwischen zwei W. B. erfassen; zur Beurteilung der zweckmäßigsten Entfernung der Einbauten ist es erforderlich, die Abflubilder heranzuziehen. Die W. B. sind bei diesem Gefälle 0,70 m über der Sohle angeordnet; etwa  $4 \text{ m}^3/\text{sek}$  fließen ungebremst unter ihnen hindurch. Nach Abb. 6 können bei  $J=1:200$  bis rd.  $5 \text{ m}^3/\text{sek}$  ohne Schaden für die Bachbefestigung abfließen.

2.  $J=1:300$ . Die gleichen Untersuchungen wurden für  $J=1:300$  durchgeführt. Es zeigt sich, daß die Zwischenräume der für eine Entfernung der W. B. von 20, 40 und 60 m gezeichneten  $Q$ - und  $V$ -Kurven sich bedeutend verringert haben und daß diese drei Linienzüge ein enges Büschel fast paralleler Strahlen bilden. Da schon bei 40 m Entfernung ein vollkommen einwandfreier Abfluß mit ausreichender Geschwindigkeitsverminderung eintrat, wurde auf die Darstellung des Abflusses für  $E=20 \text{ m}$  verzichtet. Bei  $E=60 \text{ m}$  zeigen sich unterhalb der W. B. bei größeren Ergüssen starke Wellenbewegungen; der von den W. B. erzeugte Stau reicht nicht mehr weit genug. Man wird daher bei  $J=1:300$  die Entfernung der W. B. von 40 m nicht überschreiten dürfen, um noch auf alle Fälle einen ruhigen Abfluß zu erhalten.

Die Unterkante der W. B. ist hier 1,10 m über Sohle gelegt worden; etwa  $8 \text{ m}^3/\text{sek}$  können ungebremst abfließen. Die Höchstschleppkraft  $S_h = 2,5 \text{ kg}/\text{m}^2$  wird nach Abb. 6 erst bei  $Q=13 \text{ m}^3/\text{sek}$  erreicht.

In gleicher Weise wurden die Gefälle 1:400 und 1:500 untersucht. Die Modellversuche haben gezeigt, daß durch Einbau von Wasserbremsen in zweckmäßiger Entfernung eine erhebliche Geschwindigkeitsermäßigung eines Abflusses erzielt werden kann. Die Ergebnisse sind in Abb. 33 zusammengefaßt.

Es sind in ihr diejenigen  $Q$ - und  $V$ -Kurven für die Gefälle 1:200, 300, 400, 500 zusammengestellt, die nach den Modellversuchen für die Mindestentfernung der W. B. ermittelt wurden. (Wie wir bei der Erörterung der Ergebnisse für 1:200 und 1:300 gesehen haben, können die Abstände der W. B. in gewissen, bei späteren Versuchen noch genau festzustellenden Grenzen verringert werden, ohne daß die Stauwirkung erheblich zunimmt.) Diesen  $Q$ - und  $V$ -Kurven sind zum Vergleich die dem Gefälle von 1:700 ohne W. B. entsprechenden Kurven  $Q_n$  und  $V_n$  gegenübergestellt. Bei diesem Gefälle können nach Abb. 6 über  $60 \text{ m}^3/\text{sek}$  unschädlich abgeführt werden. Wie man sieht, liegen alle  $Q$ - und  $V$ -Kurven der untersuchten Gefälle hoch über der  $Q_n$ - und  $V_n$ -Kurve für das Gefälle 1:700; sie entsprechen also einem weit

Tafel IVa.

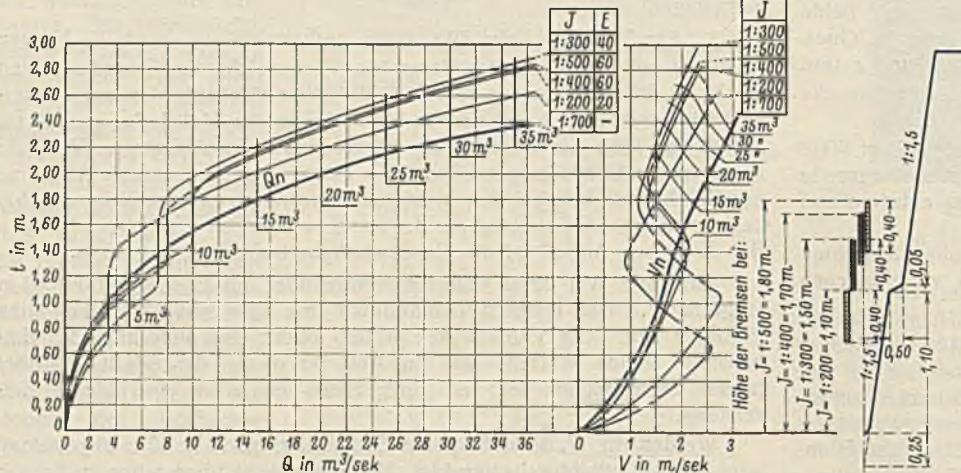
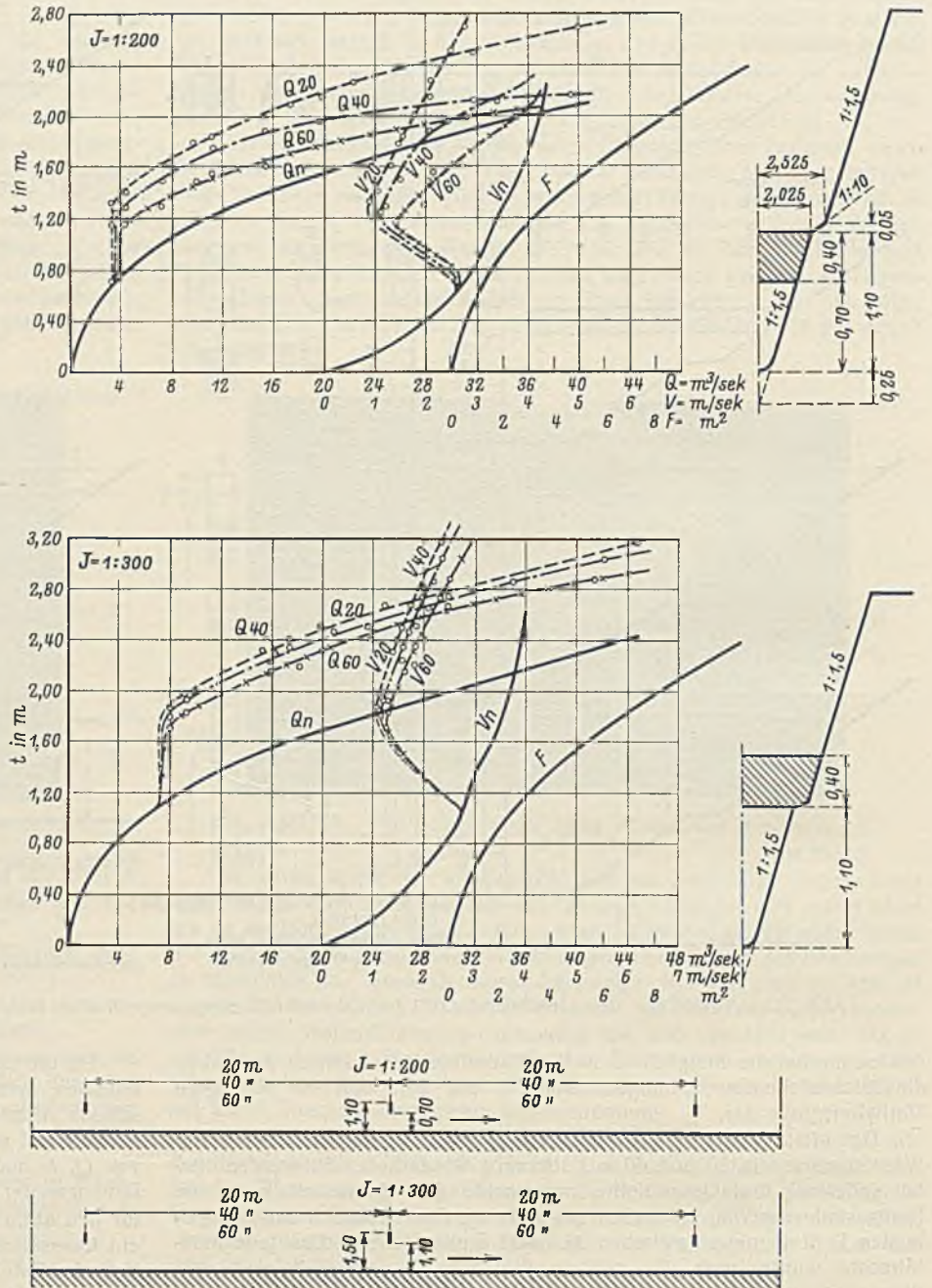


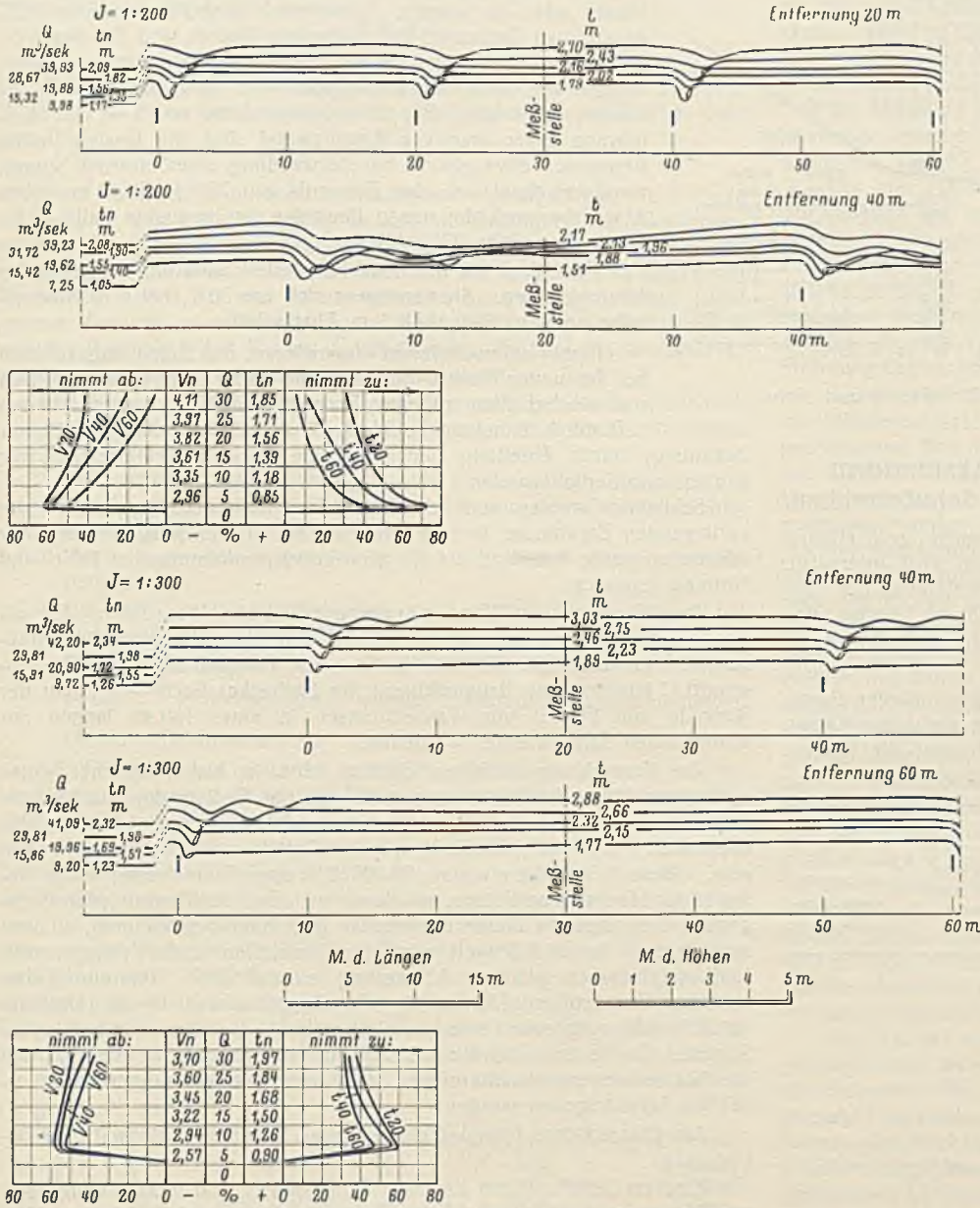
Abb. 33. Vergleich der Modellergebnisse über den Einbau von Wasserbremsen mit dem ungestauten Abfluß bei  $J=1:700$ .

flacheren Gefälle. Die unter den W. B. unbeeinflusst durchfließenden Wassermassen haben dagegen eine größere Geschwindigkeit als die für  $J=1:700$  festgestellte. Der Abfluvorgang in einer mit W. B. versehenen Bachstrecke gestaltet sich also denkbar günstig. Das sinkstoffbeladene Niedrigwasser wird mit guter Geschwindigkeit abgeführt; Ablagerungen können daher nicht eintreten. Wird die höchste zulässige Schleppkraft überschritten, so treten die W. B. in Tätigkeit und vermindern die Abflußgeschwindigkeit so erheblich, daß jeder Schaden ausgeschlossen ist.

Abb. 34 enthält auf der linken Seite die aus den Versuchen gefundene Mindestentfernung und Höhenlage der W. B. bei den verschiedenen Gefällen.

In punktierter Linie ist angedeutet, daß für die Ausführung bei einem Gefälle kleiner als 1:300 eine geringere Entfernung empfohlen wird und bei 1:500 die Entfernung von 50 m nicht überschritten werden soll. Für die W. B. wurde durchweg eine Balkenhöhe von 0,4 m angenommen; sie hat sich bei den Versuchen als die brauchbarste erwiesen und in der Ausführung bewährt. Die Höhenlage bei den einzelnen Gefällen ist gleichfalls aus der Zusammenstellung zu entnehmen. In der Darstellung auf der rechten Seite der Abb. 34 können die für die einzelnen Wassermengen und Gefälle festgestellten Tiefen abgelesen werden.

Tafel IVb.



**D. Übertragbarkeit der Modellergebnisse auf die Natur.**

Im Abschnitt C ist bereits bei Erörterung der Ähnlichkeitsverhältnisse darauf hingewiesen worden, daß bei offenen Gerinnen mechanische Ähnlichkeit des Naturvorganges mit dem Vorgang im geometrisch ähnlichen Modell mit gegebener Rauigkeit nur für einen bestimmten Abfluß vorhanden ist. Ein anderer Abfluß im selben Bett verlangt eine andere Rauigkeit des Modells; es müßte also bei der Untersuchung verschiedener Abflüsse jedesmal die Modellrauigkeit entsprechend abgeändert werden. Dies setzt aber wieder voraus, daß alle im Modell darzustellenden Abflußvorgänge auch in der Natur gemessen werden können. Nur selten wird dies möglich sein, da meistens nur einige wenige Beobachtungen vorliegen. Die Zeichnung einer Q- oder V-Kurve für die Abflußänderung in der Natur kann also unter solchen Verhältnissen kaum Anspruch auf große Genauigkeit machen. Aber auch beim Vorhandensein genügend zahlreicher Naturbeobachtungen scheut man oft die mit der jedesmaligen Abänderung der Modellrauigkeit verbundene Zeit und Mühe und führt die Modellversuche mit gleichbleibender Rauigkeit aus. Dies ist auch hier geschehen. Man muß sich daher eine Vorstellung darüber verschaffen, wie groß die Fehler bei Übertragung der Modellergebnisse auf die Natur sein können. Unter der Voraussetzung, daß überhaupt für einen Abflußvorgang Ähnlichkeit durch entsprechende Gestaltung der Modellrauigkeit geschaffen wurde, schneiden die aus den Modellversuchen gefundenen und auf die Natur umgerechneten Q- und V-Kurven die entsprechenden, in der Natur gemessenen Kurven in einem Punkt. Oberhalb und unterhalb dieses Schnittpunktes entfernen sich die Kurven voneinander. Dies muß bei Übertragung der Modellergebnisse berücksichtigt werden. Liegen nur

wenige Beobachtungen aus der Natur vor, muß man danach trachten, diese zu einer dem Naturabfluß möglichst nahe kommenden Kurve zu ergänzen. Hierfür wurde in diesem Fall eine neue für die Verhältnisse des Emschergebietes ermittelte Geschwindigkeitsformel benutzt, die nach dem bekannten Ansatz

$$v = A R^b J^c$$

gebildet ist, worin A, b und c je nach dem Gefälle eines Bachlaufes verschiedene Werte annehmen können. Die Formel berücksichtigt die Erkenntnis, daß sich der Einfluß einer stets gleichbleibenden Rauigkeit mit dem Gefälle ändert. Bei den Bachläufen der E. G. darf bei der stets gleichartigen Ausbildung des Querschnitts gleiche Rauigkeit angenommen werden. Für die beiden hier verwendeten Gefälle 1:700 und 1:180 lautet die Formel, wie hier ohne Beweis mitgeteilt werden soll<sup>9)</sup>

$$J = 1:700 \quad v = 96,61 \cdot R^{0,695} \cdot J^{0,565}$$

$$J = 1:180 \quad v = 97,72 \cdot R^{0,614} \cdot J^{0,538}$$

In der Abb. 35 sind die entsprechenden Q- und V-Kurven bei J=1:700 für Modell und Natur eingetragen. Die zur Ermittlung der V-Naturkurve zur Verfügung stehenden Messungen sind als gekreuzte Kreise kenntlich gemacht.

Die beiden V-Kurven schneiden sich bei v=1 m, d. h. bei einem Abfluß von 0,8 m³/sek in der Natur. Unterhalb dieses Ergusses liegen die Modellkurven höher als die Naturkurven: Das Modell ist also für diesen Bereich zu rau. Oberhalb des Schnittpunktes entfernen sich die beiden V-Kurven langsam voneinander, d. h. daß für diesen Bereich das Modell zu glatt ist.

In Abb. 35 sind ferner die prozentualen Abweichungen beider Kurven zeichnerisch aufgetragen. Bei der Tiefe 0,5 m ist die Abweichung 0; hier ist also vollkommene Ähnlichkeit beider Abflüsse vorhanden. Unterhalb dieser Tiefe wächst die Abweichung stark; sie ist aber für die geringen Ergüsse unter 0,8 m³/sek ohne Bedeutung. Wichtiger hingegen ist die Feststellung, daß die Abweichungen für Ergüsse von 0,8 m³/sek bis 15 m³/sek nur 5%, von 15 bis 20 m³/sek 7,5% und von 20 bis 30 m³/sek 15% betragen. Bei Ergüssen über 0,8 m³/sek sind also im Modell entsprechend diesen Prozentsätzen die Geschwindigkeiten größer und die Abflußtiefen kleiner als in der Natur.

Überträgt man nun die Modellergebnisse des Abschnittes C unverändert in die Natur, so ist damit eine gewisse Sicherheit verbürgt: Die Wasserbremsen werden in der Natur schon bei etwas geringerer Abflußgeschwindigkeit und kleinerem Erguß, als im Modell beobachtet, in Wirksamkeit treten. Diese Sicherheit ist mit Rücksicht auf die nicht erfaßbaren Unregelmäßigkeiten im Abfluß durchaus erwünscht.

Ähnliche Ergebnisse wurden bei der Gegenüberstellung der Q- und V-Kurven für Modell und Natur für das Gefälle 1:180 gefunden.

<sup>9)</sup> Eine theoretische Entwicklung der vorstehenden Formel findet sich in der demnächst erscheinenden Arbeit von Carp: Der Wasserabfluß in künstlichen Gerinnen, worauf hier verwiesen wird.

