PIANC•AIPCN
Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen

18.
Internationaler Schifffahrtskongress

Rom / Italien (1953)
Deutsche Beiträge

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Fragen:

Frage 1: Wasserläufe mit starken Hochwassern und großen Wasserstandsunterschieden (Flüsse und Kanäle).

1 a: Schiffahrt bei hohen Wasserständen

Bestimmung des höchsten Schiffahrtswasserstandes, insbesondere an kanalisierten Flüssen.

Von Dr.-Ing. Martin Eckoldt,
Regierungsbaurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Stuttgart.

Zusammenfassung: An den meisten Flüssen muß die Schiffahrt bei Hochwasser eingestellt werden; als Grenze gilt der höchste Schiffahrtswasserstand (HSW). Maßgebend für seine Festsetzung sind an freien Flüssen Rücksichten auf die Ufer, die durch den Wellenschlag gefährdet sind, an kanalisierten Flüssen dagegen die Schwierigkeiten, die die Strömung, besonders im Oberwasser der Schleusen, der Schiffahrt bereitet. Die HSW müssen vor der Kanalisierung berechnet werden, da sie die Planung beeinflussen. Die am kanalisierten Neckar gesammelten Erfahrungen werden für neue Kanalisierungen nützlich sein können.

Literatur.

(1) Heim, Feste Brücken und Schiffsbrücken über den Rhein. Die Wasserwirtschaft 40 Seite 241 (Mai 1950).

(2) Der Rhein, Ausbau — Verkehr — Verwaltung. Herausgegeben von der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Duisburg. »Rhein« Verlagsgesellschaft Duisburg 1951.

(3) Schiffahrt-Polizeiverordnung für das deutsche Rheinstromgebiet vom 18. Januar 1939.

(4) Deutsche Binnenschiffahrt-Polizeiverordnung vom 12. April 1939.

Gliederung:
A. Die Einstellung der Schiffahrt auf freien Flüssen bei Hochwasser.
B. Besonderheiten kanalisierter Flüsse.
C. Die Berechnung des höchsten Schiffahrtswasserstandes im Kanalisierungsentwurf.
D. Die Festsetzung des höchsten Schiffahrtswasserstandes nach der Kanalisierung.
E. Die Festsetzung des höchsten Schiffahrtswasserstandes in den einzelnen Flußstrecken, besonders im Oberlauf.

A. Die Einstellung der Schiffahrt auf freien Flüssen bei Hochwasser.*)

In den letzten Jahrzehnten sind mehr und mehr auch kleinere Flüsse durch Kanalisierung der Großschiffahrt zugänglich gemacht worden. Es hat sich dabei gezeigt, daß die Erfahrungen, die man an freien Flüssen mit der Schiffahrt bei Hochwasser gemacht hat, auf sie nicht ohne weiteres übertragen werden können. Diese Besonderheiten sollen im folgenden näher untersucht werden. Zum rechten Verständnis ist jedoch nötig, vorher einen Blick auf die Verhältnisse an den freien Flüssen zu werfen.

*) Dieser Abschnitt wurde verfaßt unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. Schoppe, Regierungs- und Baurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mainz.

1. In früheren Zeiten mußten die Schiffer die Fahrt bei Hochwasser unterbrechen, bei der Bergfahrt, weil die überfluteten Leinpfade von den Zugtieren nicht mehr begangen werden konnten, bei der Talfahrt, weil die Fahrt bei der starken Strömung durch Krümmungen und Hindernisse gefährlich wurde; außerdem veränderte sich bei Hochwasser oft das Fahrwasser und konnte wegen Auseruferung nicht mehr erkannt werden. Vielfach waren auch die Durchfahrtshöhen der Brücken zu gering.

2. Die Schleppschiffahrt mit Dampfschiffen, die sich seit etwa 1835 zu entwickeln begann, machte den Schiffsbetrieb von den Leinpfaden unabhängig und erhöhte die Schleppkraft so, daß die Fahrt bei weit höheren Wasserständen als bisher noch möglich war. Dafür trat jetzt der Nachteil in Erscheinung, daß die von den Schleppdampfern aufgeworfenen Wellen bei hohen Wasserständen auf den dann überschwemmten Vorländern und an Gebäuden große Verheerungen anrichteten, und dies um so mehr, als die Schleppzüge, um der stärksten Strömung auszuweichen, in der Nähe des Ufers fuhren. Besonders nachteilig, ja gefährlich war dies dort, wo Deiche die Ufer bildeten. So mußten Wasserstände festgesetzt werden, bei deren Erreichen die Schiffahrt eingestellt werden muß (höchster Schiffahrts-Wasserstand HSW). Am Rhein wurde er erstmals 1850, und zwar auf 5 m über dem mittleren Wasserstand, festgesetzt (1). Jetzt setzt man den HSW in Anpassung an die örtlichen Verhältnisse als Wasserstand an geeigneten Pegeln, sogenannten Richtpegeln, fest. Vielfach werden daneben noch niedrigere Wasserstände angegeben, bei denen die Schiffahrt mit Rücksicht auf die Ufer bereits gewissen Beschränkungen unterliegt. Es ergeben sich dann zwei oder drei Marken, von denen die höchste den HSW bedeutet. So müssen die Schiffe nach § 119 der jetzt gültigen »Schiffahrt-Polizeiverordnung für das deutsche Rheingebiet« vom 18. Januar 1939 (3) bei Marke I möglichst Strommitte einhalten oder, wenn das nicht möglich ist, die Fahrgeschwindigkeit soweit herabsetzen wie nötig ist, damit die Ufer und die Bauwerke am Ufer nicht beschädigt werden; bei Mark II (HSW) ist die Schiffahrt außer dem Übersetzen verboten. Auf anderen Flüssen wird außer dem HSW vorgeschrieben, daß bei höheren Wasserständen zu Tal nur so schnell gefahren wird, wie zur sicheren Steuerung notwendig ist, oder es wird die zulässige Geschwindigkeit angegeben (4). Die Marken selbst werden am Rhein für 18 Richtpegel angeführt, deren durchschnittlicher Abstand 41 km beträgt. Der Höhenabstand zwischen den Marken I und II ist oberhalb Straßburgs Null und wächst flußabwärts bis auf 2,10 m; er richtet sich nach Form und Besiedlung der Ufer. Zwischen zwei Richtpegeln gilt für die Bergfahrt der obere, für die Talfahrt der untere dieser Richtpegel. Oberhalb Maxau ist der zuständige Richtpegel nach Teilstrecken festgesetzt.

3. Über die Fragen, wie oft die beiden Marken an den zwei wichtigsten Richtpegeln des Rheins erreicht werden und wie hoch sie liegen, gibt nachstehende Tabelle Aufschluß; sie beruht auf Angaben der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mainz für die Jahresreihe 1916 bis 1951.

Richtpegel	Caub		Maxau	
Marke	I	II	I	II
Wasserstand cm am Pegel	460	640	670	720
Überschritten in % der Jahre	81	22	53	28
Überschreitungstage pro Jahr (i. M.)	10,7	1,14	2,72	0,92
Größte Zahl der Überschreitungstage	51	14	15	9
im Jahr	1940	1920	1945	1945
MHW (Mittlerer Hochwasserstand)	545		685	

Eingestellt wird mithin die Schiffahrt (Marke II) in Caub und Maxau etwa gleich oft (an rund einem Tag im Jahr); beschränkt (Marke I) wird sie in Caub viel häufiger als in Maxau. Der zum Vergleich angegebene mittlere Hochwasserstand MHW liegt an beiden Pegeln zwischen den Marken I und II.

An anderen Flüssen Deutschlands wird der HSW durchschnittlich an etwa 3 bis 6 Tagen überschritten.

4. Die Schiffahrt stellt den Betrieb bei Erreichen des HSW nur ungern ein. Gezwungen ist sie dazu allenfalls, wenn die Brücken keine genügende Durchfahrtshöhe besitzen. Am Rhein weisen die meisten Brücken 9, 10 m Lichthöhe über Marke II auf; die Durchfahrtshöhe ist also auch für große Radschlepper (mit umgelegten Schornsteinen) und für leere Kähne sehr reichlich. Die Schiffahrt weiß sich aber auch an geringere Lichthöhen anzupassen, indem die Aufbauten abgenommen werden; auch werden neue Schiffe niedrig gebaut. An einigen, besonders an den niedrigen Brücken, sind — meist auf der Unterstromseite — Umkehrpegel angebracht, die von oben nach unten beziffert sind, so daß die Bergschiffahrt einen Anhalt über die ungefähre lichte Durchfahrtshöhe hat. Die Überschwemmungen des Vorlandes geben immer weniger Grund, die Schiffahrt einzustellen, da sich viele Ströme infolge von Regulierungen eintiefen und stellenweise auch noch Deiche gebaut werden. Kleinere Ausuferungen sind bei genauer Ortskenntnis nicht hinderlich. Ähnlich ging es mit der Behinderung durch die Strömungsgeschwindigkeit. In der Absicht, die Fahrt zu beschleunigen und auch Stromstrecken mit starker Strömung zu befahren, wurden die Schiffe mit immer stärkeren Maschinen ausgerüstet. Auf der seit 1904 der Schiffahrt wieder erschlossenen Rheinstrecke Basel-Straßburg muß für eine Tonne Nutzlast 1 PSi Schleppkraft aufgewendet werden, während auf den übrigen Strecken des Rheins bei normalen Wasserständen mit 1 PSi 2,5 bis 8 t Nutzlast geschleppt werden können. Da diese Schiffe also auf den Stromstrecken mit geringerer Strömung auch bei Wasserständen über Marke II noch fahren könnten, ohne daß der Betrieb unwirtschaftlich würde, und ein Anreiz besteht, die Zeit voller Ablademöglichkeit auszunützen, kann die Einstellung der Schiffahrt bei Hochwasser vielfach nur durch Zwang erreicht werden. Aus eigener Initiative wird die Fahrt eingestellt, wenn der durch die Strömung verursachte Mehraufwand an Betriebskosten und die erhöhte Gefahr, besonders bei der Talfahrt durch Brücken, höher eingeschätzt werden als der Gewinn an Zeit. Wieweit das der Fall ist, hängt von der Bauart des Schiffes, von der Einstellung des Kapitäns und von der Wirtschaftslage ab.

B. Besonderheiten kanalisierter Flüsse.

An kanalisierten Flüssen herrschen Verhältnisse, die von den bisher geschilderten in mehrfacher Hinsicht abweichen. Sie werden am Beispiel des Neckars erläutert, dessen Kanalisierung von Mannheim bis Heilbronn (112 km) seit 1935 vollendet, von Heilbronn bis Plochingen (92 km) in Bau ist; dieser Fluß eignet sich hierzu besonders, weil er infolge hohen Talgefälles (zunehmend von etwa 0,6 auf 1,7 ‰) und geringer Wasserführung (bei Plochingen bei mittlerem Niedrigwasser 9,25 m³/s, bei mittlerem Hochwasser 3,96 m³/s) im Verhältnis zur natürlichen Wassertiefe sehr hoch aufgestaut werden mußte und daher die Eigenarten der Kanalisierung im Unterschied zu denen des freien Flusses besonders deutlich hervortreten. Aus diesem Grunde gibt es z. B. am Neckar auch nicht wie am Main, der Oder usw. eine Schiffahrt bei geöffneten Wehren, also auf einem wieder »frei« gewordenen Fluß. Als Kennzeichen für die Einstellung der Schiffahrt empfiehlt es sich hier, an Stelle der Wasserstände, die durch den Anstau künstlich verändert werden, den zugehörigen Abfluß (HSQ) zu verwenden.

Die Unterschiede zum freien Fluß liegen in folgendem.

1. Der Wasserspiegel schwankt am freien Fluß sehr stark (z. B. stieg auf der schon vor der Kanalisierung schiffbaren Neckarstrecke — am Pegel Diedesheim, 31 km unterhalb von Heilbronn — der HSW 2,73 m, der MHW 4,38 m über MNW an). Am kanalisierten Fluß dagegen wechseln die durch die Wehre in einer Mindesthöhe gehaltenen Wasserstände nur wenig, in den unteren Teilen der Haltung gar nicht mehr; die zu schützenden Uferstreifen sind also bei normaler Böschungsneigung schmal. Auch ist der Uferangriff geringer, da die Fahrgeschwindigkeit mit Rücksicht auf die Enge des Fahrwassers und die scharfen Krümmungen begrenzt ist (auf 12 km/Std. (3) § 191). Die Rücksicht auf die Ufer verliert also an Bedeutung.

2. Dagegen wachsen die Schwierigkeiten der Schiffahrt bei Hochwasser. Während sich am freien Flusse die Schwankungen des Abflusses vor allem im Wasserstand, also im Querschnitt F auswirken, die Fließgeschwindigkeiten v sich aber nur wenig ändern, bleibt F am kanalisierten Fluß nahezu gleich und v ändert sich stark. Die Stärke der Schlepper muß sich aber aus wirtschaftlichen Gründen nach den meist vorhandenen geringen Fließgeschwindigkeiten richten. So versagen die Schlepper bei Hochwasser, obwohl die Fließgeschwindigkeit an den ungünstigsten Stellen nur etwa 1,7 m/s erreicht; diese Geschwindigkeit wird am Rhein auch bei Niedrigwasser fast überall überschritten. Mit 1 PSi Schleppkraft wird übrigens am Neckar 6 bis 8 t Nutzlast geschleppt, etwa soviel wie auf dem Rhein von Rotterdam bis Ruhrort und von Bingen bis Mannheim; zwar ist die Fließgeschwindigkeit auf dem Neckar geringer, dafür sind die Schleppwiderstände je t Nutzlast größer, einmal wegen der geringeren Breite und sodann, weil jeder Schlepper nur einen Kahn im Anhang hat.

Eine weitere Erschwerung der Schiffahrt entsteht bei Hochwasser durch den Einbau der Schleusen, und zwar für die Einfahrt in die Vorhäfen vom Oberwasser her. Die zum Wehr ziehende Strömung ist bestrebt, die Schiffe gegen das Wehr und, wenn sie schon in den Vorhafen eingefahren sind, noch mit dem Heck gegen die Trennmauer zu drücken. Diese Gefahr ist gering bei großer Stauhöhe, weil dann die Fließgeschwindigkeit auch bei HSW klein ist; doch gibt es auch am Neckar aus örtlichen Gründen einzelne Staustufen mit geringer Stauhöhe (Heidelberg 2,60 m). Mißlich ist die Einfahrt in den Oberhafen besonders dort, wo die Schleuse im Inneren eines Bogens liegt, so daß die an der Außenseite des Bogens fahrenden Schleppzüge die Strömung kreuzen müssen. Die geschilderten Gefahren gaben Anlaß, auf dem kanalisierten Neckar nach Erreichen der unteren der beiden Hochwassermarken den Verkehr mit Schiebe- und Ziehbooten zu untersagen; in demselben Sinne ist am kanalisierten Main bei Überschreiten der Marke II für die Talfahrt nur ein Anhang zugelassen ((3) § 238).

Die Überflutung der Vorländer tritt gerade bei HSW ein, da tiefliegende Ländereien bei der Kanalisierung bis zu dieser Höhe aufgehöht werden. Unter den Brücken wird bei der Kanalisierung mindestens 6 m Durchfahrtshöhe über HSW hergestellt; die meisten müssen dabei umgebaut werden, da der Wasserspiegel gehoben wird und die erwähnte Durchfahrtshöhe vorher nicht vorhanden war.

C. Berechnung des höchsten schiffbaren Wasserstands im Kanalisierungsentwurf.

Die völlig veränderten Verhältnisse gegenüber dem Zustand vor der Kanalisierung lassen die Frage entstehen, nach welchen Grundsätzen HSQ festzusetzen ist. Einige der Schiffahrt hinderliche Erscheinungen, nach denen sich HSQ richtet, ließen sich einschränken; z. B. können die Ufer und Brücken im allgemeinen ohne

besonders hohe Kosten noch etwas höher angelegt werden. Im Blick auf die Strömung und auf die Gefahren an den Oberhäfen ist aber ein übermäßig hoher Wert HSQ nicht am Platze. Da die Erschwerungen nicht schlagartig einsetzen, wird in vielen Fällen der Wert HSQ aus der Zeit vor der Kanalisierung brauchbar sein. Ebenso gut könnte er aber auch definiert werden als Abfluß, der an z. B. 3 Tagen im Jahr überschritten wird. Festgesetzt wird er stets von vornherein (z. B. auch am Hochrhein, (2) Seite 45). Entscheidend ist, ob der bei einer höheren Festsetzung zu erzielende Gewinn an Schiffahrtstagen groß genug ist, um die Erhöhung der Baukosten zu rechtfertigen.

Für die Ausarbeitung der Entwürfe müssen die bei HSQ eintretenden Wasserstände HSW schon vor dem Bau berechnet werden. Sie wirken sich auf die Höhe der Uferbefestigungen, der Aufhöhungen, der Schleusenmauern und der Brücken aus. Die Richtpegel, die auch hier notwendig sind, um das Erreichen von HSW anzuzeigen, werden im Unterwasser der Schleusen angelegt, weil dort der Wasserstand am stärksten mit der Wasserführung wechselt. Die HSW der Richtpegel sind also nicht unabhängig voneinander und für die Schiffahrtsverhältnisse einer Flußstrecke charakteristisch, sondern durch HSQ bestimmt. Sie sind aus den Wasserspiegeln zu entnehmen.

Nach diesen Grundsätzen ist auch bei der 1919 in Angriff genommenen Neckarkanalisierung verfahren worden. Als HSQ hat man den Abfluß gewählt, der bei dem alten HSW am Pegel Diedesheim (320 cm) vorhanden war (am Pegel 450 m^3/s). Ober- und unterhalb wurde HSQ entsprechend dem Einzugsgebiet verkleinert und vergrößert. Die Spiegellinien wurden in bekannter Weise mit den neu herzustellenden Flußquerschnitten berechnet, nachdem die Rauhigkeitswerte durch Wasserspiegelmessungen bestimmt worden waren. Nennt man

h_1 den Anstieg des Wasserstandes im Unterwasser der Schleuse, über den hydrostatischen Stauspiegel bei HSW in m und

L die Haltungslänge (km) von der Schleuse abwärts bis zum nächsten Wehr,

so ergab sich im Durchschnitt

$$h_1 = 0{,}117\,L + 0{,}80$$

für Werte L zwischen 3,5 und 14 km.

D. Festsetzung des höchsten schiffbaren Wasserstands nach der Kanalisierung.

Nachdem im Juli 1935 die Teilstrecke Mannheim—Heilbronn des Neckars der Großschiffahrt übergeben worden war, wurden die HSW an den Unterwasserpegeln aller 11 Schleusen festgesetzt, und zwar so, daß sie, den Erfahrungen der Schiffer folgend, dem HSW am Pegel Diedesheim gleichwertig waren. Die hierzu notwendigen Beobachtungen stellte man an den unteren 7 Schleusen an, als der genannte Pegel noch nicht eingestaut war; bei den oberen 4 mußte eine errechnete Erhöhung am Pegel angenommen werden. Die HSW wurde 1937 durch gut sichtbare Marken an den Schleusenvorhäfen bezeichnet. Der Anstieg über den hydrostatischen Stauspiegel ergab sich jetzt an den Schleusen 1 bis 9 (die Schleusen 10 und 11 werden noch zu erwähnen sein) zu

$$h_2 = 0{,}117\,L + 0{,}45$$

Die Abweichungen der tatsächlichen Werte von der Formel sind aus den örtlichen Umständen erklärbar; h_2 ist in den Haltungen größer, die die kleinsten Wasserquerschnitte, die schärfsten Krümmungen und die meisten Brücken besitzen, und umgekehrt.

Die festgesetzten Marken haben sich im ganzen bewährt, d. h. es zeigen sich die oben dargelegten Erscheinungen, die eine Einstellung der Schiffahrt

empfehlenswert machen. Es sei hier erwähnt, daß die Pegel am kanalisierten Main im Unterwasser der Schleusen so gesetzt werden, daß sie beim HSW sämtlich 370 cm anzeigen. Das Maß der Unter- oder Überschreitung läßt sich so besonders leicht übersehen. Am Neckar ist diese Anordnung nicht gewählt worden, weil die Pegel Höhen über NN anzeigen.

Auffällig ist, daß h_2 um durchschnittlich 35 cm kleiner ist als h_1, obwohl doch beiden derselbe Wert HSW am Pegel Diedesheim zugrunde liegt. Offenbar hat man bei der Spiegelberechnung den ungünstigsten der gefundenen Rauhigkeitsbeiwerte verwendet, um auf der sichern Seite zu bleiben, und hat so auch erreicht, daß die Ufer, Brücken usw. nicht zu niedrig angelegt wurden. Um jedoch bei den Brücken unnötig ungünstige Lösungen mit allzu geringen Bauhöhen und steilen Rampen zu vermeiden, empfiehlt es sich, die Rauhigkeitsbeiwerte nicht zu ungünstig anzunehmen oder eine der neuen beiwertfreien Formeln zu verwenden.

E. Die Festsetzung des höchsten schiffbaren Wasserstandes in den einzelnen Flußstrecken, besonders im Oberlauf.

Tage, an denen Schiffahrt nur auf einzelnen Teilstrecken möglich ist, können kaum ausgenützt werden. Die HSW sollten daher am ganzen Fluß ungefähr gleich oft überschritten werden; das würde annähernd geschehen, wenn die HSQ der einzelnen Teilstrecken im Verhältnis der jeweiligen Größe der Einzugsgebiete zu einander stehen.

Für die Schleusen 10 und 11 an der Neckarstrecke Mannheim—Heilbronn wurde HSW 30 cm höher festgesetzt als die gleichwertigen Wasserstände an den anderen Schleusen. Nachteile, etwa zu starke Strömung, haben sich nicht gezeigt, was mit den örtlichen Verhältnissen zusammenhängt; es ergibt sich aber der Vorteil, daß bei anlaufendem Hochwasser die zu Berg fahrenden Schiffe noch den Hafen Heilbronn erreichen können und die Talschiffahrt nach dem Hochwasser früher beginnen kann. Diese Vorteile werden von der Schiffahrt gern genützt.

Es liegt nahe, diesen Grundsatz auch bei der weiteren Fortsetzung der Wasserstraße bis Stuttgart und Plochingen anzuwenden. Dem kommt entgegen, daß dort die Flußquerschnitte im Verhältnis zur Wasserführung immer größer werden, also die Fließgeschwindigkeiten immer mehr abnehmen. Dies gilt einmal für die Mindestquerschnitte in den oberen Haltungsteilen, die dort von den Bedürfnissen der Schiffahrt bestimmt sind; streckenweise (im Gebiet der Stadt Stuttgart auf 21 km Länge) hat auch das hochwasserfrei eingedeichte Flußbett an Stelle des üblichen Doppelprofils ein Trapezprofil erhalten, dessen Sohle (60 m) erheblich breiter als die natürliche Sohle ist. Ganz gering ist die Fließgeschwindigkeit in den unteren Teilen der Haltungen. Die Schwierigkeiten bei der Einfahrt in die Oberhäfen verschwinden also. Die Brücken müssen bei einer hohen Annahme von HSQ kaum höher gelegt werden, da das Fließgefälle in den ziemlich kurzen Haltungen infolge der großen Querschnitte gering ist. Der Fluß ufert aus demselben Grunde auch kaum noch aus. Es steht dem also nichts im Wege, HSQ sehr groß anzunehmen. Viele Schiffahrtstage lassen sich dadurch allerdings nicht gewinnen, da HSW schon im Unterlauf nur an etwa 6 Tagen im Jahr überschritten wird. Die Erhöhung bringt also auch keinen Nutzen, mit anderen Worten: der HSW verliert an Bedeutung. Man kann sagen, der kanalisierte Fluß wird hier zum Kanal, der nebenbei noch als Vorfluter dient, wobei sich diese letztere Eigenschaft nur bei Hochwasser bemerkbar macht.

Abt. I Frage 1b

1. Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Karlsruhe.

Zusammenfassung: An einer Staustufe können beim plötzlichen Ausfall der Maschinen des Kraftwerks Absperrschwalle und -sunke entstehen, die sich in die neben dem Kraftwerk liegenden Vorhäfen und geöffneten Schleusenkammern fortpflanzen und den Schiffahrtbetrieb stören. Durch Schnellsenken der Wehrverschlüsse läßt sich das Ausmaß des Schwalles im Oberwasser und des Sunkes im Unterwasser vermindern.

Es war nicht möglich, die Vorgänge in dem gekrümmten und erweiterten Grundriß des Flusses genügend genau zu berechnen. Sie konnten jedoch an einem wasserbaulichen Modell im Maßstab 1 : 60 einwandfrei verfolgt werden mit dem Ergebnis, daß die Schwallhöhen im oberen Vorhafen und in der Schleusenkammer durch das Schnellsenken auf ein für die Schiffahrt unbedenkliches Maß reduziert werden. Das gleiche gilt für die Sunkwelle im Unterwasser. Es ist hierbei für alle Abflußmengen ein genügendes Absenkmaß an den Wehrverschlüssen erforderlich, das durch die Konstruktion der Verschlüsse und ihren Betrieb erreicht werden kann.

An einer Staustufe mit dem Grundriß der Abb. 1 können durch den plötzlichen Ausfall einer bis sämtlicher vier Maschinen des Kraftwerks Absperrschwalle und -sunke entstehen, die sich in die Vorhäfen und geöffneten Schleusenkammern fortpflanzen und dadurch den Schiffahrtbetrieb stören. Folgende Merkmale der Wasserkraftanlage sind kennzeichnend:

Wehr: 5 Öffnungen von je 27,0 m Weite. Doppelhakenschütze von 11,25 m Konstruktionshöhe. Das Oberschütz kann um 4,00 m gesenkt werden.

Kraftwerk: 4 Turbinen mit einer Vollwassermenge $Q_V = 1300\ m^3/s$.

Schleuse: 180 m lang, 12 m breit.

Abflußmengen: NQ = 400 m³/s, Q beim höchsten Schiffahrtswasserstand = 2500 m³/s, HHQ = 5600 m³/s.

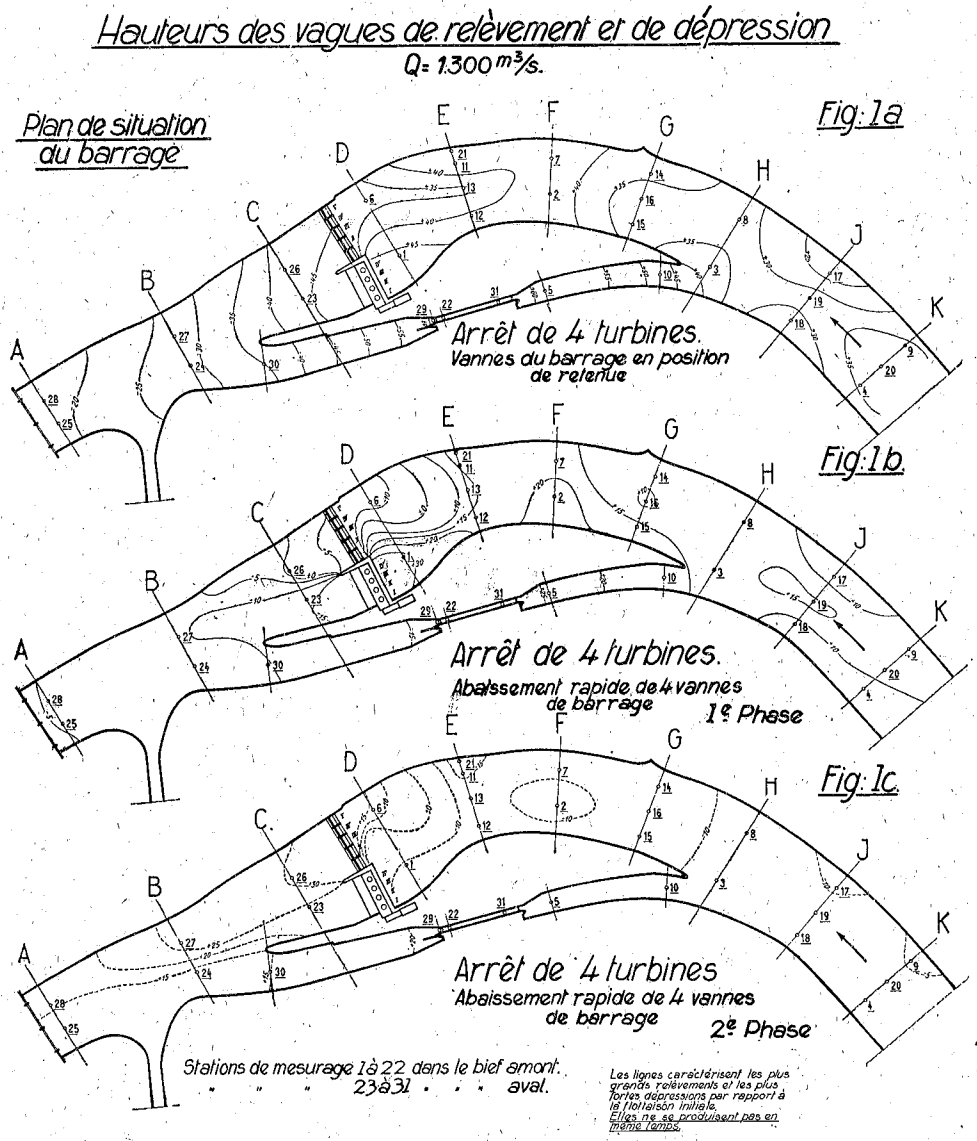
Die Berechnung der Schwall- und Sunkerscheinungen stieß bei dem unregelmäßigen Grundriß der Abb. 1, der Verformungen der Schwallwelle hervorruft, auf Schwierigkeiten. Es wurden daher wasserbauliche Modellversuche im Maßstab 1 : 60 ausgeführt. Die Übertragung der gemessenen Modellwerte in die Natur erfolgt durch das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz, da die Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels bei den Schwall- und Sunkwellen nur durch Trägheits- und Schwerekräfte hervorgerufen werden. Eine Berechnung mit den gebräuchlichen, aus Natur- und Modellmessungen entwickelten Formen für den einfachen Querschnitt K bei einem kennzeichnenden Betriebsfall ergab sehr gute Übereinstimmung der gemessenen mit der berechneten Schwallhöhe.

Für die Feststellung der raschen Wasserstandsänderungen im Modell war ein trägheitsfreies Meßgerät entwickelt. Es übertrug durch elektrische Widerstandsmessung die Bewegungen des Wasserspiegels auf Spiegelgalvanometer mit empfindlichem Ausschlag und registrierte den Verlauf der Schwall- und Sunkwellen durch ein besonderes Schreibgerät.

Die allgemeinen Schwall- und Sunkvorgänge.

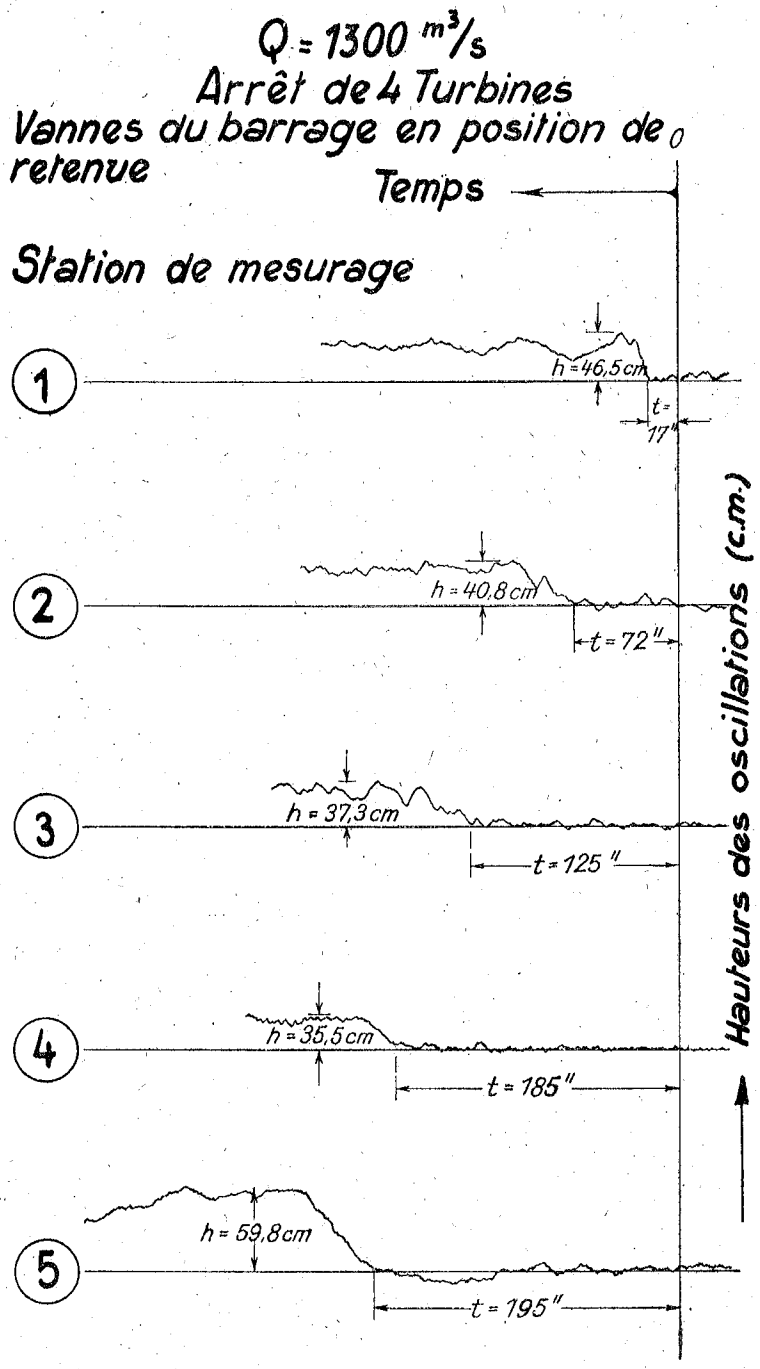
Die Schwallwelle im Oberwasser breitet sich vom Kraftwerk nach allen Richtungen der freien Wasserfläche, seitlich nach dem Wehr und stromaufwärts aus. Dabei nimmt sie im gleichen Maß an Höhe ab wie ihre Frontbreite zunimmt.

Während des Durchlaufens der Stromkrümmung wird die Wellenfront beim Auftreffen auf die Ufer reflektiert. Hieraus und durch die Unterschiede der Laufgeschwindigkeiten in den einzelnen Punkten der Wellenfront ergibt sich ein dauernder Wechsel von Form, Höhe und Richtung der Schwallwelle. Bei der Ein-



Hauteurs des vagues de relèvement et de dépression	Höhen der Schwall- und Sunkwellen
Arrête de 4 Turbines	Ausfall von 4 Turbinen.
Vannes du barrage en position de retenue	Wehrverschlüsse in Staustellung
Abaissement rapide de 4 vannes de barrage	Schnellsenken von 4 Wehrverschlüssen

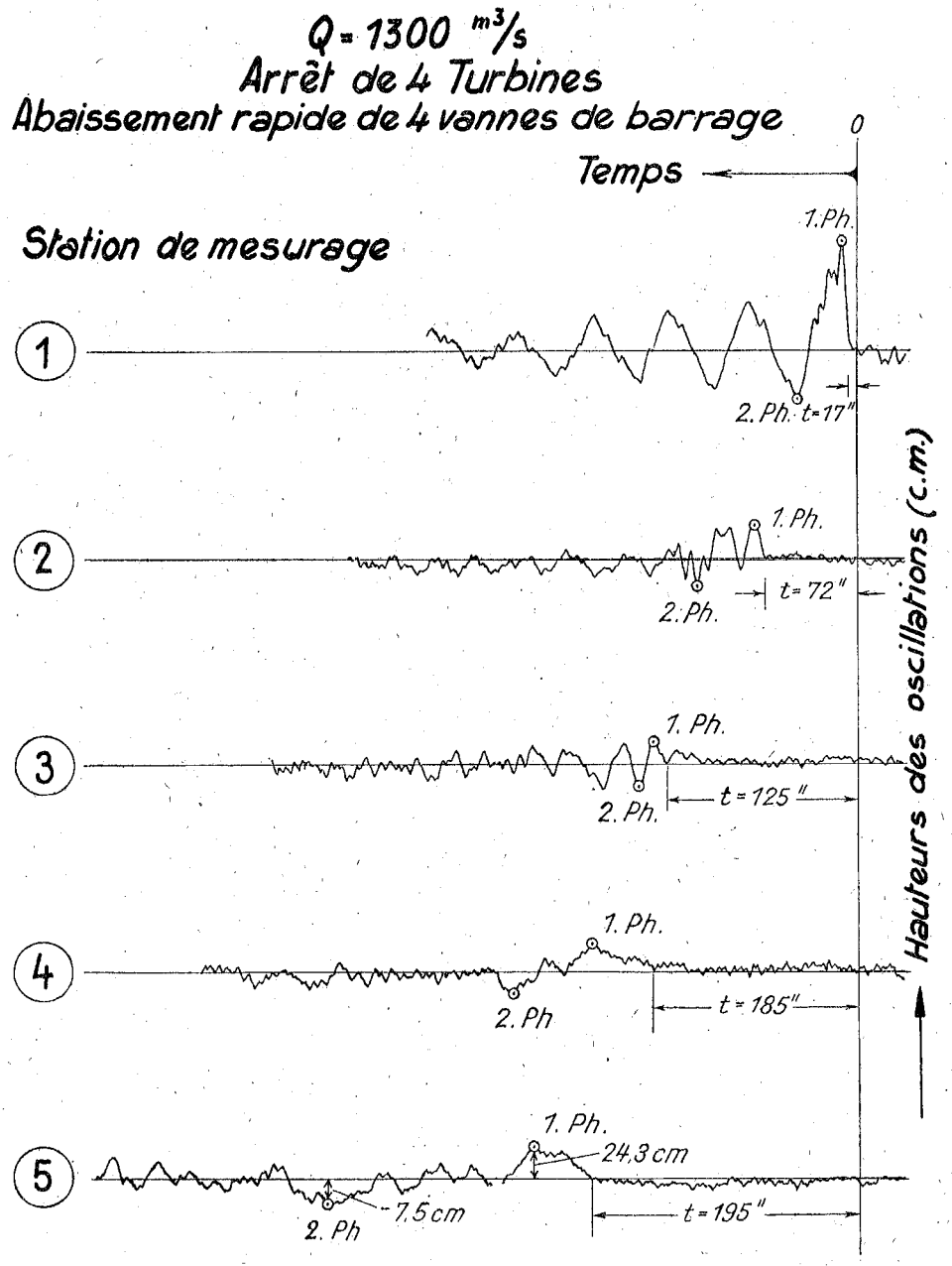
Abb. 1. Höhen der Schwall- und Sunkwellen.



Action des vagues produites par le fonctionnement des centrales hydrauliques sur les mouillages des chenaux navigables. Développement d'une vague de relèvement dans le bief amont
Arrêt de 4 Turbines
Vannes du barrage en position de retenue
Temps
Station de mesurage
Hauteurs des oscillations (c. m.)

Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen
Verlauf einer Schwallwelle im Oberwasser
Ausfall von 4 Turbinen
Wehrverschlüsse in Staustellung
Zeit
Meßpunkte
Schwallhöhen (cm)

Abb. 2. Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen.



Action des vagues produites par le fonctionnement des centrales hydrauliques sur les mouillages des chenaux navigables. Développement d'une vague de relèvement dans le bief amont
Arrêt de 4 Turbines
Abaissement rapide de 4 vannes de barrage
Temps
Station de mesurage
Hauteurs des oscillations (c. m.)

Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen
Verlauf einer Schwallwelle im Oberwasser

Ausfall von 4 Turbinen
Schnellsenken von 4 Wehrverschlüssen
Zeit
Meßpunkte
Schwallhöhen (cm)

Abb. 2. Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen.

fahrt in den oberen Vorhafen erzeugt der Wasserspiegelunterschied zwischen Strom und Vorhafen eine in den Vorhafen einlaufende Schwallwelle, deren Wassermasse der Hebungswelle im Strom entnommen wird und ihre Höhe etwa im Verhältnis von Strom- zu Vorhafenbreite vermindert.

Die Sunkwelle ist den gleichen Ausbreitungs- und Verformungsvorgängen unterworfen wie die Schwallwelle. Da aber die Sunkwelle mit der Strömung und schneller als die Schwallwelle läuft, die sich gegen die Strömung fortbewegen muß, ruft die Sunkwelle im allgemeinen geringere Absenkungen hervor, als die Schwallwelle Hebungen verursacht. Auch hat die Sunkwelle die Tendenz, rascher zu verflachen als die Schwallwelle, die auf sehr lange Strecken ihre Form und Höhe beibehalten kann.

Ausfall von vier Turbinen ($Q = 1300\ m^3/s$).

Zur Erläuterung werden Einzelheiten der Ergebnisse mitgeteilt, bei denen die vier Turbinen ohne Anwendung von Maßnahmen gegen die Schwall- und Sunkerscheinungen in der Schließzeit bis auf die Leerlaufwassermenge geschlossen wurden. Der zeitliche Verlauf der Wasserspiegelbewegung ist für die fünf besonders kennzeichnende Meßpunkte 1 bis 5 in Abb. 2 dargestellt. Die größten Werte der ersten Hebung — erste Phase — sind für alle Meßstellen im Oberwasser (1 bis 22) in Abb. 1a eingetragen. Die Verbindungslinien gleicher Höhen eines Schwalldurchganges ergeben eine räumliche Fläche, die aber zu keinem Zeitpunkt die wirkliche Gestalt des Wasserspiegels darstellt, sondern nur den Verlauf der Schwallhöhen erkennen läßt.

Nach Abb. 1 a laufen die größten Hebungen vom Kraftwerk aus quer über den Strom nach dem rechten Ufer (Querschnitt F) und werden dort nach dem oberen Trennkopf zu reflektiert.

Den Kurven der Abb. 2 ist die Anstiegsgeschwindigkeit des Wasserspiegels mit im Mittel 1 cm/s und die gewellte Form des Schwallrückens zu entnehmen. Mit der durchschnittlichen Laufgeschwindigkeit des Schwalles von 8,0 m/s ergibt sich die mittlere Neigung der Schwallfront zu 1 : 800. Ein in gleicher oder entgegengesetzter Richtung der Schwallwelle fahrendes Schiff erfährt durch die Welle eine Kraft von $^1/_{800}$ des Schiffsgewichtes.

Hervorzuheben ist der Verlauf der Schwallwelle im oberen Vorhafen. Sie wird am Trennkopf durch die sich verengende Einfahrt etwas aufgehöht, läuft in dieser Höhe der Schleuse zu und wird am Oberhaupt in nahezu doppelter Höhe reflektiert (Abb. 2 Meßpunkt 5 gegen 3). Beim Rücklauf des reflektierten Schwalles liegt zeitweise der Wasserspiegel im Vorhafen höher als im Strom, so daß eine Sunkwelle in den Vorhafen eindringt, die die vorhergehende Verdoppelung der Hebung wieder nahezu rückgängig macht. Durch die sich abwechselnden Schwall- und Sunkwellen entsteht im Vorhafen eine nur schwach gedämpfte Wasserspiegelschwingung. Sie ist bedeutsam bei den großen Wassermengen von $2500\ m^3/s$.

In gleicher Weise wie die Schwallwellen sind die größten Höhen der Sunkwelle auf Abb. 1 a dargestellt. Die Sunktiefen im Unterwasser sind durchschnittlich etwas kleiner als die Schwallhöhen im Oberwasser. Sie verflachen sich rasch. Ihre größte Höhe nimmt vom Querschnitt C von — 45 cm nach A auf — 20 cm ab. Im unteren Vorhafen verdoppeln sich die Sunktiefen zwischen Trennkopf und Unterhaupt. Auch hier ist schon vor Eintreffen der Sunkwelle eine Grundschwingung des Wasserspiegels vorhanden, zu der sich die Sunkwelle addieren kann. In Abb. 3 ist der zeitliche Verlauf der Wasserspiegelbewegung an den kennzeichnenden Meßstellen dargestellt.

Maßnahmen zur Dämpfung der Schwall- und Sunkwellen.

Beim Ausfall der Turbinen und Generatoren des Kraftwerks bestehen drei Möglichkeiten, die Schwall- und Sunkerscheinungen zu vermeiden oder zu dämpfen.

Die Turbine wird weiterhin voll beaufschlagt und gibt ihre Wassermenge ohne Verzögerung an das Unterwasser ab. Die Leistung des Generators wird auf Wasserwiderstände geleitet und in Wärme umgesetzt.

Neben oder unter der Turbine ist ein besonderer Durchflußkanal für die Turbinenwassermenge angeordnet. Er wird bei Ausfall der Generatoren sofort geöffnet, so daß keine oder nur geringe Hebungen und Senkungen der Wasserspiegel eintreten.

Der Schwall wird durch Schnellsenken der Wehrverschlüsse so weit wie möglich abgefangen, so daß sich die Schwallhöhen und Sunktiefen beträchtlich vermindern.

Nur die letztgenannte Möglichkeit ist untersucht worden. Gleichzeitig mit dem Ausfall der Turbinen werden die Wehrverschlüsse soweit gesenkt, daß die ausfallenden Wassermengen (Schluckwassermenge — Leerlaufwassermenge) über das Wehr abfließen können, wobei der Oberwasserspiegel im räumlichen und zeitlichen Mittel auf der Höhe des Stauziels gehalten wird. Für eine ausgefallene Turbine wird jeweils ein Wehrverschluß gesenkt, so daß beim Abschluß der vier Turbinen einer der fünf Verschlüsse, nach den Versuchsergebnissen am zweckmäßigsten Verschluß V, als Reserve in Staustellung bleibt. Die Verschlüsse können mit 15 cm/s (Natur) auf 3,70 m Tiefe abgesenkt werden.

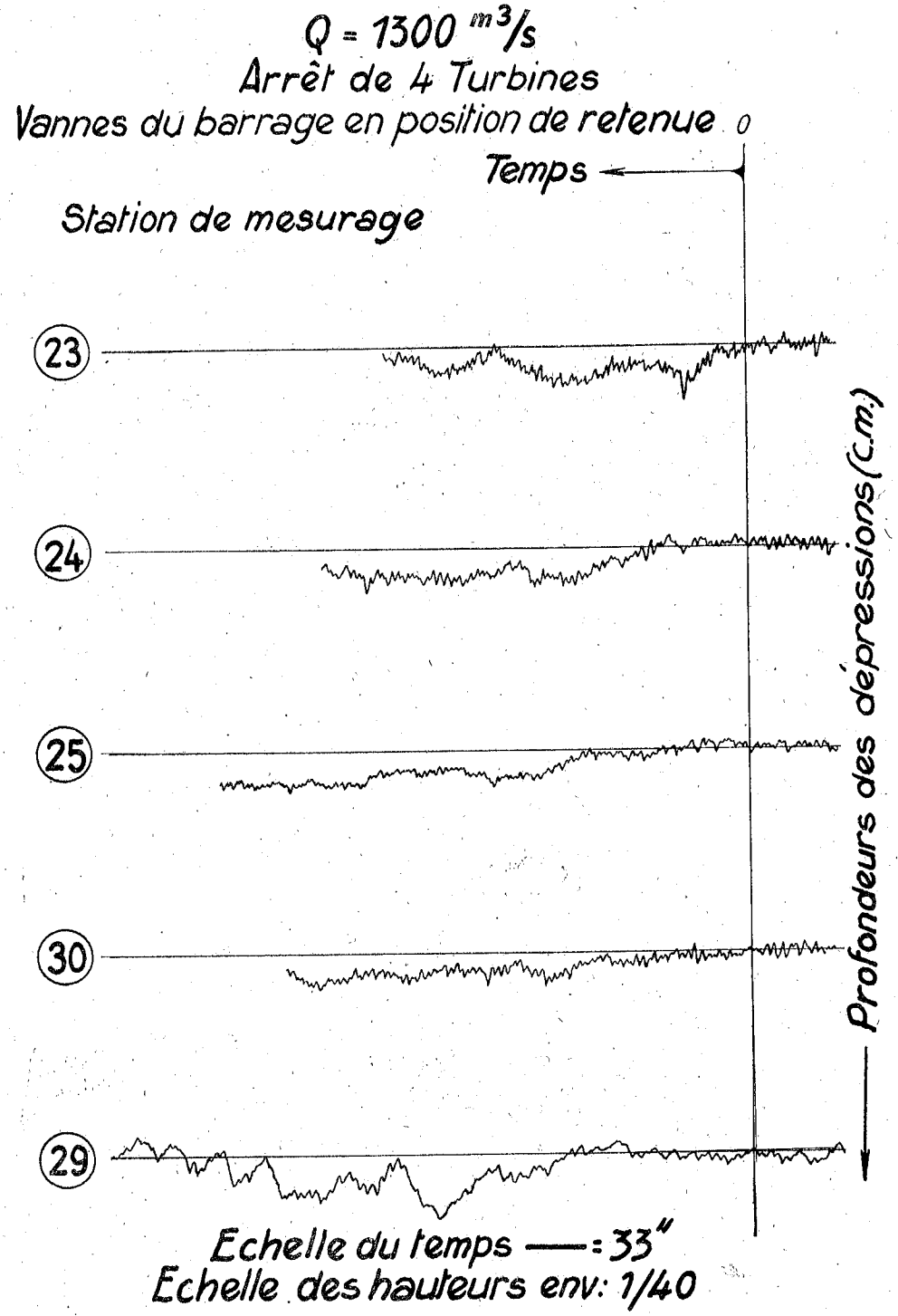
Ausfall von vier Turbinen, Schnellsenken von vier Wehrverschlüssen ($Q = 1300\ m^3/s$).

Die Wirkung des Schnellsenkens von Wehrverschlüssen soll wiederum an den Ergebnissen einer Untersuchung gezeigt werden, bei der die vier mit zusammen 1300 m^3/s beaufschlagten Turbinen ausfallen, während die vier Wehrverschlüsse I bis IV gleichmäßig um das erforderliche Maß von 3,28 m schnellgesenkt werden.

Die Veränderung der Schwallwellen im Oberwasser ist aus Abb. 2 erkennbar. Auf die Hebungswelle (1. Phase) folgt überall eine Senkungswelle (2. Phase), wobei der tiefste Punkt mit größer werdender Entfernung vom Kraftwerk sich zeitlich von der größten Hebungsspitze entfernt. Am oberen Ende des Vorhafens (Meßpunkt 5) entstehen Höhenbewegungen des Wasserspiegels, die durchschnittlich nicht wesentlich größer sind als an der oberen Vorhafeneinfahrt (Meßpunkt 3). Durch Addieren der Schwallhöhen zu der im oberen Vorhafen schon vorhandenen Wasserspiegelschwingung können auch größere Werte auftreten.

In der gleichen Weise wie bei Abb. 1 a sind in den Abb. 1 b und 1 c die Höhen der ersten und zweiten Phase der Wasserspiegelbewegungen aufgetragen. Im Oberwasser, einschließlich des oberen Vorhafens, werden die Größtwerte der Schwallhöhen durch das Schnellsenken auf weniger als die Hälfte der Werte der Abb. 1 a vermindert. In der zweiten Phase, der Sunkwelle, sinkt der Wasserspiegel durchweg unter die Ausgangslage. Die Höhe der Schwallwellen im Schifffahrtsweg des Oberwassers überschreitet 15 cm nicht, die Tiefe der Sunkwelle erreicht — 10 cm. Im oberen Vorhafen werden die Sunktiefen nicht größer, die Schwalle laufen bis zu 25 cm am Oberhaupt auf (Tabelle 1).

Im Unterwasser verflacht sich die Sunkwelle (1. Phase, Abb. 1 b) sehr rasch und wird im Schiffahrtsweg bedeutungslos. Am Untertor der Schleuse werden noch — 16,2 cm erreicht. Die Schwallhöhen (2. Phase, Abb. 1 c) sind zwar größer als die Sunktiefen (Tabelle 1). Ihr Größtwert liegt jedoch außerhalb des Schiff-

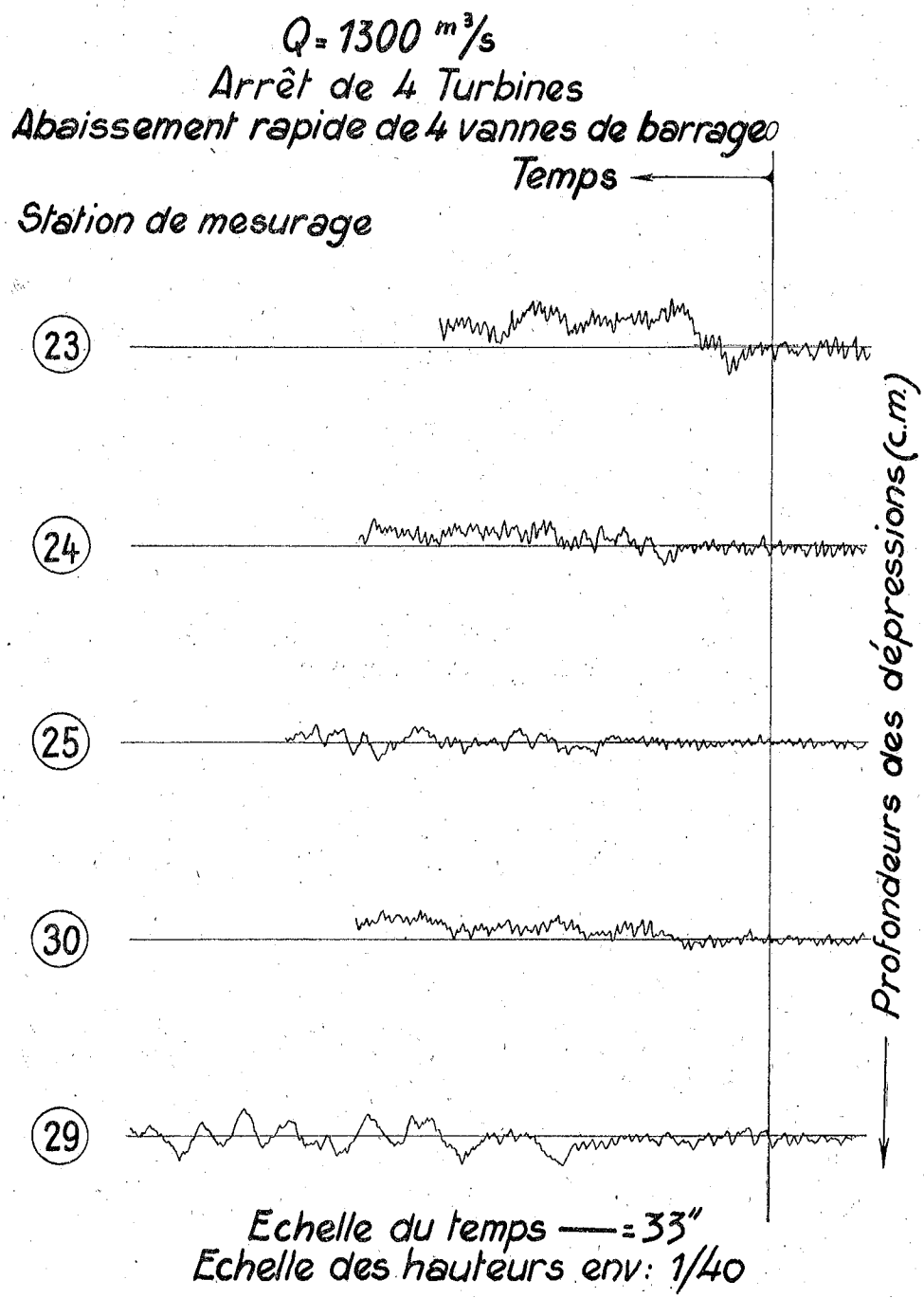


Action des vagues produites par le fonctionnement des centrales hydrauliques sur les mouillages des chenaux navigables. Développement d'une vague de dépression dans le bief aval
Arrêt de 4 Turbines
Vannes du barrage en position de retenue
Temps
Station de mesurage
Profondeurs de dépressions (c. m.)
Echelle du temps —— = 33 "
Echelle des hauteurs env. : 1/40

Wirkung von Kraftwerksschwellen auf die Fahrwassertiefen
Verlauf einer Sunkwelle im Unterwasser

Ausfall von 4 Turbinen
Wehrverschlüsse in Staustellung
Zeit
Meßpunkte
Sunktiefen
Maßstab der Zeit —— = 33 "
Maßstab der Höhen etwa: 1/40

Abb. 3. Wirkung von Kraftwerksschwellen auf die Fahrwassertiefen.



Action des vagues produites par le fonctionnement des centrales hydrauliques sur les mouillages des chenaux navigables. Développement d'une vague de dépression dans le bief aval
Arrêt de 4 Turbines
Abaissement rapide de 4 vannes de barrage
Temps
Station de mesurage
Profondeurs de dépressions (c. m.)
Echelle du temps — = 33 "
Echelle des hauteurs env. : 1/40

Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen
Verlauf einer Sunkwelle im Unterwasser
Ausfall von 4 Turbinen
Schnellsenken von 4 Wehrverschlüssen
Zeit
Meßpunkte
Sunktiefen
Maßstab der Zeit — = 33 "
Maßstab der Höhen etwa: 1/40

Abb. 3. Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen.

fahrtsweges (Meßpunkt 26). Nach Abb. 3 verlaufen die Kurven sehr aufgelockert. Lediglich am Meßpunkt 23 unterhalb des Krafthauses und bei Meßpunkt 29 am Untertor der Schleuse steigt der Wasserspiegel trotz der von — 60,2 auf — 16,2 cm verminderten Sunktiefe mit 1,8 cm/s steil an. Die Neigung ist größer als die beim Schwall ohne Schnellsenken der Verschlüsse genannte, das absolute Maß der Wasserspiegeldifferenz jedoch geringer.

Vorgänge beim Abfluß von Q = 2500 m³/s.

Bei Q = 2500 m³/s wird die Schiffahrt im Strom eingestellt. Trotz der geringen Häufigkeit dieser Abflußmenge und der ebenso geringen Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Ausfalls von vier Turbinen ist die Untersuchung wichtig für die Beurteilung der Möglichkeiten einer Störung der Schiffahrt.

Von der Abflußmenge des Stromes mit 2500 m³/s schlucken die Turbinen 1130 m³/s. Bei Ausfall der Turbinen werden hiervon 1030 m³/s im Oberwasser zurückgehalten und etwa 330 m³/s über die schon für den stationären Abfluß gesenkten Verschlüsse zusätzlich in das Unterwasser abgeleitet. Die Schwallhöhen werden also nur von 700 m³/s oder 28 % der Abflußmenge des Stromes hervorgerufen. Diesen günstigen Elementen steht entgegen, daß bei Q = 2500 m³/s sich die Schwallwelle im Oberwasser gegen eine größere Strömungsgeschwindigkeit fortpflanzen muß und ihre Höhe vergrößert.

Im oberen Vorhafen wird der Wasserspiegel auf nahezu 75 cm gehoben. Das Maß ist nicht nur auf die größere Hebung an der Vorhafeneinfahrt zurückzuführen. Es beruht vor allem darauf, daß im oberen Vorhafen schon vor Eintreffen des Schwalles eine bedeutende Wasserspiegelschwingung vorhanden ist. Da diese Grundschwingung und die Schwallschwingung die gleiche Periode besitzen, ist die resultierende Schwingung harmonisch und sehr beständig.

Bei den Sunktiefen im Unterwasser ist auffallend, daß sie kleiner als die Schwallhöhen im Oberwasser, aber auch kleiner als die Sunktiefen bei Q = 1300 m³/s sind. Am Untertor der Schleuse (Meßpunkt 29) ist auch bei Q = 1300 m³/s schon eine schwache Wasserspiegelschwingung vor Eintreffen der Sunkwelle vorhanden. Bei Q = 2500 m³/s ist diese Schwingung wesentlich größer und läßt sich auch noch nach dem Eintreffen der Sunkwelle erkennen.

Beim stationären Abfluß von 2500 m³/s im Strom und der Turbinenwassermenge 1130 m³/s fließen über die fünf gleichmäßig geöffneten Wehrfelder 1370 m³/s ab. Hierfür sind die Oberschütze um 3,10 m unter Stauziel zu senken, so daß nur noch 0,60 m für das Schnellsenken von vier Oberschützen verbleibt. Dieses Maß ergab keine nennenswerten Verbesserungen der Schwallhöhen und Sunktiefen. Selbst beim Absenken aller fünf Oberschütze auf das tiefste Absenkmaß von 4,00 m können 2500 m³/s, vermindert um die Leerlaufwassermenge der Turbinen, zuammen 100 m³/s, nicht mehr durch die fünf Oberschütze abgeführt werden. Es muß bei Q = 2500 m³/s der Abfluß schon bei stationärem Abfluß und vor dem Ausfall der Turbinen durch Anheben der Unterschütze geregelt werden.

Stehen im Extrem die fünf Oberschütze in Staustellung und sind die vier Unterschütze I bis IV um 1,63 m für den stationären Abfluß gehoben, dann können die Oberschütze mit einem Schnellsenkmaß von 2,07 m die Schwall- und Sunktiefen der ersten und zweiten Phase am Schleusenoberhaupt bis auf + 42 cm und — 0,9 cm verändern (Tabelle 1). Die Schwallhöhe wird also auf etwa die Hälfte vermindert. Auch an den übrigen Meßstellen des Schiffahrtsweges ist die Schwallhöhe erheblich verkleinert. Bei Q = 2000 m³/s werden die Unterschütze für den stationären Abfluß um 1,12 m gehoben. Die Oberschütze

können im Schnellsenken um 2,58 m gesenkt werden, wobei die Schwallhöhen am Oberhaupt der Schleuse auf 26,3 zurückgehen (Tabelle 1). Weitere Untersuchungen mit $Q = 1600\ m^3/s$ und $Q = 2000\ m^3/s$ bei anderen Kombinationen der Bewegung von Ober- und Unterschütze ergaben die Notwendigkeit, die Unterschütze schon bei Stromwassermengen unter $2000\ m^3/s$ im stationären Betrieb zu verwenden, um genügend Absenkmaß für das Schnellsenken der Oberschütze zu behalten.

Bei den gleichen Betriebsvorgängen sind die Sunktiefen im Unterwasser und insbesondere am Unterhaupt der Schleuse nicht größer als bei den kleineren Abflußmengen (Tabelle 1).

Wirkung des Schnellsenkens der Oberschütze auf Schwall und Sunk.

Da die Schiffahrt in erster Linie von den Wirkungen im oberen und unteren Vorhafen und an den Schleusenhäuptern berührt wird, sind in Abb. 4 die Ergebnisse der Untersuchungen für den Meßpunkt 5 am Schleusen-Oberhaupt und den Meßpunkt 29 am Schleusen-Unterhaupt dargestellt.

Im Oberwasser ergibt sich für die Schwallhöhen ohne Schnellsenken der Wehrverschlüsse der Linienzug 1 mit seinem Größtmaß von 74,9 cm bei $Q = 2500\ m^3/s$. Die Sunktiefen der zweiten Phase sind nicht dargestellt, da sie bei den großen Tiefen des Oberwassers von untergeordneter Bedeutung sind. Beim Schnellsenken der Verschlüsse deutet der Linienzug 2 im Bereich der Abflußmengen 500 bis $1300\ m^3/s$ auf bedeutende Verminderungen der Schwallhöhen hin. Im räumlichen und zeitlichen Mittel kann das Stauziel durch das Schnellsenken von vier Oberschützen allein nur bis $1600\ m^3/s$ gewahrt bleiben. Mit dem fünften Wehrverschluß und dem langsamen Absenken der vier schon tiefen Schütze um 0,30 m läßt sich bis $2200\ m^3/s$ das Stauziel noch halten. Der Linienzug 3 weist jedoch erhebliche Schwallhöhen auf und geht bei $2500\ m^3/s$ in den Linienzug 1 über, da bei dieser Abflußmenge die Schwallhöhen durch Senken der Oberschütze allein nicht mehr beeinflußt werden können.

Um ein möglichst großes Maß an schnell absenkbarer Höhe der Oberschütze zu wahren, ist es zweckmäßig, schon bei $1600\ m^3/s$ die vier Unterschütze anzuheben. Die erzielbare Verminderung der Schwallhöhen ist nach dem Linienzug 5 bis $2000\ m^3/s$ beträchtlich, so daß zwischen $1300\ m^3/s$ und $2000\ m^3/s$ wesentliche Unterschiede der Schwallhöhe nicht bestehen. Über $2000\ m^3/s$ nehmen die Höhen jedoch wieder zu. Die Höhe bei $2500\ m^3/s$ ist als Summe der Schwallhöhe und der Höhe der Grundschwingung entstanden. Die Grundschwingung nimmt mit zunehmender Wassermenge zu und ist durch das Schnellsenken der Verschlüsse nicht zu beeinflussen.

Für das Unterwasser stellt der Linienzug 1 die größten Sunktiefen am Schleusenunterhaupt dar, die ohne Schnellsenken der Verschlüsse auftreten. Bis $1300\ m^3/s$ wird durch das schnelle Absenken von vier Oberschützen um die Höhe, die für das Stauziel erforderlich ist, eine beträchtliche Verminderung der Sunktiefen erreicht (Linienzug 2). Bei den für das Oberwasser genannten Bewegungsvorgängen der Verschlüsse ändern die Sunktiefen ihre Größe bis $2000\ m^3/s$ nur unwesentlich. Erst über dieser Abflußmenge (Linienzug 3) nähern sich die Sunktiefen rasch den Werten des Linienzuges 1. Es ist daher auch für das Unterwasser zweckmäßig, bei Abflußmengen über $1600\ m^3/s$ die Unterschütze zu heben, wodurch die Sunktiefen nach dem Linienzug 5 vermindert werden können.

Die Verbesserungen für die Schiffahrt durch das Schnellsenken der Oberschütze müssen noch nach der Häufigkeit der Abflußmengen beurteilt werden. Nach der Dauerlinie der Abb. 4 treten die Wasserführungen über 1600 m³/s, bei denen die Unterschütze zu heben sind, nur an rund 30 Tagen ein. An den übrigen 335 Tagen genügt allein das Schnellsenken der Oberschütze, um die Schwallhöhen und Sunktiefen in Bereichen zu halten, die eine Störung der Schiffahrt nicht verursachen. Die große Höhe des Schwalles bei 2500 m³/s tritt im Mittel etwa an einem Tag des Jahres auf.

Schwall- und Sunkwelltiefen in der Schleusenkammer.

Die großen Schwallhöhen am Obertor der Schleuse führten zur Frage nach der Höhe und der Wirkung der Schwallhöhe in der der Kammer bei geöffnetem Obertor. Am Meßpunkt 22 in der Nähe des geschlossenen Untertores (Abb. 1) wurde für den extremen Fall des Hochwassers mit Q = 2500 m³/s und ohne Senken der Wehrverschlüsse eine Hebung des Wasserspiegels um 85 cm festgestellt. Der Anstieg des Wasserspiegels ist beim Meßpunkt 22 wesentlich steiler als bei Punkt 5. Es war hierbei belanglos, ob die Kammer mit einem Schiff belegt oder unbelegt war. Ein frei in der Schleusenkammer liegender 2000-t-Kahn geriet durch die Schwallwelle in eine regelmäßige schwingende Längsbewegung. Aus Weg und Zeit dieser Bewegung errechnet sich eine Kraft von 3,6 t = 1/360 des Eigengewichtes, die auf den Kahn durch die Schwallwelle ausgeübt wird. Bei kleineren Abflußmengen vermindert sich die Zunahme der Schwallhöhe in der Kammer. Sie ist bei 1300 m³/s nicht mehr von der Höhe im oberen Vorhafen (Meßpunkt 5) verschieden. Werden die Wehrverschlüsse dem Linienzug 5 der Abb. 4 entsprechend bedient, so erreichen die Schwallwellen am geschlossenen Untertor (Meßpunkt 22) keine Höhen, die wesentlich größer sind als im oberen Vorhafen.

Im Unterwasser war festzustellen, daß bei geöffnetem Untertor die Sunktiefen am Obertor (Meßpunkt 31, Abb. 1) etwa die gleichen Größen erreichen wie bei geschlossenem Untertor am Meßpunkt 29. Bei geöffneter Kammer wird die Reflexion des Sunkes nur an das Oberhaupt verschoben, wobei am Unterhaupt wesentlich kleinere Schwallhöhen eintreten. Mit den Betriebsvorgängen des Linienzuges auf Abb. 4 werden aber auch die Sunktiefen in der Kammer vom Unterwasser her in Grenzen gehalten, die die Schiffahrt nicht stören.

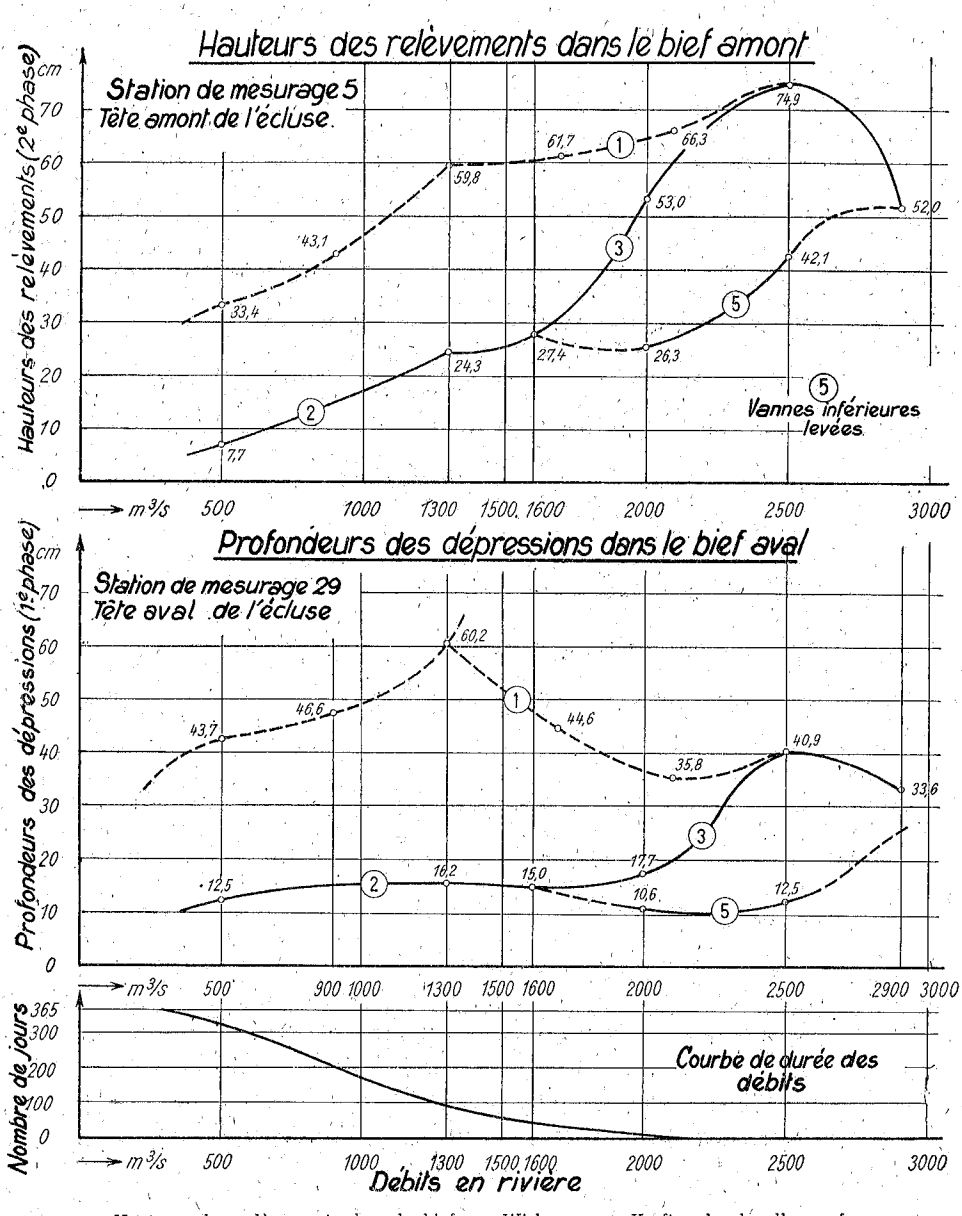
Die zweite Phase.

Die Abb. 4 konnte wegen der Übersichtlichkeit nur die Vorgänge in der ersten Phase des Schwalles oder Sunkes darstellen. Die zweite Phase, der Sunk im OW und der Schwall im UW, ergibt für die kennzeichnenden Meßpunkte 5 am geschlossenen Obertor und 29 am geschlossenen Untertor die nachstehenden Werte:

Tabelle 1

Schwallhöhen und Sunktiefen in cm der ersten und zweiten Phase
Ausfall der Turbinen mit Schnellsenken der Oberschütze

Q m³/s	500		1 300		1 600		2 000		2 500	
Phasen	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Meßpunkt 5 im OW	— 7,1	+ 7,2	+ 24,3	— 7,5	+ 27,4	— 1,2	+ 26,3	— 8,1	+ 42,1	— 0,9
Meßpunkt 29 im UW	— 12,5	+ 11,7	— 16,2	+ 22,4	— 15,0	+ 26,5	— 10,6	+ 17,4	— 12,5	+ 17,5



Hauteurs des relèvements dans le bief amont	Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen
Station de mesurage	Meßpunkt
Tête amont de l'écluse	Schleusen-Oberhaupt
Hauteurs des relèvements	Schwallhöhen
Vannes inférieures levées	Unterschütze gehoben
Profondeurs des dépressions dans le bief aval	Sunktiefen im Unterwasser
Tête aval de l'écluse	Schleusen-Unterhaupt
Profondeurs des dépressions	Sunktiefen
Nombre de jours	Anzahl der Tage
Débits en rivière	Abflußmengen im Strom
Courbe de durée des débits	Abflußmengendauerlinie

Abb. 4. Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Fahrwassertiefen.