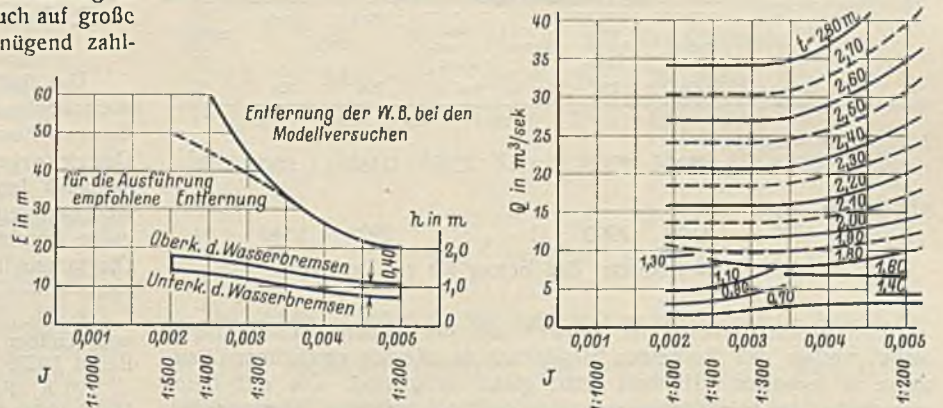


Abb. 34. Entfernung und Höhenlage der Wasserbremsen, ferner Wassertiefen bei den verschiedenen Gefällen.

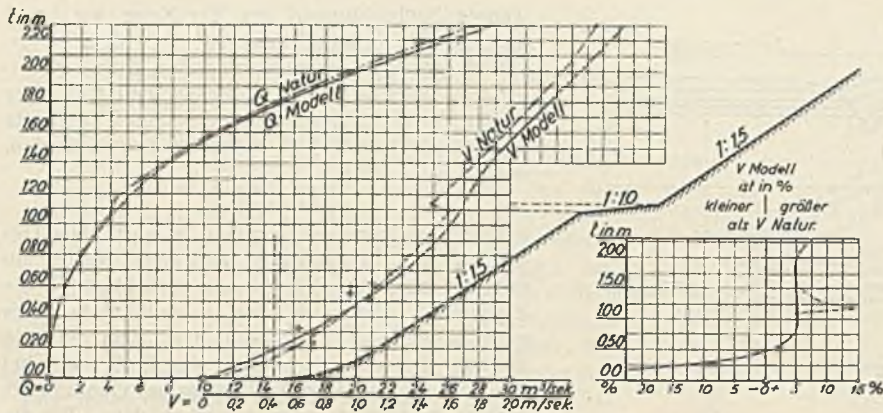


Abb. 35. Q- und V-Kurven bei  $J = 1 : 700$  für Modell und Natur.

**E. Die Wirtschaftlichkeit der neuen Absturzform und des Einbaues von Wasserbremsen in Schußstrecken.**

Die bisher nach dem Ergebnis der Modellversuche geschaffenen Ausführungen haben sich voll bewährt. Im folgenden wird untersucht, ob die neue Absturzform auch in wirtschaftlicher Beziehung den bisherigen Ausführungen vorzuziehen ist, und ob auch der Einbau von W.B. in Schußstrecken an Stelle der bisher üblichen Maßnahmen Ersparnisse bringt.

In der folgenden Zusammenstellung sind die Kosten einiger älterer Absturzbauwerke unter Zugrundelegung jetziger Preise nach den Massen der Bauabrechnung ermittelt. Ihnen gegenübergestellt sind die Kosten, die bei Anwendung der neuen Bauweise entstehen würden.

1	2	3	4	5	6	7
Absturzbauwerk	Absturz- höhe m	HHW m³/sek	Entstandene Kosten RM	Veranschlagte Kosten der neuen Bauweise RM	Unterhalb anschließen- des Deckwerk	
1 Emscher km 58,0 + 95,0	1,74	60,—	48 000	rd. 9000 = rd. 1/5	ja	
2 Emscher km 62,7 + 64,0	1,29	50,—	45 000	rd. 8000 = rd. 1/5	ja	
3 Hüllerbach km 2,4 + 76,0	3,—	40,—	42 000	rd. 4100 = rd. 1/10	ja	
4 Haarbach km 2,3 + 37,0	1,50	4,50	3 300	rd. 1700 = rd. 1/2	nein	
5 Haarbach km 2,5 + 50,0	2,—	4,50	4 700	rd. 2300 = rd. 1/2	nein	

Die Ersparnis (Spalte 6) ist bei den Bauwerken für größere Wassermengen (1 bis 3) prozentual höher als für kleinere (4 bis 5). In der folgenden Zusammenstellung sind unter Zugrundelegung gleicher Verhältnisse die Kosten von 2 und 3 m hohen Absturzbauwerken der in letzter Zeit hauptsächlich ausgeführten Form gemäß Zeichnung auf Tafel 1a und Abb. 16 ermittelt und mit den Kosten der neuen Bauweise verglichen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Absturzhöhe m	Baukosten		Neue Form ist billiger		Abbruchkosten der		Neue Form ist billiger um %	
	der bisherigen Form RM	der neuen Form RM	mit Absturzwand aus		alten Form RM	neuen Form RM		
			Beton RM	eis. Spundwand RM				Beton um %
2,00	2300 + 540 <sup>1)</sup> = 2840	2800	2200	1,4	22,5	2180	960	56
3,00	4000 + 600 = 4600	4100	2900	11	37	3920	1540	61

<sup>1)</sup> Die zweite Zahl bedeutet den Betrag für ein Deckwerk.

Hierbei muß aber unter Hinweis auf die früheren Ausführungen betont werden, daß die beiden hinsichtlich der Kosten verglichenen Bauwerke in technischer Hinsicht nicht gleichwertig sind. Die alte Form versagt bei den der Kostenermittlung zugrunde gelegten Abmessungen hinsichtlich der Energievernichtung bei Ergüssen über 15 m³/sek; die neue Absturzform jedoch arbeitet einwandfrei bis 40 m³/sek.

Die Absturzwand kann bei der neuen Bauweise als massive Mauer oder als eiserne Spundwand ausgeführt werden. Zu den reinen Baukosten der bisherigen Bauart sind für den Vergleich noch diejenigen für ein mindestens 25 m langes beiderseitiges Deckwerk hinzuzuschlagen; sie sind in Spalte 2 besonders angesetzt. Bei einer Absturzhöhe von 2 m und Ausführung einer massiven Absturzwand sind die Kosten beider Bauweisen etwa gleich; bei Verwendung einer eisernen Spundwand errechnet sich eine Ersparnis von 22%. Ein 3 m hohes Absturzbauwerk der neuen Bauweise ist im ersten Falle 11%, im zweiten Falle 37% billiger.

Vorteilhaft für die neue Form stellt sich ein Vergleich der Abbruchkosten. Sie verringern sich um 56% bei 2 m Absturzhöhe und um 61% bei 3 m Absturzhöhe.

Ferner sei noch darauf hingewiesen, daß Ergänzungsarbeiten bei der neuen Bauart einfacher und daher billiger auszuführen sind als bei allen früheren Formen. Solche Arbeiten können z. B. durch Zunahme der Hochwässer als Folge fortgeschrittener Bebauung, durch Zuleitung neuer Vorfluter, durch Gefällveränderung u. a. m. erforderlich werden.

Schließlich werden auch die Entwurfsarbeiten verbilligt; durch die vorliegenden Ergebnisse ist die Unsicherheit in der Ausgestaltung der Absturzbauwerke beseitigt, für die gewöhnlich vorkommenden Fälle sind Normen festgelegt.

Der Einbau von Wasserbremsen in Schußstrecken. Es soll ferner untersucht werden, ob der Einbau von Wasserbremsen in Schußstrecken wirtschaftliche Vorteile bietet. Als Beispiel möge die im Abschnitt C beschriebene Bauausführung im Borbecker Bach — Umbau der Kaskade und Einbau von Wasserbremsen in einer 180 m langen anschließenden Schußstrecke — dienen.

Zur Vermeidung künftiger Schäden hätte in bisher üblicher Weise ein neues Absturzbauwerk hergestellt und das Gefälle der anschließenden Bachstrecke von 1:180 auf 1:450 ermäßigt werden müssen, denn nach Abb. 6 darf bei  $Q = 30 \text{ m}^3/\text{sek}$  das Gefälle nicht steiler als 1:450 sein. Diese Arbeit ist etwa zu 20 000 RM ohne Einrechnung eines Betrages für Hochwasserschäden, mit denen während der Bauzeit erfahrungsgemäß besonders in dieser Bachstrecke gerechnet werden muß, zu veranschlagen. In Wirklichkeit sind für Herstellen und Verlegen von 10 Wasserbremsen gleicher Abmessung einschließlich Herstellung besonderer Betonaufleger, ferner für die Hauptbremsen in der Kaskade rd. 3000 RM ausgegeben worden, also etwa 1/7 der oben veranschlagten Summe. Der Einbau der Wasserbremsen ging so glatt vonstatten, daß die Kosten weiterer Ausführungen auf Grund der Erfahrungen noch erheblich heruntergehen werden.

Als theoretisches Beispiel diene ferner folgende wirtschaftliche Betrachtung:

Eine im Gefälle 1:200 liegende Schußstrecke von 1000 m Länge soll zur Verhütung von Schäden in das Gefälle 1:500 umgelegt werden. Mit Rücksicht auf die Geländeverhältnisse ergäbe sich als beste Lösung nach dem bisherigen Verfahren der Einbau von drei Abstürzen zu je 1 m Höhe. Dieser Umbau der Bachstrecke ist ohne Einrechnung von Hochwasserschäden zu 55 000 RM berechnet. Werden anstatt dieser Gefällverminderung und des Einbaues von Abstürzen Wasserbremsen zur Herabsetzung der Geschwindigkeit eingebaut, so sind auf Grund der Modellergebnisse 1000:20 = 50 Stück erforderlich, für die ein Betrag von 50 · 150 RM = 7500 RM anzusetzen ist. Auch in diesem Fall errechnet sich also aus der Verwendung von Wasserbremsen eine erhebliche Ersparnis; es spricht auch hier zugunsten der neuen Bauweise, daß keine Beträge für Hochwasserschäden eingesetzt zu werden brauchen, ein Vorteil, der für die im Emschergebiet vorliegenden Verhältnisse hoch zu veranschlagen ist.

**F. Bemerkungen über die hydraulische Rauigkeit des Modellgerinnes.**

Das Problem der hydraulischen Rauigkeit bei offenen Gerinnen ist noch wenig erforscht. Neben vielen anderen haben sich die Forscher Bazin, Forchheimer<sup>9)</sup>, Hopf<sup>10)</sup>, Fromm<sup>11)</sup> mit der Ermittlung des Druckverlustes in geschlossenen Rohrleitungen befaßt; nur Bazin hat auch den Druckverlust in offenen Holzgerinnen untersucht; allerdings sind nur wenige Versuchsreihen bekannt. Hopf sagt: „Es ist noch eine große Anzahl von Versuchen notwendig, bis die grundlegenden  $v$ - $R$ - $K$ -Diagramme im Bereich der technisch vorkommenden Strömungen bestimmt

<sup>9)</sup> Ph. Forchheimer, Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen, Berlin 1923.

<sup>10)</sup> K. Fromm, Strömungswiderstand in rauen Röhren, Z. ang. Math. 1923, Heft 5.

<sup>11)</sup> L. Hopf, Die Messung der hydraulischen Rauigkeit, Z. ang. Math. 1923, Heft 5.

sind".  $\psi$  ist hierbei die bekannte Widerstands- oder Druckverlustzahl, gekennzeichnet durch den Ausdruck

$$\psi = \frac{J R \cdot 2 g}{v^2}$$

der eine absolute Zahl, unabhängig vom gewählten Maßsystem darstellt. Dasselbe gilt von der reduzierten Geschwindigkeit, Reynoldssche Zahl genannt

$$R = \frac{v R}{\nu}$$

$K$  ist ein Ausdruck für die relative Rauigkeit. Es ist üblich, die  $\psi$ -Werte als Funktion von  $R$  aufzutragen. Je nach der Rauigkeit der Wandungen ergeben sich bei gleichen  $R$ -Zahlen verschiedene Werte für  $\psi$ . Bei gleicher geometrischer Form ist  $\psi$  eine Funktion nur von  $R$  und der Rauigkeit  $K$ . Über diese selbst ist, wie bereits bemerkt, noch wenig bekannt. Sehr genaue Versuche zur Erforschung der Abhängigkeit der Größen  $\psi$  und  $R$  von der Rauigkeit hat Fromm unternommen. Er benutzte hierbei eine geschlossene Rinne von rechteckigem Querschnitt und fand:

1. Bei ganz glatter Oberfläche nimmt  $\psi$  mit wachsendem  $R$  allmählich ab (Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Blasius für glatte Kreisrohre).
2. Bei mittleren Rauigkeiten gilt eine von der Reynoldsschen Zahl unabhängige Widerstandsahl  $\psi$ , die nur von der relativen Rauigkeit abhängt.
3. Bei geringen Rauigkeiten nimmt  $\psi$  mit wachsendem  $R$  allmählich ab.
4. Bei sehr großen Rauigkeiten wird eine Zunahme von  $\psi$  bei wachsendem  $R$  beobachtet.
5. Im Übergangsgebiet von laminarer zur turbulenten Strömung ( $R = \frac{v R}{\nu} = 500$  bis 8000) wurden Unregelmäßigkeiten gefunden ( $R$  = Profilhalbmesser).

Die Feststellungen gelten, wie hier nochmals hervorgehoben sei, nur für eine geschlossene rechteckige Rinne, bei der lediglich die Breitseiten mit verschiedenen Rauigkeitselementen versehen wurden. Außerdem sind die Frommschen  $\psi$ -Werte nur auf die halbe Rinnenhöhe bezogen. Es ist von Interesse, diese Ergebnisse denen gegenüberzustellen, die im Modellgerinne der E.G., das aus Gips mit Stearinüberzug gefertigt war, bei Ermittlung der besten Entfernung und Höhenlage der Wasserbremsen für verschiedene Gefälle (Abschnitt C) gefunden wurden. Ein unmittelbarer Vergleich ist wegen der verschiedenen Versuchsbedingungen — Ausschaltung der Schwerkrafteinflüsse bei geschlossener Rinne — nicht angängig. Sicherlich kann aber eine Gegenüberstellung der einerseits bei einem Rohr und andererseits bei einem offenen Gerinne für den Druckabfall gefundenen Werte die Zusammenhänge klären helfen.

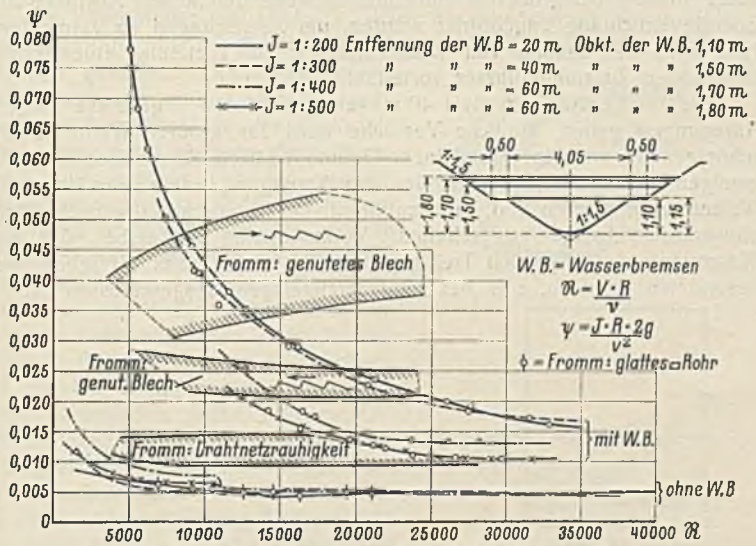


Abb. 36.  $\psi$ - $R$ -Linien für den Abfluß in offenem Gerinne mit und ohne Wasserbremsen bei verschiedenen Gefälle.

In Abb. 36 sind die für die Gefälle 1:200, 1:300, 1:400, 1:500 errechneten  $\psi$ -Werte für den Abfluß mit und ohne Einbau von Wasserbremsen in Abhängigkeit von  $R$  aufgetragen; je zwei zusammengehörige Linien haben gleiche Kennzeichnung.

Die  $\psi$ -Linien für den Abfluß ohne Wasserbremsen haben sehr große Ähnlichkeit mit den von Fromm für Drahtnetz, Waffelblech I, II und genutetes Zinkblech (kleinerer Widerstand) gefundenen:  $\psi$  erreicht sehr bald einen konstanten Wert. Die Höhenlage der von Fromm gefundenen  $\psi$ -Linien hängt dann nur von der Rauigkeit ab. Die  $\psi$ -Linien für die verschiedenen Gefälle beim Abfluß ohne Wasserbremsen fallen bei  $R \approx 15000$  fast zusammen. Unterhalb dieser Zahl steigt  $\psi$  für alle Gefälle langsam an. Ähnliches fand Fromm bei seinen Versuchen. Das für den vor-

liegenden Fall ermittelte  $\psi$ -Strahlenbüschel liegt aber bedeutend tiefer als das von Fromm für die kleinste (Drahtnetz-) Rauigkeit gefundene, nämlich etwa in Höhe der  $\psi$ -Linie für den Abfluß in einer glatten Rinne. Einige Punkte ( $\phi$ ) der von Fromm für den Abfluß in einer glatten Rinne gefundenen  $\psi$ -Linie sind in Abb. 36 kenntlich gemacht.

Der konstante Wert von  $\psi$  beträgt für den Abfluß ohne Wasserbremsen rd. 0,005; Fromm fand als tiefsten konstanten  $\psi$ -Wert für Drahtnetzrauigkeit 0,00932.

Das hier ermittelte, enge  $\psi$ -Strahlenbüschel zeigt, daß der Einfluß des Gefälles bei verhältnismäßig glatten Gerinnen auf ein und dieselbe Rauigkeit nur gering ist. Theoretisch müßte allerdings die  $\psi_{200}$ -Linie am höchsten und die  $\psi_{500}$ -Linie am tiefsten liegen, denn dem steilsten Gefälle entspricht der größte Einfluß der Rauigkeit; dies wurde aber hier nicht festgestellt. Den Abweichungen ist jedoch kein Gewicht beizulegen, da sie im Übergangsgebiet zwischen laminarer und turbulenter Strömung liegen, in welchem alle Forscher Unregelmäßigkeiten feststellten.

Sodann sind für die gleichen Gefälle die  $\psi$ -Linien für den Abfluß mit Wasserbremsen gezeichnet worden. Sie zeigen nicht mehr das geschlossene Bild wie die  $\psi$ -Linien des Abflusses ohne Wasserbremsen. Die Linie für 1:200 liegt am höchsten, die für 1:500 am tiefsten. Die Wasserbremsen können ohne Zweifel als Elemente großer Rauigkeit angesehen werden. Wären nun bei allen Gefällen die Wasserbremsen in gleicher Abmessung und gleicher Entfernung eingebaut worden, so läge stets gleicher Rauigkeitsgrad vor. Die ermittelten  $\psi$ -Linien müßten also nach der Theorie gewisse Abstände haben, und zwar müßte die  $\psi$ -Linie für 1:200 am höchsten, die für 1:500 am tiefsten liegen. Entfernung und Höhenlage der Wasserbremsen sind jedoch, wie im Abschnitt C ausgeführt, bei jedem Gefälle verschieden bemessen worden, es liegt also ungleiche Rauigkeit vor; die Wasserbremsen sind bei 1:200 am tiefsten und in der geringsten Entfernung und bei 1:500 am höchsten und in der größten Entfernung gesetzt worden. Maßgebend für die Wahl der Höhenlage der Wasserbremsen war ja die Forderung, die nach Abb. 6 ermittelten höchsten zulässigen Wassermengen ungestaut unter ihnen abzuführen; die Entfernung wurde mit Rücksicht auf ausreichende Herabsetzung der Höchstgeschwindigkeit und Erzielung eines ruhigen Abflusses abgewandelt. Nur für die Gefälle 1:400 und 1:500 ist sie gleichmäßig zu 60 m gewählt. Vernachlässigt man nun den geringen Höhenunterschied der für diese beiden Gefälle angeordneten Wasserbremsen — bei 1:500 liegen sie nur 0,10 m höher als bei 1:400 —, so kann man sagen, daß für diese beiden Gefälle die gleiche Rauigkeit besteht. Dementsprechend liegt auch, wie wir sehen, die  $\psi$ -Linie für 1:500 unter derjenigen von 1:400.

Ein Teil der Ergebnisse des Abschnitts C ist in Abb. 34 zusammengefaßt worden. Hierbei wurde durch eine punktierte Linie vorgeschlagen, die Entfernung der Wasserbremsen für die Gefälle 1:400 und 1:500 mit Rücksicht auf ruhigere Abflußbilder etwas zu verkleinern, also mit anderen Worten, das Bachbett rauher zu gestalten. Die  $\psi$ -Linien für 1:400 und 1:500 würden dann höher liegen und an die für 1:200 und 1:300 gefundenen heranrücken.

Fromm hat die von ihm benutzten Rauigkeiten in den Ausdruck  $\frac{\epsilon}{\lambda}$  gekleidet, worin  $\epsilon$  die halbe Höhe der Rauigkeitselemente und  $\lambda$  die Entfernung zwischen zwei Rauigkeitselementen bedeutet. In der folgenden Tabelle sind in den Spalten 1 bis 4 diese von ihm errechneten Werte aufgeführt. In den Spalten 5 bis 8 sind in gleicher Weise die Rauigkeitswerte des Modells für die verschiedenen Einbautentfernungen und -höhen bei den Gefällen 1:200 bis 1:500 errechnet.  $\epsilon$  bezeichnet hierbei die halbe Höhe der Wasserbremsen von Oberkante bis zur Sohle,  $\lambda$  die Entfernung der Wasserbremsen.

	1	2	3	4	J =				9
	Drahtnetz	Waffelblech II	Waffelblech I	Genutetes Blech	1:200	1:300	1:400	1:500	Be-
Rauigkeit	I	II	III	IV	mit Wasserbremsen				
$\epsilon$	0,115	0,429	0,427	0,750	0,55	0,75	0,85	0,90	
$\lambda$	1,6	6,620	3,580	4,250	20	40	60	60	
$\frac{\epsilon}{\lambda}$	1:14	1:15,4	1:8,4	1:5,7	1:36	1:53	1:71	1:67	ungleiche Rauigkeit
				bei $\lambda =$	27,5	38	45	50	gleiche Rauigkeit
				wird $\frac{\epsilon}{\lambda} =$	1:50	1:50	1:53	1:55	

Der größte  $\frac{\epsilon}{\lambda}$ -Wert (1:36) ergibt sich auch hier wie bei Fromm für die größte Rauigkeit (Spalte 5). Die zum größten  $\frac{\epsilon}{\lambda}$  Wert (1:36) gehörige  $\psi$ -Linie liegt wie bei Fromm am höchsten. Die für die Gefälle 1:400 und 1:500 gefundenen Rauigkeiten (1:70 und 1:67) sind, wie bereits vorher bemerkt, praktisch gleich; die für diese beiden

Gefälle gefundenen  $\psi$ -Linien müssen also aus den schon mehrfach erwähnten Gründen nahe aneinander liegen. Abb. 36 zeigt, daß dies zutrifft. Wenn nun in Abb. 34 (siehe die punktierte Linie in der linken Abbildung) empfohlen wird, den Abstand der Wasserbremsen für die Gefälle 1:400 und 1:500 zu verringern, so kann mit Hilfe des Ausdrucks  $\frac{\epsilon}{\lambda}$  für die Rauigkeit und unter der Annahme, daß die Höhenlage der Wasserbremsen, also der Wert  $\epsilon$ , beibehalten wird, die zur Erzielung gleicher Rauigkeit erforderliche Entfernung errechnet werden. In Abb. 34 wurde vorgeschlagen, die Wasserbremsen bei 1:300 alle 38 m, bei 1:400 alle 45 m, bei 1:500 alle 50 m anzuordnen. Dies ergibt, wie in vorstehender Tabelle errechnet, die Rauigkeitswerte 1:50, 1:53, 1:55, also etwa gleiche Werte. Ermäßigt man nun noch die für das Gefälle 1:200 gefundene Rauigkeit von 1:36 auf 1:50 durch Vergrößerung der Wasserbremsenentfernung von 20 auf 27,5, so ergibt sich für alle untersuchten Gefälle trotz verschiedener Entfernung der Wasserbremsen die gleiche Rauigkeit. Würde man mit dieser nun für alle Gefälle gleichen Rauigkeit nochmals Versuche anstellen, so müßten die  $\psi$ -Linien für 1:400 und 1:500 näher an die für 1:200 und 1:300 gefundenen heranrücken, aber sich aus den bekannten Gründen nicht mit ihnen decken.

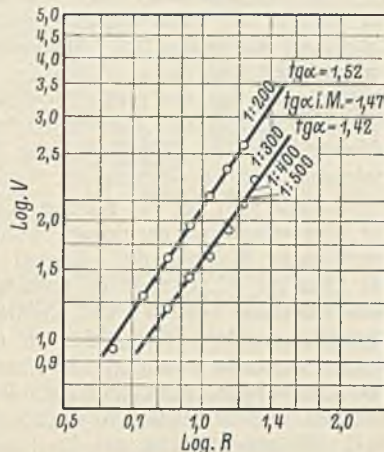


Abb. 37. Ermittlung des Wertes  $b$  in der Formel  $v = A R^b J^c$ .

Die vorstehenden Betrachtungen bestätigen die Richtigkeit der in Abb. 34 über Entfernung und Höhenlage von Wasserbremsen zusammengefaßten Ergebnisse; sie tragen ferner zur Klärung der Frage über den Druckabfall in offenen Gerinnen bei.

Aus den in Abb. 33 aufgetragenen Ergebnissen kann eine Formel für den Abfluß abgeleitet werden. Die für die Gefälle 1:300, 1:400, 1:500 gefundenen  $Q$ - und  $V$ -Kurven liegen so dicht zusammen, daß sie zur Vereinfachung durch eine Mittellinie ersetzt werden können. Es bestehen dann folgende Beziehungen:

$t$ m	$R$ m	$v/200$ m./sek	$v/300-500$ m./sek
1,40	0,64	0,96	—
1,60	0,74	1,24	—
1,80	0,84	1,50	1,17
2,00	0,94	1,76	1,35
2,20	1,04	2,05	1,52
2,40	1,13	2,32	1,74
2,60	1,22	2,61	1,96
2,80	1,31	—	2,21

Trägt man  $\log R$  als Abszissen und  $\log v$  als Ordinaten auf, so ordnen sich die gefundenen Punkte in gerade Linien.

Aus der Neigung  $\alpha$  dieser Linien bestimmt man den Exponenten  $b$  der allgemeinen Abflußformel

$$v = A \cdot R^b \cdot J^c$$

Es ist nämlich  $\operatorname{tg} \alpha = b$ . Für  $J = 1:200$  findet man aus Abb. 37  $b = 1,52$ ; für  $J = 1:300$  bis  $1:500$  wird  $b = 1,42$ . Zur Vereinfachung wird der Mittelwert 1,47 angenommen.

Nach bekannten Beziehungen ist

$$c = \frac{b + 1}{3} = \frac{1,47 + 1}{3} = 0,823$$

Damit sind für die Gefälle 1:200 bis 1:500 die Exponenten  $b = 1,47$  und  $c = 0,823$  für den Abfluß mit Wasserbremsen als unveränderlich festgelegt.

Es bleibt nun noch der Faktor  $A$  zu bestimmen.

Setzt man  $A J^c = k$ , so folgt

$$\begin{aligned} v &= k R^b \text{ oder} \\ \log v &= \log k + b \log R \text{ oder} \\ \log k &= \log v - b \log R \\ \log A &= \log k - c \log J \end{aligned}$$

Die Rechnung ergibt bei  $J = 1:200$  den Wert  $A = 151,6$ ; also wird

$$v_{200} = 151,6 R^{1,47} \cdot J^{0,823} = 1,936 R^{1,47}$$

bei  $J = 1:300$  wird  $A = 160,9$  und  $v_{300} = 160,9 R^{1,47} J^{0,823} = 1,47 \cdot R^{1,47}$   
 $J = 1:400 \quad A = 203,8 \quad v_{400} = 203,8 R^{1,47} J^{0,823}$   
 $J = 1:500 \quad A = 244,9 \quad v_{500} = 244,9 R^{1,47} J^{0,823}$  für alle drei Gefälle.

Es werde daran erinnert, daß die dicht beieinander liegenden  $V$ -Kurven für die Gefälle 1:300, 1:400, 1:500 durch eine einzige Mittelkurve ersetzt wurden, was durch den gemeinsamen Wert  $k = 1,47$  in der letzten Formel zum Ausdruck kommt.

### G. Schlußbemerkungen.

Die Anwendbarkeit der Ergebnisse dieser Arbeit ist nicht allein auf das Emschergelände beschränkt. Auch die übrigen wasserwirtschaftlichen Verbände mit ähnlichen Aufgaben wie die der E. G. können daraus Nutzen ziehen. Handelt es sich darum, Abwässer auf lange Strecken außerhalb bebauter Gebiete fortzuleiten, ist es in den meisten Fällen wirtschaftlicher, offene, mit Betonschalen ausgekleidete Vorfluter anzulegen, als geschlossene Kanäle zu bauen. Auch große Städte außerhalb der genannten Verbände, die ihre Abwässer in offenen Vorflutern weiterleiten müssen, werden aus den Ergebnissen dieser Arbeit Vorteil haben, sofern sie sich der technisch und wirtschaftlich bewährten Bauweise offener Abwassersammler der E. G. bedienen. An der Einmündung von Bachläufen und Druckrohren in Vorfluter müssen bei größerem Höhenunterschiede der Sohlen Abstürze zur Energievernichtung angeordnet werden, um Zerstörungen zu vermeiden. Hier wird der Einbau von Wasserbremsen zur Erzielung eines ruhig strömenden Zusammenflusses vorteilhaft sein.

Die für Ergüsse bis etwa 40 m<sup>3</sup>/sek gefundenen Ergebnisse mögen Anregungen geben, ähnliche Versuche auch für größere Wehre, Leerschüsse usw., wo aus irgendeinem Grunde vertiefte Absturzbecken oder genügend große Unterwassertiefen zur Erzeugung energievernichtender Walzen nicht möglich sind, durchzuführen, um technisch und wirtschaftlich einwandfreie Anlagen zu schaffen. Voraussetzung ist hierbei, daß die Wasserläufe keine großen Treibgegenstände führen, was oft schon aus besonderen Gründen, z. B. bei Wasserkraftanlagen, ausgeschlossen ist.



## Strömungsvorgänge an Strompfeilern von verschiedenen Grundrißformen und ihre Einwirkung auf die Flußsohle.

Alle Rechte vorbehalten.

(Ermittlung der zweckmäßigsten Grundrißform und der wirksamsten Kolkabwehr.)

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Danzig-Langfuhr.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.)

### I. Allgemeines über die Sicherheitsmaßnahmen für die Standsicherheit eines Strompfeilers.

Beim Entwurf und bei der Ausführung von Einbauten in Strömungen wie bei Strompfeilern, Wehrpfeilern u. ä. wird den Strömungsvorgängen an jenen durch besondere Formgebung oft nicht genügend Rechnung getragen. Das Zuspitzen des Vorderkopfes geschieht hauptsächlich zur Verminderung des Aufstaus und Vermeidung einer Eisstauung, im übrigen sind die statischen und architektonischen Erfordernisse bei der Formgestaltung maßgebend. Die Wassermasse, die durch den Einbau eines Pfeilers in ihrer mehr oder minder gleichmäßigen Fortbewegung gehemmt wird, wirkt auf die Flußsohle an dem Pfeiler und in seiner nächsten Umgebung stark verändernd ein. Es entstehen je nach der sedimentären Beschaffenheit der Flußsohle mehr oder minder weite und tiefe Auskolkungen und Anlandungen, die die Standsicherheit des Bauwerks gefährden können. In wie kurzer Zeit ein ungesichertes Bauwerk, besonders, wenn es noch schräg angeströmt wird, unterspült werden kann, zeigt der Einsturz des Widerlagers der Allnerbrücke bei Siegburg im Jahre 1926<sup>1)</sup>. Bis zum Jahre 1894 war man sich noch nicht darüber klar, ob die gefährliche Auskolkung am Vorder- oder Hinterkopfe des angeströmten Bauwerks auftritt. Der Altmeister des wasserbaulichen Versuchswesens, Geheimrat Dr.-Ing. Chr. H. Engels, klärte die Frage eindeutig durch grundlegende Modellversuche und schlug vor, das Fundament des Strompfeilers durch Steinpackungen vor Auskolkungen zu schützen<sup>2)</sup>. Leider fanden diese Vorschläge in den meisten Handbüchern des Wasserbaus wenig Beachtung, so daß oft bei Gründungen von Einbauten in Strömungen kein ausreichender Schutz gegen Unterspülung vorgesehen wird. Die Untersuchungen von Engels ergaben als wirksamste und einfachste Schutzmaßnahme eine Steinpackung, die sich in „auslaufender Hufeisenform“ um den Strompfeiler legt (Abb. 1). Über die Ausdehnung dieser Steinpackung, mithin über die Masse  $s$ ,  $s_1$  und  $s_2$ , wurden bis jetzt keine näheren Angaben gemacht. Die Größe dieser Entfernungen ist einmal von der sedimentären Beschaffenheit der Flußsohle oder, wenn der Einbau in einen Werkkanal gelegt wird, von der geologischen Zusammensetzung der Gründungssohle und andererseits von der größten vorkommenden mittleren Geschwindigkeit des Flusses abhängig. Der Kolkrand  $r$  und damit die Grenze der Steinpackung liegt bei einer leicht beweglichen Flußsohle bedeutend weiter stromauf als bei einem festen Untergrund. Auch verschieden große mittlere Geschwindigkeiten erzeugen bei einer Flußsohle gleicher Beschaffenheit verschieden große Auskolkungen. Ebenso bedeutend als die Flächenausdehnung ist die Stärke der Steinpackung für die Wirksamkeit des Schutzes.

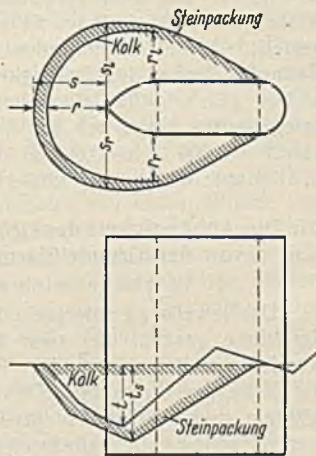


Abb. 1.

Bei den erwähnten Untersuchungen von Engels wurden u. a. drei Pfeilermodelle mit verschiedenen Vorder- und Hinterköpfen, nämlich mit der Dreieck-, Rechteck- und Rundform näher untersucht (Abb. 25 u. 26 a. a. O.). Diese drei Pfeilermodelle stellen nahezu die ungünstigsten Grundrißformen in bezug auf den Strömungswiderstand dar und verursachen demzufolge sehr große Auskolkungen. In der Praxis wird heute den meisten Strompfeilern die in Abb. 1 gezeigte Form gegeben. Der Vorderkopf setzt sich aus Kreisbogen zusammen, deren Halbmesser gleich oder größer als die Pfeilerdicke ist, während der Pfeiler am Hinterkopf

mit einem Halbkreis abschließt. Im folgenden soll die Möglichkeit untersucht werden, dem Strompfeiler eine Grundrißform zu geben, die einerseits einen möglichst geringen Strömungswiderstand besitzt und damit die Auskolkungen auf ein Mindestmaß vermindert, andererseits aber auch statisch und wirtschaftlich vertretbar ist. Die Steinpackung stellt zwar einen sicheren Schutz dar, kann aber wirkungslos werden, wenn ihre räumliche Ausdehnung so klein ist,  $s < r$ , daß die kolkende Bewegung des Wassers darüber hinausreicht. Die einzelnen Steine der Packung rollen in den entstehenden Kolk, verursachen dort eine Vertiefung, gelangen entweder auf diese Weise stromauf oder seitlich der Steinpackung und vermögen das Fundament des Pfeilers nicht mehr vor der Gefahr der Unterspülung zu schützen. Dieselbe Gefährdung entsteht, wenn zu kleine Steine als Packung verwendet werden, das Wasser vermag dann in der Steinpackung selbst zu kolken und führt die Steine stromab. Deshalb dürfte als sicherster und geeignetster Schutz vor Unterspülung vor allem die Formgebung des Bauwerks angesehen werden. Die im folgenden beschriebenen Versuche stellen nur einen qualitativen Vergleich der Grundrißgestaltung von Strompfeilern dar. Eine Schlußfolgerung über die quantitative Größe der Auskolkungen und Anlandungen kann daraus nicht gezogen werden. Bei schräg angeströmten Pfeilern ist ein Vergleich der Kolkweite und Kolkentiefe bei den einzelnen Winkeln der Strömungsrichtung ebenfalls nur qualitativ möglich.

### II. Die Versuchseinrichtung und die Modellmaßstäbe.

Die nachstehend behandelten Kolk- und Strömungsversuche wurden in der hydraulischen Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig im Jahre 1930 ausgeführt. Die Beschaffenheit der hydraulischen Rinne und der Meßvorrichtung zur Bestimmung der in der Rinne fließenden Wassermenge mit einer Meßgenauigkeit bis auf 0,1 l/sek ist vom Verfasser schon früher eingehend geschildert worden<sup>3)</sup>. Zur genauen Ermittlung der Wasserspiegelbewegung am Pfeiler und in der Mitte der Durchflußöffnungen sowie zur Bestimmung der Kolkentiefe und der Höhe der Anlandung wurde ein auf 0,1 mm genau ablesbarer Spitzenmesser benutzt, der durch Einhängen an einem Wagen über den beiden Rinnenwänden eine Verschieblichkeit sowohl in der Rinnenlängsachse als auch in der Querachse besaß.

Als Modellflußsohle wurde auf den Betonboden der Rinne eine 0,20 m hohe Sandschicht eingebracht. Es fand mittelgrober Sand Verwendung, der nicht besonders gesiebt war; nur gröbere Teile, wie Steine von über  $\frac{3}{4}$  cm Durchm., wurden aus dem Material entfernt. Wurde im Kolk ein größerer Stein freigelegt, so veränderte die kolkende Wirkung des Wassers an ihm die Größe der Auskolkung innerhalb kurzer Zeit vollkommen. Andererseits wurde eine feinere Aussiebung des Materials vermieden, um die Auskolkungen möglichst naturähnlich zu gestalten, da ja auch die sedimentäre Zusammensetzung der Flußsohle in allen Schichten nicht gleich ist. Die größte Beachtung ist bei solchen vergleichenden Modellversuchen dem Feuchtigkeitsgehalt des Materials zuwenden. Bei jedem Versuch ist streng darauf zu achten, daß nicht etwa auf das feuchte Material des Vorversuches nun trockener Sand als oberste Schicht gelegt wird; es würde zu recht erheblichen Trugschlüssen über die auftretenden Kolkiefen und -weiten führen, da das spezifische Gewicht des Sandes und damit das Verhältnis zu den wirkenden Kräften sehr verschieden sein kann. Es zeigte sich, daß besonders bei Versuchen an sehr spitzen Vorderköpfen die Außerachtlassung dieser Tatsache zu Mißerfolgen führen kann.

Als Pfeilermodell wurde ein Zinkblechkasten von den Abmessungen Breite  $d = 12$  cm, Länge  $l = 25$  cm und Höhe  $= 50$  cm mit Sand gefüllt und verlötet. An diesen viereckigen Kasten wurden nacheinander acht verschiedene Vorder- bzw. Hinterköpfe angelötet. Das fertige Pfeilermodell wurde auf den Betonboden der Rinne gestellt und der Sand mit

<sup>1)</sup> Schmidt, Einsturz des Widerlagers der Allnerbrücke bei Siegburg. Bauing. 1927, S. 605.