Während im oberen Vorhafen (Meßpunkt 5) bei allen Abflußmengen der Hebung durch die Schwallwelle nur unbedeutende Tiefen des Sunkes unter dem Ausgangswasserspiegel folgen, übertreffen im Unterwasser die dem Sunk der ersten Phase folgenden Schwallhöhen durchweg die Sunktiefen, so daß sich bei 1600 m^3/s ein Unterschied zwischen tiefstem und höchstem Punkt von 41 cm ergibt. Diese, wie schon erwähnt steilen Wasserspiegelschwankungen folgen rasch aufeinander. Sie sind zwar für die Schiffahrt nicht störend, mahnen aber besonders bei der Ausfahrt aus der Kammer nach dem Unterwasser zur Vorsicht.

Bewertung der Höhen von Schwall und Sunk.

In den Abb. 1 und 4 und in der Tabelle für die beiden Phasen sind mit Absicht die Werte der Schwallspitze und der Sunktiefe, so wie sie den Abb. 2 und 3 entnommen werden können, angegeben, auch wenn sie nur kurz auftreten. Die mittleren und für die praktische Verwendung maßgebenden Höhen des Schwallrückens und des Sunktales sind kleiner als die Spitzenwerte. Der im Schreibgerät aufgenommene Verlauf von Schwingungen der Wasserspiegel wie in den Abb. 2 und 3 macht es möglich, das Verhältnis von Mittelwert zu Spitzenwert festzustellen. Es ist beim oberen Vorhafen der Mittelwert gleich dem Spitzenwert geteilt durch 1,26, im unteren Vorhafen sind die Spitzenwerte durch 1,38 zu dividieren, um die Mittelwerte zu erhalten. Dadurch wird beispielsweise der obengenannte größte Unterschied von 41 cm bei 1600 m^3/s auf 30 cm reduziert. Die Unterschiede der beiden Phasen werden bei den Mittelwerten wesentlich gemildert und können von der Schiffahrt nicht mehr als störend empfunden werden.

Abt. I Frage 1b

2. Wirksamkeit künstlicher Flutwellen der Edertalsperre auf die Weserwasserstände.

Von Dipl.-Ing. Buzengeiger,
Regierungsbaurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hannover

Zusammenfassung: Der Zuschuß aus der Edertalsperre wird normalerweise auf Dauer gegeben. Der Einsatz von Wellen kommt praktisch an der Weser nur für Talfahrt und nur kurzfristig nach vorheriger Vereinbarung zwischen dem Leiter der Schiffahrt und der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung in den Zeiten in Frage, in denen kein Dauerzuschuß wegen Erschöpfung der Talsperre mehr gegeben werden kann.

Die Weser gehört zu denjenigen Strömen, aus denen für die Schiffahrt durch Regulierung im Verhältnis zur natürlichen Niedrigwassermenge und dem im ganzen gegebenen Gefälle nahezu das Äußerste herausgeholt ist. Darüber hinaus können die Niedrigwasserstände zugunsten der Schiffahrt zwischen Hannoversch-Münden km 0,0 und Bremen km 365 durch Zuschußwasserabgabe aus dem Großspeicher der 202 hm^3 fassenden, 1914 erbauten Edertalsperre erhöht werden — Abb. 1 —. Der Betrieb der etwa 90 km oberhalb Hannoversch-Münden gelegenen Talsperre ist so geregelt, daß in der vollschiffigen Zeit der Weser (1,7 bis 2 m Ladetiefe) — meist im Winter — die Sperre durch die Eder, einen Nebenfluß der Fulda, gefüllt wird und Zuschußwasser bei Niedrigwasser der Weser im Sommer abgibt. Die Zuschußmenge richtet sich nach dem natürlichen Zufluß der beiden

Weserquellflüsse Werra und Fulda, wobei auf das Vorhandensein möglichst langdauernder, gleichmäßiger Wasserstände ab Hannoversch-Münden Wert gelegt wird. Diese Gleichmäßigkeit ist für die Schiffahrt, besonders im Bergverkehr (Bremen—Kassel etwa 10 bis 14 Tage) von größter wirtschaftlicher Bedeutung hinsichtlich Ausnutzung der Abladetiefe. Die Dauerabgabe von

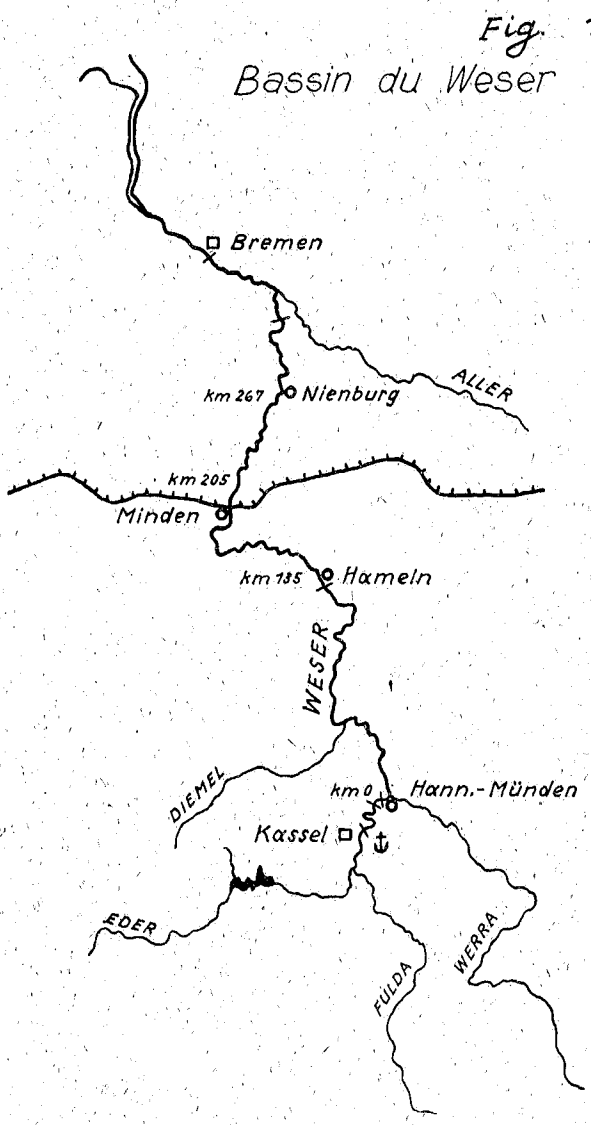
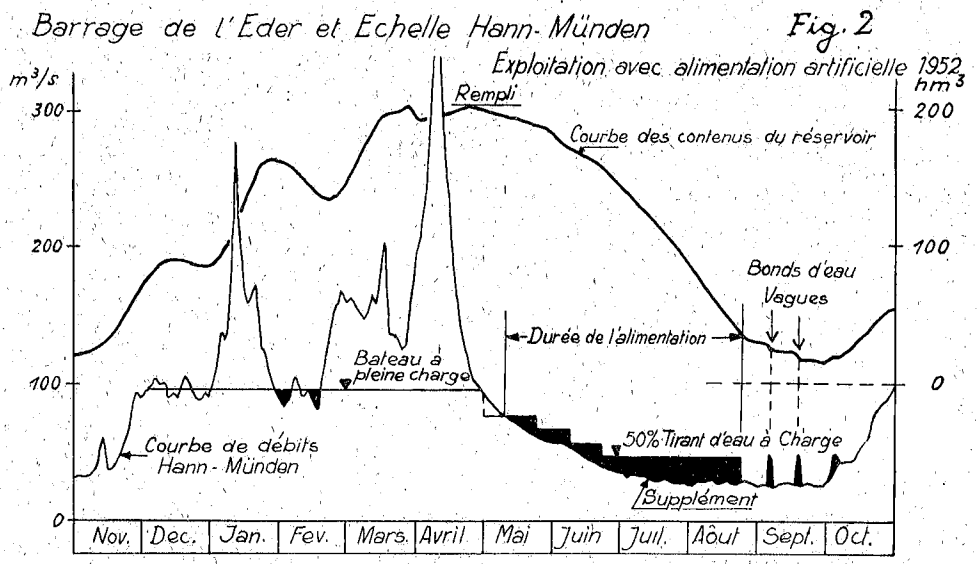


Abb. 1. Wesergebiet.

Zuschußwasser bildet daher die Regel, wobei bei Niedrigwasser ein Wasserstand von 1,25 m am Pegel Hannoversch-Münden = 1,0 m Abladetiefe = 50 % Kahnraumausnutzung nicht unterschritten wird. Auch bei Wasserständen zwischen natürlicher Vollschiffigkeit (1,9 m am Pegel) und 1,25 m wird in neuerer Zeit

Zuschuß so gegeben, daß wenigstens 14 Tage lang ein stetiger Wasserstand vorhanden ist. In trockenen Jahren reicht aber der Speicherinhalt der Talsperre nicht aus, um den Pegelstand von 1,25 m bis zum natürlichen Anstieg der Wasserstände im Herbst zu halten. In solchen Zeiten wurde bisher die Schiffahrt praktisch lahmgelegt.

Die Belebung der Weserschiffahrt in den letzten Jahren führte zu Überlegungen, wie man den Verkehr über die Zeit der Wasserklemme wenigstens



Barrage de l'Eder et Echelle Hann.-Münden	Edertalsperre und Pegel Hann.-Münden
Exploitation avec alimentation artificielle	Zuschußbetrieb
Rempli	voll
Courbe des contenus du réservoir	Speicherinhaltslinie
Bonds d'eau Vagues	Wellen
Durée de l'alimentation	Dauerzuschuß
Bateau à pleine charge	vollschiffig
Courbe de débits Hann.-Münden	Abflußganglinie Hann.-Münden
50 % Tirant d'eau à Charge	50 % Ladetiefe
Supplément	Zuschuß

Abb. 2. Zuschußbetrieb 1952.

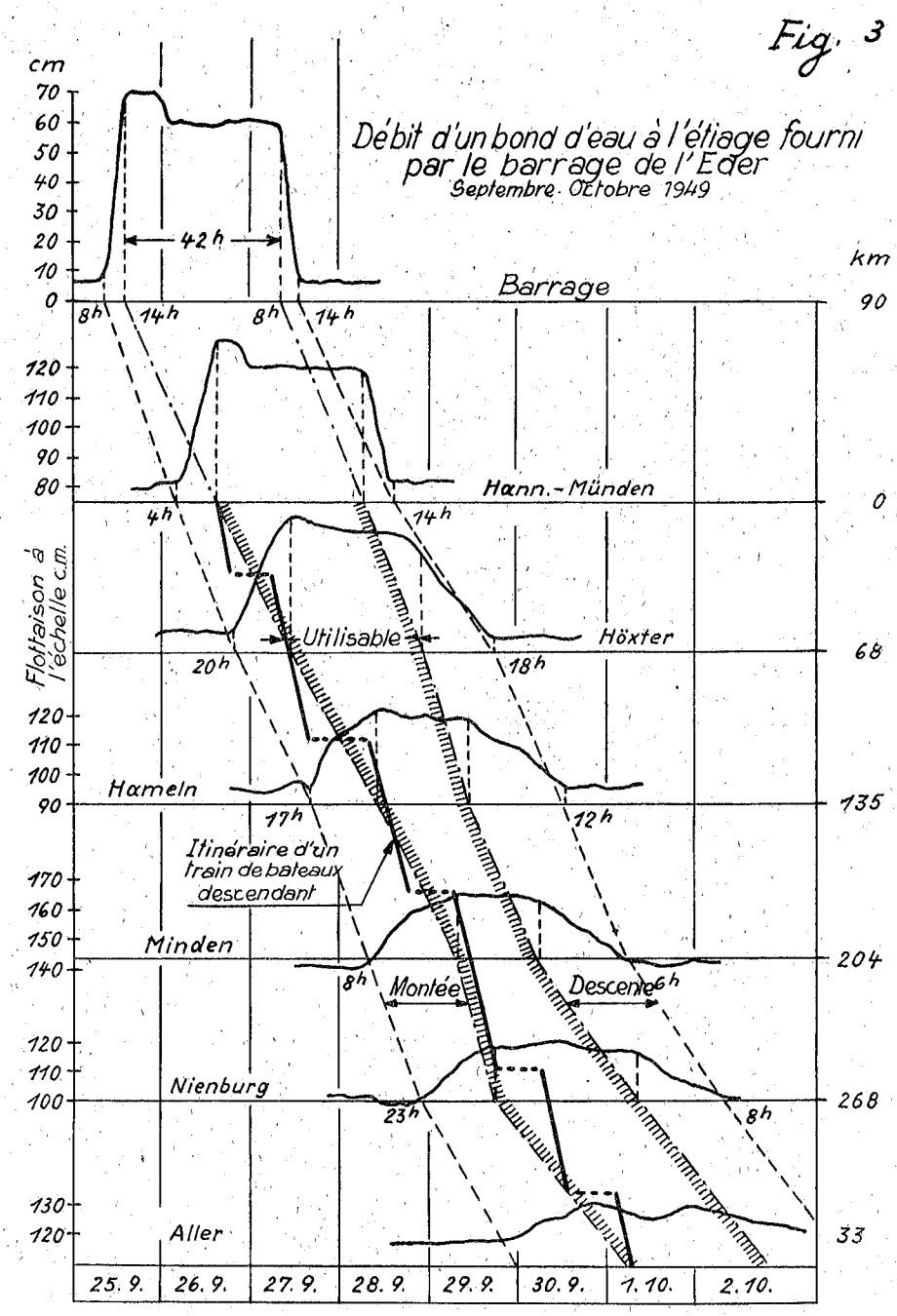
vorübergehend aufrechterhalten könnte. Dies ist möglich durch Wellenabgaben. Das Abflußjahr 1952, dessen Pegelganglinie Hannoversch-Münden und Sperreninhaltslinie aus Abb. 2 hervorgeht, kann als Charakteristikum für beste Wassernutzung für die Weserschiffahrt angesehen werden: Natürliche Vollschiffigkeit bis zum April, dann bis Juni staffelförmiger und bis Ende August gleichmäßiger Dauerzuschuß. Der Speicherinhalt war in dieser Zeit bis auf 30 $hm^3 = 15\,\%$ des Sperreninhalts abgesunken; der Zuschuß mußte daher eingestellt werden. In der nachfolgenden Periode ohne Zuschuß wurden im September 2 Wellen für 1,1 m Abladetiefe über 24 Stunden abgegeben, wodurch mehrere Schleppzüge, deren Kähne vorher leer an die Stationen gebracht waren, nun beladen nach Bremen abschwimmen konnten. Das Verfahren hat sich bewährt und fand in der

Schiffahrt Anklang. Es bleibt aber wegen möglichst wirtschaftlicher Ausnutzung des Wasservorrats nur in der geschilderten Form auf einen Talverkehr mit Schlepper oder Selbstfahrer beschränkt.

Kleinere Wellenabgaben sind in früherer Zeit zum Flottmachen festgefahrener Kähne angewandt worden. Frühere Untersuchungen mit Wellen zeigten, daß die Abflußmenge bzw. die Wasserstandserhöhung von 100 % an der Talsperre auf 77 % bei Hannoversch-Münden und auf 46 % bei Minden abnimmt. Da die natürliche Fahrtiefe aber flußabwärts zunimmt, gleicht sich dies für eine durchgehende Abladetiefe ungefähr aus. Praktisch ist das Wellenverfahren in einem Sonderfall 1946 angewandt worden. Eine durchgehende Schiffahrt auf der Weser war damals wegen der kriegszerstörten Brücken nicht möglich. Die Wellen hatten lediglich die Aufgabe, für etwa 8 Betriebsstunden am Tage in Minden die Kanalschiffahrt, welche infolge der ebenfalls zerstörten Kanalbrücke des Mittellandkanals über 2 km Weserstrecke umgeleitet werden mußte, aufrechtzuerhalten. Für die Weserschiffahrt selbst wurde im Trockenjahr 1949, nachdem die laufende Zuschußabgabe eingestellt war, erstmals eine Welle von 42 Stunden Dauer gegeben, wodurch 6 Schleppzüge nach Bremen abgefertigt werden konnten. Der Wellenverlauf wurde besonders eingehend beobachtet und dient als Unterlage für gleich oder ähnlich gelagerte Wellen bei Niedrigwasser. In Abb. 3 ist auf der Ordinate die Lauflänge der Welle, auf der Abszisse die Dauer sowie an einigen Pegelstellen die jeweilige Wellenganglinie aufgetragen. Charakteristische Werte gehen aus folgender Zusammenstellung hervor:

	Talsp.	Hann.-Münden	Höxter	Hameln	Minden	Nienburg	Allermündung
km	0	90,0	158,0	225	293	358	421
Laufzeit ab Talsperre in Stunden (h) Anfang		20	36	56	70	84	107
Laufzeit ab Talsperre in Stunden (h) Ende		24	51	70	86	113	140
Mittl. Wellengeschwindigkeit in km/Stunde		4,1	3,2	3,3	4,5	3,1	2,7
Mittl. Fließgeschwindigkeit bei NW in km/Stunde		2,4	2,4	2,3	2,3	2,1	2,0
Gesamtdauer der Welle in Stunden	54	57	68	67	68	80	92
Dauer der Wellennutzbarkeit in Stunden	42	38	35	25	23	36	32
Dauer des Anlaufs in Stunden	6	10	15	16	23	20	27
Dauer des Ablaufs in Stunden	6	8	20	25	22	24	28
Wellenhöhe in cm	60	35	30	25	20	18	14
Abladetiefe vor der Welle in cm		65	70	75	90	97	100
Abladetiefe während der Welle in cm		100	100	100	110	115	120

Bei einem Vergleich der Werte zeigt sich, daß durchaus keine Stetigkeit vorliegt. Die Abnahme der Wellengeschwindigkeit im Bereich von Höxter und Hameln ist auf die stark wechselnden Gefälle und die Staustufe Hameln zurückzuführen. Dieser Stau bewirkt auch eine Verflachung des An- und Ablaufs sowie eine merkliche Einschränkung der nutzbaren Wellendauer, was sich bis Minden bemerkbar macht. Die erwähnte Welle von 1949 mit 30 m^3/s Zuschuß erforderte über 5 hm^3 aus der Sperre, eine Menge, die bei dem geringen Restinhalt stark ins Gewicht fällt. Eine mehrfache Wiederholung solch langer Wellen ist daher



Débit d'un bond d'eau à l'étiage fourni par le barrage de l'Eder
Barrage
Flottaison à l'échelle cm
Utilisable
Itinéraire d'un train de bateaux descendant
Montée
Descente

Abgabe einer Welle bei NW aus der Edertalsperre
Talsperre
Pegelstand cm
nutzbar
Fahrplan eines Schleppzuges zu Tal
Anlauf
Ablauf

Abb. 3. Abgabe einer Welle bei NW aus der Edertalsperre.

unmöglich. Da die Schiffsbewegungen besonders auf der Strecke zwischen Hannoversch-Münden und Minden bekannt sind, läßt sich eine kürzere Welle besser ausnutzen. Dafür kann sie häufiger angewandt werden. Die 1952 verwandten Wellen von 24stündiger Dauer reichen aus. Es ist darauf zu achten, daß der Scheitelbeginn der Welle etwa 4 bis 6 Stunden vor Abfahrt eines Talschleppzugs in der Frühe an der vereinbarten Station eintrifft. In Abb. 3 ist durch eine kräftige Staffellinie die normale Fahrzeit eingetragen. Der waagerechte Abschnitt deutet die Übernachtung (Stilliegezeit) an. Die Schleppzüge fahren etwa mit 8 km/Std. zu Tal. Man erkennt, daß die Schiffahrt, deren Lenkung in diesen kritischen Zeitspannen der Niedrigwasserperiode in einer Hand liegt, gut mit dem Ablauf auch der kürzesten und damit wirtschaftlichsten Welle fertig wird.

Abt. I Frage 1c

Hochwasservorhersage.

Zusammenfassung: In Deutschland bedient man sich bei der Hochwasservorhersage verschiedener Methoden. An der Weser werden die zu erwartenden Hochwasserstände an Hand von Wasserstandsbezugslinien vorhergesagt. Am Rhein wird mit gutem Erfolg ein Verfahren angewandt, bei dem man von den 16 bis 24 Stunden vorher beobachteten Abflußmengen ausgeht. In beiden Fällen handelt es sich um graphische Verfahren. Ein erster Versuch, die Wasserstände auf rechnerischem Wege mittels Korrelationsrechnung vorherzusagen, befriedigt noch nicht; dieses Verfahren läßt sich aber noch weiterentwickeln.

1. Wasserstands- und Abflußvorhersagen unter Verwendung der Korrelationsrechnung

Von Dr. Wilhelm Friedrich,
Oberregierungsrat bei der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz.

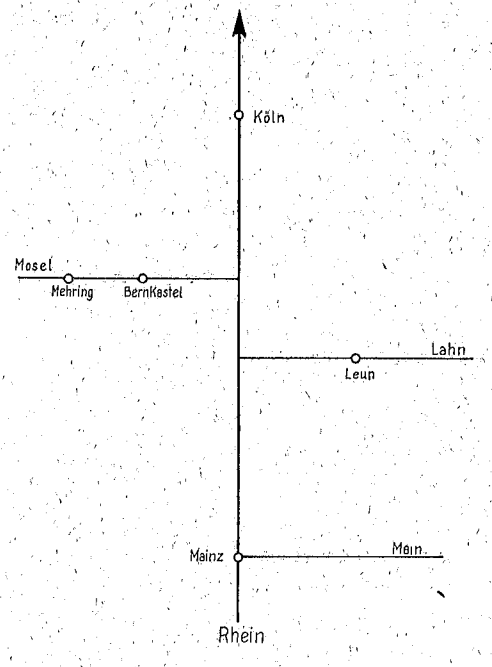
Bei der Hochwasservorhersage werden in Deutschland meist graphische Methoden angewendet. Für die Weser werden die vorauszusagenden Wasserstände aus Bezugslinienplänen entnommen (s. den Bericht von Ertmann); beim Rhein werden zu diesem Zweck auch Abflußganglinien und Summenlinien der Abflüsse verwendet (s. den Bericht von Dr. Eschweiler).

Es liegt nahe, die vorauszusagenden Wasserstände oder Abflüsse auch auf rechnerischem Wege zu ermitteln und sich dazu der Korrelationsrechnung zu bedienen. Derartige Versuche wurden in der Bundesanstalt für Gewässerkunde für den Rhein durchgeführt. Die Rechnungen, von denen nachfolgend nur die Ergebnisse angegeben werden, hatten den Zweck, festzustellen, ob es mit linearen Korrelationen möglich ist, die Wasserstandsänderungen am Rheinpegel Köln aus den Wasserstandsänderungen am Vortage am Rheinpegel Mainz, am Lahnpegel Leun und am Moselpegel Bernkastel mit hinreichender Genauigkeit zu bestimmen. Die letzteren drei Pegel wurden so ausgewählt, daß die Laufzeit bis Köln annähernd 24 Stunden beträgt. Die Lage der Pegel ist aus der schematischen Skizze ersichtlich.

Den Berechnungen liegen Korrelationsgleichungen von der folgenden Form zugrunde:

$$\Delta W_K = a \cdot \Delta W_M + b \cdot \Delta W_B + c \cdot \Delta W_L + d$$

Hierin bedeuten ΔW_K, ΔW_M, ΔW_B und ΔW_L die Wasserstandsänderungen an den Pegeln Köln (K), Mainz (M), Bernkastel (B) und Leun (L) von einer 12-Uhr-Beobachtung zur nächsten. Die Gleichung bringt zum Ausdruck, daß die Wasserstandsänderung im Laufe eines bestimmten Tages in Köln als lineare Funktion der am Vortage in Mainz, Bernkastel und Leun beobachteten Wasserstandsänderungen aufgefaßt wird. Die Beiwerte a, b, c und das konstante Glied d werden



nach den üblichen Methoden für lineare Korrelationen zwischen vier Veränderlichen berechnet, wie sie beispielsweise in dem Buch von G. Schroeder: »Die Korrelationsrechnung und ihre Anwendung in der Wasserwirtschaft« (Bielefeld 1950), beschrieben sind.

Die Proberechnungen wurden, wie aus der folgenden Tabelle hervorgeht, für Sommer (Versuche 1 und 2) und Winter (Versuche 3, 4 und 5) sowie für verschiedene Wasserstandsbereiche durchgeführt. Diesen Proberechnungen sind bei den Versuchen 1 bis 4 40 Fälle aus den Abflußjahren 1937 bis 1940 zugrunde gelegt, bei denen am Pegel Köln die Wasserstandsänderung von einer Mittagsbeobachtung zur nächsten 10 cm und mehr betrug. Bei dem Versuch Nr. 5 wurde nicht mit Wasserstands-, sondern mit Abflußänderungen (30 Fälle) gerechnet; das Rechenverfahren ist sonst das gleiche. Die Ergebnisse sind in den Spalten 6 und 7 enthalten, und zwar geben die Zahlen in Spalte 6 an, um wieviel Zentimeter im Durchschnitt aller Fälle der vorausgesagte Wasserstand von dem wirklich eingetretenen abgewichen ist. In Spalte 7 sind auch noch die äußersten Werte der Abweichungen angegeben.

Im Sommer lassen sich, solange der Rhein nicht ausgeufert ist, die Wasserstände am Pegel Köln mit dem angegebenen Verfahren mit einem durchschnittlichen Fehler von nur 4 bis 5 cm für die nächsten 24 Stunden voraussagen. Auch die extremen Fehler halten sich noch in mäßigen Grenzen.

Bei der höheren Wasserführung im Winter, und diese Fälle interessieren für den vorliegenden Zweck der Hochwasservorhersage in erster Linie, fallen leider die Versuche (4 und 5) sehr viel ungünstiger aus. Zwar betragen im Mittel aus 40 bzw. 30 Fällen die durchschnittlichen Abweichungen nur 11 bzw. 12 cm, aber in einzelnen Fällen steigen sie bis fast 80 cm.

Daß Abweichungen und Fehlprognosen von einem derartigen Ausmaß vorkommen, hat seinen Grund in der angewandten Methode. Die Korrelationsgleichungen ergeben als vorauszusagenden Wasserstand oder Abfluß einen Wert, der dem mittleren Verhalten entspricht. Liegen aber besondere Verhältnisse vor, weicht z. B. die Laufzeit der Welle aus Mosel und Lahn von der normalen stärker ab, oder ist die regionale Verteilung der Niederschläge ungewöhnlich, so entstehen zwangsläufig größere Abweichungen vom durchschnittlichen Verhalten, was in starken Unterschieden zwischen berechneten und wirklich eingetretenen Wasserständen zum Ausdruck kommt. Die graphischen Methoden haben dagegen den großen Vorteil, daß diese »besonderen Verhältnisse« berücksichtigt werden und größere Fehler bei der Vorhersage vermieden werden können.

Für die vorliegende Untersuchung standen als Berechnungsunterlagen nur Daten zur Verfügung, die in den »Jahrbüchern für die Gewässerkunde des Deutschen Reiches« veröffentlicht sind. Mit den im Jahrbuch nicht veröffentlichten Nebenbeobachtungen wird sich zweifellos die Treffsicherheit der Vorhersagen noch wesentlich erhöhen lassen. Wenn der erste Versuch, die Wasserstands- und Abflußänderungen auf Grund korrelativer Beziehungen zu berechnen, auch noch nicht zu befriedigenden Ergebnissen geführt hat, so dürfte es sich trotzdem lohnen, an der Vervollkommnung dieses Vorhersageverfahrens weiterzuarbeiten.

Abt. I Frage 1c

2. Hochwasservorhersage am Rhein

Von Dr.-Ing. Eschweiler,

Oberregierungsbaurat bei der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz.

Sobald am Rhein der Hochwassermeldedienst mit der Herausgabe von »Wobs«-Telegrammen (**Wasserobs**ervationstelegrammen) und Rundfunknachrichten anläuft, müssen gleichzeitig unzählige fernmündliche Anrufe von Behörden und Firmen beantwortet und zudem Abflußmessungen vorbereitet und durchgeführt werden. Die hydrologischen Dienststellen sind dadurch gezwungen, zuverlässige Kräfte nach draußen zu schicken und im Büro teils mit Aushilfskräften den Hochwassermeldedienst durchzuführen, bei dem ein- oder zweimal täglich Wasserstandsvorhersage bekanntgegeben wird.

Man muß sich darüber klar sein, daß alle Methoden, die längere Berechnungen erfordern und die sich auf Meldungen stützen, die unregelmäßig eingehen oder erst mühsam herangeholt werden müssen, in der Praxis wertlos sind. Auf Grund der Untersuchungen, die die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz an Hand einer ganzen Reihe von Hochwassern über die zweckmäßigste Methode der Vorher-

Versuch Nr.	Gültigkeitsbereich beim Pegel Köln: Jahreszeit	Gültigkeitsbereich beim Pegel Köln: Wasserstands- oder Abflußbereich	Gültigkeitsbereich beim Pegel Köln: Änderung in 24 Stunden	Korrelationsgleichungen	Durchschnittliche Abweichung	Extremwerte der Abweichung
1	2	3	4	5	6	7
1	Mai bis Oktober	Wasserstände unter MW	10 cm und mehr	$\Delta W_K = 0{,}994 \cdot \Delta W_M + 0{,}156 \cdot \Delta W_B + 0{,}066 \cdot \Delta W_L - 0{,}46$	4 cm	+ 14 cm — 12 cm
2	Mai bis Oktober	Wasserstände zwischen MW und Ausuferungshöhe	10 cm und mehr	$\Delta W_K = 1{,}14 \cdot \Delta W_M + 0{,}10 \cdot \Delta W_B + 0{,}07 \cdot \Delta W_L + 0{,}7$	5 cm	+ 19 cm — 15 cm
3	November bis April	Wasserstände unter MW	10 cm und mehr	$\Delta W_K = 0{,}948 \cdot \Delta W_M + 0{,}294 \cdot \Delta W_B + 0{,}225 \cdot \Delta W_L + 0{,}98$	7,8 cm	+ 49 cm — 26 cm
4	November bis April	Wasserstände zwischen MW und Ausuferungshöhe	10 cm und mehr	$\Delta W_K = 0{,}374 \cdot \Delta W_M + 0{,}612 \cdot \Delta W_B + 0{,}264 \cdot \Delta W_L + 0{,}44$	11 cm	+ 53 cm — 47 cm
5	November bis April	Abfluß 4 000 m³/s und mehr (Mittelhochwasserbereich)	200 m³/s und mehr	$\Delta Q_K = 0{,}636 \cdot \Delta Q_{Ma} + 1{,}142 \cdot \Delta Q_{Me} + 3{,}017 \cdot \Delta Q_L + 1{,}11$	144 m³/s (≈ 12 cm)	+ 841 m³/s (+ 79 cm) — 345 m³/s (— 33 cm)

MW = Mittelwasser
Q_K = Abflußänderung in 24 Stunden am Pegel Köln
Q_{Ma} = " " " " " " Mainz
Q_{Me} = " " " " " " Mehring
Q_L = " " " " " " Leun

sage gemacht hatte, verließ man schon frühzeitig das gewöhnliche Wasserstands-Bezugslinienverfahren und führte die Abflußmengen (m^3/s) in die Rechnung ein. Bei der Vorhersage für den Pegel Andernach beispielsweise (23 km unterhalb der Moselmündung), die nicht nur durch den in Mainz erfaßten Zufluß des Oberrheins und Mains, sondern auch von dem Verhalten der größeren Zubringer Nahe, Lahn und Mosel maßgebend beeinflußt wird, geht man von folgendem Gedankengang aus:

Die Wassermenge, die zu einem bestimmten Zeitpunkt in Andernach vorbeifließt, ist 16 Stunden früher durch Mainz geflossen. Wie man aus dem Pegelstand in Mainz ersehen kann, hat sich der Abfluß in Mainz inzwischen beispielsweise um 440 m^3/s vergrößert. Also werden in Andernach 16 Stunden später ebenfalls 440 m^3/s mehr durchfließen. Diese in 16 Stunden eingetretene Veränderung wird nun in einem Vordruck, auch für die anderen drei Bezugspegel, Grolsheim (Nahe), Leun (Lahn) und Trier (Mosel) eingetragen. Die Gesamtänderung des Abflusses wird der Wasserführung in Andernach zugeschlagen und hiernach der künftige, d. h. 16 Stunden später zu erwartende Pegelstand in Andernach bestimmt. Diese rechnerische Methode hat sich im allgemeinen zufriedenstellend bewährt, bietet allerdings keinen größeren zeitlichen Vorsprung und ist recht unübersichtlich. Wesentlich klarer erkennt man die Zusammenhänge bei einer graphischen Auftragung, wie sie bei den letzten Hochfluten bereits durchgeführt wurde (s. Abbildung).

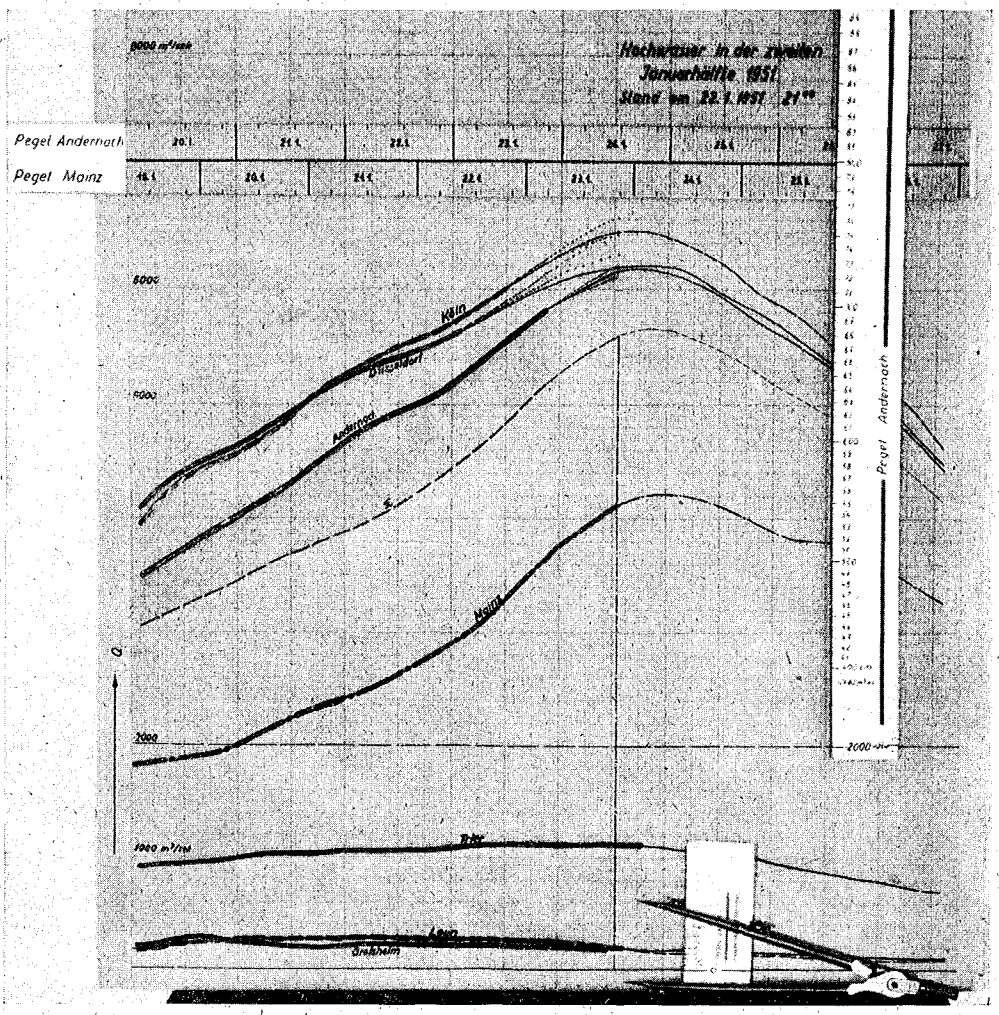
Auf dem für Wasserstandsaufzeichnungen gebräuchlichen Registrierpapier werden die Abflußganglinien in einem Maßstab 5 cm = 1000 m^3/s laufend aufgetragen. Die Zeitmarken, die für die einzelnen Pegel um die Zulaufzeiten verschoben sind, werden bereits kurz vor Beginn des offiziellen Hochwasserdienstes auf einem besonderen Streifen für jeden Pegel in anderer Farbe aufgezeichnet. Da sich die Zulaufzeiten im Hochwasserbereich beim An- und Ablaufen der Welle und mit der Wasserstandshöhe nur in mäßigen Grenzen ändern, kann im Interesse einer schnelleren Auswertung mit festen Mittelwerten für die Zulaufzeiten gerechnet und der dadurch entstehende unwesentliche Fehler in Kauf genommen werden. Ferner wird für jeden Pegel ein Maßstab angefertigt, der die Pegelstände in dem vorerwähnten Abflußmengenmaßstab angibt, so daß beim Auftragen die Abflußmengen nicht erst jedesmal aus einer Abflußtafel oder Kurve abgelesen zu werden brauchen.

Bei dieser Auftragungsart eilen die Abflußganglinien der oberstrom gelegenen Pegel den anderen voraus. Mit dem Stechzirkel werden jeweils in der Lotrechten die Abflußmengen der Bezugspegel addiert, und man erhält so die Abflußsummenlinie Mainz + Grolsheim + Leun + Trier. Die Differenz zwischen dieser Summenkurve und der Abflußganglinie Andernach stellt den Zufluß des Zwischengebietes dar. Würde nun, wie das bei der rechnerischen Methode stillschweigend vorausgesetzt wird, die Abflußspende des Zwischengebietes konstant bleiben, so hätte man für die Vorhersage nur noch die Abflußganglinie von Andernach parallel zu der Summenkurve bis zu deren Endpunkt zu verlängern und mit dem Andernacher Maßstab die Pegelhöhe abzulesen.

Tatsächlich ist die Differenz zwischen der Abflußsummenlinie und der Abflußganglinie Andernach aber recht veränderlich, was durchaus erklärlich ist, da

1. sich der Zufluß aus dem Zwischengebiet je nach der Überregnung dieses Gebietes ändert,
2. bei steigendem Wasser ein Teil des Abflusses auf dem Wege vom Bezugs- zum Vorhersagepegel seitlich in Altarme oder in das Grundwasser abströmt und hier zurückgehalten wird,

3. sich Kuppen mit raschem Anstieg und Abfall auf ihrem Wege stets abflachen und kurze Täler aufgeführt werden,
4. durch Frost die Wasserführung der kleinen Zwischenzubringer plötzlich abgestoppt werden kann.



Diese Faktoren bei der Vorhersage rechnerisch kurzfristig und genau zu erfassen, wird nie gelingen, da die Wettermeldungen dafür zu ungenau sind und meist auch zu spät eintreffen, Angaben über den Grundwasserstand durchweg fehlen und nie die Zeit vorhanden ist, alle Einzelheiten genau zu untersuchen. Immerhin läßt die graphische Auftragung ohne weiteres erkennen, in welcher Tendenz sich der Zwischenfluß, d. h. der Abstand zwischen der Abflußsummenlinie und der Abflußganglinie Andernach zu ändern bestrebt ist. Zwischen der Voraussage, die diese Änderungstendenz berücksichtigt, und der parallel zur Abflußsummenlinie gehenden Voraussage liegt sozusagen ein gewisser Wahrscheinlichkeitsbereich. Selbstverständlich wurde versucht, alle Nebenfaktoren

soweit wie möglich zu erkunden und ihren Einfluß abzuschätzen. Mit Hilfe der graphischen Unterlage der genauen Kenntnis des Flußgebietes und der persönlichen Erfahrung, die bei der Bearbeitung früherer Vorhersagen gewonnen wurde, gelang es dabei fast immer, die Vorhersage durch Schätzung soweit zu verbessern, daß sie in einer Fehlergrenze von $\pm$ 10 cm verblieb.

Die Vorhersagen für Köln und die weiteren Niederrheinpegel werden sinngemäß aufgestellt. Bei ihnen ist das Abströmen in das Grundwasser von einer bestimmten Wasserführung an besonders charakteristisch. Die dünn ausgezogenen Linien in der Abbildung geben den tatsächlichen weiteren Verlauf der Abflußganglinien an.

Selbstverständlich müssen die Beziehungen zwischen Pegelstand und Abfluß häufig überprüft werden, weil sie meist nicht unveränderlich sind.

3. Methode der Hochwasservorhersage für die Weser.

Von Dipl.-Ing. E r t m a n n ,
Oberregierungsbaurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hannover
und technischem Angestellten A b e n d r o t h , Hannover.

Die Hochwasservorhersage für das Wesergebiet hat ihre noch heute in den Grundzügen bestehende Form durch die Hochwassermeldeordnung von 1910 erhalten. Sie erstreckt sich auf etwa 340 km Lauflänge der Weser mit 7 Meldestellen und beruht noch auf dem früher allgemein gebräuchlichen Bezugslinienverfahren, das sich auf die unmittelbare Verwendung der einlaufenden Wasserstandsmeldungen beschränkt und eine schnelle, aber doch zuverlässige Auswertung der Meldungen ermöglicht. Das Verfahren hat allerdings zwei Nachteile, die jedoch bewußt in Kauf genommen werden:

1. Es gestattet nur kurzfristige exakte Vorhersagen, im Durchschnitt auf etwa 24 bis 36 Stunden. Eine Verlängerung des Vorhersagezeitraumes wäre nur möglich durch Heranziehung der Niederschlagsmeldungen, für die insbesondere im Quellgebiet der Weser (im Einzugsgebiet der Eder- und Diemeltalsperre) ein engmaschiges Meldenetz besteht. Die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß sind jedoch nicht so eindeutig, daß sichere Bezugslinien für eine exakte Vorhersage herzuleiten wären. Nichtsdestoweniger bilden die Niederschlagsmeldungen eine sehr wertvolle Ergänzung der Wasserstandsmeldungen, insbesondere als Grundlage für die Beurteilung der örtlichen und zeitlichen Verteilung der Niederschläge über das Einzugsgebiet und damit des Zusammenspiels der einzelnen Hochwasserwellen nach Höhe und Zeit. Durch eine Reihe von neuerdings aufgestellten Niederschlagsschreibgeräten wird dieses Meldesystem künftig noch verbessert und die Beurteilung zuverlässiger werden.

2. Die Gültigkeit der Wasserstandsbezugslinie ist nicht von unbeschränkter Dauer, weil die Beziehungen zwischen Wasserstand und Abfluß im Laufe der Zeit durch Erosionen, Auflandung, Ausbau und wasserwirtschaftliche Eingriffe zum Teil erhebliche Änderungen erfahren, deren Ausmaße räumlich und zeitlich sehr unterschiedlich sind. Dieser Nachteil könnte vielleicht gemildert werden durch

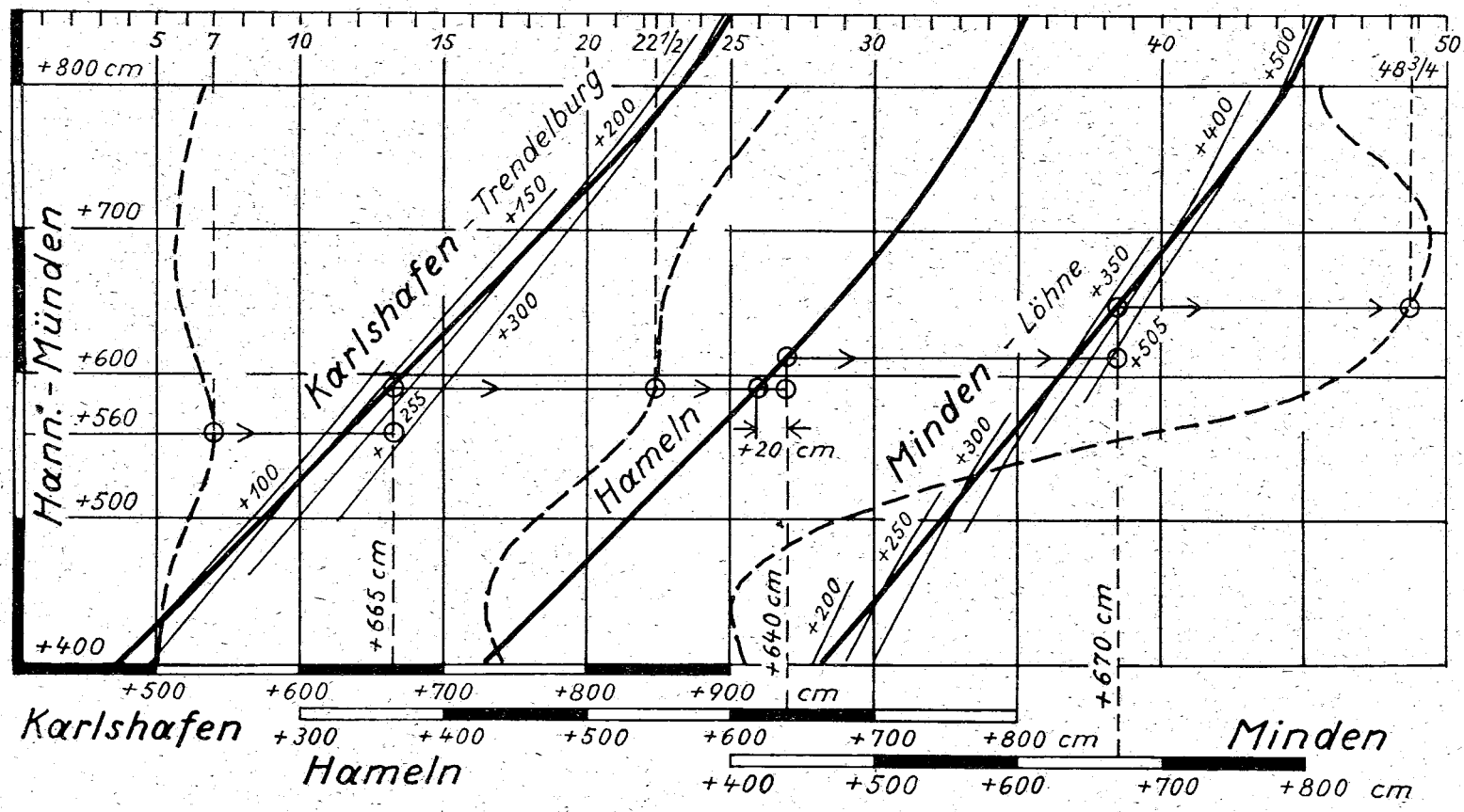
Umstellung der Vorhersage von Wasserstand auf den Abfluß, der sich auch in langjährigen Zeiträumen bei der Weser praktisch nicht ändert und von den natürlichen und künstlichen Änderungen des Strombettes unberührt bleibt. Bei dieser Methode bestände die Möglichkeit, den Einfluß wasserwirtschaftlicher Eingriffe besonderer Bedeutung, wie z. B. Talsperrenspeicherung und -zuschuß, zahlenmäßig unmittelbar in die Vorausberechnung einzuführen; dies kann aber nur in sehr beschränktem Maße als Vorteil gewertet werden, da diese künstlichen Zusatzwellen, gleichgültig ob positiv oder negativ, in ihrem Verlauf eine erhebliche Abschwächung und Verformung erfahren, die sich wenigstens einstweilen noch einer exakten Vorausberechnung entziehen.

Auf eine Einführung des Abflusses in die Vorhersage ist aber im Wesergebiet hauptsächlich aus dem Grunde verzichtet worden, weil die Abflußkurven für die einzelnen Meldestellen im Hochwasserteil noch keineswegs ausreichend durch zuverlässige Abflußmengen belegt sind, und weil außerdem in die Beziehungen zwischen Wasserstand und Abfluß bei Hochwasser eine weitere Unsicherheit durch die Verschiedenheit des Gefälles beim Anlauf und Ablauf der Hochwasserwelle hineingebracht wird.

Aus diesem Grunde ist das bisherige Bezugslinienverfahren beibehalten worden, das sich in jahrzehntelanger Übung bestens bewährt hat, weil es einfach ist und zuverlässige Ergebnisse mit denkbar kleinstem Zeitaufwand liefert. Der Nachteil der beschränkten Gültigkeitsdauer der Bezugslinien muß durch ständige Überwachung der Wasserstandsbeziehungen und entsprechende Korrektur bzw. Neuaufstellung der Bezugslinien in gewissen Zeitabständen, je nach dem Ausmaß der Veränderungen ausgeglichen werden. Die laufende Beobachtung der Abflußbeziehungen, ohnehin eine der wichtigsten Aufgaben des hydrologischen Dienstes, bietet hierzu die Handhabe.

Einer besonderen Berücksichtigung bedarf im Wesergebiet die Laufzeit der Hochwasserwellen, die in starkem Maße von der Bett- und Talausbildung abhängig ist und nicht nur von Meldestelle zu Meldestelle erhebliche Unterschiede aufweist, sondern auch im Einzelquerschnitt selbst sehr verschieden ist und in einer charakteristischen Beziehung zur jeweiligen Wasserspiegellage steht, wobei die Veränderung der Wellengeschwindigkeit in der Ausuferungszone besonders auffällig in Erscheinung tritt. Auch diese Beziehungen erfahren im Laufe der Zeit durch natürliche und künstliche Bettveränderungen und fortschreitende Auflandung des Talbodens Veränderungen und bedürfen daher ebenfalls der laufenden Beobachtung und zeitweiligen Korrektur.

Die beigegebene Abbildung zeigt als Beispiel einen Ausschnitt aus dem System der Bezugslinien für die Weser von km 0 bei Hann.-Münden, dem Ausgangspunkt für alle Beziehungen, bis km 201 bei Minden/Westf., und zwar aus Platzmangel Wasserstandsbezugslinien und Laufzeitlinien in einem Bilde vereinigt. Die Wasserstandsbezugslinien sind aus den Beziehungen gleichwertiger Wasserstände (Beharrungswasserstände, Mittelwerte und hier insbesondere Scheitelwerte) gesammelt. Bei größerer Streuung der einzelnen Bezugspunkte sind diese durch eine zügige Linie ausgeglichen, die somit einen Normalzustand wiedergibt, von dem gewisse Abweichungen nach beiden Seiten, je nach der Abflußspende des Zwischengebietes zwischen den bezogenen Meldestellen, möglich sind. Eine exakte Erfassung dieser Abweichungen ist nur möglich, wenn das Zwischengebiet eine eigene Meldestelle enthält, mit deren Bezugswerten eine Festlegung der Abweichungen durch Kurvenscharen für die Meldestelle des Zwischengebietes erfolgen kann; vgl. in der Abbildung die Kurvenscharen der Meldestelle Trendel-



Wasserstand-Bezugslinien und Laufzeitlinien der Weser bis km 203

Deutsche Beiträge zu PIANC-Schifffahrtskongressen seit 1949
1953-06

burg des Zwischengebietes der Diemel und der Meldestelle Löhne des Zwischengebietes der Werra über den Normal-Bezugslinien für Karlshafen bzw. Minden. Verschiedenheiten der Laufzeiten für Haupt- und Nebenfluß bei ungleichem Abstand der Meldestellen sind dabei zu berücksichtigen. Beim Fehlen einer Meldestelle für das Zwischengebiet müssen etwaige Abweichungen nach den allgemeinen Meldungen über die Niederschlagsverteilung, nach besonderen Meldungen über den Abflußvorgang und nach Erfahrungswerten eingeschätzt und in die Vorausberechnung eingeführt werden, wie dies in dem Beispiel für die Meldestelle Hameln geschehen ist. Ist das Zwischengebiet im Verhältnis zum Gesamtgebiet nur klein, kann die Abweichung vernachlässigt werden.

Die Genauigkeit der Vorhersage beträgt im allgemeinen in der Höhe 5 bis 10 cm und bei der Zeit einige Stunden. Abweichungen des tatsächlichen Wasserstandes vom vorhergesagten, wie sie insbesondere bei plötzlichem Witterungswechsel eintreten können, werden bei den Vorhersagen für die weiter unterhalb liegenden Bezugspegel berücksichtigt.

Einfluß der Strömungsgeschwindigkeiten bei verschiedenen Wasserständen auf die Schiffahrt in Verbindung mit einem abzweigenden Schiffahrtskanal. Maßnahmen, die die Bildung von Ablagerungen im Seitenkanal vermeiden.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Techn. Hochschule Karlsruhe

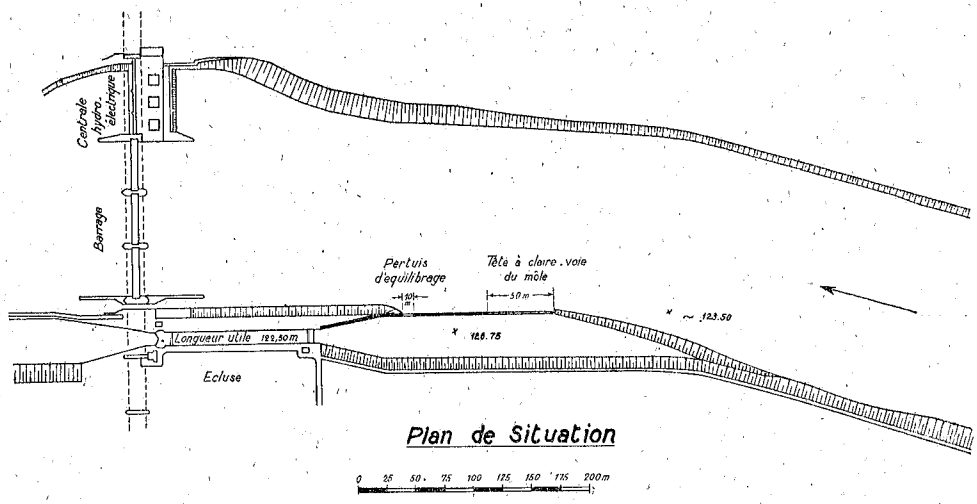
Zusammenfassung: In einem aus dem gestauten Oberwasser abzweigenden Schiffahrtskanal verursachen die mit den Wasserständen zunehmenden Strömungsgeschwindigkeiten Schwingungen der Wassermasse des Schiffahrtskanals. Der Vorgang entsteht im Abzweig des Schiffahrtskanals durch eine Drehwalze, deren Intensität mit zunehmenden Wasserständen vergrößert wird. Diese für die Schiffahrt lästigen Wasserbewegungen können durch einen durchbrochenen Molenkopf verbessert werden, der den unvermittelten Übergang aus der Strömung des Flusses in das Stillwasser des Schiffahrtskanals mildert. Eine Ausgleichöffnung am Ende des Kanals reduziert in besonderem Maße die Schwingungen. Geschiebe und Schwebstoffe werden am durchbrochenen Molenkopf aus dem Kanal in den Fluß befördert. Die Strömung durch die Ausgleichöffnung vermag die Ablagerungen bis auf unwesentliche Mengen zu verhindern.

1. Allgemeines.

Der Grundriß des Flusses, die Lage der Achse des abzweigenden Schiffahrtskanals zur Achse des Flusses, der Höhenunterschied zwischen Flußsohle und Sohle des Schiffahrtskanals sind zusammen mit den wechselnden Strömungsgeschwindigkeiten bei den verschiedenen Wasserständen die Kennzeichen für die Strömungsvorgänge an der Abzweigung und im Schiffahrtskanal. Diese Merkmale sind auch die Ursachen für die Ablagerungen im Seitenkanal und bedingen die Maßnahmen zu ihrer Verminderung. In der überwiegenden Zahl von Fällen zweigt der Schiffahrtskanal aus einer Stauhaltung ab, deren Fallhöhe an einem geeigneten Ort der Linienführung durch eine Schleuse überwunden wird. Sofern der Seitenkanal nur der Schiffahrt, nicht auch der Kraftnutzung dient, wird er in den Betriebszeiten lediglich vom Füllwasser für die Schleusungen durchströmt. In den übrigen Zeiten ist er Stillwasserkanal.

Der Bericht bezieht sich auf eine Staustufe des Grundrisses der Abb. 1 mit einer Fallhöhe bei NQ = 6,75 m, bei Qv (360 m³/s) = 4,78 m, bei der größten Betriebswassermenge 980 m³/s = 2,90 m. Bei Abflußmengen > 980 m³/s, die an 10 bis 12 Tagen eintreten, ist das Kraftwerk abgeschaltet. Die Schiffahrt wird bei einem Abfluß von HSQ = 1260 m³/s eingestellt. Die Regelung des Stauziels am Wehr erfolgt nach einem besonderen Betriebsplan. Über HQ = 2000 m³/s sind die drei Wehrverschlüsse gezogen. Größte Hochwassermenge = 3000 m³/s.

Der Einfluß der Strömungsgeschwindigkeiten bei verschiedenen Wasserständen wird für die Abflußmengen Qv = 360 m³/s, HSQ = 1260 m³/s und für HQ = 2000 m³/s dargestellt, so wie sie an einem Modell im Maßstab 1 : 65 gemessen wurden.



Centrale hydroélektrique	Krafthaus
Barrage	Wehranlage
Pertuis d'equilibrage	Ausgleichsöffnung
Tête à claire voie du môle	Durchbrochener Molenkopf
Longueur utile	Nutzlänge
Ecluse	Schleuse

Abb. 1. Lageplan.

2. Die Strömungsvorgänge am Abzweig des Schiffahrtskanals (oberer Vorhafen).

Bei Q = 360 m³/s, geschlossenen Wehrverschlüssen und gehaltenem Stauziel bewirkt die Krümmung des Flußufers oberhalb der Abzweigung, daß sich die Strömung an der Oberfläche am Molenkopf vorbei nach dem Krafthaus zieht, wobei an der Flußseite des Molenkopfes Ablösungen der Strömung und Verlandungen auftreten. Im Seitenkanal (oberen Vorhafen) bilden sich, angefacht in der Grenzschicht zwischen Flußströmung und Stillwasser des Kanals, an der Oberfläche Walzengebiete aus, die jedoch nicht bis zur Sohle reichen. In den tieferen Wasserschichten folgt die Strömung länger dem linken Ufer in den Seitenkanal und bildet im Innern des oberen Vorhafens eine spiralförmig zum Walzenkern verlaufende Sohlströmung als die Ursache von Geschiebe- und Schwebstoffablagerungen.

Für HSQ = 1260 m³/s sind bei Einhaltung des Stauziels die Verschlüsse des Wehres angehoben. Oberflächen- und Sohlenströmung strecken sich in Richtung nach dem Wehr. Die Sekundärströmungen im oberen Vorhafen sind noch weniger stabil als sie es bei Q = 360 m³/s waren. In regelmäßigen Abständen strömt das Wasser in den Vorhafen ein und wieder aus (Abb. 2) und facht dadurch Schwingungen der Wassermasse des Vorhafens an.

Bei HQ = 2000 m³/s ist das Stauziel überschritten, der Fluß strömt durch die geöffneten Wehrverschlüsse. Die Unterschiede zwischen ein- und ausströmenden Strömungen und die Schwingungen im Vorhafen werden stärker.

Geschiebe oder Schwebestoffe konnten infolge der um 3,0 m höher als die Flußsohle liegenden Sohle des Vorhafens bei diesen Abflußmengen nicht in nennenswertem Umfang in den Vorhafen gelangen. Kleinere Mengen wurden durch die rückläufige Strömung wieder ausgespült. Erst bei HHQ = 3000 m³/s, bei der Ufer, Vorländer und die Trennmole überströmt sind, und die Strömung etwa parallel der Achse in den Schiffahrtskanal eindringen kann, werden Schwerstoffe vor allem in der Nähe des Oberhauptes der Schleuse abgelagert. Bei den

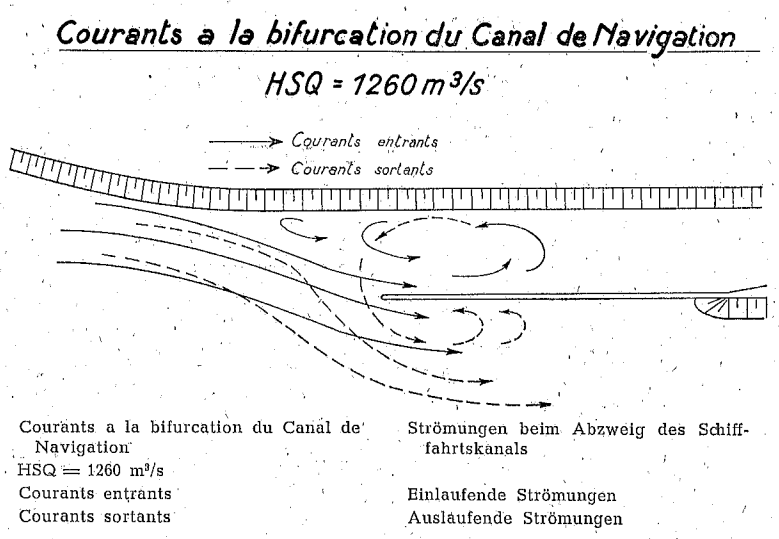
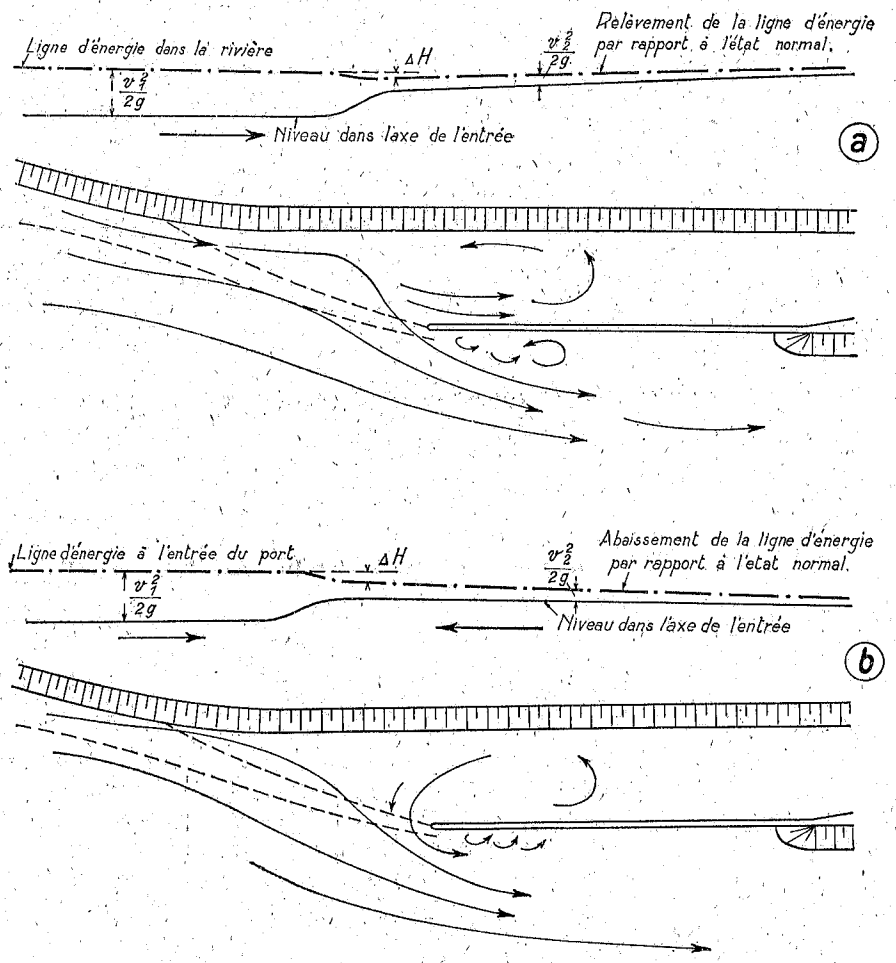


Abb. 2. Strömungen beim Abzweig des Schiffahrtskanals.

Schwingungen der Wassermasse konnte auch ein langsames Fortschreiten der Ablagerungen gegen das Oberhaupt der Schleuse zu beobachtet werden. Es bewirkt zusammen mit Sunk- und Schwallvorgängen bei den Schleusenfüllungen das oft erstaunlich rhythmische Einwandern selbst großer und schwerer Körper in die meist ruhende Wassermasse des oberen Vorhafens und schließlich in die Schleuse.

Der Schwingungsvorgang entsteht im Abzweig des Schiffahrtskanals durch eine linksdrehende Walze, deren Intensität mit zunehmender Wasserführung verstärkt wird. Die im Fluß oberhalb des Abzweigs um $v_1^2/2g$ über dem Wasserspiegel liegende Energielinie senkt sich in der durchwirbelten Grenzschicht um $\triangle$ H, der Wasserspiegel im Abzweig um $v_2^2/2g$ unter die Energielinie. Durch den Staudruck des anströmenden Wassers wird die Grenzfläche zwischen Flußströmung und Totwasser nach dem Innern des Schiffahrtskanals eingedrückt. Der Wasser-

Formation des Oscillations a la Bifurcation du Canal de Navigation



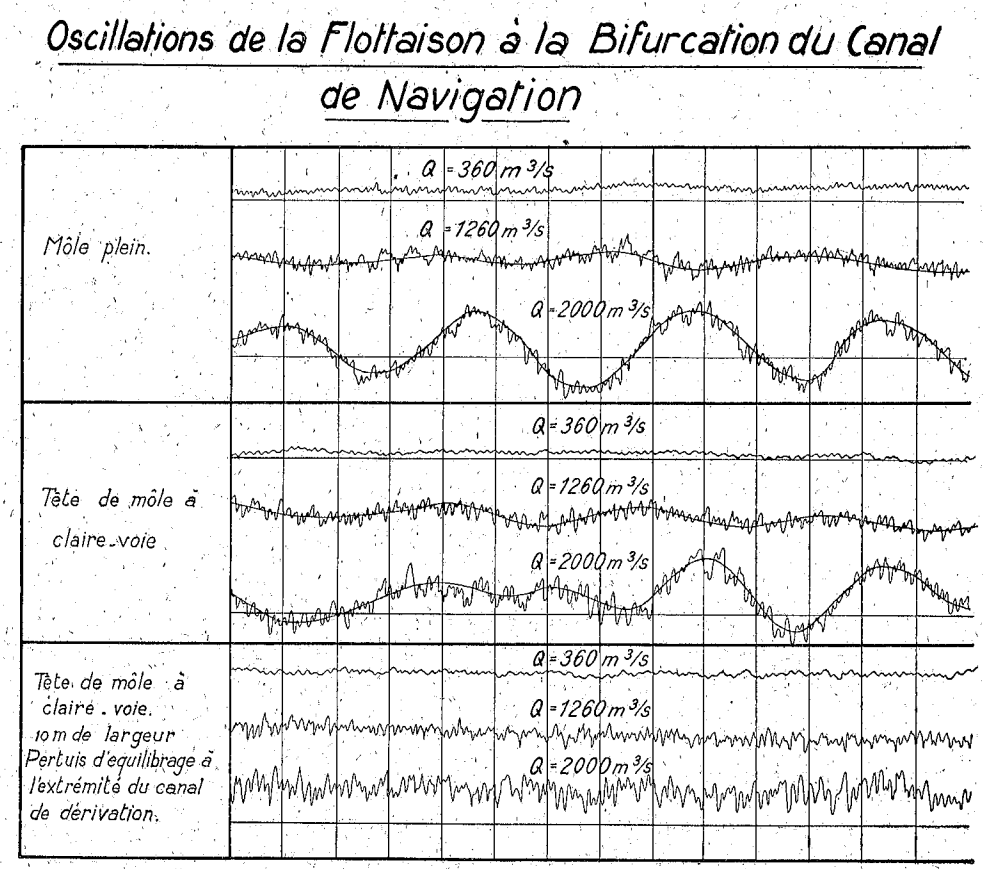
Formation des Oscillations a la Bifurcation du Canal de Navigation	Einstehung der Schwingungen am Abzweig des Schiffahrtskanals
Ligne d'energie dans la rivière	Energielinie im Fluß
Relèvement de la ligne d'énergie par rapport à l'état normal	Hebung der Energielinie gegenüber dem Normalzustand
Niveau dans l'axe de l'entrée	Wasserspiegel in der Achse der Einfahrt
Ligne d'energie à l'entrée du port	Energielinie in der Hafeneinfahrt
Abaissement de la ligne d'energie par rapport à l'état normal	Senkung der Energielinie gegenüber dem Normalzustand
Niveau dans l'axe de l'entrée	Wasserspiegel in der Achse der Einfahrt

Abb. 3. Einstehung der Schwingungen am Abzweig des Schiffahrtskanals.

spiegel im Innern des Abzweigs hebt sich, zugleich erfolgt eine horizontale Wasserbewegung nach dem Oberhaupt der Schleuse. Dieser Strömungsvorgang ist jedoch nicht stationär, die Bernoulli-Gleichung erhält ein Zusatzglied für einen Stromfaden entlang der Achse des Abzweigs:

$$v_1^2/2g + p_1/\gamma + h_1 = v_2^2/2g + p_2/\gamma + h_2 + h_v + 1g \int_o^s \frac{v}{t}\, ds$$

Da das Zusatzglied mit positivem Vorzeichen auftritt, ergibt sich im Abzweig ein Zuwachs an Energie (Abb. 3a), der eine Strömung entgegen der Strömungsrichtung des Flusses einleitet. Diese sich vermehrende Strömung bewirkt eine Senkung des Wasserspiegels am Ende des Abzweigs (Abb. 3b) und ein Ausströmen des Wassers nach der Abzweigstelle. Das Zusatzglied der Gleichung wird negativ.



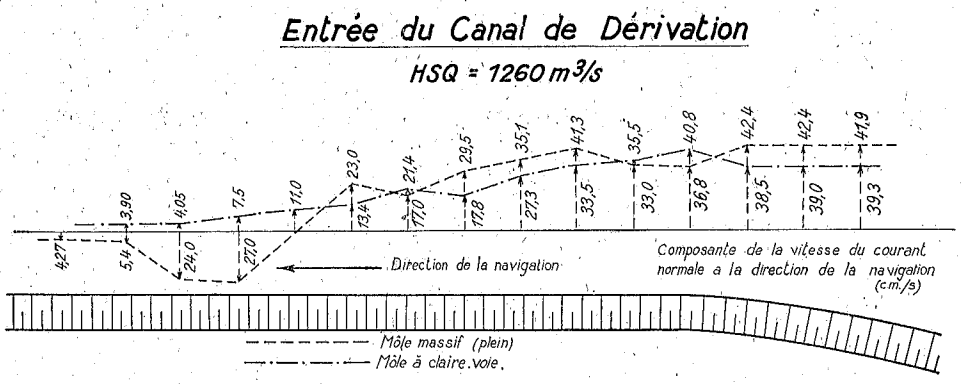
Oscillations de la Flottaison à la Bifurcation du Canal de Navigation
Môle plein
Tête de môle à claire-voie
Tête de môle à claire-voie 10 m de largeur Pertius d'equilibrage à l'extrémité du canal de dérivation

Schwingungen des Wasserspiegels im abzweigenden Schiffahrtskanal
Feste Mole
Molenkopf durchbrochen
Molenkopf durchbrochen 10 m breite Ausgleichöffnung am Ende des Schiffahrtskanals

Abb. 4. Schwingungen des Wasserspiegels im abzweigenden Schiffahrtskanal.

In Abb. 4 sind Ausschnitte aus dem Kurvenverlauf der Schwingungen 50 m oberhalb des Oberhauptes aufgetragen. Mit zunehmender Abflußmenge nehmen Regelmäßigkeit und Amplitude zu, die Schwingungsweite verkleinert sich. Die größten Schwingungshöhen bei Q = 2000 m³/s betragen 0,67 m, bei HSQ = 1260 m³/s wurden 0,27 m gemessen. Hierbei betrug die Schwingweite 7,0 m.

Die Einfahrt in den Abzweig ist bis zu Abflußmengen von 500 m³/s für die Schiffahrt ungefährlich. Bei größeren Abflußmengen führen die Unterschiede der Strömungsgeschwindigkeiten zwischen Fluß und Abzweig und hierbei insbesondere der aus Abb. 5 ersichtliche Wechsel zwischen dem positiven und negativen Wert der Komponente der Strömungsgeschwindigkeit zu einer Gefährdung der Schiffahrt.



Entrée du Canal de Dérivation	Einfahrt in den abzweigenden Schiffahrtskanal
Direction de la navigation	Fahrtrichtung
Composante de la vitesse du courant normale a la direction de la navigation	Komponente der Strömungsgeschwindigkeit quer zur Fahrtrichtung
Môle massif (plein)	geschlossene Mole
Môle à claire-voie	durchbrochene Mole

Abb. 5. Einfahrt in den abzweigenden Schiffahrtskanal.

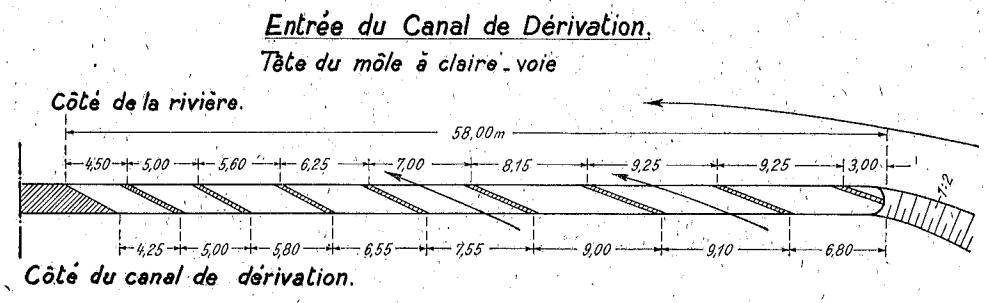
3. Maßnahmen zur Verbesserung der Einfahrt und zur Verminderung der Ablagerungen.

Zur Verbesserung des unvermittelten Überganges aus der Strömung des Flusses in den abzweigenden Schiffahrtskanal empfiehlt es sich, den Molenkopf nach Abb. 6 zu durchbrechen. Die Durchflußöffnungen reichen von der Sohle des Schiffahrtsabzweiges bis zum Stauziel. Die sehr flache Böschung zwischen Flußbett und Sohle des Schiffahrtskanals soll in einem geschwungenen Grundriß und der Böschungsneigung 1 : 2 vom Ufer nach dem Molenkopf geführt werden, um das Eintreiben von Geschiebe in den Schiffahrtskanal zu erschweren.