<sup>2)</sup> Engels, Schutz der Strompfeilerfundamente gegen Unterspülung. Z. f. Bauwes. 1894, S. 407 bis 416.

<sup>3)</sup> Keutner, Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Bautechn. 1929, Heft 37, S. 575.

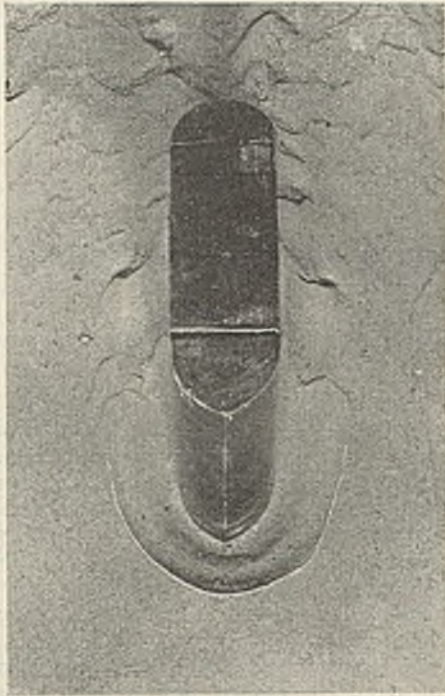


Abb. 2.

großer Sorgfalt um das Modell herum waagrecht eingeebnet. Der geringe Anzug nach oben, den man meistens für Strompfeller aus statischen Gründen vorsieht, wurde vernachlässigt, um möglichst klare Strömungsvorgänge zu erhalten. Das Pfeilermodell mit der ersten Grundrißform (Abb. 1), Vorderkopf aus Kreisbogen und Hinterkopf ein Halbkreis, würde bei Annahme eines Modellmaßstabes von 1:50 einem Pfeiler in der Natur von der Breite  $D = 6$  m und der Gesamtlänge von  $L = 20$  m entsprechen, der eine senkrechte Last von rd. 950 t auf einen mittelguten Baugrund zu übertragen vermag. Auch die Grundrißform wurde aus einer großen Anzahl von erbauten Brückenpfeilergrundrissen ausgewählt. Die Form und Größe des Pfeilermodells wurden demnach den Verhältnissen in der Natur angenähert angepaßt. Im Gegensatz dazu stehen ähnliche Untersuchungen, die an Grundrißformen ausgeführt wurden, die allerdings kaum für die Verhältnisse der Praxis geeignet sind.

Die hydraulische Rinne hat eine Breite von 0,65 m, der Pfeilereinbau eine solche von 0,12 m. Die Wassertiefe  $t$  des ungestauten Flusses über der Modellflußsohle, also über dem Sande, war bei allen Versuchen 0,12 m. Auf die genau gleiche Einstellung wurde besonderer Wert gelegt. Mit der Wassertiefe  $t$  ist demnach auch die Wassermenge  $Q$  und die mittlere Durchflußgeschwindigkeit  $v$  für alle Versuche gleich groß. Die Querschnittsfläche des ungestauten Flusses ist  $t \cdot 0,65$  m und die des Einbaues  $t \cdot 0,12$  m. Mithin ist die Verbauung nach Rehbock<sup>4)</sup>  $\alpha = 0,12/0,65 = 0,185$ . Nach Angaben ebenda schwankt die Verbauung für große Strombrücken zwischen den Grenzen 0,06 und 0,16. Der Verbauungswert bei den vorliegenden Versuchen liegt etwas über der oberen Grenze und ist sonach für die wirklichen Verhältnisse noch angenähert naturähnlich. Die Geschwindigkeit  $v = Q/F = 17 \text{ l/sek}/78 \text{ dm}^2 = 0,21 \text{ m/sek}$  und damit das Fließverhältnis  $w = k/t = 0,0375$  ( $k = v^2/2g$ ). Die beiden Grenzen sind 0,03 und 0,12 für die oben mitgeteilten Verhältnisse.

Für die Bestimmung des ungestauten Wasserspiegelgefälles ist folgende Überlegung notwendig. R. Winkel ermittelte für verschiedene Betaausbildungen eine Reihe von Eytelwein-Chezyschen  $C$ -Werten für die allgemeine Abflußgleichung  $v = C \sqrt{RJ}$ <sup>5)</sup>. Nach seinen Untersuchungen ist zu setzen für:

1. den ideellen Zustand (glatte Wandungen)  $C_0 = 104,0 (vR)^{0,125}$
2. betonierte Werkkanäle . . . . .  $C_s = 78,8 (vR)^{0,091}$
3. Erdkanäle, Flüsse . . . . .  $C_B \approx 42,1 (vR)^{0,125}$ .

Auf Grund einer großen Anzahl von Versuchen wurde 1928 für die hydraulische Rinne ohne Sandeinlage ein  $C$ -Wert von:

4.  $C_R \approx 88 (vR)^{0,125}$  ermittelt<sup>6)</sup>.

<sup>4)</sup> Rehbock, Zur Frage des Brückenstaus. Ztrbl. d. Bauv. 1919, S. 197.

<sup>5)</sup> R. Winkel, Einfluß der Wandbeschaffenheit eines Gerinnes auf die Wassergeschwindigkeit. Ztrbl. d. Bauv. 1923, S. 593.

<sup>6)</sup> Mitgeteilt in Bautechn. 1929, Heft 37, S. 576.

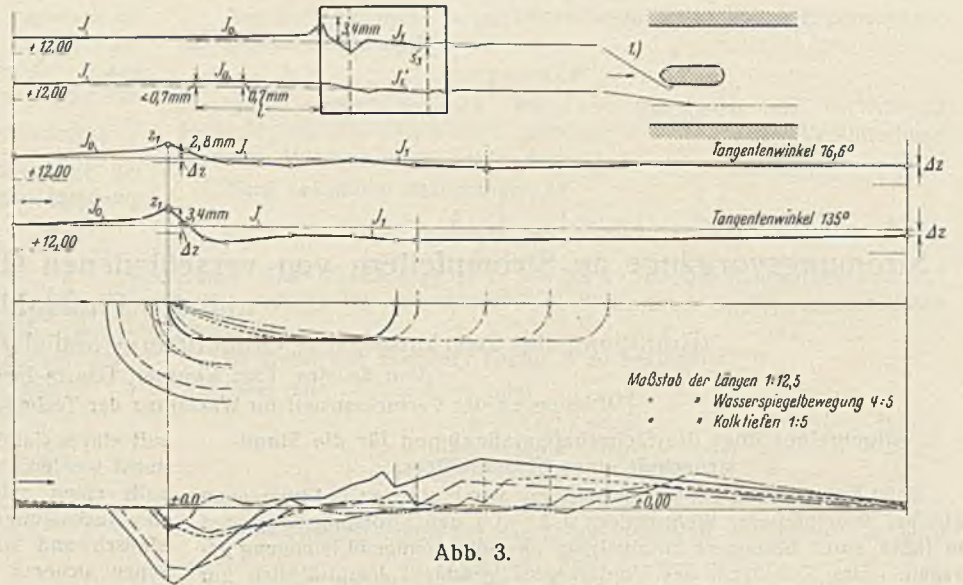


Abb. 3.

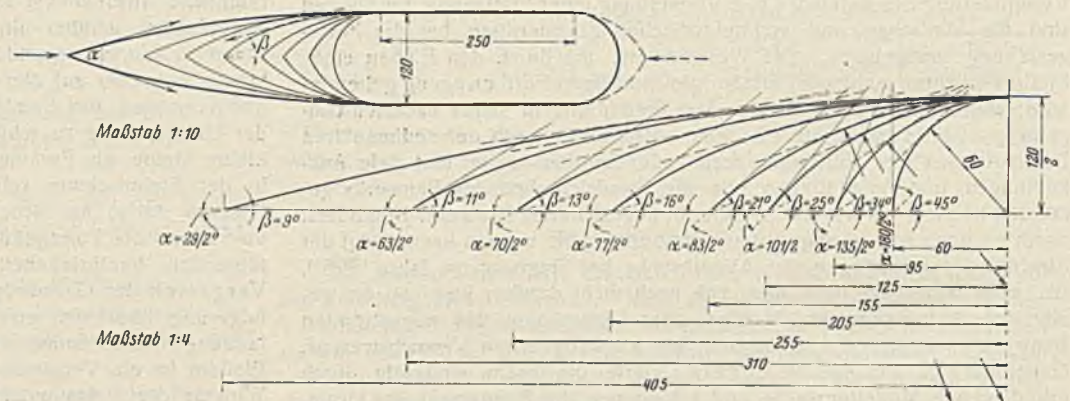


Abb. 4.

Der Boden und die Seitenwände der Rinne bestehen zum Teil aus Beton, Eisenblechabdeckungen in Rinnenmitte, Holz und Glas. Diese Zusammensetzung verursacht eine kleine Verminderung des ermittelten  $C$ -Wertes gegenüber dem Werte für betonierte Werkkanäle. Bringt man nun mittelgroben Sand auf den Boden der Rinne, so dürfte der  $C$ -Wert zunächst im Mittel von Gl. (3) u. (4) liegen: etwa  $C = 65 (vR)^{0,125}$ ,  $C = 39,49$ . Bei dem verwendeten Material und der geringen mittleren Abflußgeschwindigkeit wurde eine größere Geschiebebewegung nicht festgestellt, die eine Verminderung des  $C$ -Wertes zur Folge haben würde. Dadurch dürfte der Rauigkeitsbeiwert dieser Sandschicht nicht viel anders sein als bei einer betonierten Sohle. Das ungestaute Wasserspiegelgefälle kann bei den Versuchen damit ungefähr in den Grenzen von  $J = 0,00017$  bis  $0,00033$  liegen. Für die Bestimmung der Stauhöhe u. ä. konnte daraus ein mittleres Gefälle angenommen werden.

### III. Die Abhängigkeit der Größe der Auskolkungen und Anlandungen von der Grundrißform des Vorder- und Hinterkopfes.

#### 1. Versuche mit verschiedenen Vorderköpfen.

Das jeweils zu untersuchende Pfeilermodell wurde genau in die Mitte der Rinne gesetzt, und zwar so, daß die Seitenflächen zu den Rinnenwänden parallel waren. Der Pfeiler stand damit genau parallel und in der Mitte der Strömung. Der Durchfluß dauerte bei den Vorversuchen 480 min und bei den Hauptversuchen 150 min. Der Beharrungszustand war im ersten Falle nahezu erreicht; eine Beschränkung der Durchflußzeit hat aber auf einen qualitativen Vergleich, wenn man für alle Versuche gleiche Dauer annimmt, keinen Einfluß. Die Durchflußzeit bei den Versuchen von Engels betrug nur den zehnten Teil von hier, die mittlere Wassergeschwindigkeit war dafür aber doppelt so groß. Die größte Kolk-tiefe zeigte sich jeweils in der Nähe der Spitze, am Hinterkopfe lagerten sich Sandmassen ab. Die tiefsten Kolkstellen wurden aber im Gegensatz zu den Untersuchungen verschiedener Forscher hart an den Pfeilerflächen beobachtet (Abb. 2). Da der Pfeiler genau in der Strömungsrichtung lag, war die linke Seite des Kolkes und der Auflandung zugleich auch das Spiegelbild von rechts. Mit Hilfe des Spitzmessers wurde ein Längsschnitt aufgenommen, und zwar stromab bis zur Spitze des Vorderkopfes in der Längsachse des Pfeilers, von diesem Punkte an der Pfeilerfläche entlang bis zum Hinterkopf und dann wieder in der Pfeilerlängsachse (Abb. 3). Die Kolk-tiefe  $t$  und die Kolkweite  $r_r$  und  $r_l$  wurde nun zu der Grundrißform des Vorderkopfes, die durch ihren Tangentenwinkel  $2\alpha$  an der Spitze des Vorderkopfes auf die Ablenkung der Strömung einwirkt,

in ein Verhältnis gesetzt (Abb. 4). Die Halbkreisform besitzt dann als Grenzfall den Winkel  $2\alpha = 180^\circ$ . Die Mittelwerte der verschiedenen Versuche mit den einzelnen Grundrißformen des Vorderkopfes wurden kurvenförmig miteinander verbunden. Man erhielt folgendes Ergebnis (Abb. 5): Kurve a) zeigt, daß die Kolkweite  $r$  von dem Grenzfall  $180^\circ$

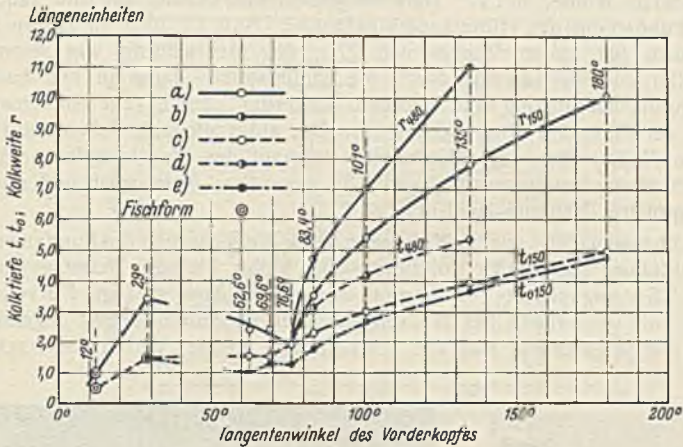


Abb. 5.

bis zu dem Winkel von  $76,6^\circ$  ziemlich stark abnimmt und von dort scheinbar bei den Versuchen bis zum Winkel  $29^\circ$  ansteigt. Vergleicht man nun die Kolkform an den Vorderköpfen mit den Tangentenwinkeln von  $180^\circ$  bis  $62,6^\circ$  untereinander, so erkennt man, daß für alle diese Winkel die Kolkweite stromauf der Spitze ungefähr gleich der an den seitlichen Pfeilerflächen ist (Abb. 3). Bei dem Vorderkopf mit einem Winkel von  $29^\circ$  hat dagegen die Auskolkung eine kreisrunde Form mit der Spitze als Mittelpunkt. Die Kolkweite  $r$  bei diesem Tangentenwinkel ist etwas größer als die eines Winkels von  $76,6^\circ$ , der als der günstigste in bezug auf die Kolkweite  $r$  angesehen werden kann. Zwischen den Strömungsvorgängen an einem Vorderkopf mit einem Tangentenwinkel von  $62,6^\circ$  und einem solchen von  $29^\circ$  ist ein Unterschied, auf den im IV. Abschnitt eingegangen werden soll. Kurve b) zeigt die Kolkweiten nach einer Versuchsdauer von 480 min gegenüber denen in a) von 150 min. Kurve b) ist steiler als a), d. h. bei stumpfen Vorderköpfen tritt der Beharrungszustand später ein als bei spitzen. Bei einem Winkel von  $76,6^\circ$  ist der Unterschied zwischen den beiden Versuchszeiten kaum mehr merklich. Bei spitzen Vorderköpfen entsteht die Auskolkung im ersten Zeitraum des Einbaues, später verändert sich die Flußsohle kaum wesentlich. Die auftretende größte Kolktiefe  $t$  zeigt bei den verschiedenen Grundrißformen ein ähnliches Verhalten wie die Kolkweite. Sie nimmt von dem Tangentenwinkel  $180^\circ$  kurvenförmig bis zu  $69,6^\circ$  ab, um von diesem Winkel aus angenähert dieselbe Größe bis zu  $29^\circ$  beizubehalten (Kurve c). Bei einem Winkel von  $76,6^\circ$  war die Kolktiefe bei diesen Versuchen angenähert der Kolkweite. Kurve d) zeigt die Kolktiefe nach einer Versuchsdauer von 480 min. Man kann daraus denselben Schluß ziehen wie den über die Kolkweiten. Während die größte Kolktiefe bei einem Winkel von  $180^\circ$  in der Mitte des Vorderkopfes an der Spitze auftrat, erscheint sie mit abnehmendem Tangentenwinkel an der Seitenfläche des Vorderkopfes jeweils weiter stromab. Bei einem Winkel von  $29^\circ$  tritt sie wiederum unmittelbar an der Spitze auf. Die größten Kolk-tiefen wurden von Engels an den Kanten des Rechtecks bzw. an dem Übergang des Dreiecks des Vorderkopfes in das Rechteck des Pfeilers festgestellt. Bei abgerundeten Ecken wie bei diesen Versuchen treten sie nicht am Übergang des Vorderkopfes zum Pfeiler auf. Kurve e) zeigt jeweils die Kolktiefe  $t_0$  an der Spitze des Vorderkopfes. Diese Erscheinung kann ebenfalls aus den Strömungsvorgängen erklärt werden. Auch die Auflandung stromab des Pfeilers ist im gleichen Verhältnis mit den Auskolkungen am Vorderkopf von dessen Grundrißform abhängig (vgl. Abb. 3).

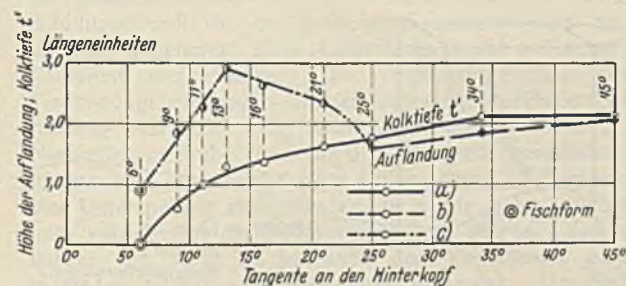


Abb. 7.

## 2. Versuche mit verschiedenen Hinterköpfen.

In der zweiten Versuchsreihe wurde untersucht, ob die Grundrißgestaltung des Hinterkopfes einen Einfluß auf die Kolkweite und -tiefe am Vorderkopf ausübt. Während im vorliegenden bisher allgemein festgestellt wurde, daß am Hinterkopf Auflandungen auftreten, kann aber auch beobachtet werden, daß das Ende des Hinterkopfes tiefer als seine nächste Umgebung liegt (Abb. 3). Eine Gefährdung der Standsicherheit entsteht durch diese kleine Auskolkung noch nicht, aber man kann erkennen, daß auch am Hinterkopfe des Pfeilers Kräfte auf die Flußsohle ausgeübt werden. Die Auflandungen am Pfeilerende in zwei Teile trennend, ziehen Auskolkungen sich in der Pfeilerachsenrichtung stromab, die sich mehr und mehr verflachen und dabei größere Flächen einnehmen (Abb. 6). Diese Auskolkung, die wesentlich flacher ist als die am Vorderkopfe, ändert sich jeweils mit der Grundrißform des Hinterkopfes. Bei der Betrachtung dieser Auskolkung ist der Tangentenwinkel an der Spitze des Hinterkopfes für die Richtung der Strömung nicht mehr von Einfluß, vielmehr scheint die Größe der Auskolkung von dem Winkel der Tangente an dem Hinterkopfe abhängig zu sein (Abb. 4). Für die Halbkreisform als Grenzfall ist dann der Winkel der Tangente mit der Pfeilerlängsachse  $45^\circ$ . Die Kolktiefe nimmt von  $45^\circ$  an in der Form der Kurve a) ab, bis sie bei einem bestimmten Winkel zu Null wird (Abb. 7). Die Höhe der Auflandung stromab dem Pfeilerende seitlich der Kolkrinne nimmt bis  $25^\circ$  in der Kurve b) ab; bei einem spitzeren Winkel liegt die Auflandung nicht mehr hinter, sondern neben den Seitenflächen des Pfeilers (Abb. 8), nimmt bis  $13^\circ$  zu, um dann stark abzufallen (Kurve c). Die Grundrißgestaltung des Hinterkopfes hat, wie auch bereits Engels feststellte, keinen Einfluß auf die Kolktiefe und -weite am Vorderkopf.

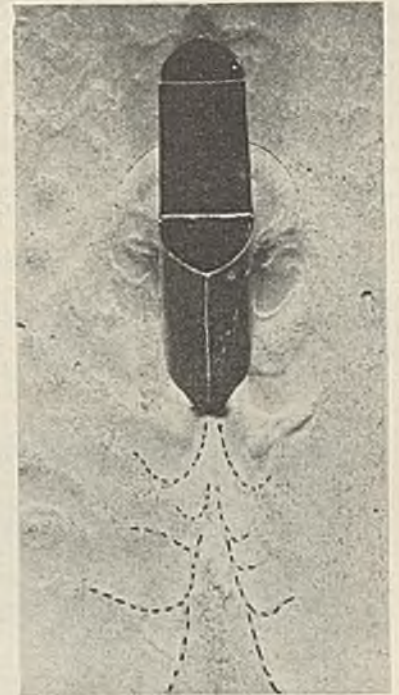


Abb. 6.

## 3. Versuche an schräg angeströmten Strompfeilern.

Die Untersuchungen der dritten Versuchsreihe wurden an einem Pfeilermodell mit einem Vorderkopf aus Kreisbogen und einem halbkreisförmigen Hinterkopf vorgenommen. Es sollte die Abhängigkeit der Kolk-tiefe und -weite von dem Winkel, den die Pfeilerachse mit der Strömungsrichtung bei den einzelnen Versuchen bildet, festgestellt werden. Während bei den vorherigen Versuchen die Pfeilerachse genau in der Strömungsrichtung lag, wurde nun der Pfeiler schräg in die Rinne gestellt; er wurde dadurch von der Seite angeströmt. Diesen Untersuchungen lag der Gedanke zugrunde, daß es wohl selten Pfeilereinbauten gibt, die tatsächlich genau in der Strömungsrichtung liegen. Der Einbau schräg zum Stromschlauch gerichteter Brückenpfeiler, die man aus Kostenersparnis, um die teure Konstruktion von ungleichlangen Hauptträgern zu vermeiden, baute, der

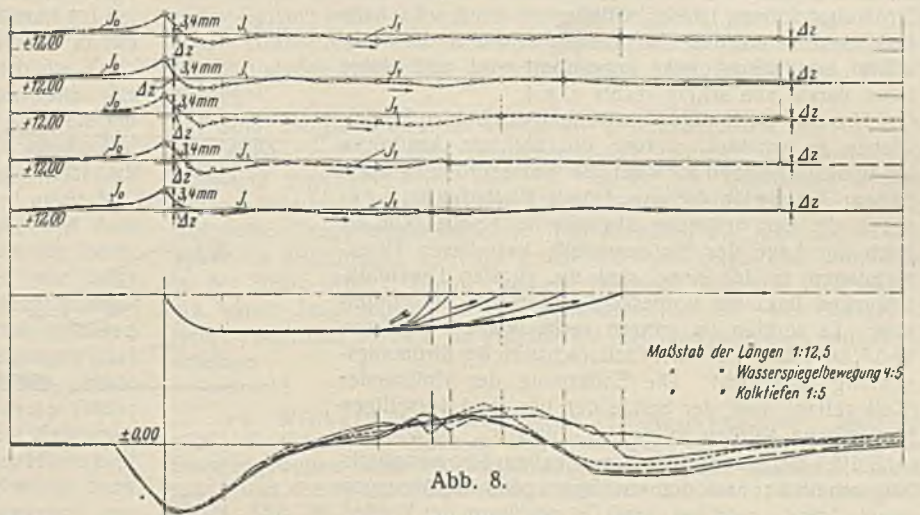


Abb. 8.

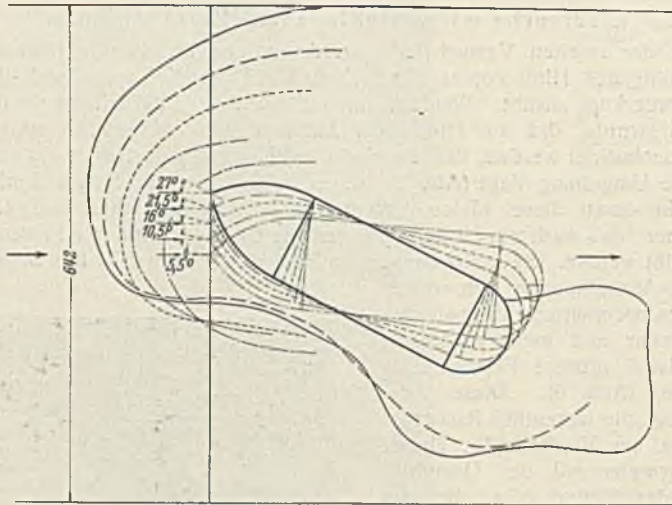


Abb. 9.

aber vom wasserbaulichen Standpunkte aus als verfehlt bezeichnet werden muß, ebenso die Überbrückung einer Flußkrümmung soll bei diesen Betrachtungen außer Acht gelassen werden. Vielmehr soll auf einen Strompfeiler in einer Flußstrecke mit einem Krümmungshalbmesser von angenähert  $\infty$  näher eingegangen werden. Einerseits hat der Fluß das Bestreben, in einer nahezu

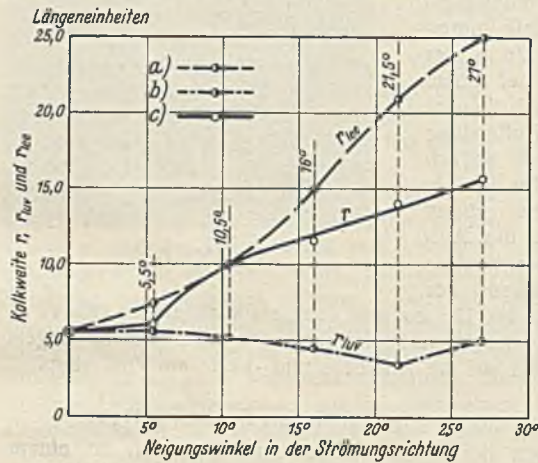


Abb. 10.

geraden Strecke von einem Ufer zu dem anderen zu pendeln, andererseits wirkt jede Flußkrümmung oberhalb oder unterhalb der geraden Strecke auf die Strömungsrichtung ein. Bei den Versuchen von Engels war dieser letzte Fall vorhanden und beeinflusste die Kolkerschneidungen. Auf den beiden Seiten des Pfeilers traten nicht, wie bei den im vorhergehenden beschriebenen Versuchen, angenähert symmetrische Auskolkungen auf. Auch bei gut geregelten Flüssen zeigte es sich, daß das alljährlich auftretende Hochwasser die Strömungsrichtung stark beeinflussen kann. Es kann z. B. vorkommen, daß ein Strompfeiler vor einem Hochwasser von schräg links angeströmt wird und einige Jahre darauf von schräg rechts u. s. f.

Um eine eindeutige Bezeichnung der beiden Pfeilerflächen zu erhalten, werden die üblichen Ausdrücke bei Windströmungen auch auf die Wasserströmung übertragen; Luvseite die angeströmte Pfeilerfläche, Lee-seite die der Strömung abgewandte Fläche (Abb. 9). Nach der Lage des Pfeilermodells bei diesen Untersuchungen in der Rinne sind die engsten Durchflußöffnungen links am Vorderkopf und rechts am Hinterkopf. Es wurden im ganzen sechs Winkel: 0°, 5,5°, 10,5°, 16°, 21,5°, 27° der Pfeilerachse zu der Strömungsrichtung untersucht. Die Entfernung der Kolkkränder (Kolkwelten) von der Spitze der luv- und leeseitigen Pfeilerfläche werden mit  $r$ ,  $r_{luv}$  und  $r_{lee}$  bezeichnet (Abb. 10). Bei einem Neigungswinkel zur Strömungsrichtung von 0° war nach den vorausgehenden Ausführungen  $r \approx r_{luv} \approx r_{lee}$ , und bei dieser Grundrißform des Vorder-

kopfes 5,5 cm. Die leeseitige Kolkweite nimmt mit zunehmendem Neigungswinkel sehr stark zu (Kurve a) und erreicht bei 27° rund den fünffachen Betrag der Ausgangsstellung 0°. Die luvseitige Kolkweite fällt in einer schwachen Kurve b bis 21,5°, um dann wieder anzusteigen. Bei einem Neigungswinkel von 21,5° tritt ein Kolk auch am Hinterkopf auf, der sich bei einem Winkel von 27° stark vergrößert und vertieft hat und dadurch das Fundament des Hinterkopfes gefährdet. Abb. 11, 12 u. 13 zeigen den Versuch bei einem Winkel von 27°; die Meßrichtung war stromauf parallel zur Rinne wand durch die Pfeilerspitze, dann an den beiden Pfeilerflächen entlang und stromab wiederum parallel zur Rinne wand von der Mitte des Hinterkopfes aus. Das aufgezeichnete Schaubild zeigt diese Meßstrecken. Die Kolkweite stromauf des Vorderkopfes  $r$  bleibt bis zu einem Neigungswinkel von 5,5° angenähert gleich groß und nimmt bei größerer Neigung zu (Kurve c).

Ebenso wichtig wie die Kolkweite ist für die Sicherheit des Fundamentes des Pfeilers die größte Kolktiefe. Sie bleibt bis zum Neigungswinkel von 5,5° angenähert gleich groß und nimmt dann zu (vgl. Kurve a in Abb. 14); sie erreicht bei 27° ungefähr den doppelten Betrag gegenüber der Ausgangsstellung von 0°. Wesentlich andere Verhältnisse zeigen

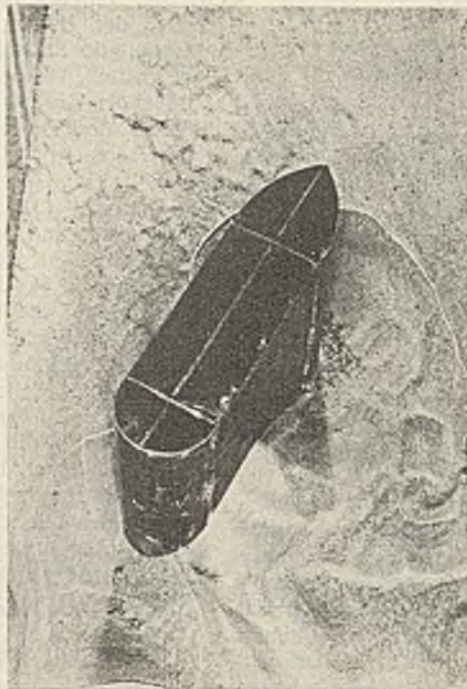


Abb. 11.

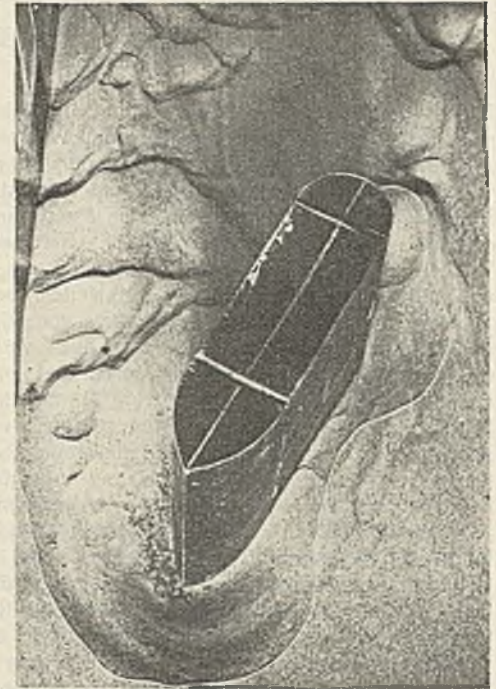


Abb. 12.

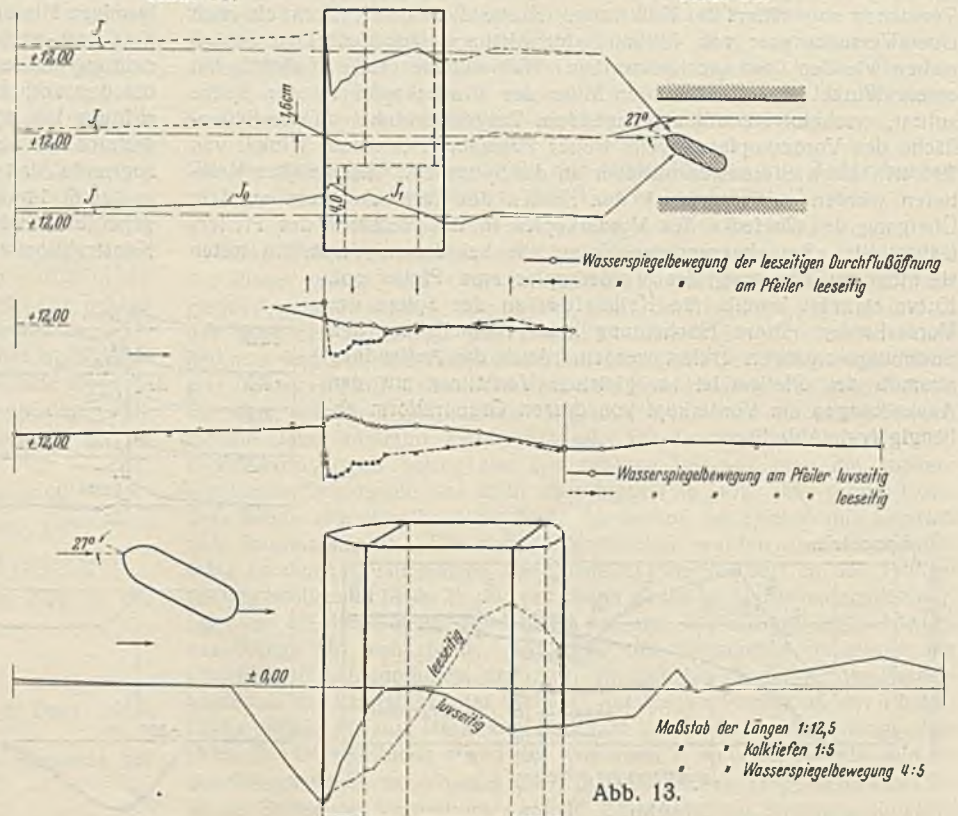


Abb. 13.

sich aber, wenn man die Kolkflächen miteinander vergleicht, wobei unter Kolkfläche diejenige Pfeilerfläche verstanden werden soll, die durch die Auskolkung freigelegt wird. Sie wurde für einen überschlägigen Vergleich als Dreieck bzw. als Rechteck berechnet (Abb. 13). An einem

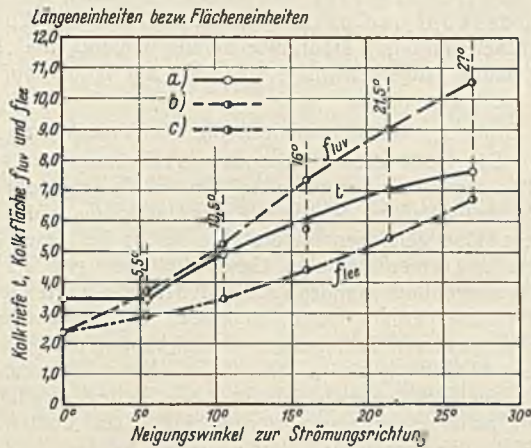


Abb. 14.

Pfeiler mit dem Neigungswinkel von 0° ist die beidersseitige Kolkfläche angenähert gleich groß und bei diesem Versuch rd. 23,4 cm<sup>2</sup>. Mit größer werdendem Neigungswinkel nimmt sie auf der Luvseite sehr stark zu und erreicht bei 27° ungefähr den 5fachen Betrag (Kurve b). Die lee-

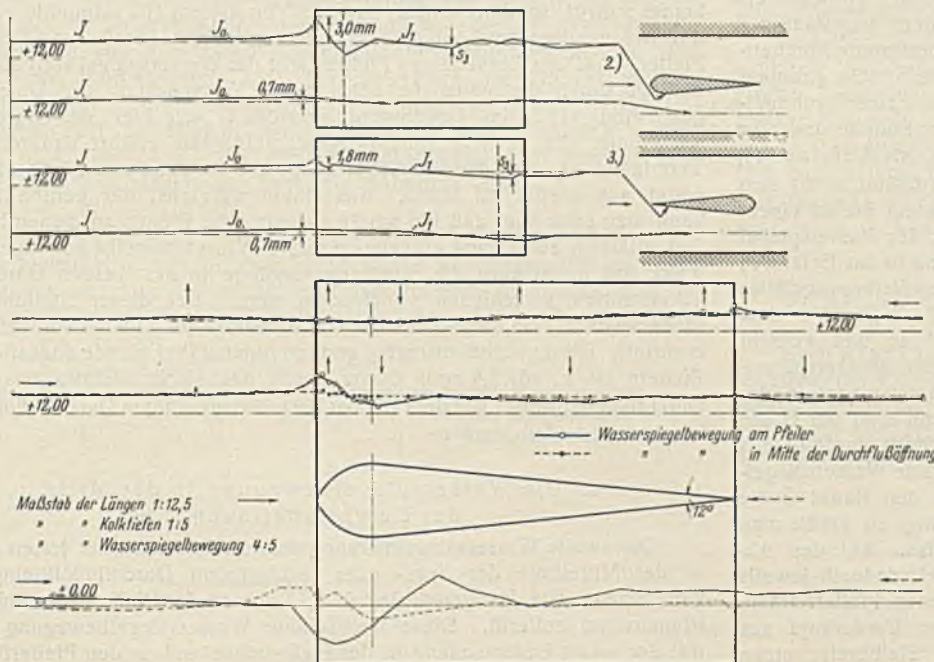


Abb. 15.

seitige Kolkfläche nimmt im Gegensatz dazu in Kurve c weniger rasch zu. Vergleicht man nun die zueinander gehörigen Kurven auf Abb. 10 u. 14, so kann folgender Schluß gezogen werden: Die Kolkweite nimmt auf der Leeseite sehr stark zu, die Kolkfläche weniger; auf der Luvseite nimmt anfänglich die Kolkweite sogar ab, dagegen vergrößert sich die Kolkfläche sehr stark. Die größte Kolktiefe tritt stets an der Spitze des Vorderkopfes auf. Bei noch größerer Neigung nimmt die Kolktiefe am Hinterkopf immer mehr zu und übertrifft schließlich die des Vorderkopfes. Die leeseitige Auskolkung ist demnach flacher und weniger gefährlich als die der Luvseite. Auf der Leeseite treten am Hinterkopf große Auflandungen auf, die bei größeren Neigungswinkeln an Höhe und Ausdehnung zunehmen; diese Auflandung erhöht auf dieser Seite die Standicherheit des Pfeilers. Die Versuchsergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden: Ein Neigungswinkel der Pfeilerachse zur Strömungsrichtung von 5,5° zeigt hinsichtlich der Kolkbildung keine größeren Nachteile gegenüber dem von 0°. Mit größer werdendem Neigungswinkel nimmt aber die Gefahr einer Unterspülung am Vorderkopfe zu. Hätte eine Unterspülung stattgefunden, so würde sich wahrscheinlich der Pfeiler nach vorn gegen die Strömungsrichtung neigen. Von einem Neigungswinkel von 21,5° an war außer dem Vorderkopfe auch der Hinterkopf in immer größer werdendem Maße gefährdet. Der Pfeiler würde dann bei einer Unterspülung des Vorder- und Hinterkopfes senkrecht zur

Pfeilerachse nach der Luvseite umkippen. Bei einer etwaigen Schrägstellung der Pfeilerachse zur Strömungsrichtung ist außer der Lee- und Luvseite des Vorderkopfes auch die Luvseite des Hinterkopfes durch entsprechende bauliche Maßnahmen zu sichern. Sehr aufschlußreich für den Vorgang einer Unterspülung ist der erwähnte Einsturz des Widerlagers der Allnerbrücke bei Siegburg.