Die Einfahrt in den abzweigenden Schiffahrtskanal wird durch die Abnahme der Querkomponenten auf Abb. 5 und vor allem dadurch erleichtert, daß der Wechsel dieser Komponenten wegfällt.

Mit dem durchbrochenen Molenkopf wird die schwingende Wassermasse um etwa $^1/_3$ verkleinert, so daß sich trotz schwächerer Anfachung die Schwingung verstärkt (Abb. 4). Diese Schwingungen lassen sich durch eine 10 m breite Ausgleichöffnung am Ende des Schiffahrtskanals vermeiden (Abb. 1,4). Das entlang der Mole einströmende Wasser (Abb. 3 a) setzt sich im Schiffahrtskanal nicht mehr

in potentielle Energie um, sondern durchströmt den Kanal. Der Wasserspiegel behält seine konstante Lage. Auch für die einfahrenden Schiffe wirkt sich die Öffnung günstig aus, da sich die Querkomponenten der Abb. 5 noch weiter verkleinern. Die Verbindung mit dem offenen Fluß vermindert vorteilhaft die Sunk- und Schwallerscheinungen beim Füllen der Schleusenkammer.



Entrée du Canal de Dérivation	Einfahrt in den abzweigenden Schiffahrtskanal
Tête du môle à claire-voie	Durchbrochener Molenkopf
Côte de la riviére	Flußseite
Côte du canal de dérivation	Seite des Schiffahrtskanals

Abb. 6. Einfahrt in den abzweigenden Schiffahrtskanal. Durchbrochener Molenkopf.

Mit der Einströmung in den Schiffahrtskanal nimmt der Eintrieb an Schwebstoffen zu. Am durchbrochenen Molenkopf werden sie teilweise dem Fluß wieder zurückgegeben. Der restliche Teil treibt durch die Ausgleichöffnung aus dem Vorhafen in den Fluß. Der Rhythmus des Wanderns von Ablagerungen feiner und grober Bestandteile ist durchbrochen und nur bei Abflußmengen über 2000 m^3/s bildet sich eine flache Ablagerungsfläche geringer Ausdehnung unterhalb der Ausgleichöffnung. Bei der verhältnismäßig kurzen Dauer dieser Abflußmengen bleiben Form und Konsistenz der Bank labil. Das zurückgehende Hochwasser vermag die Ablagerung durch die Strömung in der Ausgleichöffnung abzutragen.

Abt. I Frage 1e

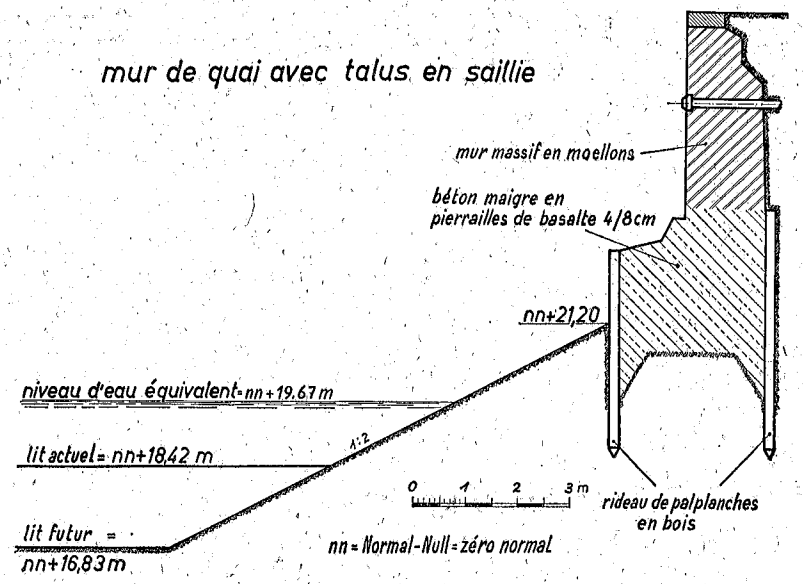
Bauweise und Anordnung der Kaianlagen.

Von Hafendirektor Hermann B u m m , Duisburg-Ruhrort

Zusammenfassung: Senkrechte Kaimauern sind bei Häfen mit großen Wasserstandsunterschieden sehr teuer, Eine Verbilligung kann erzielt werden, indem im oberen Abschnitt eine Böschung angeordnet wird. Flache Gründungen sind in den Häfen an Flußläufen, in denen ein Absinken der Flußsohle zu erwarten ist, nicht zu empfehlen, Schwergewichtsmauern sind wegen des hohen Materialverbrauchs unwirtschaftlich. Die Anwendung von Pfahlgründungen oder Spundwänden ist die gegebene Bauausführung für Kaimauern. Spundwände haben eine ausreichende Lebensdauer und bieten die Möglichkeit zum Umbau der Kaianlagen bei späteren Umänderungen. Wirtschaftlich günstig sind auch Winkelstützmauern auf Pfahlrosten.

Bei Häfen mit großen Wasserstandsunterschieden sind die Kosten der Uferausbildung für die Wirtschaftlichkeit des Hafens von entscheidender Bedeutung. Seitens der Umschlagbetriebe werden mit Rücksicht auf die Konkurrenzgründe gegenüber anderen Transportmitteln und der dringend notwendigen Beschleunigung des Schiffsverkehrs senkrechte K a i m a u e r n gewünscht. Diese sind aber

im Bau sehr teuer, obwohl sie in der Unterhaltung etwas wirtschaftlicher sind. Früher waren vollkommen senkrechte Kaianlagen in den Binnenhäfen selten. Wegen Ersparnisgründen und wegen Ausführungsschwierigkeiten bei einer tiefen Gründung blieb vor der Kaimauer unter Wasser im allgemeinen eine flach geneigte Böschung erhalten, die bei niedrigen Wasserständen recht unbequem war, weil die Schiffe nicht bis ganz an die Mauer vorlegen können. Da jedoch die Niedrigwasserstände viel länger als die höheren Wasserstände anhalten, ist es richtiger, den unteren Abschnitt bis zur Sohle senkrecht zu gestalten und im oberen Abschnitt in eine Böschung, jedoch nicht mehr als 4 bis 5 m hoch, auslaufen zu lassen, wenn aus Kostengründen nicht eine vollkommen senkrechte



mur de quai avec talus en saillie	Ufermauer mit vorgelagerter Böschung
mur massif en moellons	Bruchsteinmauer
béton maigre en pierrailles de basalte	Basaltkleinschlag 4/8 cm mit wenig Bindemittel
niveau d'eau équivalent	Gl.W.
lit actuel	Ist-Sohle
rideau de palplanches en bois	Holzspundwand
lit futur	Soll-Sohle

Abb. 1. Ufermauer mit vorgelagerter Böschung.

Uferwand ausgeführt werden kann. Um die Kosten der Kaimauer zu verringern, kann man u. U. auch eine gelegentliche Überschwemmung durch Spitzenhochwasser bei den meisten Lager- und Umschlagplätzen, insbesondere für Massengüter, in Kauf nehmen, zumal dann die Schiffahrt ruht.

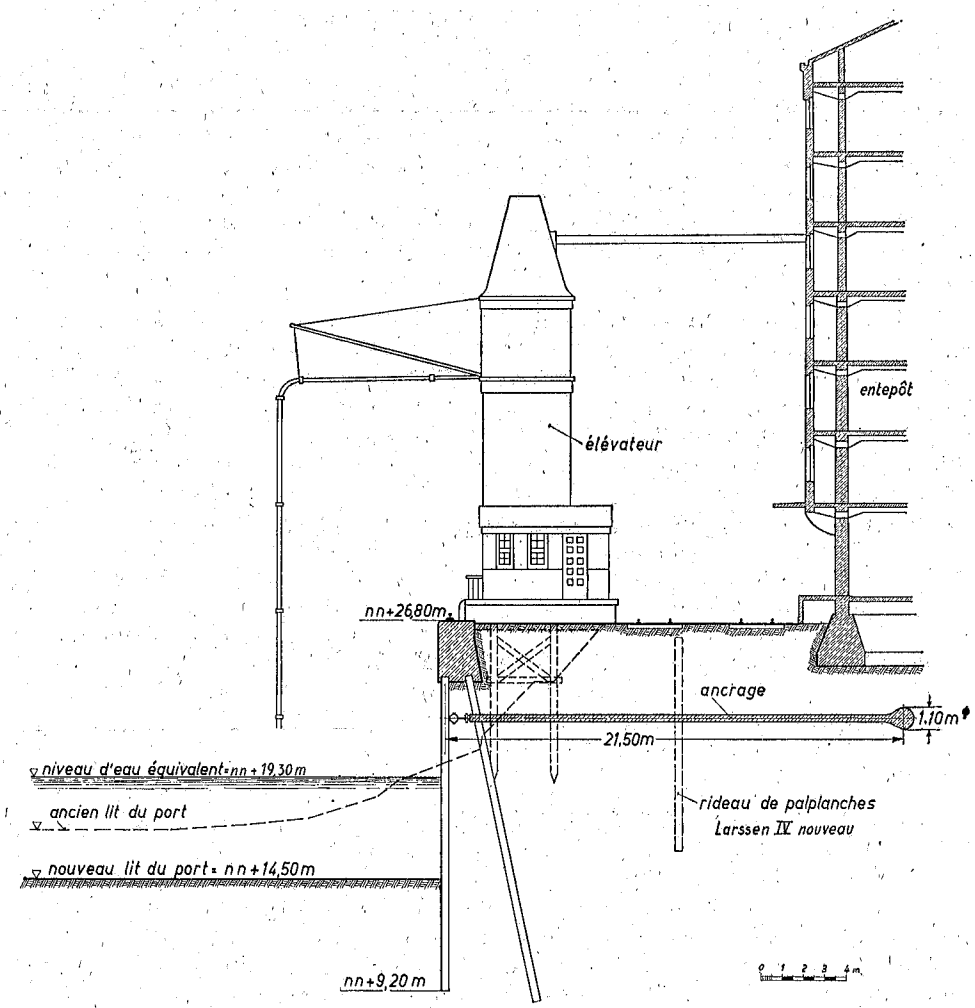
Flachgründungen sind wegen der an vielen Flüssen zu beobachtenden abfallenden Niedrigwasserstände nicht günstig, da man sie sicherheitshalber tiefer, als es zur Zeit notwendig wäre, ausführen muß. Wo mit der Neuanlage von Häfen gleichzeitig ein Ausbau des Wasserlaufes zur Schiffbarmachung verbunden ist, muß mit einer verstärkten E r o s i o n der Flußsohle gerechnet werden, die eine spätere Vertiefung der Hafensohle erforderlich macht. So ist z. B. durch den

Ausbau des Rheinstroms im Laufe des 19. Jahrhunderts die Stromsohle des Niederrheins durch Erosion streckenweise um 2 m abgesunken, und es ist noch mit einem weiteren Absinken der Flußsohle um nochmals 2 m zu rechnen, bis die verstärkte Erosionserscheinung zum Abklingen gekommen ist. Die Hafenanlagen am Niederrhein müssen daher in den nächsten Jahrzehnten um 4 m vertieft werden. Wo solche Erscheinungen zu erwarten sind, ist von Flachgründungen für die Kaimauern abzuraten. Eine Flachgründung in offener Baugrube erfordert meistens schon eine leichte Einspundung der Baugrube und eine Wasserhaltung. Statt dessen kann man gleich eine vollständige Spundwand als Uferausbildung wählen.

Eine Brunnengründung, die früher bei Schwergewichtsmauern häufig angewandt wurde, kann unter Umständen je nach Örtlichkeit und Untergrundverhältnissen in einzelnen Fällen wirtschaftlich sein, da heute eine serienmäßige Herstellung der Brunnen auf einem Bauplatz und Versetzen an Ort und Stelle mittels eines Hebebockes möglich ist. Die Anwendung kommt jedoch nur für Schwergewichtsmauern in Frage, deren Ausführung nur noch selten gewählt wird, da sie zu teuer in der Herstellung sind. Neben der schwierigen und kostspieligen Gründung, deren Ausführung an Flüssen von den schwankenden Wasserständen sehr abhängig ist, erfordern sie einen hohen Materialverbrauch, der ihren Bau ebenfalls unwirtschaftlich macht. Die Ausführung bedingt auch zumeist noch umfangreiche Erdarbeiten und beansprucht verhältnismäßig viel Platz, der, wo es sich um Umbauten von bestehenden Häfen handelt, nur beschränkt zur Verfügung steht. Eine Ausführung im Mauerwerk kommt, selbst wo geeignete Steine in greifbarer Nähe sind, nicht mehr in Frage, sondern nur noch eine Anwendung des Betons. Bei diesem kann bei der heutigen einwandfreien Herstellung auf eine Verblendung und auch auf Abdeckplatten verzichtet werden.

Die Untergrundverhältnisse in den Binnenhäfen, die zumeist im weiteren Vorland von Flüssen liegen, lassen fast immer die Anwendung von Pfahlgründungen oder Spundwänden zu. Mit beiden Ausführungsarten wird die Gründung der Kaianlage sehr vereinfacht. Die Stahlspundwand kann man heute als das geeignetste Bauelement für Kaianlagen in Binnenhäfen ansprechen. Mit den verschiedenen Profilstärken, Materialgüten und Systemen kann sie den örtlichen Verhältnissen und Erfordernissen sehr gut angepaßt werden und ist dadurch sehr wirtschaftlich. Ihre Ausführung ist im allgemeinen schneller und billiger möglich als andere Kaiausführungen, besonders, weil sie kaum von den jeweiligen Wasserständen beeinflußt wird. Die Rammgeräte sind heute leicht und beweglich gestaltet; nach Möglichkeit werden schwimmende Rammen eingesetzt, die die Einsparung von besonderen Rammgerüsten ermöglichen. Ein besonderer Vorteil der Spundwand liegt darin, daß der gewachsene Boden hinter der Wand erhalten bleibt und nicht wie bei massiven Wänden Ausschachtungs- und Verfüllarbeiten, mit später nachteiligen Setzungen, notwendig werden.

Bei sehr hohen Uferwänden bietet die Spundwand mit aufgesetztem Holm in Stahlbetonausführung eine sehr gute Lösung. Dieser Holm kann verschieden hoch, je nach Erfordernis und Wirtschaftlichkeit, gestaltet werden. Der Schleifleitungskanal, für den besonders bei Massengutumschlag die schlitzlose Ausführung zu empfehlen ist, läßt sich durch Aussparung im Beton sehr gut unterbringen. Vor dem Holm kann auf die Anordnung von Reibhölzern verzichtet werden, so daß die Fläche glatt bleibt und nahezu mit Spundwandvorderkante



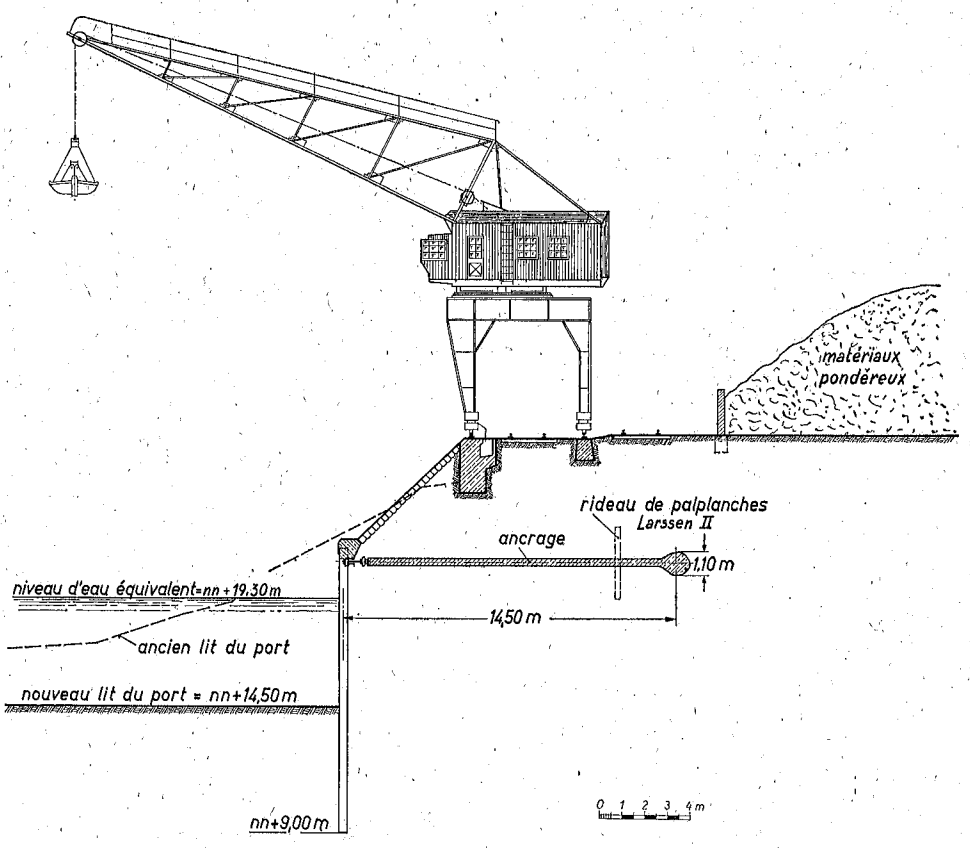
entepôt	Speicher
ancrage	Anker
niveau d'eau équivalent	Gleichwertiger Wasserstand
ancien lit du port	alte Hafensohle
nouveau lit du port	neue Hafensohle
rideau de palplanches Larssen IV nouveau	Larssen IV neu

Abb. 2. Speicher.

bündig ist. Falls man durch Scheuern der Schiffe Beschädigungen am Beton befürchtet, empfiehlt sich das Einbetonieren nur wenige Zentimeter vorstehender Stahlscheuerleisten.

Die im allgemeinen bei Spundwänden notwendige Verankerung bereitet heute keine Schwierigkeiten mehr. Bei Neuanlagen in unbebautem Gelände wird sich die vornehmlich übliche Anwendung einer Verankerungswand noch ermöglichen lassen. Häufiger werden jedoch wegen der geringeren Ausschachtungsarbeiten heute Ankerplatten verwendet. An Stelle der früher üblichen Ankerstangen

werden heute des öfteren auch stählerne Seile verwendet, die unempfindlicher gegen Bodensetzungen und Nebenbeanspruchungen und darüber hinaus einfacher beim Einbau zu handhaben sind. In schon bebautem Gelände ist der Einbau dieser Verankerungen sehr schwierig und zum Teil kaum durchführbar. Das von den Duisburg-Ruhrorter Häfen entwickelte und in großem Umfange dort an-



matériaux pondéreux	Lagergut
ancrage	Anker
niveau d'eau équivalent	Gleichwertiger Wasserstand
ancien lit du port	alte Hafensohle
nouveau lit du port	neue Hafensohle

Abb. 3. Lagergut.

gewandte Verfahren mit Stahlbeton-Verankerungspfählen, die als Ortbetonpfähle System Lorenz hergestellt werden, bietet eine gute Möglichkeit, die Verankerung auch in vollständig bebautem Ufergelände und ohne Beeinträchtigung des etwa schon vorhandenen Hafenbetriebes herzustellen. Die Spundwände werden von der Wasserseite aus mit schwimmendem Gerät gerammt und die Pfähle mit 32 cm ϕ ausschließlich von der Wasserseite hergestellt. Sie werden neuerdings auch maschinell gebohrt, der Pfahlfuß von 1 m ϕ wird durch einen Fußschneider mit einem Federmesser nach dem System Lorenz

ausgeschält. Für die Aufnahme der Zugkräfte wird ein Kabelanker eingelegt, der am Ende bürstenförmig aufgebogen und durch einen Drahtkorb verstärkt wird. Anschließend wird das Bohrrohr mit Beton durch eine Betonpumpe gefüllt. An und für sich würde es genügen, den Pfahlfuß zu betonieren und das Bohrrohr frei zu lassen. Zur Vermeidung von Setzungen nach Durchrosten des Bohrrohres und von Korrosion am Anker wird auch das Bohrrohr ausbetoniert. Nur das letzte Ende des Kabelankers bleibt frei, um einen gelenkigen Anschluß zu erzielen und das Spannschloß anordnen zu können. Durch Kontrollbohrungen, die von oben auf den Pfahlfuß heruntergetrieben werden, kann festgestellt werden, daß sich der Pfahlfuß einwandfrei ausschneiden läßt. Öfter stürzt etwas Boden ein, bis sich ein spitzes Gewölbe gebildet hat, wodurch aber der Fuß höchstens noch größer wird. Der Anker läßt sich mit einer Stange leicht einschieben, wobei die aufgebogenen Enden durch einen Ring zusammengehalten werden, der in der Endlage vorgezogen wird. Die Eisen spreizen sich im Pfahlfuß gut auf, und der Pumpbeton füllt die Hohlräume vollständig aus. Es besteht die Gewähr, daß die Verankerung zeichnungsgemäß zur Ausführung kommt. Rechnungsmäßig läßt sich nicht nachweisen, welche Zuglast eine Pfahlreihe aufnehmen kann, da sich die Einflußbereiche der in einem Abstand von 3,20 bis 4 m liegenden Pfähle überschneiden. Die Bemessung erfolgt in der Weise, daß zunächst eine gewöhnliche Verankerungsspundwand berechnet wird und die Pfahlfüße so weit zurückgelegt werden, daß sie sich mit dem Erddruckkeil der Verankerungswand decken. Dieses Verfahren ist besonders bei Kaiumbauten vorteilhaft.

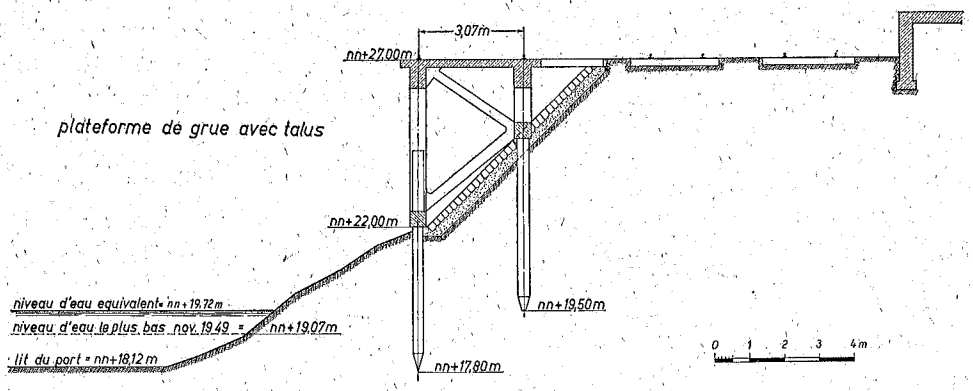
Die Spundwand hat sich besonders vorteilhaft im Bergsenkungsgebiet erwiesen, da sie infolge ihrer inneren Beweglichkeit den Bodenbewegungen gut folgen kann, ohne im allgemeinen in ihrer Standsicherheit nachzulassen. Zu Anfang ihrer Anwendung wurden verschiedentlich Bedenken wegen der Abrostung und damit ihrer Lebensdauer vorgebracht. Diese haben sich indes nicht als zutreffend erwiesen. Die Abrostung ist im Verhältnis auch nach vielen Jahren sehr gering. Eine Lebensdauer von etwa 50 Jahren erscheint, sofern nicht besondere Einflüsse auf das Eisen wirken, garantiert zu sein. Dieses trifft sogar für den einfachen Stahl St. 37 zu, so daß die Anwendung von Sonderstahl im allgemeinen aus diesem Grunde nicht notwendig ist. Die Lebensdauer der Spundwand reicht damit bis zur nächsten Hafenumgestaltung, die im allgemeinen aus Verkehrsgründen etwa alle 50 Jahre nötig wird.

Die Unterhaltungskosten einer Spundwand sind unerheblich, da auf Anstrich und Reibhölzer verzichtet werden kann. Der Anstrich von Spundwänden vor Kaianlagen bringt keinen wesentlichen Nutzen, da er durch scheuernde Schiffe gerade an den Stellen, wo er zur Erhaltung der Spundwand am sinnvollsten wäre, sofort zerscheuert wird. Ein weiterer Vorteil der Spundwand liegt darin, daß sie sich wieder leicht beseitigen läßt und damit spätere Umgestaltungen vereinfacht. Das Spundwandmaterial ist nach dem Ziehen nicht verloren und kann in den meisten Fällen noch an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Neben der Stahlspundwand werden gelegentlich auch Stahlbetonbohlwände ausgeführt, jedoch läßt sich mit diesen keine sehr hohe Uferhöhe erreichen. Die Schwierigkeit besteht beim Rammen auf größere Länge, da der Untergrund in Binnenhäfen meistens aus festgelagertem Kies, gelegentlich auch Tonschichten besteht, die großen Rammwiderstand verursachen. Ein Einspülen von Bohlen, wie es an der See verschiedentlich durchgeführt wird, ist in Binnenhäfen fast nirgends möglich. Die Stahlbetonbohle kommt damit nur für leichte Uferwände geringer Höhe in Frage.

Bei sehr hohen Kaianlagen ist neben der Stahlspundwand verschiedentlich die Winkelstützmauer auf hohem Pfahlrost eine geeignete Lösung, die vor allem vorteilhaft bei schlechtem Untergrund angewendet werden kann. Auch sie ist in der Herstellung verhältnismäßig einfach und wenig abhängig von den Wasserstandsschwankungen. Die Pfahlgründung kann durch eine leichte Schutzwand zur Wasserseite hin verdeckt und geschützt werden, die darüber hinaus Hinterspülungen und Auskolkungen der Kaianlage verhindert.

Abschließend sei noch die leichteste Ausführungsart einer Kaianlage erwähnt, die aus einer Pflasterböschung mit Kranbühne besteht. Diese Art der Uferausbildung sieht man verhältnismäßig häufig in Binnenhäfen mit hohen Uferanlagen, um die erheblichen Kosten einer festen Kaianlage zu sparen. Für



plateforme de grue avec talus	Kranbahn mit Uferböschung
niveau d'eau équivalent	Gl.W
niveau d'eau le plus bas	NNW
lit du port	Sohle = NN

Abb. 4. Kranbahn mit Uferböschung.

den Umschlagbetrieb ist diese Ausführung jedoch nicht besonders vorteilhaft, weil bei niedrigen Wasserständen die Böschung hervortritt und dadurch Schiffe weiter ablegen müssen. Die Kranbühnen werden zumeist in Stahlbeton, nur selten in Stahl hergestellt. Sie sind in der Herstellung wesentlich billiger als andere Kaianlagen, dagegen verhältnismäßig empfindlich und in der Unterhaltung teuer.

Bau von Schleusen und Wehren ohne zeitweilige Umleitung; Mittel zur Sicherstellung der ununterbrochenen Schiffahrt während der Bauarbeiten.

Von Dr.-Ing. Heinz Fuchs,
Vorstandsmitglied der Rhein-Main-Donau AG., München.

Zusammenfassung: Der Einbau von Schleusen und Wehren in Flüsse mit stark wechselnden Wasserständen und großen Hochwässern ist ein Problem, das bei der steigenden Ausweitung der Wasserstraßennetze und der Wasser-

kraftnutzung an schiffbaren Flüssen immer wiederkehrt. Es kann in verschiedener Weise gelöst werden, immer aber so, daß die Belange der Schifffahrt während des Baues in befriedigender Weise gewahrt werden, ohne daß hierdurch unvertretbar hohe Mehrkosten entstehen. Die Rücksicht auf eine ständige Aufrechterhaltung der Schiffahrt während des Baues bedingt nämlich im wesentlichen nur einen begrenzten Mehraufwand entweder beim Wehr oder bei der Schleuse und einen Mehrbedarf an Bauzeit, der aber je nach dem Gewicht, das ihm im Einzelfalle beizumessen ist, in engen Grenzen gehalten werden kann.

Gliederung: Die Untersuchung geht davon aus, daß für die Sicherstellung der ununterbrochenen Schiffahrt nicht der Schleusenbau, sondern der Wehrbau bestimmend ist. Sie behandelt sodann die beiden grundsätzlichen Möglichkeiten

1. das Wehr nach der Schleuse oder
2. gleichzeitig mit der Schleuse

zu bauen.

Bei der zweiten Möglichkeit wird unterschieden zwischen dem Fall, daß

a) das Wehr keine Durchfahrt gestattet und dem Fall, daß
b) das Wehr für die Durchleitung der Schiffahrt eingerichtet wird.

Abschließend wird der Einfluß von Wasserkraftanlagen behandelt.

Wenn man in einem schiffbaren Fluß eine aus Wehr und Schleuse bestehende Staustufe zu errichten hat, legt man die Schleuse bekanntlich stets an eines der beiden Flußufer oder in einen Durchstich auf eines der beiden Vorländer.

Diese Lage der Schleuse ist aus zahlreichen, hier nicht näher zu erörternden Gründen notwendig. Für die Baudurchführung bringt sie den Vorteil mit sich, daß das Flußbett kaum oder gar nicht in Anspruch genommen wird und daß daher der Schleusenbau in der Regel ohne besonderes Zutun so vor sich gehen kann, daß die Schiffahrt nicht beeinträchtigt wird.

Anders liegen die Verhältnisse beim Wehr. Hier sind, wenn der Bau unter Aufrechterhaltung der Schiffahrt durchgeführt werden soll, besondere Vorkehrungen notwendig, die je nach der Reihenfolge, in der die Bauwerke ausgeführt werden, verschieden sind. Grundsätzlich bestehen die zwei Möglichkeiten, das Wehr entweder nach der Schleuse oder gleichzeitig mit ihr zu bauen. Daran ändert sich nichts, wenn die Wehranlage mit einem Wasserkraftwerk verbunden wird, um den Stau zur Erzeugung elektrischer Energie auszunutzen.

Im einzelnen ist zu den zwei Möglichkeiten folgendes zu sagen:

1. Bau des Wehres nach Inbetriebnahme der Schleuse.

In diesem Fall wird die Schiffahrt vom Beginn des Wehrbaues an durch die Schleuse geleitet. Dies setzt voraus, daß die Schleuse benutzt werden kann, ohne daß ein künstlicher Stau vorhanden ist. Die Sohle des oberen Vorhafens und der Drempel des Oberhauptes müssen daher so tief gelegt werden, daß die Einfahrt in die Schleuse bei ungestautem niedersten schiffbaren Wasserstand möglich ist. Außerdem muß unter Umständen in Verlängerung des oberen Vorhafens eine Schiffahrtsrinne bis zum natürlichen Talweg des Flusses gebaggert und von Ablagerungen frei gehalten werden. Da hierbei oberhalb der Schleuse im Fluß eine für die Schiffahrt unangenehme Gefällsstrecke entstehen kann, die eine ständige Schlepphilfe erfordert, tut man gut daran, den Anschluß erst möglichst kurz vor Inbetriebnahme der Schleuse zu baggern. Man kann dann den Auswirkungen einer solchen Gefällsstrecke sofort nach Umleitung der Schiffahrt mit

einfachen Mitteln entgegenwirken, indem man durch Einbau einer primitiven Grundschwelle oder durch andere behelfsmäßige Maßnahmen im Bereich der Wehrbaustelle einen kleinen Stau erzeugt.

Bei einer Anlage mit Doppelschleuse genügt es im allgemeinen, eine Schleuse für ungestauten niedersten schiffbaren Wasserstand zu bauen, während bei der zweiten der Oberhauptdrempel mit dem dazugehörigen Teil des Vorhafens nicht tiefer gelegt zu werden braucht, als dem Wasserstand im gestauten Fluß entspricht.

Die Schiffahrt wird infolge der zeitlichen Aufeinanderfolge von Schleusen- und Wehrbau durch den Wehrbau überhaupt nicht berührt und kann während der gesamten Bauzeit genau so betrieben werden wie vorher. Umgekehrt beeinflussen auch die Belange der Schiffahrt die Gestaltung des Wehres nicht. Seine Abmessungen, wie etwa die Lichtweite der Öffnungen, die Höhenlage der Wehrschwelle und die Höhenlage der hochgezogenen Verschlüsse, können daher ohne Rücksicht auf die Schiffahrt, lediglich nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten festgelegt werden, und bei der Baudurchführung sind nur die für jeden Wehrbau maßgebenden Grundsätze zu beachten.

Nachteilig ist die durch das Hintereinanderschalten der beiden Bauvorgänge bedingte lange Bauzeit. Sie hat zur Folge, daß die Schiffahrt erst lange nach Baubeginn in den Genuß der Vorteile kommt, die mit dem Stau verbunden sind und daß außerdem, sofern das Wehr mit einem Wasserkraftwerk ausgerüstet wird, die Aufnahme der Energieerzeugung beträchtlich verzögert wird. Daneben kann die lange Bauzeit unter Umständen zu einer Erhöhung der Baukosten führen, kaum aber zu einer Verbilligung.

Angesichts dieser Nachteile, denen keine entscheidenden Vorteile gegenüberstehen, kann diese Art der Baudurchführung nicht empfohlen werden. Sie wird sich auf Ausnahmefälle beschränken, in denen es z. B. aus finanziellen Gründen nicht möglich ist, die Gesamtanlage in einem zu bauen.

2. Bau des Wehres gleichzeitig mit dem Bau der Schleuse.

Werden Schleuse und Wehr gleichzeitig oder ineinandergreifend gebaut, so verkürzt sich die Bauzeit beträchtlich und wird nahe an das durch Unterbrechung der Schiffahrt erreichbare Minimum herangeführt. Dabei sind zwei typische Wege zu unterscheiden, die beide von der Gestaltung des Wehres ausgehen. Bei dem ersten wird das Wehr nur nach bautechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten gestaltet, ohne Rücksicht auf die Schiffbarkeit einzelner Öffnungen. Beim zweiten dagegen wird das Wehr so ausgebildet, daß die Schiffahrt bei allen schiffbaren Wasserständen durch die Wehröffnungen hindurchfahren kann.

a) Wenn das Wehr nicht für die Durchleitung der Schiffahrt im ungestauten Fluß eingerichtet ist, kann der Schiffsverkehr während der Bauzeit nur so lange im Fluß belassen werden, als er durch die Lücken zwischen den Wehrbaugruben oder fertigen Teilen des Wehres sicher hindurchfahren kann. Dann muß er in die Schleuse umgelegt werden, die bis dahin fertiggestellt und wie im Falle 1 so eingerichtet sein muß, daß sie auch bei ungestautem niedersten schiffbaren Wasserstand noch benutzt werden kann. Dies setzt voraus, daß von Anfang an die Bauarbeiten am Wehr und an der Schleuse so aufeinander abgestimmt werden, daß die Schleuse rechtzeitig fertig ist. Man wird dabei gut daran tun, den Zeitpunkt für den

Beginn des Wehrbaues möglichst vorsichtig festzulegen; denn es soll tunlichst vermieden werden, daß der mit einem größeren Risiko verbundene Wehrbau zeitweise unterbrochen werden muß, nur weil die Schleuse den umzuleitenden Schiffsverkehr noch nicht aufnehmen kann.

Im übrigen ist über die Bauarbeiten am Wehr folgendes zu sagen:

Die Art der Gründung, sei es offene Baugrube oder Druckluftgründung, ist im allgemeinen für die Aufrechterhaltung der Schiffahrt ohne Belang. Sie gewinnt lediglich dann an Interesse, wenn der Untergrund des Flusses besonders große Abstände der Baugrubenumschließung von den Bauteilen erforderlich macht, weil dadurch die Schaffung genügend großer und nicht zu rasch durchströmter Schiffahrtsöffnungen erschwert wird. In einem solchen Falle ist es möglich, daß eine Druckluftgründung der Wehrpfeiler nicht nur für die Gründung an sich, sondern auch für die Durchleitung der Schiffahrt durch die Wehrbaustelle von Nutzen ist. Im allgemeinen aber wird man die billigere und raschere Gründung in offener Baugrube vorziehen und dabei jenes Fangedammsystem anwenden, das unter den gegebenen Umständen (Untergrund, Wassertiefen, Wirtschaftlichkeit) den geringsten Platz beansprucht und daher die größten Durchlaßbreiten erbringt.

Bei der Gründung in offener Baugrube kommt der Baugrubeneinteilung eine besondere Bedeutung zu. Damit die Baudurchführung möglichst wirtschaftlich wird, soll die Zahl der Baugruben möglichst gering und ihr Bereich möglichst groß sein. Während nun bei nicht schiffbaren Flüssen nur die Rücksicht auf Hochwasser und Eisabfuhr der Anwendung dieses Grundsatzes gewisse Grenzen setzt, hängt im vorliegenden Fall die Baugrubeneinteilung auch von einer sicheren Durchleitung der Schiffahrt durch die freien Lücken ab. Man kann dabei davon ausgehen, daß im Interesse einer raschen und wirtschaftlichen Baudurchführung die nutzbare Breite der Baugrubenlücken (= Schiffahrtsrinnen) im allgemeinen auf das für einschiffigen Betrieb notwendige Maß beschränkt werden kann. Dieses Maß wird von Fall zu Fall verschieden sein; es hängt von der Größe der Schiffe, von der Länge und Breite der Schleppzüge und von den örtlichen Strömungsverhältnissen ab und wird am besten gemeinsam mit der Schiffahrt und den Schiffahrtsbehörden festgelegt. Um einen sicheren und reibungslosen Betrieb zu gewährleisten, muß, wie an allen unübersichtlichen einschiffigen Strecken, ein gut funktionierender Wahrschau- und Signaldienst eingerichtet werden. Bei zeitweise dichterem Verkehr kann außerdem oberhalb der Baustelle ein Wendeplatz notwendig werden.

Die Abflußquerschnitte, die in den einzelnen Stadien des Wehrbaues verfügbar sind, müssen nicht nur eine unschädliche Hochwasserabfuhr ermöglichen, sondern sollen nach Möglichkeit auch so groß sein, daß bis zum höchsten schiffbaren Wasserstand in keiner Schiffahrtsöffnung eine höhere Wassergeschwindigkeit auftritt, als an der ungünstigsten Stelle des übrigen von der Schiffahrt benutzten Flußlaufes von Natur aus vorhanden ist. Läßt es sich nicht vermeiden, daß zeitweise größere Geschwindigkeiten auftreten, so ist für die Bergfahrt eine ausreichende Schlepphilfe zu stellen, die auch dann notwendig ist, wenn frei treibende Talfahrer und Flöße sicher durch die Baustelle geleitet werden müssen. Ist die Schiffahrtsrinne verhältnismäßig eng, so sind solide Leitwerke erforderlich, die eine sichere Einführung der Schiffe in die Engstelle gewährleisten. Wenn dagegen die Schiffahrtsrinne genügend breit ist und wenn es gelingt, den Baugruben einen hydraulisch so günstigen

Grundriß zu geben, daß eine von Wirbeln und Querströmungen weitgehend freie Zu- und Abströmung des Wassers gewährleistet ist, wird man sie in der Regel weglassen können.

Ist für die Durchführung der Bauarbeiten eine feste Baubrücke notwendig, so muß die Lage der Brückenstützen auf die Schiffahrtsrinnen abgestimmt und der Überbau der Brücke so hoch gelegt werden, daß auch bei höchstem schiffbaren Wasserstand noch eine ungehinderte Durchfahrt möglich ist. Liegen die Stützen im Bereich der Schiffahrtsrinne, so sind zur Vermeidung von Havarien Leitwerke vorzusehen.

Sobald der Schiffsverkehr in die Schleuse umgeleitet ist, kann der Wehrbau ohne Rücksicht auf die Schiffahrt zu Ende geführt werden; die Grenze der Einschnürung des Flusses ist dann nur noch von der größten Wasserführung abhängig, die in der letzten Phase des Wehrbaues erfahrungsgemäß zu erwarten ist. Sofern inzwischen die Verschlüsse der schon fertigen Wehröffnungen betriebsbereit gemacht werden konnten, ist es in diesem Stadium des Wehrbaues bereits möglich, einen Teilstau zu errichten, der schon vor Fertigstellung der gesamten Anlage für die Schiffahrt spürbare Erleichterungen bringt und, falls ein mit dem Wehr verbundenes Kraftwerk inzwischen ganz oder teilweise fertiggestellt wurde, auch die vorzeitige Aufnahme der Stromerzeugung gestattet.

Die geschilderte Bauweise hat den unbestreitbaren Vorteil, daß sie trotz ununterbrochener Aufrechterhaltung der Schiffahrt zu einer wesentlichen Verkürzung der Bauzeit führt. Außerdem aber weist sie noch folgende Vorzüge auf:

1. Die Durchleitung der Schiffahrt durch die Wehrbaustelle mit allen damit verbundenen Unannehmlichkeiten (Schlepphilfe, Navigation, Wartezeiten) ist auf eine verhältnismäßig kurze Zeit beschränkt.
2. Der letzte Teil des Wehres kann ohne Rücksicht auf die Schiffahrt forciert gebaut werden, womit der Abkürzung der Bauzeit wesentlich gedient ist.
3. In den baulich fertiggestellten und für den Durchfluß freigegebenen Wehröffnungen kann die Montage der Wehrverschlüsse auf einfachen durchströmten Gerüsten bequem und ohne Behinderung vor sich gehen, was ebenfalls zu einer Verkürzung der Bauzeit beiträgt.
4. Die Anlage kann ohne besondere Vorkehrungen jederzeit in dem vor dem Bau üblichen Umfang auch dann befahren werden, wenn der Stau, sei es aus betrieblichen Gründen, sei es wegen einer Zerstörung des Wehres, nicht aufrechterhalten werden kann.

Ein Nachteil der Bauweise sind die Mehrkosten der Schleuse, die durch die Rücksichtnahme auf den ungestauten niedersten schiffbaren Wasserstand entstehen. Diese Mehrkosten sind allerdings, wenn die Stauhöhe nicht übermäßig groß ist, gering und fallen dann nur wenig ins Gewicht.

Ein beachtlicherer Nachteil ist dagegen die völlige Lahmlegung des Schiffsverkehrs im Falle von Schäden an der Schleuse, sofern die Anlage nicht mit einer Doppelschleuse ausgerüstet ist.

Die Methode des ineinandergreifenden Baues von Schleuse und Wehr ist mit bestem Erfolg von der Rhein-Main-Donau AG. beim Bau der Donaustaustufe Kachlet*) und bei der Mainkanalisierung oberhalb

*) Siehe »Die Bautechnik«, Jahrgang 1926, Heft 23/27.

Aschaffenburg angewendet worden. Sie soll auch dem Bau der großen Donaustaustufe Jochenstein zugrunde gelegt werden.

Bei dieser Staustufe, mit der ein Großwasserkraftwerk verbunden ist, soll die Bauzeit trotz des großen Umfanges des Objektes mit Hilfe der ineinandergreifenden Bauweise auf nur knapp 4 Jahre beschränkt werden. Die gewählte Baugrubeneinteilung (Abb. 1) und der vorgesehene Baubetriebsplan sehen die

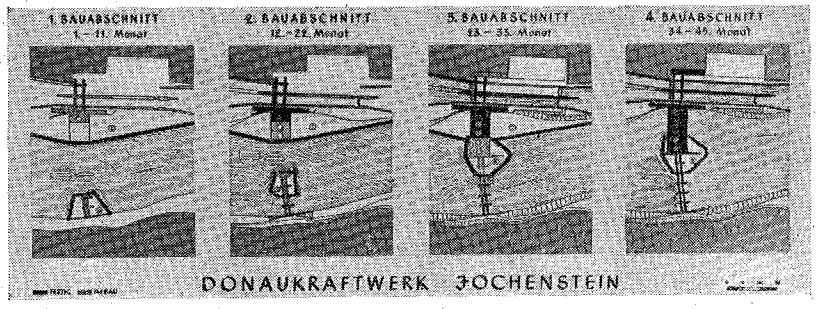


Abb. 1. Geplanter Bauvorgang für die Donaustaustufe Jochenstein.

Überleitung der Schiffahrt aus dem Fluß in die auf ungestauten niedersten schiffbaren Wasserstand ausgebaute Südschleuse nach 23 Monaten sowie die Errichtung eines Teilstaues und den Anlauf der Energieerzeugung im 34. Monat vor. Bemerkenswert ist der Höhenunterschied der Oberdrempel von Süd- und Nordschleuse, der 8 m beträgt und sich in Form einer abgeböschten Stufe durch den gesamten oberen Vorhafen hinzieht.

Im ersten Bauabschnitt ist zwischen den Baugruben eine Durchflußbreite von 140 m vorhanden, die für die Schiffahrt gegenüber den Verhältnissen im ungestörten Fluß keinerlei Einschränkung mit sich bringt. Geschwindigkeitsmessungen und Wasserspiegelaufnahmen am Modell haben gezeigt, daß die Verhältnisse in der Baugrubendurchfahrt nicht schlechter sind als in dem unterhalb der Baustelle liegenden sogenannten Jochensteiner Kachlet (Abb. 2). Einschneidender ist die Beschränkung des Schiffsweges im zweiten Bauabschnitt, wo

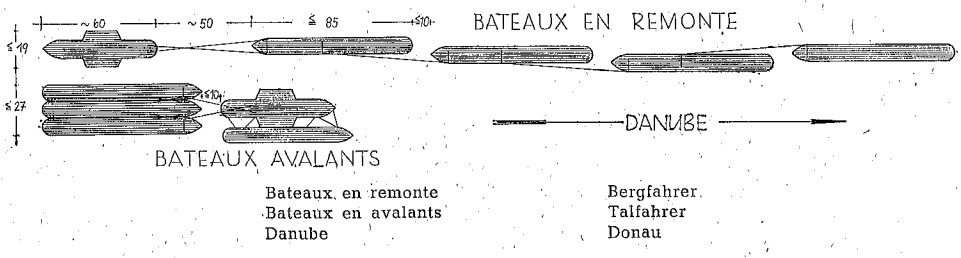
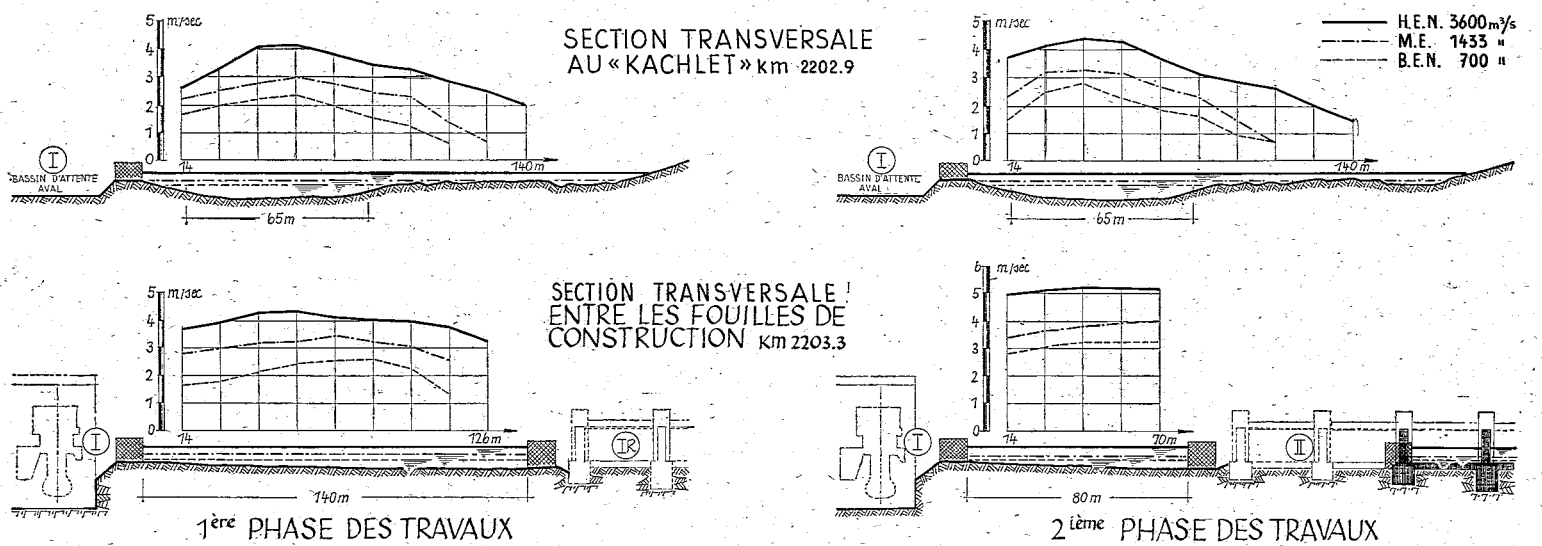


Abb. 2. Schiffsanordnung beim Donauschleppzug.

zwischen den Baugruben I und II nur mehr 80 m zur Verfügung stehen. Die Durchfahrtsbreite ist zwar damit immer noch um 15 m größer als eine unterhalb der Baustelle liegende einschiffige Strecke bei dem bereits erwähnten Jochensteiner Kachlet; aber eine weitere Verengung erscheint nicht möglich, da sie vernünftigerweise um die Breite eines Wehrfeldes (24 m) samt Wehrpfeiler (6 m) erfolgen müßte und damit die Durchlaßbreite auf 50 m verringern würde. Unter gewöhnlichen Umständen wäre gegen eine solche Durchfahrtsbreite trotz der beträchtlichen Abmessungen des Donauschleppzuges (Abb. 2) nichts einzuwenden.



Bassin d'attente aval	Unterer Vorhafen
Section transversale au	Durchfluß im
Section transversale entre les fouilles de construction	Durchfluß zwischen den Baugruben
Phase des travaux	Bauabschnitt

Abb. 3. Oberflächengeschwindigkeiten in den Bauabschnitten 1 und 2 der Donaustaustufe Jochenstein.

Wegen der damit verbundenen stärkeren Einschnürung des Abflußquerschnittes und der daraus folgenden erheblichen Geschwindigkeitserhöhung jedoch erscheint sie nicht tragbar. Modellversuche (Abb. 4) haben erwiesen, daß die Breite von

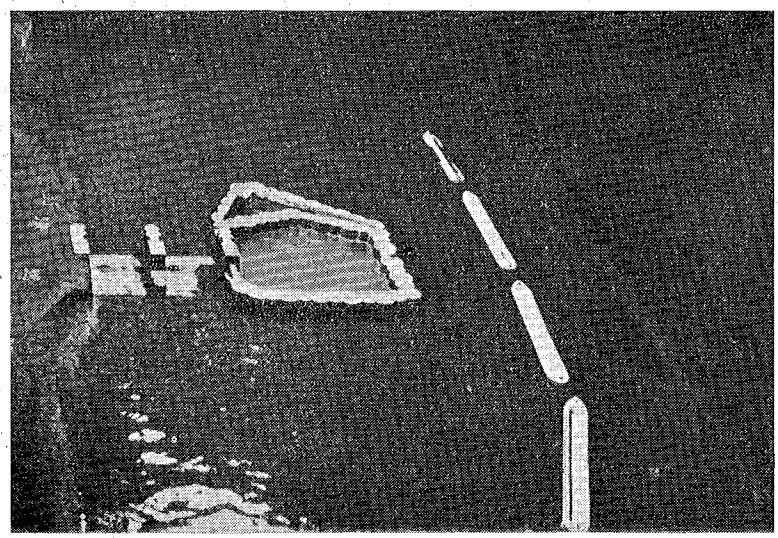


Abb. 4. Modellversuch zur Ermittlung der günstigsten Baugrubenform.

80 m bei entsprechender Formung der Baugrube und Verbesserung der Schiffahrtsrinne durch Baggerungen eine absolut sichere Durchfahrt gestattet. Die Wassergeschwindigkeiten sind zwar wegen des geringeren Abflußquerschnittes etwas größer als im Jochensteiner Kachlet (Abb. 3), aber mit max. 5,2 m/s bei höchstem schiffbaren Wasserstand immer noch tragbar. Eine Schlepphilfe für die Bergfahrt wird sich allerdings bei Wasserführungen im Bereich des höchsten schiffbaren Wasserstandes nicht vermeiden lassen.

b) Wenn das Wehr die Durchleitung der Schiffahrt bei gelegtem Stau ermöglichen soll, muß es folgende Bedingungen erfüllen:

1. Die Lichtweite der Öffnungen muß so groß sein, daß die üblichen Schiffseinheiten sicher hindurchfahren können. Auf Zweischiffigkeit wird man dabei von vornherein verzichten; umsomehr wird auf ausreichenden Spielraum zwischen den Fahrzeugen und den Pfeilern zu achten sein. Zur beliebigen Umleitung der Schiffahrt während des Baues und auch später sollten nicht passierbare kleinere Öffnungen nur als Ausnahme bei sehr langen Wehren mit sehr vielen Feldern zugelassen werden.
2. Der obere Wehrboden muß so tief liegen, daß bei niederstem schiffbaren Wasserstand eine ausreichende Fahrwassertiefe vorhanden ist, während der untere Wehrboden so hoch liegen muß, daß nicht nur kein Absturz, sondern nicht einmal ein Gefällsbruch mit übermäßig großer örtlicher Wassergeschwindigkeit entsteht. An der Wehrschwelle darf daher kein Höcker vorhanden sein.

3. Die obere Endstellung der Wehrverschlüsse und die Höhenlage der Wehrbrücke müssen so gewählt werden, daß darunter genügend Durchfahrtshöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand frei bleibt. Der Pfeilerstau des Wehres ist dabei zu berücksichtigen.

Die Bauweise ist kaum geeignet für alle jene Fälle, in denen breite Schleppzüge von der Art des talfahrenden Donauschleppzuges zu Wehrverschlußbreiten führen, die konstruktiv und wirtschaftlich nicht mehr zu vertreten sind.

Im allgemeinen wird man die Bauweise dann in Erwägung ziehen, wenn die ohnehin zweckmäßige Lichtweite der Wehröffnungen für die Durchleitung der Schiffahrt ausreichend ist oder nur geringfügig vergrößert werden muß. Anhaltspunkte dafür, was der Schiffahrt dabei zugemutet werden kann, geben manchmal die Lichtweiten von Brücken, die in der fraglichen Flußstrecke vorhanden sind.

Im Gegensatz zum Wehr braucht man bei der Konstruktion der Schleuse auf die Verhältnisse während der Bauzeit keinerlei Rücksicht zu nehmen, da ja von vorneherein beabsichtigt ist, die Schleuse erst nach Errichtung des Staues zu benutzen. Der Oberdrempel und der obere Vorhafen brauchen daher nicht tiefer gelegt zu werden, als es dem Wasserstand im gestauten Fluß und den Tauchtiefen der Fahrzeuge entspricht, für die die Flußstrecke ausgebaut werden soll.

Ist das Wehr in der beschriebenen Weise für die Durchleitung der Schiffahrt eingerichtet, so können der Schleusen- und der Wehrbau völlig unabhängig voneinander vor sich gehen.

Die Art der Gründung bedarf, was ihren Einfluß auf die Aufrechterhaltung der Schiffahrt anbelangt, hier einer etwas ausführlicheren Bemerkung als im vorangegangenen Fall. Die Tatsache nämlich, daß eine Druckluftgründung bei geschickter Baustelleneinrichtung für die Herstellung eines Wehrpfeilers kaum mehr Platz beansprucht als der fertige Pfeiler, kann hier weit mehr ins Gewicht fallen. Dies besonders dann, wenn nur wenige Pfeiler herzustellen sind und der Fluß eng und tief ist. Trotzdem wird man sich für eine Druckluftgründung im bloßen Interesse der Schiffahrt nur dann entscheiden, wenn offene Baugruben minimalster Größe unmöglich sind oder wenn auf Grund besonderer Umstände die Kosten und die Bauzeiten einer Druckluftgründung nicht allzusehr über denen einer offenen Gründung liegen.

In der Regel aber werden Ursache und Wirkung gerade umgekehrt liegen und der Untergrund des Flusses der primäre Anlaß für eine Druckluftgründung sein. Diese Gründungsart wiederum wird, wenn die wirtschaftlichen Lichtweiten des Wehres ausreichend groß sind, auf eine Lösung hinweisen, bei der die Schiffahrt durch das Wehr hindurchgeführt werden kann und sich die Mehrkosten des tiefer liegenden Schleusendrempels und Schleusenoberhafens ersparen lassen.

Hinsichtlich der Wahl des Fangedammsystems, der Baugrubeneinteilung, der Größe des Schiffsdurchlasses zwischen den Baugruben und der Größe des Abflußquerschnittes gelten die gleichen Grundsätze wie im Fall a). Ein Unterschied besteht jedoch insofern, als die Baugrubeneinteilung nach Fertigstellung der ersten Wehrpfeiler und Wehrfelder für den ganzen Rest der Bauzeit an die Forderung gebunden ist, daß der Fluß nicht m e h r eingeschnürt werden darf, als im Sinne einer tragbaren Wassergeschwindigkeit in den der Schiffahrt dienenden Wehröffnungen bei höchstem schiffbaren Wasserstand zuzulassen ist.

Erhält die Baustelle eine Baubrücke, so ist darauf zu achten, daß alle Brückenpfeiler in die Flucht der Wehrpfeiler zu liegen kommen und daß der Überbau eine ausreichende Durchfahrtshöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand frei läßt. Zur Sicherung vor Schiffsstößen empfiehlt es sich, die Pfeiler der Bau-

brücke mit einem Schutzgerüst zu umgeben. Ist z. B. zur Aufhängung von Caissons eine obere und untere Baubrücke vorhanden, so können schwimmende Leitwerke zwischen den Pfeilern zweckmäßig sein.

Auch diese Bauweise beansprucht trotz ununterbrochener Schiffahrt eine wesentlich kürzere Bauzeit, als sich bei Hintereinanderschaltung des Schleusen- und Wehrbaues ergibt. Daneben hat sie den Vorteil, daß die Schleuse nicht aufwendiger gebaut zu werden braucht, als dem endgültigen Betriebszustand der Anlage entspricht. Dies kann bei großen Stauhöhen und Lage der Schleuse auf dem Vorland oder in einer Flußverbreiterung von besonderer Bedeutung sein.

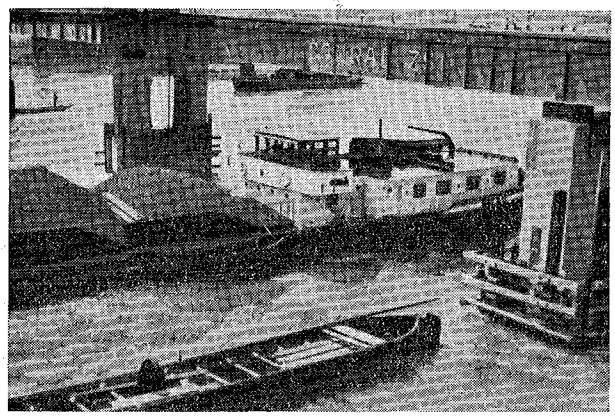


Abb. 5. Fahrt eines Selbstfahrers durch die Baustelle Birsfelden.

Ein Vorteil ist ferner, daß das Wehr bei gelegtem Stau jederzeit durchfahren werden kann, so daß im Gegensatz zu einer Einfach-Schleusenanlage nach Fall a) die Aufrechterhaltung der Schiffahrt auch dann möglich ist, wenn die Schleuse wegen Überholungsarbeiten nicht benutzt werden kann. Man wird in diesem Falle die mit dem Durchfahren des Wehres verbundenen Unannehmlichkeiten (Wahrschau, Schlepphilfe, Navigation, Wartezeiten) gerne in Kauf nehmen.

Für ein mit dem Wehr verbundenes Kraftwerk hat die Bauweise den Nachteil, daß der Stau in der Regel erst dann errichtet werden kann, wenn die Anspannung des Wasserspiegels auf die endgültige Stauhöhe möglich ist. Es kann daher keine Maschine des Kraftwerks nennenswerte Zeit vor Fertigstellung der gesamten Wehr- und Schleusenanlage durch Errichtung eines Teilstaues betrieben werden. Außerdem muß während der Stauerrichtung, die ja wegen der Dämme im Stauraum und wegen der Unterlieger eine gewisse Zeit beansprucht, eine kurze Unterbrechung der Schiffahrt in Kauf genommen werden. Das Gleiche ist später bei der Wiederherstellung des Staues nach vorübergehender Stauabsenkung der Fall.

Als Beispiel für die Anwendung der Bauweise b) sei auf den Fall der Rheinstaustufe Birsfelden hingewiesen, mit der eine große Wasserkraftanlage verbunden ist.*)

Die Lichtweite des fünffeldrigen Wehres dieser Staustufe beträgt bei einer Stauhöhe von 8,15 (MW) in allen Öffnungen 27 m, sie entspricht damit genau den Öffnungen der unterhalb der Baustelle liegenden mittleren Brücke in Basel und ist, wie Abb. 5 zeigt, ausreichend.

*) Siehe »Wasser- und Energiewirtschaft«, Jahrgang 1942, Heft 3/4 und Jahrgang 1950, Heft 10, sowie »Schweizerische Bauzeitung«, Jahrgang 1949, Heft 37.

Die festen Schwellen des Wehres liegen etwa 3 m unter dem heutigen Niederwasserspiegel. Außerdem liegt der untere Wehrboden, der keine Gegenschwelle erhält, nur 1,5 m tiefer als der obere, so daß die Durchflußgeschwindigkeit auch im engsten Bereich des Wehres in durchaus annehmbaren Grenzen bleibt. Damit jedoch die Strömungsgeschwindigkeiten nicht überhaupt zu groß ausfallen, mußte das Bauprogramm, dessen Einzelheiten aus Abb. 6 zu ersehen sind, so eingerichtet werden, daß gleichzeitig immer nur höchstens eine Wehröffnung zur Herstellung der Wehrböden abgesperrt ist. Aus dieser Forderung ergibt sich für das Wehr eine Bauzeit von 4 bis 5 Jahren, während die großen Erd- und Betonarbeiten für das Kraftwerk und die Schiffahrtsanlagen eine etwas kürzere Bauzeit benötigen.

Die Schleuse wird so gebaut, daß sie nur bei Vollstau benutzt werden kann. Sie weist dementsprechend im oberen Vorhafen eine Wassertiefe von 3,5 m unter dem künftigen gestauten Wasserspiegel auf.

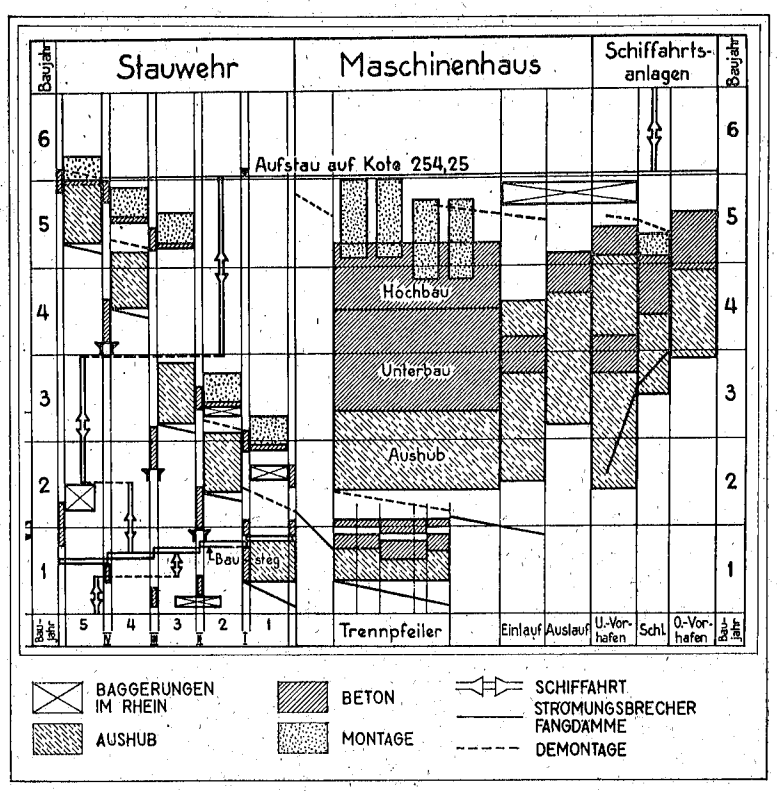


Abb. 6. Bauprogramm für das Rheinkraftwerk Birsfelden.

Bei fast allen größeren Flußkanalisierungen, die in den letzten Jahrzehnten im Interesse der Schiffahrt durchgeführt oder begonnen wurden, wird das Gefälle der Wehranlagen zur Erzeugung von elektrischer Energie ausgenutzt. In vielen Fällen ist sogar die Energieerzeugung der Anlaß dazu, den Einbau einer Staustufe mit Wehr und Schleuse in einem schiffbaren Fluß vorzunehmen oder zu

planen. Trotzdem konnte, wie eingangs schon angedeutet, darauf verzichtet werden, in der vorstehenden Untersuchung das Problem des Kraftwerksbaues — abgesehen von einigen Hinweisen auf die Bedeutung der Bauzeit — besonders zu behandeln. Der Grund hierfür liegt darin, daß derartige Flußkraftwerke, Pfeilerkraftwerke ausgenommen, wegen des Hochwasserabflusses im allgemeinen ganz oder größtenteils außerhalb des eigentlichen Flußbettes in einer seitlichen Bucht oder in einer Flußverbreiterung errichtet werden, gleichgültig ob es sich um ein einteiliges oder zweiteiliges Kraftwerk handelt oder ob das Kraftwerk an dem der Schleuse gegenüberliegenden Ufer oder zwischen Wehr und Schleuse angeordnet wird. Ihr Bau schafft daher für die Aufrechterhaltung der Schiffahrt, ähnlich wie das beim Schleusenbau der Fall ist, keine Probleme. Handelt es sich aber um ein Pfeilerkraftwerk, das ja nichts anderes als ein Wehr mit sehr breiten und besonders eingerichteten Pfeilern ist, so sind unter dem Gesichtspunkt der Sicherung einer ununterbrochenen Schiffahrt keine anderen Grundsätze maßgebend, als bei einem gewöhnlichen Wehrbau zu beachten sind.

Nachprüfung von Modellversuchen durch Beobachtungen in der Natur hinsichtlich festgestellter Schwingungen des Kanalwassers.

Von Dr.-Ing. M ö h l m a n n,
Oberregierungsbaurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Würzburg.

Zusammenfassung: Bei Modellversuchen über die zweckmäßigste Ausbildung der Abzweigung eines Schleusenkanals aus einem Fluß waren Schwingungen des Kanalwassers in lotrechter und waagerechter Richtung festgestellt worden. Bei der Nachprüfung der Versuchsergebnisse durch Beobachtungen in der Natur am oberen Schleusenkanal der Staustufe Petershagen an der Weser in der Nähe von Minden wurde das Auftreten der Schwingungen bestätigt. Es ergab sich Übereinstimmung hinsichtlich der Schwingungszeiten, während die Schwingungshöhe und die Schwingungsweite in der Natur nur etwa halb so groß waren, wie sie nach dem Modellversuch zu erwarten gewesen wären.

1. Feststellung lotrechter und waagerechter Wasserschwingungen am oberen Schleusenkanal bei Modellversuchen.

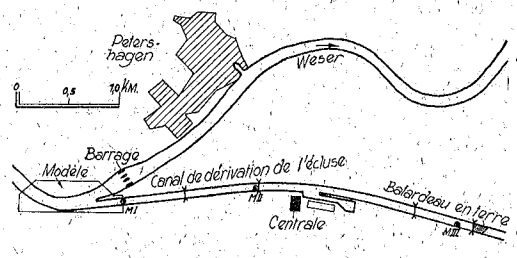
Bei den in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe im Jahre 1949 ausgeführten Modellversuchen über die zweckmäßigste Gestaltung der Einfahrt zum oberen Schleusenkanal der Staustufe Petershagen, insbesondere der Landzunge zwischen Kanal und Weser, hatte sich ergeben, daß im Kanal Schwingungen des Wassers in lotrechter und waagerechter Richtung auftreten. Sie werden wahrscheinlich hervorgerufen durch Ablösungswirbel des an dem Totwasser des Kanals vorbeiströmenden Weserwassers, das dort bislang eine gute Führung an dem Deckwerk des konkaven Ufers hatte, diese aber nach Öffnung des Kanals durch Wegbaggern des Deckwerks verlor. Es bildet sich jetzt eine Walzenstraße aus, die im Zuge des früheren Ufers nach der Landspitze zwischen Kanal und Weser verläuft. Die um eine lotrechte Achse drehenden Wasserwalzen laufen, hervorgerufen durch Unregelmäßigkeiten in der Strömung, manchmal in den Kanal und manchmal in die Weser hinein. Dabei bildet sich dann ein von den örtlichen Verhältnissen (Breite des Flusses und des Kanals, Krümmungshalbmesser des Flusses, Abzweigungswinkel des Kanals) abhängiger

Rhythmus heraus. Auch die Form der Trennspitze und die Abflußmenge im Fluß spielen eine Rolle. Die Wirkung dieses Vorganges auf den Kanal ist vergleichbar mit der eines abwechselnd saugenden und drückenden Pumpenkolbens.

2. Praktische Bedeutung dieser Schwingungen für die Schiffahrt.

Wenn bei den waagerechten Schwingungen entsprechend große Geschwindigkeiten auftreten würden, könnten sie die Einfahrt in den Kanal, besonders für Schleppzüge, erschweren, vor allen Dingen, solange der Stau noch nicht errichtet ist, die Fließgeschwindigkeit in der Weser also groß und der Wasserquerschnitt des Kanals klein ist. Der Querschnitt ist in Petershagen so ausgebildet, daß er auch bei gelegtem Stau noch einschiffig befahren werden kann. Der Schlepper eines Talschleppzuges muß, um steuerfähig zu sein, auf dem Strom mit einer die Strömung übertreffenden Geschwindigkeit fahren. Bei der Einfahrt stößt er auf das ruhende Wasser des Kanals, wodurch seine Fahrt verlangsamt wird, wenn er nicht rechtzeitig mehr Maschinenkraft einsetzt. Da der nachfolgende Kahn zunächst noch mit unverminderter Geschwindigkeit weiterläuft, wird die Schlepptrosse locker, der Kahn verliert die Führung und läuft Gefahr, quer abzutreiben, auf die Mole zu geraten und dann mit dem Heck von der Weserströmung herumgerissen zu werden. Diese Gefahr wird vergrößert, wenn das Kanalwasser nicht in Ruhe ist, sondern mit einer stromauf gerichteten Schwingung gegen den anfahrenden Schlepper stößt.

Die Verhältnisse lagen bei Petershagen besonders ungünstig, weil schon vor Errichtung des Staues ein Teilverkehr in den Kanal bis zu einem dort errichteten Dampfkraftwerk zu leiten war, während der übrige Schiffsverkehr noch weiterhin die Weser benutzen mußte. Einerseits wirkte sich die Querströmung infolge des Fehlens der Stauwirkung besonders aus, andererseits war die Bremswirkung des Kanalwassers infolge des geringen Kanalquerschnittes bei niedrigeren Wasserständen besonders groß.



Barrage	Wehr
Canal de dérivation de l'écluse	Schleusenkanal
Batardeau en terre	Erddamm
Centrale	Kraftwerk

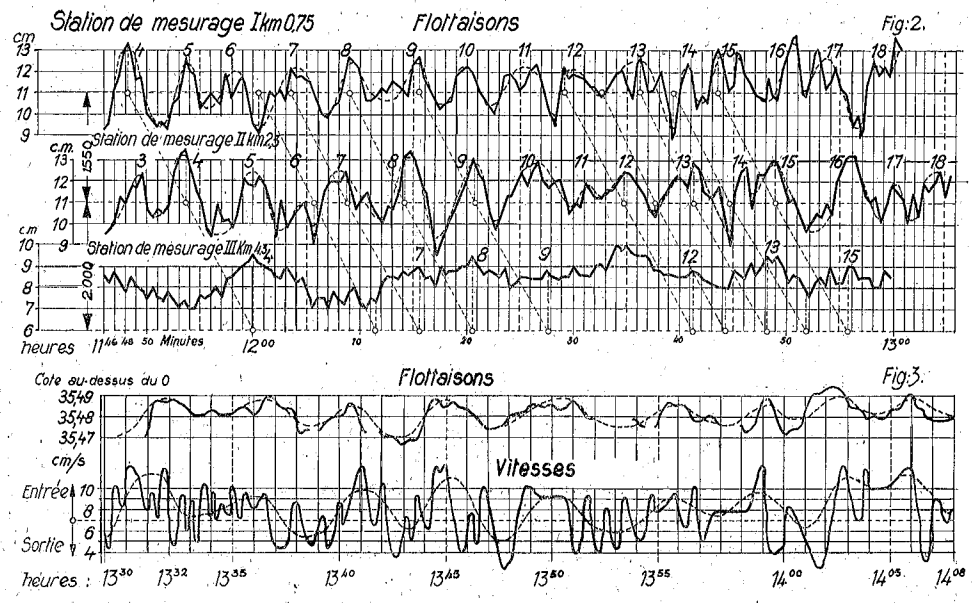
Abb. 1.

3. Beobachtungen in der Natur.

Neben dieser praktischen Bedeutung war die Frage der Wasserschwingungen auch von wissenschaftlichem Interesse. Es lagen noch keine Erfahrungen darüber vor, ob es sich nur um eine Modellerscheinung handelte bzw. ob und wie sich die Versuchsergebnisse auf die Natur übertragen ließen. Deshalb wurden zur Überprüfung eingehende Beobachtungen am oberen Schleusenkanal der Staustufe Petershagen bei Wasserständen durchgeführt, die um etwa 2,50 m schwankten,

und zwar vom niedrigsten, noch volle Abladung der Schiffe gestattenden bis fast zum höchsten Wasserstand, bei dem Schiffahrt überhaupt noch möglich ist. Hiervon können infolge des beschränkten Raumes nur einige Ausschnitte und das Ergebnis mitgeteilt werden.