#### 4. Versuche an der sogen. „Fischform“ in zwei verschiedenen Stellungen.

In der vierten Versuchsreihe wurden Ergänzungsuntersuchungen an einer Grundrißform vorgenommen, die nach den Versuchen verschiedener Forscher einen sehr geringen Strömungswiderstand besitzt, aber für eine Pfeilerausführung in der Praxis aus statischen Gründen nicht in Frage kommen dürfte. Der eine Kopf setzt sich aus Kreisbogen zusammen, daran schließt sich tangential der übrige Teil des Pfeilers als der andere Kopf mit einem Tangentenwinkel an der Spitze von 12° an (Abb. 15). Der Winkel der Tangente im Übergangspunkte des einen Kopfes in den anderen mit der Pfeilerfläche beträgt demnach 6°. Diese Größe besitzt nach Untersuchungen verschiedener Forscher der Ablösungswinkel einer Strömung<sup>7)</sup>. Die untersuchte Grundrißform soll der Ähnlichkeit wegen als „Fischform“ bezeichnet werden. Zuerst wurde diese „Fischform“ mit dem stumpferen Kopfe voraus in die Mitte der Rinne und genau in die Strömungsrichtung eingebaut (Abb. 16). Am Vorderkopf wurden ähnliche Kolkerscheinungen wie in der ersten Versuchsreihe an einem Pfeilermodell mit einem Vorderkopf gleichen Grundrisses beobachtet. Die Entfernung des Kolkrandes, also die Kolkweite von der Spitze und den Seitenflächen, war aber kleiner als bei einem Pfeilermodell gleichen

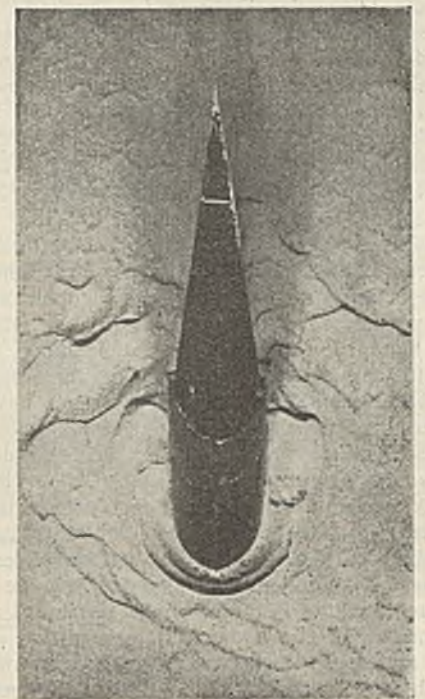


Abb. 16.

Vorderkopfes, nämlich rd. 0,71 r, und die Kolktiefe betrug nur rd. 0,64 t. Stromab des Einbaues konnten im Gegensatz zu den Beobachtungen der ersten Versuchsreihe keine Auskolkungen festgestellt werden (vgl. Abb. 7). Diese Grundrißform ist demnach gegenüber der des entsprechenden Pfeilermodelles hinsichtlich der auftretenden Auskolkungen um rd. 30% günstiger.

Zum Vergleichsversuch wurde die „Fischform“ um 180° gedreht. Der spitze Kopf mit dem Tangentenwinkel von 12° war dadurch der Strömung zugewandt (Abb. 15). Es konnten am Vorderkopf ähnliche Kolkerscheinungen festgestellt werden wie bei Versuch 8 der ersten Versuchsreihe (Tangentenwinkel 29°). Der Kolkrand war kreisrund mit der Spitze als Mittelpunkt, auch die größte Kolktiefe zeigte sich unmittelbar an der Spitze (Abb. 5, Kurve c und e). Demnach kann das Pfeilermodell mit einem Tangentenwinkel am Vorderkopf von 29° mit der „Fischform“ verglichen werden, da gleichartige Strömungsvorgänge aufzutreten scheinen.

<sup>7)</sup> R. Winkel, Hydromechanische Energieumwandlung. Bautechn. 1926, S. 454. — Kreßner, Modellversuche über die Wirkung der Brandungswellen und des Küstenstromes auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbühnen. Bautechn. 1928, S. 374, Abb. 24.

IV. Die Wasserspiegelbewegung als Ursache der Auskolkung.<sup>8)</sup>

## 1. Die Wasserspiegelbewegung in der Pfeilerachse und an den Pfeilerflächen.

Die erste Wasserspiegelmessung wurde ähnlich den Kolkmessungen von einem Punkte (1 m Entfernung) stromauf bis zur Spitze des Pfeilereinbaues in der Pfeilerachse, daran anschließend an den Pfeilerflächen bis zur Mitte des Hinterkopfes und von dort wieder in der Pfeilerachse vorgenommen. Diese Messung zeigt die Wasserspiegelbewegung in der Achse und an den Strompfeilerflächen. Als aus vielen Versuchen gemittelte und charakteristische Wasserspiegelbewegung kann die in Abb. 17 schematisch gezeigte angesehen werden.

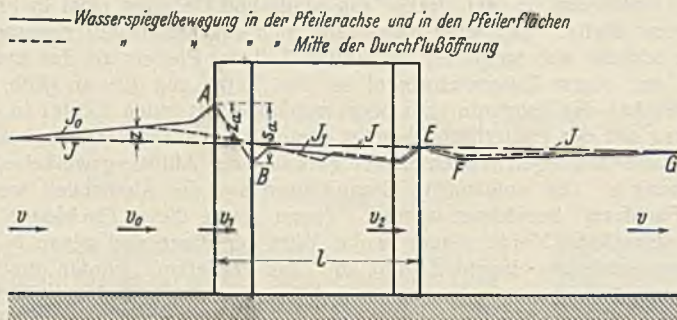


Abb. 17.

Das Gefälle des Flusses ohne Einengung sei im Beharrungszustand  $J$  und die Länge des Einbaues  $l$ . Durch die Querschnittsverengung wird vor dem Pfeilereinbau ein Stau erzeugt, der sich als der Höhenunterschied zwischen dem gestauten Wasserspiegel  $J_0$  und dem ungestauten  $J$  darstellt. Das Staufälle  $J_0$  könnte näherungsweise für bestimmte Flußbettquerschnitte als Parabel berechnet werden<sup>9)</sup>. Eine kurze Strecke stromauf des Vorderkopfes erhält  $J_0$  einen scharfen Knick nach oben zum Stauhügel-punkte  $A$ . Der Höhenunterschied zwischen diesem Punkte und der theoretischen Höhenlage von  $J$  an derselben Stelle wird als Aufstau ( $z_a$ ) bezeichnet. Entsprechend der vergrößerten Geschwindigkeit senkt sich der Wasserspiegel bei Eintritt in die Querschnittsverengung bis zu einem tiefsten Punkte  $B$  ab. Von diesem Tiefpunkte steigt der Wasserspiegel im allgemeinen als stehende Welle wiederum an, um dann in das Gefälle  $J_1$  überzugehen.  $J_1$  ist größer als  $J$ ; diese Vergrößerung des Reibungsgefälles wird durch die Geschwindigkeitszunahme  $v_1$  nach  $v_2$  bedingt. Vor dem Austritt aus der Einengung steigt der Wasserspiegel an und erreicht angenähert am Endpunkte des Einbaues das ungestaute Wasserspiegelgefälle  $J$ . Stromab des Einbaues senkt sich der Wasserspiegel in der Pfeilerachse noch einmal bis zum Punkte  $F$  ab, um dann etwa bei  $G$  die ungestaute Wasserspiegelhöhe zu erreichen. Im II. Abschnitt wurde bereits für die konstante Wassermenge der Versuche das ungestaute Wasserspiegelgefälle  $J$  im Mittel bestimmt. Zieht man nun durch den Punkt  $G$  die Gefälllinie in dem betreffenden Maßstabe der Zeichnung, so erhält man stromauf des Pfeilereinbaues angenähert die Staugrenze. Auf den Abbildungen wurde in dieser Weise verfahren, man erhielt dadurch jeweils angenähert die Größe des Aufstaus an den verschiedenen Pfeilerformen. Man konnte an der ersten Grundrissform des Pfeilers, Vorderkopf aus Kreisbogen (Tangentenwinkel  $135^\circ$ ), Hinterkopf ein Halbkreis, einen Aufstau von rd. 3,4 mm beobachten. Die „Fischform“ ergab in ihrer ersten Stellung, also mit demselben Tangentenwinkel am Vorderkopf, ein  $z_a$  von nur rd. 3 mm und in der zweiten rd. 1,8 mm. Da die „Fischform“ einen Sonderfall nach dem vorausgegangenen darstellt, wird der Aufstau, der an dem Vorderkopf einer Pfeilergrundrissform mit einem Tangentenwinkel von  $135^\circ$  beobachtet wurde, mit dem bei einem Winkel von  $76,6^\circ$  verglichen. In Abb. 3 sind diese beiden Fälle übereinander aufgezeichnet<sup>10)</sup>. Die Gesamthöhen von  $z_a$  verhalten sich zu den Tangentenwinkeln wie:  $135^\circ : 76,6^\circ : (12^\circ \text{ „Fischform“}) = 3,4 \text{ mm} : 2,8 \text{ mm} : (1,8 \text{ mm})$ . Der Aufstau  $z_a$  ist demnach bei strömendem Durchfluß von der Form des Vorderkopfes abhängig, je spitzer der Vorderkopf, je kleiner wird  $z_a$ .

Die Zusammenstellung in Abb. 8 bestätigt dieses Ergebnis. In dieser Abbildung ist die Wasserspiegelbewegung an verschiedenen Pfeilern übereinander aufgezeichnet. Die untersuchten Pfeilermodelle hatten stets den

<sup>8)</sup> Vgl. die Ergebnisse dieses Abschnittes mit den Berechnungen von Krey, Berechnung des Staues infolge von Querschnittsverengung. Ztrbl. d. Bauv. 1919, S. 472.

<sup>9)</sup> Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen, Stuttgart 1930, 6. Auflage, S. 235.

<sup>10)</sup> Aus Platzgründen wurde die Gefälllinie  $J$  durch einen Punkt der Staullinie  $J$  (0,50 m stromauf der Spitze) gelegt. Es ergibt sich dadurch ein Wert  $\angle z$ , der zu der Größe  $z_1$  zu addieren ist, wenn man den gesamten Aufstau  $z_a$  erhalten will.

gleichen Vorderkopf (Tangentenwinkel  $135^\circ$ ), dagegen wurde dem Hinterkopf bei den Versuchen jeweils eine spitzere Form gegeben. Es zeigte sich, daß  $\angle z$  bei allen Versuchen nahezu gleich groß war, und da  $\angle z + z_1 = z_a$ , ist der gesamte Aufstau angenähert konstant rd. 3,4 mm. Die Form des Hinterkopfes hat keinen Einfluß auf den Aufstau am Vorderkopf und nach Abschnitt III auf die Auskolkung daselbst. Einen Sonderfall stellt, wie bereits bemerkt, die „Fischform“ dar, die bei einem Tangentenwinkel von  $135^\circ$  am Vorderkopf nur einen Aufstau von rd. 3 mm zeigte.

Mit der Größe  $z_a$  nimmt aber auch die der Absenkung  $s_a$  (Abb. 17) zu bzw. ab. Die Höhe dieser stehenden Welle kann bei großen Geschwindigkeiten gegenüber der gesamten Wassertiefe sehr bedeutend sein. Soldan berichtet<sup>11)</sup>, daß an der Brücke des Untergrabens der Waldecker Talsperre diese Höhe gemessen wurde. Sie betrug bei einer Wassertiefe von rd. 2,5 m und einer mittleren Geschwindigkeit von 3,2 m/sek rd. 1,15 m. Der Wasserabfluß war noch strömend, denn die Wellengeschwindigkeit beträgt für diese Verhältnisse rd. 4,9 m/sek. Bei schießendem Wasserabfluß tritt unter gewissen Bedingungen eine Erhebung des Wasserspiegels an Stelle einer Absenkung ein<sup>12)</sup>. Die Höhe dieser Absenkung ist aber für die Größe des Strömungswiderstandes des Pfeilers bestimmend, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Die beiden Punkte  $A$  und  $B$  der Welle begrenzen das starke Gefälle  $J'$ , das als Quergefälle erodierend auf die Flußsohle einwirkt. Die Verringerung von  $J'$  mit der Abnahme des Aufstaus  $z_a$  geht aus Abb. 3 hervor.

Sehr interessant sind die beiderseitigen Wasserspiegelbewegungen an einem Strompfeiler, der schräg zur Strömungsrichtung steht. Über die Meßrichtung, die dieselbe war wie bei den Kolkmessungen, gibt Abb. 13 Aufschluß. Betrachtet man zunächst die Luvseite, so kann man erstmals beobachten, daß der höchste Aufstau nicht mehr an der Spitze des Vorderkopfes auftritt, sondern seitlich davon. Von diesem Höchstpunkte verläuft die Wasserspiegelbewegung ähnlich der an einem gerade angeströmten Pfeiler. Auf der Leeseite des Pfeilers fällt der Wasserspiegel steil abwärts, bedingt durch die plötzliche sehr starke Vergrößerung der Durchflußgeschwindigkeit. Im Gegensatz vergrößert sich hier der Durchflußquerschnitt, die mittlere Durchflußgeschwindigkeit erfährt dadurch eine Verminderung. Der Wasserspiegel steigt an, um dann von einem Höchstpunkt aus wieder zu fallen. Aus einem Vergleich der beiden Seiten kann man erkennen, daß ein schräg angeströmter Pfeiler an seinen beiden Seitenflächen zwei ganz entgegengesetzte Wasserspiegelbewegungen aufweist, daß damit auch die Strömungsvorgänge in den beiden Durchflußquerschnitten verschieden voneinander sind. Bei dieser Stellung des Pfeilers von  $27^\circ$  in der Strömungsrichtung wurde ein Aufstau von rd. 4 mm ermittelt. Dieser verhältnismäßig geringe Aufstau (bei gerade angeströmten Pfeilern ist  $z_a$  rd. 3,4 mm) dürfte durch das starke Gefälle im freien Durchflußquerschnitt vor dem Einbau nach der leeseitigen Durchflußöffnung hin hervorgerufen werden.

## 2. Die Wasserspiegelbewegung in der Mitte der Durchflußöffnung.

Die zweite Wasserspiegelmessung wurde sofort nach der ersten genau in der Mittellinie der links- oder rechtseitigen Durchflußöffnung vorgenommen. Die Meßgerade lag je 0,13 m von der Pfeilerfläche und der Rinnenwand entfernt. Diese beobachtete Wasserspiegelbewegung halte mit der ersten Untersuchung in der Pfeilerachse und an den Pfeilerflächen zwei charakteristische Erscheinungen gemein: erstens das Staufälle  $J_0$  und zweitens das verstärkte Reibungsgefälle  $J_1$ . Durch den Pfeilereinbau wird der Wasserspiegel  $J$  auf  $J_0$  angestaut (Abb. 17). Die Zuflußgeschwindigkeit  $v$  vermindert sich im Staubereich auf  $v_0$ . Am Beginn der Durchflußöffnung, hier in diesem Falle der Öffnung zwischen Pfeiler und Rinnenwand, besitzt die Wassermasse eine mittlere Geschwindigkeit von  $v_1$ , die aber größer ist als  $v_0$ . Am Anfang dieser Geschwindigkeitsvergrößerung von  $v_0$  nach  $v_1$  beginnt der Wasserspiegel sich abzusenken. Dieser Absenkungspunkt liegt in einer gewissen Entfernung stromauf vor Beginn der räumlichen Einengung. Der Wasserspiegel hat sich vor Eintritt in die Durchflußöffnung bereits um ein gewisses Maß abgesenkt. Die Absenkung setzt sich in der Durchflußöffnung fort, um dann wieder wie bei der Wasserspiegelbewegung am Pfeiler in einer stehenden Welle zu endigen. Daran schließt sich das verstärkte Reibungsgefälle  $J_1$  an, das dem an der Pfeilerfläche beobachteten entspricht und angenähert gleich groß ist. Während man stromab des Pfeilers in seiner Achse eine größere nochmalige Absenkung des Wasserspiegels feststellen konnte, ist die in der Meßlinie der Durchflußöffnung beobachtete kleiner und kürzer, d. h. die Wasserspiegelhöhen stimmen auch in dieser Strecke nicht miteinander überein.

<sup>11)</sup> Soldan, Über die Berechnung des Brückenstaues, Ztrbl. d. Bauv. 1918, S. 422, s. Abb. 1 u. 2 a. a. O.

<sup>12)</sup> Koch-Carstanjen, Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften, Berlin 1926, S. 180/181.

Die Stauhöhe durch den Pfeilereinbau wurde nach demselben Verfahren, das bei der ersten Untersuchung angewendet wurde, ermittelt. Sie hatte für die erste Pfeilerform und für die „Fischform“ in zwei Stellungen (vgl. Abb. 3 u. 15) fast genau die gleiche Größe, nämlich rund 0,7 mm. Diese Stauhöhe ist aber nur ein Bruchteil des Aufstaus und für die verschiedenartigen Grundrißformen des Vorderkopfes fast gleich groß. Die Stauhöhe durch den Pfeilereinbau ist danach bei strömendem Abfluß nahezu unabhängig von der Grundrißform des Vorderkopfes und des Hinterkopfes.

Nach einer überschlägigen Staugleichung für strömenden Durchfluß von Rehbock<sup>13)</sup> ist:

$$z = \beta \alpha k_0.$$

Für die vorliegenden Verhältnisse ist:  $z = \text{rd. } 1 \cdot 0,185 \cdot 0,0045 = \text{rd. } 0,8 \text{ mm}$  (0,7 mm bei den Versuchen). Die Stauhöhe durch einen Pfeilereinbau ist bei strömendem Abfluß, mit dem man in der Praxis meistens rechnen kann, von der Verbauung und nur in geringem Maße von der Grundrißform des Pfeilers abhängig und verhältnismäßig gering gegenüber dem Aufstau am Pfeiler. In bezug auf die Meßstelle der Stauhöhe dürften die Rehbockschen Ergebnisse auf Grund der vorliegenden Untersuchungen ergänzt werden. Nach Rehbock ist der Wasserspiegel in der Entfernung einer Pfeilerlänge stromauf zu messen (Abb. 3). Der Meßpunkt muß mit dem Punkte, an dem die Absenkung beginnt, zusammenfallen, d. h. es muß am Anfang der Absenkung oder ein wenig weiter stromauf gemessen werden. Diese Absenkung beginnt aber bei verschiedenartiger Ausbildung des Vorderkopfes nicht immer in derselben Entfernung stromauf des Pfeilerbeginnes. Bei sehr spitzem Vorderkopf liegt der Anfang weiter stromab als bei stumpferem (vgl. Abb. 3 u. 15, zweite Stellung der „Fischform“). Diese Erscheinung könnte wie folgt erklärt werden: Bei stumpfen Vorderköpfen wird die Einengung mehr oder minder scharf. Da die Eintrittsgeschwindigkeit  $v_1$  gegenüber  $v_0$  im Verhältnis wesentlich größer ist, beginnt der Wasserspiegel sich in einer bestimmten Entfernung vor dem Pfeilereinbau abzusenken, die von dem Geschwindigkeitsunterschied abhängig ist. Bei sehr spitzem Vorderköpfen, z. B. bei der „Fischform“ in der zweiten Stellung, ist die Eintrittsgeschwindigkeit  $v_1$  nicht viel größer als  $v_0$ . Daher beginnt sich im allgemeinen der Wasserspiegel bei solchen Vorderköpfen näher der Spitze des Pfeilers abzusenken; doch können über diesen Punkt erst eingehende Versuche Aufschluß geben.