Abb. 1 zeigt die Abzweigung und einen Teil des Kanals mit den Meßstellen I bis III in der Natur und dem Modellausschnitt, Abb. 2 die an den drei Meßstellen beobachteten lotrechten Wasserbewegungen (untereinander aufgetragen) für einen Ausschnitt von etwa 1 Stunde. Das Schwingungsbild der Meßstelle I mit einer mittleren Schwingungszeit von etwa 4½ Minuten und einer mittleren Schwingungshöhe von 2,6 cm (das Maximum von 5,5 cm lag außerhalb des dargestellten Abschnittes) kehrt bei Meßstelle II wieder, jedoch um etwa 5 Minuten gegen Meßstelle I nach rechts verschoben. Aus dieser Verschiebung und der Entfernung der Punkte voneinander errechnet sich die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schwingung zu 1550 : 300 = rd. 5 m/sek. (vgl. die gestrichelten schrägen Linien). Bei Meßstelle III ist das Bild gestört, entweder durch die Reflexion an dem dahinterliegenden vorläufigen Abschlußdamm oder durch die zwischen II und III liegende Hafenabzweigung. Nur einzelne Wellenscheitel sind noch zu erkennen.

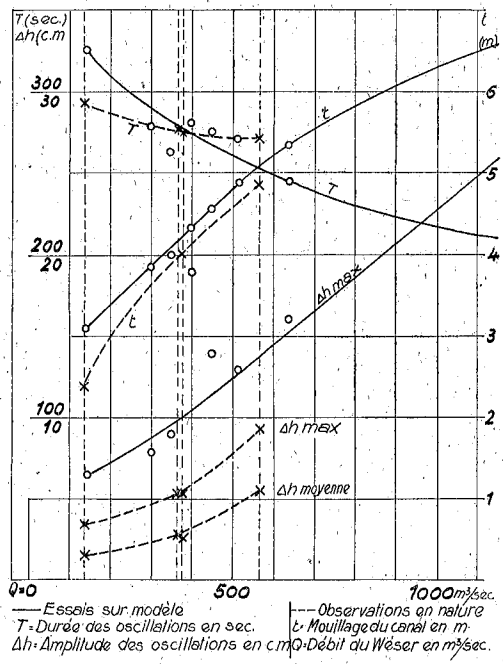


Station de mesurage	Meßstelle
Flottaisons	Wasserstände
heures	Uhr
Cote au-dessus du O	mNN
Vitesses	Geschwindigkeit
Entrée	ein
Sortie	aus

Abb. 2 und 3.

Die Wasserstände wurden an Pegeln mit Millimeterteilung (Zollstock) abgelesen, die mit einem 1 m tiefen Rohr zwecks Ausschaltung der Windwellen umgeben waren. Die Wassertiefe t im Kanal betrug rd. 4 m, die Abflußmenge in der Weser Q = 375 m³/sek., die Geschwindigkeit v = 1,15 m/sek.

Auf Abb. 3 ist ein Ausschnitt aus einer anderen Messung mit selbstschreibenden Geräten (Pendelstrommesser und Schwimmerpegel) dargestellt bei t = 3,50 m, Q = 284 m³/sek. und v = 1,03 m/sek. Zu beachten ist, daß bei dieser Abbildung die Längen doppelt so groß dargestellt sind wie bei Abb. 2. Die obere Kurve zeigt die lotrechten und die untere die gleichzeitig registrierten waagerechten Schwingungen, wobei der Windeinfluß (Windstärke 3) durch ein in Querlage



moyenne	mittel
Essais sur modèle	Modellversuche
Durée des oscillations en sec.	Schwingungszeit in sek.
Amplitude des oscillations en cm	Schwingungshöhe
Observations en nature	Beobachtungen in der Natur
Mouillage du canal en m	Wassertiefe im Kanal in m
Débit du weser	Abflußmenge in die Weser

Abb. 4.

vorgelegtes Motorboot noch nicht genügend ausgeschaltet werden konnte, wie der unruhige Verlauf der unteren Kurve zeigt. Die Pendelscheibe des nur verfügbaren Laboratoriumsgerätes reichte nur 12 cm in das Wasser hinein. Bei früheren Messungen mit empfindlichen Flügeln waren auch in 1, 2 und 3 m Tiefe noch Schwingungen festgestellt worden. Die mittlere Schwingungszeit ist auch hier rd. 4½ Minuten. Die beobachtete Schwingungshöhe scheint durch das Motorboot verringert zu sein. Einem Wellenscheitel der lotrechten Schwingung entspricht im allgemeinen eine waagerechte Schwingung in Richtung Schleuse (Einströmen), wobei die größte Geschwindigkeit zu 12 cm/sek. registiert wurde.

4. Vergleich zwischen Modellversuchen und Naturbeobachtungen.

Die folgende Zusammenstellung und Abb. 4 zeigen eine Gegenüberstellung des Ergebnisses der Modellversuche und der Beobachtungen in der Natur. Daraus ergibt sich eine gute Übereinstimmung bei den Schwingungszeiten, während die Schwingungshöhe und die Schwingungsweite in der Natur etwa halb so groß waren, wie sie nach den Modellversuchen hätten sein müssen.

Gegenüberstellung der Werte der Modellversuche und der Beobachtungen in der Natur.

	Pegel Minden	Q	Schwingungs-				Bemerkungen
			zeit	höhe	weite	geschwindigkeit	
	m	m³/sec	sec	cm	m	cm/sec	
1	2	3	4	5	6	7	8
Modell	+ 2,42	135	325	(6,3)			( ) = max
Natur	+ 2,42	135	293	1,5 (3,5)		(5,6)	sonst Mittel
Modell	+ 4,02	370	278	(9,9)			
Natur	+ 4,00	366	277	2,8 (5,5)	(13,5)	(6,1)	
Modell	+ 4,02	370	278	(9,9)			
Natur	+ 4,04	376	274	2,6 (5,5)	(7,9)		
Modell	+ 4,69	518	272	(13)			ohne Mole
		640		(19)	(38,5)		geschlossene Mole
	+ 4,88	564	253	(13,8)			
		640			12,6 (23)	9,3 (17)	
Natur	+ 4,88	564	273	5,5 (9,5)	(12,9)	4,6 (9,2)	vereinzelt 15,8

Eine Übereinstimmung bei der Schwingungshöhe und Schwingungsweite konnte auch nicht erwartet werden, weil das Modell bei M_I der Abb. 1 endete, während die Naturmessungen bis M_{III} den Kanal auf 4,5 km Länge mit der Hafenabzweigung umfaßten.

Die Übereinstimmung in den Schwingungszeiten erklärt sich durch die Froudesche Ähnlichkeit der Fließgeschwindigkeiten in Natur und Modell sowie der Frequenz der Wirbelablösungen. Die Schwingungshöhe ist dagegen eine Funktion der trägen Masse, die in Schwingung gebracht werden muß, und der Dämpfung, mit der diese Trägheit der Schwingung entgegenwirkt. In dem nur 3,5 km längeren Kanal der Natur mußte die Trägheit einer mehr als viermal so großen Masse überwunden werden. Aus dem Verlauf der Schwingungskurve bei Meßstelle III ist weiterhin zu erkennen, daß die Kennzeichen der Kurven I und II nicht mehr ausgeprägt sind, daß also zwischen der Meßstelle II und III eine Umbildung der Schwingung stattfand, deren Ursachen in reflektierten Wellen und in Umformungen durch die Hafenabzweigung zu vermuten sind. Möglicherweise hatte die Abschlußwand des Modells bei M_I einen Abstand vom Entstehungsort der Wellen, der ein ganzzahliges Vielfaches der Wellenlänge ausmacht und dabei eine maximale Verstärkung der Wellen durch Reflexion hervorruft.

Binnenschiffahrtshäfen.
2a) Örtlichkeit, Lage und Abmessungen der Häfen.

Von Hafendirektor Dipl.-Ing. H. B u m m, Duisburg-Ruhrort, und
Hafendirektor Ing. R a s p e, Frankfurt (Main).

Zusammenfassung: Für die Örtlichkeit der Häfen gibt es drei Möglichkeiten:
Kaianlage direkt an der Wasserstraße,
Hafenbecken mit offenem Stichkanal zur Wasserstraße,
Hafenbecken mit Schleuse zum Stichkanal.

Die Lage und Richtung der Häfen läßt sich am besten durch Modellversuche bestimmen.

Abmessungen der Hafenbecken: Breite: 100 m,
Länge: 0,8 bis 1,5 km.

Aufteilung der Hafenbecken in
Stückgut- und Massengut- und Ölhafen.

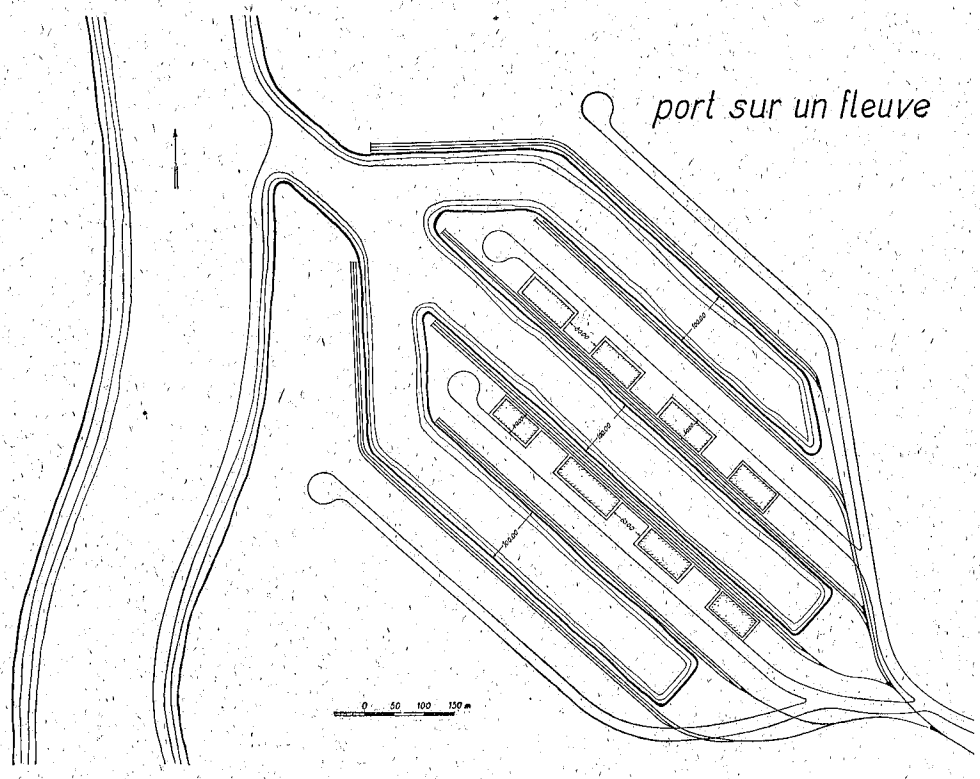
Örtlichkeit der Häfen.

Die öffentlichen Häfen an Flüssen und Kanälen sollen möglichst in unmittelbarer Nähe der Wasserstraßen liegen. Es gibt hierfür drei Möglichkeiten.

1. Kaianlage direkt am Fluß- oder Kanalufer.

Vorteile: Zeitsparende Anfahrt für die Schiffahrt, insbesondere für den durchgehenden Eilgüterverkehr der Motorschiffe.

Nachteile: Erschwertes Anlegen für die Schiffe infolge Strömung, Eisgang und Hochwasser. Einfluß der Kaimauern auf die Strömungsverhältnisse des Flußlaufes. Gefahr von Ablagerungen vor der Kaimauer infolge Veränderung des Fluß-Querschnittes.



2. Hafenbecken mit offenem Stichkanal zur Wasserstraße.

Der Stichkanal soll möglichst kurz sein, da die Schiffahrt größere Zeitverluste für die Einfahrt von der durchgehenden Wasserstraße in den Hafen nur ungern in Kauf nimmt. Schnell fahrende Güterschiffe mit kleinen Teilladungen werden bei längeren Stichkanälen den Hafen nicht aufsuchen, da

die Zeitverluste für die Ein- und Ausfahrt zu groß werden. Auch wenn die Stadt einige Kilometer von der Wasserstraße entfernt liegt, soll der Hafen in unmittelbarer Nähe der Wasserstraße liegen. Für den Zubringer- oder Abholdienst spielt eine etwas größere Entfernung von der Stadt zu den Hafenbecken nur eine untergeordnete Rolle.*)

Vorteile: Ruhige Lage der Schiffe im Wasser.

Nachteile: Erschwerte Anfahrt für die Schiffahrt. Baggerungen an der Mündung des Stichkanals.

3. Hafenbecken mit Schleuse im Stichkanal.

Eine Schleuse im Stichkanal wird nur an Flußläufen mit großen Wasserstandsunterschieden in Frage kommen.

Vorteile: Geringe Höhe der Kaimauern, geringe Hubhöhe für die Krane.

Nachteile: Hohe Bau- und Betriebskosten der Schleuse. Besonderer Schleppdienst im Hafen. Behinderung der Schiffahrt durch große Zeitverluste für die Schleusung. Der Eil- und Stückgüterdienst wird den Hafen meiden.

Lage und Richtung von Binnenhäfen.

Die Lage und Richtung von Binnenhäfen ist von den örtlichen Bedingungen und von dem Stromstrich des Wasserlaufes abhängig. Sie wird am besten durch Modellversuche bestimmt werden können. Die Ausmündung ist so zu legen, daß der Schiffahrt auf dem Wasserlauf eine möglichst große Flußstrecke für Wendemanöver und Liegeplätze auf der Reede zur Verfügung stehen.

Abmessungen der Häfen.

Als Schiffsgröße ist ein Regelschiff von 80 m Länge angenommen. Die Hafenbecken sollen dann eine Breite von 100 m aufweisen, um ein Wenden der Schiffe im Becken zu ermöglichen, auch wenn die Kaistrecke durch umschlagende Schiffe belegt ist. Für die Länge der Hafenbecken ist ein Maß von 0,8 bis 1,5 km zweckmäßig. Wenn bei kleineren Häfen eine kürzere Länge des Beckens für den zu erwartenden Umschlag ausreichen würde, ist die Lösung Kaianlage direkt am Flußlauf vorzuziehen. Eine größere Länge der Hafenbecken über 1,5 km ergibt Schwierigkeiten in der Bedienung der wasserseitigen Gleisanlagen und Belastung der Hafenstraße.

Bei größeren Häfen ist eine Aufteilung der Hafenbecken für Stück- und Lagergüter sowie für Massengüter und den Ölumschlag zu empfehlen. Die Häfen für Stück- und Lagergüter erfordern senkrechte Ufer, während für Massengüter und Getreideumschlag geböschte Ufer genügen. Stückguthäfen benötigen umfangreiche Straßenanlagen für die Heranführung des Lastkraftwagens, während diese in Massenguthäfen nicht erforderlich sind. Massenguthäfen brauchen außerdem nicht unbedingt hochwasserfrei zu sein. Bei größerem Ölumschlag empfiehlt sich die Anlage eines besonderen Ölhafens oder zumindest die Zusammenfassung der Ölumschlaganlagen auf einen besonderen Hafenteil wegen der einzurichtenden Sicherungs- und Schutzanlagen und der Bedienung dieser Anlagen durch explosionsgeschützte Diesellokomotiven. Außerdem soll die Breite der Ölhäfen möglichst größer als 100 m gewählt werden, da von den löschenden Schiffen 30 m Abstand gehalten werden muß.

*) Diese Anordnung gibt auch die Gewähr, daß der für die Längenentwicklung der Gleisanlage und Zufahrtstraße erforderliche Platz vorhanden ist.

Abt. I Frage 2b

Gestalt und Richtung der Hafeneinfahrten insbesondere bei Flüssen mit starker Geschiebeführung.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Technische Hochschule Karlsruhe.

Zusammenfassung: Hafenbecken stellen seitliche Erweiterungen eines Flußbettes dar. Die Diskontinuität der Linienführung verändert die Strömung in beiden Gebieten. Es entsteht aus den Ablösungsvorgängen am oberen und dem Staudruck am unteren Hafenufer eine Drehwalze, durch die Geschiebe, Sand und Schwebstoffe in die Hafeneinfahrt gezogen und dort abgelagert werden. Die Richtung der Hafeneinfahrten ist meist durch die örtlichen Verhältnisse bedingt, so daß die Gestalt der Hafeneinfahrt durch besondere Maßnahmen verbessert werden muß. Sie zielen darauf ab, die Strömungsverhältnisse so umzubilden, daß sich Geschiebe und Schwebstoffe nur in geringem Umfang und in einer für die Schiffahrt unschädlichen Form ablagern. Das schwere an der Sohle wandernde Geschiebe kann durch einen Abweiser an der oberen Trennspitze abgelenkt werden. Wegen der Schwebstoffe muß aber auch der Wasseraustausch zwischen Hafen und Flußwasser durch Erzeugung einer rasch drehenden Vorwalze vermindert werden.

1. Strömungsvorgänge in seitlichen Erweiterungen.

Hafenbecken stellen seitliche Erweiterungen eines Flußbettes dar. Die Diskontinuität der Linienführung ruft Veränderungen der Strömungen in beiden Gebieten, dem des Flusses und dem der seitlichen Erweiterung, dem Hafen, hervor. Es entsteht zwischen den Punkten C und D eine Trennfläche (Abb. 1). Infolge

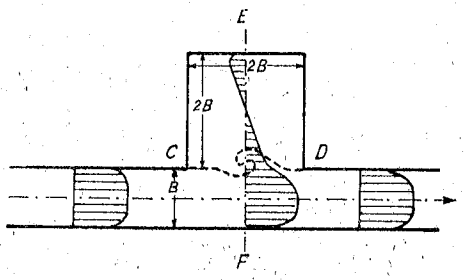


Abb. 1.

des größeren Durchflußquerschnittes EF in der Erweiterung werden die Größe der Geschwindigkeiten im Fluß vermindert und ihre Verteilung gegenüber dem parallel geführten Fluß verändert. Die Druckhöhe im Sinne der Bernoullischen Gleichung wird im Schnitt EF vergrößert. Die mit geringer Bewegungsenergie versehenen Wasserteile der Trennfläche müssen, um abfließen zu können, aus dem Gebiet niederen Druckes bei C kommend, das Gebiet höheren Druckes zwischen C und D durchdringen. Sie gelangen nur so weit in die Erweiterung, bis ihre Energie aufgezehrt ist und sie durch das Druckgefälle zur Umkehr gezwungen werden. Der Strömungsvorgang ist nicht stationär. Nach dem Druckausgleich zwischen der Trennfläche und der Erweiterung gerät die Trennfläche in Wellung, rollt zu einem Wirbel auf und schwimmt talwärts.

Bei D prallt jeder abschwimmende Wirbel auf und erzeugt im gleichen Rhythmus einen Staudruck. Er facht die bei C, an der Ablösungsstelle sich neu bildenden Wirbel an, wobei aus dem Gebiet des Staudruckes Wirbelballen nach C gelangen. Der Wirbel nimmt von beiden Seiten der Trennfläche Wasserteile auf, mischt sie durch die Aufrollung, und aus Gründen der Kontinuität

kommt die Hälfte des Gemisches in die Erweiterung, in die Walze und das Totwassergebiet des Hafenbeckens. Auf diese Weise bewirkt der Wirbel den Austausch der Wasserteile zwischen dem Fluß und der Erweiterung.

Die Wirbelablösungen erfolgen in ganz bestimmten Zeitintervallen, die abhängig sind vom Verhältnis der Flußbreite B zur Hafenbreite $x \cdot B$ und der Abflußmenge. Mit steigender Wasserführung des Flusses, also mit zunehmenden Strömungsgeschwindigkeiten nehmen diese Zeitintervalle, die Schwingungszeiten, ab. Die kürzere Zeit, die der Wirbel zum Überqueren der Trennfläche von C nach D benötigt, erzeugt rascher aufeinanderfolgende Wirbelstöße auf das Hafenwasser. Die Schwingungshöhe im Hafenbecken nimmt dagegen zu und wirkt mit zunehmenden Geschwindigkeiten auf die Wassermasse des Hafenbeckens. Die Erscheinung manifestiert sich in den oft bis an das Ende langer Hafenbecken reichenden wechselnden Strömungsrichtungen des Hafenwassers.

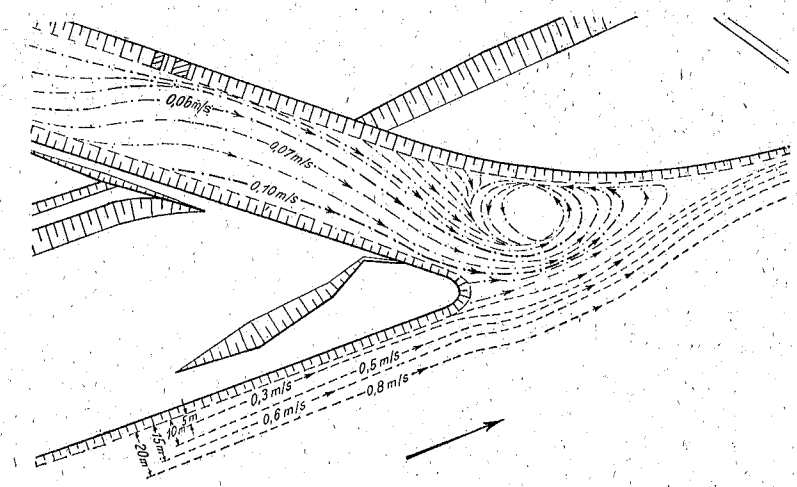


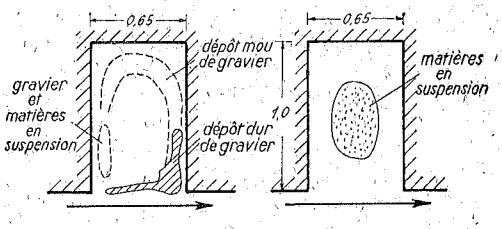
Abb. 2.

2. Verlandung der Hafeneinfahrt.

Die Summe der einzelnen Wirbelablösungen und -ballen erzeugt in der Hafeneinfahrt die Walze, deren Form und Ausdehnung von der Gestalt der Hafeneinfahrt sowie von den Abflußmengen und Wasserständen abhängig ist. Die in einem Hafenmund gemessenen Strömungsrichtungen und -geschwindigkeiten eines Zustandes (Abb. 2) beweisen die obengenannten Vorgänge, insbesondere die schwingende und drehende Bewegung der Wassermasse nicht nur in der Hafeneinfahrt, sondern auch im Hafenbecken. An den äußeren Rändern der Walze wurden die größten, im Innern die kleinsten Strömungsgeschwindigkeiten gemessen. An der Oberfläche besteht für Schwimmkörper die Tendenz, in spiralförmigen Bewegungsbahnen in die äußeren Teile der Walze zu gelangen, auf der Sohle hingegen werden Sinkstoffe vom Rande nach der Mitte der Walze geführt. Gelöste Schwebstoffteile steigen in der Mitte der Walze von unten nach oben und gelangen von hier aus wieder in die Bewegungsbahnen der Oberfläche.

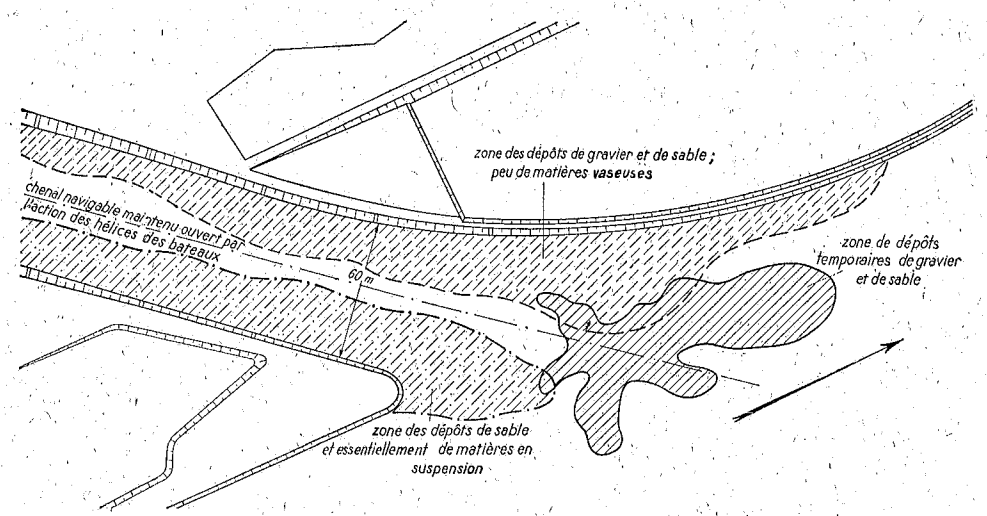
Die mit dem Austausch der Wasserteile aus dem Fluß entnommenen Schwerstoffe — Geschiebe, Sand und Schwebstoffe — lagern sich in einem rechtwinklig vom Fluß abzweigenden Hafenbecken grundsätzlich in der in den Abb. 3a und b

dargestellten Form ab, wobei Abb. 3a die Ablagerungen von Geschiebe und Sand und Abb. 3b die Ablagerungsfläche von Schwebstoffen darstellt. Der Wechsel der Wasserstände und die Vermischung von Geschiebe, Sand und Schwebstoffen läßt diese Formen in der Natur selten rein erkennen. Jedoch beweisen die Abb. 4 und 5, daß auch in Hafenbecken, bei denen die Achse der Einfahrt mit der Achse des Flusses einen spitzen Winkel bildet, ähnliche Ablagerungsflächen auftreten.



gravier et matières en suspension — Geschiebe und Schwebstoffe
dépôt mou de gravier — lockeres Geschiebe
dépôt dur de gravier — festes Geschiebe
matières en suspension — Schwebstoffe

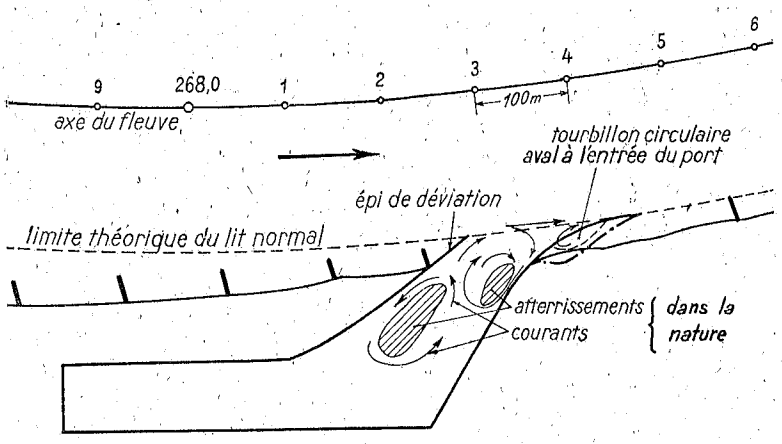
Abb. 3.



zone des dépôts de gravier et de sable; peu de matières vaseuses — Bereich der Geschiebe und Sandablagerungen; wenig Schwebstoffe
chenal navigable maintenu ouvert par l'action des hélices des bateaux — Durch Schraubeneinwirkung der Schifffahrt offene Fahrwasserrinne
zone des dépôts de sable et essentiellement de matières en suspension — Bereich der Ablagerungen von Sand und im wesentlichen Schwebstoffen
zone des dépôts temporaires de gravier et de sable — Bereich zeitweiliger Ablagerungen von Geschiebe und Sand

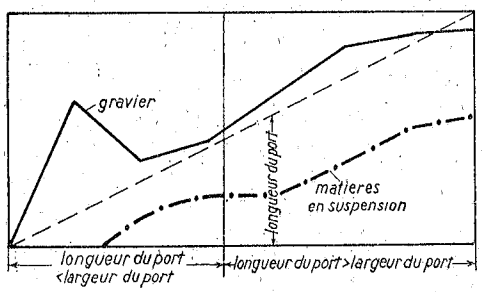
Abb. 4.

Bei Hafenbecken, deren Achse senkrecht zur Achse eines Flusses mit starker Geschiebe- und Schwebstofführung steht, ist die Größe der abgelagerten Teile vom Verhältnis der Breite des Hafenmundes zur Länge des Hafenbeckens abhängig (Abb. 6). Die Geschiebeablagerung nimmt bei kurzen Hafenbecken, bei denen die Hafenlänge kleiner als die Hafenbreite ist, rasch zu. Wird die Hafen-



axe du fleuve	Stromachse
tourbillon circulaire aval à l'entrée du port	Vorwalze
limite théorique du lit normal	Streichlinie
épi de déviation	Abweisbuhne
atterrissements, courants } dans la nature	Verlandung, Strömung } in Natur

Abb. 5.



gravier	Geschiebe
longueur du port — largeur du port —	Hafenlänge — Hafenbreite —
matières en suspension	Schwebstoffe

Abb. 6.

länge größer als die Hafenbreite, ist der Zuwachs geringer, bis er sich einem Grenzwert nähert. Bei der Schwebstoffablagerung ist ein gleicher Vorgang zu erkennen, jedoch dringt die Menge der Schwebstoffe tiefer in das Hafenbecken ein und vermag die Hafeneinfahrt von innen nach außen zu verlanden. Die Unstetigkeiten im Verlauf der beiden Linienzüge sind verursacht durch die mit der Hafenlänge sich ungleichmäßig ändernde Geschwindigkeitsverteilung im Hafenmund und im Hafenbecken.

Von besonderer Bedeutung für die Ausdehnung der Ablagerungen kann die Hauptwindrichtung werden. Sie erzeugt bei Einfall des Windes parallel zur Hafenlängsachse an der Oberfläche eine Strömung nach dem Innern. An der Sohle strömt das am Hafenende gestaute Wasser nach dem Fluß zu ab. Es erfolgt ein Abwandern der noch nicht fest gewordenen Schwebstoffablagerungen aus dem Hafen nach dem Fluß. Eine Windrichtung von 45° stromabwärts zur Hafenlängsachse vermindert die Ablagerungsmenge durch Beschleunigung der Strömung in Richtung des Flusses. Die Windrichtung von 45° stromaufwärts zur Hafenlängsachse vermehrt das Einwandern der Geschiebe- und Schwebstoffteile durch Stauung des am Hafenmund vorbeiströmenden Flußwassers.

3. Lage und Richtung der Hafeneinfahrten.

Nur in wenigen Fällen ist es möglich, Lage und Richtung der Hafeneinfahrten so zu wählen, daß bei den günstigsten Schiffahrtsbedingungen auch die strömungstechnischen Voraussetzungen erfüllt sind. Eine wesentliche Bedingung ist es, die Hafeneinfahrt an einen von Anlandungen freien Ort des Flusses zu legen, bei dem ständig die genügende Fahrwassertiefe vorhanden ist.

In Flüssen mit starker Geschiebebewegung entspricht dem Kolk an einem Ufer die Anlandung am gegenüberliegenden Ufer. Bei wandernden Geschiebebänken wird selbst in Krümmungen das System von Kolk und Anlandung nahezu unverändert talwärts verschoben, so daß an einem Ort des rechten oder linken Ufers sich zeitweise ein Kolk, zeitweise eine Verlandung befindet. Für die ständige Freihaltung der Hafeneinfahrt ist es erforderlich, die wandernden Geschiebebänke flußaufwärts und flußabwärts der Hafeneinfahrt auf eine genügende Flußlänge durch Buhnen so festzulegen, daß die Hafeneinfahrt stets an einer Kolkstrecke liegt.

Bei einer durchlaufenden Geschiebebewegung zwischen parallelen Ufern ändern sich die großen Formen des Sohlenreliefs wenig. Aber auch hier bedarf es der Lenkung des Talwegs oberhalb und unterhalb der Hafeneinfahrt durch den Einbau von Buhnen. In Krümmungen mit einem Verhältnis des Radius r zur Breite des Flusses b bis etwa $r/b = 5$ wird im allgemeinen nur ein stabiler Kolk und eine korrespondierende Geschiebebank, wenn auch, durch die wechselnden Wasserstände verursacht, in unterschiedlichen Formen, Höhen und Tiefen sich einstellen. Die beste Lage einer Hafeneinfahrt ist in diesem Fall eindeutig am Orte des stabilen Kolkes gegeben. Bei Verhältnissen $r/b = 5$ können sich in Krümmungen mehrere unstabile Kolke und Anlandungen bilden. Die Form der Sohle muß auch hier durch Einbauten so festgehalten werden, daß die Zufahrt zum Hafenmund bei allen Wasserständen gesichert ist.

Für die Hafeneinfahrt wünscht die Schiffahrt eine möglichst große Breite. Die Voraussetzung für die wirtschaftliche Nutzung des Hafens ist die Offenhaltung der Hafeneinfahrt. Sie kann in geschiebeführenden Flüssen nur dadurch erreicht werden, daß die Verlandungen in der Hafeneinfahrt vermieden oder vermindert werden. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Breite auf das äußerst notwendige Maß einzuschränken, das für ungehinderten zweischiffigen Verkehr mindestens 45 m beträgt. Jede Baggerung in einer Hafeneinfahrt bedeutet ein Schiffahrthindernis und schadet dem Hafenverkehr.

Das theoretische Optimum des Winkels zwischen Hafenlängsachse und Flußachse oder der Tangente am Schnittpunkt von Hafen und Flußachse soll etwa 30° sein. In den meisten Fällen wird der Abzweigwinkel aber durch andere Bedingungen, etwa wegen der Sicht oder wegen in der Nähe befindlicher Brücken und

Anlegestellen größer (nicht größer als 45°) oder kleiner gewählt werden müssen. In allen Fällen ist eine besondere Ausbildung der Hafeneinfahrt nicht zu umgehen, wobei die beiden Verkehrsrichtungen, zu Berg und zu Tal, für aus- und einfahrende Einzelfahrer oder Schleppzüge zu berücksichtigen sind.

4. Gestalt der Hafeneinfahrten und Maßnahmen gegen ihre Verlandung.

Die Gestalt der Hafeneinfahrten hängt bei geschiebeführenden Flüssen von den Maßnahmen gegen ihre Verlandung ab. Führt der Fluß nur Geschiebe ohne nennenswerte Schwebstoffmengen, so werden bei richtiger Lage der Hafeneinfahrt zu den stabilen tiefen Stellen des Talwegs nur wenige Teile des Geschiebes in die Drehwalze des Hafenmundes eingerissen. Das Geschiebe wandert an der Sohle in einer Spirale mit der Längsachse etwa parallel zur Flußachse vom tiefen Kolk seitlich ab nach der Anlandung des gegenüberliegenden Ufers. Es genügt in den meisten Fällen, den Hafenmund schmal zu halten. Durch zeitweise, nicht zu häufige Baggerungen läßt sich das grobe Sohlenmaterial entfernen.

Dieser Fall tritt selten ein. Meistens führt der Fluß besonders bei mittleren und höheren Wasserständen, außer dem sich an der Sohle bewegenden Geschiebe, Sand, der auch schwimmend bewegt werden kann, noch große Mengen von Schwebstoffen, die durch die Turbulenz der Flußströmung nahezu über die ganze Höhe des Flußquerschnittes verteilt sind. Sie kommen erst bei Verminderung der auf- und seitwärts gerichteten Vektoren der Turbulenz zur Ablagerung.

Die Maßnahmen zur Verbesserung der Hafeneinfahrt zielen darauf ab, die Strömungsverhältnisse so umzubilden, daß sich Geschiebe und Schwebstoffe nur in geringem Umfang und in einer für die Schiffahrt unschädlichen Form ablagern. Dies kann durch eine Ablenkung des schwereren Sohlengeschiebes mittels eines Abweisers an der oberen Trennspitze erfolgen. Es wird wegen der Schwebstoffe aber noch nötig, den Wasseraustausch zwischen Hafen- und Flußwasser durch Erzeugung einer rasch drehenden Vorwalze zu vermindern. Die Ausbildung solcher Hafeneinfahrten sei an folgenden Beispielen erörtert:

Abb. 7. Bei einer am inneren konvexen Ufer gelegenen Hafenmündung, bei der also schon ihre Anlage die starken Verlandungen der Abb. 4 erwarten ließ, wurde der Aufprall der Strömung auf das untere Ufer dadurch vermindert, daß das obere Stromufer auf eine Länge von 200 m und um 12 m am Hafenmund zurückverlegt, sowie die Winkelhalbierende zwischen Strom und Hafenufer als nach beiden Seiten lotrecht begrenzte Wand bis in Höhe des etwas über mittleren Abfluß liegenden Vorlandes ausgebildet wurde. Am unteren Ufer wird durch einen Sporn und eine Uferausbuchtung eine Vorwalze erzeugt, in der sich die festen und schwebenden Schwerstoffe ablagern und ohne Störung des Schiffahrtbetriebes entfernt werden können. Wegen der starken zu Berg und zu Tal gehenden Schiffahrt durfte der Hafenmund nicht weiter eingeengt werden, und der Abweiser an der oberen Trennspitze mußte in ganzer Ausdehnung bis nahe an den höchsten Schiffahrtswasserstand sichtbar sein.

Abb. 8. In einer scharfen Stromkrümmung mit r = 750 m und b = 300 m, also einem Verhältnis r/b = 2,5, liegt der Talweg fest an der linken Stromseite. Bei höheren Wasserständen wurden die ausgelegten Schiffahrtzeichen wegen der sehr großen Strömungsgeschwindigkeit oft abgetrieben oder unter den Wasserspiegel gedrückt. Die Hafeneinfahrt verlandete stark und nötigte zu häufigen Baggerungen.

Nach Modellversuchen im Flußbaulaboratorium Karlsruhe wurde die Form der Hafeneinfahrt durch eine 116 m lange Mole mit der Krone auf MW + 0,70 m und eine Veränderung des Leitwerks auf der linken Stromseite geändert. Hierbei wurde dieses Leitwerk auf eine Länge von 100 m unterbrochen, um in dem offenen Feld eine schwerstoffanziehende Vorwalze auszubilden. Die Form der Hafeneinfahrt bietet den ein- und ausfahrenden Schleppzügen keine Schwierigkeit mehr. In der 120 m breiten Hafeneinfahrt kann der bergwärts ausfahrende Schleppzug genügend aufdrehen, um stevenrecht auf den Strom zu treffen. Ein Ausscheren in den Strom ist kaum vorhanden. Die Verlandung in der Hafeneinfahrt ist gering geworden. Der weitaus größte Teil des Geschiebes, der Sand- und Schwebstoffe bleibt im Buhnenfeld liegen und kann ohne Störung der Schifffahrt entfernt werden.

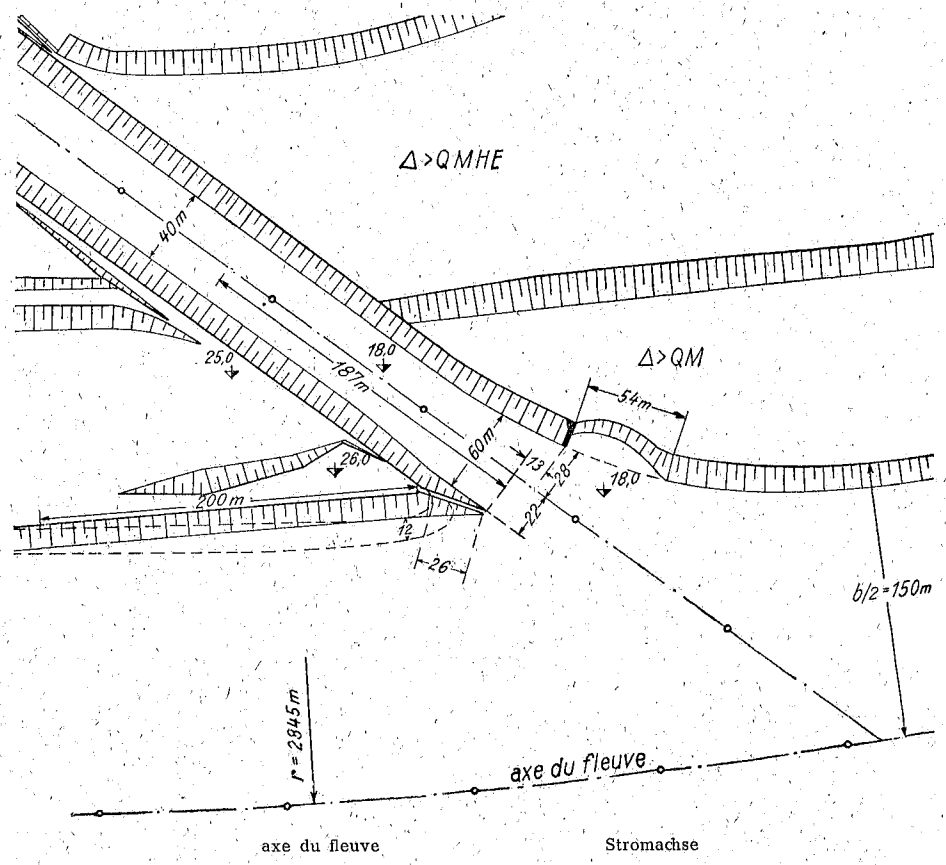
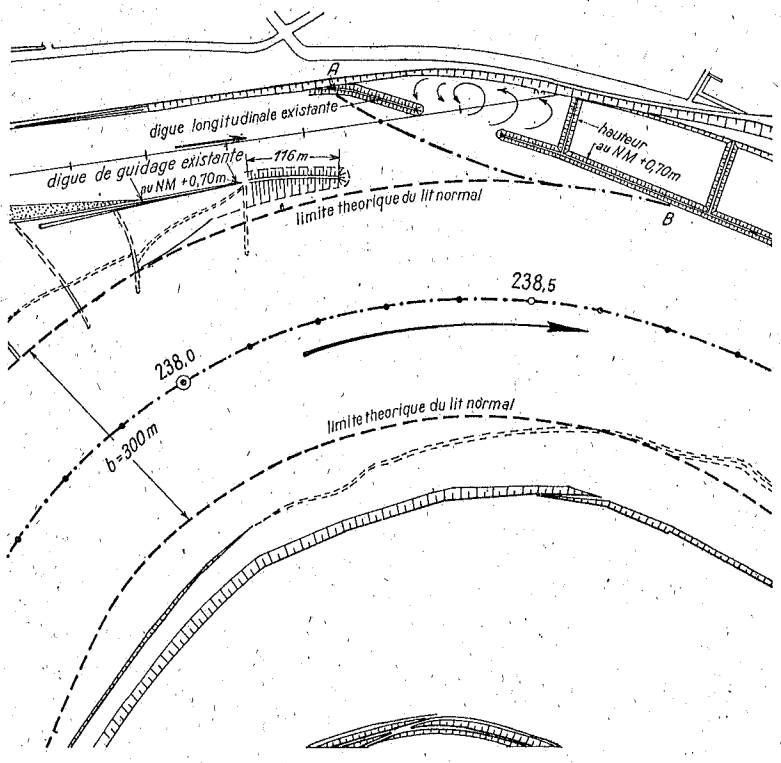


Abb. 7.

Abb. 9. In eine Krümmung vom Halbmesser r = 1370 m (r/b = 4,5) mündet ein Hafen in sehr spitzem Winkel ein. Die Einfahrt stromaufwärts ist durch die Brücke erschwert. Bei der Ausfahrt bergwärts wird der Schleppzug von der starken Strömung erfaßt und talwärts getrieben. Der Anhangkahn schießt weit in den Strom hinaus. Die Verlandung der Hafeneinfahrt ist besonders mit Schwebstoffen sehr störend. Die Breite des Hafenmundes darf wegen der Auf-

drehbewegung des Schleppzuges nicht unter 115 bis 120 m betragen. Dem Bergzug soll schon innerhalb des Totwassers möglich sein, stevenrecht in den Strom ausfahren zu können.

Aus diesen schiffahrtbetrieblichen Gesichtspunkten ergab sich die Grundrißform der Abb. 9 durch Modellversuche des Flußbaulaboratoriums Karlsruhe, wobei die Vorgänge bei der Ausfahrt eines Modellschleppzuges mit den Filmaufnahmen des Naturvorganges verglichen werden konnten und im Modell die Zeitweglinie am Bug und Heck des ausfahrenden Anhangkahnes festgestellt wurde.

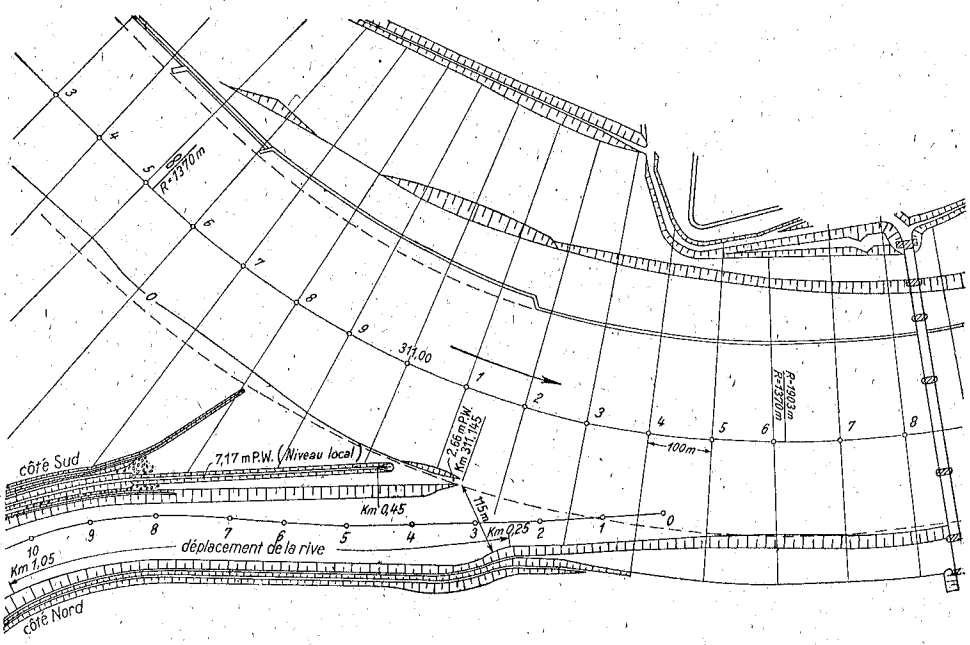


digue longitudinale existante	Vorhandenes Leitwerk
digue de guidage existante au NM	Vorhandenes Leitwerk auf MW
hauteur NM	Höhe auf MW
limite théorique du lit normal	Streichlinie

Abb. 8.

Die Grundrißform kam der Forderung nach geringer Verlandung entgegen. Die Abweisbuhne der stromaufwärts gelegenen Trennspitze mit der Krone auf + 2,66 a. P. (am Pegel) = MW + 1,36 m lenkt den Schwebstoffstrom ab und führt die Schwebstoffe einer langgestreckten Vorwalze zwischen Streichlinie und Ufer zu. Um die Verlandungen der Hafeneinfahrt durch Querströmungen bei den große Schwebstoffmengen führenden Hochwassermengen zu vermindern, wird der vorhandene Hochwasserdeich auf der Südseite bis nahe an die Trennspitze vorgezogen. Seine Krone liegt so hoch, daß sie nur bei den größten, etwa 50jährigen

Hochwassermengen überströmt wird. Auch bei Wasserständen zwischen + 2,66 m und 7,17 m a. P. werden die das Vorland überflutenden Wassermengen nach dem Strom abgelenkt und dadurch der ungünstige Einfluß der sehr breiten Hafeneinfahrt auf die Verlandung wesentlich vermindert.



Côté sud — Südseite
déplacement de la rive — Verlegung des Ufers
Côté nord — Nordseite

Abb. 9.

c) Verbindung der Häfen mit Eisenbahn und Straße

Von Hafendirektor Hermann B u m m, Duisburg-Ruhrort und Hafendirektor Ing. R a s p e, Frankfurt (Main).

Zusammenfassung: Die Gleislängen in den Hafenbahnhöfen sind nach der größten vorkommenden Zuglänge zu bemessen. Die Hauptzufahrtsstraße muß günstige Verbindungen zur Umgehungsstraße der Stadt haben.

Bei Anordnung der Straßen und Gleise an den Hafenbecken ist Zuweisung je eines besonderen Verkehrsstreifens für Eisenbahn und Lastkraftwagen anzustreben. Der direkte Umschlag Schiff/Lastwagen wird zweckmäßig auf freie Ladeplätze zwischen den Schuppen verwiesen. Die Landseite der Speicher soll immer dem Lkw.-Verkehr vorbehalten bleiben.

Der Übergabebahnhof soll direkt im Anschluß an den Hafen liegen. Bei beschränkten Raumverhältnissen muß der Übergabebahnhof so angelegt werden, daß alle Rangierarbeiten von der Hafenbahn ohne Benutzung der Hauptbahn ausgeführt werden können. Die Gleislänge in den Hafenbahnhöfen und Übergabebahnhöfen muß sich nach der größten vorkommenden Zuglänge mit der jeweils zulässigen Achszahl bemessen. Die Ausziehgleise müssen gleichfalls der größten vorkommenden Zuglänge entsprechen.

Die Hauptzufahrtsstraße zum Hafen muß eine möglichst günstige Verbindung zur Autobahn oder zu den Umgehungsstraßen der Stadt haben.

Die Sicherheit und Flüssigkeit des Verkehrs auf der Hauptzufahrtsstraße erfordert eine niveaufreie Kreuzung (Unter- oder Überführung) mit dem Hauptzufahrtsgleis, das mit hoher Geschwindigkeit befahren wird. Trotz hoher Anlagekosten müssen diese Aufwendungen gemacht werden, wobei die Einsparung der Kosten für die Schranke und Schrankenwärter oder für eine optische Warnanlage zu berücksichtigen sind. Im Hafengebiet sind schienengleiche Kreuzungen nicht zu vermeiden, die aber hier in Kauf genommen werden können, da die Hafengleise nur mit geringer Geschwindigkeit befahren werden können (siehe Bild 1, Frage 2 a).

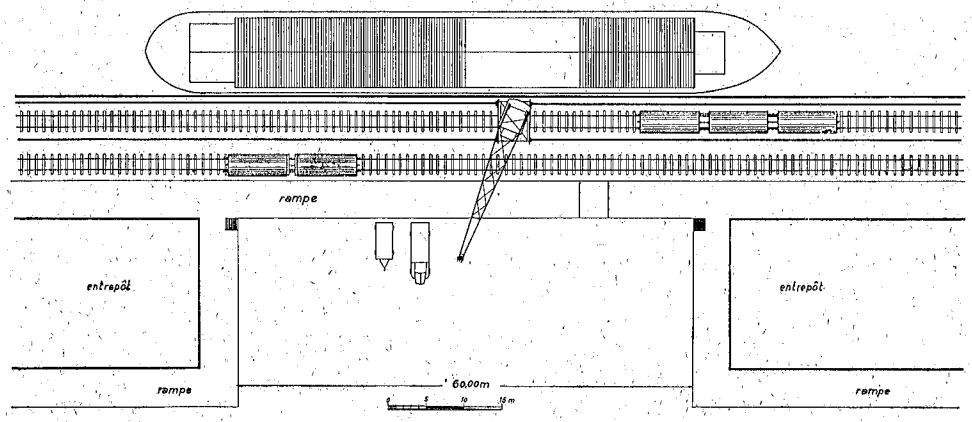
Die Anordnung der Gleise und Straßen an den Hafenbecken ist von dem Verkehrsanteil der Eisenbahn und des Lastwagens abhängig. Grundsätzlich ist für eine betriebssichere Abwicklung des Verkehrs die vollständige Trennung der Verkehrsmittel unter Zuweisung je eines besonderen Verkehrsstreifens für die Eisenbahn und den Lastkraftwagen anzustreben. Der sogenannte gemischte Verkehr von Eisenbahn und Lastkraftwagen auf einem Verkehrsstreifen ist zweifellos betrieblich unerwünscht, weil er erfahrungsgemäß immer wieder zu Betriebsstörungen und Kollisionen Anlaß gibt. Die heute zum Teil übliche Auspflasterung der wasserseitigen Gleise zwischen den Schuppen und der Kaikante sollte daher nur ein Notbehelf sein.

Bei überwiegendem Bahnverkehr sind auf der Wasserseite der Schuppen möglichst 3 Gleise vorgesehen, wobei 2 Gleise dem Umschlag dienen und auf einem Gleis die Zustellung erfolgt. Die Landseite der Schuppen wird in diesem Falle dem Lkw.-Verkehr vorbehalten bleiben.

Bei überwiegendem Lkw.-Verkehr würde es der Größenordnung der Verkehrsrelation entsprechen, wenn man eine Straße direkt am Kai anordnet. Die Reichweite der Krane würde es gestatten, neben der Straße noch 1 oder 2 Gleise längs der Rampe der Schuppen anzuordnen. Die Lösung des direkten Umschlags Schiff/Lkw. durch eine Kaistraße mag zwar sehr naheliegend sein. Es bestehen aber doch einige Bedenken, die diese Lösung nicht empfehlen. Neben dem direkten Umschlag Schiff/Lkw. muß auf dem gleichen Kai an den Nachbarschuppen mit einem Umschlag vom Schiff zum Schuppen gerechnet werden. Die die Kaistraße benutzenden Lastkraftwagen würden sich also ständig im Drehbereich dieser Krane befinden, was zu Unfällen Anlaß geben kann. Es wird auch nicht zu verhindern sein, daß Güter vom Kran auf die Straße abgesetzt werden, weil der hierfür bestimmte Lastkraftwagen nicht zur Stelle ist oder umgekehrt, oder der Kran hat zunächst noch andere Partien umzuschlagen. Die Straße wird also häufig verstopft sein. Es erscheint außerdem praktisch kaum durchführbar, z. B. eine Partie von 200 t Stückgütern mit der notwendigen Geschwindigkeit ausschließlich auf Lastkraftwagen umzuschlagen. Es müßten dann etwa 20 Laststücke

nach einem genau geregelten Plan eingesetzt werden und auf der Kaistraße bereitstehen. Eine solche Ordnung wird sich nur in den seltensten Fällen durchführen lassen.

Der direkte Umschlag Schiff/Lkw. wird daher zweckmäßig auf freie Ladeplätze zwischen den Schuppen verwiesen, wobei die Rampen vor den Schuppen durchgezogen werden, auf die der Kran die Güter absetzen kann. Die Rampen sollen eine Breite von mindestens 5 m haben. In der Rampe müssen Klappen angeordnet werden, um den Durchgang und die Durchfahrt von Feuerlöschfahrzeugen zu gewährleisten. Es wird häufig vorkommen, daß bei Eintreffen der Lkw's das Schiff noch nicht vorliegt oder umgekehrt, so daß eine Zwischenlagerung auf kurze Zeit oder evtl. für einige Tage vorkommen kann. In diesem Falle wird es sich empfehlen, die Rampen durch Kopframpen vor den Lagerschuppen zu vergrößern, so daß eine U-förmige Rampenanlage entsteht. Ringe an der Rampe zur Befestigung von Deckkleidern sind erforderlich. Der Abstand zwischen den Lagerhäusern muß mindestens 60 m betragen, damit genügend Platz zum Wenden der Lkw's und Vorsetzen vor die Rampen zur Verfügung steht. Beim Bau von Lagerhäusern sollte man, selbst unter Verlust von Lagerhausflächen, diesen Abstand einhalten, um dem Lkw.-Verkehr für die Zukunft die Zufahrtmöglichkeiten zu erhalten.



Gegebenenfalls ist noch erforderlich, Freiplätze für den Lkw.-Umschlag außerdem unabhängig von den Lagerhäusern vorzusehen. Hinter den Gleisen wird hierfür eine Rampe von mindestens 5 m Breite angeordnet, auf der die Stückgüter vom Kran abgesetzt werden können. Diese Anordnung empfiehlt sich besonders dort, wo die übrigen Uferstrecken durch Lagerhäuser so besetzt sind, daß sich die Freiplätze zwischen den Lagerhäusern nicht mehr einschalten lassen.

Die Landseite der Speicher soll immer dem Lkw.-Verkehr vorbehalten bleiben. In Binnenhäfen wird der Eisenbahnverkehr auf der Wasserseite zu bewältigen sein, so daß sich ein Gleis auf der Landseite erübrigt. Falls es in Sonderfällen nicht zu umgehen ist, muß es auf jeden Fall eingepflastert werden. Aber auch hier wird die Benutzung des Verkehrsstreifens durch zwei verschiedene Verkehrsmittel zu Schwierigkeiten während der Bedienungszeit führen.

Abt. I Frage 3

Verteilung der Geschiebeführung eines Wasserlaufes, der sich in mehrere natürliche oder künstliche Arme teilt.

Vorhersage der Bettausbildung in Grundriß, Längsschnitt und Querprofilen; Vergleich zwischen diesen Vorhersagen und den tatsächlichen Ergebnissen; Fortschritte bei derartigen Vorhersagen:

Fall a) Wasserlauf, der sich in mehrere natürliche Arme teilt.

Von Prof. Dr.-Ing. Heinrich Preß, Technische Universität Berlin.

Zusammenfassung: Auf Grund eigener Beobachtungen und Messungen — deren Aufzeichnungen leider durch Kriegseinwirkung verlorengingen und daher nach der Erinnerung wiedergegeben wurden — werden nachstehend hauptsächlich an Flußspaltungen an der Oder, zum Teil bei Eingriffen, baulichen Veränderungen nach bis dahin üblichen erfolgerhoffenden Verfahren bzw. nach Versuchen angestellt, einige grundsätzliche Betrachtungen über Voraussagen und die eingetretenen Zustände in der Geschiebeablagerung bei Flußspaltungen gegeben.

Bei der Vielzahl der Einflüsse und Einwirkungen im strömenden Fluß auf die tatsächlich auftretenden Erscheinungen bei Flußspaltungen können natürlich nur gewisse Richtlinien und Hinweise für die Gestaltung und Ausbildung und die zu erwartenden Geschiebeverhältnisse u. a. aufgezeichnet werden, die auf Grund der Erfahrungen, Beobachtungen in der Praxis nach Modellversuchen ermittelt wurden.

Die Sicherheit der Schiffahrt, die Sorge um geringe Unterhaltungskosten fordert das Vermeiden von Verladungen an für Schiffahrt und Wasserabfluß erforderlichen Stellen.

Über die hydraulischen Vorgänge und Einzelfragen können Modellversuche über Flußspaltungen quantitativ übertragbar entsprechend den Modellgesetzen, wie allgemein bestätigt, gute Ergebnisse erzielen, selbstverständlich vorausgesetzt einwandfreie Durchführung und hinreichend großer Modellmaßstab.

Modellgeschiebe-Untersuchungen für diese Sonderfrage sind jedoch nach den heutigen Erkenntnissen bei sorgfältigster Ausführung und entsprechenden Maßstäben auf die Natur bisher nur qualitativ übertragbar. Es ist daher dringend und immer wieder zu fordern, daß weit mehr als bisher die mit den Arbeiten am Fluß beauftragten Dienststellen zu laufenden Messungen und Beobachtungen angehalten werden und diese — nicht nur auf diesem Geschiebegebiet — ermittelten Ergebnisse mit Modelluntersuchungen verglichen werden.

Nur durch Sammlung einwandfreier Messungen in der Natur und ihre Auswertung bei grundsätzlichen Modelluntersuchungen in möglichst verschiedenen aber großen Maßstäben ist zu hoffen, z. B. den Geschiebeproblemen auch quantitativ wirklich erfolgreich näher zu kommen.

Durch die Flußspaltung wird nicht nur der Nebenarm, sondern auch der Hauptlauf betroffen, so daß es auch im Hauptlauf infolge der geringeren Wassermengen, der geringeren Energie zu Geschiebeablagerungen kommen kann, wenn nicht Einengung vorgenommen wird. Aber es ist auch auf den mitunter wechselnden Charakter von Haupt- und Nebenarm hinzuweisen. Das Geschiebe wandert, wenn es nicht aufgewirbelt wird, an der Sohle entlang und folgt, wie allgemein bekannt, der langsamen Sohlenströmung, wird also bei langsamer Sohlenströmung im Nebenarm in diesen gelangen. Durch geschickte Grundrißgestaltung ist es zweifellos jedoch möglich, dafür zu sorgen, daß weniger Geschiebe in den Nebenarm hineingerät.

Natürlich kommt es wesentlich darauf an, und danach haben sich u. a. die zu treffenden Maßnahmen zu richten, wo — starke oder stärkere Strömung vorausgesetzt — die Abzweigung erfolgt, ob in gerader Strecke, in der Krümmung am konkaven oder am konvexen Ufer, ob am Anfang, in der Mitte oder am Ende der Krümmung und unter welchem Winkel die Abzweigung zur Stromrichtung gerichtet ist. Wie Versuche und Naturbeobachtungen erwiesen haben, gelangt im allgemeinen in einen mit großem Winkel von einer geraden Flußstrecke abzweigenden Arm erheblich mehr Geschiebe als in einen mit geringem Winkel abzweigenden Arm.

Am Hohlufer ist die Versandungsgefahr selbstverständlich geringer als in der zumeist labilen geraden Strecke oder sogar am vorspringenden Ufer.

Je größer die Geschwindigkeit des Wassers und je stärker die Krümmung ist, um so ausgeprägter ist die von der Fliehkraft verursachte Spiralbewegung und damit die auftretende Geschiebebewegung. Je mehr also der Abzweig nach dem Ende der Krümmung zu liegt, um so mehr macht sich die erhöhte Geschiebebewegung bemerkbar, während eine Abzweigung zu Beginn der Krümmung noch nicht so sehr der sich erst mit der Krümmung entwickelten Spiralbewegung mit ihren Folgen ausgesetzt ist.

Natürlich spielen außerdem neben Querschnittsgröße und -form das Gefälle, die Rauhigkeit, die Fließwiderstände, die weiteren Krümmungen und Gegenkrümmungen, Verbreiterungen oder Verengungen, der Wind u. a., aber auch besonders bei kurzen Abzweigungen der Einfluß und die Beeinträchtigung durch die Ausmündung eine Rolle.

Dabei ist die Lage (Richtung) der Ausmündung wesentlich, wobei evtl. Aufstau durch die Fliehkraft in der Hauptarmkrümmung verursacht, die Druckhöhe der Fließgeschwindigkeit des Hauptarmes, die Ejektorwirkung der Hauptarmströmung u. a. zu beachten sind.

Auch ist die Flußverbreiterung an der Gabelung, die führungslose Stromstrecke u. a. zu berücksichtigen.

Bei engem Flußbett und scharfer Krümmung soll der Winkel zwischen Flußachse und Abzweigachse möglichst gering sein, wobei eine möglichst nur kurze und geringe Verbreiterungsstrecke und nur eine kurze Unterbrechung der straffen Stromführung anzustreben ist. Jede Verbreiterung des Flußbettes gibt wegen der Verringerung der Geschwindigkeiten und Wassertiefe Ursache zur Verlandung, auch entstehen mit der größeren Verbreiterung vor der Gabelung für die Schiffahrt unangenehme Querströmungen.

Darüber hinaus führt jeder Abzweig zu Wasserwalzen, die im Kern Geschiebe aufweisen. Auch bringt die schwankende Verteilung der Abflußmengen bei wechselnden Wasserständen in den Abflußarmen unter Umständen entsprechende Verlandung.

Bei breitem Flußbett und geringer Strömung soll der Abzweig mit spitzem Winkel ausgebildet sein, wobei auf möglichst geringe Verbreiterung des Flußbettes an der Abzweigstelle und weitgehende Verkürzung der führungslosen Strecke Wert zu legen ist.

Zur Verkürzung der führungslosen Strecke werden vielfach Buhnen angeordnet oder besser das in Frage kommende Stück der Böschung molenartig ausgebildet. Das vielfach durchgeführte Vorziehen des Trennteiles hat für die Geschiebebewegung jedoch kaum, nur für die Schiffahrt Vorteile.

Im allgemeinen findet eine Versandung des schwächeren Armes statt, wenn er nicht von etwa Mitte bis Ende eines Hohlufers, einer Krümmung abzweigt.

Wegen der Gefahr der Versandung ist es daher auch zweckmäßig, wie bei zahlreichen Flußstrecken, besonders Mündungen durchgeführt, z. B. in der Oder, die verschiedenen Abzweigungen abzuschließen und eine straffe Führung des Hauptarmes durchzuführen. Auch empfiehlt es sich nicht, beide Arme, wenn nur zwei vorhanden, gleich auszubilden, wie dies mitunter ausgeführt wurde, selbst wenn auf die Strömungsverhältnisse Rücksicht zusätzlich in den Flußarmen genommen wird, da Ablösungen, Totwasserbereiche, labile Wirbel und Walzen, aber auch Wind und andere örtliche Einflüsse bei den verschiedenen Wasserständen bzw. Mengen und Geschwindigkeiten schwankende Einflüsse ausüben, die mal den einen, dann den anderen, schließlich einen wesentlich mehr verlanden lassen.

Bei dem labilen Charakter der sich bildenden Stau- und Ablösungswalzen, den mit den Änderungen der Wasserstände, Wassermengen und Geschwindigkeiten und deren Folgen auftretenden Wechselfällen und Schwankungen gehört außerordentliche Erfahrung zur Beurteilung der Verhältnisse. Auch ist zu beachten, daß schon geringe Änderung eines der maßgebenden Faktoren infolge des labilen Charakters ein Umschlagen verursachen kann.

Es muß Aufgabe der zu treffenden Maßnahmen sein, entweder die an der Sohle entlang wandernden Geschiebekörner nicht aufwirbeln zu lassen, oder aber sie dann dort zur Ablagerung zu bringen, wo sie nicht schaden.

Bei Krümmungen tritt jedoch infolge der Fliehkraft statt der fortschreitenden Fließbewegung Spiralbewegung auf, so daß mit dem Verdrängen des langsam fließenden tieferen Wassers nach dem ausspringenden Ufer durch die Spiralbewegung hochgerissenes Geschiebe dort auflanden wird, um so mehr, wenn infolge der Abzweigung Bettverbreiterung eintritt. Der Einbau von kurzen Gegenkrümmungen oder Bauwerken, die solche erzeugen, hat sich jedoch, wie Ausführungen in der Oder zeigten, in keiner Weise bewährt.

Infolge der Längsströmung am Ufer entsteht ferner beim Abzweig eine Walze mit stehender Achse, die weitere stehende Walzen, aber entgegengesetzt drehend, die alle im Kern Geschiebe führen, verursacht.

Eine weitere labile Walze, jedoch mit liegender Achse, entsteht schließlich durch den von der Geschwindigkeitshöhe im Abzweig verursachten Aufstau. Diese Walze verändert sich stark mit den Abflußverhältnissen, so daß sich je nach den Werten eine entsprechende räumliche Bewegung ausrichtet.

Um Auskunft über Anlandungen und Kolke zu geben, ist es wichtig, den Oberflächen- und Sohlenverlauf dieser Bewegung zu erkennen, die durch die Ausbildung des Trenndammkopfes beeinflußt werden. So bilden sich z. B. bei zu scharfer Umlenkung am Trenndammkopf Kolke.

Häufig wird dabei an der Sohle der Abzweigstelle bis etwa Mitte flußauf gerichtete Strömung, an der Oberfläche bis etwa Mitte Abzweig flußabwärts gerichtetes Einströmen festzustellen sein. Bei der Abzweigung kommt es also darauf an, Ablösungen, Totwasser, Wirbel und Walzen zu vermeiden, bei geringster Bettverbreiterung, geringstem führungslosen Bereich dafür zu sorgen, daß Walzen und Wirbel, Totwasserstellen sich nur dort entwickeln und dementsprechend Geschiebeablagerungsstellen sich dort bilden, wo Geschiebe nicht hinderlich ist *).

*) Über Abzweigungen laufen im übrigen vom Verfasser Modellversuche in der ihm unterstellten Wasserbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, über die in den betreffenden Instituts-Mitteilungen berichtet wird.

In der Abzweigung selbst wird bei evtl. Minderung der Spiralbewegung, bei geringer Fließgeschwindigkeit z. B. durch Aufstau u. a. je nach dem Quergefälle Auflandung erfolgen, wenn nicht der Einfluß der Ausmündung, z. B. die Ejektorwirkung u. a., sich schon bemerkbar macht. Mit gutem Erfolg ist von dieser Erscheinung an einigen Stellen in der Oder durch Verkürzung der Abzweige Gebrauch gemacht worden. Die ursprünglichen Anlandungen verschwanden infolge der günstigen Ejektorwirkung des Hauptflusses auf den verkürzten Nebenarm.

Die angestellten Betrachtungen beziehen sich nicht auf Tidegebiete, bei denen entsprechend den Tiden auftretende Querströmungen, Form, Lage, Länge der Abzweigung, besonders in bezug zum zumeist ausschlaggebenden, im allgemeinen stärkeren und länger andauernden Ebbstrom u. a. Einfluß haben.

Schlußfolgerungen.

1. Nach dem gegenwärtigen Stand der Kenntnis ist eine genaue quantitative Prognose bezüglich des zeitlichen und örtlichen Verhaltens des Geschiebes bei Stromspaltungen im Zusammenhang mit den einzelnen Perioden des Abflußvorganges im allgemeinen nicht mit Sicherheit möglich.
2. Unter Annahme gewisser Regulierungsgrundsätze, die auf Grund von Erfahrungen bei Natur- und Modellversuchen entwickelt sind, besteht die Möglichkeit, die qualitative Tendenz im Verhalten des Geschiebes bei Stromspaltungen annähernd vorauszubestimmen, wobei diese Möglichkeit eng an die im Einzelfall vorliegenden örtlichen Verhältnisse und ihre genaue Kenntnis gebunden ist.
3. Die unter 2. genannte Möglichkeit kann wesentlich gesteigert werden, wenn zuverlässige Versuchsmethoden mit hinreichend großem Maßstab entwickelt werden. Bei hydraulischen Vorgängen geben entsprechende Modelluntersuchungen die Möglichkeit zur qualitativen und quantitativen Prognose.

Verteilung der Geschiebeführung eines Flußlaufes, der sich in mehrere natürliche oder künstliche Arme teilt.

Fall b) Seitenkanal für Schiffahrt und Krafterzeugung (oder ohne Krafterzeugung). Maßnahmen, die die Bildung von Ablagerungen im Seitenkanal vermeiden.

Von Dr.-Ing. F. Jambor,
Regierungsbaurat bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

Zusammenfassung: Es wird das Ergebnis von Modellversuchen beschrieben, nach welchem in der Wiedereinmündung eines Kanals in den Fluß Geschiebeablagerungen vermieden werden können, auch wenn die Einmündung am inneren Ufer einer Flußkrümmung angeordnet werden muß. Nach dem Versagen der bisher üblichen Mittel des Flußbaues ist im Zusammenwirken mehrerer, etwa 15 m langer und nur 0,70 m über die Sohle herausragender gekrümmter Spundwandabschnitte, hintereinander in Strömungsrichtung angeordnet, ein neues Hilfsmittel des Flußbaues entwickelt worden, das es gestattet, auf eine bestimmte Flußstrecke willkürlich eine Spiralströmung des Flusses umzukehren oder neu zu schaffen, in ihrer Strömungskraft zu regeln und so die Richtung der Sohlströmung als Ursache der Verlandung ebenfalls umzukehren oder abzuändern.

Es wird im Zwange der örtlichen Gegebenheiten immer wieder vorkommen, daß die Einmündung eines Seitenkanals für die Schiffahrt und Krafterzeugung oder die Schiffahrt allein nicht am äußeren*) Ufer einer Flußkrümmung zu liegen kommt, wo die Befürchtungen für eine Verlandung der Kanaleinmündung gering zu achten sind. In einem solchen Fall ist man vor die Aufgabe gestellt, Vorkehrungen anzuordnen, durch welche die zu erwartenden Anlandungen verhindert oder auf ein erträgliches Maß herabgemindert werden.

Die Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes sah sich im Zuge des Umbaues der Staustufe Bollingerfähr des Dortmund-Ems-Kanals durch örtliche Verhältnisse gezwungen, die Wiedereinmündung des Schleusenunterkanals in den Emsfluß am Innenufer*) einer längeren Flußkrümmung anzuordnen. Das von der Ems mitgeführte Geschiebe besteht aus feinem Sand, der bei einer Geschwindigkeit von rd. 0,80 m/s in Bewegung gerät und bei 0,50 m/s wieder abgesetzt wird. Seine Korngröße schwankt von 0,1 bis 0,7 mm bei 0,3 mm Durchmesser für 50 % Siebdurchgang. Es muß daher besonders bei Hochwässern an der Stelle der plötzlichen Querschnittserweiterung des Emsflusses, d. i. im Kanalmund, mit größeren Ablagerungen gerechnet werden, die für die Schiffahrt zum Hindernis werden. Die Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster wandte sich daher an die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe mit der Bitte, Einrichtungen oder Uferabänderungen vorzuschlagen und zu erproben, welche diese zu erwartenden Ablagerungen verhindern oder wesentlich eindämmen.

In Verfolg dieser Arbeiten wurden nacheinander zwei Modelle der Ems und des einmündenden Schleusenunterkanals aufgebaut, wobei die rechts und links an den Flußschlauch anschließenden Überflutungsgebiete zur Vereinfachung nicht mit dargestellt wurden:

a) Modell für die Einmündung des Schleusenunterkanals am Innenufer des Emsflusses im Modellmaßstab 1 : 45,

b) Modell für die Einmündung des Schleusenunterkanals bei Vorschaltung einer Gegenkrümmung des Flusses, durch welche die Kanaleinmündung am Außenufer des Flusses zu liegen kommt, im Maßstab 1 : 40.

Die Verkleinerung des natürlichen Flußgeschiebes zum Modellgeschiebe war undurchführbar, da der so entstehende Gesteinsstaub unter dem Korndurchmesser liegt, von dem ab noch übertragbare Schlüsse vom Modell in die Natur möglich sind. Es mußte daher zu einem größeren, aber spezifisch leichteren Modellgeschiebe gegriffen werden, dem vielfach erprobten Braunkohlengrus von 0,5 bis 5,0 mm Korngröße und für ergänzende Prüfungen zu gewässertem Sägemehl. Dadurch sind die Versuche zwar keine Absolutversuche mehr, aber ihre Ergebnisse verbleiben qualitativ untereinander vergleichbar.

Die maßgebenden Wasserführungen im Flußschlauch der Ems und die zugehörigen Wasserstände am Schleusenunterpegel waren:

$$HSchQ = 385\ m^3/s + 4{,}77\ m\ NN,$$
$$HQ_{1880} = 500\ m^3/s + 4{,}95\ m\ NN,$$
$$HHQ_{1946} = 800\ m^3/s + 5{,}50\ m\ NN.$$

*) Im folgenden bezeichnet:
»inneres Ufer« das linke Ufer der Figur,
»äußeres Ufer« das rechte Ufer der Figur.
Der Fluß fließt von links nach rechts.

Der hydrostatische Stau des Wehres unterhalb liegt auf + 2,00 m NN, die Flußsohle auf — 1,50 m NN. Die geringste Wassertiefe beträgt daher 3,50 m. Die größten verkehrenden Schiffe haben eine Tauchtiefe von 2,50 m. Die Umrechnung dieser Wassermengen geschah nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz, so daß 100 m³/s in der Natur 7,36 l/s bzw. 9,88 l/s entsprechen.

Um die Auswirkungen der einzelnen Maßnahmen untereinander vergleichen zu können, wurde die Versuchsdauer bei allen Versuchen, wenn nicht besondere Abänderungen dies verlangten, gleich groß zu 8 Stunden, entsprechend 53,7 bzw. 50,6 Stunden in der Natur angenommen, wobei sich immer ein Beharrungszustand der Sohle für Geschiebegleichgewicht ausbildete.

Die Versuche am Modell a):

Bei Vorversuchen im Modell mit einer festen Sohle entstanden, wie erwartet, für alle untersuchten Wasserführungen mächtige Geschiebeablagerungen in der Kanalmündung, die auch durch die herkömmlichen Mittel des Flußbaues nicht verhindert werden konnten. Der Versuch, mittels Buhnen die Strömung rasch an das linke Ufer zu drücken, brachte ebenso wie der gegenteilige Versuch, die Strömung durch Abweisnasen und Buhnen am rechten Ufer zusammenzuhalten, keine Verbesserung. Auch die Anordnung einer durchbrochenen Trennmole mit Geschiebeschwelle als Verlängerung der festen Trennspitze, um die Ausbildung der Ablösungswalze zu verhindern oder bis zur Unwirksamkeit zu schwächen und dadurch den Geschiebeeinzug in den Kanal zu verhindern, brachte trotz vieler Variationen des Öffnungsverhältnisses und der Öffnungshöhe über Sohle nicht den gewünschten Erfolg. Die Gesamtmenge der Ablagerung wurde zwar vermindert, blieb aber unzulässig groß. Es kam immer zu einer Geschiebekonzentration an der durchbrochenen Mole, und die Schleppkraft des Flusses war am Ende der Mole auf dem schmalen Streifen der Geschiebewanderung nicht stark genug, die gesamte Geschiebemenge weiterzuführen. Es mußte daher angestrebt werden, diese Geschiebekonzentration aufzulockern, indem einzelne über die Sohle herausragende, nebeneinander über die Flußbreite angeordnete Spundwandabschnitte ähnlich einem aufgelösten Schneepflug das Geschiebeband in eine Reihe von Einzelbändern auflösen sollten. Das Ergebnis war ermutigend. Durch eine entsprechende Wahl der gegenseitigen Lage und des Anstellwinkels ließen sich die Stärken der einzelnen Geschiebebänder so abstimmen, daß der Hauptgeschiebestrom am rechten, d. i. dem äußeren Ufer der Flußkrümmung entlang zog.

Durch die bisherigen Versuche mit einer unveränderlichen, festen Modellsohle, entsprechend dem Ausbauplan, war es nicht möglich, die sich ständig verändernden Strömungs- und vor allem Sohlströmungsverhältnisse (Größe und Richtung der Sohlströmung) zu berücksichtigen, die der Fluß sich selbst durch die ständige Umgestaltung seiner Sohle schafft. Auch weicht das Verhalten des einzelnen Geschiebekornes auf der festen Sohle ab von dem Verhalten im großen Verbande mit dem anderen, die Sohle in dicker Schicht bildenden Geschiebe. Es war daher notwendig, das an sich günstige Ergebnis einer Auflockerung des Geschiebebandes durch einzelne Spundwandabschnitte in einem Modell mit beweglicher Sohle (Geschiebesohle) zu überprüfen.

In Übereinstimmung mit den Vorversuchen ergab sich in der Kanaleinmündung ohne besondere Zusatzbauten eine große 3,50 bis 4,0 m hohe Barre (siehe Bild 1). Ebenso fanden auch die übrigen mit fester Sohle ausgeführten Versuchsergebnisse ihre qualitative Bestätigung. Die Versuche mit 0,70 m über die Sohle heraus-

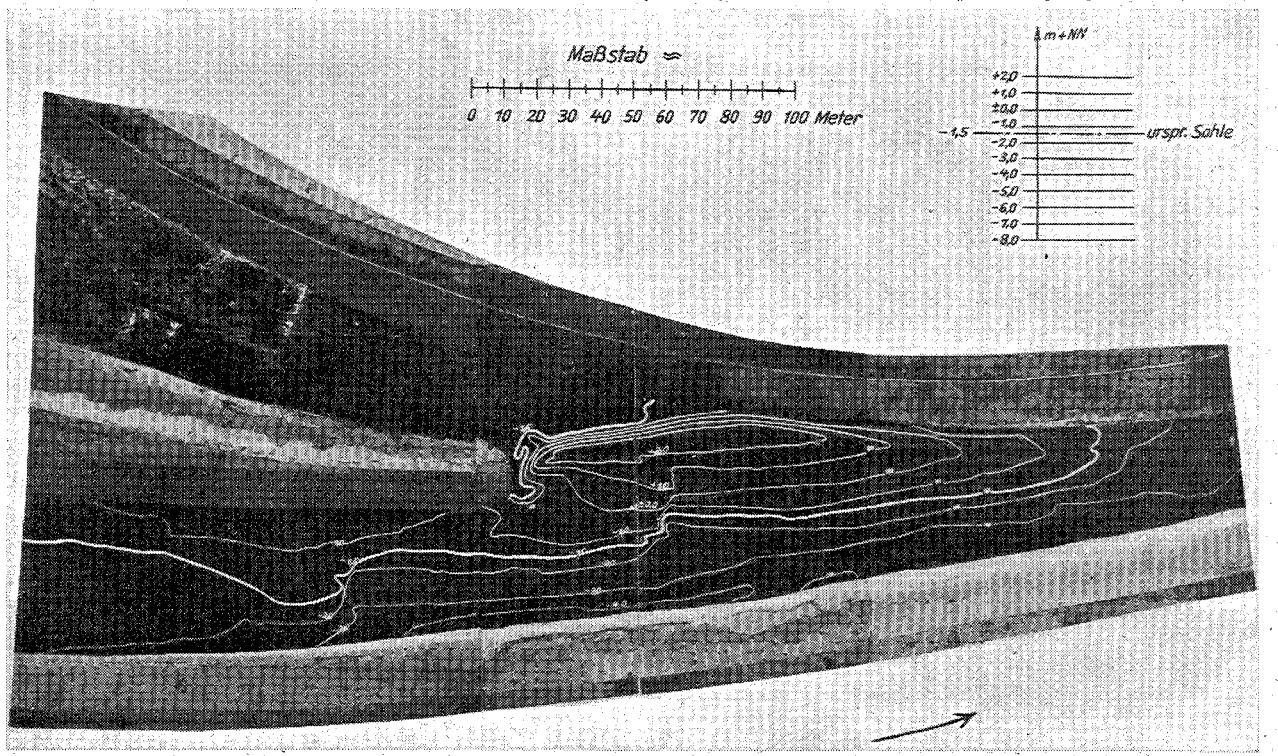


Abb. 1. Geschiebeablagerung in der Kanaleinmündung ohne besondere Zusatzbauten.
$HHQ_{\text{im Flußschlauch}} = 800\ m^3/s$, Schleusenunterpegel = + 5,50 m NN
Modellgeschiebe = Braunkohlengrus

ragenden Spundwandabschnitten, nebeneinander über die Flußbreite angeordnet, befriedigten nicht völlig, trotzdem sie die Ablagerungshöhe gegenüber dem Versuch ohne jegliche Einbauten um rund die Hälfte verkleinerten. Es kam vor, daß ein Teil von ihnen von einer durchwandernden Sandbank (Braunkohlengrus) vollkommen verschüttet wurde und sie daher bis zu ihrem folgenden Wiederfreispülen unwirksam blieben. In dieser Zeit konnten Ablagerungen in den Raum vor dem Kanalmund einwandern, blieben dort liegen und wurden selbst bei Wiedereintritt der Wirkung der Spundwandabschnitte nicht mehr abgebaut. Der Grund des Versagens war immer noch die starke Geschiebekonzentration am unteren Ende der Geschiebeabweisschwelle von 2,70 m Höhe über Flußsohle und die geringe Höhe der Spundwandabschnitte über Sohle.

Da die Höhe der Spundwandabschnitte über der Flußsohle sich aus Gründen des Schiffahrtsbetriebes nicht vergrößern ließ, verblieb als Abhilfe nur, die Konzentration des Geschiebestromes am unteren Ende der Geschiebeabweisschwelle weiter zu verringern. Aus der Versuchsbeobachtung ergab sich, daß große Geschiebemengen von der rechten äußeren Flußhälfte schräg zur Geschiebeschwelle herüberwandern. Es wurden daher die Spundwandabschnitte hintereinander in dieser Hauptbahn der Geschiebezuwanderung eingesetzt, um dieses Geschiebe schon frühzeitig zu erfassen und gegen das rechte Flußufer zu drücken. Der Erfolg dieser Maßnahme war überraschend. Während die Spundwandabschnitte in ihrer Anordnung nebeneinander die Geschiebekörner nur um die Abschnittsbreite oder nicht wesentlich darüber hinaus zur Seite beförderten, wurde jetzt in ihrer Anordnung hintereinander in der Strömungsrichtung nach dem letzten Spundwandabschnitt das Geschiebe um ein Mehrfaches der Abschnittsbreite zur Seite an das rechte Flußufer geworfen. Diese Wirkung blieb noch weiter unterhalb des letzten Spundwandabschnittes erhalten. Keinem Geschiebekorn gelang der Eintritt in den Kanalmund. Ein tiefer Kolk lagerte sich schützend vor den Kanalmund und entstand gerade dort, wo früher die Hauptablagerung stattgefunden hatte (siehe Bild 2).

Die Erklärung ergab sich aus der Beobachtung des Versuches. Der Emsfluß liegt mit einem Radius von 450 m in einer Linkskrümmung. Dies führt zur Ausbildung einer Spiralströmung im Uhrzeigersinn. Die von Geschiebe unbelasteten Wassermassen tauchen am rechten Ufer unter, kolken, und die zum linken Ufer gerichtete Sohlströmung führt diese Geschiebemassen zum linken Flußufer. So kommt es bei der plötzlichen Querschnittserweiterung an der Kanaleinmündung zur Ablagerung dieser Geschiebemassen im weniger durchströmten Kanalmund.

Beim Einsetzen der gekrümmten Spundwandabschnitte hintereinander in Strömungsrichtung zeigt sich folgendes. Oberstrom der Abschnitte kommt es durch die Anströmung zu einer Druckerhöhung und die anströmenden Wasser- und Geschiebemengen müssen ähnlich wie vor einem Schneepflug nach der Seite (rechts) ausweichen. Die nach links gerichtete Sohlströmung des unbeeinflußten Flusses wird dadurch bereits gestört. Die über den Spundwandabschnitten überfallende Wassermenge erzeugt hinter den Spundwänden einen Sog und eine Ablösungswalze, die mit der Strömungsrichtung an der Spundwand entlang gleitend zu einer Walze, entgegengesetzt dem Uhrzeigersinn drehend, ausgebildet wird. Diese Walze saugt von links her einen kräftigen Geschiebestrom an und wirft ihn nach rechts an das rechte Ufer. Der Drehsinn dieser Horizontalwalze bleibt, wenn auch etwas geschwächt, nach abwärts erhalten, bis sie mit der Stromrichtung auf den nächsten gekrümmten Spundwandabschnitt stößt. Dort wird die ankommende Kraft der Walze noch wesentlich versärkt und so weiter

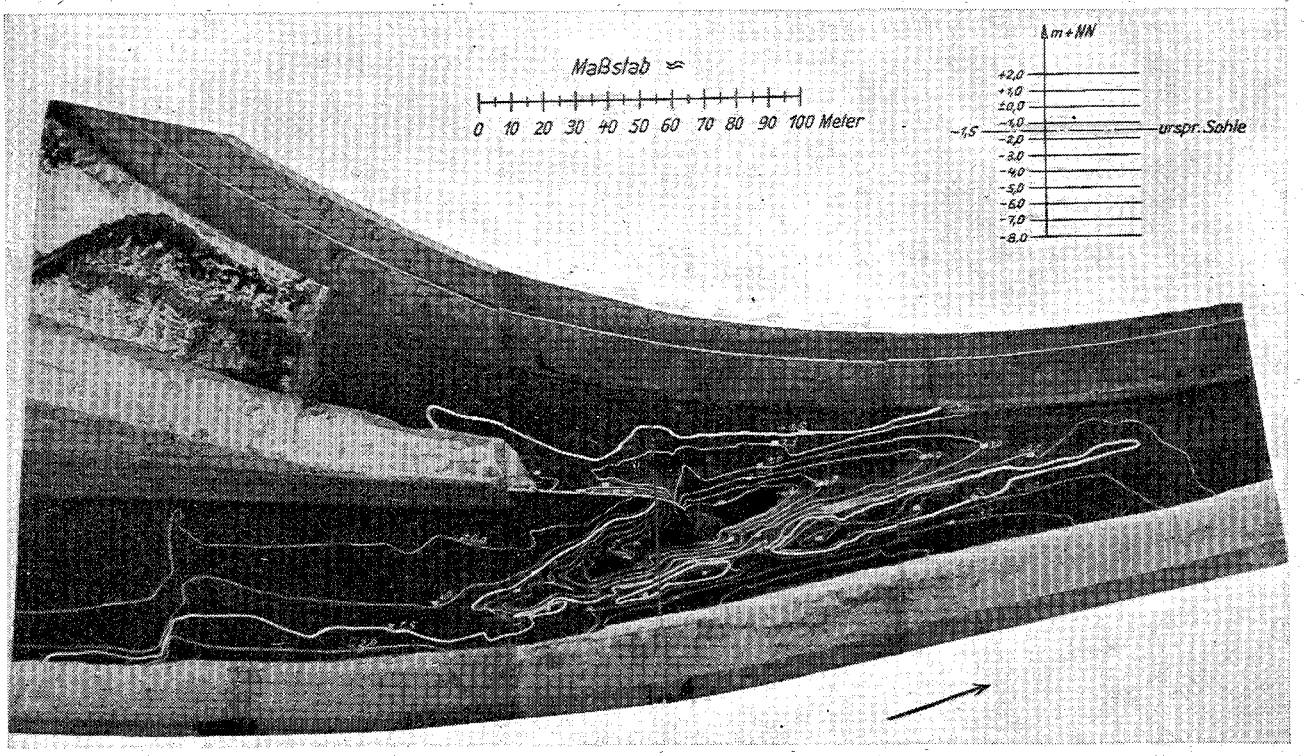


Abb. 2. Kolk vor der Kanaleinmündung mit einer angesetzten 2,70 m hohen und 60 m langen Geschiebeabweisschwelle mit 4 Umkehrern der Spiralströmung von je 15,0 m Länge und 0,70 m Höhe über Sohle.

$Q_{\text{im Flußschlauch}} = 800\ m^3/s$, Schleusenunterpegel = + 5,50 m NN

Modellgeschiebe = Braunkohlengrus

an jedem übrigen folgenden Spundwandabschnitt, bis sie nach dem letzten Abschnitt zu einer dem natürlichen Fluß entgegengesetzten und kräftigeren Walze ausgebildet ist, die die Sohlströmung auf eine lange Strecke noch unterhalb des letzten Spundwandabschnittes in ihrer Richtung umkehrt und so Ablagerungen nicht im Kanalmund, sondern am abgekehrten rechten Außenufer erzeugt. Es haben sich somit die einzelnen gekrümmten Spundwandabschnitte, nacheinander in Strömungsrichtung angeordnet, zu einem Mittel entwickelt, den Drehsinn der natürlichen Spiralströmung auf eine bestimmte Strecke willkürlich in sein Gegenteil umzukehren (Umkehrer der Spiralströmung oder Strömungspflug).

Um auch zu untersuchen, ob ein leichter bewegliches Geschiebematerial als Braunkohlengrus zu Ablagerungen im Kanalmund führen könnte, wurde gewässertes Sägemehl dem Fluß als Geschiebe zugegeben, welches in der Natur feinem Sande oder Schwebstoffen entsprechen dürfte. Es konnte auch dabei keinerlei Absetztendenz im Kanalmund oder unterhalb festgestellt werden.

Günstig erwies es sich auch, etwa 180 m oberhalb der Trennspitze den rechten Schutzdamm des Schleusenunterkanals auf eine Strecke von rd. 60 m bis auf die Höhe des HSchW = + 4,50 m NN abzutragen, damit bei einem höheren Hochwasser (HHW 1946 = + 5,50 m NN) eine gewisse ungefährliche Wassermenge in den unteren Schleusenvorhafen eindringen und an der Mündungsspitze wiederum in die Ems ausmünden kann. Dadurch wird die Ablösungswalze weiter geschwächt, und die Ausbreitung der Emswassermenge an der Kanalmündung ebenfalls vermindert.

Nachdem in so glücklicher Weise sich die Tendenz dieser Einrichtung geoffenbart hatte, war es nunmehr der Zweck der folgenden Versuche, durch Schwächung der umgekehrten Spiralströmung die entstandene Kolktiefe zu ermäßigen, ohne es zu Ablagerungen im Kanalmund kommen zu lassen. Nach mehreren Versuchen erwiesen sich 3 Strömungsumkehrer, nacheinander in Strömungsrichtung angeordnet, als ausreichend. Ein Strömungsumkehrer am linken Ufer verminderte wesentlich den Geschiebezudrang zur Geschiebeabweisschwelle, indem er die Gruppe der 3 Hauptumkehrer speiste. Ein Dauerversuch von 27 Stunden = 7,55 Tage in der Natur, in dem 3 verschiedene Hochwasser mit verschiedenen Anstiegs- und Abfallzeiten (1 : 4, 1 : 3 und 1 : 2) bei Q_{max} = 800 m³/s im Flußschlauch ohne Unterbrechung nacheinander zum Abfluß gebracht wurden, stellte die Brauchbarkeit der Gesamtanordnung unter Beweis. Es zeigten sich auch dabei keine Ablagerungen im Kanalmund und an der Schiffahrtsseite der Ems. Auch bei Probeversuchen mit gewässertem Sägemehl als feinstem Geschiebe und Schwebstoff zeigten sich keinerlei Absetztendenzen im Kanalmund und unterhalb.

Die Versuche am Modell b):

Die vorausgegangenen Versuche hatten den Zweck, für die angegebene Grundrißlösung der Kanaleinmündung am inneren Flußufer Abänderungen und Zusatzeinrichtungen vorzuschlagen, die eine Verlandung der Kanalsohle mit Sicherheit vermeiden. In den folgenden Versuchen soll — neben einer Vergrößerung der Sichtlänge für ein einfahrendes Schiff — der gleiche Zweck der Vermeidung von Ablagerungen im Kanalmund erreicht werden, indem durch eine eingeschaltete Gegenkrümmung des Flusses die Einmündung des Schleusenunterkanals am äußeren Flußufer zu liegen kommt.

Im Versuch hatte dabei der Stromstrich an der Kanalmündung noch nicht zum linken Ufer hinübergewechselt und erreichte dies erst weiter flußab. Als Folge ergaben sich Anlandungen an der Mündungsspitze und vor dem Kanalmund in der Höhe von 1,75 m. Das Ergebnis dieser Versuche stimmte mit der bekannten

Erfahrung überein, daß der Kolk in einer Flußkrümmung sich erst unterhalb der Krümmungsmitte einstellt. Es müßte daher der Gegenkrümmungsast oberhalb des Kanalmundes wesentlich verlängert werden. Dann würde der Kolk vom linken Ufer weiter stromauf wandern und sich vor die Kanalmündung legen. Diese Verlängerung des Krümmungsastes oberhalb verhindern aber die örtlichen Verhältnisse in der Natur, da dann der Anschluß an die bereits fertiggestellte Flußstrecke nicht mehr erreicht würde. Da die natürliche Krümmung des Flusses demnach nicht hinreicht, Ablagerungen im Kanalmund zu vermeiden, wurden nach den guten Erfahrungen der vorhergehenden Versuche mit den Umkehrern der Spiralströmung (Strömungspflug) diese auch hier erprobt. Nachdem nach einigen Vorversuchen beachtet wurde, daß die abzulenkende Strömung aus der vorhandenen größten natürlichen des Flusses herausgeholt werden muß — so daß also die oberste Strömungspflugschar nahe dem rechten Ufer zu liegen kam, an dem die Strömung anlag, und erst die 2. und 3. Pflugschar die Strömung quer über den Fluß an das linke Ufer herüberbrachte — zeigte sich auch hier der Erfolg. Es gelang, einen zusammenhängenden Kolk vom rechten Außenufer quer über den Fluß herüber zu holen, vor die Kanalmündung zu legen und die Verbindung mit dem linksufrigen Kolke unterhalb der Kanalmündung herzustellen. Ablagerungen im Kanal traten nicht mehr auf.

Im Bestreben, ohne Anwendung dieses Strömungspfluges mit den herkömmlichen Mitteln des Flußbaues ebenfalls das Ziel einer ablagerungsfreien Kanaleinmündung zu erreichen, wurde versucht, durch Einbau von Buhnen am rechten Flußufer und durch ein Ansetzen der Gegenkrümmung noch weiter stromauf mit einer gleichzeitigen Verschärfung der Krümmungen die Strömungstendenz vom rechten zum linken Ufer zu unterstützen. In beiden Versuchen wurde zwar das Ziel der ablagerungsfreien Kanaleinmündung erreicht. Es wurde aber erkauft mit einer vollkommenen Verwilderung der Flußsohle. Die Kolke an den Buhnenköpfen des Außenufers werden sehr tief und fließen zu einem gemeinsamen Kolk zusammen. Durch die verschärfte Krümmung wird die Strömung nicht mehr allmählich umgelenkt, sondern trifft mit einem stumpfen Winkel unmittelbar auf das Prallufer auf, wird zurückgeworfen und bedroht das Gegenufer in der gleichen Weise. Verstärkt wird diese Kolkwirkung noch dadurch, daß es an den Innenufern zu mächtigen Auflandungen kommt, die für den Durchflußquerschnitt ausfallen. Der Fluß muß sich dafür Ersatz schaffen, indem er sich in die Tiefe gräbt. Die Unterhaltungskosten dieser Flußstrecke würden einen Ausbau mit diesen Hilfsmitteln verhindern.

Es sei betont, daß diese Versuche in dem Bestreben ausgeführt wurden, die Wiedereinmündung eines Kanals in den Fluß, also den u n t e r e n Kanalmund von Geschiebeablagerungen frei zu halten. Daher gelten die gefundenen Ergebnisse unmittelbar auch nur für diese Stelle. Für die Abzweigung eines Kanals vom Fluß, also für den o b e r e n Kanalmund, liegen Versuchsergebnisse über die Anwendung dieser Umkehrer der Spiralströmung (Strömungspflug) zur Zeit noch nicht vor, doch erscheint es nicht zweifelhaft, daß sie nach Berücksichtigung der besonderen Gegebenheiten dieses Flußabschnittes es auch hier vermögen, auf eine bestimmte Strecke durch die willkürliche Umkehr oder Erzeugung einer in ihrer Strömungskraft regelbaren Spiralströmung als Ergebnis eine Sohlströmung zu schaffen, die durch ihre Richtung und Größe einen Geschiebeeinzug in den Kanal verhindert oder wesentlich schwächt.

Abt. I Frage 3

Verteilung der Geschiebeführung eines Wasserlaufes, der sich in mehrere natürliche oder künstliche Arme teilt.

Fall c) Begradigung mittels Durchstichen.

Von Dipl.-Ing. Erich Leopold, Ministerialrat i. R., Berlin.

Um den Zusammenhang beurteilen zu können, der zwischen den Geschiebebewegungen eines Stromes und dem Ausbau von Durchstichen besteht, muß man von der Tatsache ausgehen, daß diese Geschiebebewegungen sich aus dem Zusammenwirken mehrerer Umstände ergeben. Die wichtigsten Einflüsse sind hierbei bedingt durch:

1. den Abflußvorgang,
2. den Längenschnitt,
3. die Beschaffenheit des Geschiebes, das stromabwärts feinkörniger wird,
4. die Querschnittsgestalt des Stromes,
5. die Widerstandsfähigkeit der Ufer und der Sohle (Beweglichkeit der Sohle),
6. die Grundrißgestalt des Stromes (Kurven, Verbreiterungen, gerade Strecken usw.,
7. die künstlichen Eingriffe in das Strombett (Baggerungen, Buhnen, Uferdeckungen, Sohlschwellen usw.) u. a.

In diesem Komplex von Einflüssen, die zum Teil gegenseitig von einander abhängen, kann die Rückwirkung von Durchstichen auf die Geschiebebewegung nicht immer hinreichend isoliert werden, um alleine die Folgen der Durchstiche beurteilen und voraussagen zu können. Man muß den Zusammenhang im ganzen berücksichtigen, der sich je nach den Bedingungen der besonderen Lage verschiedenartig äußern kann.

Allgemein wirken die Durchstiche auf die Geschiebebewegung durch die Tatsache, daß infolge der Laufverkürzung ein stärkeres Spiegelgefälle auf der gekürzten Flußstrecke auftritt. Dadurch erhöht sich die Schleppkraft von

$$S = 1000\,T \cdot J \text{ auf } S' = 1000\,T \cdot J',$$

hierin ist S die frühere, S′ die neue Schleppkraft,
J das frühere, J′ das neue Gefälle und
T die Tiefe.

Durch diesen Vorgang vermehrt sich die Geschiebemenge. Es tritt unterhalb des Durchstiches eine Verflachung der Sohle ein, die dort eine Verminderung des Gefälles herbeiführt. Der Fluß ist bestrebt, das alte Gefälle wiederherzustellen, und nimmt zu diesem Zweck eine erodierende Tätigkeit nach oben auf, die unter Umständen lange Zeit anhalten kann.

Der Einfluß der Durchstiche auf die Geschiebebewegung ist, wenn er im einzelnen auch nicht isoliert verfolgt werden kann, mittelbarer oder unmittelbarer Art. Ein mittelbarer Einfluß tritt in sofern auf, als die durch Durchstiche bedingte Veränderung im Gesamtsystem der Einflußfaktoren (insbesondere der Veränderung des Grundrisses, des Längenschnittes und des Gefälles) eine weitgehende Veränderung in seinem Geschiebetrieb herbeiführt. Unmittelbar ist der Einfluß des einzelnen Durchstiches insofern, als die aus diesem Durchstich

entstandenen neu in Bewegung gesetzten Bodenmassen in irgendeiner Form vom Geschiebetrieb des Flusses verarbeitet werden müssen.

1. Mittelbare Einflüsse der Durchstiche.

Eine Ausführung von Durchstichen in größerer Zahl auf längeren Stromstrecken wurde in Deutschland vor allem von der Preußischen Regierung im XVIII. und zu Beginn des IX. Jahrhunderts an der Oder bewirkt. Man erwartete von ihnen eine Reihe von Vorteilen sowohl für die Schiffahrt als auch für die Regulierung des Stromes im Vorflutinteresse.

Durch die Ausführung dieser Durchstiche sind in der Zeit von 1740 bis 1820 starke Verkürzungen des Oderlaufes entstanden, die für die einzelnen Strecken auf Abb. 1 in Prozentsätzen angegeben sind und an der unteren Oder bis zu 53,5 %, also bis zu mehr als der Hälfte der früheren Stromlänge hinaufgingen. Dadurch wurden Verstärkungen des mittleren Spiegelgefälles veranlaßt, die sich im Durchschnitt wie folgt ergeben:

Obere Oder:	Obere Strecke	von	1: 3800	auf	1:3100
	Untere „	„	1: 4120	„	1:3400
Mittlere Oder:	Obere „	„	1: 3840	„	1:3310
	Untere „	„	1: 4230	„	1:3800
Untere Oder:		„	1:12400	„	1:9320.

Örtlich traten hiervon erhebliche Abweichungen auf. Doch haben sich die durchschnittlichen Gefällverstärkungen in Grenzen gehalten, wie sie für Ströme vom Charakter der Oder noch erträglich sind. Immerhin mußte die Oder besonders auf ihrem Mittellauf einer umfangreichen Regulierung durch zahlreiche eng aufeinanderfolgende Buhnensysteme unterworfen werden, die heute noch nicht beendet ist.

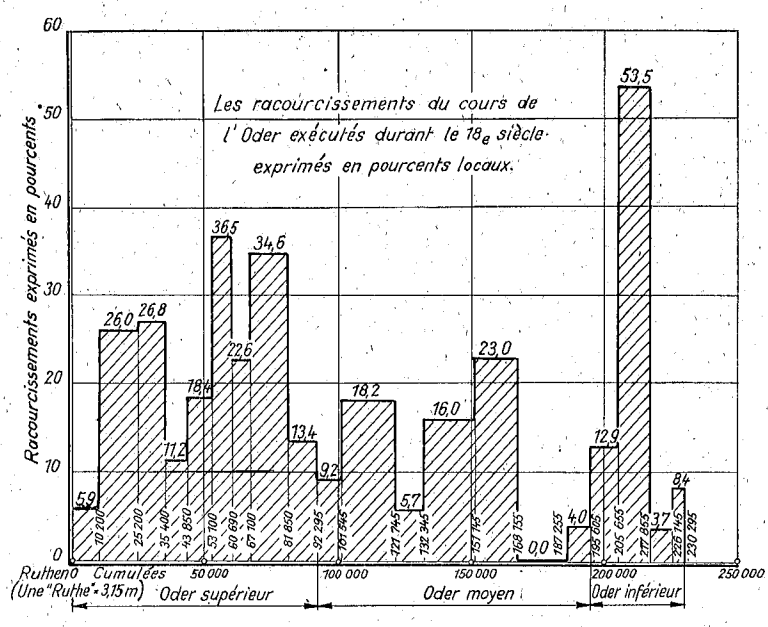
An der unteren Oder, die unter der Einwirkung des Rückstaues vom Meere her steht, hat mit besonderen Regulierungsmitteln ebenfalls eine Regulierung vorgenommen werden müssen, um die noch immer andauernden Rückwirkungen eines größeren im XVIII. Jahrhundert ausgeführten Durchstiches zu überwinden (vgl. Abb. 1).

Im allgemeinen kann man nach den Erfahrungen an der Oder feststellen, daß die Folgen starker Stromverkürzungen über längere Zeiträume andauern. Dabei ist bisher eine genaue Voraussage der im Flußbett auftretenden Folgeerscheinungen nicht möglich gewesen, insbesondere nicht, soweit es sich etwa um quantitative Voraussagen über Umfang, Lage und Gestalt der Ablagerungen handelt. Man begnügte sich in der Regel damit, ein ungefähres Urteil über die allgemeine Tendenz der Entwicklung zu gewinnen und durch wasserbautechnische Maßnahmen eine ungünstige Entwicklung der Geschiebebewegung möglichst einzuschränken.

Man suchte also die unerwünschten Folgen der Stromverkürzungen und Gefällvermehrungen mit Hilfe von Stromregulierungen aufzufangen in elastischer Anpassung an das Verhalten des Stromes. Dabei bediente man sich der normalen Methoden der Stromregulierung, d. h. es wurde ein bestimmtes, den örtlichen Bedingungen angepaßtes Normalprofil ausgebaut, das imstande war, die normalen Wasser- und Geschiebemassen aufzunehmen und abzuführen, und das durch die übrigen Strombauten (Buhnen, Leitwerke, Grundschwellen und ähnliches) gesichert wurde unter ständiger Beobachtung der Bettbildungsvorgänge im Strom.

Unter diesen Umständen konnte der Einfluß der Durchstiche auf die Geschiebebewegung weitgehend gemildert werden, wenn er auch abgesehen von seiner allgemeinen Tendenz im einzelnen nicht immer zahlenmäßig vorausgesagt werden konnte.

Ähnliche Erfahrungen wie an der Oder wurden bei der im XIX. Jahrhundert am Oberrhein ausgeführten Mittelwasserkorrektion gemacht, die die Oberrheinebene gegen schwere Hochwassergefahren schützen sollte. Hier mußte ein



Les racourcissements du cours de l'Oder exécutés durant le 18e siècle exprimés en pourcents locaux.
Ruthen Cumulées
Oder supérieur
Oder moyen
Oder inférieur

Prozentuale Laufverkürzungen (örtlich) der Oder im 18. Jahrhundert.
Gesamtlänge in Ruthen
Obere Oder
Mittlere Oder
Untere Oder

Abb. 1.

festes Mittelwasserbett mit großem Abflußvermögen geschaffen werden, das auch mittlere Hochwasser ohne Ausuferung aufnehmen und schnell zum Abfluß bringen konnte. Dafür bedurfte es starker Laufverkürzungen und dementsprechend zahlreicher Durchstiche.

Die Strecke, auf der diese Regulierung bis gegen Ende des XIX. Jahrhunderts durchgeführt wurde, hatte

vor der Regulierung eine Länge von 348,1 km,

nach der Regulierung eine Länge von 266,7 km.

Die Laufverkürzung belief sich somit auf 81,4 km, also auf rd. 23 v. H. der ursprünglichen Länge. Damit wurde das Durchschnittsgefälle

1 : 2220 auf 1 : 1710

erhöht, das jedoch auf den einzelnen Teilstrecken sehr verschiedene und hiervon stark abweichende Werte annimmt, da auch die Laufverkürzungen sich sehr verschieden auf die einzelnen Strecken verteilen.

Die Korrektion des Oberrheins hat verschiedenartige Folgen gehabt, von denen hier nur folgende genannt seien:

a) Die Schiffahrt ist von der Korrektion, die ja nur im Vorflutinteresse ausgeführt wurde, nicht gefördert worden. Sie mußte erst später durch eine besondere Niedrigwasserregulierung gesichert werden, die auf der Grundlage der vorausgegangenen Mittelwasserkorrektion hat ausgeführt werden müssen.

b) Der angestrebte Hochwasserschutz ist in großem Umfang erreicht worden, da nur noch größere Hochwässer ausufern und von den bestehenden Hochwasserdeichen leicht abgefangen werden können.

c) Die sehr radikale Zusammenfassung des Abflusses in einem etwa 200 bis 300 m breitem Bett, das auch mittlere Hochwasser aufnimmt, hat zu einer Steigerung der an sich schon starken Räumungskraft des Stromes und damit zu erheblichen Sohlensenkungen geführt. Der Prozeß ist noch ununterbrochen im Gange.

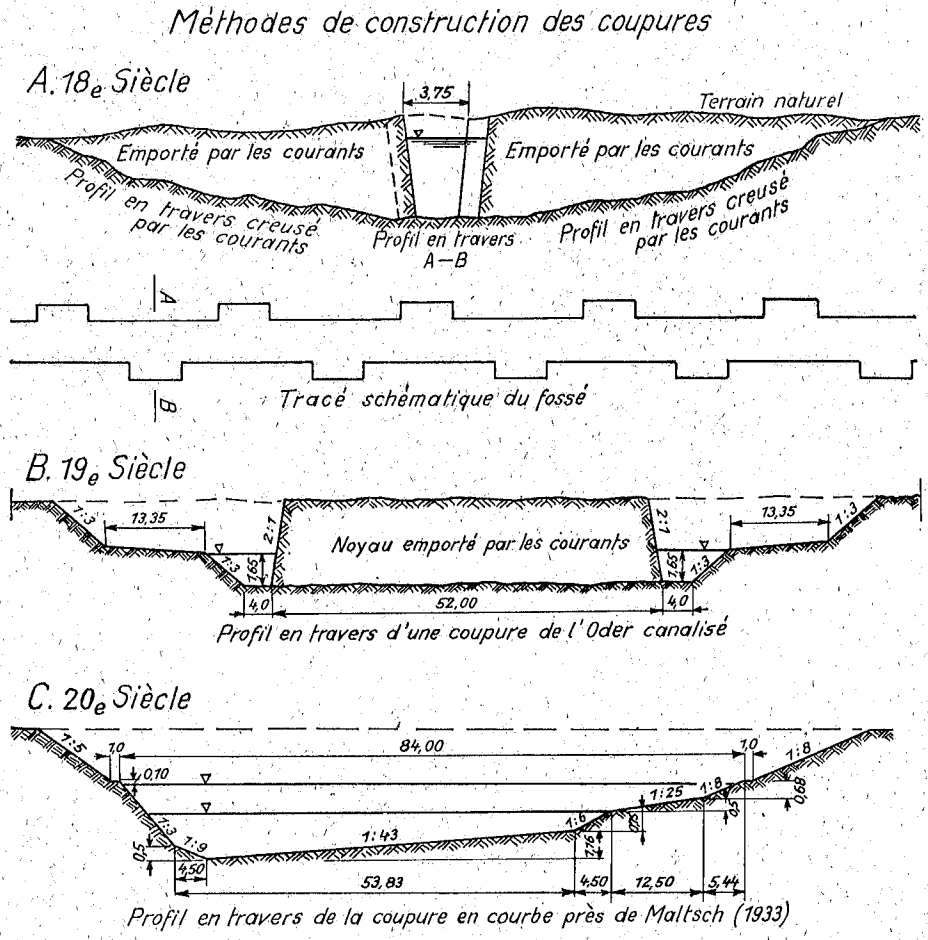
d) Es kann nicht mit Sicherheit darauf gerechnet werden, daß eine genaue zahlenmäßige Feststellung des Einflusses der Durchstiche auf die Geschiebebewegung in langen Stromstrecken mit zahlreichen Durchstichen möglich ist. Lediglich die allgemeine Tendenz im Verhalten der Flüsse unter diesem Einfluß kann annähernd beurteilt werden. Es ist daher notwendig, auf diesen Strecken die Bettbildungsvorgänge einer ständigen genauen Beobachtung zu unterwerfen, für die mehrere geeignete Methoden entwickelt sind *).

2. Unmittelbarer Einfluß der Durchstiche.

Die unmittelbare Einwirkung der Durchstiche auf den Geschiebetrieb hängt hauptsächlich von dem Verfahren ab, das bei der Herstellung des Durchstichs angewandt wird. Ursprünglich — besonders im XVIII. Jahrhundert an der Oder — beruhte das Verfahren darauf, daß man dem Strom die Hauptarbeit bei der Beseitigung der Bodenmassen überließ. Zwischen den beiden Endpunkten des Durchstiches wurde eine schmale Rinne gegraben mit möglichst steilen Böschungswänden und sogenannten Zickzacks, d. h. Grabenverbreiterungen, die abwechselnd an jeder Seite des Grabens angebracht wurden (siehe Abb. 2). Sobald dem Fluß bei höheren Wasserständen der Durchfluß durch den Graben freigegeben war, konnte die im Zickzack fließende Strömung die steilen Ufer zum Einsturz und ihre Bodenmassen zum Abschwemmen bringen. Der Vorteil dieser Methode lag neben der anfänglichen Billigkeit lediglich in der verhältnismäßig schnellen Auswaschung des neuen Bettes. Dagegen traten erhebliche Nachteile auf, die dazu führten, daß man diese Methode im XIX. Jahrhundert ganz aufgeben mußte. Diese Nachteile waren:

1. Unsicherheit über die endgültige Gestaltung des neuen Querschnittes, dessen Begrenzung durch neue Uferlinien nicht von vornherein übersehen und damit festgelegt werden konnte.

*) Düll, Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. Zeitschrift »Die Bautechnik« 1926, S. 697, 721, 764.



Méthodes de construction des coupures	Baumethoden der Durchstiche
18e Siècle	18. Jahrhundert
Emporté par les courants	Durch Strom abgetrieben
Terrain naturel	Gelände
Profil en travers creusé par les courants	Erodierter Querschnitt
Profil en travers A-B	Querschnitt A-B
Tracé schématique du fossé	Schematische Linienführung des Grabens
Noyau emporté par les courants	Kern durch Strom abgetrieben
Profil en travers d'une coupure de l'Oder canalisé	Querschnitt eines Durchstichs der Oderkanalisierung
Profil en travers de la coupure en courbe près de Maltsch (1933)	Querschnitt des gekrümmten Durchstichs bei Maltsch (1933)

Abb. 2.

2. Abschwemmung starker Sand-, Kies- und Geschiebemassen, die das Schleppkraftvermögen des Stromes auf den unterhalb gelegnen Strecken vielfach überstiegen, vom Strom nicht weiter mitgeführt werden konnten, teilweise liegenblieben und damit Anlaß zur Verwilderung dieser Strecken gaben.

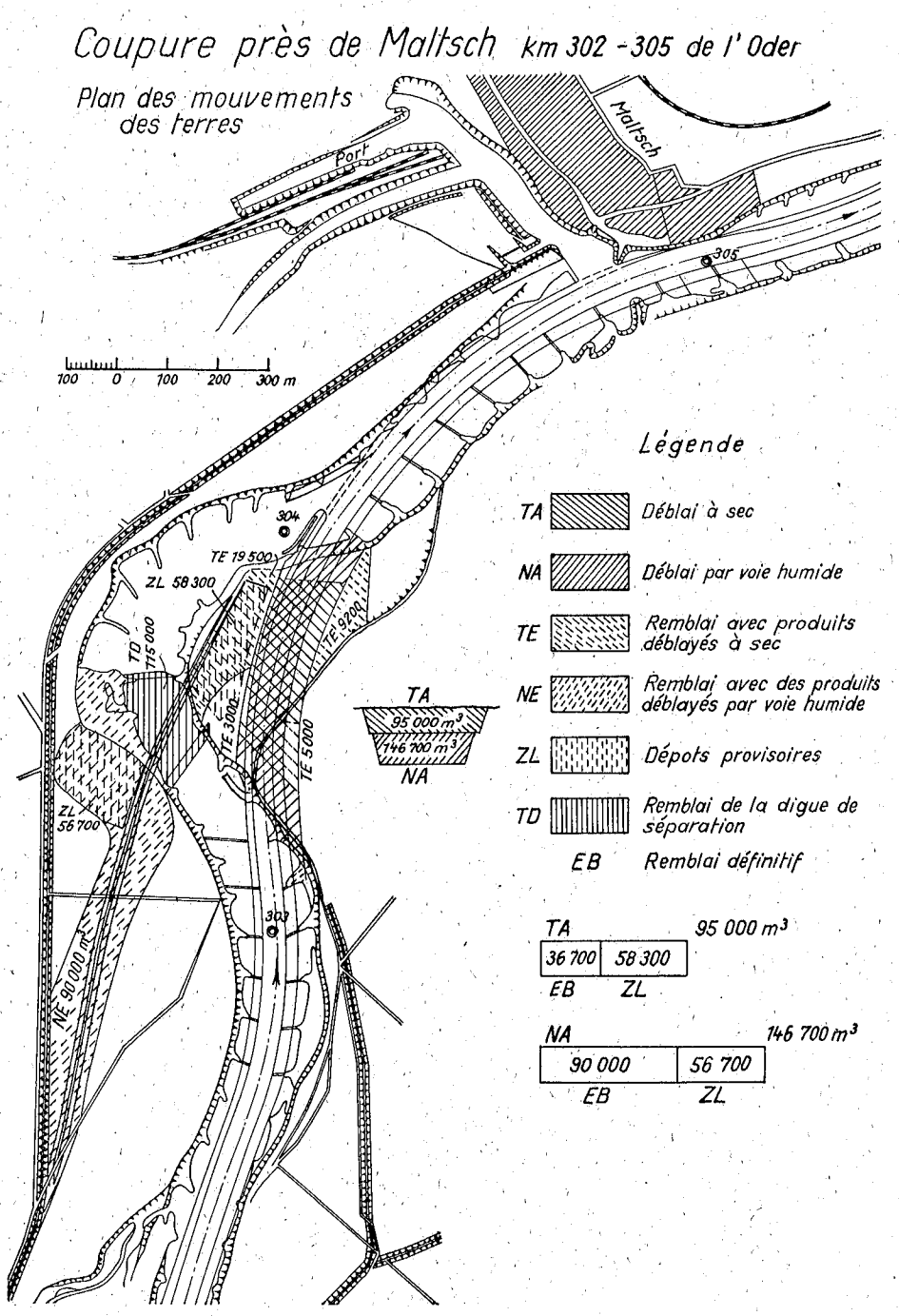
3. Durchführung der Durchstiche geschah ohne Rücksicht auf die geologischen Verhältnisse, wodurch oft feste Eisenerz- oder Lettebänke von den Erosionen angeschnitten wurden. In solchen Fällen wurde eine Erosion nach der Tiefe verhindert und der Strom zur Breitenerosion gezwungen, die nicht dem angestrebten Regulierungsziel entsprach.
4. Durch die vielfach zu großen Überbreiten, die gleichzeitig zu einer Verflachung des Fahrwassers führten, entstanden für die Schiffahrt Schwierigkeiten. Derartige Durchstiche mußten häufig einer späteren Nachregulierung mit Hilfe von Buhnen unterworfen werden. Zu ähnlichen Nachregulierungen zwangen die unterhalb der Durchstiche eingetretenen Versandungen.

Im XIX. Jahrhundert ging man dazu über, das neu zu schaffende Querprofil des Durchstichs von vornherein durch besondere Uferdeckung so zu sichern, daß die seitliche Begrenzung gegen die aufwühlende Kraft des Stromes geschützt war und nur ein mittlerer Kern der Abtreibung durch den Strom überlassen blieb. Damit konnte der Durchstich selbst gegen die Entstehung ungewünschter Überbreiten weitgehend gesichert werden. Die abtreibenden Massen der Mitte waren jedoch noch immer groß genug, um im Strombett unterhalb Ablagerungen und Verwilderungen hervorzurufen (siehe Abb. 2). Schließlich verzichtete man bei neuen Durchstichen im XX. Jahrhundert überhaupt auf die Mitwirkung des Stromes und baute den Querschnitt des Durchstichs in vollem Umfang mit Hilfe von künstlichen Baggerungen aus, wobei ihm von vornherein die gewünschte und durch Befestigungen gesicherte Form gegeben werden konnte. Die dabei gewonnenen Bodenmassen wurden nach einem von vornherein bestimmten Verteilungsplan definitiv oder provisorisch verteilt (siehe Abb. 3), so daß sie auf den unteren Strecken keinen unmittelbaren Anlaß zu unerwünschten Geschiebebewegungen und Verwilderungen des Strombettes mehr geben konnten.

Ähnlich wie an der Oder wurde auch am Oberrhein die Herstellung des Durchstichs durch den Strom selbst angestrebt. Zu diesem Zwecke wurde ein schmaler Graben mit steilen Böschungen im Zuge des geplanten Durchstichs hergestellt, der der Erosion des Flusses den Weg öffnete. In der Linie der geplanten neuen Ufer mußten Verteidigungsbauten zum Schutz gegen die Entstehung von Überbreiten vorbereitet sein, die allerdings nicht immer verhindern konnten, daß der Abbruch zu weit ging.

Sowohl bei der Regulierung der Oder im XVIII. Jahrhundert wie bei der Korrektion des Oberrheins im XIX. Jahrhundert haben die Durchstiche als wesentliche Mittel der Regulierung, die noch dazu in ziemlich dichter räumlicher Aufeinanderfolge ausgeführt wurden, im ganzen zu unerwünschten Nachwirkungen geführt, die man nicht mehr in unbegrenzter Folge sich fortsetzen lassen konnte. Man schränkte daher die Anwendung von Durchstichen in zunehmendem Maße ein und begnügte sich damit, sie nur in Einzelfällen anzuwenden, wenn eine zwingende Notwendigkeit dafür vorlag. Beim Entwurf der letzten Niedrigwasserregulierung der Elbe hat man die Anwendung von Durchstichen überhaupt vermeiden können.

Außer der zahlenmäßigen Einschränkung der Durchstiche ging man auch dazu über, ihre Grundrißgestalt und ihre konstruktive Ausbildung zu verbessern. Man hat die radikale Begradigung allmählich aufgegeben zugunsten einer mehr oder weniger schwachen Krümmung, so daß sie in der Regel einen dadurch bedingten unsymmetrischen Querschnitt erhielt (siehe Abb. 2). Die Befestigung der Durchstiche geschieht meist in der Form, daß das einbuchtende Ufer von ähnlichen



Coupure près de Maltsch
Plan des mouvements des terres
Port
Légende
Déblai à sec
Déblai par voie humide
Remblai avec produits déblayés à sec
Remblai avec des produits déblayés par voie humide
Dépots provisoires
Remblai de la digue de séparation
Remblai définitif

Durchstich bei Maltsch
Plan der Erdmassenbewegung
Hafen
Zeichenerklärung
Trockenaushub
Naßaushub
Anschüttung des Trockenaushubs
Anschüttung des Naßaushubs
Zwischenlagerung
Anschüttung des Trenndamms
Endgültige Lagerung

Abb. 3.

Deckwerken geschützt wird, wie sie auch sonst an der regulierten Strecke eines Stromes üblich sind. Am flachen Ufer des unsymmetrischen Querschnittes im Durchstich wurde früher von einer besonderen Uferbefestigung abgesehen. Doch hat sich neuerdings gezeigt, daß hier die Gefahr einer Abtreibung vom Geschiebe entstand. Sie war darin begründet, daß dem Strom in einem Durchstich bei auferndem Wasserstand die größere Breite fehlt, die ihm in einer mit Buhnen regulierten Flußstrecke über den Buhnenkronen in der Regel zur Verfügung steht. Dadurch entsteht bei solchen Wasserständen eine starke Räumungskraft und auch ein entsprechender stärkerer Angriff auf Sohle und Ufer des Stromes. In solchen Fällen haben auch die neueren Durchstiche unter Umständen für die unterhalb anschließenden Strecken vorübergehend eine verstärkte Sandwanderung zur Folge gehabt, ähnlich wie es unterhalb der Mündung von sandführenden Nebenflüssen der Fall ist. Man hat unter diesen Umständen vielfach auch das flache geneigte ausbuchtende Ufer gekrümmter Durchstiche gegen Abbruch schützen und hierfür besondere Deckwerke (bis zur Neigung von 1 : 10) entwickeln müssen.

Es sei hier noch hervorgehoben, daß die Schiffahrt in den Durchstichen häufig dadurch erschwert wird, daß den Durchstichen die Buhnenfelder des geregelten Flußbettes fehlen, die bei schmalem Fahrwasser ein Ausweichen der von der Schiffahrt verdrängten Wassermassen gestatten und damit besonders die Bergschiffahrt erleichtern.

Zusammenfassend kann die Frage der Durchstiche und ihres Einflusses auf die Geschiebebewegung etwa wie folgt beurteilt werden:

1. Die Anwendung von Durchstichen in größerer Zahl unter radikaler Begradigung der Strecken hat sich im allgemeinen nicht bewährt. Ihr Einfluß auf die Geschiebebewegung kann zwar in ihrer allgemeinen Tendenz, nicht aber im einzelnen in ihrer zahlenmäßigen Einwirkung auf die Bettbildung vorausgesagt werden.

2. Um einen ungünstigen Einfluß auf die Geschiebebewegung zu verhindern, ist erforderlich,
   a) daß die Verkürzung des Stromlaufes und die Erhöhung des Spiegelgefälles nicht ein Maß überschreitet, das den Verhältnissen des Stromes noch angemessen ist,
   b) daß beim Bau des Durchstiches die beseitigten Bodenmassen genau unter Kontrolle gehalten werden, am besten durch planmäßige Baggerung und planmäßige Wiederunterbringung an vorgesehenen Stellen,
   c) daß im Durchstich selbst die Ufer und gegebenenfalls auch die Sohle genügend geschützt werden, um ein Abtreiben bei höheren Wasserständen zu verhindern,
   d) daß die Durchstiche in leicht gekrümmter Form mit unsymmetrischem Querschnitt angelegt werden, wobei die Krümmungshalbmesser, Zwischengraden und Übergangskurven den Verhältnissen des Flusses anzupassen sind,
   e) daß die von den Durchstichen beeinflußten Stromstrecken ständig bezüglich der Bettbildungsvorgänge beobachtet werden und ihr Querprofil mit den normalen Mitteln des Strombaues in Größe und Gestalt so erhalten wird, wie es für die Abführung der Wassermassen und der Sandwanderung notwendig ist.

3. Durchstiche in stark geschiebeführenden Wasserläufen sollen nur bei zwingender Notwendigkeit und in möglichst geringer Zahl angelegt werden. Zur Abflachung starker Krümmungen empfiehlt es sich, anstatt der Verwendung von Durchstichen im Rahmen der Stromregulierung die Uferlinie des einbuchtenden Ufers vorzuverlegen, gegebenenfalls unter Uferabgrabungen am gegenüberliegenden ausbuchtenden Ufer.

Untersuchung der Beziehungen zwischen einerseits der Querschnittsgestalt, der Bodenbeschaffenheit, der Art der Auskleidung und der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten in einem Wasserlauf, und andererseits dem Fahrwiderstand, dem Wirkungsgrad der Schrauben und den zulässigen Geschwindigkeiten der Schiffe in bezug auf die Unterhaltungskosten des Wasserlaufes.

Von Kurt H e l m., Obering. bei der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt und Otto W ö l t i n g e r, Oberregierungsrat in Kiel.

Zusammenfassung. I. Nach den Erfahrungen bei stark befahrenen Kanälen soll im Interesse der Sicherheit der Schiffahrt die nutzbare Breite möglichst 3,5 × Schiffsbreite sein. Bei Überholung und Begegnung ist dann ein Passierabstand von 6 m vorhanden und eine Annäherung an die Böschung nur bis zu 3,5 m notwendig.

Das Querschnittsverhältnis Kanal zu Schiff sollte möglichst bei 6 liegen, damit der Schiffswiderstand gering und die Fahrgeschwindigkeit groß ist.

Je nach Größe und Form des Querschnitts sowie der Form der Schiffe verändert sich die Stärke des Angriffs auf die Böschungen und die Sohle. Die Erfahrungen zeigen, daß die Neigung des befestigten Ufers mindestens 1 : 3 sein und die Befestigung bis zur Sohle herabgeführt werden sollte. Ein Kriterium für die zu erwartenden Angriffe auf die Sohle bietet die Rückstromgeschwindigkeit. Je nach Bodenbeschaffenheit muß sie durch Festlegung der höchsten Fahrgeschwindigkeit begrenzt werden. Für die vorliegende Untersuchung wird eine Rückstromgeschwindigkeit von 1 m/s festgelegt.

II. Mit 7 nach Größe, Tiefe und Form verschiedenen Kanalprofilen wurden Modellversuche angestellt. Die Profile teilen sich in 2 Gruppen: ein Trapezprofil wurde durch Vertiefung in 3 Stufen zum Muldenprofil umgewandelt. Mit dessen Querschnitt wurde alsdann ein Trapez-, Rechteck- und ein Rechteck/Trapezprofil untersucht. Die Ergebnisse sind folgende:

1. Der Schiffswiderstand und damit der Leistungsbedarf ist um so geringer, je kleiner die Wasserspiegelbreite des Kanals ist.

Bei gleichem Leistungsbedarf (100 EPS) ist bei gleichem Wasserquerschnitt das Muldenprofil dem Trapezprofil um 1,5 % in der erreichbaren Fahrgeschwindigkeit überlegen. Im gleich großen Rechteckprofil wird eine um 6,5 % höhere Geschwindigkeit als im Trapezprofil und eine um 5 % höhere als im Muldenprofil erreicht.

Die Schiffsgeschwindigkeit in einem Kanal ist abhängig von der Stauwellengeschwindigkeit $v_{Kr} = \sqrt{g \cdot F_e/U}$ (worin der Einfluß der Kanalform durch den hydraulischen Radius F_e/U erfaßt wird) und vom Querschnittsverhältnis $n = F_k/F_s$.

Dieser letztere Einfluß wird bedeutungslos, wenn $n > 6{,}5$ ist.

2. Trimm und Absenkung des Schiffes ergeben für die untersuchten Profile bei Fahrt in Kanalmitte selbst bei voller Ausnutzung der Antriebsleistung keine Gefahr der Grundberührung.

3. Hinsichtlich der Steuereigenschaften der Schiffe ist das Rechteckprofil am günstigsten.

4. Die Rückstromgeschwindigkeit an der Kanalsohle wird maßgebend durch den Propellerstrahl beeinflußt, auf den etwa 40 % entfallen.

Eine Rückstromgeschwindigkeit wie im (ungünstigsten) Trapezprofil wird im Rechteckprofil erst bei 3,5 % und im Muldenprofil bei 7,5 % höherer Schiffsgeschwindigkeit erreicht.

5. Die Wasserspiegelabsenkung am Ufer und am Schiff ist beim Rechteckprofil am wenigsten unterschiedlich, beim Trapezprofil am stärksten ausgeprägt. Die mittlere Spiegelabsenkung läßt sich durch Rechnung zutreffend erfassen.

6. Die Stärke des Böschungsangriffs vermindert sich bei Schrägufern durch Vergrößerung der Wasserspiegelbreite. Bei Steilufern sind die Angriffe nahezu wirkungslos.

Die Steinschüttungen bis 1 m unter Wasserspiegel reichen nur für die Fahrt in Kanalmitte aus. Eine Verbreiterung möglichst bis auf 3 m Wassertiefe ist notwendig.

Für die einzelnen Profile ergibt sich folgendes:

Das Rechteckprofil wird sowohl der Schiffahrt als auch der Forderung nach möglichst geringen Unterhaltungskosten am besten gerecht. Es muß aber mit Kolkungen in der Sohle gerechnet werden.

Das Rechteck-Trapezprofil ist nahezu gleichwertig.

Im Muldenprofil ist der Rückstrom an der Kanalsohle am geringsten, der Böschungsangriff jedoch am stärksten. Beträgt der Wasserquerschnitt 107 % des Rechteckprofils, so wird mit Ausnahme der nicht ganz so guten Steuereigenschaften der Schiffe und des Böschungsangriffs dieses Profil für die Schiffahrt dem Rechteckprofil gleichwertig.

Das Trapezprofil erfährt größere Rückstromgeschwindigkeiten an der Kanalsohle, während der Böschungsangriff geringer ist als im Muldenprofil. Beträgt der Wasserquerschnitt 108 % des Rechteckprofils, so wird mit vorstehend genannter Ausnahme das Trapezprofil für die Schiffahrt dem Rechteckprofil gleichwertig.

III. Die Schrägufer sind bezüglich der Baukosten erheblich billiger als die Steilufer, auch wenn die Schrägufer breiter und stärker befestigt werden als üblich. Bei den Unterhaltungskosten ist es aber umgekehrt.

Im Endergebnis, d. h. bei Zusammenstellung aller Kosten für Grunderwerb, Bodenaushub, Uferschutz und dessen Unterhaltung sind jedoch die Mulde, das Trapez und das Rechteck-Trapez in wirtschaftlicher Hinsicht praktisch gleichwertig. Letzteres bietet aber gegenüber den beiden und dem Rechteck noch den Vorteil der größten nutzbaren Breite und des größten hydraulischen Radius.

I. Anforderungen an den Schiffahrtsquerschnitt.

Binnenschiffskanäle erhalten ihre Abmessungen nach den für sie bestimmten Regelschiffen.

Die deutschen Großschiffahrts-Kanäle sind für 1000-t-Schiffe bemessen mit den Abmessungen für Länge/Breite/Tiefgang

67 m/8,2 m/2,5 m oder
80 m/9,0 m/2,0 m.

Diese Kanäle werden zweischiffig befahren. Begegnungen von Schleppzügen sind unbeschränkt zulässig, die Überholung eines Schleppzuges durch einen Selbstfahrer unterliegt gewissen Beschränkungen hinsichtlich der Größe des Selbstfahrers und der Überholungsgeschwindigkeit.

Die Schiffahrt verlangt:

ausreichende Sicherheit beim Begegnen und Überholen, somit genügende n u t z b a r e B r e i t e ,

möglichst geringen Schiffswiderstand bei möglichst großer Fahrgeschwindigkeit, somit ausreichende G r ö ß e d e s K a n a l q u e r s c h n i t t s .

Die Unterhaltungskosten eines Kanals sind abhängig von der Stärke der Angriffe auf die Uferböschungen und die Sohle, demnach abhängig von den Schiffswellen und der Rückstromgeschwindigkeit, verursacht durch die Fahrt des Schiffes, somit abhängig außer von der Schiffsform von der Größe und Form des Kanalquerschnitts.

Allgemein ist zu den Anforderungen der Schiffahrt und der Unterhaltung folgendes zu bemerken:

a) Die Anforderungen der Schiffahrt haben schrittweise zu dem Regelquerschnitt [1] vom 3. Dezember 1941 mit einem Querschnitt $F_k \sim 117\ m^2$ geführt (vgl. Abb. 1).

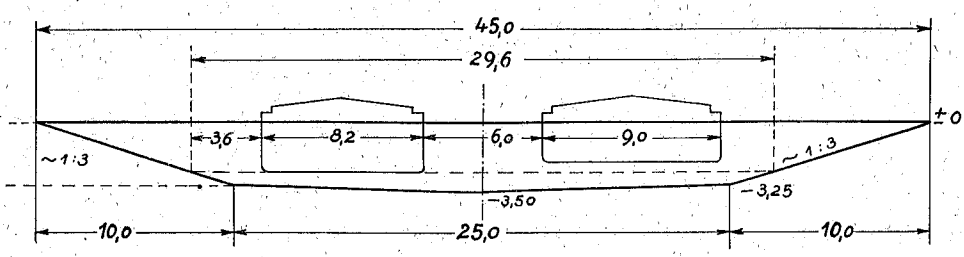


Abb. 1. Regelquerschnitt vom 3. 1. 1941 für das 1000 t-Schiff.

Die nutzbare Breite beträgt 29,6 m für den 8,2 × 2,5 m großen Schiffsquerschnitt, d. s. 3,6 × Schiffsbreite, davon entfallen auf den Passierabstand 6 m und auf die Abstände zur Böschung je 3,6 m. Das Verhältnis n von Kanalquerschnitt F_k zu Schiffsquerschnitt F ist ~ 5,7. Bei Begegnungen dieser Kähne ist n ~ 2,86.

Für den Schiffsquerschnitt 9,0 × 2,0 m beträgt die nutzbare Breite rd. 32 m, d. s. nahezu 3,6 × Schiffsbreite, davon entfallen ebenfalls 6 m auf den Passierabstand und auf die Abstände zur Böschung je 4 m. Das Querschnittsverhältnis n ist ~ 6,5.

Das 8,2 × 2,5 m Schiff stellt an den Querschnitt die höheren Anforderungen.

Begegnen diese Schiffe bei 4 km/h Fahrgeschwindigkeit, so sacken sie rechnungsmäßig um etwa 10 cm ab, die Seitenabstände zur Böschung betragen alsdann noch 3,3 m. Das einzeln in Kanalmitte fahrende Schiff hat bei doppelter Geschwindigkeit, also bei 8 km/h eine Absenkung von knapp 20 cm.

Die mittlere Rückstromgeschwindigkeit beträgt auf diesen Fahrstufen rechnungsmäßig, vgl. Krey [2],

bei der Begegnung 0,7 m/s,

bei Einzelfahrt ebenfalls 0,7 m/s.

b) Überholungen und Begegnungen sind abhängig von der nutzbaren Breite, der Größe des Kanalquerschnitts, den Steuereigenschaften der Schiffe und der Größe ihrer Antriebskräfte.

Bei der Überholung besteht die Gefahr, daß die Schiffe auf die Böschung gedrückt werden oder daß sie kollidieren.

Untersuchungen der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt haben im Modell und in der Natur ergeben, daß beim Überholungsvorgang zwei kritische Abschnitte eintreten [3]:

Im ersten Gefahrenabschnitt, d. i., wenn der Bug des Selbstfahrers das Heck des Schleppkahnes überholt hat, treten auf beiden Schiffen zum Ufer gerichtete

Seitenkräfte und rechtsdrehende Momente auf. Die Seitenkräfte vergrößern den Abstand zwischen den Schiffen. Die Drehung kann dadurch abgemindert werden, daß bereits vorher auf beiden Schiffen das Ruder leicht nach BB gelegt wird.

Im zweiten Gefahrenabschnitt, d. i., wenn der Bug des Selbstfahrers den Bug des Schleppkahns überholt hat, entstehen auf beiden Schiffen nach BB gerichtete Seitenkräfte und links drehende Momente. Dieser Zustand ist gefährlicher und kann nur durch Herabsetzung der Fahrgeschwindigkeit auf das Maß vermindert werden, welches durch Ruderlegen beherrscht werden kann.

Der untersuchte Kanal hatte die nutzbare Breite von rd. 3,0 × Schiffsbreite für das 8 × 2 m Schiff und ein $n \sim 5{,}1$. Für sicheres Überholen darf hier die zulässige Geschwindigkeit des Schleppzuges nicht größer sein als 3,5 km/h, die des Selbstfahrers nicht größer als 5 km/h. Der Tiefgang des letzteren soll nicht mehr als 1,5 m betragen.

Begegnungen sind schon insofern einfacher, weil die Zeitdauer des Vorganges kürzer ist als bei Überholungen. Zu Beginn der Begegnung werden die Vorschiffe durch die Bugwellen auseinander gedrückt. Am Ende der Begegnung nähern sich die Achterschiffe infolge der Sogwirkung.

Der unter Ia genannte Regelquerschnitt mit 29,6 bzw. 32 m nutzbarer Breite und 6 m Passierabstand bietet erheblich mehr an Sicherheit für die Schiffahrt als die vorstehend genannten Profile der Modell- und Naturversuche, bei denen nur eine nutzbare Breite von 24 m und nur 2 m Passierabstand vorhanden waren.

c) Die Anforderungen bezüglich der Unterhaltung eines Kanalquerschnittes liegen im wesentlichen beim Schutz des Ufers und der unbefestigten Teile des Querschnittes, wie Unterwasserböschung und Sohle.

Die zulässige Geschwindigkeit der Schiffe ist so festzulegen, daß die Uferbefestigung den Bug- und Heckwellen standhält und der Rückstrom keine gefährlichen Kolkungen hervorruft.

Die Uferbefestigung besteht bei den deutschen Großschiffahrtskanälen aus Steinschüttung auf Splittunterlage in der Böschungsneigung 1 : 3. Die Schüttung erstreckt sich gewöhnlich von 1 m über Wasser bis 1 m unter Wasser und ist in Höhe des Wasserspiegels vielfach mit Gräsern, wie Glyceria spectabilis, Phragmites communis u. a. bepflanzt.

Bei stark befahrenen Kanälen, wie dem Dortmund-Ems-Kanal, hat die Erfahrung gezeigt [4], daß die Unterwasserböschung bis zur Sohle hin befestigt und möglichst eine Neigung von 1 : 4 haben sollte, weil »sonst der lose Sand unter der Wirkung der Schiffsschraube in Bewegung kommt« und die Steine der Böschung 1 : 3 »durch den Sog der Bug- und Heckwellen allmählich in die Tiefe gezogen werden«.

Die Sohle ist bei den Einschnittsstrecken ohne Schutz. Die verschiedenen Bodenarten lassen, ohne auszukolken, verschieden starke Rückstromgeschwindigkeiten zu, bei leichtem Sand bis 0,7 m/s und bei grobem Kies und Mergel bis etwa 1,5 m/s. Die zulässige Grenze der Fahrgeschwindigkeit soll in nachfolgenden Erörterungen so liegen, daß eine Rückstromgeschwindigkeit von 1 m/s auf der Sohle nicht überschritten wird.

II. Modellversuche in sieben verschiedenen Kanalprofilen.

Im Auftrage des Bundesverkehrsministeriums sind kürzlich durch die Hamburgische Schiffbau-Versuchsanstalt (HSVA) Modellversuche unternommen worden, bei denen festzustellen war, welche Vorteile durch eine Vertiefung des

Nord-Ostsee-Kanals im Bereich der Kanalsohle in bezug auf die zulässige Kanalgeschwindigkeit (Leistungsbedarf und Absenkung der Schiffe), die Steuereigenschaften der Schiffe und die Beeinflussung des Kanals durch die Schiffahrt (Wasserspiegelabsenkung, Bodengeschwindigkeit und Böschungsangriff) erreichbar sind.

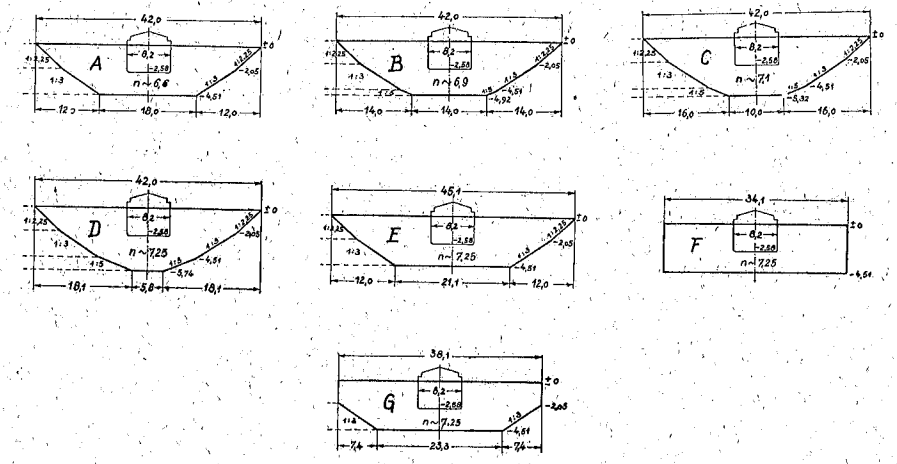


Abb. 2. Untersuchte Kanalprofile.

Einfluß der Profilform auf den Modellwiderstand.
(Modellmaßstab 1 : 22,5.)

Als Ausgangsprofil diente das jetzige Trapezprofil des Nord-Ostsee-Kanals mit einem Wasserquerschnitt von 828,25 m², einer größten Wassertiefe von 11 m und einer Sohlenbreite von 44 m (Profil A). Durch Vertiefung dieses Profils im Bereich der Sohle entstanden bei 12 m Wassertiefe das Profil B, bei 13 m das Profil C und schließlich bei 14 m das Muldenprofil D mit einem Wasserquerschnitt von 915,25 m² und einer Sohlenbreite von nur 14 m. Um eine Wassertiefenvergrößerung von etwa 27 % zu erreichen, braucht der Kanalquerschnitt also nur um etwa 10 % erhöht zu werden.

Als Schiffstyp wurde ein großer Tanker gewählt; das Schiff ist 158 m lang, 20 m breit, es wurde auf den Tiefgängen 9,5 m und 6,3 m untersucht; in Profil C zusätzlich auch auf dem Tiefgang von 10,0 m.

Zur Beantwortung der für die vorliegende Arbeit gestellten Fragen ist dann noch der Einfluß der Profilform in drei weiteren Profilen mit 11 m Wassertiefe und dem Wasserquerschnitt des Profils D untersucht worden, und zwar: ein Trapezprofil (Profil E), ein Rechteckprofil (Profil F) und ein Rechteck-Trapezprofil (Profil G). Bezogen auf den Nord-Ostsee-Kanal wurden die Versuche im Maßstab 1 : 55 durchgeführt; rechnet man diese Ergebnisse auf einen Maßstab von 1 : 22,5 m um, so ergeben sich Verhältnisse, die denen auf den heutigen Binnenschiffskanälen gleichkommen.

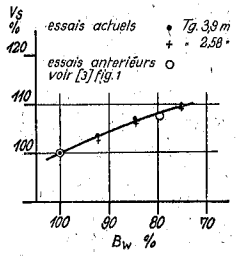
Wenn auch der im Hinblick auf die Untersuchungen im Nord-Ostsee-Kanal gewählte Tanker in seinen Abmessungen, seiner Völligkeit und seiner Schiffsform (vor allem im Hinterschiff) nicht ganz mit den üblichen Binnenschiffen übereinstimmt, so sind doch die Abweichungen nicht so groß, daß die durch diese

Versuche erreichten grundsätzlichen Erkenntnisse nicht ohne weiteres auf die Fahrtverhältnisse in Binnenschiffahrtskanälen übertragbar wären. Die korrespondierenden Abmessungen für das Binnenschiff sind:

Länge über alles	65,0 m			
Breite	8,2 m			
Tiefgänge	3,9 m		2,58 m	
Verdrängungen	1470	m^3	968	m^3

Die korrespondierenden Abmessungen der untersuchten Kanalprofile sind aus Abb. 2 zu entnehmen.

Nach dem Regelquerschnitt für das 1000-t-Schiff vom 3. Dezember 1941 (vgl. Abb. 1) ergibt sich für das in Teil I erwähnte 1000-t-Schiff von 67 m Länge und 2,5 m Tiefgang ein Wassertiefentiefgangsverhältnis (Hw/Tg) von 1,4; für das 1000-t-Schiff von 80 m Länge und 2,0 m Tiefgang beträgt dieser Wert 1,75. Bei den jetzigen Versuchen ergibt sich für die Profile A, E, F und G mit einer Wassertiefe von 4,51 m für den untersuchten großen Schiffstiefgang von 3,9 m ein Hw/Tg von 1,155 und bei dem kleinen Tiefgang von 2,58 m ein Hw/Tg von 1,75. Der untersuchte Hw/Tg-Bereich schließt also den in der Binnenschiffahrt üblichen Bereich von 1,4 bis 1,75 in sich ein.



essais actuels — jetzige Versuche
essais antérieurs voir (3) fig. 1 — frühere Versuche vergl. (3) Abb. 1

Abb. 3. Einfluß der Wasserspiegelbreite (B_w) auf die Geschwindigkeit. (Kanalquerschnitt konstant.)

a) Leistungsbedarf und Absenkung des Schiffes.