### 3. Das Quergefälle als Ursache der Auskolkung.

Vergleicht man nun die zwei beobachteten Wasserspiegelbewegungen miteinander und legt sie zeichnerisch übereinander, so erkennt man die Unterschiede der beiden sehr deutlich. Abb. 18 zeigt die Wasserspiegel-

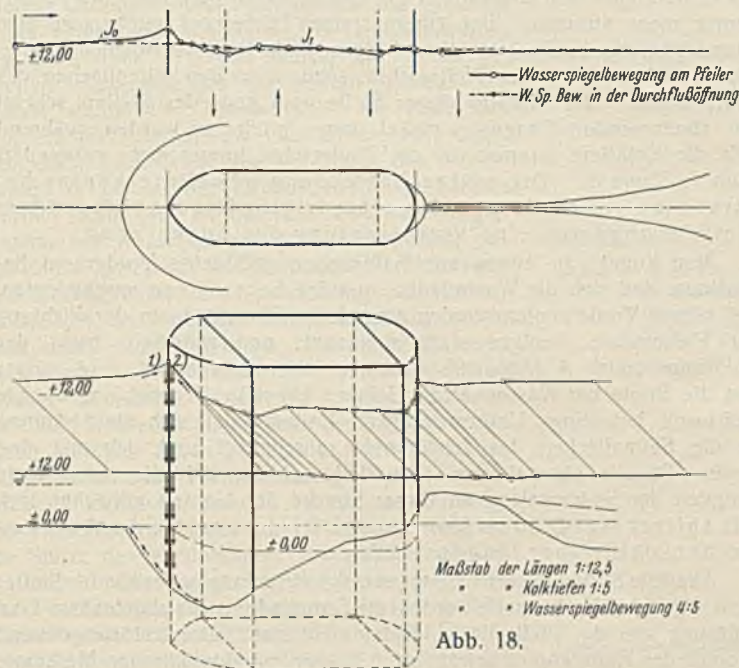


Abb. 18.

bewegung in der Pfeilerachse und am Pfeiler  $a$  und in der Durchflußöffnung  $b$ . Stromauf der Spitze des Vorderkopfes bis zu einem Punkte stromab des Vorderkopfes liegt der Wasserspiegel  $a$  höher als  $b$ . Danach anschließend liegt  $b$  wieder höher als  $a$  usw. Durch die verschiedenen Wasserspiegelhöhen in ein und demselben Querschnitt und zu gleicher Zeit entsteht einmal ein Quergefälle zum Pfeiler hin und das andere Mal vom Pfeiler weg. Bei einem schräg in der Strömungsrichtung stehenden Pfeiler werden die Höhenunterschiede

<sup>13)</sup> Rehbock, Zur Frage des Brückenstaus. Ztrbl. d. Bauv. 1919, S. 197.

in der leeseitigen Durchflußöffnung noch bedeutender als bei dem Pfeilermodell in Abb. 18. Die kleinsten Höhenunterschiede der beiden Wasserspiegelbewegungen zeigt die „Fischform“ mit dem spitzen Kopfe stromauf (Abb. 15). Ein Quergefälle erzeugt nach Untersuchungen von verschiedenen Forschern eine Wasserwalze mit waagerechter Achse. Engels beobachtete diese Wasserwalzen am Vorderkopf eines Brückenpfeilers und an Bühnenköpfen<sup>14)</sup>, M. Möller und Beyerhaus im Krümmungsquerschnitt eines Flusses<sup>15)</sup>, Hartmann<sup>16)</sup> unternahm Versuche über die Wirbelbewegung usw. Diese Wasserwalzen wirken gemeinsam mit einer durch das Quergefälle hervorgerufenen Grundströmung auf die Flußsohle auskolkend ein, und zwar je größer das Quergefälle und damit der Druckunterschied ist, um so größer ist die auf die Flußsohle ausgeübte Wirkung. Die Größe des Quergefalles (vgl. Abb. 17) ist aber nach den vorhergegangenen Untersuchungen von der Grundrißform des Vorderkopfes abhängig. Die Spitze des Vorderkopfes ist der Ausgangspunkt einiger besonders bemerkenswerter Wasserwalzen. Walze 1, hervorgerufen durch das Quergefälle (Abb. 18), verursacht die Auskolkung stromauf des Vorderkopfes, sie ist in ihrer Richtung der Strömung entgegengesetzt. Walze 2, hervorgerufen durch das Quergefälle  $J'$ , kolkelt an den Seitenflächen des Pfeilerfundamentes. Zwischen diesen gekennzeichneten Wasserwalzen mit waagerechter Achse liegen unzählige andere, die die räumliche Auskolkung des Vorderkopfes, deren Rand sich gleichmäßig um die Pfeilerfläche herumlegt, verursachen. Das ausgekolkte Material der Flußsohle wird von der stärkeren Strömung in der Durchflußöffnung mit fortgeführt und je nach der Gestaltung des Hinterkopfes stromab aufgelandet. Vorderköpfe mit einem Tangentenwinkel von  $29^\circ$  und  $12^\circ$  zeigten andere Kolkerscheinungen als stumpfere. Bei so spitzen Vorderköpfen ist der Aufstau am Pfeiler sehr klein und damit auch das Gegengefälle und das Quergefälle. Wasserwalze 1 verursacht die größte Auskolkung, während die Walzen der anderen Richtungen kaum sehr große Wirkungen auf die Flußsohle auszuüben vermögen.

Zum Schluß dieser Betrachtung soll noch auf die Lage der größten Kolktiefe an den Pfeilerflächen eingegangen werden. Auf Grund einer großen Anzahl von Versuchen wurde beobachtet, daß die Entfernung der größten Kolktiefe von der Spitze mit kleiner werdendem Tangentenwinkel des Vorderkopfes zunimmt, bis sie bei  $62,6^\circ$  ihren Höchstwert erreicht. Die gegenteilige Tendenz zeigt die Größe  $s_n$  und das Gefälle  $J'$ , d. h. mit flacher werdender Absenkungskurve rückt die Stelle des stärksten Sohlenangriffes und damit die größte Kolktiefe stromab.

### 4. Die Oberflächenströmung an den verschiedenen Grundrißformen.

Nach Krey<sup>17)</sup> zwingt ein in einer strömenden Flüssigkeit befindlicher feststehender Körper die Wasserfäden zum Ausweichen von ihrem regelmäßigen Wege und erzeugt daher vor sich einen erhöhten (Stau-) Druck  $p_1$  und hinter sich einen erniedrigten Druck (Sog)  $p_2$ . Der Staudruck erfährt im vorhergehenden eine eingehende Betrachtung, für die Untersuchung

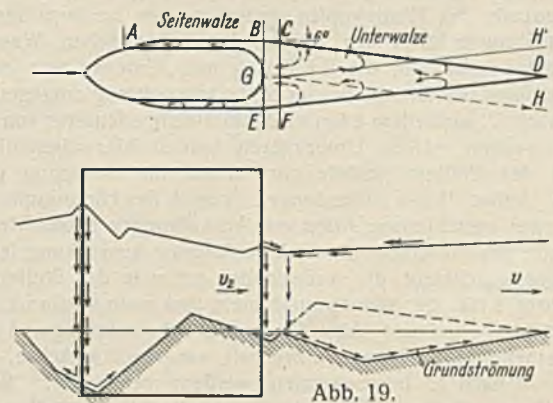


Abb. 19.

des erniedrigten Druckes ist es notwendig, sich mit der Oberflächenströmung (Strömungsbildern) bei strömendem Abfluß an den verschiedenen Pfeilergrundrißformen näher zu befassen. Als erste Grundrißform wurde ein Pfeilermodell mit einem Vorderkopf aus Kreisbogen und einem halbkreisförmigen Hinterkopf näher untersucht. Die Wasserfäden schmiegen sich in der Bogenform des Vorderkopfes an die beiden Seitenflächen

<sup>14)</sup> Engels, Handbuch des Wasserbaues, Leipzig 1923, S. 322, Abb. 234; S. 452, Abb. 346. — Vgl. auch Riepe, Versuche über die Wirkung inklinanter Bühnen in einer konkaven Flußkrümmung. Bautechn. 1930, S. 389.

<sup>15)</sup> M. Möller, Grundriß des Wasserbaues, Leipzig 1906, S. 132.

<sup>16)</sup> Hartmann, Beitrag zur Wirbelbewegung. Dissertation, Braunschweig 1902.

<sup>17)</sup> Krey, Der Widerstand von Einbauten in Flüssen und anderen offenen Gerinnen auf das strömende Wasser. Bautechn. 1923, S. 415.

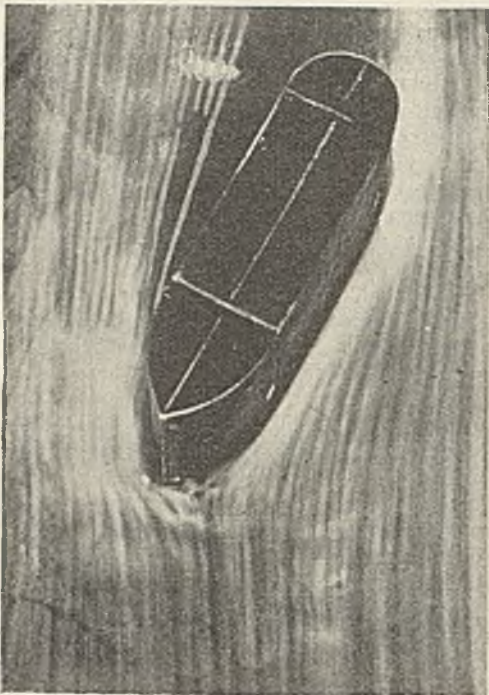


Abb. 20.

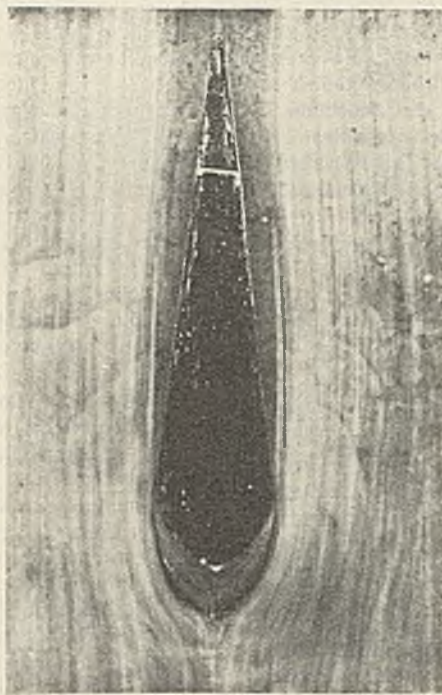


Abb. 21.

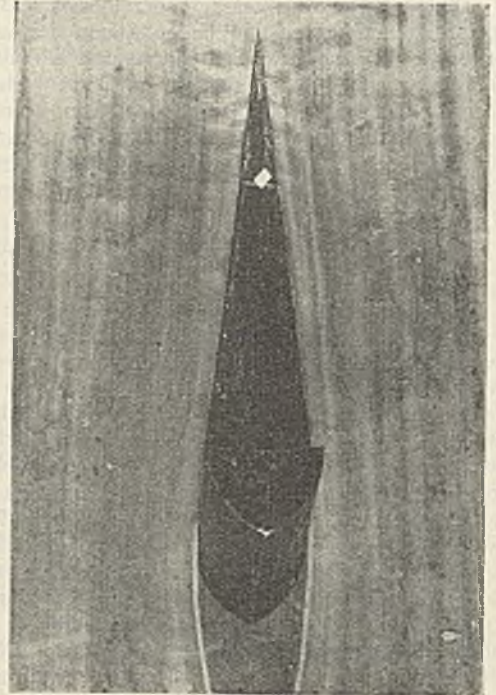


Abb. 22.

an (vgl. die Strömungslinien am Vorderkopf in Abb. 21). Die größte Ablenkung erfahren die Wasserfäden, die in der Pfeilerachse den Vorderkopf anströmen. Je näher sie der Mitte der Durchflußöffnung liegen, je kleiner wird ihre Ablenkung. Die innersten Wasserfäden, also die sich der Pfeilerwand am nächsten befinden, die an der Spitze des Vorderkopfes ihre größte Ablenkung erfahren haben, lösen sich stromab der Spitze von dieser ab und strömen angenähert parallel der Pfeilerwand. In diesem Raum *A* bis Querschnitt *B* (Ende des Hinterkopfes) lösen sich von der Strömung Wasserwalzen mit senkrechter Achse ab, die auf der linken Pfeilerseite in und auf der rechten gegen den Uhrzeigersinn drehen (Abb. 19). Das von den kolkenden Wasserwalzen am Vorderkopf aus der Flußsohle entfernte und von der Strömung stromab geförderte Material wird hier teilweise von diesen „Seitenwalzen“, wie Rehbock sie bezeichnet<sup>18)</sup> an den Seitenflächen des Pfeilers abgelagert (vgl. Abb. 3). Am Ende des Hinterkopfes im Querschnitt *B*, in dem der volle Durchflußquerschnitt nahezu ohne Übergang wieder freigegeben wird, verlassen die Stromfäden ihre parallele Richtung und lösen sich unter einem Winkel von rd.  $6^\circ$  ab. Diese Beobachtung stimmt mit der von R. Winkel an einem Wassersprung usw. gemachten Feststellung überein<sup>19)</sup>. In dem Zwickel stromab des Hinterkopfes zwischen den beiderseitigen Hauptströmungsrichtungen lösen sich, wie an den Seitenflächen, Wasserwalzen mit senkrechter Achse ab, die Rehbock mit „Unterwalzen“ bezeichnet. Der Wasserspiegel besitzt dort ein der Strömungsrichtung entgegengesetztes Gefälle *D* nach *C*; außerdem kann noch ein gleichgerichtetes von *B* nach *C* beobachtet werden. Diese Unterwalzen landen hier ebenfalls das am Vorderkopf des Pfeilers gelöste und durch die Strömung geförderte Material ab. Außer diesen Anlandungen stromab des Hinterkopfes konnten aber noch zwei verschiedene Arten von Auskolkungen beobachtet werden. Erstens wurde am Hinterkopf eine schalenförmige Auskolkung festgestellt, und zweitens durchzieht die Auflandung genau in der Pfeilerachse ein langgestreckter Kolk, der sich stromab mehr und mehr verflacht und dabei größere Flächen einnimmt (Abb. 18). Die schalenförmige Auskolkung wird anscheinend durch Wasserwalzen mit waagerechter Achse, die durch das Gefälle *B* nach *C* hervorgerufen werden, verursacht. Wesentlich andere Faktoren scheinen die zweite langgestreckte Auskolkung hervorzurufen. Die Wassermasse, die durch die Durchflußöffnung strömt, hat an deren Ende ihre größte mittlere Geschwindigkeit  $v_2$  erreicht. Im Querschnitt *B* ist der Wassermasse wieder der volle Durchflußquerschnitt freigegeben, und die Geschwindigkeit  $v_2$  vermindert sich allmählich wieder auf  $v$ , d. i. die mittlere Geschwindigkeit des unverbauten Querschnittes. In dem Zwickel *CDF* befindet sich das Wasser in einem der Hauptströmung entgegengesetzten Fließzustand. Die Ausflußgeschwindigkeit  $v_2$  wirkt auf die Wassermasse in *CDF* ein und ruft eine Grundströmung hervor, die ihren Ausgangspunkt in der Pfeilerachse hat und in der Richtung *GH* bzw. *GH'* zu verlaufen scheint. Sie verursacht auf der Flußsohle die bereits im III. Abschnitt untersuchte Auskolkung (vgl. Abb. 18). Sehr anschaulich konnte diese Grundströmung bei einem Versuch an

einem Quadereinbau in der Technischen Hochschule Hannover beobachtet werden<sup>20)</sup>. Stromab eines Strompfeilers treten demnach zwei ganz entgegengesetzte Strömungsbilder auf, einmal die Oberflächenströmung in Richtung *FD* und die Grundströmung in Richtung *GH*.

Läßt man nun den Hinterkopf immer spitzer werden und behält die Form des Vorderkopfes bei, so kann man folgende Beobachtung machen: Die Ablösung stromab der Spitze des Vorderkopfes von den Pfeilerflächen und das Auftreten der Seitenwalzen sind ähnlich wie bei der ersten untersuchten Grundrißform. Durch das Spitzerwerden des Hinterkopfes wird der Zwickel *BDE* in Abb. 19 immer kleiner. Ein Teil der Unterwalzen wird zu Seitenwalzen des Hinterkopfes. Die größte Anlandung scheint den Versuchen nach von einem bestimmten Tangentenwinkel ab nicht mehr stromab des Pfeilers, sondern an den Seitenflächen des Hinterkopfes aufzutreten und entfernt sich von dem Ende des Pfeilers immer mehr stromab. Bei einem spitzen Hinterkopf wurde auch eine Grundströmung beobachtet; ihre Ausgangsstelle liegt bei solchen Hinterköpfen nicht mehr in der Pfeilerachse, sondern an den Seitenflächen des Hinterkopfes. Der Abstand dieser Stelle vom Ende des Pfeilers scheint mit abnehmendem Tangentenwinkel immer größer zu werden, während sich die Kolkentiefe stromab in der Pfeilerachse immer mehr vermindert (Abb. 7, Kurve *a*). Die spitze Ausbildung des Hinterkopfes bewirkt eine Verminderung des erniedrigten Druckes hinter dem Pfeilereinbau und eine Verkleinerung der Auskolkung.

Man konnte an einem aus Halbkreisen gebildeten Vorderkopf beobachten, daß sich die Wasserfäden an seine Seitenflächen anschmiegen. Bei spitzen Vorderköpfen werden einmal die Stromfäden in der Richtung der Pfeilerachse weniger stark abgelenkt, und andererseits rückt der Ablösungsbereich *A* (Abb. 19) stromab. Die Strecke *AB* wird kürzer und die Breite der Wasserwalzen kleiner. Dieselbe Beobachtung machte Rehbock bei seinen Untersuchungen. Dadurch daß sich die Strömung an die Seitenflächen des Vorderkopfes anschmiegt und sich erst eine gewisse Strecke stromab von dem Pfeiler ablöst, fällt die auflandende Tätigkeit der Seitenwalzen an dieser Strecke der Vorderkopfflächen fort. Mit spitzer werdendem Vorderkopf wird zwar die Auskolkung flacher, dafür aber langgestreckter.

Ähnliche Strömungserscheinungen zeigt ein schräg angeströmter Pfeiler (Abb. 20). An der Luvsseite werden die Stromfäden stark abgelenkt. Eine Ablösung von der Pfeilerfläche findet nicht statt. Der Ablösungswinkel stromab des Hinterkopfes beträgt rd.  $6^\circ$ . Die charakteristischen Merkmale einer Grundströmung am Hinterkopf konnten hier nicht beobachtet werden, da die Sohle von der auftretenden Strömung stark angegriffen wird. Auf der Leeseite des Pfeilers lösen sich die Stromfäden nahezu an der Spitze des Vorderkopfes von den Seitenflächen ab. Diese Ablösung wird wohl durch die hohe Eintrittsgeschwindigkeit hervorgerufen, die bei der Betrachtung des Aufstaus bereits erwähnt wurde. Die Wasserfäden breiten sich stromab fächerförmig unter Ablösungswinkeln von rd.  $6^\circ$  aus. In dem Zwickel zwischen der Pfeilerfläche und der Hauptströmung wurden

<sup>18)</sup> Rehbock, Brückenstau und Walzenbildung. Bauing. 1921, S. 341.

<sup>19)</sup> R. Winkel, Hydromechanische Energieumwandlung. Bautechn. 1926, S. 455, Abb. 1.

<sup>20)</sup> Hinderks, Grundströmung und Geschlebebewegung an umflossenen Strompfeilern. Bautechn. 1928, S. 133, Abb. 9 a. a. O. und auch Abb. 6 a. a. O.



Wasserwalzen mit senkrechter Achse beobachtet, die das ausgekolkte Material hier auflanden (Abb. 13).