Die Ergebnisse der Widerstandsversuche für die Profile mit gleicher Querschnittsgröße haben mit Ausnahme des Geschwindigkeitsbereiches unterhalb des starken Widerstandsanstieges ergeben, daß die Geschwindigkeit bei gleichem Widerstand mit abnehmender Wasserspiegelbreite zunimmt, d. h. also, daß der rechteckige Querschnitt am günstigsten und der trapezförmige Querschnitt am ungünstigsten ist. Dieses Resultat findet seine Bestätigung in früheren Versuchen (vgl. Abb. 3), wobei sogar festgestellt wurde, daß ein umgekehrtes Trapezprofil noch günstiger sein würde (vgl. [3] Abb. 1). Im Bereich unterhalb des Widerstandsanstieges wurden in Profil D die geringsten Widerstände gemessen; hier wirkt sich also die größere Wassertiefe in der Kanalmitte des Muldenprofils stärker aus als die kleinere Wasserspiegelbreite der Profile G und F. Auch dies Ergebnis ist bereits bei früheren Modelluntersuchungen festgestellt worden.

Die aus den gemessenen Modellwiderständen errechneten effektiven Schleppleistungen (EPS) des untersuchten Schiffes in den verschiedenen Profilen sind in Abb. 4 für die Profile A, B, C und D und auf Abb. 5 für die Profile D, E, F und G

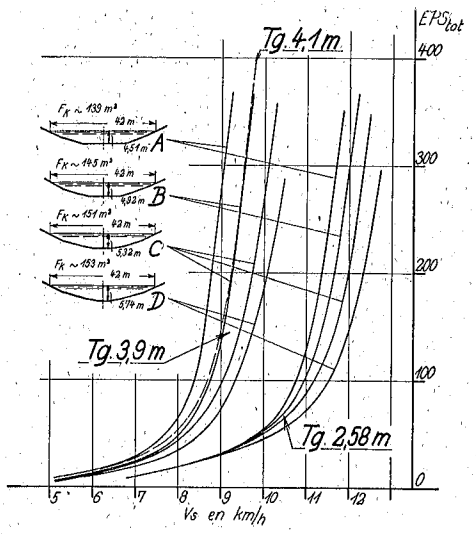


Abb. 4. Einfluß der Kanaltiefe und Querschnittsgröße auf den Schleppleistungsbedarf abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit.

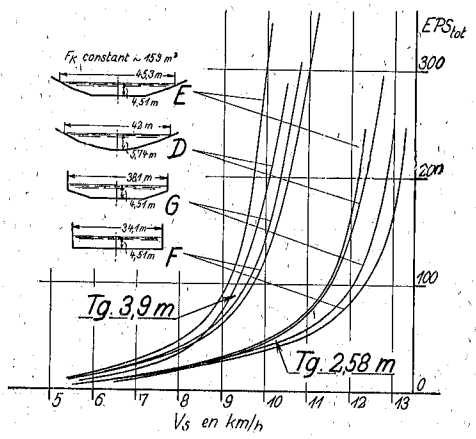


Abb. 5. Einfluß der Profilform auf den Schleppleistungsbedarf abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit.

Einfluß von Kanaltiefe und Querschnittsgröße auf den Schleppleistungsbedarf abhängig von der Stauwellengeschwindigkeit.

Einfluß der Profilform auf den Schleppleistungsbedarf abhängig von der Stauwellengeschwindigkeit.

für alle untersuchten Tiefgänge dargestellt. Aus dem Charakter dieser Leistungskurven läßt sich entnehmen, daß es vom Standpunkt der Schiffahrt aus selbst bei den untersuchten, verhältnismäßig günstigen Kanalquerschnitten wirtschaftlich kaum lohnend ist, mit Geschwindigkeiten zu fahren, die wesentlich mehr als 100 EPS Schleppleistung erfordern. Das bedeutet eine Antriebsleistung von etwa

200 PSe. Für Kanalfahrt kann also nur etwa die Hälfte der für Flußfahrt notwendigen Leistung von etwa 400 bis 500 PSe ausgenutzt werden. Bei den heute noch z. T. vorhandenen Kanalstrecken mit geringeren Kanalquerschnitten ist die mögliche Leistungsausnutzung noch wesentlich geringer, so daß hierbei die Antriebsmotoren häufig bei Drehzahlen arbeiten müssen, die einen außerordentlichen Verschleiß bedingen. Um diesen Verschleiß zu verringern, hilft sich die Schiffahrt heute so, daß die Selbstfahrer von Zeit zu Zeit — meist kurz hinter den Schleusen — anhalten, um die langsamen Schleppzüge an sich vorbeizulassen und später die freien Kanalstrecken mit möglichst hohen Geschwindigkeiten und entsprechend höheren Motordrehzahlen durchfahren.

Als Beispiel für die Unergiebigkeit einer Erhöhung der Schleppleistung über 100 EPS hinaus, z. B. 200 EPS diene das Versuchsergebnis in Profil A (Abb. 4). Bei einem Schiffstiefgang von 3,9 m erhöht sich die Geschwindigkeit von 8,4 km/h auf 8,75 km/h (4 %) und bei 2,58 m Tiefgang von 10,75 km/h auf 11,35 km/h (5,5 %). In der Praxis wird dieser Gewinn allerdings noch geringer sein, weil sich der Propellerwirkungsgrad einmal durch die höhere Schraubenbelastung und weiter durch die stärkere Vertrimmung des Schiffes infolge des Schraubensogs gegenüber dem Fahrtzustand bei 100 EPS verschlechtert und dadurch mehr als 400 PSe zur Erreichung dieser höheren Geschwindigkeiten erforderlich werden. Dieses Resultat zeigt, daß eine Verdoppelung des Brennstoffbedarfes im Mittel nur eine Geschwindigkeitssteigerung von weniger als 5 % bringt. Selbst wenn es also in nautischer Hinsicht und in bezug auf die Kanalunterhaltung möglich wäre, diese Geschwindigkeiten zuzulassen (eine Frage, die weiter unten noch behandelt wird), ist diese Maßnahme zur Steigerung der Kanalgeschwindigkeit zu unwirtschaftlich.

Wenn es auch von der Schiffahrt her gesehen erwünscht wäre, die vorhandene Antriebsleistung möglichst weitgehend auszunutzen, so ist dies in den heutigen Binnenschiffahrtskanälen wirtschaftlich doch nur durch zusätzliches Schleppen von Kähnen zu erreichen.

Aus dem Vergleich der in den einzelnen untersuchten Kanalprofilen erreichbaren Geschwindigkeiten erhält man ein Bild von den zweckdienlichen Maßnahmen, die von seiten des Kanalbaues zur Erhöhung der Geschwindigkeit ergriffen werden können.

Bei gleicher Wassertiefe von 4,51 m wird durch Vergrößerung des Wasserquerschnittes um etwa 10 % (vgl. Abb. 4, Profil A mit Abb. 5, Profil E) bei einer Schleppleistung von 100 EPS die Geschwindigkeit bei Tiefgang 3,9 m von 8,4 km/h auf 9,15 km/h (um 9 %) und bei Tiefgang 2,58 m von 10,75 km/h auf 11,45 km/h (um 6,5 %), im Mittel also um 7,75 % erhöht.

Durch Veränderung der Profilform bei Einhaltung des Wasserquerschnittes und der Wassertiefe (vgl. Abb. 5, Trapezprofil E und Rechteckprofil F) kann man maximal bei 3,9 m Tiefgang statt 9,15 km/h 9,70 km/h (6 %) und bei Tiefgang 2,58 m statt 11,45 km/h 12,3 km/h (7 %), im Mittel eine um 6,5 % höhere Geschwindigkeit erreichen.

Das Rechteck-Trapezprofil G (vgl. Abb. 5, Profile E und G) bringt bei 3,9 m Tiefgang eine Geschwindigkeitssteigerung von 9,15 km/h auf 9,55 km/h (4 %) und bei Tiefgang 2,58 m von 11,45 km/h auf 12,1 km/h (6 %), im Mittel also 5 %.

Wird mit der Vergrößerung des Wasserquerschnittes um 10 % gleichzeitig auch die Wassertiefe von 4,51 m auf 5,74 m, also um gut 27 % erhöht (Abb. 4, Profile A und D) so steigt die Geschwindigkeit bei Tiefgang 3,9 m von 8,4 km/h auf 9,35 km/h (11 %) und bei Tiefgang 2,58 m von 10,75 km/h auf 11,55 km/h (7,5 %), das bedeutet im Mittel einen Geschwindigkeitsgewinn von 9,25 %.

Aus diesen Ergebnissen lassen sich bei konstantem Leistungsaufwand für das Schiff bei 100 EPS folgende Schlüsse ziehen: die Wertigkeit in bezug auf die erreichbare Kanalgeschwindigkeit ist

bei gleichem Wasserquerschnitt der Kanalprofile:

Trapezprofil	100 %	
Muldenprofil	101,5 %	100 %
Rechteck-Trapezprofil	105 %	103,5 %
Rechteckprofil	106,5 %	105 %

bei unterschiedlichem Wasserquerschnitt der Kanalprofile:

Wasserquerschnitt	100 %,	Geschwindigkeit	100 %
Wasserquerschnitt	110 %,	Geschwindigkeit	107,75 %

bei gleicher Schiffsgeschwindigkeit sind folgende Wasserquerschnitte gleichwertig:

Rechteckprofil	100 %
Rechteck-Trapezprofil	103 %
Muldenprofil	107 %
Trapezprofil	109 %

Für alle Zahlenangaben in dieser Arbeit muß betont werden, daß das Querschnittsverhältnis zwischen Kanal und Schiff F_k/F_s nicht wesentlich von dem untersuchten Bereich (n zwischen 4,35 und 7,21, vgl. auch Tabelle 1) abweichen darf. Bei kleineren Querschnittsverhältnissen können diese Gewinne noch größer sein, während bei größeren mit kleineren bis eventuell nicht mehr merklichen Gewinnen gerechnet werden muß.

Weiter zeigt sich, daß durch verhältnismäßig geringfügige Querschnittsvergrößerungen des Kanals schon Geschwindigkeitssteigerungen erreicht werden können, die anders nur durch Verdoppelung der Antriebsleistung, also dauernd weit höherem Brennstoffverbrauch und zugleich mit weit höherer Beanspruchung des Kanalbettes erkauft werden müssen.

Bei den auf die Schleppleistung abgestellten Vergleichen ist außerdem noch zu berücksichtigen, daß bei Geschwindigkeitssteigerung durch Leistungserhöhung, wie schon oben erwähnt, zusätzlich mit der Verschlechterung der Propulsionsbedingungen gerechnet werden muß (also mit geringerem Geschwindigkeitsgewinn, als nach dem Schleppleistungsvergleich zu erwarten wäre), während bei der Geschwindigkeitssteigerung durch Wasserquerschnittsvergrößerung sich zusätzlich auch die Zustromverhältnisse zur Schraube verbessern (also größerer Geschwindigkeitsgewinn, als aus dem Schleppleistungsvergleich zu erwarten).

Die Fahrgeschwindigkeit in einem beschränkten Wasserquerschnitt wird durch die Stauwellengeschwindigkeit beeinflußt. Bei Fahrt in einem in der Tiefe beschränkten und in der Breite unbeschränkten Fahrwasser (z. B. auf einem großen Strom) errechnet sich diese Geschwindigkeit nach der Beziehung $V_{kr} = \sqrt{g \cdot Hw}$ (g = Erdbeschleunigung, Hw = mittlere Wassertiefe in der Fahrrinne). Bei Kanalfahrt wird durch die Breitenbeschränkung und darüber hinaus durch die Wasserquerschnittsverminderung durch das Schiff diese Formel zu der Beziehung $V_{kr} = \sqrt{g \cdot F_e/U}$ (F_e/U = hydraulischer Radius, $F_e = F_k - F_s - \Delta h \cdot b_m$ = effektiver Kanalquerschnitt bei Erreichung der Stauwellen-

geschwindigkeit, d. h. ursprünglicher Wasserquerschnitt des Kanals (F_k) minus Schiffsquerschnitt (F_s) minus Wasserspiegelabsenkung (Δh) mal mittlere Kanalbreite (b_m) für diese Wasserspiegelabsenkung; U = verbleibender benetzter Kanalumfang).

In dem Geschwindigkeitsbereich unterhalb der Stauwellengeschwindigkeit läßt sich die mittlere Wasserspiegelabsenkung (Δh) ausreichend genau aus der Kontinuitätsbedingung und nach der Bernoullischen Gleichung bestimmen, wobei man zugleich auch die eindeutig zugeordnete mittlere Rückstromgeschwindigkeit erhält. (Nähere Angaben mit einem zweckmäßigen Arbeitsdiagramm findet man z. B. [5]).

Die in Abhängigkeit von der so errechneten Stauwellengeschwindigkeit dargestellten Schleppleistungen zeigen, daß alle Ergebnisse der Profile E, G und F für den großen wie für den kleinen Tiefgang annähernd auf eine Kurve zusammenfallen, woraus folgt, daß bei gleichem Wasserquerschnitt und gleichem Querschnittsverhältnis n ($= F_k/F_s$) die Schleppleistung also nur noch von der Stauwellengeschwindigkeit abhängig ist, wobei der Unterschied in den Kanalprofilen durch den hydraulischen Radius F_e/U erfaßt wird. Die Abweichungen im oberen Geschwindigkeitsbereich der Ergebnisse für den großen Tiefgang ist dadurch zu erklären, daß hier die Grenze für den Geltungsbereich der oben angeführten Beziehung zur Erreichung der Wasserspiegelabsenkung bereits überschritten ist.

Es läßt sich die Erkenntnis ableiten, daß leistungsmäßig die Kanalform die günstigste ist, die den größten hydraulischen Radius hat. Ist für einen gegebenen Kanal das Querschnittsverhältnis und die Leistungskurve für ein Schiff bekannt, so kann man auf Grund der angegebenen Beziehungen für jede beliebige Kanalform von gleichem Wasserquerschnitt und gleicher Kanaltiefe den erforderlichen Leistungsbedarf errechnen.

Der Einfluß des Querschnittsverhältnisses auf den Leistungsbedarf geht deutlich aus den Ergebnissen der Profile A, B, C und D hervor. Er ist am ausgeprägtesten beim großen Tiefgang (kleine n-Werte!) und am geringsten beim kleinen Tiefgang (große n-Werte!), woraus folgt, daß dieser Einfluß mit zunehmendem Querschnittsverhältnis abnimmt.

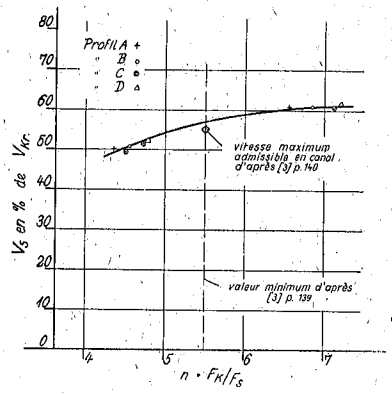
Zusammenfassend ergibt sich, daß der Leistungsbedarf eines in einem Kanal fahrenden Schiffes hauptsächlich von der Stauwellengeschwindigkeit und von seinem Querschnittsverhältnis zu dem durchfahrenen Kanal abhängig ist. Bei Querschnittsverhältnissen $n > 6{,}5$ kommt praktisch nur noch der Einfluß der Stauwellengeschwindigkeit zur Auswirkung. Bei gegebenem Kanalquerschnitt ist die Kanalform mit dem größten hydraulischen Radius am günstigsten.

Die für die Schiffahrt wirtschaftlichste Schleppleistung für die untersuchten Kanäle liegt bei etwa 100 EPS. Für diese Leistung sind die erreichbaren Geschwindigkeiten, ausgedrückt in % der Stauwellengeschwindigkeit (V_{kr}) abhängig vom Querschnittsverhältnis n auf Abb. 6 dargestellt.

Der erstgenannte Verfasser kam auf Grund früherer Versuche in seiner schon mehrfach zitierten Arbeit [3] zu dem Ergebnis, daß vom Gesichtspunkt der Schiffahrt der Mindestwert für n 5,5 betragen muß, und daß die höchstzulässige Geschwindigkeit hierfür bei etwa 55% der Stauwellengeschwindigkeit liegt (siehe Vergleichspunkt auf Abb. 6). Dies wird durch die vorliegende Arbeit bestätigt.

Um den Einfluß der Schraube bei der Absenkung des Schiffes zu berücksichtigen, wurden die Messungen mit selbstfahrendem

Schiffsmodell unternommen. Das Modell war also durch eine eigene Schraube mit einer solchen Belastung angetrieben, daß die jeweils gewünschte Geschwindigkeit gerade erreicht wurde. Gemessen wurden hierbei der Trimmwinkel und die parallele Absenkung. Diese Messungen zeigten allgemein folgendes: Bei kleinen Geschwindigkeiten ergab sich eine geringe Kopflastigkeit des Modells. Nach Überschreitung einer Geschwindigkeit von etwa $0{,}5 \cdot V_{kr}$ beim großen Tiefgang und von etwa $0{,}6 \cdot V_{kr}$ beim kleinen Tiefgang (diese Geschwindigkeiten entsprechen etwa einem Leistungsaufwand von 100 EPS) beginnt das Schiff stärker steuerlastig zu vertrimmen, und zwar beim kleinen wesentlich mehr als beim großen Tiefgang.



vitesse maximum admissible en canal d'après (3) p. 140 — höchstzulässige Kanalgeschwindigkeit nach (3) S. 140
valeur minimum d'après (3) p. 139 — Mindestwert nach (3) S. 139

Abb. 6. Wirtschaftliche Kanalgeschwindigkeit entsprechend einer Schleppleistung von 100 EPS dargestellt in Prozent der Stauwellengeschwindigkeit (V_{kr}) abhängig vom Querschnittsverhältnis (n).
Größte Absenkung des Schiffes.
(Kanalquerschnitt veränderlich.)

Da es bei diesen Messungen darauf ankam, die jeweils ungünstigste Lage des Modells zur Kanalsohle zu ermitteln (also bei kleinen Geschwindigkeiten die Lage am Bug und bei höheren Geschwindigkeiten die Lage am Heck des Schiffes), wurden die Ergebnisse so ausgewertet, daß nur die jeweils größte Absenkung aufgetragen wurde (Abb. 7). Die Tendenz dieser Ergebnisse ist die gleiche wie bei den Widerstandsmessungen. Bei gleicher Kanalgeschwindigkeit vermindert sich das Maß der größten Absenkung mit zunehmender Wassertiefe bzw. mit zunehmendem Wasserquerschnitt, und bei gleichem Wasserquerschnitt vermindert sich die Absenkung mit der Wasserspiegelbreite des Kanals.

Weiter zeigt sich, daß im ungünstigsten Fall (Profil A, großer Tiefgang von 3,9 m) bei einer Geschwindigkeit entsprechend einer Schleppleistung von 100 EPS unter dem Kiel noch etwa 0,365 m und bei einer Geschwindigkeit entsprechend 200 EPS noch etwa 0,33 m Wasser an der am tiefsten liegenden Stelle (in diesem Fall am Heck) vorhanden ist. Hieraus folgt, daß in den hier untersuchten Kanalprofilen mit der bei Selbstfahrern zur Verfügung stehenden Leistung und den geprüften Tiefgängen beim Fahren in Kanalmitte eine Grundberührung nicht eintreten kann, so daß von diesem Standpunkt aus die Maschinenleistungen voll ausgefahren werden könnten.

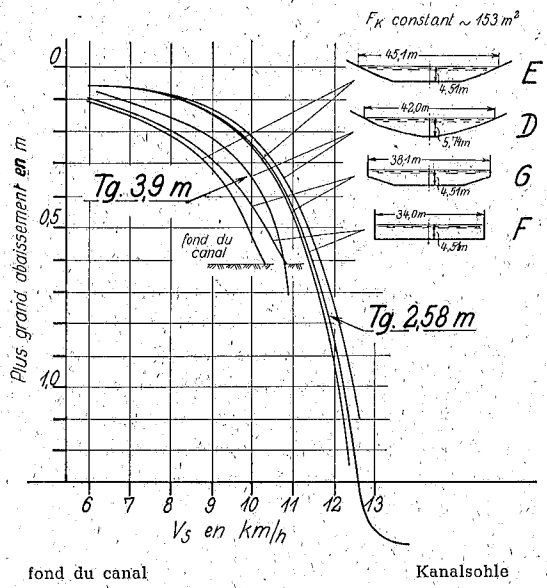


Abb. 7. Größte Absenkung des Schiffes.
(Kanalquerschnitt konstant.)

b) Steuerfähigkeit der Schiffe.

Die Frage nach der zweckmäßigen Gestaltung der Kanalbauwerke hinsichtlich der Sicherheit des Schiffsverkehrs führt auch die Steuerfähigkeit der Schiffe in begrenztem Fahrwasser in den Bereich der wasserbaulichen und nautischen Betrachtungen. Deshalb wurden im Rahmen des hier behandelten Versuchsprogramms auch Steuerversuche durchgeführt mit dem Ziel, festzustellen, welcher Aufwand erforderlich ist, um das Schiff auf möglichst geradem Kurs durch die verschiedenen Profile zu steuern. Es war also nicht die Manövrierfähigkeit zu untersuchen sondern die Möglichkeit, das Schiff auf geradem Kurs fahren zu lassen. Bekanntlich kann das Steuerverhalten der Schiffe infolge der im Strömungsfeld vorkommenden Druckunterschiede außerordentlich ungünstig beeinflußt werden. Es kann sogar vorkommen, wie es in der Praxis und im Modellversuch wiederholt beobachtet wurde, daß das Schiff gegen das Ruder reagiert. In solchen Fällen kann das Schiff, ohne die Maschine zu stoppen, nicht wieder in die Gewalt des Rudergängers gebracht werden. Da aber der Charakter des Strömungsfeldes unter gleichen Antriebsbedingungen entscheidend von der Profilform des Kanals bestimmt wird, wie das auch die in den Abschnitten II a und c dieses Berichtes geschilderten Absenkungs- und Rückstrommessungen zeigen, ist die Profilform und -größe für das Steuerverhalten der Schiffe von großer Bedeutung.

Bei den Steuerversuchen fuhr das selbstangetriebene Modell völlig frei vor dem Versuchswagen durch den Kanal. Es konnte also nur durch das Ruder in die gewünschte Lage gebracht und so gehalten werden. Der Antriebsmotor und die Rudermaschine wurden mittels einer Kabelleitung vom Versuchswagen aus mit Strom versorgt. Auf dem Versuchswagen befanden sich auch die Schaltungen für den Antriebs- und Rudermotor. Das Modell wurde also vom Versuchswagen aus gesteuert. Das Steuern übernahm Kapt. Möckel, der nautische Mitarbeiter der HSVA. Dabei wurde vor allem angestrebt, das Modell mit möglichst kleinen

Ruderwinkeln auf geradem Kurs zu halten, um das »Wildwerden«, d. h. das Aufkommen von Gierigkeit zu vermeiden. Die Versuchsanordnung ist auf Abb. 8 wiedergegeben.

Die Ruderlagen wurden während der Meßfahrt laufend an dem am Heck des Modells angebrachten Ruderlageanzeiger, der auch in Abb. 8 zu sehen ist, abgelesen und registriert. Ferner sind in dem Bild zwei quer über dem Modell angebrachte Meßlatten zu sehen, mit deren Hilfe die Abweichungen vom Kurs festgestellt wurden. Die Ablesungen der Ruderwinkel und der Kursabweichungen wurden später gleichmäßig über die Zeit verteilt in Diagrammen aufgetragen. Eine solche Auftragung ist z. B. in Abb. 9 für Profil A enthalten.

Da das Modell bei solchen Versuchen freihändig gesteuert wird und daher auch subjektive Einflüsse wirksam sind, können zur Bewertung der Steuereigenschaften nicht nur die Meßwerte herangezogen werden, sondern es müssen vor allem auch die Tendenzen ihres Verlaufes ebenso Berücksichtigung finden wie der Aufwand an Mühe und Aufmerksamkeit des Modellsteuerers.

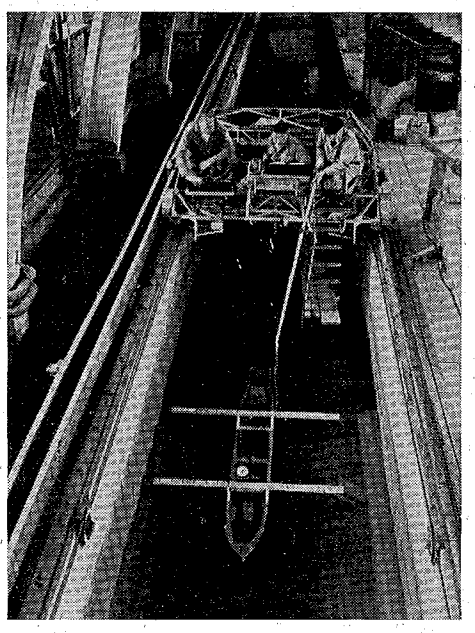


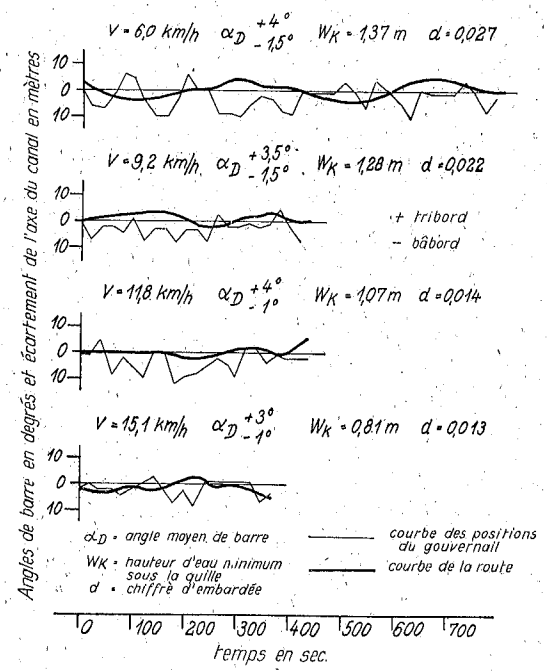
Abb. 8. Versuchsanordnung für Steuerversuche.

Außer dem mittleren Ruderwinkel und dem Ruderweg, d. h. dem Gradbogen zwischen den mittleren Ruderlagen in StB und BB ist als eine weitere Maßzahl für das Steuerverhalten die dimensionslose Gierzahl d eingeführt worden. Die Gierzahl ist das Verhältnis der Summe von zwei aufeinanderfolgenden Gieramplituden zu dem zwischen den beiden Amplituden zurückgelegten Weg. Die Gierzahl wird also zu Null, wenn das Schiff auf geradem Kurs fährt. Sie wird mit zunehmenden Gierbewegungen größer.

Für die Beurteilung der Steuereigenschaften ist es ohne Bedeutung, ob das Modell genau in der Kanalmitte oder etwas parallel dazu versetzt fuhr, weil der

Rudergänger die Lage der Kanalmitte doch nur einschätzen kann. Ausschlaggebend ist vielmehr die Feststellung, ob es ohne große Gierbewegungen mit normalen Ruderlagen sicher durch den Kanal gesteuert werden kann.

Da bei diesen Versuchen festzustellen war, ob und wie das Schiff im begrenzten Fahrwasser des Kanals dem Ruder gehorcht, wurden während der Meßfahrten keine Maschinenmanöver vorgenommen, so daß das beobachtete Steuerverhalten auch nur die Reaktion des Schiffes auf das Ruder wiedergibt.



Angles de barre en degrés et écartement de l'axe du canal en mètres	Ruderwinkel in Grad und Abweichung aus der Kanalmitte in Meter
+ tribord	+ Steuerbord
— bâbord	— Backbord
= angle moyen de barre	mittl. Ruderwinkel
= hauteur d'eau minimum sous la quille	geringste Wasserhöhe unter Kiel
= chiffre d'embardée	Gierzahl
——— courbe des positions du gouvernail	——— Ruderlagenkurve
═══ courbe de la route	═══ Wegkurve

Abb. 9. Ruderlagen- und Wegkurven bei 3,9 m Tiefgang auf 4,51 m Wassertiefe im Profil A.

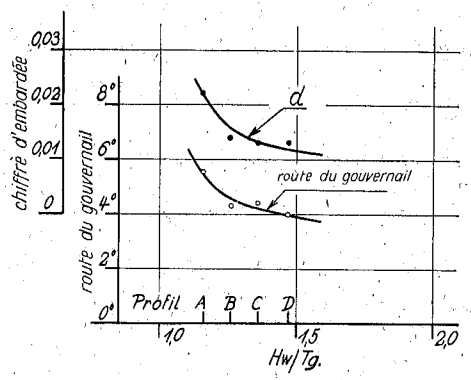
Betrachtet man die Meßergebnisse der einzelnen Versuchsfahrten und die Tendenz ihres Verlaufes als Funktion der einzelnen Einflußfaktoren, dann ergibt sich das folgende zusammengefaßte Versuchsergebnis:

Einfluß der Querschnittsgröße (Profile A bis D) auf das Steuerverhalten.

Bei gegebenem Tiefgang steuert das Schiff um so besser, je größer der Kanalquerschnitt, also auch die Wassertiefe ist. In Abb. 10 ist der Verlauf der Ruderweg- und Gierzahlkurven bei einer Schiffsgeschwindigkeit von 8 bis 9 km/h über dem Tiefenverhältnis H_w/T_g (Wassertiefe in Kanalmitte zum Schiffstiefgang) auf-

getragen. Danach zeigt sich, daß die Steuerfähigkeit rasch abnimmt, wenn H_w/T_g kleiner als etwa 1,3 wird. Oberhalb dieses Grenzwertes ist jedoch nur eine langsam zunehmende Verbesserung der Steuereigenschaften wahrnehmbar. Die Zunahme der Verbesserung kann auch nur gering sein, weil der Ruderweg bei den großen H_w/T_g-Werten mit etwa 4° an sich schon klein ist und auch bei unendlich großem Wasserquerschnitt noch Gierbewegungen vorhanden sind, die mit Ruderlagen von etwa dieser Größe kompensiert werden müssen. Das Steuerverhalten, soweit es sich auf die Kursstetigkeit bezieht und nicht auf das Manövrieren, kann durch eine Vertiefung des Kanalquerschnittes über den Stand des Profils D hinaus nur noch geringfügig verbessert werden. Diese Feststellung wird auch durch die eindeutige Beobachtung des Modellsteuerers gestützt, nach der das Modell, wenn es in dem kleinen Profil A stark gierte und dem Ruder kaum noch gehorchte, nach der Einfahrt in die anschließenden größeren und tieferen Querschnitte B, C oder D mit dem Ruder wieder aufgefangen und auf geraden Kurs eingesteuert werden konnte.

Einen Hinweis auf die Unterlegenheit des kleinen Profils gegenüber dem großen bietet auch die Beobachtung, daß das Modell bereits in dem größeren und tieferen Profil C, etwa ein bis eineinhalb Schiffslängen vor der Einfahrt in das kleinere Profil A unruhig zu werden begann. Wenn es dem Steuerer nicht gelang, diese Unruhe zu meistern und das Modell kursstetig in das Profil A einzusteuern, dann bedurfte es oft großer Mühe, die sich nun aufschaukelnden Gierbewegungen einzuschränken und das Modell vor dem Auflaufen zu bewahren. Mitunter konnte



chiffre d'embardée — Gierzahl
route du gouvernail — Ruderweg

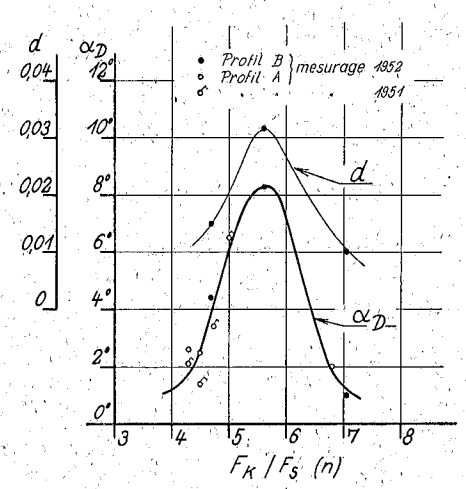
Abb. 10. Einfluß des Verhältnisses der Wassertiefe zum Tiefgang auf die Steuereigenschaften des Schiffes bei V = 8—9 km/h und einem Tiefgang von 3,9 m.

die Grundberührung trotz aller Aufmerksamkeit nicht mehr vermieden werden. In der gleichen Situation befindet sich jedes Schiff, wenn es plötzliche und größere Profiländerungen passiert. Die schwierige Handhabung des Modells in dieser Lage weist auf die große Bedeutung einer sorgfältigen Gestaltung der Profilübergänge hin.

Einfluß des Tiefganges im gleichen Kanalprofil auf die Steuerfähigkeit.

Es ist bekannt, daß die Steuerfähigkeit der Schiffe in hohem Maße von der Abladung, d. h. der Größe des Tiefganges, beeinflußt wird. Erfahrungsgemäß

steuern leicht beladene, auf ebenem Kiel liegende Schiffe besser als voll abgeladene. Völlig unabhängig voneinander durchgeführte Modellversuche bei verschiedenen Beladungen auf ebenem Kiel haben eindeutig ergeben, daß das Schiff bei kleinem Tiefgang, also großem Querschnittsverhältnis sehr gut steuert. Es kann mit kleinen mittleren Ruderwinkeln α_D von etwa $\pm 2°$ kursstetig gehalten werden, wie aus den in Abb. 11 über F_k/F_s aufgetragenen Modellergebnissen ersichtlich ist. Mit zunehmendem Tiefgang, d. h. abnehmendem Querschnittsverhältnis wird die Steuerfähigkeit jedoch kleiner und ist bei F_k/F_s von etwa 5,7 mit $\pm 8°$ mittlerem Ruderwinkel am schlechtesten. Die Gierzahl erhöht sich dabei von 0,01 auf 0,032. Das Schaubild zeigt also deutlich, daß die Gierigkeit des Schiffes mit zunehmender Beladung sehr groß wird und große Ruderwinkel erforderlich sind, um das Auflaufen zu vermeiden. Bei weiterer Erhöhung des Tiefganges beginnt der Sog am Heck wirksam zu werden, wodurch eine kursstabilisierende Wirkung eintritt, die um so größer ist, je weiter das Schiff achterlastig vertrimmt. Im Grenzfall saugt sich das Schiff mit dem Heck am Kanalboden fest. Bei starker Sogwirkung mit häufigen Grundberührungen des Hinterschiffes steuert es sehr gut.



mesurage Messung

Abb. 11. Die Steuerfähigkeit des Schiffes abhängig von dem Querschnittsverhältnis (n).

Anordnung der Staudüsen zur Messung der Rückstromgeschwindigkeit am Kanalboden.

Einfluß flächengleicher Profilformen (Profile D, F und G) auf die Steuereigenschaften von Schiffen.

In den flächengleichen Profilen D, F und G sind Steuerversuche nur bei einem korrespondierenden Tiefgang von 2,58 m, d. h. einem Querschnittsverhältnis von 7,21 unternommen worden. Nach den Feststellungen des Modellsteuerers steuert das Schiff in dem Rechteckprofil F am besten. Im Rechteck-Trapezprofil G ist die Steuerfähigkeit etwas geringer und am kleinsten ist sie im Muldenprofil D. Wenn nun auch, wie aus der folgenden Zahlenzusammenstellung ersichtlich ist, eine gewisse Überlegenheit des Rechteck- und des Rechteck-Trapezprofils gegenüber dem Muldenprofil besteht, so sind die gemessenen Unterschiede doch so gering-

fügig, daß mit Rücksicht auf die Steuersicherheit nicht unbedingt das Rechteckprofil gefordert werden kann, obgleich besonders das Rechteckprofil den Vorteil hat, daß Grundberührungen ausgeschaltet sind.

	Rechteck-Profil F	Rechteck-Trapezprofil G	Muldenprofil D
mittlerer Ruderwinkel	± 2,5°	± 3,0°	± 3,5°
Gierzahl	0,011	0,016	0,018

Die in der Tabelle angegebenen Werte gelten für eine Schiffsgeschwindigkeit von 6 bis 10 km/h.

Die gute Kursstetigkeit des Modells in Profil F und die bekannte Beeinflussung des Schiffes beim Fahren in der Nähe einer senkrechten Steilwand durch die Stauwelle führte auch zur Untersuchung des Verhaltens des Schiffes, wenn dieses in spitzem Winkel zur Steilwand fährt. Dabei zeigte sich, daß das Vorschiff, wenn es sich der Steilwand bis auf etwa 5 m genähert hatte, durch den uferseitigen Überdruck der Stauwelle zur anderen Seite des Kanals abgelenkt wurde. An der gegenüberliegenden Seite wiederholte sich der gleiche Vorgang. Auf diese Weise fuhr das Schiff bei mittschiffs liegendem Ruder im Zickzack durch den ganzen Kanal. Wenn dabei die Schiffsgeschwindigkeit nicht größer war als etwa 6 km/h, berührte das Schiff weder mit dem Bug noch mit dem Heck das senkrechte Ufer. Bei größeren Geschwindigkeiten vollzog sich dieser Vorgang zwar in der gleichen Weise, jedoch mit dem Unterschied, daß dabei das Heck infolge der größeren Absenkung des Wasserspiegels am Hinterschiff jedesmal an die Steilwand kam.

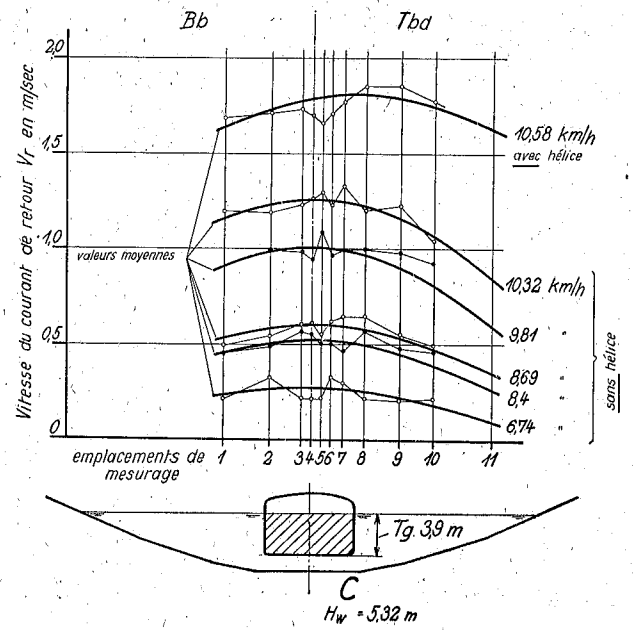
Im Profil G wurde das Schiff beim ersten Ansteuern der Böschung zwar ebenfalls zur anderen Seite abgelenkt, aber dort berührte es mit dem Vorsteven die schräge Unterwasserböschung, ehe der Einfluß der Stauwelle voll wirksam werden konnte. Der gleiche Vorgang trat im Muldenprofil D noch deutlicher in Erscheinung, weil sich die Bugwelle auf der schrägen Böschung weitgehend verläuft und sich daher nicht so stauen kann wie an der senkrechten Wand des Rechteckprofils. Das Schiff wird zwar auch in diesem Profil beim ersten Ansteuern der Uferböschung zunächst langsam, dann aber so rasch zur anderen Kanalseite abgelenkt, daß es dort regelmäßig auf Grund gerät. Dieses auch in Seekanälen von den Lotsen beobachtete Verhalten des Schiffes ist darauf zurückzuführen, daß im Muldenprofil die Absenkung am Heck in Böschungsnähe größer ist als im Rechteckprofil. Dadurch wird das Hinterschiff stärker zur Böschung gezogen und der Bug gegen das andere Ufer gerichtet. Wenn dann die Maschine nicht sofort gestoppt wird, fährt das Schiff selbst gegen das Ruder in die gegenüberliegende Böschung. Diese Bewegung wird noch durch den verminderten Bugstau infolge der flachen Böschung gefördert.

c) Beeinflussung des Kanals durch die Schiffahrt.

Im Vorhergehenden ist der Einfluß der Kanalgröße und -form auf die Schiffahrt untersucht worden, im Folgenden soll nun festgestellt werden, welche Auswirkungen sich durch die Schiffahrt an den verschiedenen Kanalprofilen ergeben. Zur Klärung dieser Frage sind zunächst die Rückstromgeschwindigkeiten in der Nähe der Kanalsohle während der Durchfahrt des Schiffes durch die verschiedenen Profile gemessen worden. Zu diesem Zweck dienten in jedem Profil 11 über den ganzen Querschnitt verteilte, am Boden des Profils festeinge-

baute Staudüsen. Um eine möglichst verzögerungsfreie Übertragung der Meßwerte auf die Manometer zu gewährleisten, wurden für die Staurohre rechtwinklig gebogene Kupferrohre von 8 mm ϕ benutzt, die an ihren Öffnungen elliptisch verformt waren, um möglichst nahe an den Kanalboden heranzukommen. Der größere (horizontale) Innendurchmesser betrug 9 mm, der kleinste (vertikale) Innendurchmesser 6 mm, die Düsenseite lag etwa 4 mm über dem Kanalboden, so daß bei dem gewählten Modellmaßstab von 22,5 die Rückstromgeschwindigkeiten etwa 100 mm über dem Kanalboden gemessen worden sind. Das statische Rohr stand senkrecht hinter dem Staurohr.

Alle Meßdüsen standen durch Druckschlauchleitungen mit einem Manometerbrett in Verbindung, so daß alle Druckanzeigen fortlaufend durch Filmen registriert werden konnten. Für jede Messung sind etwa 100 Filmbilder aufgenommen worden.



Vitesse du courant de retour	Rückstromgeschwindigkeit
emplacements de mesurage	Meßstellen
valeurs moyennes	Mittelwerte
avec hélice	mit Schraube
sans hélice	ohne Schraube

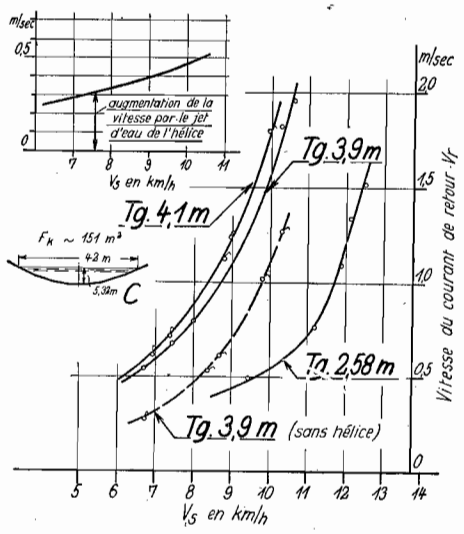
Abb. 12. Gemessene Rückstromgeschwindigkeiten für Profil C.

Bei der Auswertung der Filmbilder zeigt sich, daß die größten Druckdifferenzen, also die höchsten Rückstromgeschwindigkeiten über etwa 20 Filmbilder nahezu konstant blieben. Um Auswertungsfehler weitgehend auszuschalten, wurden innerhalb dieses Bereiches je Messung und Staurohr 7 Ablesungen durchgeführt und hieraus ein Mittelwert gebildet.

Ein Teilergebnis dieser Messungen für Profil C zeigt Abb. 12. Die an den einzelnen Meßstellen gemessenen Werte sind als Kreise eingetragen. Um den Einfluß der Schraube auf die Rückstromgeschwindigkeit festzustellen, sind für

dieses Profil Messungen mit und ohne Schraube durchgeführt worden. Abgesehen von Streuungen in den Meßwerten, die zur Hauptsache wohl auf Ablösungswirbel zurückzuführen sind, ergaben die Messungen für den Zustand ohne Schraube (d. h. Modell wird geschleppt) erwartungsgemäß ein seitensymmetrisches Bild, wobei die größte Rückstromgeschwindigkeit in Kanalmitte liegt (siehe die dick ausgezogenen Mittelwertkurven). Die Streuungen der Einzelmessungen um die Mittelwertkurven liegen im Bereich der interessierenden Rückstromgeschwindigkeit von etwa 1 m/s maximal bei ± 10%.

Beim Versuchszustand mit Schraubenantrieb wird, wie auch aus Abb. 12 ersichtlich, die Rückstromgeschwindigkeit größer und das Maximum der Mittelwertkurve nach der Stb-Kanalseite verlagert, was offensichtlich auf die Einwirkung des Schraubendralls zurückzuführen ist. Wenn auch der überwiegende Teil der Erhöhung der Rückstromgeschwindigkeit durch die Strahlgeschwindigkeit des Propellers bedingt ist, so muß doch außerdem berücksichtigt werden, daß durch den Schraubensog die Druckverteilung am Schiff sich ändert und dadurch Absenkung und Vertrimmung des Schiffes zunehmen, so daß ein Teil der höheren Rückstromgeschwindigkeit auf diesen Einfluß zurückgeht.



Vitesse du courant de retour — Rückstromgeschwindigkeit
augmentation de la vitesse par le jet d'eau de l'hélice — Geschw.-Zunahme durch Propellerstrahl
(sans hélice) — (ohne Schraube)

Abb. 13. Maximale Rückstromgeschwindigkeiten im Profil C.

Die Maximalwerte der Mittelwertkurven für die Rückstromgeschwindigkeiten in Profil C sind für die verschiedenen Versuchszustände abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit in Abb. 13 dargestellt, und zwar Messungen für die Tiefgänge 4,1 m, 3,9 m und 2,58 m mit Schraubenantrieb und für den Tiefgang von 3,9 m auch ohne Schraubenantrieb.

Im Abschnitt I c ist die zulässige Rückstromgeschwindigkeit mit 1 m/s festgelegt worden. Bei dieser Rückstromgeschwindigkeit könnte im Profil C für die Kanalfahrt zugelassen werden: bei einem Tiefgang von 4,1 m und n = 4,50 eine

Geschwindigkeit von 8,45 km/h, bei einem Tiefgang von 3,9 m und n = 4,72 eine Geschwindigkeit von 8,8 km/h, bei einem Tiefgang von 2,58 m und n = 7,12 eine Geschwindigkeit von 11,72 km/h.

Diesen Geschwindigkeiten entsprechen Schleppleistungen von 78 EPS bei Tiefgang 4,1 m, von 81 EPS bei Tiefgang 3,9 m und von 152 EPS bei Tiefgang 2,58 m. Durch Interpolation ergibt sich für ein Querschnittsverhältnis von n = 5,72 entsprechend dem Regelquerschnitt für das 1000-t-Schiff (vgl. Abb. 1) für einen Kanalquerschnitt nach Profil C bei der angenommenen Rückstromgeschwindigkeit von 1 m/s eine Kanalgeschwindigkeit von etwa 10 km/h. Hierfür würde eine Schleppleistung von etwa 100 EPS benötigt, also ein Wert, der vom Standpunkt der Schiffahrt aus ungefähr dem wirtschaftlichsten Zustand entsprechen würde, wie dies weiter oben bereits ausgeführt wurde.

Aus Abb. 13 ist weiter zu entnehmen, daß bei einer Rückstromgeschwindigkeit von 1,0 m/s fast 40 % auf den Einfluß der nicht eingetunnelten Schraube zurückzuführen ist. Im Rahmen eines umfangreichen Versuchsprogramms der HSVA über die Fahrtverhältnisse im Mittellandkanal wurde schon früher festgestellt, daß die Rückstromgeschwindigkeit bzw. der Angriff der Kanalsohle durch den Schraubenstrahl abhängig ist von der Flächenbelastung der Schrauben, also von ihrem Durchmesser; kleine, schnelldrehende Schrauben haben eine höhere Rückstromgeschwindigkeit als große, langsamlaufende Schrauben. In weit stärkerem Maße wirkt sich jedoch die Austrittsrichtung des Propellerstrahles auf die Rückstromgeschwindigkeit an der Kanalsohle aus. Da Binnenschiffe mit Rücksicht auf die Fahrtverhältnisse bei leerem Schiff durchweg eingetunnelte Schrauben haben, deren Tunnel häufig hinter der Schraube heruntergezogen werden müssen, tritt bei diesen der Propellerstrahl in Richtung zur Kanalsohle aus, wodurch eine erhöhte Rückstromgeschwindigkeit hervorgerufen wird, wenn die Tunnelbleche nicht im letzten Teil leicht nach oben gekrümmt werden [3, 6, 7]. Die HSVA hat seinerzeit verschiedene Maßnahmen geprüft bzw. entwickelt, durch die der Sohlenangriff auf ein Mindestmaß reduziert werden konnte. Eine davon ist das oben angegebene Abkrümmen des Tunnels im letzten Teil. Alle Maßnahmen hatten das gemeinsame Ziel, die Austrittsrichtung des Propellerstrahls zur Wasseroberfläche hin abzulenken.

Durch Veränderung der Form des Kanalprofils bei Einhaltung des Wasserquerschnittes und der Wassertiefe läßt sich die Rückstromgeschwindigkeit nur in engen Grenzen beeinflussen, wie Abb. 14 zeigt.

Eine Vertiefung des Kanalprofils bei gleichbleibendem Wasserquerschnitt vermindert die Rückstromgeschwindigkeit weitaus wirksamer. Bei 1,0 m/s Rückstromgeschwindigkeit steigt die zulässige Kanalgeschwindigkeit bei 3,9 m Tiefgang von 8,75 km/h bei Profil E auf 9,35 km/h bei Profil D (7 %) und bei 2,58 m Tiefgang von 11,35 km/h bei Profil E auf 12,3 km/h bei Profil D (8 %), im Mittel also um etwa 7,5 %.

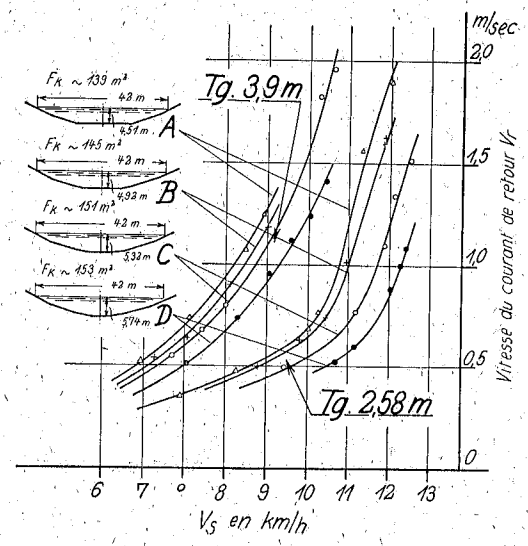
Nahezu der gleiche Gewinn wird erzielt, wenn bei gleicher Kanaltiefe der Wasserquerschnitt um ca. 10 % vergrößert wird. Bei 1,0 m/s Rückstromgeschwindigkeit steigt die zulässige Kanalgeschwindigkeit bei 3,9 m Tiefgang von 8,25 km/h auf 8,75 km/h (6 %) und bei 2,58 m Tiefgang von 10,75 km/h auf 11,35 km/h (5,5 %), im Mittel um 5,25 %.

Durch gleichzeitige Vergrößerung des Wasserquerschnittes und Vertiefung des Kanals ergeben sich die größten Vorteile (vgl. Abb. 14, Profil A und D). Bei 1,0 m/s Rückstromgeschwindigkeit

steigt die Kanalgeschwindigkeit bei 3,9 m Tiefgang von 8,25 km/h in Profil A auf 9,35 km/h in Profil D (13,5 %) und bei 2,58 m Tiefgang von 10,76 km/h in Profil A auf 12,3 km/h in Profil D (14 %), im Mittel also um 13,75 %.

Man kann aus diesen Ergebnissen eindeutig feststellen, daß in bezug auf die Rückstromgeschwindigkeit die Kanaltiefe den entscheidendsten Einfluß auf die zulässige Kanalgeschwindigkeit ausübt. Bei Ausfahren der Leistung bis zur angenommenen Rückstromgeschwindigkeit von 1,0 m/s bringt eine Vertiefung von 27 % in Kanalmitte eine Steigerung der Schiffsgeschwindigkeit von 7,5 % gegenüber nur 1,5 % erhöhter Geschwindigkeit bei Begrenzung auf die für Selbstfahrer wirtschaftliche Schleppleistung von 100 EPS.

Eine Querschnittsvergrößerung um 10 % ergibt bei gleicher Wassertiefe einen Geschwindigkeitsgewinn von 5,5 % gegenüber 7,75 % beim Vergleich bei gleicher Schleppleistung von 100 EPS.



Vitesse du courant de retor Rückstromgeschwindigkeit

Abb. 14 Einfluß von Kanalquerschnitt und -tiefe auf die maximale Rückstromgeschwindigkeit.

Einfluß der Profilform auf die maximale Rückstromgeschwindigkeit. (Wasserquerschnitt konstant.)

Durch Veränderung der Profilform bei gleichem Wasserquerschnitt und gleicher Wassertiefe erhöht sich die Geschwindigkeit

im Rechteckprofil gegenüber Fahrt im Trapezprofil um 3,5 % bei 1,0 m/s Rückstromgeschwindigkeit und um 6,5 % beim Vergleich bei 100 EPS,
im Rechteck-Trapezprofil gegenüber Fahrt im Trapezprofil um 1,75 % bei 1,0 m Rückstromgeschwindigkeit und um 5 % bei Fahrt bei 100 EPS.

Wird der Kanal zugleich in seinem Wasserquerschnitt vergrößert und vertieft, dann erhält man die größte Geschwindigkeitssteigerung um 13,75 % gegenüber 9,25 % beim Schleppleistungsvergleich.

Während also in bezug auf den Leistungsbedarf das Rechteckprofil F das günstigste ist, bietet hinsichtlich

der Rückstromgeschwindigkeit und damit der zulässigen Kanalgeschwindigkeit das Muldenprofil die größten Vorteile. Bei der angegebenen Rückstromgeschwindigkeit von 1,0 m/s ist die im Muldenprofil erreichbare Geschwindigkeit um etwa 4% höher als im Rechteckprofil, während bei gleichem Leistungsaufwand von 100 EPS im Rechteckprofil eine 5% höhere Geschwindigkeit gefahren werden kann als im Muldenprofil, diese 5% höhere Geschwindigkeit kann aber nur bei einer um 25% zu hohen Rückstromgeschwindigkeit gefahren werden.

Die physikalische Erklärung für die Ergebnisse der Rückstrommessungen ist folgende:

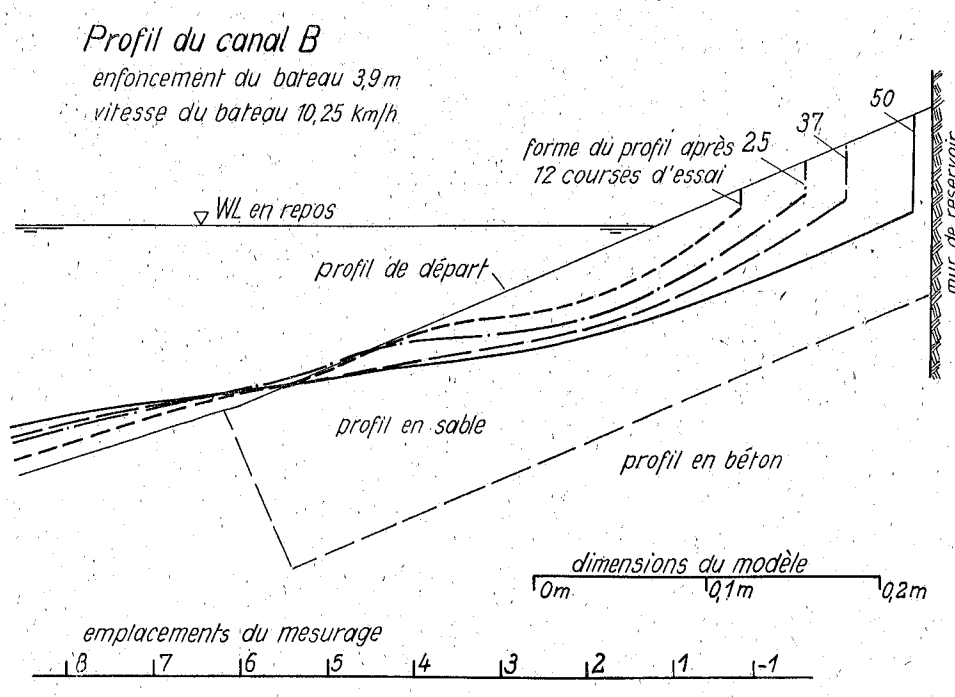
Je größer in einem Kanal die Wasserspiegelbreite ist, um so mehr wird das vom Schiff verdrängte Wasser in Oberflächennähe zurückströmen können. In einem Rechteckprofil wird der Wasserrückstrom infolge der geringeren Wasserspiegelbreite mehr zur Kanalsohle hin verlagert. Bei gleichem Wasserquerschnitt und gleicher Wassertiefe ist also in dieser Hinsicht ein Trapezprofil oder ein Rechteck-Trapezprofil günstiger als ein Rechteckprofil, während bei vergrößerter Wassertiefe (Muldenprofil) sich der Wasserquerschnitt unterhalb des Schiffsbodens zusätzlich vergrößert und deshalb die örtliche Rückstromgeschwindigkeit hier geringer wird. Dieser Einfluß ist sogar wirksamer als der Vorteil größerer Wasserspiegelbreite, weshalb das Muldenprofil am günstigsten ist.

In den Auftragstrecken eines Kanals ist der Sohlenangriff von entscheidender Bedeutung, weil beim Durchspülen der Dichtungsschicht der Kanal auslaufen und außerdem großer Flurschaden hervorgerufen werden kann. Für alle Kanalstrecken gemeinsam von besonderer Wichtigkeit ist aber der Zustand der Böschungen, so daß die Beseitigung ihrer Beschädigungen durch die Schiffahrt den überwiegenden Teil der Unterhaltungskosten ausmacht. Wie schon im Abschnitt I erwähnt, werden die Ufer der deutschen Großschiffahrtskanäle durch Steinschüttungen befestigt, die sich bei einer Böschungsneigung von 1 : 3 von 1 m über bis 1 m unter dem Wasserspiegel erstrecken. Durch Kolkversuche sollte nun festgestellt werden, ob dieser Bereich groß genug ist und wie sich der Böschungsangriff bei Vertiefung des Kanals und gleichzeitiger Vergrößerung des Wasserquerschnitts verändert. Zu diesem Zweck wurde aus den Magerbetonprofilen der Versuche ein Teil der Böschung herausgenommen und mit Grobsand (Korngröße ca. 0,5 bis 3 mm) wieder aufgefüllt. Diese Modellsandböschung ist vor Versuchsbeginn in 3 je 400 mm voneinander entfernten Querebenen durch Meßnadeln mit 50 mm Abstand aufgemessen worden. Anschließend fuhr das selbstangetriebene Modellschiff 50 mal über die Sandstrecke. Danach wurden die eingetretenen Veränderungen in den gleichen Querebenen wie vorher aufgemessen und ein Mittelwert aus den Ergebnissen der 3 Meßebenen gebildet, um Aufmeßfehler möglichst auszugleichen. Jetzt wurden die Auskolkungen wieder aufgefüllt, das Profil glattgestrichen, neu aufgemessen und der Versuch für die nächste Geschwindigkeit wiederholt.

Bei diesen Versuchen ist bewußt auf eine Ähnlichkeit zwischen dem gewählten Grobsand und der Steinschüttung der Großausführung verzichtet worden, da es zunächst darauf ankam, ein Material zu finden, das in relativ kurzer Zeit schon eine klare Veränderung am Profil ergab, andererseits jedoch so widerstandsfähig war, daß es bei der vorliegenden Böschungsneigung genügend Standfestigkeit besaß. Durch diese Vernachlässigung der Maßstabsähnlichkeit wird jedoch der relative Vergleich zwischen den einzelnen Profilen, auf den es hier vor allen Dingen ankommt, nicht berührt.

Da diese Versuche sehr zeitraubend und dementsprechend kostspielig sind, mußten sie auf die Profile A, B, C und D bei Tiefgang 3,9 m und in Profil C außerdem noch für Tiefgang 4,1 m beschränkt werden.

Das Ergebnis eines solchen Versuches zur Ermittlung des Böschungsangriffs durch die Wellenbildung des Schiffes ist für Profil B bei 3,9 m Tiefgang und eine Geschwindigkeit von 10,25 km/h auf Abb. 15 wiedergegeben. In diesem Fall sind



profil du canal B enfoncement du bateau 3,9 m vitesse du bateau 10,25 km/h	Kanalprofil B Schiffstiefgang 3,9 m Schiffsgeschw. 10,25 km/h
Forme du profil après 12 courses d'essai	Profilform nach 12 Meßfahrten
WL en repos	WL Ruhe
profil de départ	Ausgangsprofil
profil en sable	Sandprofil
profil en béton	Betonprofil
dimensions du modèle	Modellabmessungen
emplacements du mesurage	Meßstellen
mur de reservoir	Tankwand

Abb. 15. Böschungsangriff im Kanalprofil B aufgemessen nach 12, 25, 37 und 50 Meßfahrten.

Kolkfläche und Kolktiefe abhängig von der Anzahl der Meßfahrten.

Böschungsangriff bei verschiedenen Schiffsgeschwindigkeiten.

die Böschungsveränderungen nach 12, 25, 37 und 50 Meßfahrten aufgenommen worden, bei allen weiteren Versuchen ist jeweils nur eine Aufmessung nach der 50. Fahrt vorgenommen worden.

Es zeigt sich, daß die ausgekolkte Querschnittsfläche direkt proportional mit der Anzahl der unternommenen Meßfahrten zunimmt, sie bietet also ein brauchbares Vergleichsmaß für die Versuche. Weiter zeigt sich, daß auch der Bereich

des Böschungsangriffes mit der Zahl der Meßfahrten größer wird. Bei der sehr hohen Geschwindigkeit von 10,25 km/h auf Abb. 15 erstreckt sich dieser Bereich nach 12 Meßfahrten bis ca. 1,5 m unter dem Wasserspiegel und erweitert sich bei 50 Fahrten bis auf etwa 2 m unter dem Wasserspiegel. Unterhalb dieser Grenze wird das ausgekolkte Material wieder aufgelandet — hier ist also eine Steinschüttung nicht mehr notwendig. Abgesehen davon, daß bei den praktisch erreichbaren kleineren Geschwindigkeiten dieses Gebiet nur bis knapp 0,7 m unter die Oberfläche reichen würde, muß noch die Modellunähnlichkeit des Böschungsmaterials berücksichtigt werden. Die Original-Steinschüttung ist widerstandsfähiger, die obengenannten Werte werden also mit Sicherheit nicht überschritten, so daß für die untersuchten Fälle bei Fahrt in Kanalmitte die vorgesehene Steinbefestigung von ± 1 m, bezogen auf den Wasserspiegel, ausreichend ist.

Im Rahmen eines Ergänzungsprogramms von Kolkversuchen mit aus Mitte Kanal fahrenden Selbstfahrern auf verschiedenen Tiefgängen, wobei das Schiff stets soweit aus Kanalmitte fuhr, daß die Kanalböschung von der außenliegenden Schiffskimm während der Fahrt nahezu berührt wurde, zeigte sich, daß hier der halbbeladene Selbstfahrer (Tg. ca. 1,5 m) am ungünstigsten ist, weil die Auskolkungen im Bereich der Kimm am stärksten sind und dies Gebiet hier eben unterhalb der Steinschüttung liegt, also die Gefahr besteht, daß die Schüttung unterspült wird. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, für die Binnenkanäle die Steinschüttungen möglichst bis 3 m unter den Wasserspiegel auszudehnen.

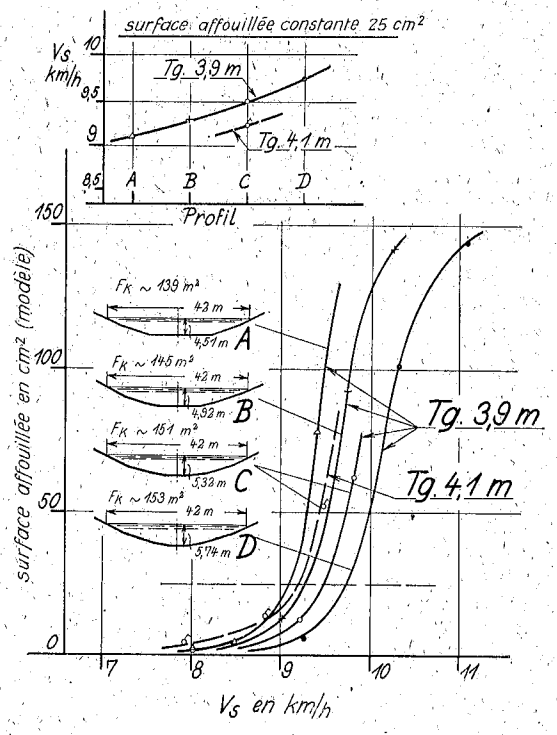
Die Gesamtergebnisse aller Kolkversuche mit 50 Fahrten zeigt Abb. 16. Aus diesen Versuchen ergibt sich folgendes: Bei Zugrundelegung einer Rückstromgeschwindigkeit von 1 m/s an der Kanalsohle kann auf 3,9 m Tiefgang im Profil A eine Geschwindigkeit von 8,25 km/h gefahren werden. Bei gleichem Böschungsangriff würde sich diese Geschwindigkeit im Muldenprofil D (etwa 10% größerer Wasserquerschnitt und 27% größere Wassertiefe in Kanalmitte) auf 8,85 km/h erhöhen. Bei dieser Geschwindigkeit beträgt die Rückstromgeschwindigkeit in Profil D nur 0,86 m/s und die ausnutzbare Schleppleistung von 86 EPS bei Profil A vermindert sich auf 64 EPS in Profil D.

Bei gleichem Böschungsangriff in Profil A und D erhöht sich die Kanalgeschwindigkeit in D also um 7%, wobei sich die Rückstromgeschwindigkeit in Profil D auf 86% und die erforderliche Schleppleistung auf 74,5% der in Profil A erforderlichen Beträge vermindert.

Während also für 3,9 m Tiefgang in Profil D bei Zugrundelegung gleicher Schleppleistung (100 EPS) die Geschwindigkeit gegenüber Profil A um 11% und bei Zugrundelegung gleicher Rückstromgeschwindigkeit sogar um 13,5% ansteigt, erhöht sie sich bei Zugrundelegung des gleichen Böschungsangriffs nur um 7%. Das Oberflächen-Wellensystem des Schiffes ist also am wenigsten durch Veränderungen am Kanal zu beeinflussen. Es bliebe noch zu untersuchen, ob hier möglicherweise eine Kanalverbreiterung (Profil E) vorteilhaft wäre.

Es wäre jetzt noch der Einfluß des Tiefganges auf den Böschungsangriff festzustellen. Hierfür können die in Profil C für die Tiefgänge 3,9 m und 4,1 m unternommenen Versuche herangezogen werden. Bei gleicher Rückstromgeschwindigkeit von 1 m/s vermindert sich die Geschwindigkeit von 8,8 km/h bei Tiefgang 3,9 m auf 8,45 km/h bei 4,1 m Tiefgang, also eine Geschwindigkeitsabnahme von 4%. Bei konstanter Schleppleistung von 100 EPS vermindert sich die Ge-

schwindigkeit von 9,05 km/h auf 8,7 km/h, also ebenfalls um 4 %, während bei Zugrundelegung des gleichen Böschungsangriffes die Geschwindigkeit sich von 8,6 km/h auf 7,75 km/h vermindert, d. h. um 10 %. Hieraus folgt also, daß der Einfluß durch den Böschungsangriff sehr stark vom Tiefgang abhängig ist, eine Folge davon, daß das Wellenbild um so ausgeprägter wird, je tiefer das Schiff



surface affouillée constante — Kolkfläche konstant
surface affouillée en cm² (modèle) — ausgekolkte Fläche in cm² (Modell)

Abb. 16. Böschungsangriff abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit.

Gemessene Wasserspiegelabsenkung an der Böschung bei verschiedenen Kanalquerschnitten und Tiefgängen.

eintaucht. Es ist also mit ziemlicher Sicherheit zu erwarten, daß bei den Tiefgängen, wie sie in Binnenschiffahrtskanälen üblich sind (die hier angeführten Kolkversuche waren ja auf die ungünstigeren Verhältnisse der Seeschiffahrtskanäle abgestellt), der Böschungsangriff selbst bei den hier zulässigen höheren Geschwindigkeiten weniger stark ausgeprägt ist. Offen bleibt noch, w i e sich bei kleineren Tiefgängen der Einfluß durch die Kanalform und -größe auf den Böschungsangriff auswirkt. Diese Frage wäre noch zu untersuchen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind an Hand umfangreichen Versuchsmaterials folgende grundsätzliche Erkenntnisse gewonnen worden:

1. Von der Schiffahrtsseite aus ist in bezug auf eine möglichst ökonomische Leistungsausnutzung und in nautischer Hinsicht (absolut sicheres Manöverieren ohne Gefahr einer Grundberührung) das Rechteckprofil die günstigste Lösung.

2. Vom Standpunkt der Kanalunterhaltung ist hinsichtlich des geringsten Angriffs der Kanalsohle (kleinste Rückstromgeschwindigkeit) das Muldenprofil optimal. Im Rechteckprofil ist die Rückstromgeschwindigkeit etwa 25 % höher. In bezug auf den Böschungsangriff ist dagegen ein Rechteckprofil die optimale Lösung, da hier wegen der notwendigen massiven Bauart Böschungsangriffe nahezu wirkungslos bleiben.

Zur Abrundung der Ergebnisse sind noch die größten Wasserspiegelabsenkungen an der Kanalböschung (tiefstes Wellental) aus Wellenfotos ausgewertet worden (vgl. Abb. 17). Bei kleinen Geschwindigkeiten befindet sich die größte Spiegelabsenkung etwa bei Mitte Schiff; sie ver-

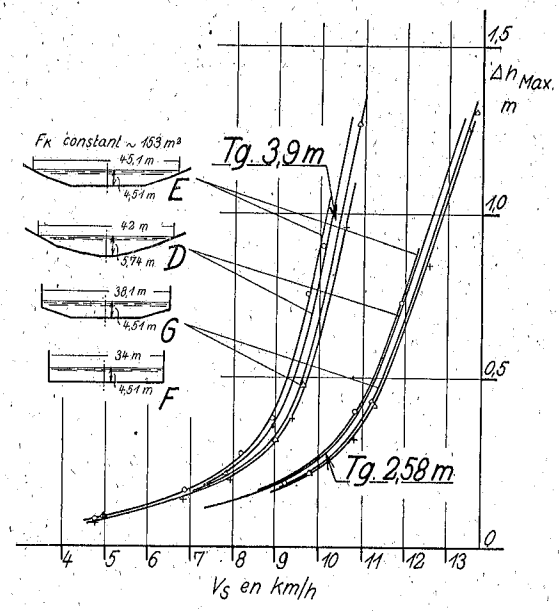


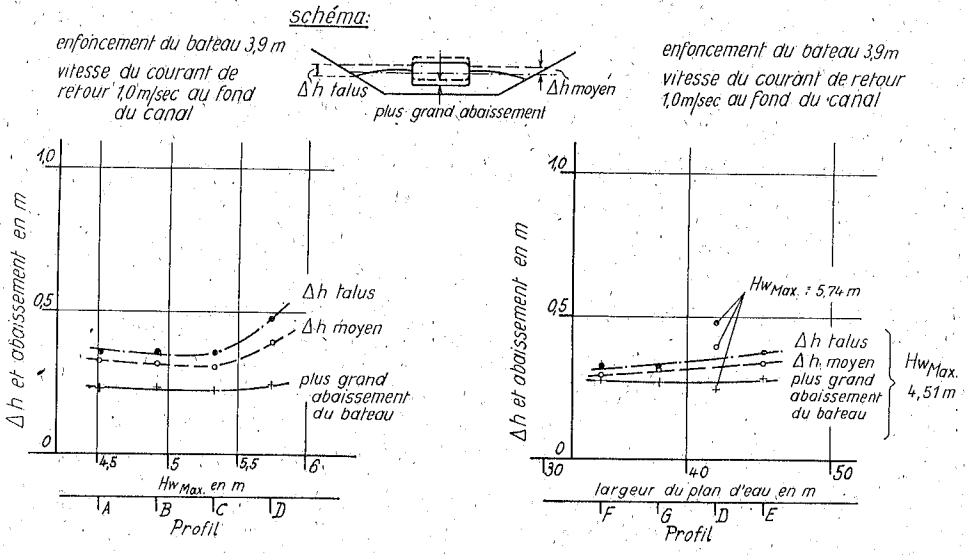
Abb. 17. Gemessene Wasserspiegelabsenkung an der Böschung bei verschiedenen Kanalprofilen von gleichem Wasserquerschnitt.

lagert sich mit steigender Geschwindigkeit immer weiter in Richtung zum Heck. Hier ist das Eigenwellensystem des Schiffes noch nicht besonders stark ausgeprägt. Bei hohen Geschwindigkeiten, also im Bereich des starken Widerstandsanstieges, wo auch das Eigenwellensystem des Schiffes sich stärker auswirkt, bildet sich mit einer sehr starken Absenkung die für Fahrt auf flachem Wasser charakteristische Querwelle am Heck aus.

Sämtliche Versuchs- und Rechnungsergebnisse sind für die wichtigsten Vergleichszustände in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die wesentlichen Ergebnisse dieser Tabelle sind bereits eingehend behandelt worden, so daß jetzt nur noch kurz der Vergleich zwischen Meß- und Rechnungsergebnissen angestellt zu werden braucht. Miteinander vergleichbar sind die gerechneten mittleren Wasserspiegelabsenkungen, die mittlere Absenkung des Schiffes und die mittlere Wasserspiegelabsenkung an der Böschung, wobei jedoch folgende Einschränkungen zu machen sind: Gemessen wurde die größte Absenkung des Schiffes, um, wie schon erwähnt, die Lage des jeweils ungünstigsten Punktes des Schiffes zum Kanalboden zu erfassen. Während nun beim großen Tiefgang von 3,9 m im praktisch in Frage kommenden Bereich der Schiffs-

geschwindigkeit die Trimmwinkel so klein sind, daß sie für diesen Vergleich vernachlässigt werden können, sind beim kleinen Tiefgang von 2,58 m die Trimmwinkel schon sehr groß, so daß die in den Tabellen angegebenen Werte sehr stark durch den Trimmwinkel über den Wert der mittleren Absenkung hinaus vergrößert sind. Bei den gemessenen maximalen Wasserspiegelabsenkungen an der Böschung gilt sinngemäß die gleiche Einschränkung. Bei dem für den großen Tiefgang in Frage kommenden Geschwindigkeitsbereich entsprechen die Werte etwa den Wasserspiegelabsenkungen in der Nähe des Mittelschiffs, also für den gleichen Bereich, auf den die Wasserspiegel-Absenkungs-Berechnungen abgestellt sind. Bei den absolut höheren Schiffsgeschwindigkeiten des kleinen Tiefganges dagegen wird die Absenkungswelle durch die stärker ausgeprägte Eigenwelle des Schiffes überlagert; hinzu kommt, daß es technisch nur möglich war, das jeweils tiefste Wellental des Gesamt-Wellensystems bei der Auswertung zu erfassen, so daß auch hier die angegebenen Werte z. T. wesentlich höher sind, als der mittleren Absenkung des Wasserspiegels entspricht.



enfoncement du bateau	Schiffstiefgang
vitesse du courant de retour 1,0 m/sec. au fond du canal	Rückstromgeschwindigkeit 1,0 m/sec am Kanalboden
talus	Böschung
moyen	Mittel
plus grand abaissement du bateau	gr. Abs. Schiff
largeur du plan d'eau en m	Wasserspiegelbreite in

Abb. 18. Wasserspiegel- und Schiffsabsenkung.

Der angestrebte Vergleich zwischen Messung und Rechnung kann also nur für den großen Tiefgang von 3,9 m als einigermaßen zuverlässig angesehen werden (vgl. Abb. 18, Profile A bis D und D bis G). Man erkennt die allgemeine Tendenz, daß die Absenkungen am Schiff am kleinsten und die an der Böschung am größten sind; das Rechnungsergebnis für die mittlere Absenkung liegt sinngemäß zwischen beiden. Es ergibt sich also das auf Abb. 18 oben schematisch gezeichnete Absenkungsbild für Kanalfahrt, woraus zu entnehmen ist, daß die Rückstromgeschwindigkeiten in der Nähe des Schiffes ebenfalls kleiner sind als an den Kanalböschungen, ein Ergebnis, das seine Bestätigung auch in den Rückstrommessungen fand.

Tab. 1 Zusammenstellung der Schiffsgeschwindigkeiten
a) bei Ausnutzung der Schleppleistung von 100 EPS
b) bei Ausnutzung der Rückstromgeschwindigkeit $v_r = 1$ m/s

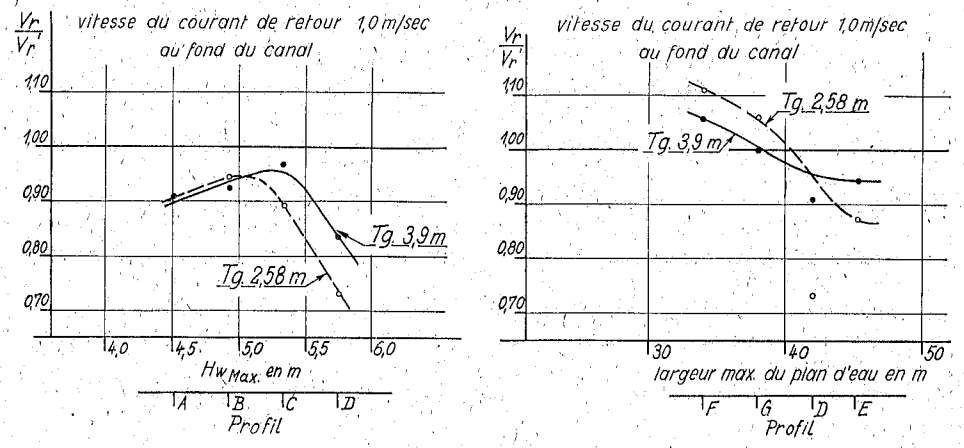
Profil	F_k	Tg.	$n = F_k/F_s$	H_w	$R = F_e/U$	B_w	B_N	a) Schleppleistung 100 EPS: V_s	V_s in % von V_{kr}	V_r	V_r'	b) Rückstrom $V_r = 1$ m/s: V_s	V_r	max. Absenk. Schiff	Δ h mittel/ Böschung	Erforderl. EPS
	m^2	m		m	m	m	m	km/h		m/s	m/s	km/h	m/s	cm	cm	
A	139	2,58	6,55	4,51	3,18	42,0	29,7	10,75	61,5	1,00	1,09	10,76	1,10	47	40/51,2	117
		3,9	4,35					8,4	50	1,04	1,16	8,25	1,10	23	32/36	100
B	146	2,58	6,84	4,92	3,32	42,0	29,7	10,95	60,5	0,97	1,04	11,0	1,06	47,5	39,6/52,1	121
		3,9	4,54					8,75	51	1,08	1,17	8,55	1,08	24	32/35	94
C	151	2,58	7,12	5,32	3,45	42,0	29,7	11,2	60	0,76	0,95	11,7	1,13	66,8	43,2/71,4	177
		3,9	4,72					9,05	51	1,07	1,14	8,8	1,04	22	32/36	94
		4,1	4,5					8,7	49,8	1,10	1,13	8,45	1,05	26	31/33	91
D	153	2,58	7,21	5,74	3,48	42,0	29,7	11,55	61,5	0,66	1,02	12,3	1,37	87	65/86	228
		3,9	4,78					9,35	53	1,01	1,20	9,35	1,20	25	40/48	119
E	153	2,58	7,21	4,51	3,28	45,3	32,7	11,45	64	1,10	1,19	11,35	1,15	58,5	43,3/53,6	106
		3,9	4,78					9,15	54	1,14	1,20	8,75	1,06	28	34/38	86
F	153	2,58	7,21	4,51	3,55	34,0	34,0	12,30	65,2	1,30	1,00	11,82	0,90	74	34/60	88,5
		3,9	4,78					9,7	53,5	1,22	1,12	8,98	0,95	28	29/32	71
G	153	2,58	7,21	4,51	3,56	38,1	34,9	12,1	65	1,37	1,08	11,58	0,94	63,5	36/53	88,5
		3,9	4,78					9,55	53,5	1,21	1,19	8,88	1,0	27	31/32	72

Erklärung der Symbole der Tab. 1

F_k = Wasserquerschnitt des Kanals in Ruhe
Tg. = Tiefgang des Schiffes
F_s = eingetauchter Schiffs-Hauptspant
n = Querschnittsverhältnis
H_w = Wassertiefe des Kanals in Kanalmitte in Ruhe
F_e/U = hydraulischer Radius in Ruhe
$F_e = F_k - F_S$ = effektiver Wasserquerschnitt in Ruhe
B_w = Wasserspiegelbreite in Ruhe
B_N = nutzbare Kanalbreite, gemessen in Höhe des Schiffsbodens in Ruhe
V_s = Schiffsgeschwindigkeit
V_{kr} = Stauwellengeschwindigkeit
V_r = gemessene Rückstromgeschwindigkeit am Kanalboden
V_r' = berechnete mittlere Rückstromgeschwindigkeit im Kanalprofil
max. Abs. = Absenkung des ungünstigsten Punktes am Schiff im Vergleich zur Ruhelage
Δ h mittel = berechnete mittlere Wasserspiegelabsenkung
Δ h Böschg. = gemessene größte Wasserspiegelabsenkung an der Böschung, tiefstes Wellental
EPS = effektive Schleppleistung des Schiffes

Ein Vergleich zwischen dem Trapez- und dem Rechteckprofil (E und F) bestätigt eindeutig die bei den Rückstrommessungen gemachte Beobachtung, daß die Rückstromgeschwindigkeit im Rechteckprofil gleichmäßiger verteilt ist als im Trapezprofil, wo sich der Bereich größter Rückstromgeschwindigkeit, wie schon früher erwähnt, mehr im Bereich der Oberfläche und hier vor allem in Böschungsnähe befindet. Noch klarer zeigt sich dies Resultat im Muldenprofil D, wo die Absenkung des Schiffes am kleinsten ist (hier befindet sich also der Bereich geringster Rückstromgeschwindigkeit), während die Absenkung in Böschungsnähe die höchsten Werte ergibt (Bereich größter Rückstromgeschwindigkeiten) (vgl. Abb. 18, Ergebnisse der Profile D, E, F und G). Hieraus läßt sich nun auch noch folgern, daß die Böschungsangriffe im Muldenprofil am ausgeprägtesten sein müssen und daß ein Trapezprofil gleicher Querschnittsgröße mit ziemlicher Sicherheit in bezug auf den Böschungsangriff günstiger sein würde.

Auf Abb. 19 sind die aus den gerechneten (V_r') und den gemessenen Rückstromgeschwindigkeiten (V_r) gebildeten Verhältniswerte V_r/V_r' abhängig von den Kanalprofilen, getrennt für die Profile A bis D und D bis G aufgetragen. Der



vitesse du courant de retour 1,0 m/sec. au fond du canal
largeur mar. du plan d'eau en m

Rückstromgeschwindigkeit 1,0 m/sec am Kanalboden
gr. Wasserspiegelbreite in m

Abb. 19. Vergleich von gemessener maximaler Rückstromgeschwindigkeit am Kanalboden V_r mit gerechneter mittlerer Rückstromgeschwindigkeit am Profil V_r'.

Vergleich der Profile A bis D, bei denen sowohl der Wasserquerschnitt als auch die Wassertiefe ungleich sind, zeigt zunächst, daß allgemein die Rückstromgeschwindigkeiten am Kanalboden unter 1,0 m/s, also kleiner als der errechnete Mittelwert sind. Sehr interessant ist aber der scheinbar von der Regel abweichende Verlauf der Kurven; der Verhältniswert ist am größten nicht etwa, wie zunächst zu erwarten, in dem Profil mit absolut kleinster Wassertiefe und damit kleinstem Wert für die Wassertiefe unter dem Kiel, sondern das Maximum liegt bei einem größeren Profil und zwar für den kleinen Tiefgang etwa bei B und für den großen Tiefgang sogar erst bei C!

Die Erklärung ist wohl, das vom Schiff verdrängte Wasser kann sowohl an den Schiffsseiten als auch unter dem Boden zurückströmen. Je enger nun der Abstand zwischen Schiff und Kanalboden, d. h. je kleiner und flacher der Kanal wird, um so stärker ist der Widerstand, den das zurückströmende Wasser unterhalb des

Bodens findet zumal dann, wenn sich das Schiff außerdem noch steuerlastig vertrimmt. Das Wasser wird dann versuchen, den Weg des geringsten Widerstandes zu nehmen, also an den Seiten des Schiffes vorbei zu fließen.

Die Ergebnisse der Profile D bis G, also über den Einfluß der Kanalform bei gleichem Wasserquerschnitt, zeigen, daß bei gleicher Wassertiefe und gleichem Schiffstiefgang die Rückstromgeschwindigkeit am Boden, bezogen auf den gerechneten Mittelwert, um so größer ist, je geringer die Wasserbreite ist. Diese Tendenz verstärkt sich mit abnehmendem Schiffstiefgang. Durch Vergrößerung der Kanal-Wassertiefe verschiebt sich dies Verhältnis zugunsten der Bodengeschwindigkeit (vgl. Ergebnis Profil D).

III. Einfluß der Querschnittsform auf die Unterhaltungskosten.

Bei den schrägen Ufern des Muldenprofils D und des Trapezprofils E sind die Bau- und Unterhaltungskosten der Böschungsbefestigung gleich groß, bei den Steilufern der Profile F und G sind die Baukosten unterschiedlich, die Unterhaltungskosten aber verschwindend gering.

Die übliche Böschungsbefestigung besteht aus einer unteren Lage von 10 cm Splitt und einer 20 cm dicken Decklage aus Schüttsteinen. Der Preis beträgt etwa 13 DM/m². Wird die Befestigung bis zur Sohle, also bis auf 3 m Wassertiefe, heruntergeführt (vgl. Ic und die Kolksversuche unter II), so sind bei Neigung 1 : 3 im ganzen rd. 13 m Uferbreite zu befestigen.

Die untersuchten Profile haben die Böschung 1 : 2¼. Ihre Befestigung muß stärker sein, sie erhält eine 25 cm dicke Unterbettung aus Grand und eine ebenso starke Deckung aus gepackten Steinen. Bei Kanälen mit starkem Wellenschlag und Sog sind bei dieser Deckung noch Verstärkungen in der Wasserwechselzone notwendig, wie vom zweitgenannten Verfasser [8] dargelegt. Die gepackte Deckung kostet etwa 19 DM/m². Ihre Breite vermindert sich aber auf rd. 10 m. Für 1 m Kanalböschung ist der Preisunterschied daher gering, nämlich 170 zu 190 DM. Es soll mit einem Mittelpreis von 180 DM je m Ufer oder 360 DM je m Kanal gerechnet werden.

Die Unterhaltungskosten betragen jährlich etwa 1 v. H. der Anlagekosten. Sie vermindern sich, wenn ein geschlossener Pflanzengürtel am Ufer vorhanden ist.

Das Steilufer des Rechteckprofils F mit 4,5 m Wassertiefe erfordert den größten Kostenaufwand. Auch wenn die Stahlwand mit 4 : 1 zurückgelehnt und verankert wird, entsteht bei mittleren Bodenwerten ein Preis von 650 DM je m Ufer oder 1300 DM je m Kanal.

Beim Rechteck-Trapezprofil G sind nur 2,1 m Wassertiefe vorhanden. Der Preis der Stahlwand ermäßigt sich auf 280 DM und 560 DM je m Kanal. In beiden Fällen würde die Spundwand 0,5 m über Wasser hinausragen und etwa 3 bzw. 2 m in den Boden einbinden.

Nach den Erfahrungen am Dortmund—Ems-Kanal sind die Unterhaltungskosten der Spundwände sehr gering. Der Anstrich der Wände ist gelegentlich auszubessern. Auch braucht mit Kolkungen an den Wänden nicht gerechnet zu werden. Vielmehr sind Auflandungen an den Wänden beobachtet worden, welche aus dem Angriff der Schiffsschrauben auf die 3,5 m tief liegende Sohle stammen und zum Teil durch niedrige Wasserstände während der letzten Kriegsjahre begünstigt wurden.

Für die Unterhaltung des Querschnitts dürfte es billiger sein, solche Auflandungen dann zu beseitigen, wenn sie stören, als durch Bekiesung der Sohle etwaige Kolkungen verhindern zu wollen. Die Kosten solcher Baggerung brauchen

nicht in v. H. der Anlagekosten für die Spundwand angerechnet zu werden, sondern sie wären nach den Kosten für den Bodenaushub einzusetzen. Mit Ausnahme des Muldenprofils bedürfen aber alle Querschnitte der gelegentlichen Nachbaggerung. Ihr Umfang und ihre Kosten sind kaum im voraus zu schätzen. Wenn sie daher nicht in Rechnung gestellt werden, so geschieht es zu einem geringen Nachteil für das Muldenprofil.

Werden die Baukosten je m Kanal der verschiedenen Profile in Betracht gezogen, so ergibt sich folgende Übersicht, wenn

der Grunderwerb zu 0,5 DM/m² für eine Fläche: Wasserspiegelbreite + 60 m je m Kanal,

der Bodenaushub für ein Gelände von 2 m über Wasserspiegel und beiderseitige Leinpfade mit einem Aushubpreis von 3 DM/m³ berechnet wird:

		D Mulde	E Trapez	F Rechteck	G Rechteck/Trap.
Grunderwerb	m²	102	105	94	98
	DM	51	52	47	49
Bodenaushub	m³	248	254	232	241
	DM	744	762	696	723
Uferbefestg.	DM	360	360	1 300	560
Abrundung	DM	5	6	7	8
		1 160	1 180	2 050	1 340

Werden die Unterhaltungskosten für die schrägen Böschungen mit 1 v. H., für die Spundwände mit 0,1 v. H. des Anlagewertes angesetzt und kapitalisiert (d. i. mit 20 multipliziert), so betragen die Baukosten rd.

D 1230 E 1250 F 2075 G 1350 DM/m.

Hieraus ergibt sich, daß die Steilufer des Profils G (Rechteck-Trapez) in wirtschaftlicher Hinsicht nahezu auf der gleichen Stufe stehen mit den üblichen Flachufern der Profile D (Mulde) und E (Trapez). Profil G ist den beiden anderen aber dadurch überlegen, daß es eine größere Lebensdauer hat und eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Uferangriffe bietet. Denselben Vorteil hat zwar auch das Rechteckprofil, dieses ist aber in den Anlagekosten erheblich teurer.

Das Profil G hat außerdem die größte nutzbare Breite (B_N) und den größten hydraulischen Radius (F/U). Die Wasserspiegelbreite ist kleiner als bei den Profilen mit Flachufern, infolgedessen sind die Brücken, Düker, Durchlässe und andere Bauwerke kürzer und erfordern weniger Bau- und Unterhaltungskosten.

Zu dem gleichen Ergebnis kommt auch Krey [9] auf Grund von Untersuchungen am Teltow-Kanal und Modellversuchen in der Berliner Schiffbauversuchsanstalt.

Schrifttum.

(1) W. Reinhardt, Die Entwicklung der Querschnitte von Binnenschiffahrtskanälen in Deutschland. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen Nr. 13, herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium 1949.

(2) H. Krey, Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser. Schiffbau 1913.

(3) K. Helm, Über den Einfluß von Form und Größe des Wasserquerschnitts usw. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen Nr. 14.

(4) Hilfer, Alte Gedanken im neuen Kleid, eine zeitgemäße Betrachtung zum Bau von Schiffahrtskanälen. Wasserwirtschaft 1951, Nr. 11, S. 397.

(5) Schaffran, Modell-Schleppversuche für Lastkähne im Kanalprofil. Schiffbau, 1915.
Vgl. auch Johow-Foerster, Hilfsbuch für den Schiffbau, 5. Aufl. 1928, Bd. I, S. 187 und
Schiffahrtskalender 1939 S. 158.

(6) Kempf-Helm, Grenzgeschwindigkeit für den Schleppzug im Kanal. Jahrb. Schiffbautechn. Ges., 1938.

(7) Kempf, Verminderung des Kanalsohlenangriffs durch Güterboote auf dem Fahrbereich des Mittelland-Kanals. Zeitschr. für Binnenschiffahrt 1938, Heft 11/12.

(8) O. Wöltinger, Über die Querschnittsausbildung und den Uferschutz von Seewasserstraßen in Abhängigkeit vom Schiffahrtsbetrieb. Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen Nr. 19.

(9) H. Krey, Die Querschnittsformen neuer Hauptwasserstraßen. Zentralbl. d. Bauverw. 1923, S. 341.

Über Schiffahrtszeichen und Signale auf Binnenwasserstraßen.

Von Dipl.-Ing. G. Wiedemann,
Regierungsbaudirektor im Bundesverkehrsministerium Bonn.

Zusammenfassung: Ein System von Schiffahrtszeichen und Signalen für Binnenwasserstraßen wird zur Zeit in Deutschland erörtert. Die Gesichtspunkte, nach denen es aufgestellt ist, sind:

1. Einheitliches System der Schiffahrtszeichen und Signale,
2. klare und eindeutige Erkennbarkeit.

Hierfür wurden die Aufgaben der Zeichen und Signale unterteilt in:

1. Fahrwasserbezeichnung,
2. Hinweise für die Schiffahrt auf besondere für die Schiffsführung wichtige Punkte oder Strecken im Fahrwasser,
3. Signale und Wahrschaudienst an Betriebsanlagen und Strecken,
4. Kennzeichnung der Fahrzeuge.

Für die technische Ausbildung kommt von den bekannten funktechnischen Hilfen nur Radar in Frage. Diese Entwicklung ist aber noch nicht abgeschlossen.

Ein Ausbau für Tag- und Nachtverkehr durch optische Mittel erscheint zur Zeit die geeignete Lösung. Ein Vorschlag hierfür wird kurz beschrieben. Auf Angleichung an Bezeichnung auf Seewasserstraßen wurde Wert gelegt.

Erwünscht ist die Schaffung eines internationalen Systems der Schiffahrtzeichen und Signale an Binnenwasserstraßen.

Der moderne Verkehr verlangt eine sichere, billige und jederzeit mögliche Verkehrsverbindung zwischen zwei beliebigen Orten. Mit wachsender Verkehrsdichte und Beschleunigung der Verkehrsmittel wachsen auch die Gefahren. Es ist daher Aufgabe jeder Verkehrsverwaltung, Sicherungsmaßnahmen vorzusehen, die die Gefahrenmomente auf ein Mindestmaß herabdrücken. Bei der Lösung dieser Aufgabe sind die Schwierigkeiten, die zu überwinden sind, bei den verschiedenen Verkehrsträgern sehr unterschiedlich. So sind z. B. die Verhältnisse des Seeverkehrs anders gelagert als die des Verkehrs auf den Binnenwasserstraßen. Der Verkehr auf den Binnenwasserstraßen muß im Gegensatz zum Seeverkehr mit ganz anderen Baumaßnahmen rechnen. Geringe Breiten und

Veränderlichkeit der Fahrwasser, Stromschnellen und Untiefen, scharfe Krümmungen, Unübersichtlichkeit und Einschnürung der Fahrwasser durch Kunstbauten, Wehr- und Schleusenanlagen, Dichte des Verkehrs u. a. m. erfordern besondere wasserbauliche Maßnahmen. Jedoch können aus Gründen der Wirtschaftlichkeit diese Maßnahmen nicht so weit getrieben werden, daß der Schiffsführer überall ein Fahrwasser vorfindet, in dem er, ohne besondere Vorsicht walten zu lassen, navigieren kann. Aufgabe der Verwaltung ist es, diese Gefahrenpunkte zu kennzeichnen, den Schiffsführer auf sie hinzuweisen und ihm Hilfsmittel zu geben, die die menschlichen Fähigkeiten bei Überwindung der Gefahrenmomente wirksam unterstützen. Diese Hilfsmittel sind die Schiffahrtszeichen und Signale.

Bei der historischen Entwicklung der deutschen Binnenwasserstraßen aus den einzelnen Stromgebieten ist es verständlich, daß diese Zeichen und Signale nicht nach einem übergeordneten Gesichtspunkt entstanden sind, sondern aus ihrer örtlichen Entwicklung übernommen wurden. In dem Bemühen, der Binnenschiffahrt eine möglichst vollkommene Hilfe durch ein inhaltlich und technisch wirkungsvolles System von Schiffahrtszeichen und Signalen zu geben, sind Vorarbeiten im Gange, hier eine Lösung zu finden. Die Grundsätze sollen im folgenden dargestellt werden.

Die Abwicklung des Verkehrsvorganges hängt neben dem technischen Zustand von Fahrzeug und Weg von der Tätigkeit des Fahrzeugführers ab. Diese Arbeit wird ihm erleichtert, wenn

1. ihm ein einheitliches System der Schiffahrtszeichen und Signale geboten wird,
2. die Schiffahrtszeichen und Signale technisch so ausgebildet werden, daß sie sicher und möglichst leicht in ihrer vollen Bedeutung zu erkennen sind.

Die Notwendigkeit der ersten Forderung ist evident. Hier kommt es darauf an, daß die Beteiligten, Schiffahrtstreibende und Behörden, sich über die Begriffe einigen, die an einer Wasserstraße in Zeichen und Signalen ausgedrückt werden sollen. Dies klingt sehr einfach. Wer sich mit der Aufgabe befaßt hat, wird aber wissen, daß hier manche Schwierigkeit zu überwinden ist. Schwierigkeiten, die aber oft mehr aus dem Fehlen der klaren Konzeption der Aufgabe und manchem Befangensein in historischen Überlieferungen bestehen, als in der Aufgabe selber. Es kommt bei Wasserstraßen, besonders bei natürlichen, der Einwand hinzu, daß sie nicht wie die Schienen technische Bauten mit gleicher technischer Anlage seien, sondern natürliche Gegebenheiten mit ihrem eigenen Charakter, daß man daher nicht die Regeln der einen Wasserstraße auf die andere übertragen dürfe. Dies ist sicher in vielem richtig. Aber um so mehr muß die einheitliche Ausbildung der Verkehrszeichen beachtet werden, denn der Verkehr ist einheitlich oder sollte es wenigstens werden. Die Zeichen müssen mindestens aber so festgelegt werden, daß ihre Bedeutung in einem Gebiet nicht dem in einem anderen geradezu widerspricht. Darum ist es wichtig, zuerst einen möglichst umfassenden Überblick über die zu fordernden Begriffe zu bekommen, damit danach die technische Ausgestaltung vorgenommen werden kann.

Aus den vorhandenen Anlagen in Deutschland sind folgende übergeordnete Begriffe für die Aufgaben der Zeichen und Signale festgestellt:

1. Fahrwasserbezeichnung.
2. Hinweise für die Schiffahrt auf besondere für die Schiffsführung wichtige Punkte oder Strecken im Fahrwasser.

3. Signale und Wahrschaudienst an Betriebsanlagen und Strecken.
4. Kennzeichnung der Fahrzeuge.

Sie galt es in eine technisch günstige Form zu bringen.

Hierbei wurde von folgendem Gesichtspunkt ausgegangen:

Der Schiffsführer hat neben seiner eigentlichen Tätigkeit der unmittelbaren Schiffsführung die Aufgabe, die für die Schiffsführung wichtigen Beobachtungen an- und auf der Wasserstraße auszuführen. Es ist daher sinnvoll und dient der Erleichterung dieser Aufgabe, wenn nicht die Fahrwasserzeichen, die Hinweiszeichen und die Signale und Wahrschausignale usw. jede für sich in einem System entwickelt werden, sondern alle diese Einrichtungen untereinander so abgestimmt sind, daß sie sich nicht widersprechen, ja daß sie möglichst schon durch die Art ihrer Erscheinung dem Schiffsführer angeben, zu welcher Kategorie sie gehören. Mit einem Wort, daß dieses ganze Gebiet als Einheit geplant wird.

Die Sinnesorgane des Schiffsführers, derartige Zeichen und Signale wahrzunehmen, sind das Auge und das Ohr. Dies gilt bei unmittelbarer Benutzung von Licht- und Schallzeichen bzw. Signalen. Dies gilt auch bei Benutzung von besonderen Geräten, wie Funk- oder Infrarot- oder Ultraschallanlagen.

Die Verwendung von Funkgeräten ist in der Seefahrt in weitgehendem Maße erprobt. Der Ausbau der funktechnischen Seezeichen ist in den letzten 6 Jahren sehr stark angewachsen. Es werden heute mit Erfolg für die Sicherheit der Schiffahrt eingesetzt das Radar-Verfahren für die Beobachtung der unmittelbaren Nachbarschaft des Schiffes, sowie für Hilfsanlagen von Land, die Funkfeuer, das sind Sender auf den Frequenzen 285 bis 315 kHz, für Standortfeststellung der Schiffe, die mit besonderen Peilempfängern ausgerüstet sind, und Langstreckennavigationsverfahren, wie Loran, Consol, Decca, die heute der Schiffahrt ermöglichen, auch in größerem Abstand von der Küste sich zu orientieren.

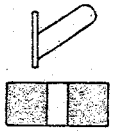
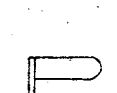
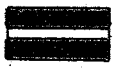
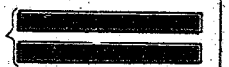
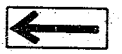
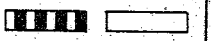
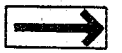
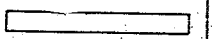
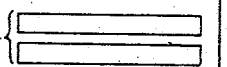
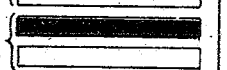
Für die Binnenschiffahrt kommen die Langstreckennavigationsverfahren nicht in Frage, da die Abmessungen der Binnenwasserstraßen dieses nicht erfordern. Auch die Verwendung von Funkfeuern würde für die Binnenschiffahrt keinen Vorteil haben, da es bei ihr nicht so sehr darauf ankommt, bei unsichtigem Wetter festzustellen, wo sie ist, sondern vielmehr, ob sie sich in dem richtigen Fahrwasser befindet. Aussichtsreich erscheint nach dem heutigen Stande der Technik allein die Verwendung von Meßfunk (Radar). Die Radarschiffsgeräte sind jedoch für die Verhältnisse auf See entwickelt. Das Auflösungsvermögen normaler Seeschiffsgeräte ist daher für die engen Binnenwasserstraßen so gering, daß sie heute für eine Navigation auf engen Binnenwasserstraßen noch nicht in Frage kommen. Es wird notwendig sein, daß hierfür Geräte entwickelt werden, die statt einer Reichweite von 40 bis 50 km eine solche von etwa 4 bis 5 km haben, dafür aber Gegenstände nicht in einem Abstand von 20 bis 50 m, sondern von 5 bis 6 m Abstand unterscheiden. Es wird auch unwahrscheinlich sein, daß die kleinen Binnenschiffahrtseinheiten Geräte zum Preise von etwa 25 000 bis 30 000 DM für diesen Zweck bestellen können. Hier müßte eine wesentliche Verbilligung eintreten. Außerdem wäre es notwendig, daß zusätzlich zu dem Radargerät jedes Schiff an Bord ein Ukw-Fernsprechgerät hat, um sich bei Nebel mit den anderen Schiffen zu verständigen und das Signalsystem zu benutzen, das so ausgebaut werden müßte, daß es über Ukw-Funk an die Schiffe vermittelt werden könnte. Es ist unwahrscheinlich, daß diese Maßnahmen schon in nächster Zeit getroffen

Kennziffer *code number*	Zweck *meaning*	Mittel *type of mark* am Tage *by day*	Mittel *type of mark* bei Nacht *by night*	Form und Farbe des Mittels *shape and colour of mark* am Tage *by day*	Form und Farbe des Mittels *shape and colour of mark* bei Nacht *by night*
1. 1. 1. 11.	Fahrwasser *fairway* Fahrwasserseiten *sides of channels*	Tonnen *buoys*	Leuchttonnen *light-buoys*	linkes Ufer *left bank* (X) X Topzeichen, wenn nötig *topmarks if required* rechtes Ufer *right bank* (X) (X)	Feuer mit ungerader Taktkennung *light with even numbered rhythmic charakters* Feuer mit gerader Taktkennung *light with odd-numbered rhythmic charakters* (ausnahmsweise auch rotes Feuer mit Taktkennung) *(red rhythmic lights excepted)*
1. 12	Ansteuerungspunkte *approache on river*	Baken *beacons*	Leuchtbaken *light-beacons*	linkes Ufer *left bank* Baken mit Toppzeichen, schwarz *beacons with topmarks, black* rechtes Ufer *right bank* Baken mit Toppzeichen, rot *beacons with topmarks, red*	Feuer wie 11 *light as 11*
1. 13	Stromzeichen *streammarks*	Baken mit Toppzeichen *beacons with topmarks*	beleuchtete Toppzeichen *lighting of topmarks*	linkes Ufer *left bank* Baken mit Toppzeichen, schwarz *beacons with topmarks, black* rechtes Ufer *right bank* Baken mit Toppzeichen, rot	Tageszeichen beleuchtet *lighting of sign boards*

1. 14	Einfahrten *entrances*	Baken *beacons*	Leuchtbaken *light-beacons*	linkes Ufer *left bank*	Baken, schwarz *beacons, black*		Feuer wie 11 und F. gn *light as 11 and F. G.*
				rechtes Ufer *right bank*	Baken, rot *beacons, red*		Feuer wie 11 und F. r. *light as 11 and F. R.*
1. 15	Durchfahrten, feste Brücken oder Wehre *passages, solid bridges or weires*	Zeichen *sign*	Leuchtzeichen *light-sign*	linkes Ufer *left bank*			F. gn. *F. G.*
				rechtes Ufer *right bank*			F. r. *F. R.*
1. 2	Wracks *wrecks*	Tonnen *buoys*	Leuchttonnen *light-buoys*	linkes Ufer *left bank*			Feuer *light* Blz. Grp. (3) gn. *Gp. Fl. (3) G*
				rechtes Ufer *right bank*			Blz. Grp. (2) gn. *Gp. Fl. (2) G*
2 2. 1	Hinweiszeichen *indicative marks* für besondere Strecke des Fahrwassers *section of fairway*	Zeichen *sign*	Leuchtzeichen *light-sign*	besondere Strecke *section*	Zeichen mit Spitze, weiß und rot *arrow white and red* z.B. *e.g.* Überholverbot bei NW *no overtaking at low water* Verbotener Liegeplatz *don't tie up (prohibited berth)*		Tageszeichen beleuchtet *lighting of sign boards*
2. 2	für besondere Punkte *points of fairway*			besondere Punkte *points*	Zeichen Rechteckform, weiß u. rot *square white and red* z.B. *e.g.* Annäherung an Fähre *approach to ferry* Kabelschutz-Ankerverbot *cable sign*	 	

Erklärung:
legend:

F.	=	Festfeuer
F.	=	*fixed light*
Fkl.	=	Funkelfeuer
Qk. Fl.	=	*quick flashing*
Fkl. unt.	=	Funkelfeuer unterbrochen
Int. Qk. Fl.	=	*quick flashing interrupted*
Blz. Grp.	=	Blitz Gruppe
Gp. Fl.	=	*group flashing*
r.	=	rot gn. = grün
R	=	*red G = green*

		Zeichen *sign*			
3. 1.	Fahrt *go*			Fahrt (Brücke, Schleuse geöffnet) *go (bridge, lock is opened)* 	Lichtsignal 2 F.gn. nebeneinander *light-signal 2 F.G. arranged horizontally*
3. 2	Halt *stop*			Halt (Brücke, Schleuse geschlossen) *stop (bridge, lock is closed)* 	
				Sperrung vorübergehend *closed to traffic temporary*	2 F.r. nebeneinander *2 F.R. arranged horizontally*
				Sperrung längere Zeit *closed to traffic for some time* 	2 F.r. untereinander *2 F.R. arranged vertically* statt F. auch Fkl. *in lieu of F. also Qk. Fl.* 
3. 3	Richtungs-signal *direction-signal*			Richtung nach links *direction to left* 	Lichtsignal 1 F.weiß-1 Gleichtakt weiß nebeneinander *light-signal 1 F.white-1 intermittend horizontally* 
				nach rechts *to right* 	
4	Wahrschau-signale *warning-signals*	Signalkörper oder Flaggen *shape signals or flags*	Lichtsignale *light-signals*		
4. 1	Ankündigung Talfahrt *attention for down-stream traffic*			Einzelfahrer *single vessel* / Schleppzug *tow* / Floß *float* — s. Rheinschiffahrts-Polizei-Verordnung *shipping ordinance for Rhine*	Lichtsignal 1 F. *light-signal 1 F.* 
					2 F. untereinander *2 F. arranged vertically* 
4. 2	Halt f. Bergfahrt *stop for up stream traffic*				1 F.r. 1 F. untereinander *1 F.R. 1 F. arranged vertically* 
					2 F.r. nebeneinander *2 F.R. arranged horizontally*
4. 3	Sperrung *closed to traffic*				2 F.r. untereinander *2 F.R. arranged vertically*
					statt F. auch Fkl. oder Fkl. unt. z. B. für 2. Fahrwasser *in lieu of F. also Qk. Fl. or Int. Qk. Fl. e.g. for 2. fairway.*

IMPRIME SUR LES PRESSES DU MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS

werden können. Es braucht daher hier nicht weiter darauf eingegangen zu werden. Es ist aber zu bedenken, daß die Behinderung der Schiffahrt durch Nebel nicht mehr so schwer ins Gewicht fällt, wenn zur Tagfahrt auch eine Nachtfahrt ermöglicht wird, da das Verhältnis von Nebelstunden zu den möglichen Gesamtfahrstunden dann wesentlich günstiger ist. Eine wesentliche Verbesserung der Verhältnisse an den Binnenwasserstraßen ist daher schon zu erreichen, wenn das auf das Auge eingestellte Signalsystem nach einheitlichen Gesichtspunkten für den Tag- und Nachtbetrieb ausgebaut wird.

Unter Benutzung der bisher in Deutschland üblichen Zeichen und Signale ist daher ein Vorschlag hierfür (siehe Abbildung) aufgestellt.

Die Vorschläge für die Fahrwasserbezeichnung am Tage richten sich nach den vom Völkerbund 1936 beschlossenen Richtlinien für die Vereinheitlichung der Betonnung auf Seewasserstraßen. Es erscheint richtig, die Fahrwasserbezeichnung auf Binnenwasserstraßen, soweit sie überhaupt notwendig ist, der Bezeichnung auf Seewasserstraßen weitgehendst anzugleichen. Die Entwicklung der einzeln fahrenden Motorschiffe bringt es mit sich, daß in steigendem Maße Küstenschiffer Binnenwasserstraßen benutzen und umgekehrt. Im Interesse der Sicherheit der Schiffsführung sollte daher soweit wie möglich nach den gleichen Grundsätzen verfahren werden. Es muß aber mindestens angestrebt werden, daß keine entgegengesetzte Bedeutung der Zeichen auf See- und Binnenwasserstraßen eintritt. Die internationalen Richtlinien sehen für die Bezeichnung der Seewasserstraßen in Zukunft auf der von See einlaufenden Backbordseite rote Stumpf- oder Spierentonnen, auf der Steuerbordseite schwarze Spitztonnen vor. Spanien, Frankreich und Großbritannien haben diese Richtlinien eingeführt. In Holland und in Deutschland soll es demnächst geschehen. Es ist daher wohl notwendig, auch auf den anschließenden Binnenwasserstraßen mindestens eine Vertauschung von Rot und Schwarz vorzunehmen. Angestrebt wird auch hier, die beiden Fahrwasserseiten durch Farbe (rot und schwarz) und durch Form (Spieren- bzw. Spitztonnen) unterschiedlich zu bezeichnen. Rot und Schwarz zusammen würde entsprechend eine Bezeichnung in der Mitte des Fahrwassers ergeben. Eine gewisse Diskussion wird der Vorschlag hervorrufen, auch auf Binnenwasserstraßen Wracke durch grüne Tonnen mit der Aufschrift »W« zu bezeichnen. Hierdurch wird nicht das Signal für festgekommene Schiffe ersetzt.

Für die Hinweise auf besondere Punkte oder Strecken im Fahrwasser sollen in Anlehnung an die bisherigen Signale Tafeln am Ufer mit den Farben Rot und Weiß benutzt werden. Dabei ist als Grundsatz angestrebt, für die Bezeichnung von Strecken eine Form mit einer Spitze (Dreieck oder Pfeilform), für besondere Punkte eine Rechteckform zu wählen.

Für Signale, z. B. an Schleusen oder beweglichen Brücken, wird die Verwendung von Tageslichtsignalen angestrebt. Sonst können Körpersignale verwendet werden, die einen waagerechten Arm in der Halt-Stellung und einen angehobenen Arm in der Fahrt-Stellung zeigen. Die Farbe Grün ist im Begriff »Freie Fahrt« und die Farbe Rot im Begriff »Halt« enthalten. Zur Vermeidung von Verwechslungen mit Schiffssignalen wird im allgemeinen eine Kombination von 2 bis 3 Lichtern nebeneinander für Betriebsanlagen verwendet. 2 gn. untereinander als Zeichen für »Fähren« wird hierdurch nicht beeinträchtigt, 2 r. untereinander bleibt als besonderes Sperrsignal bestehen.

Für Wahrschausignale, wie sie z. B. auf dem Rhein verwendet werden, sind keine neuen Vorschläge für Tagesbezeichnung gemacht.

Bei Nacht, d. h. für die Lichtsignale ist allgemein nach zwei Gesichtspunkten die Auswahl vorgenommen:

1. An der Art der Lichterscheinung soll der Schiffsführer schon erkennen, um welche Art von Schiffahrtszeichen oder Signalen es sich handelt.

   Es sind daher vorgeschlagen

für die Fahrwasserbezeichnung:	Taktkennungen,
für die Hinweise:	eine Beleuchtung der für die Tageszeichen verwendeten Schilder,
für die Signale:	Festfeuer rot oder grün,
für die Wahrschausignale:	Kombination von weißen oder roten Lichtern.

2. Für die betreffende Aufgabe sollen mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln die erforderlichen Lichtstärken hergestellt werden können. Fahrwasserbezeichnung und Signale erfordern größere Reichweiten der Signale. Hinweisschilder brauchen erst aus näherer Entfernung erkannt zu werden. Es ist daher richtig, für die erste Gruppe punktförmige Zeichen zu wählen, die durch Optiken, wie Fresnelgürtel oder Scheinwerferlinsen erzeugt werden, während für die zweite Gruppe flächenförmige Zeichen gewählt werden können, da hierfür die Tragweiten genügen, die sich aus einer Beleuchtung dieser Schilder oder aus einer Ausführung als beleuchtete Transparentscheiben ergeben.

Bei der Auswahl der Signallichter hat man sich bewußt auf die von der Internationalen Beleuchtungskommission (CIE) Stockholm 1951 international empfohlenen Signalfarben rot, grün und weiß beschränkt. Für punktförmige Lichtsignale bieten die anderen Farben keine genügende Gewähr auf eindeutiges Erkennen. In diesen drei Farben und den verschiedenen Taktkennungen stehen auch genügend Kombinationen zur Verfügung. Für flächenförmige Zeichen konnten auch andere Farben zugelassen werden.

Auf die technische Durchführung dieses Vorschlages eines Systems der Schiffahrtszeichen und Signale soll im Rahmen dieses Berichts aber nicht weiter eingegangen werden.

Ein System der Schiffahrtszeichen und Signale, wie hier vorgeschlagen ist und für die deutschen Binnenwasserstraßen zur Erörterung gestellt wird, bekommt erst dann seine volle Bedeutung, wenn es sinnvoll in ein internationales System eingegliedert werden könnte. Für die Binnenschiffahrt würde damit ein weiterer Schritt zu einem einheitlichen Verkehrsnetz, das die Voraussetzung für ein modernes Verkehrsmittel ist, getan werden können. Das Beispiel der Seezeichen zeigt, daß dies möglich sein kann. Die Vereinheitlichung der Betonnung auf See hat allerdings eine Geschichte von etwa 60 Jahren. Der günstige Umstand, daß bei der Binnenschiffahrt in vielen Ländern die Signale für die Nachtfahrt erst geschaffen werden müssen, gibt aber vielleicht Gelegenheit, dieser Frage für die Binnenwasserstraßen jetzt näher zu treten und schon bei der Entstehung der neuen Signale international ein einheitliches System zugrunde zu legen. Hierfür möchte dieser Beitrag eine Anregung sein.

Abt. I Mitteilung 3

Leistungsfähigkeit und Abmessungen der Schleusen einschließlich der Schiffsliegeplätze in Beziehung zum Verkehr und seinen Schwankungen ebenso wie zur Größe und Zahl der Schiffe und Schleppzüge. Linienführung der Einfahrt-Leitmauern und der Leitwerke in den Zufahrtskanälen. Anordnung von Schiffsschleusen für den Fall, daß alle Tore sowohl für die Hochwasser- als auch für die Geschiebeabführung offen sind.

Von Seifert, Regierungsbaurat beim Wasser- und Schiffahrtsamt Würzburg
und
Röhnisch, Oberregierungsbaurat bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster.

Zusammenfassung: Als Grundlage der Berechnung der Leistungsfähigkeit von Schleusen dienen die Ergebnisse der Untersuchungen von Dr. Ing. Mistol*). Sie werden erweitert durch die Einführung von Wirkungsgraden (W), die es erlauben, die verschiedenen Einflüsse auf die Leistungsfähigkeit getrennt voneinander zur Geltung zu bringen. Hierbei handelt es sich um folgende Verkehrseinflüsse:

1. Schwankungen der Art und Größe der am Verkehr beteiligten Schiffe (W 1)
2. Schwankungen der Schiffsankünfte zu Berg und zu Tal (Ungleichzeitigkeit) (W 2)
3. Schwankungen der Abladung, verursacht durch wechselnde Flußwasserstände (W 3)
4. Jahreszeitliche Schwankungen des Verkehrsaufkommens (W 4)
5. Monatszeitliche Schwankungen des Verkehrsaufkommens (W 5).

Ausgangspunkt ist die theoretisch maximale Leistungsfähigkeit, die mit Wirkungsgraden = 1 und mit denjenigen Werten ermittelt wird, die für den Zeitpunkt des Erreichens der Grenze der Leistungsfähigkeit anzunehmen sind. Am Beispiel einer 300 m langen Schleppzugschleuse im Main werden die Wirkungsgrade erörtert und zu W 1 = 0,82, W 2 = 0,91, W 3 = 0,90, W 4 = 0,93, W 5 = 0,90 berechnet. Der Gesamtwirkungsgrad W (W = 0,56) vermindert die theoretisch maximale Leistungsfähigkeit, woraus sich die praktisch erreichbare Leistungsfähigkeit ergibt. Das Ergebnis läßt sich mit den Werten der Wirtschaftsstatistik für den Jahresverkehr vergleichen. Die Methode wurde an einer Neckar-Schleuse mit bereits erreichter Grenzleistungsfähigkeit überprüft.

In Absatz III werden zusätzlich die Leistungsverluste infolge von Wartezeiten, nicht ausgenutzter Ladefähigkeit der Schiffe und nicht ausgenutzter Schleusenkammer abgeleitet und der von Dr. Ing. Mistol hierfür angenommenen Leistungsminderung von 30 v. H. gegenübergestellt. Der Vergleich der auf diesem Wege theoretisch ermittelten Leistungsfähigkeit einiger Schleusen mit den tatsächlichen Schleusenleistungen nach der amtlichen Verkehrsstatistik ergibt recht gute Übereinstimmung.

Schließlich wird die Grenzbelastung von Schleusen entwickelt und für eine Reihe sehr verschiedenartiger Schleusen festgestellt.

Die Untersuchungen sind insofern besonders aufschlußreich, als 2 von den 4 untersuchten Schleusen der westdeutschen Wasserstraßen bereits einen Verkehrsumfang zu bewältigen haben, welcher der Grenzleistungsfähigkeit recht nahe kommt, so daß die Annahmen auch für diesen Fall auf Grund des tatsächlich vorhandenen Verkehrs gemacht werden konnten und daher der Wirklichkeit recht nahe kommen dürften.

Neben den Schwankungen, die sich aus dem Verkehr ergeben, wirken die Abmessungen und Bauweisen der Schleusen sowie ihre technischen Einrichtungen auf die Leistungsfähigkeit der Schleusen ein. In erster Linie handelt

*) Dr. Ing. Mistol: »Die Leistungsfähigkeit von Fluß- und Kanalschleusen«, »Die Bautechnik« 1932, Heft 16/17.

es sich hier um den Einfluß der Kammergröße, der Betriebseinrichtungen, der Anordnung der Leitwerke und Schiffsliegeplätze sowie der Füll- und Entleerungseinrichtungen mit den erforderlichen Maßnahmen zur Energievernichtung.

Der unter sonst gleichen Voraussetzungen geführte Vergleich der Leistungsfähigkeit von Schleusen mit verschiedenen Kammerlängen (105, 165 und 225 m) dürfte für die interessierten Fachkreise von Nutzen sein. Daß die kurze Schleuse von 105 m hierbei besonders günstig abschneidet, ist keineswegs überraschend. Gleichfalls werden die Untersuchungen über den Einfluß von Treidelanlagen an Schleusen und die hieraus erzielte Leistungssteigerung sowie über die Anordnung und Ausführung der Schleusenleitwerke für Planung, Bau und Betrieb der Schleusen von Interesse sein.

Die Heranziehung von Schleusen zur Abführung von Hochwasser, Geschiebe und Eis ist ein Ausnahmefall. In Deutschland besteht erst e i n e dazu eingerichtete Schleuse, mehrere Schleusen dieser Art sind aber im Bau oder geplant. Die Schleusen erfahren im wesentlichen keine Änderungen für den besonderen Zweck, jedoch muß mindestens 1 Tor, vorzugsweise das Obertor, den Anforderungen genügen, die sonst an Wehrverschlüsse zu stellen sind, also vor allem gegen Wasserüberdruck zu bewegen sein.

Es wurden Anteile der Schleuse an der Gesamthochwasserabführung bis zu einem Viertel erreicht.

Gliederung.

Röhnisch u. Seifert: Seite

I. Grundlagen zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Schleusen 135

Seifert:

II. Berechnung der Leistungsfähigkeit von Schleusen mit Hilfe von Wirkungsgraden 137

a) Verkehrsschwankungen als Ursache für verschiedene Wirkungsgrade der Schleusen 137

b) Die theoretisch maximale Leistungsfähigkeit 138

c) Die einzelnen Wirkungsgrade 140

1. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der am Verkehr beteiligten Schiffsgrößen, W_1 140

2. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der Schiffsankünfte zu Berg und zu Tal (Ungleichzeitigkeit), W_2 142

3. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der Abladung, verursacht durch wechselnde Flußwasserstände, W_3 144

4. Wirkungsgrad infolge jahreszeitlicher Schwankungen des Verkehrsaufkommens, W_4 147

5. Wirkungsgrad infolge monatszeitlicher Schwankungen des Verkehrsaufkommens, W_5 147

d) Zusammensetzung der Wirkungsgrade, Grenzleistungsfähigkeit 148

e) Folgerungen 149

Röhnisch:

III. Die Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Schleusen mittels der Verkehrsstatistik der westdeutschen Wasserstraßen 149

1. Verkehrsschwankungen infolge Art und Größe der am Verkehr beteiligten Schiffe 150

2. Der Einfluß der verschiedenen Ankunftszeiten im Berg- und Talverkehr 154

Der Leistungsverlust infolge

3. von Wartezeiten 156

4. nicht ausgenutzter Ladefähigkeit der Schiffe 156

5. nicht ausgenutzter Schleusenkammer 157

6. Vergleich der theoretisch ermittelten Leistungsfähigkeit mit den tatsächlichen Schleusenleistungen der amtlichen Verkehrsstatistik 157

7. Ableitung der Grenzbelastung von Schleusen 158

Röhnisch: Seite
IV. Die Leistungsfähigkeit der Schleusen in Abhängigkeit von den Abmessungen und technischen Einrichtungen 161
1. Einfluß der Kammerabmessungen 161
2. Einfluß der Treidelanlagen oder ähnlicher Einrichtungen 163
3. Einfluß der Anordnung der Schiffsliegeplätze und Leitwerke ... 164
4. Einfluß der Torverschlüsse sowie der Füll- und Entleerungseinrichtungen 170
Seifert:
V. Anordnung von Schiffsschleusen für den Fall, daß alle Tore sowohl für die Hochwasser- als auch für die Geschiebeabführung offen sind
1. Vorkommen der Hochwasserabführung 171
2. Bauliche Maßnahmen:
a) Allgemeine Maßnahmen 172
b) Maßnahmen an den Toren 172
3. Vorteile der Maßnahmen 173

I. Grundlagen zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Schleusen.

Unter Leistungsfähigkeit einer Schleuse ist die Summe der Ladungstonnen zu verstehen, die innerhalb einer bestimmten Zeit geschleust werden kann. Als Zeitraum ist, wenn a l l e Einflüsse erfaßt werden sollen, zweckmäßig das Jahr zu wählen, bei vielen Untersuchungen wird auch der Monat oder sogar der Tag genügen. Die Leistungsfähigkeit ist abhängig sowohl von Größe und Art des Schleusenbauwerks einschließlich aller technischen Einrichtungen als auch vom Verkehr und seinen vielfachen Schwankungen.

Zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Schleusen stehen an theoretischen Grundlagen in erster Linie die Ergebnisse der eingehenden Untersuchungen von Dr.-Ing. Mistol zur Verfügung, die er an einer Reihe von Oderschleusen vorgenommen hat, und die zwischen Schleusengröße, Schleusenbetrieb und Schleusenleistung zum Teil recht gesetzmäßige Zusammenhänge ergeben haben.

Folgende Bezeichnungen und Formeln von Mistol werden verwendet. Es beträgt die Tagesleistung in t

$$Q = \frac{b \cdot 60 \cdot Z_m \cdot L_m}{(m\text{-}n)\, S_R + n\, S_K} \cdot \frac{p_T + p_B}{200}$$

und die Jahresleistung in t

$$J = Q \cdot B.$$

Darin bedeutet:

- B = Anzahl der Betriebstage im Jahr,
- b = Anzahl der Betriebsstunden am Tage (unter Berücksichtigung von Sonntags- und Überstunden),
- 60 = Faktor zur Umrechnung in Minuten,
- Z_m = mittlere Anzahl der Schiffe je Schleusung,
- L_m = Ladung eines mittleren Schiffes in t,
- p_B = Anteil der beladenen Schiffe am Gesamtbergverkehr in %,
- p_T = desgleichen am Gesamttalverkehr,
- $m\text{-}n$ = Verhältnis der (an einem Tage) bergwärts oder talwärts ankommenden Schiffe, woraus sich ergibt, ob mit Kreuzungs- oder Richtungsschleusungen geschleust wird ($m + n = 1$),
- S_K = Zeitdauer einer Kreuzungsschleusung in Minuten,
- S_R = Zeitdauer einer Richtungsschleusung in Minuten.

Ein von Mistol für verschiedene schwer erfaßbare Einflüsse angegebener Faktor 0,7 wird nicht verwendet, sondern durch genauere Ermittlungen ersetzt.

Die vorstehenden Werte werden gewonnen wie folgt:

1. B, b, p_T, p_B, m, n sind unmittelbar dem Schleusenbetrieb und den statistischen Aufschreibungen zu entnehmen.

2. Z_m und L_m werden nach Mistol in vereinfachter Wahrscheinlichkeitsrechnung ermittelt. Der dazu benötigte Anteil der einzelnen Schiffstypen am Gesamtverkehr (in p %) ist der Verkehrsstatistik zu entnehmen. Weiterhin läßt sich Z = Anzahl der Schiffe einer Schleusung, wenn sie in ihren Abmessungen gleich sind, ohne weiteres ermitteln.

Werden nun verschiedene Schiffstypen mit einem bestimmten Anteil am Gesamtverkehr geschleust, so ist für jeden der Z-Werte die Wahrscheinlichkeit

$$w = \frac{p}{Z}$$

Bei t Ladetonnen je Fahrzeug beträgt die auf eine Schleusung entfallende Lademenge $T = t \cdot Z$.

Weiter folgen:

mittlere Tonnenzahl je Schleusung

$$T_m = \frac{\Sigma T \cdot w}{\Sigma W} = \frac{\Sigma t \cdot w \cdot Z}{\Sigma w} = \Sigma t \cdot Z$$

$$\text{daraus } L_m = \text{mittlere Kahnladung} = \frac{\Sigma t \cdot p}{100}$$

$$Z_{m\ theor.} = \frac{T_m}{L_m} = \frac{100}{\Sigma w}.$$

Um aus $Z_{m\,theor.}$ den Wert $Z_{m\,prakt.}$ zu gewinnen, hat Mistol einen Ausnutzungsfaktor k eingeführt, der eine Funktion der Kammer- und Fahrzeuggrößen und ferner des Anteils der Fahrzeuggrößen am Gesamtverkehr ist. Durch Versuche und Auswertung statistischer Unterlagen fand Mistol für

$$k = -0{,}032\ Z_{m\ theor.} + 1{,}032$$

Dieser Faktor berücksichtigt auch die Tatsache, daß infolge Belegung der Schleusenkammer mit den verschiedensten Schiffsgrößen nicht ausgenutzte Restflächen vorhanden sind.

$$Z_{m\ prakt.} = k \cdot Z_{m\ theor.}$$
$$T_m = Z_{m\ prakt.} \cdot L_m$$

3. S_K und S_R, die Schleusungszeit, setzt sich zusammen aus der

Zeit für Torbewegung,
Laufzeit der Schleusengehilfen zwischen den Häuptern (entfällt vielfach),
Kupplungszeit (entfällt vielfach),
Füll- und Leerzeit,
Verholzeit.

Die ersten vier Zeiten sind im wesentlichen vom Verkehr unabhängig, die Verholzeit ist dagegen vom Verkehr abhängig und in jedem Einzelfall zu ermitteln. Unter Verholzeit ist die Zeit zu verstehen, die die Schiffe für die Ein- und Ausfahrt brauchen. Zu unterscheiden ist weiterhin zwischen Kreuzungs- und Richtungsschleusung. Der Beginn der Kreuzungsschleusung wird vom Ablegen des einfahrenden Schiffes am Anfang des Einfahrtleitwerkes gerechnet. Die Kreuzungsschleusung endet, wenn das letzte, die Schleuse verlassende Schiff in entgegengesetzter Richtung den Bug des ersten inzwischen aufgerückten, im Rang liegenden Schiffes erreicht hat, so daß die Einfahrt für die nächste Schleusung frei ist. Bei der Richtungsschleusung dagegen ergibt sich die Schleusungszeit aus der Einfahrt und Ausfahrt der zu schleusenden Schiffe sowie zusätzlich aus dem Zeitaufwand für eine Leerschleusung, d. h. die Einfahrtszeit ist dieselbe wie bei der Kreuzungsschleusung; die Ausfahrt ist jedoch kürzer, sie endet bereits, wenn das Heck des letzten Schiffes das Ende des Schleusenhauptes passiert hat.

Die Zeiten sind dem Betrieb der zu untersuchenden Schleuse unmittelbar zu entnehmen. Für die Verholzeiten gibt Mistol außerdem die Möglichkeit der Berechnung, indem er die Ein- und Ausfahrtszeiten als Funktion des Fahrweges in Kurventafeln darstellt. Die dabei gemachten Annahmen wurden z. T. örtlich überprüft und im allgemeinen bestätigt gefunden, so daß die Verholzeiten nach Mistol berechnet werden konnten.

II. Berechnung der Leistungsfähigkeit von Schleusen mit Hilfe von Wirkungsgraden.

a) Verkehrsschwankungen als Ursache für verschiedene Wirkungsgrade der Schleusen.

Der Verkehr durch eine Schleuse stellt ihre Belastung dar. Bei gleichmäßiger Belastung, d. h. in jeder Beziehung gleichförmigem Verkehr, würde die Schleuse ihre theoretisch maximale Leistungsfähigkeit erreichen. Die Belastung schwankt jedoch. Die Schwankungen der Belastung beeinträchtigen die Leistungsfähigkeit einschneidend. Der Schiffsverkehr kann dabei auf verschiedene Arten schwanken. Jede dieser Arten hat ihren bestimmten Einfluß auf die Leistungsfähigkeit. Er läßt sich als Wirkungsgrad ausdrücken und dadurch getrennt von den anderen Einflüssen untersuchen. Diese Methode wird nachfolgend am Beispiel der Mainkanalisierung gezeigt, da zur Darlegung die Zahlenwerte eines der Wirklichkeit entnommenen Falles erforderlich sind.

Es kommen im wesentlichen folgende Verkehrsschwankungen vor:

1. Schwankungen der Größe der am Verkehr beteiligten Schiffe;
2. Schwankungen der Schiffsankünfte zu Berg und zu Tal (Ungleichzeitigkeit);
3. Schwankungen der Abladung, verursacht durch wechselnde Flußwasserstände;
4. Jahreszeitliche Schwankungen des Verkehrsaufkommens;
5. Monatszeitliche Schwankungen des Verkehrsaufkommens.

Es wäre möglich, auch den Anteil der beladenen Schiffe am Gesamtverkehr oder die Auslastung der Schiffe als Verkehrsschwankung zu betrachten. Es wurde jedoch davon Abstand genommen, weil hier eine Leistungsverringerung vorliegt, die einfach proportional von leicht feststellbaren Werten abhängt.

b) Die theoretisch maximale Leistungsfähigkeit.

Ausgangspunkt für die Berechnung der Leistungsfähigkeit ist die theoretisch maximale Leistungsfähigkeit. Als Beispiel dient die Schleuse Steinbach im kanalisierten Main*).

Abmessungen:	Länge	300	m
	Breite	12	m
	Drempeltiefe	3	m
	Hubhöhe	5,15	m

Bei der Berechnung sowohl der maximalen Leistungsfähigkeit als auch der Wirkungsgrade dürfen nicht die gegenwärtigen Verhältnisse der untersuchten Schleuse, sondern es müssen diejenigen zugrunde gelegt werden, die zur Zeit der Erreichung der Leistungsfähigkeit voraussichtlich herrschen werden. Entsprechend werden die Werte bestimmt für die maximale Jahresleistungsfähigkeit

$$J_{max} = \frac{B \cdot b \cdot 60 \cdot Z_m \cdot L_m}{(m\text{-}n)\, S_R + n\, S_K} \cdot \frac{p_B + p_T}{200}$$

$B = 326$.

$b = 13{,}2$.

$Z_m = 3$. Die Schleuse ist für drei 80 m-Schiffe mit Schleppern gebaut. Im theoretischen Fall ist $k = 1$, d. h. $Z_{m\ prakt.} = Z$.

$L_m = 1200$ t.

$m = n = 0{,}5$. Maximale Leistungsfähigkeit herrscht bei voller Gleichzeitigkeit der Schiffsankünfte zu Berg und Tal.

S_R. Richtungsschleusungen entfallen nach Vorstehendem ($m = n$).

$S_K = 89$ min. Gang der Berechnung:

a) Torbewegungs-, Füll- und Leerzeiten:

4 Torbewegungen	4	Minuten
Füllen (Kammer mit Schiffen belegt)	20	"
Füllen (Kammer unbelegt oder nur 1 Schiff)	15	"
Leeren	12	"

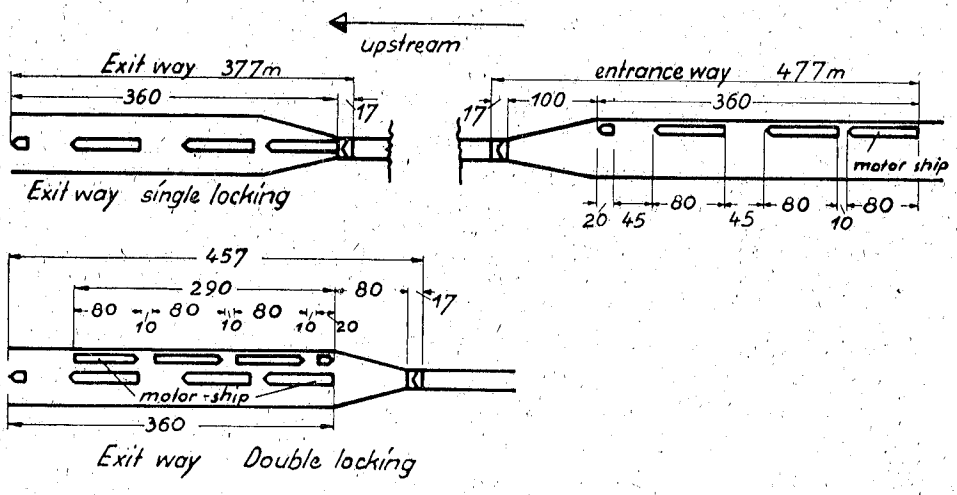
Daraus folgende Zeiten für a):

Kreuzungsschleusung	36	Minuten
Bergschleusung	36	"
Talschleusung	31	"

b) Die Verholzeiten werden nach Mistol berechnet. Dabei werden unter Verwendung der Sondertafel die Geschwindigkeiten des 1000-t-Kanalschiffes zugrunde gelegt und die Kurventafel für »Bewegung durch Schleppschiff« benützt. Für die Bewegung der Selbstfahrer werden keine besonderen Werte eingeführt. Es ist nämlich bei voller Belegung der Schleuse nicht damit zu rechnen, daß die Kammer ausschließlich von Selbstfahrern belegt wird; schon ein einziges langsameres geschlepptes Schiff aber, gleich ob es als erstes oder letztes Schiff ein- und ausfährt, bestimmt die Gesamteinfahrt- und Gesamtausfahrtzeit aller Schiffe der Schleusung.

*) Die Schleuse Steinbach liegt 50 km unterhalb des derzeitigen Endpunktes der Großschiffahrt, Würzburg, und ist eine der beiden Schleusen mit der größten Hubhöhe auf dieser Strecke. Mit der Berechnung ihrer Leistungsfähigkeit ist gleichzeitig die wichtige Frage beantwortet, bei welchem Jahresverkehr erstmalig zweite Schleusen zu den Einzelschleppzugsschleusen des Mains oberhalb von Frankfurt gebaut werden müssen.

Die Einfahrt- und Ausfahrtwege sind nunmehr zu bestimmen. Nach Mistol geschieht dies wie in Abb. 1 gezeigt. Die maximale Leistungsfähigkeit der Schleuse wird mit 80 m-Schiffen erreicht. Andere Schlepper-Anordnungen als in Abb. 1



Exit way	Ausfahrtsweg
upstream	Bergfahrt
entrance way	Einfahrtsweg
Exit way single locking	Ausfahrtsweg Richtungsschleusung
motor ship	Selbstfahrer
Exit way Double locking	Ausfahrtsweg Kreuzungsschleusung

Abb. 1. Verholwege an der Schleuse Steinbach.

bringen keine wesentlichen Weglängenunterschiede, ebensowenig die Annahme anderer Schiffsgrößen; eine volle Schleusenbelegung — und damit muß an der Grenze der Leistungsfähigkeit stets gerechnet werden — ergibt mehr oder weniger auf die gleiche Länge auseinandergezogene Schiffsreihen.

Nachstehende Tafel enthält die Weglängen und die zugehörigen Fahrzeiten sowie die Tor-, Füll- und Leerzeiten.

Schleuse Steinbach	Kreuzungs-schleusung		Berg-schleusung		Tal-schleusung	
	Weg m	Zeit s	Weg m	Zeit s	Weg m	Zeit s
Einfahrt unten	477	1022	477	1022	—	—
Ausfahrt oben	457	635	377	572	—	—
Einfahrt oben	387	900	—	—	387	900
Ausfahrt unten	407	599	—	—	307	521
Verholzeit in s		3156		1594		1421
Verholzeit in min		53		27		24
Tor-, Füll-, Leerzeit in min		36		36		31
Schleusungszeit in min		89		63		55

$p_B = 77\,\%$, $p = 17\,\%$. Diese Werte sind der Verkehrsstatistik als Verhältnis der Ladungstonnen zu Tragfähigkeitstonnen (Auslastung) entnommen. Damit ist, im Gegensatz zu Mistol, auch der Einfluß der Teilabladung erfaßt, wie sie praktisch im Verkehr vorkommt. Sie darf von den später gesondert zu erfassenden Flußwasserständen nicht beeinflußt sein. Es wurde daher das Jahr 1951 gewählt, in dem ständig die volle Abladung auf die Wassertiefe des Mains möglich war. Die Werte stammen von der Main-Eingangsschleuse Kostheim mit einem Jahresverkehr von 7 Mio t und dürften der höchsten erreichbaren Auslastung an der Schleuse Steinbach entsprechen.

Mit vorstehenden Zahlenwerten folgt

$$J_{max} = \frac{326 \cdot 13{,}2 \cdot 60 \cdot 3 \cdot 1200}{0{,}5 \cdot 89} \cdot \frac{77 + 17}{200} = 9\,830\,000 \text{ t}$$

Dieser theoretische Wert wird praktisch in keinem Falle erreicht werden.

c) Die einzelnen Wirkungsgrade.

1. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der am Verkehr beteiligten Schiffsgrößen, W_1.

Die 300 m langen, 12 m breiten Mainschleusen sind für 3 Schiffe zu 1200 t Ladefähigkeit gebaut. Es liegt auf der Hand, daß die tatsächliche Belegung der Schleuse mit den zur Zeit gebräuchlichen und selbst mit den später zu erwartenden Schiffsgrößen die Leistungsfähigkeit der Schleuse erheblich heruntersetzt*). Welche Wirkungen die Schwankungen der Schiffsgrößen überhaupt haben können, soll zunächst an dem extremen Fall gezeigt werden, daß der Anteil am Schiffsverkehr von 100 % 80 m-Schiffe und 0 % 50 m-Schiffe (sogenanntes Mainschiff) bis zu 0 % 80 m-Schiffe und 100 % 50 m-Schiffe schwankt.

Zur Schleusenbelegung mit 100 % einer Schiffsgröße ist zu bemerken, daß die Belegung mit dem 40 m-Schiff oder mit kleineren Schiffen nicht die untere Grenze darstellt, und zwar deshalb, weil diese Schiffe nebeneinander in der 12 m breiten Kammer liegen können, was bei größeren Schiffen nicht der Fall ist.

Weiterhin wurde die Frage untersucht, ob die Leistungsfähigkeit bei wechselnden Schiffsgrößen allein von der Kammerbelegung oder auch von den mit den Schiffsgrößen wechselnden Ein- und Ausfahrtgeschwindigkeiten abhängt. Im Grenzfall, d. h. bei 100 % 50 m-Schiffen, tritt allerdings eine Verringerung der Schleusungszeit einer Kreuzungsschleusung von 89′ auf 80′ ein, was einer Leistungssteigerung von 10 % entspricht. Bei allen Zusammensetzungen von Schiffsgrößen behindern jedoch die größeren, langsamer ein- und ausfahrenden Schiffe die kleineren, so daß es nicht angezeigt ist, die Leistungsfähigkeit höher anzusetzen, als den 80 m-Schiffen entspricht.

*) Folgende Schiffstypen wurden den Berechnungen zugrunde gelegt:

Schiffs-Typ	Länge m	Ladefähigkeit bei 2,30 m Abladung	Anzahl je Schleusung	%-Anteil am Gesamtverkehr 1951
Rhein-Herne-Kanal-Schiff.....	80	1200	3	11
Dortmund-Ems-Kanal-Schiff....	67	950	3	15
60 m-Schiff	60	650	4	21
Main-Schiff.....	50	400	5	33
Klein-Schiffe	40 und kürzer	200 darunter	14 und mehr	20

Die mittlere Tonnenzahl je Schleusung wurde ausgerechnet für verschiedene Anteile der Schiffsgrößen am Gesamtverkehr. Sie wurde sodann in Abb. 2 als Verhältniszahl zur maximalen Schleusenbelegung von 3600 t dargestellt. Wie man sieht, kann der Leistungsabfall durch die Verwendung von Schiffsgrößen, für die die Schleuse nicht gebaut ist, erhebliche Werte annehmen. Schon bei je halber anzahlmäßiger Beteiligung der beiden Schiffsgrößen am Verkehr fällt die Leistung auf rd. $^3/_4$ der maximalen ab. Nachdem die Wasserstraße einmal für eine bestimmte Schiffsgröße ausgebaut ist, ist deren weitgehende Verwendung für die wirtschaftliche Ausnützung von größter Bedeutung. Die Darstellung zeigt, welche Auswirkungen eine Einflußnahme auf den Schiffbau hat.

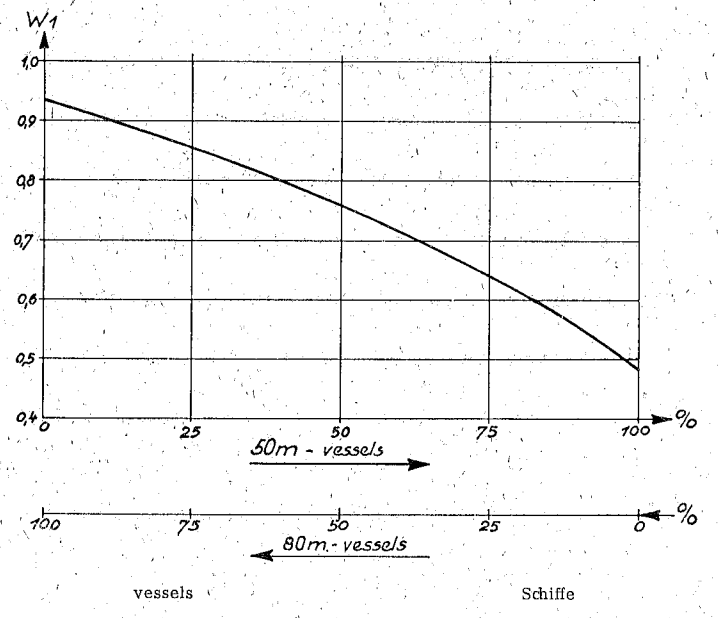


Abb. 2. Wirkungsgrad W_1 bei schwankendem Anteil von 80 m- und 50 m-Schiffen.

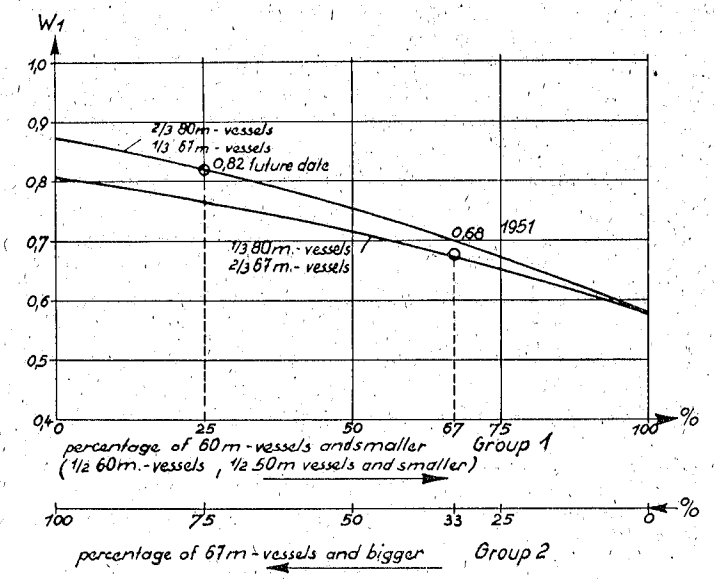
Es kommt jedoch darauf an, ein Bild über den Leistungsabfall zu gewinnen, wie er bei der schwankenden Zusammensetzung mehrerer Schiffsgrößen zu erwarten ist.