Wesentlich andere Strömungserscheinungen wurden an der „Fischform“ beobachtet. Betrachtet man zunächst diese Form mit dem stumpfen Kopfe stromauf. Die Wasserfäden schmiegen sich an der Bogenform des Vorderkopfes an und lösen sich an dessen Ende von den Seitenflächen ab (Abb. 21). Sie fließen angenähert in der Hauptströmungsrichtung eine Strecke stromab, um sich dann bei dieser Grundrißform von dieser unter einem Winkel von rd.  $2,5^\circ$  abzulösen (gegenüber  $6^\circ$  der vorher untersuchten Grundrißform). Es bildet sich hier ein Zwickel zwischen den Seitenflächen und der Strömung, in dem sich Seitenwalzen entwickeln. Das Material, das am Vorderkopfe ausgekolkte wurde, wird durch diese Walzen unmittelbar stromab des Kolktes wieder aufgelandet (Abb. 15). Die Flußsohle an den Seitenwänden erleidet stromab keine merkliche Veränderung. Eine Grundströmung zeichnet sich als ein kaum wahrnehmbarer Kolktrand von der Flußsohle ab.

Stellte man nun den spitzen Kopf der Strömung entgegen, so konnte beobachtet werden, daß die Wasserfäden in der ganzen Länge der Seitenflächen des Vorderkopfes angeschmiegt bleiben und sich erst am Hinterkopf abzulösen beginnen. Die Eintrittsgeschwindigkeit  $v_1$  ist nicht wesentlich größer als  $v_0$ . Das an der Spitze des Vorderkopfes ausgekolkte Material wird unmittelbar stromab des Kolktes wieder angelandet, also durch die Strömung nicht mit fortgeführt. Die immer größer werdende Durchflußgeschwindigkeit wirkt erodierend auf die Flußsohle der gesamten Öffnung ein. Diese Einwirkung nimmt stromab zu und erreicht ihren Größtwert im Übergang vom Vorder- zum Hinterkopf (Abb. 15). Im Ablösungsbereich können dann wiederum Anlandungen beobachtet werden. Die Strömungsvorgänge an einem Vorderkopf mit einem Tangentenwinkel von  $29^\circ$  sind ähnlich. Stromab des Hinterkopfes der „Fischform“ wurde ein Ablösungswinkel von rd.  $6^\circ$  ermittelt; die Wirkung einer Grundströmung konnte ebenfalls beobachtet werden.

#### V. Die Verhinderung der Auskolkung durch den Einbau von Grundschwellen und durch besondere Querschnittgestaltung des Vorderkopfes.

Engels schlug als Schlußfolgerung aus seinen Versuchen an Strompfellern neben der Steinpackung um den Pfeiler noch den Einbau von Grundschwellen bei leicht beweglichen Flußsohlen stromab des Pfeilers vor. Er hebt noch besonders hervor, daß die stromaufwärts wirkende Spiegelerhebung ein Durchfahren der Brückenöffnung erleichtert. Diesem Vorschlage folgend, wurden in die Durchflußöffnungen nacheinander an drei verschiedenen Stellen Grundschwellen von jeweils der gleichen Höhe eingebaut. Die Krone der Grundschwellen lag 3 cm über  $\pm 0$  und betrug rd.  $\frac{1}{3}$  der gesamten Wassertiefe des ungestauten Flusses. Zunächst wurde die Grundschwelle am Ende des Vorderkopfes eingebracht. Es konnte eine langgestreckte Auskolkung von der Spitze des Vorderkopfes an bis zu der Grundschwelle beobachtet werden (Abb. 23). Es entstand zwar durch den Aufstau des Wasserspiegels eine Verringerung des Gefälles; eine Absenkung des Wasserspiegels in der Mitte der Durchflußöffnung wurde aber durch diese Lage der Grundschwelle nicht verhindert. Das die Grundschwelle überströmende Wasser verursachte durch die im Sturzbett auftretenden Wasserwalzen stromab der Grundschwelle einen ziemlich tiefen Kolk, der einen Teil der Seitenflächen des Pfeilers freilegt. Die Grundschwelle wurde im zweiten Versuch am Anfange des Hinterkopfes eingebaut. Die Auskolkung an der Spitze des Vorderkopfes war geringer als bei Stellung 1. Die Anspannung des Wasserspiegels in der Durchflußöffnung verringerte das Quergefälle gegenüber der vorigen Stellung. Stromab der Grundschwelle konnten tiefe Auskolkungen, die durch die Wasserwalzen des überströmenden Wassers erzeugt wurden, beobachtet werden. Die Kolkentiefe war in der Mitte der Durchflußöffnung  $M$  größer als in der Pfeilerachse  $P$ . Die tiefste schalenförmige Auskolkung  $T$  wurde in der Fluchtlinie der Pfeilerwände gemessen. Als dritte Stellung wählte man das Ende des Pfeilers. Dicht am Hinterkopfe wurde durch den ganzen freien Durchflußquerschnitt eine Grundschwelle gezogen. Die Auskolkungen am Vorderkopfe sowie an den Pfeilerwänden waren in dieser Stellung zu einem Minimum geworden. Die Auskolkung im Sturzbett der Grundschwelle hatte in der Mitte der Durchflußöffnung  $M$  die gleiche Tiefe wie in der zweiten Stellung. Die Auskolkung in der Pfeilerachse  $P$

hatte jetzt ein Höchstmaß erreicht. Zu den kolkenden Kräften des überströmenden Wassers addieren sich in dieser Stellung noch andere, die durch die Strömungsvorgänge am Pfeiler ausgelöst werden. Diese Stellung war die erreichbar günstigste. Die tiefe Auskolkung stromab der Grundschwelle (Sturzbett) macht aber diese Stellung wie die zweite wegen der großen Gefährdung des Hinterkopfes für eine praktische Anwendung unmöglich. Aus diesem Grunde wurde die Grundschwelle eine Strecke (0,575 l) stromab des Hinterkopfes eingebaut (Abb. 24). In dieser Stellung sollte auch der Einfluß der Höhenlage der Grundschwellenkrone auf die Auskolkungen am Pfeiler und stromab der Grundschwelle in vier verschiedenen Lagen näher untersucht werden. Bei der ersten Grundschwellenhöhe, obwohl sie etwas größer war als die der ersten Stellung, zeigten sich hier größere Auskolkungen am Vorderkopfe des Pfeilers. Mit abnehmender Grundschwellenhöhe nimmt die größte auftretende Kolkentiefe am Vorderkopf des Pfeilers zu, die Auskolkung im Grundschwellensturzbett dagegen sehr stark ab. Die Kolkweite  $r$  nimmt zu, ein ähnliches Verhalten zeigt die seitliche Kolkweite  $r_s$ . Bei einer Grundschwellenhöhe von  $\pm 0$  über der ursprünglichen Flußsohle hat die Kolkentiefe und die seitliche Kolkweite angenähert dieselbe Größe erreicht wie bei dem Versuch ohne Grundschwelle. Die Anspannung des Wasserspiegels durch diese zuletzt untersuchte Grundschwelle bewirkt nur eine Verminderung des Gegengefälles am Vorderkopf in der Pfeilerachse und damit eine Verkleinerung der Wirkung der dadurch hervorgerufenen Wasserwalze. Bei den anderen Höhenlagen der Grundschwelle ist die Wirkung eine ähnliche. Die Wirkung des seitlichen Quergefälles ist bei der Höhe  $\pm 0$  unverändert geblieben gegenüber der des Versuches ohne Grundschwelle.

Auf Grund der Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen wurde nun dem Vorderkopf eine von den bisher gebräuchlichen Grundrißformen völlig abweichende Gestalt gegeben und die Auskolkung an einem solchen Strompfeiler näher untersucht. Die obere Begrenzungslinie des Vorderkopfes (30 cm über der Flußsohle) wurde aus Kreisbogen gebildet, die einen Tangentenwinkel von rd.  $135^\circ$  aufwies (Abb. 25). Die Grundrißfläche unmittelbar an der Flußsohle hatte langgestreckte Kurven als Seitenbegrenzung und bildete einen Tangentenwinkel von rd.  $76^\circ$ . Dadurch erhielt man an der Spitze des Vorderkopfes einen Anzug von oben nach unten von rd. 1:2,5 und windschiefe Seitenflächen des Vorderkopfes. Der vordere Teil des Pfeilers bekam dadurch eine eigenartige Gestalt, die vielleicht mit der eines Schneepfluges verglichen

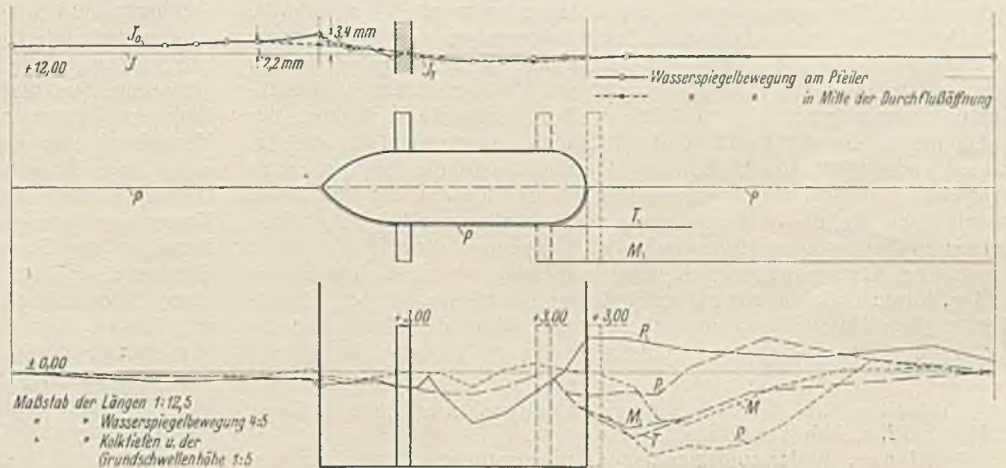


Abb. 23.

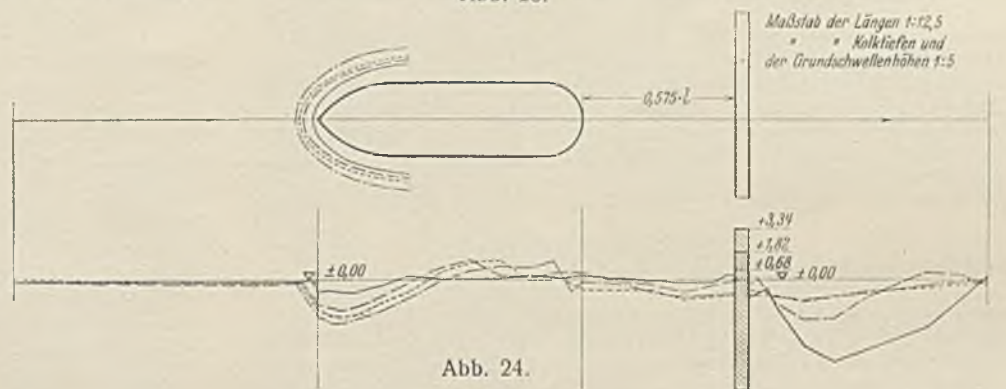


Abb. 24.

werden kann. An der Stelle, an der der Wasserspiegel den Vorderkopf schnitt, betrug der Tangentenwinkel rd.  $83^\circ$ . Die Frage liegt nun nahe, welcher Tangentenwinkel die Kolkentiefe und -weite beeinflusst. Aus Abb. 5 entnimmt man für einen Tangentenwinkel von rd.  $83^\circ$  eine Kolkentiefe von 2,4 cm und für  $76^\circ$  eine solche von 2 cm. Die gemessene Kolkentiefe betrug nur 1,55 cm. Dies ist aber nach derselben Kurve angenähert die geringste Kolkentiefe, die man bei einer Pfeilergrundrißform mit spitzem

Vorderkopf erhalten kann. Wesentlich andere Größen weisen die beiden verschiedenen Kolkweiten auf. Vor der Spitze des Vorderkopfes in der Pfeilerachse ist der Kolkrand nicht mehr scharf ausgeprägt. Die Flußsohle beginnt sich schon in einer größeren Entfernung steiler als bei den anderen Versuchen abzusenken (vgl. diese Stelle in Abb. 3). Auch die seitliche Kolkweite hat sich gegenüber der, die sich bei einem Tangentenwinkel von  $83^\circ$  zeigte, vergrößert. Die Tiefenwirkung der kolkenden Wasserwalzen mit waagrechter Achse am Vorderkopfe wurde durch diese Gestaltung des Vorderkopfes in eine Flächenwirkung umgewandelt. Eine Sicherung gegen flachkolkende Walzen ist baulich leichter möglich als gegen tiefkolkende.

#### VI. Schlußfolgerungen.

1. Der Stau durch einen Strompfeiler, der in der Praxis wegen seiner Stauhöhe besonders für die Anlieger am Flußufer von Bedeutung ist, dürfte im allgemeinen überschätzt werden. Die Größe der Stauhöhe, des Aufstaus und damit die der Absenkung  $s_a$  dürfte wohl für einen Fluß mit Geschiebebewegung nur näherungsweise bestimmt werden können, da die Stauhöhe durch die entstehenden Auskolkungen bzw. Anlandungen bald stark beeinflusst wird. Andererseits darf aber die Wirkung der kolkenden Kräfte niemals außer acht gelassen werden. Ihre zerstörende Wirkung läßt ein Beispiel aus der Praxis erkennen.<sup>21)</sup> An der Brücke des Untergrabens der bereits erwähnten Waldecker Talsperre wurde nach einem Hochwasser, das mit einer mittleren Geschwindigkeit von 4 bis 5 m/sek abfloß, am rechten Brückenpfeiler ein Kolk festgestellt, der 1,5 m unter die Gründungssohle hinunterragte, obgleich die Sohle des Grabens aus festem Tonschiefer ausgesprengt war. Die Pfeiler der schrägen Brücke standen in der Strömungsrichtung und waren hintereinander gestaffelt. Diese Anordnung verursachte an dem zuerst angeströmten Pfeiler ebenso gefährliche Kolkerscheinungen, wie sie an schräg in die Strömungsrichtung gebauten auftreten.

2. Die Strömungsvorgänge an umströmten Strompfeilern sind stark von der Grundrißform abhängig. Bei geschleppten Pfeilermodellen treten andere Strömungsvorgänge auf, so daß es kaum möglich sein dürfte, auf Grund von Schleppversuchen Schlußfolgerungen auf Kolkversuche quantitativer Natur zu ziehen.<sup>22)</sup> Quantitative Untersuchungen können am einfachsten durch Einbau von größeren Pfeilermodellen in Modellflüssen vorgenommen werden. Diese Modellflußsohle muß aber der sedimentären Zusammensetzung der Flußsohle entsprechen, für die der Einbau geplant ist. Der Berechnung der Modellmaßstäbe muß noch eine besondere Untersuchung vorausgehen. Aus den Kurven der Abb. 5 usf. könnte dann jeweils die Veränderung der Auskolkungen bei verschieden geformten Vorder- bzw. Hinterköpfen entnommen werden.

3. Die Steinpackung, die Engels bereits vor rd. 40 Jahren vorschlug, dürfte nach wie vor bei wenig beweglicher Sohle als der sicherste Schutz gegen Unterspülung angesehen werden. Wird der Pfeiler von der Strömung schräg angeströmt, dann kann, wie im vorstehenden gezeigt

<sup>21)</sup> Soldan, Über die Berechnung des Brückenstaus, Ztrbl. d. Bauw. 1918, S. 422, s. Abb. 1 u. 2 a. a. O.

<sup>22)</sup> Eisner, Widerstandsmessungen an umströmten Zylindern von Kreis- und Brückenpfeilerquerschnitt. Berlin 1929, S. 98, Fußnote 128.

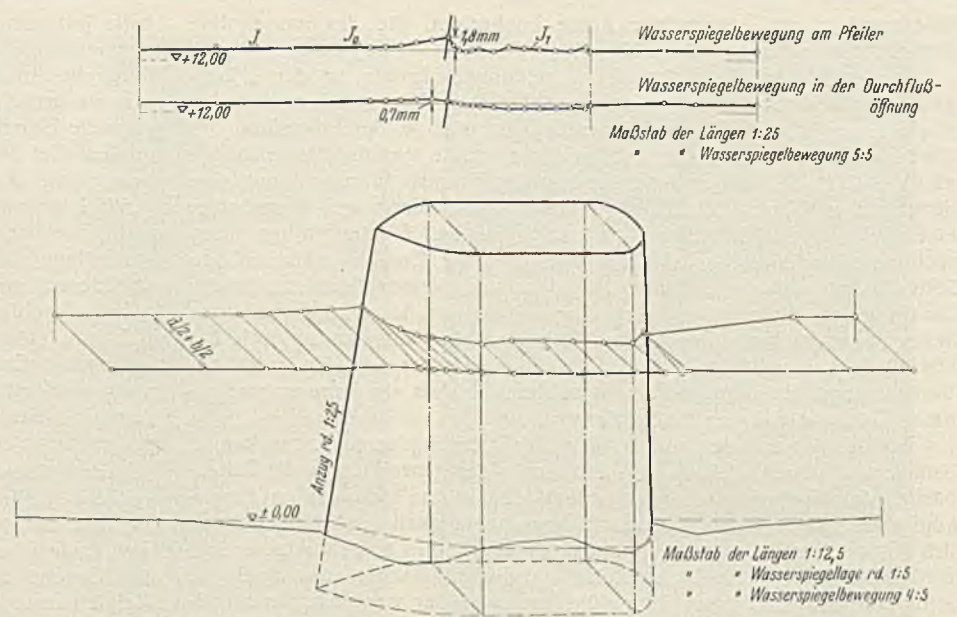


Abb. 25.

wurde, dieser Schutz unwirksam und die Standsicherheit des Pfeilers gefährdet werden. Aus diesem Grunde sind bei der Regelung eines Flusses die bereits eingebauten Strompfeiler besonders sorgsam zu berücksichtigen.

4. Bei stark beweglicher Sohle könnte wohl der Einbau einer Grundschwelle mit Rücksicht auf die günstige Wirkung für die Auskolkungen am Vorderkopf empfohlen werden. Es ist aber zu bedenken, daß eben bei solchen Flußsohlen der Boden des Sturzbettes der Grundschwelle fast kaum so gesichert werden kann, daß deren Unterspülung und damit ihr Einsturz verhindert wird.

5. Als bessere Sicherung kann entweder diese hier vorgeschlagene Form des Vorderkopfes gewählt werden, oder man gestaltet den Vorderkopf so spitz, daß die Auskolkungen stromauf des tragenden Pfeilergrundrisses liegen. Den Auskolkungen im ersten Falle kann durch eine ausgedehnte flache Steinpackung begegnet werden. Für den zweiten Fall können dreierlei Möglichkeiten vorgesehen werden. Man baut z. B. auf einer Senkkastengründung den Vorderkopf bis etwas über den höchsten Wasserstand so spitz als möglich aus und gibt darüber dem Vorderkopf eine stumpfere Form aus Kreisbogen. Im anderen Falle rammt man stromauf der Spitze des Vorderkopfes, dem man hier eine ziemlich stumpfe Grundrißform geben kann, einen spitzen dreieckförmigen Kasten aus Eisenspundwänden als Vorkopf, der an den Enden kurvenförmig in die Fluchtlinie übergeht. Der Kasten muß das HHW etwas überragen, er kann mit beliebigem Füllmaterial ausgestampft und mit einer Betonschicht abgedeckt werden. Der dritte und bautechnisch schwierigste Fall ergibt sich bei der Gründung in offener Baugrube. Man rammt die Spundwände am Vorderkopf der Baugrube so, daß sie nach Fertigstellung des Pfeilers nicht gezogen werden müssen und einen Vorkopf wie im zweiten Fall liefern.

6. Aus wasserbautechnischen Gründen sind weitgespannte Brücken mit wenigen und möglichst schlank gestreckten Strompfeilern stets zu bevorzugen.