Bei der Zusammensetzung werden einmal zu einer Gruppe 1 diejenigen Schiffsgrößen zusammenzufassen sein, die nach Seiler*) auf den Wasserstraßen Klasse S, I, II (Hauptwasserstraßen) verkehren können, d. h. die 80 m- und 67 m-Schiffe. Es wird in Gruppe I für später mit $^2/_3$ 80 m-Schiffen gerechnet, während es zur Zeit rund $^1/_3$ bis $^1/_2$ sind.

Die 2. Gruppe bilden die Schiffe, die auf den »Nebenwasserstraßen« verkehren können, die 60 m- und 50 m-Schiffe. Die 50 m-Schiffe machen in ihr zur Zeit rd. $^3/_5$ aus. In dieser Untersuchung wird mit einem feststehenden Anteil von $^1/_2$ gerechnet, eine Abweichung davon hat nur geringen Einfluß. Die 40 m-Schiffe und die Kleinschiffe können unberücksichtigt bleiben.

*) Seiler: »Klasseneinteilung der Wasserstraßen im Hinblick auf den Verkehr von einheitlichen Schiffsgrößen« in »Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen«, 1949.

Die Schwankung der tatsächlich vorkommenden Schiffsgrößen und der daraus sich ergebende Wirkungsgrad W_1 kann nunmehr in einfacher Form dargestellt werden, indem diesmal statt der Schiffsgrößen die Gruppen die Anteile von 0 % bis 100 % durchlaufen (Abb. 3).



vessels	Schiffe
future date	künftiger Stand
percentage of 60 m-vessels and smaller Group	Anteil der 60 m-Schiffe und kleiner Gruppe
(1/2 60 m-vessels, 1/2 50 m-vessels and smaller)	(1/2 60 m-Schiffe, 1/2 50 m-Schiffe und darunter)
percentage of 67 m-vessels an bigger	Anteil der 67 m-Schiffe und größer

Abb. 3. Wirkungsgrad W_1 bei schwankendem Anteil von Schiffen über 67 m und unter 60 m Länge.

Damit sind die Grenzen festgelegt, innerhalb deren die Schiffsgrößen die Leistungsfähigkeit der Mainschleusen beeinflussen können. Zum Zeitpunkt des Erreichens der Grenzleistungsfähigkeit wird ein Zurückgehen der kleinen Schiffsgrößen auf 25 % angenommen. W_1 beträgt dann 0,82.

2. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der Schiffsankünfte zu Berg und zu Tal (Ungleichzeitigkeit t), W_2.

Die Tatsache, daß die Schiffe in den beiden Richtungen an der Schleuse nicht gleichzeitig ankommen, daß also nicht nur Kreuzungsschleusungen, sondern auch reine Berg- oder Talschleusungen vorkommen, setzt die Leistungsfähigkeit der Schleuse weiter herab. Dies kommt in dem die Schleusungszeit bezeichnenden Nenner der eingangs gebrachten Formel zum Ausdruck:

$$J = \frac{C}{(m\text{-}n)\ S_R + n\ S_K}.$$

Darin ist die Schleusungszeit zusammengesetzt aus einem Anteil Richtungsschleusungszeit und einem Anteil Kreuzungsschleusungszeit. Die Anteile richten

sich nach dem Grade der Ungleichzeitigkeit; bei $m = 0{,}5$, $n = 0{,}5$ $(m + n = 1)$ ist der Nenner am kleinsten, es gibt dann nur Kreuzungsschleusungen, bei $m = 1$, $n = 0$ ist er am größten, es gibt dann nur Berg- oder Talschleusungen.

Die Ermittlungen wurden über den ganzen Bereich von m (von 0,5 bis 1,0) geführt, um wieder die möglichen Schwankungen des Wirkungsgrades W_2 aufzuzeigen. Der Wirkungsgrad W_2 ist aber auch abhängig vom Verhältnis $S_K : S_R$. Mit verschiedenen praktisch vorkommenden Verhältnissen läßt sich zunächst eine Kurvenschar der Werte auftragen, um die sich der Ausdruck

$$J = \frac{C}{(m - n)\, S_R + n\, S_K}$$

verringert (Abb. 4). Dieses sind die Wirkungsgrade W_2, die damit deutlich gemacht werden.

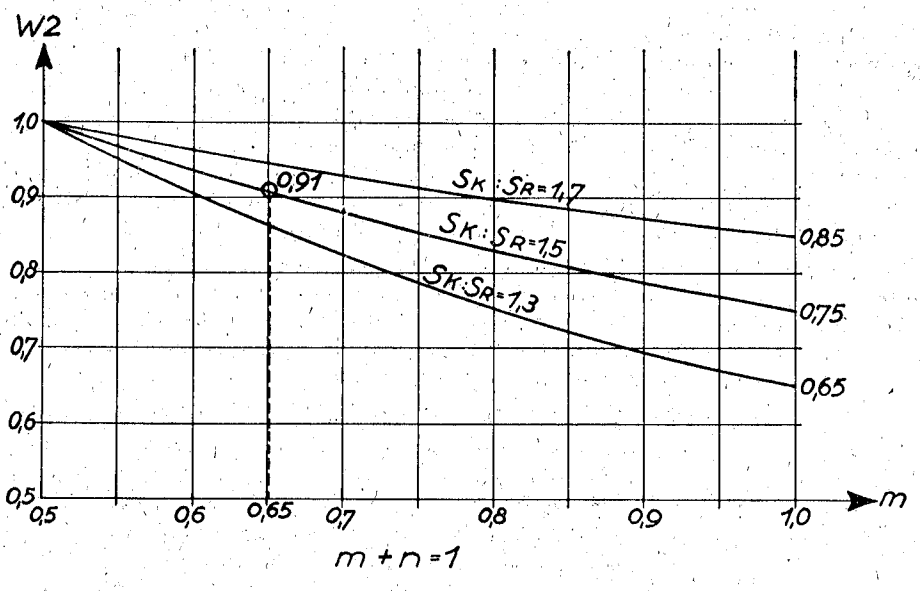


Abb. 4. Abnahme des Wirkungsgrades W_2 bei zunehmender Ungleichzeitigkeit der Schiffankünfte zu Berg und zu Tal.

Aus der Tabelle auf Seite 9 ergibt sich ein Mittelwert von S_R von 59 min, also ein Verhältnis von $S_K : S_R = 1{,}5$. Schleusen mit längeren Einfahrtswegen und sehr kurzen Füll- und Leerzeiten, z. B. die Schleuse Würzburg mit $S_K : S_R = 1{,}7$, sind weniger empfindlich gegen Ungleichzeitigkeit des Berg- und Talverkehrs. Man erkennt leicht, daß dann, wenn die Wege und damit die Verholzeiten anwachsen und der Einfluß der Füll- und Leerzeit zurücktritt, die Zeit der Kreuzungsschleusung sich dem Doppelten der Richtungsschleusung nähert, womit im Grenzfall die Kreuzungsschleusung dann auch keinen Gewinn mehr gegenüber zwei Richtungsschleusungen bringt. Umgekehrt sind Schleusen mit kurzen Einfahrtwegen und -zeiten, z. B. die 110 m langen Neckarschleusen mit $S_K : S_R = 1{,}4$, empfindlicher (s. Abb. 4).

Für die Schleuse Steinbach ist noch der Grad der Ungleichzeitigkeit festzustellen. Dafür ist der Kahnraum maßgebend, da der Kahnraum die Kammer belegt, nicht die Ladungstonnen, und die täglich e Unausgeglichenheit muß festgestellt werden, da sie die Richtungsschleusungen verursacht, während über längere Zeiträume — schon einen Monat — die Kahnraumbewegung erfahrungsgemäß ausgeglichen ist, ohne daß dadurch Richtungsschleusungen vermieden werden. Die Feststellungen wurden an einer Stelle des Mains gemacht, an der bereits ein Verkehr von der Größenordnung der zu erreichenden Grenzleistungsfähigkeit der Schleuse Steinbach herrscht, nämlich nahe der Mainmündung (Schleuse Eddersheim). Auf diese Weise wurde der mit zunehmendem Verkehr zunehmende Ausgleich erfaßt. Es ergab sich im Mittel je eines Winter- und eines Sommermonats $m = 0{,}35$ $(n = 0{,}65)$. Extremwerte von $m = 0{,}3$ bis $0{,}2$ kamen bei einzelnen Tagen vor, ebenso voller Ausgleich $(m = 0{,}5)$. Aus Abb. 4 wurde damit $W_2 = 0{,}91$ ermittelt.

3. Wirkungsgrad infolge von Schwankungen der Abladung, verursacht durch wechselnde Flußwasserstände, W_3.

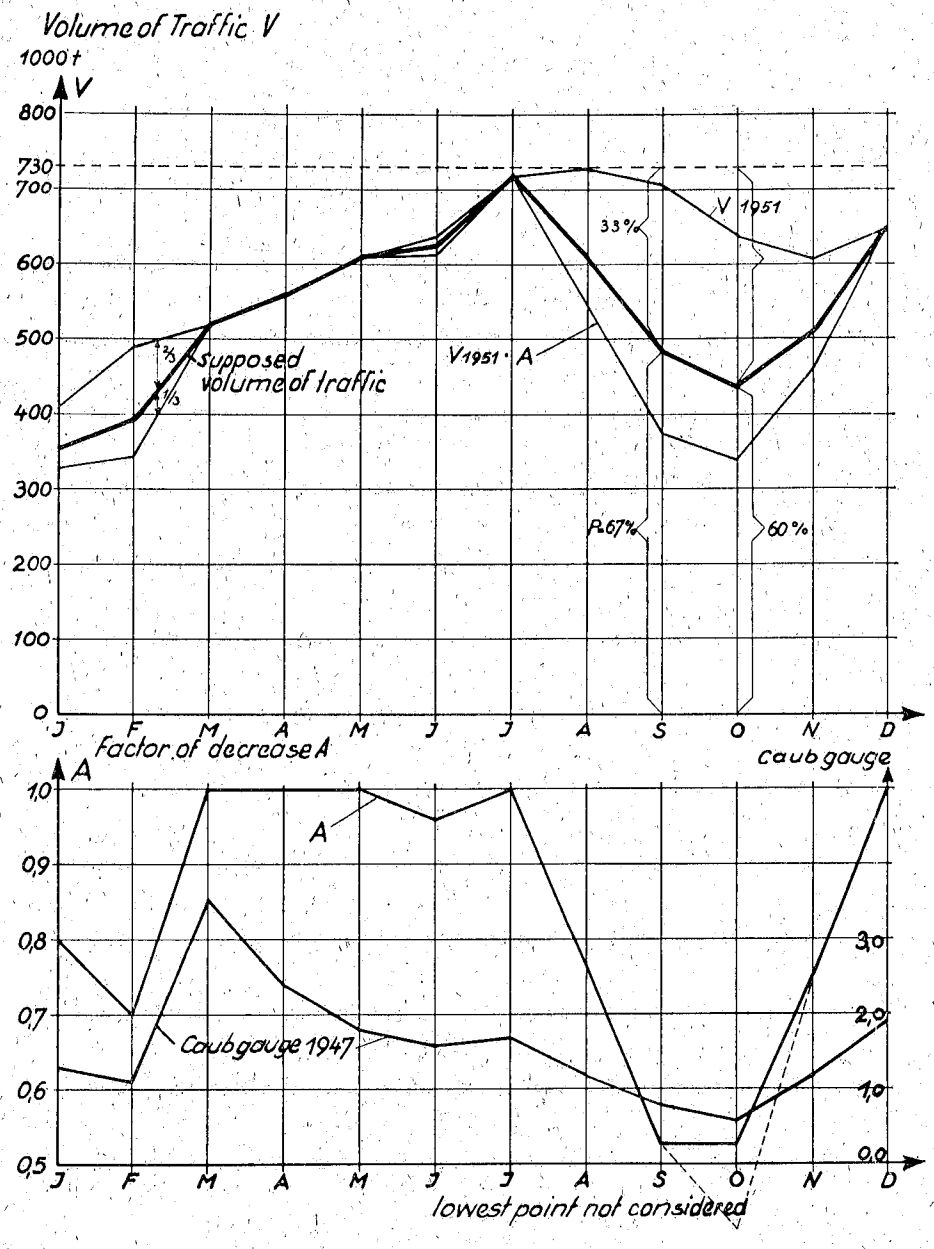
Die Wasserstände des Mains sind infolge der Kanalisierung nicht mehr maßgebend für die Abladung. Diese liegt mit 2,30 m auf dem Main unveränderlich fest. Dagegen beeinflussen die Wasserstände des Rheins die Abladung auf dem Main, und zwar, da der Rhein-Main-Wechselverkehr 95 % des gesamten Mainverkehrs ausmacht, praktisch den gesamten Mainverkehr und damit die Leistungsfähigkeit der maßgebenden Schleuse. Es kann auf dem Rhein Kauber Pegel + 60 abgeladen werden, von 170 Kauber Pegel ab wird also die Tragfähigkeit der Schiffe auf dem Main nicht mehr vermindert.

Die Verminderung der Tragfähigkeit bei verschiedenen Kauber Pegelständen muß für eine bestimmte Zusammensetzung der am Verkehr beteiligten Schiffe berechnet werden. Es wurde die gleiche wie für W_1 gewählt. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Die Tragfähigkeit der entsprechenden »Durchschnittsschiffe« beträgt bei 2,30 m Abladung (170 Kauber Pegel) 970 t, ihre Verringerung bei niedrigen Pegelständen ist »die Ablademinderung« A $(A \leqq 1)$.

Es ist nunmehr ein Jahresverlauf des Kauber Pegels zu wählen, für den die volle Bewältigung des Verkehrs gewahrt bleiben soll. Diese Wahl kann Gegenstand eingehender Untersuchungen sein. Für den vorliegenden Zweck wurde das Jahr 1947 mit seinen sehr niedrigen Wasserständen gewählt. Die entsprechenden Ablademinderungen A sind zusammen mit den Monatsmitteln 1947 des Kauber Pegels in Abb. 5 aufgetragen. Bei ständig unverändertem Verkehrsaufkommen wäre A zugleich der Wirkungsgrad W_3.

(Im unteren Diagramm der Abb. 5 ist die gestrichelte Linie ausgezogen zu denken; die ausgezogene Linie zwischen den Endpunkten der gestrichelten und der Vermerk »Tiefstpunkt nicht berücksichtigt« fallen fort.)

A trifft nun aber in jedem einzelnen Monat auf ein von Monat zu Monat wechselndes Verkehrsaufkommen. Dieses wird zwar erst gesucht, doch kann, da es nur auf das Verhältnis der Monatswerte zueinander ankommt, die Annahme gemacht werden, daß es in seinem Verlauf etwa Schwankungen aufweist wie im bisher verkehrsreichsten Jahr 1951. Der Verkehr dieses Jahres war von Rheinwasserständen praktisch unbeeinflußt, und die Schiffahrt war nur an 10 Tagen unterbrochen. Es wird daher der Verkehr 1951 der Main-Eingangsschleuse Kostheim zugrunde gelegt. Die Höhe des Jahres 1951 wird der Verkehr in einem Jahre niedrigster Rheinwasserstände allerdings nicht erreichen. Zwar wird die Schiffahrt versuchen, zum Ausgleich der geringeren Abladung mehr Schiffe einzusetzen,



Volume of Traffic V	Verkehrsaufkommen V
supposed volume of traffic	angenommenes Verkehrsaufkommen
Factor of decrease A	Abminderungsfaktor A
Caub gauge	Pegel Kaub
lowest point not considered	Tiefstpunkt nicht berücksichtigt

Abb. 5. Ermittlung des Wirkungsgrades W_3 infolge von Flußwasserständen.

doch wird der Gesamtverkehr, allein schon wegen der höheren Frachten (Kleinwasserzuschläge) zurückgehen. Der tatsächliche Verkehr wird also irgendwo zwischen dem ungehinderten und dem voll durch die Pegelstände abgeminderten Wert liegen; diese Untersuchung rechnet mit einem Verkehrsverlauf, der am unteren Drittel zwischen den angegebenen Grenzen liegt; alle drei Kurven sind in Abb. 5 eingetragen. Der so angenommene Verkehr macht in jedem Monat nur P % des größten Normalverkehrs*) aus; es ist also $W_3 = \frac{A \cdot 100}{P}$.

Die vorstehende Berechnung muß noch erweitert werden, damit die Tatsache berücksichtigt wird, daß eine gewisse Ablademinderung — aus rein wirtschaftlichen Gründen — selbst dann vorhanden ist, wenn die Flußwasserstände volle Abladung zulassen. Ein Wirkungsgrad W_3 tritt also erst dann auf, wenn die Flußwasserstände so gering sind, daß sie zusätzlich eine noch geringere Abladung hervorrufen. Die von Flußwasserständen unbeeinflußte Ablademinderung ist in der Formel für J_{max} durch p_B und p_T angegeben und beträgt nach Seite 140 im Bergverkehr 0,77, im Talverkehr 0,17. Da Berg- und Talverkehr verschiedene Abladungen aufweisen, muß sich W_3 aus einem $W_{3\,\text{Bergfahrt}}$ ($W_{3\,B}$) und einem $W_{3\,\text{Talfahrt}}$ ($W_{3\,T}$) zusammensetzen. $W_{3\,B}$ und $W_{3\,T}$ haben nur auf den entsprechenden Anteil des Verkehrs Einfluß. Das gesuchte W_3 darf jedoch, damit es in gleicher Weise wie die anderen Wirkungsgrade verwendet werden kann, nur auf J_{max} bezogen sein. Aus der Gleichsetzung des mit J_{max} gebildeten Wertes mit dem durch W_{3B} und W_{3T} errechneten Wert ergibt sich:

$$J_{max} \cdot W_3 = \frac{J_{max} \cdot 200}{p_B + p_T} \cdot \frac{1}{200} (p_B \cdot W_{3B} + p_T \cdot W_{3T})$$

$$W_3 = \frac{p_B \cdot W_{3B} + p_T \cdot W_{3T}}{p_B + p_T}$$

Somit ist W_3 durch die Wirkungsgrade W_{3B} und W_{3T} ausgedrückt, von denen jeder für die Auslastung in einer Fahrtrichtung zu ermitteln ist. Die Ermittlung ergibt $W_{3T} = 1$, da 17 % Auslastung einem so niedrigen Kauber Pegel entspricht, wie er nicht vorkommt. W_{3B} dagegen ist gemäß dem Ausdruck $W_3 = \frac{A \cdot 100}{P}$ zu berechnen, wobei nur die unter Kauber Pegel = 123 cm (entspricht einer Auslastung von 0,77) liegenden Wasserstände eine Ablademinderung verursachen. Die Ablademinderung von 0,77 wird daher zu $A_{77} = 1{,}0$; die übrigen A verändern sich entsprechend. Beim Tiefstpunkt mit Kauber Pegel = 80 cm, $A = 0{,}53$, $A_{77} = 0{,}69$, $P = 60$ % ergibt sich $W_{3B} = 0{,}88$. In den übrigen Monaten ist $W_{3B} = 1$.

Daraus folgt:

$$W_3 = 0{,}82 \cdot W_3 + 0{,}182 = 0{,}90.$$

Für die durchschnittliche jährliche Leistung der Schleuse ist nun durchaus nicht Wirkungsgrad W_3 anzuwenden, dazu müßte W_3 über eine Reihe von Jahren gemittelt werden. Dagegen ist für die Frage, bei welchem Jahresverkehr die Schleuse — falls sie ihm auch für den Fall niedrigster Rheinwasserstände gewachsen sein soll — die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit erreicht, der gewonnene Wirkungsgrad W_3, die Sicherheit gegen Niedrigwasser, voll in Rechnung zu setzen. Dieses sowie die Tatsache, daß ein sehr weitgehendes Erfordernis der Schiffahrt erfüllt worden ist, erklärt, warum W_3 so niedrig liegt. Die Unter-

*) Es kommt auch in Betracht, P % auf die größte Stundenbelastung (Dezember) zu beziehen. Dabei wurde $W_3 \cdot W_4$ um etwa 7 % größer ermittelt, aber wegen der Unsicherheit der Wintermonate nicht verwendet.

suchung bietet auch die Möglichkeit zu erkennen, inwieweit mit steigenden Schiffsgrößen — hinsichtlich W_1 ein Vorteil — die Schleusen gegen niedrige Rheinwasserstände anfälliger werden.

4. Wirkungsgrad infolge jahreszeitlicher Schwankungen des Verkehrsaufkommens, W_4.

Es ist die Forderung zu erfüllen, daß die Schleuse das Verkehrsaufkommen auch des verkehrsreichsten Monats bewältigt. Das Verkehrsaufkommen muß als eine gegebene Tatsache angesehen werden, nach der sich die baulichen Anlagen der Wasserstraße zu richten haben. Die Schleuse muß also für den maximalen Monatsverkehr bemessen werden, damit sie im Jahr den durchschnittlichen Monatsverkehr leistet, d. h. der Wirkungsgrad ist $\frac{V_{mittel}}{V_{max.}}$.

Welche jahreszeitlichen Schwankungen als maßgebend anzusehen sind, muß Gegenstand einer besonderen volkswirtschaftlichen Untersuchung sein. Für die vorliegende Arbeit gilt jedoch das im vorhergehenden Abschnitt Gesagte, d. h. der Verkehrsverlauf an der Main-Eingangsschleuse Kostheim des Jahres 1951 wird zugrunde gelegt.

Vorteilhafterweise läuft diesem Verkehrsverlauf die tägliche Betriebsdauer annähernd parallel, in den Monaten überdurchschnittlichen Verkehrs stehen auch überdurchschnittliche Betriebsstunden zur Verfügung, um dieses Mehr kann W_4 vergrößert werden. So ergibt es sich, daß, auf Stundenbelastung umgerechnet, nicht der August, sondern der Dezember der ungünstigste Monat ist (s. folg. Tabelle).

Maßgebend ist aber derjenige Monat, in dem das Produkt $W_3 \cdot W_4$ sein Minimum hat. Das ist im Oktober der Fall, wie aus nachstehender Tabelle hervorgeht. Das Minimum im Dezember wird wegen des aus dem Rahmen fallenden Wertes und wegen der Unsicherheit durch die Winterwitterung als nicht maßgebend angesehen.

	W_3	W_4	$W_3 \cdot W_4$
Juli	1,00	0,99	0,99
August	1,00	0,98	0,98
September	1,00	0,94	0,94
Oktober	0,90	0,93	0,84
November	1,00	0,85	0,85
Dezember	1,00	0,80	0,80

(W_4 im 1. Halbjahr = 1).

Somit ist $W_4 = 0{,}93$.

5. Wirkungsgrad infolge monatszeitlicher Schwankungen des Verkehrsaufkommens, W_5.

Innerhalb der Monate sind überraschend starke Schwankungen feststellbar. Auch sie sind im wesentlichen vom Verkehrsaufkommen abhängig, zu einem gewissen Grade von den Gewohnheiten der Schiffahrt, sollen aber hier jedenfalls als unveränderliche Gegebenheiten angesehen werden. Der zugehörige Wirkungsgrad W_5, anwendbar auf die Gesamtleistungsfähigkeit der Schleuse, wäre ebenso wie W_4 in einer besonderen verkehrswirtschaftlichen Untersuchung zu ermitteln. Für die vorliegende Arbeit wurde ein brauchbarer Wert ebenfalls den Aufschreibungen am Untermain entnommen, wo bereits Verkehrsverhältnisse ähnlich

den zu untersuchenden künftigen an der Schleuse Steinbach herrschen. Ein Verhältnis von Durchschnittsverkehr zu Spitzenverkehr von 0,65 wurde gefunden, dabei trat der Spitzenverkehr in mehreren Fällen an 3 Tagen hintereinander auf, ein Ausgleich mit Tagen geringen Verkehrs ist also nicht möglich. Dagegen kann durchaus angenommen werden, daß an solchen Tagen um 2 Stunden länger geschleust wird und daß derartige Spitzen wie 0,65 mit optimalen Schiffsgrößen erzielt werden. Der Faktor 0,65 ist also für die Betriebszeitverlängerung mit $\frac{16{,}5 \text{ Stunden}}{14{,}5 \text{ Stunden}} = 1{,}14$ und für die Schiffsgrößenverbesserung mit $\frac{1}{0{,}82} = 1{,}22$ zu multiplizieren. Somit wird $W_5 = 0{,}65 \cdot 1{,}14 \cdot 1{,}20 = 0{,}90$. Dieser Wirkungsgrad W_5 ist als eine Mindestforderung der Schiffahrt zu betrachten; bedeutet er doch, daß 3 Tage lang, trotz 2 Stunden längerer Schleusenbetriebszeit, Schiffsansammlungen nicht weggeschleust werden können, wenn sie sich aus anderen als den größten Schiffstypen zusammensetzen.

Ein Wirkungsgrad infolge tageszeitlicher Verkehrsschwankungen wird nicht eingeführt. Es wäre unwirtschaftlich, wegen solcher Schwankungen bauliche Aufwendungen zu machen. Wartezeiten der Schiffe von einigen Stunden an Tagen mit Verkehrsballungen sind zumutbar, auch kann eine gewisse Anpassung der Schiffahrt erwartet werden.

d) Zusammensetzung der Wirkungsgrade, Grenzleistungsfähigkeit.

Es sind nunmehr alle Verkehrsschwankungen untersucht, ihre Auswirkungen auf die Leistungsfähigkeit der Schleuse dargestellt und die für das praktische Beispiel zutreffenden Zahlenwerte ausgerechnet. Die 5 Wirkungsgrade müssen gleichzeitig in die Rechnung eingehen, wenn alle billigen Forderungen der Schiffahrt erfüllt werden sollen, da alle Einschränkungen der Leistungsfähigkeit gleichzeitig und längere Zeit anhaltend vorkommen. Die zur Errechnung der Grenzleistungsfähigkeit der Schleuse Steinbach einzusetzenden 5 Wirkungsgrade sind:

W_1 (Schiffsgrößen)	0,82
W_2 (Schiffsankünfte zu Berg und zu Tal)	0,91
W_3 (Flußwasserstände)	0,90
W_4 (Verkehrsaufkommen jahreszeitlich)	0,93
W_5 (Verkehrsaufkommen monatszeitlich)	0,90

Der Gesamtwirkungsgrad ist

$$W = W_1 \cdot W_2 \cdot W_3 \cdot W_4 \cdot W_5 = 0{,}56.$$

Mit ihm ist die maximale Jahresleistungsfähigkeit $J_{max} = 9\,830\,000$ t zu multiplizieren. Es ist

$$\begin{aligned} J_{Grenz} &= J_{max} \cdot W \\ &= 9\,830\,000 \cdot 0{,}56 \\ &= 5\,500\,000 \text{ t}^*. \end{aligned}$$

Wie der Gang der Rechnung zeigt, gilt dieser Wert bei Erfüllung sehr weitgehender Forderungen der Schiffahrt an die ständige Aufnahmefähigkeit der Schleuse; bei gewissen Einschränkungen der Forderungen ließe er sich erhöhen.

*) Bei einem zu erwartenden Jahresverkehr von 5 500 000 t muß also erstmalig am Main oberhalb von Frankfurt eine zweite Schleuse gebaut werden, und zwar bei der Schleuse Steinbach (oder Rothenfels). Demgegenüber betrug der Verkehr durch die Schleuse Steinbach im Jahre 1951 erst 2 100 000 t.

Die erläuterte Rechnungsmethode, mit Ausnahme von W_3, konnte an der Schleuse Schwabenheim (Länge 110 m, Breite 12 m, Tiefe 3 m, Hubhöhe 8,70 m) des kanalisierten Neckars überprüft werden, da dort 1951 gerade die Grenzleistungsfähigkeit mit 3 625 000 t Jahresverkehr erreicht worden ist. Der gleiche Wert ergab sich bei der Berechnung nach der gezeigten Methode, die damit ihre Bestätigung gefunden hat, ebenso wie durch die in Teil III gebrachten Überprüfungen die Grundlagen von Mistol bestätigt worden sind.

e) Folgerungen.

Die gezeigte Berechnungsart ergibt Verkehrswerte, die einen unmittelbaren Vergleich mit den in Wirtschaftsuntersuchungen gebräuchlichen Werten des Jahresverkehrs erlauben. Dabei braucht ihre Genauigkeit einen bestimmten Grad nicht zu überschreiten, weil die zu machenden Annahmen notwendig mit erheblichen Unsicherheiten verbunden sind. Annahmen sind aber bei einer Vorausberechnung nicht zu vermeiden. Sie haben sich darauf zu erstrecken, was für Wartezeiten der Schiffahrt zuzumuten sind, welche Niedrigwasserstände als maßgebend anzusehen sind und wie sich das Verkehrsaufkommen über das Jahr und den Monat verteilt. Zum zahlenmäßigen Ergebnis des Beispiels ist zu bemerken, daß im Vergleich mit anderen Schleusen noch Reserven hinsichtlich der Schleusenbetriebszeit vorhanden sind, daß für niedrige Rheinwasserstände eine Sicherheit eingerechnet ist und daß im Mainverkehr sowohl starke Verkehrsspitzen als auch geringe Talfracht die Leistungsfähigkeit herabsetzen.

Von den Wirkungsgraden ist nur W_1 (Schiffsgrößen) einer gewissen Beeinflussung zugänglich, dagegen sind die anderen Wirkungsgrade praktisch nicht zu beeinflussen, insbesondere sind die jahreszeitlichen Schwankungen des Verkehrsaufkommens (W_4) von der verladenden Wirtschaft veranlaßt und die Schwankungen der Abladung durch wechselnde Flußwasserstände (W_3) den Naturvorgängen unterworfen. Demnach ließe sich die Leistungsfähigkeit bestehender Schleusen vor allem noch dann steigern, wenn es gelänge, die Schiffahrt zur Bevorzugung bestimmter Schiffstypen beim Neubau zu veranlassen.

Der Gang der Berechnung zeigt noch, daß die Leistungsfähigkeit von Schleusen keineswegs proportional mit der Länge steigt und daß bei Schleppzugschleusen weder das Mittelhaupt noch der Selbstfahrer zur Steigerung der Leistungsfähigkeit beiträgt; beides beschleunigt die Schleusungen nur, solange die Schleuse noch weit von der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit entfernt ist.

III. Die Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Schleusen mittels der Verkehrsstatistik der westdeutschen Wasserstraßen.

Die vorangehenden Untersuchungen zur Bestimmung der Grenzbelastung einer Schleuse gehen von der theoretisch maximalen Leistungsfähigkeit aus, sie ergeben unter Einschaltung von Wirkungsgraden die Grenzleistungsfähigkeit für einen zukünftig zu erwartenden Verkehr.

In Absatz III soll nunmehr auf Grund der sehr sorgfältig geführten aufschlußreichen Unterlagen zur Verkehrsstatistik der westdeutschen Wasserstraßen nach den »Grundlagen« von Dr. Mistol die Leistungsfähigkeit einer Regelschleuse des Dortmund-Ems-Kanals (Meppen), des Rhein-Herne-Kanals (Schleuse II), des Wesel-Datteln-Kanals (Hünxe) und des Küstenkanals (Dörpen) für den vorhandenen Verkehr festgestellt und hieraus eine Ableitung der Grenzbelastung dieser Schleusen gegeben werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen bieten einen

guten Vergleich der 4 Schleusen mit all ihren Eigenarten, wie sie sich aus den Abmessungen und den technischen Einrichtungen ergeben. Sie bilden daher die Grundlage für die in Abs. IV durchgeführten Untersuchungen.

Maßgebenden Einfluß auf die Leistungsfähigkeit der Schleusen hat der Verkehr mit all den verschiedenartigen Schwankungen. Diese ergeben sich

1. aus der Art und Größe der am Verkehr beteiligten Schiffe (Mischungsverhältnis der Fahrzeuge) unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Schleusungszeiten,
2. infolge des verschiedenen Berg- und Talverkehrs (Ungleichförmigkeit),
3. infolge von Wartezeiten für den Schleusenbetrieb,
4. infolge nicht ausgenutzter Ladefähigkeit,
5. infolge nicht ausgenutzter Schleusenkammer.

Durch Auswertung der Unterlagen zur Verkehrsstatistik ist die Möglichkeit gegeben, die Richtigkeit der von Mistol zu Ziff. 1 und 2 abgeleiteten »Grundlagen« zu überprüfen und gleichzeitig festzustellen, ob der von ihm mit 0,7 zu Ziff. 3 bis 5 angenommene Wirkungsgrad berechtigt ist bzw. wie diese Einflüsse exakter zu erfassen sind.

Den Untersuchungen wird durchweg ein volles Betriebsjahr zugrunde gelegt. Damit können gute Mittelwerte erzielt und kleinere Schwankungen ausgeglichen werden. Die Auswertung der Statistik für die westdeutschen Wasserstraßen für einen Zeitraum von mehreren Jahren ergab, daß jahreszeitliche Schwankungen z. B. im Tonnageaufkommen sich regelmäßig jährlich wiederholten und daher zu keinen wesentlichen Abweichungen gegenüber dem gebildeten Mittel führen.

1. Verkehrsschwankungen infolge Art und Größe der am Verkehr beteiligten Schiffe.

Den größten Einfluß auf die Leistungsfähigkeit der Schleusen hat die Vielfalt der am Verkehr eines Kanal- oder Flußgebietes beteiligten Fahrzeuge. Auch in den Fällen, wo eine Wasserstraße für eine bestimmte Schiffsgröße ausgebaut und an ein vorhandenes Wasserstraßennetz angeschlossen wird, ist damit zu rechnen, daß diese Wasserstraße nach der Eröffnung von allen Arten und Größen des auf anderen Wasserstraßen verkehrenden Schiffsparkes benutzt wird, sofern diese nicht wegen ihrer Größe oder aus Gründen der Verkehrssicherheit ausgeschlossen bleiben müssen.

Die Zusammensetzung des Schiffsparkes im Bereich der westdeutschen Wasserstraßen zu den verschiedensten Zeiten der letzten 30 Jahre läßt klar die Tendenz erkennen, möglichst große Fahrzeuge, und zwar in erster Linie Regelfahrzeuge, einzusetzen, um die Frachtleistung so wirtschaftlich wie nur möglich durchzuführen, dann aber auch das Bestreben, die Fahrten so schnell wie nur möglich durchzuführen. Während beim Dortmund-Ems-Kanal im Jahre 1912 noch über 66 % der Fahrzeuge eine Tragfähigkeit unter 100 t hatten und 19 % eine solche zwischen 500 und 1000 t, war dieses Verhältnis bereits 1920 völlig umgekehrt, da zu diesem Zeitpunkt nur noch rd. 4 % Fahrzeuge bis 100 t, dagegen rd. 70 % Fahrzeuge über 500 t gezählt wurden. Dieses Verhältnis änderte sich mit der Motorisierung des Schiffsverkehrs, da hier zunächst die kleineren Fahrzeugtypen motorisiert wurden. Besonders kraß war dieser Wandel in der Zeit nach dem Kriege (1947), die rd. 12 % Küstenmotorschiffe bis zu 100 Ladetonnen und weitere rd. 34 % Motorschiffe über 100 bis 200 Tonnen auf die westdeutschen Wasser-

straßen brachte. Während der Verkehr auf dem Dortmund-Ems-Kanal z. B. noch in den Jahren 1921 und 1931 nur zu 1,5 bzw. 12 % motorisiert war, hat sich dieses Verhältnis im Laufe der letzten 20 Jahre ganz wesentlich geändert. Zur Zeit sind 56 % aller auf dem Dortmund-Ems-Kanal verkehrenden Schiffe Selbstfahrer und stellen an den Bestand und die Leistungsfähigkeit dieses Kanalgebietes einschließlich seiner Betriebsanlagen wesentlich höhere Ansprüche als bei Erbauung des Kanals. Umgekehrt muß anerkannt werden, daß die Motorisierung der Schifffahrt die Leistungsfähigkeit der Kanäle erheblich gesteigert hat.

Im folgenden soll nun zunächst an Hand von Beispielen gezeigt werden, wie sich die tatsächliche Belegung der Schleusen mit den zur Zeit vorhandenen Fahrzeugen auf die Leistungsfähigkeit der Schleusen auswirkt. Die ursprüngliche Absicht, die rechnerischen Unterlagen für das Beispiel der Schleuse Meppen zur Erläuterung dieser Ausführungen als Anhang beizufügen, ließ sich aus raumtechnischen Gründen leider nicht verwirklichen. Der Anhang soll jedoch besonders vervielfältigt und Interessenten auf Anforderung durch den Verfasser zur Verfügung gestellt werden.

Um die Auswirkung der Verkehrsschwankungen infolge der Vielfalt der Schiffsgrößen in ihrem vollen Umfange aufzeigen zu können, wird in allen Beispielen davon ausgegangen, zunächst die theoretisch maximale Ausnutzung der einzelnen Schleusen zu ermitteln. Das ist offenbar dann der Fall, wenn die Schleusen jeweils mit den Schiffen, für die sie erbaut wurden, voll belegt werden. Als weitere Fälle werden dann Schleusenbelegungen untersucht, bei denen jeweils nur 75, 50, 25 und 0 % dieser Regelfahrzeuge vertreten sind. Daneben sind auf Grund des tatsächlich vorhandenen »Mischungsverhältnisses« der Fahrzeuge (s. Tafel 1) jeweils theoretisch die Anzahl der durchgeschleusten Fahrzeuge sowie die bewältigten Ladetonnen ermittelt worden. Dabei ist es für die vergleichenden Untersuchungen gleichgültig, ob zur Ermittlung der Wirkungsgrade Richtungs- oder Kreuzungsschleusungen zugrunde gelegt werden, da das Verhältnis der Verholzeiten für die verschiedenen Mischungsverhältnisse der Fahrzeuge in allen Fällen für Richtungs- und Kreuzungsschleusungen gleich ist.

Tafel 1.

Mischungsverhältnis des vorhandenen Verkehrs.

Schleuse	Selbstfahrer				
	80-t-MF	180-t-MF	350-t-MF	650-t-MF	1000-t-MF
Meppen ...	14,0 %	28,0 %	13,0 %	2,5 %	2,5 %
Schl. II	—	7,0 %	5,0 %	4,0 %	7,0 %
Hünxe	—	13,0 %	20,0 %	9,0 %	10,0 %
Dörpen	35,0 %	7,0 %	6,0 %	4,0 %	5,0 %

Schleuse	Schleppzüge					
	Schlepper	200-t-K	350-t-K	650-t-K	1000-t-K	1350-t-K
Meppen ...	14,5 %	2,5 %	4,0 %	3,0 %	16,0 %	—
Schl. II	—	9,0 %	11,0 %	19,0 %	21,0 %	17,0 %
Hünxe	17,0 %	—	4,0 %	6,0 %	15,0 %	6,0 %
Dörpen	20,0 %	2,0 %	2,0 %	8,0 %	11,0 %	—

Aus den Ergebnissen dieser vergleichenden Untersuchungen läßt sich jeweils der Wirkungsgrad für die Mischungsverhältnisse ableiten. Weiterhin läßt sich durchaus erkennen, inwieweit an den einzelnen Schleusen eine Steigerung des

Verkehrs in Zukunft noch möglich ist. Die maximale Verkehrsleistung wird selten zu erreichen sein, da die Fahrzeuge im allgemeinen in der Reihenfolge ihrer Ankunft abgefertigt werden müssen, nicht aber mit dem Ziel einer größtmöglichen Ausnutzung der Schleusenkammer.

Tafel 2.

Beispiel: Schleuse Meppen–Dortmund–Ems-Kanals.

Nutzbare Kammerlänge: 165,0 m
Nutzbare Kammerbreite: 10,0 m
Gefälle: 4,2 m
Tauchtiefe: 2,0 m
Betriebsstunden: 15,5 Std./Tag

1	2	3	4	5	6
Belegung der Schleusenkammer	Leistung je Schlsg. T_m t	v. H. des Maximums	Schleusungszeit t min	tägl. Leistung Q t	v. H. des Maximums (Wirkungsgrad W_V)
Max. 2 1000-t-MF 2 80-t-MF	1 620	100,0	42,7	35 276	100,0
100 % 1000-t-MF 0 % 80-t-MF	1 413	87,3	42,3	31 062	88,0
75 % 1000-t-MF 25 % 80-t-MF	1 362	84,1	42,4	29 871	84,6
50 % 1000-t-MF 50 % 80-t-MF	1 280	79,0	42,7	27 902	79,1
25 % 1000-t-MF 75 % 80-t-MF	1 113	68,7	43,2	23 956	68,0
0 % 1000-t-MF 100 % 80-t-MF	622	38,4	45,1	12 796	36,2
2 1000-t-K 1 Schlepper 1 80-t-MF	1 540	95,0	42,7	33 539	95,0
66,7 % 1000-t-K 33,3 % Schlepper 0 % 80-t-MF	1 285	79,3	42,5	28 114	79,7
50 % 1000-t-K 25 % Schlepper 25 % 80-t-MF	1 228	75,7	42,7	26 746	75,7
32,3 % 1000-t-K 16,7 % Schlepper 50 % 80-t-MF	1 140	70,4	43,0	24 654	69,9
16,7 % 1000-t-K 8,3 % Schlepper 75 % 80-t-MF	984	60,7	43,6	20 990	59,5
Tatsächlicher Verkehr	1 050	64,8	39,7	24 598	69,8

Aus der Tafel 2 ist folgendes Ergebnis zu entnehmen: Bei der gegenwärtigen Ausnutzung der Schleusenkammer der Schleuse Meppen ergibt sich bei 2,0 m Abladung ein Ausnutzungsgrad von $W_V = 69{,}8\ \% = 0{,}698$. Hierbei wurde die

theoretische Leistungsfähigkeit in der Weise ermittelt, daß zunächst für den Vergleich nur Richtungsschleusungen mit Motorschiffen bzw. Selbstfahrern berücksichtigt wurden. Eine Ausnutzung von 100 % kann nur dann erreicht werden, wenn neben 2 · 1000 t-Motorschiffen noch 2 · 80 t-Selbstfahrer gleichzeitig geschleust werden. Bei der angenommenen theoretischen Belegung von 100 % 1000 t-MS wird ein Wirkungsgrad von 88 % erreicht, da bei dieser Ausnutzung Restflächen in der Schleusenkammer vorhanden sind, die nicht ausgenutzt werden können.

Bei Schleppzügen wird sich unter sonst gleichen Voraussetzungen als maximale Tagesleistung Q = 33 539 t ergeben, d. h. der maximale Ausnutzungsgrad würde in diesem Falle nur 95 % betragen. Hiermit ist der tatsächliche Wirkungsgrad von 69,8 % zu vergleichen, der auf Grund der vorhandenen Fahrzeugmischung, bei 56 % Motorfahrzeugen und 44 % Schleppkähnen ermittelt wurde. Der Vergleich zeigt also, daß die vorhandene Verkehrsbelastung etwa 25 % unter der Maximalbelastung liegt. Eine weitere Verbesserung wird nur dann erreicht werden, wenn sich die Belegung der Schleusenkammer zugunsten der größeren Regelfahrzeuge oder wenn eine Abkürzung der Schleusungszeiten zu erreichen ist. Hierbei muß klar herausgestellt werden, daß die weitere Motorisierung des Schiffsparks allein eine wesentliche Abkürzung der Schleusungszeiten nicht bringen wird, da die Einfahrt- und Ausfahrtgeschwindigkeit der Selbstfahrer mit Rücksicht auf die Verkehrssicherheit bei den kurzen Verhollängen, wie sie beim Ausbau angestrebt werden (s. Abs. III Ziff. 2), nicht wesentlich gesteigert werden kann. Nach der Durchführung des Ausbaues, d. h. bei Abladung der Fahrzeuge auf 2,5 m und bei 10,0 m Kammerbreite wird der Ausnutzungsgrad von 69,8 % zunächst auf 63,9 % fallen. Das ist darauf zurückzuführen, daß zur Zeit nur die Regelfahrzeuge (Abmessungen 67,0 × 8,2 m), einige Küstenmotorschiffe und größere Fahrzeuge mit einer Tauchtiefe von 2,5 m abgeladen werden können. Das wird sich in wenigen Jahren ändern, sobald erst die Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals von Bergeshövede bis Emden für 2,5 m Abladetiefe erschlossen ist.

Tafel 3.

Bestimmung des Wirkungsgrades infolge Nichtausnutzung der Ladefähigkeit an Hand der Statistik des Jahres 1951.

Schleuse Hünxe.

Monat	Zahl d. bel. Fahrzeuge	Gesamttragfähigk. d. bel. Fahrzeuge	Gesamtladung t	Wirkungsgrad W_L
Januar	661	360 166	285 257	0,792
Februar	852	444 578	357 857	0,805
März	989	485 925	387 713	0,798
April	1005	515 860	417 626	0,810
Mai	1083	553 058	438 962	0,794
Juni	1250	645 490	571 173	0,806
Juli	1405	730 974	591 083	0,809
August	724	398 761	324 617	0,815
September	1315	700 020	576 499	0,824
Oktober	1268	703 971	554 342	0,789
November	1193	668 091	546 489	0,818
Dezember	891	522 736	426 964	0,810
			im Mittel:	**0,805**

Unter denselben Gesichtspunkten wurde für die weiteren Schleusen der Einfluß der Verkehrsmischung untersucht. Die Abmessungen der einzelnen Schleusen sind der Tafel 4 zu entnehmen.

Bei der Schleuse II (Rhein-Herne-Kanal) wird ein Ausnutzungsgrad von rd. 67 % für den vorhandenen Verkehr erzielt. Der etwas geringere Ausnutzungsgrad gegenüber der Schleuse Meppen ist in einer nicht ganz so günstigen Belegung der Schleusenkammer mit Motorschiffen zu suchen.

Zu beachten ist bei der Schleuse II, daß die Schlepper hier nicht mitgeschleust werden, so daß die Schleusenkammer weitgehend ausgenutzt werden kann. Das Verholen erfolgt bei der Einfahrt durch Treidellokomotiven, während für die Ausfahrt besondere Bugsierer zur Verfügung stehen, falls die Ausfahrt z. B. bei Windstille und bei geringem Verkehr nicht ebenfalls durch die Treidelloks vorgenommen wird.

Bei der Schleuse Hünxe ist der Betrieb in der Weise geregelt, daß ein »schleppzuggerechtes« Schleusen erfolgt, d. h. die ankommenden Schlepper können in der Regel mit ihrem gesamten Anhang durchgeschleust werden. Der festgestellte Ausnutzungsgrad infolge des vorhandenen Verkehrs beträgt bei dieser Schleuse 64,2 %.

Die Schleuse Dörpen bietet insofern eine aufschlußreiche Ergänzung zu den ersten 3 Beispielen, da es sich hier um eine Schleuse mit recht kurzer Kammerlänge handelt, so daß nunmehr eine gute Vergleichsmöglichkeit der Leistungen bei verschiedenen nutzbaren Längen der Schleusenkammer gegeben ist. Allerdings muß berücksichtigt werden, daß an der Schleuse Dörpen nur ein recht geringes Gefälle vorliegt, das recht kurze Füll- und Entleerungszeiten erfordert.

Bei der guten Ausnutzbarkeit der Schleusenkammer überrascht es trotz des geringen Anteils an 1000 t-Regelfahrzeugen nicht, daß die Schleuse Dörpen den größten Wirkungsgrad bei dem vorliegenden Mischungsverhältnis aufweist. Er beträgt rd. 73 % und liegt daher nur 27 % unter der größtmöglichen Ausnutzung der Schleusenkammer. Bei Schleppzügen ist für die Schleuse Dörpen im Maximum eine Ausnutzung von 92,1 % zu erreichen. Von dieser größtmöglichen Belegung weicht die festgestellte Verkehrsbelegung nur um rd. 19 % ab.

2. Der Einfluß der verschiedenen Ankunftszeiten im Berg- und Talverkehr.

Es ist bereits darauf hingewiesen worden, daß die Leistungsfähigkeit der Schleusen infolge des verschiedenen Tal- und Bergverkehrs herabgesetzt wird. Bei kleineren Ungleichförmigkeiten werden Wartezeiten entstehen, die unter Ziff. III Abs. 3 berücksichtigt werden. Bei größeren Schwankungen werden nicht nur Kreuzungsschleusungen, sondern auch Richtungsschleusungen vorkommen, die infolge der Leerschleusungen die Leistungsfähigkeit der Schleusen vermindern.

Für die Beispiele wurde der Einfluß der verschiedenen Ankunftszeiten im Berg- und Talverkehr entsprechend der vorliegenden Verhältniszahlen

$$m : n = 0{,}58 : 0{,}42 \quad \text{(Schleuse Hünxe)}$$
$$m : n = 0{,}57 : 0{,}43 \quad \text{(Schleuse Meppen)}$$
$$m : n = 0{,}51 : 0{,}49 \quad \text{(Schleuse II)}$$
$$m : n = 0{,}44 : 0{,}56 \quad \text{(Schleuse Dörpen)}$$

rechnerisch bestimmt und in Tafel 4 bei Feststellung der täglichen theoretischen Schleusenleistung berücksichtigt.

Tafel 4.

Die Leistungsfähigkeit der Schleusen auf Grund der tatsächlich vorhandenen Zusammensetzung der Fahrzeuge.

			Schleuse Meppen	Schleuse Meppen	Schleuse II	Schleuse Hünxe	Schleuse Dörpen
			2,0 m Abladung	2,5 m Abladung	2,5 m Abladung	2,5 m Abladung	2,0 m Abladung
1	Nutzbare Kammerlänge der Schleuse		165,0 m	165,0 m	165,0 m	225,0 m	105,0 m
2	Nutzbare Kammerbreite der Schleuse		10,0 m	10,0 m	10,0 m	12,0 m	12,0 m
3	Schleusengefälle		4,2 m	4,2 m	3,7 m	6,0 m	1,2 m
4	Zusammensetzung des tatsächlichen Verkehrs		Tafel 1	Tafel 1	Tafel 1	Tafel 1	Tafel 1
5	Anzahl der Fahrzeuge je Schleusung	$Z_{m\ pr}$	3,62	3,62	2,27	3,76	2,36
6	Tonnen je Fahrzeug	L_m	290 t	338 t	723 t	518 t	269 t
7	Tonnen je Schleusung	T_m	1 050 t	1 223 t	1 641 t	1 947 t	635 t
8	Schleusungszeiten für Richtungsschleusung	s_R	39,6 min	39,6 min	38,2 min	49,6 min	28,6 min
9	Schleusungszeiten für Kreuzungsschleusung	s_K	55,0 min	55,0 min	55,1 min	69,5 min	41,5 min
10	Beladene Fahrzeuge zu Tal	P_t %	95,0 %	95,0 %	85,0 %	70,0 %	70,0 %
11	Beladene Fahrzeuge zu Berg	P_B %	80,0 %	80,0 %	35,0 %	80,0 %	90,0 %
12	Berg- : Talverkehr	m : n	0,57 : 0,43	0,57 : 0,43	0,51 : 0,49	0,58 : 0,42	0,44 : 0,56
13	Gemittelte Betriebsstunden je Tag	b	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h
14	Theoretische tägliche Schleusenleistung (Ladungstonnen)	Q_{th}	29 272 t	34 094 t	32 980 t	36 575 t	21 781 t
15	Wirkungsgrad infolge Wartezeiten	W_w	0,91	0,91	0,90	0,80	0,55
16	Wirkungsgrad infolge nicht genutzter Ladefähigkeit	W_L	0,92	0,92	0,85	0,81	0,80
17	Wirkungsgrad infolge nicht genutzter Schleuse	W_S	0,95	0,95	0,79	0,68	0,88
18	Gesamtwirkungsgrad	$W_{ges.}$	0,795	0,795	0,605	0,440	0,387
19	Reduzierte tägliche Schleusenleistung	$Q_{red.}$	23 271 t	27 105 t	19 953 t	16 093 t	8 429 t
20	Gemittelte Betriebstage im Jahr	B	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.
21	Rechnerische Schleusenleistung je Jahr (Ladungstonnen)	$J_{rechn.}$	7 912 140 t	9 215 700 t	6 784 020 t	5 471 620 t	2 865 860 t
22	Schleusenleistung lt. Statistik für das Jahr 1951 (Ladungstonnen)	$J_{tats.}$	7 824 990 t	—	6 953 614 t	5 428 582 t	2 898 881 t

Die nach den vorstehenden Grundlagen für die Schleusen Meppen, Schleuse II (Rhein-Herne-Kanal), Hünxe und Dörpen ermittelten und in Tafel 4, Zeile 14 angegebenen täglichen Schleusenleistungen (Q_{th}) sind nach Dr. Mistol noch zu reduzieren,

a) wegen des nicht gleichmäßigen Verkehrs; die Kähne treffen in ungleichen Abständen ein, wodurch Betriebspausen entstehen,

b) weil die Schleusenkammer nicht immer voll ausgenutzt wird; oft werden Schleusungen mit weniger als Z_m Fahrzeugen durchgeführt oder aber

c) mit Fahrzeugen, die nur z. T. ausgelastet sind.

Für alle diese Einwirkungen zu a) bis c) rechnet Dr. Mistol nach Beobachtungen an der Oder bei normaler Wasserführung durchschnittlich mit rund 30 % Leistungsverlust, ein Wert, der auch für andere Wasserstraßen annähernd richtig sein soll.

In Anbetracht der sehr exakten Ableitung der vorstehenden Grundlagen ist diese Reduktion wenig befriedigend. Es soll daher der Versuch gemacht werden, die unter a) bis c) angegebenen Leistungsverluste im einzelnen genauer festzustellen.

3. Die Leistungsverluste infolge von Wartezeiten.

Bei den Leistungsverlusten infolge des nicht gleichmäßigen Verkehrs handelt es sich, wie bereits unter Ziff. III Abs. 2 ausgeführt wurde, um unvermeidliche Wartezeiten, wie sie sich nahezu an allen Schleusen ergeben, die nicht voll ausgelastet sind. Diese Wartezeiten lassen sich am besten mit Hilfe der laufenden Schleusenaufzeichnungen bzw. an Hand von Betriebsplänen feststellen, die sich über einen möglichst langen Zeitraum erstrecken müssen, um einen zutreffenden Mittelwert zu erhalten. So sind die Aufzeichnungen der Schleuse Meppen für das Jahr 1951 ausgewertet worden. Die tatsächlichen Wartezeiten einschließlich der Ausfallzeiten infolge von Betriebsstörungen betrugen für diesen Zeitabschnitt 475 Stunden. Bei 340 Betriebstagen bzw. 5283 Betriebsstunden im Jahr ergibt sich ein Wirkungsgrad von $W_w = \frac{(5283 - 475)}{5283} = 0{,}91$ und damit ein Leistungsverlust von 9,0 %. Die Leistungsverluste der übrigen Schleusen folgen aus den in gleicher Weise festgestellten Wirkungsgraden (s. Tafel 4, Zeile 15). Bemerkenswert ist der recht große Leistungsverlust der Schleuse Dörpen in Höhe von 45 %, was bereits hier zu der Feststellung führt, daß diese Schleuse bei weitem nicht ausgelastet ist.

4. Der Leistungsverlust infolge nicht ausgenutzter Ladefähigkeit der Schiffe.

Der Leistungsverlust infolge nicht ausgenutzter Ladefähigkeit der Schiffe ist der amtlichen Verkehrsstatistik zu entnehmen. In Tafel 3 ist z. B. die Verkehrsstatistik der Schleuse Hünxe für das Jahr 1951 aufgetragen. Einmal ist hieraus zu ersehen, daß die Ausnutzung der Fahrzeuge trotz erheblicher Verkehrsschwankungen:

monatliche	Gesamttragfähigkeit bei	Gesamtladung
Min.	360 166 t	285 257 t
Max.	730 974 t	591 083 t

recht konstant ist. Die Wirkungsgrade W_L schwanken zwischen 0,789 und 0,824, sie ergeben einen mittleren Wirkungsgrad von $W_L = 0{,}81$ und damit einen Leistungsverlust i. M. von 19 %. Die entsprechenden Angaben für die Schleuse Meppen, Schleuse II und Schleuse Dörpen sind der Tafel 4 Zeile 16 zu entnehmen.

5. Der Leistungsverlust infolge nicht ausgenutzter Schleusenkammer.

Für die Bestimmung der Leistungsverluste infolge nicht ausgenutzter Schleusenkammer ist außer den in der Verkehrsstatistik enthaltenen Angaben noch die Kenntnis der Anzahl der in diesem Zeitraum verfahrenen Schleusungen erforderlich. Da derartige Aufzeichnungen im allgemeinen bei den einzelnen Schleusen geführt werden, ist die Feststellung dieses Einflusses in der Regel möglich.

So wurde z. B. für die Schleuse Meppen das Betriebsjahr 1951 ausgewertet. Es ergab sich bei i. M. 25,4 Schleusungen pro Tag eine mittlere Tonnenzahl je Schleusung von $T_m = 1112$ t. Demgegenüber wurde die Schleusenleistung T_m nach den Grundlagen für die Schleuse Meppen zu 1170 t bei 2,0 m Abladung ermittelt. Hieraus folgt der Wirkungsgrad infolge nicht ausgenutzter Schleusenkammer zu

$$W_S = \frac{1\,112}{1\,170} = 0{,}95.$$

Der entsprechende Leistungsverlust beträgt rd. 5 %. Die in gleicher Weise festgestellten Wirkungsgrade für die Schleuse II, Schleuse Hünxe und Dörpen sind aus der Tafel 4 Zeile 17 abzulesen.

6. Vergleich der theoretischen ermittelten Leistungsfähigkeit mit den tatsächlichen Schleusenleistungen der amtlichen Verkehrsstatistik.

Um den Vergleich mit der amtlichen Verkehrsstatistik durchführen zu können, sind zunächst die theoretischen täglichen Schleusenleistungen $Q_{theor.}$ entsprechend den festgestellten Wirkungsgraden zu reduzieren. Aus den Einzelwirkungsgraden W_w, W_L, W_S folgt der Gesamtwirkungsgrad $W_{ges.}$ aus

$$W_{ges.} = W_w \cdot W_L \cdot W_S$$

z. B. für die Schleuse Meppen:

$$W_{ges.} = 0{,}91 \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}95 = 0{,}795$$

Bemerkenswert ist hierbei, daß der Gesamtwirkungsgrad keineswegs einheitlich etwa 0,7 (nach Dr. Mistol) beträgt. Er ist weitgehend von den Wartezeiten und von der Ausnutzung der Schleusenkammer, d. h. grundsätzlich überhaupt von der Höhe der Auslastung der Schleusen abhängig. In den vorliegenden Fällen schwankt $W_{ges.}$ zwischen 0,795 und 0,387 (siehe Tafel 4 Zeile 18).

Da die in Zeile 14 der Tafel 4 angegebenen theoretischen täglichen Schleusenleistungen $Q_{theor.}$ bereits die aus dem Verkehr und seinen Schwankungen herrührenden Wirkungsgrade W_V und W_U enthalten (siehe Tafel 2), folgt

$$Q_{red.} = W_{ges.} \cdot Q_{theor.}$$

z. B. für Schleuse Meppen:

$$Q_{red.} = 0{,}795 \cdot 29\,272 = 23\,271 \text{ t.}$$

Bei 340 Betriebstagen im Jahr, wie sie j. M. im Bereich der westdeutschen Wasserstraßen festgestellt wurden, betragen die rechnerischen Schleusenleistungen pro Jahr: $J_{Rechng.} = Q_{red.} \cdot 340$

z. B. für die Schleuse Meppen:

$$J_{Rechng.} = 23\,271 \cdot 340 = 7\,912\,140 \text{ Ladungstonnen.}$$

Die Abweichung von der aus der Verkehrsstatistik 1951 festgestellten Schleusenleistung ($J_{tats.} = 7\,824\,990$ Ladungstonnen) beträgt 87 150 Ladungstonnen oder 1,1 %. Bei den übrigen Beispielen ergeben sich ebenfalls nur geringe Unterschiede:

Schleuse II (Rh.-H.K.)	169 594 Ldgt.	= + 2,4 %
Schleuse Hünxe	43 038 Ldgt.	= — 0,8 %
Schleuse Dörpen	33 021 Ldgt.	= + 1,2 %

Die Übereinstimmung der rechnerisch und aus der Verkehrsstatistik ermittelten Schleusenleistungen ist also recht gut.

7. Ableitung der Grenzbelastung von Schleusen.

Bei der Feststellung der Grenzbelastung (siehe Tafel 5) geht man von der größtmöglichen Schleusenbelegung aus und ermittelt daraus die maximale Schleusenleistung. Wie bereits aus der Tafel 2 z. B. für die Schleuse Meppen ersehen werden kann, ist die größtmögliche Schleusenbelegung bei je 2 1000 t- und 80 t-Motorschiffen gegeben. Die max. Tonnenzahl je Schleusung beträgt für diese Belegung $T_m = 1620$ t. Die Schleusungszeiten sind infolge der längeren Verholzeiten (2 · 18,6 min.) auf 62,4 min. gestiegen. Das Verhältnis der beladenen Fahrzeuge zu Tal und zu Berg wird in gleicher Weise wie bei der tatsächlich vorhandenen Zusammensetzung der Fahrzeuge zu $P_t = 95\%$ und $P_B = 80\%$ angenommen, da sich die Art des Verkehrsaufkommens im Bereich des Dortmund-Ems-Kanals voraussichtlich nicht ändern wird. Für die Berg- und Talfahrt wird für die Feststellung der theor. max. Schleusenleistung pro Tag zunächst mit völliger Gleichförmigkeit des Verkehrs (m : n = 0,5 : 0,5) gerechnet. Hieraus folgt bei der Schleuse Meppen eine Leistung von max. $Q_{theor.} = 42\,252$ Ladungstonnen (Tafel 5, Zeile 10).

Es ist bereits bei der Feststellung der einzelnen Leistungsverluste für die augenblicklich vorhandene Verkehrszusammensetzung darauf hingewiesen worden, daß auch bei der Grenzbelastung derartige Leistungsminderungen nicht zu vermeiden sind. So wird der Wirkungsgrad infolge der Verkehrsmischung (Mischungsverhältnis der Fahrzeuge) z. B. bei der Schleuse Meppen, der z. Zt. 0,698 = rd. 0,7 beträgt, kaum über 0,75 hinausgehen. Hierbei wird bereits angenommen, daß eine Steigerung des Anteils der 1000 t-Motorschiffe von 2,5 auf 20% auf Kosten der kleineren Fahrzeuge erfolgt. Gleichfalls wird eine gewisse Ungleichförmigkeit des Verkehrs, wenn auch nur zeitweilig, bestehen bleiben. So wurde den örtlichen Verhältnissen entsprechend für W_U in Ansatz gebracht:

Schleuse Meppen ..... $W_U = 0{,}95$
Schleuse II ..... $W_U = 0{,}995$
Schleuse Hünxe ..... $W_U = 0{,}935$
Schleuse Dörpen ..... $W_U = 0{,}956$

Dagegen entfallen bei der Grenzbelastung jegliche Wartezeiten, da in diesem Falle anzunehmen ist, daß stets Fahrzeuge im Rang auf Schleusung warten.

Eine wesentliche Änderung in der Ausnutzung der vorhandenen Ladefähigkeit der beladenen Schiffe wird bei der Grenzbelastung nicht eintreten, da hierfür ausschließlich Umfang und Art des Frachtanfalls maßgebend sind.

Der Leistungsverlust infolge nicht ausgenutzter Schleusenkammer wird bei der Grenzbelastung voraussichtlich etwas geringer werden. Hierbei kann jedoch nicht damit gerechnet werden, daß durch Auswahl der Fahrzeuge eine zweckmäßigere Belegung der Schleusenkammer erzielt wird. Einmal muß im allgemeinen an dem Grundsatz festgehalten werden, daß die Abfertigung der vor der Schleuse ankommenden Fahrzeuge nach der Reihenfolge ihrer Ankunft erfolgt, sofern nicht vom Vorschleuserecht Gebrauch gemacht wird, und zum anderen würde eine derartige Abfertigung infolge längerer Verholwege längere Schleusungszeiten erfordern, so daß hierdurch Vorteile für den Schleusenbetrieb in der Regel nicht erwartet werden können. Die im einzelnen für W_S gewählten Wirkungsgrade sind aus Tafel 5 Zeile 15 zu entnehmen, sie schwanken zwischen 0,96 (Schleuse Meppen) und 0,90 (Schleuse Hünxe).

Tafel 5.

Die Grenzbelastung der Schleusen auf Grund der tatsächlich vorhandenen Zusammensetzungen und der zukünftig zu erwartenden Zusammensetzung der Fahrzeuge.

			Schleuse Meppen		Schleuse Meppen		Schleuse II		Schleuse Hünxe		Schleuse Dörpen	
			2,0 m Abladung		2,5 m Abladung		2,5 m Abladung		2,5 m Abladung		2,0 m Abladung	
			vorh. Verk.	zukünft. Verk.	vorh. Verk.	zukünft. Verk.	vorh. Verk.	zukünft. Verk.	vorh. Verk.	zukünft. Verk.	vorh. Verk.	zukünft. Verk.
1	Nutzbare Kammerlänge		165,0 m	165,0 m	165,0 m	165,0 m	165,0 m	165,0 m	225,0 m	225,0 m	105,0 m	105,0 m
2	Nutzbare Kammerbreite		10,0 m	10,0 m	10,0 m	10,0 m	10,0 m	10,0 m	12,0 m	12,0 m	12,0 m	12,0 m
3	Schleusengefälle		4,2 m	4,2 m	4,2 m	4,2 m	3,7 m	3,7 m	6,0 m	6,0 m	1,2 m	1,2 m
4	Max. Tonnenzahl je Schleusung (für das Regelschiff)	T_m	1 620 t	1 620 t	2 060 t	2 060 t	2 600 t	2 600 t	3 210 t	3 210 t	890 t	890 t
5	Zeit für Kreuzungsschleusung	s_K	62,4 min	62,4 min	62,4 min	62,4 min	59,9 min	59,9 min	75,7 min	75,7 min	42,5 min	42,5 min
6	Beladene Fahrzeuge zu Tal	P_t	95,0 %	95,0 %	95,0 %	95,0 %	85,0 %	85,0 %	70,0 %	70,0 %	70,0 %	70,0 %
7	Beladene Fahrzeuge zu Berg	P_B	80,0 %	80,0 %	80,0 %	80,0 %	35,0 %	35,0 %	80,0 %	80,0 %	90,0 %	90,0 %
8	Berg- : Talverkehr	m : n	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5	0,5 : 0,5
9	Gemittelte Betriebsstunden	b	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h	15,5 h
10	Theor. max. Schleusenleistung Ladungstonnen/Tag	max. Q_{th}	42 252 t	42 252 t	53 728 t	53 728 t	48 441 t	48 441 t	59 154 t	59 154 t	31 160 t	31 160 t
11	Wirkungsgrad infolge Verkehrsmischung	W_V	0,70	0,75	0,64	0,75	0,67	0,75	0,642	0,750	0,73	0,80
12	Wirkungsgrad infolge Ungleichförmigkeit	W_U	0,95	0,95	0,95	0,95	0,995	0,995	0,935	0,935	0,956	0,956
13	Wirkungsgrad infolge Wartezeiten	W_w	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
14	Wirkungsgrad infolge nicht genutzter Ladefähigkeit	W_L	0,92	0,92	0,92	0,92	0,85	0,85	0,81	0,81	0,80	0,80
15	Wirkungsgrad infolge nicht genutzter Schleuse	W_S	0,96	0,96	0,96	0,96	0,90	0,95	0,85	0,90	0,95	0,95
16	Gesamtwirkungsgrad	$W_{ges.}$	0,59	0,63	0,54	0,63	0,51	0,602	0,415	0,517	0,53	0,58
17	Reduz. tägl. Grenzbelastung (Ladungstonnen)	$Q_{red. gr.}$	24 928 t	26 620 t	29 013 t	33 849 t	24 704 t	29 161 t	24 550 t	30 582 t	16 515 t	18 104 t
18	Mittlere Betriebstage/Jahr	B	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.	340 Tg.
19	Jährliche Grenzbelastung	Jgr.	8 475 520 t	9 050 800 t	9 864 420 t	11 508 660 t	8 399 500 t	9 914 740 t	8 347 000 t	10 397 880 t	5 615 100 t	6 155 360 t

Zu den in Zeile 16 festgestellten Gesamtwirkungsgraden ist zu bemerken, daß sie gegenüber der Tafel 4 noch die Wirkungsgrade infolge Verkehrsmischung (W_V) und Ungleichförmigkeit (W_U) enthalten, die dort bereits bei der theor. max. Schleusenleistung $Q_{theor.}$ Berücksichtigung gefunden hatten. Die Gesamtwirkungsgrade für die Grenzbelastung schwanken, abgesehen von der Schleuse Hünxe, recht wenig. Sie liegen für das augenblickliche Mischungsverhältnis der Fahrzeuge zwischen $W_{ges.} = 0{,}59$ und 0,51 und für den geschätzten zukünftigen Verkehr (Erhöhung des Anteiles der größeren Fahrzeuge) zwischen $W_{ges.} = 0{,}63$ und 0,602. Der Gesamtwirkungsgrad für die Schleuse Hünxe ist in erster Linie wegen der Eigenart des dort vorliegenden Verkehrs weniger günstig als bei den übrigen Schleusen. Er ist für den augenblicklichen Verkehr zu $W_{ges.} = 0{,}415$ und für den zukünftigen Verkehr zu $W_{ges.} = 0{,}517$ ermittelt worden. Sobald der Kohlenabbau von der Emscher weiter zur Lippe verlagert wird, dürfte beim Wesel-Datteln-Kanal mit ähnlichen Verhältnissen zu rechnen sein wie beim Rhein-Herne-Kanal.

Werden auch bei der Grenzbelastung 340 Betriebstage zugrunde gelegt, so ergibt sich die in Zeile 19 der Tafel 5 für die einzelnen Schleusen festgestellte Grenzbelastung. Gegenüber der augenblicklichen Ausnutzung (s. Tafel 4 Zeile 21) sind daher voraussichtlich folgende Steigerungen zu erzielen:

	auf Grund des vorhandenen Verkehrs		auf Grund des zukünftigen Verkehrs	
Schleuse Meppen (2,0 m Abladung)	563 380 t	7,1 %	1 138 660 t	14,4 %
Schleuse Meppen (2,5 m Abladung)	648 720 t	7,0 %	2 292 960 t	24,9 %
Schleuse II (2,5 m Abladung)	1 615 480 t	23,8 %	3 130 720 t	46,2 %
Schleuse Hünxe (2,5 m Abladung) ..	2 875 380 t	52,5 %	4 926 260 t	90,0 %
Schleuse Dörpen (2,0 m Abladung) ..	2 749 240 t	95,9 %	3 289 500 t	114,7 %

Aus diesen Ergebnissen sind folgende Erkenntnisse hervorzuheben:

1. Die Schleusen mit geringerer Auslastung zeigen naturgemäß eine sehr viel größere Steigerungsmöglichkeit bis zur Grenzbelastung.

2. Die Schleuse Meppen hat die Grenzbelastung nahezu erreicht. Eine einigermaßen ausreichende Verbesserung der Leistungsfähigkeit wird nur dann zu erzielen sein, wenn sich die Verkehrszusammensetzung zugunsten der Regelfahrzeuge verbessern läßt. Der Ausbau auf 2,5 m Abladetiefe bringt bei gleichbleibender Fahrzeugzusammensetzung keine Verbesserung der Leistungsfähigkeit (7,1 % gegenüber 7,0 %). Erst bei Verbreiterung der Schleusenkammer auf 12,0 m, wie z. Z. die neue Schleuse Meppen-Teglingen ausgeführt wird, ist eine ausreichende Verbesserung zu erwarten.

3. Die Grenzbelastung der Schleuse Dörpen mit 105 m nutzbarer Kammerlänge scheint im Vergleich zu den 165 und 225 m langen Schleusenkammern besonders günstig zu sein. Die Ergebnisse sind jedoch nicht ohne weiteres vergleichbar, da sowohl die Zusammensetzung des Verkehrs wie die Kammerbreite und zugelassene Tauchtiefe, vor allem aber das an der Schleuse Dörpen vorhandene Gefälle von den entsprechenden Abmessungen der übrigen Schleusen abweicht. Wenn man die Grenzbelastung aller vier Schleusen einheitlich unter denselben Bedingungen und Voraussetzungen (z. B. wie für die Schleuse

Hünxe mit 12,0 m Kammerbreite, 6 m Schleusengefälle und 2,5 m Tauchtiefe der Fahrzeuge sowie der entsprechenden Verkehrszusammensetzung der Schleuse Hünxe) feststellt, so zeigen die Vergleichsrechnungen folgende Ergebnisse:

a) für die Schleusen mit 225 m nutzbarer Kammerlänge ..... J_{gr} = 8 347 000 t = 100 %

b) für die Schleusen mit 165 m nutzbarer Kammerlänge ..... J_{gr} = 7 660 880 t = 91,8 %

c) für die Schleusen mit 105 m nutzbarer Kammerlänge ..... J_{gr} = 5 442 380 t = 65,2 %

Demgegenüber beträgt die nutzbare Länge der Schleuse Dörpen 47 % der Schleuse Hünxe und 64 % der Schleuse Meppen und der Schleuse II. Absolut betrachtet, d. h. auf 1 lfdm nutzbare Kammerlänge bezogen, errechnet sich die Grenzbelastung zu

a) für die Schleuse Hünxe

$$\frac{8\,347\,000}{225} = 37\,100 \text{ t/lfdm} = 100\,\%$$

b) für die Schleuse II und Schleuse Meppen

$$\frac{7\,660\,880}{165} = 46\,430 \text{ t/lfdm} = 125\,\% \text{ der Leistung der Schleuse Hünxe}$$

c) für die Schleuse Dörpen

$$\frac{5\,442\,380}{105} = 51\,832 \text{ t/lfdm} = 140\,\% \text{ der Leistung der Schleuse Hünxe}$$

IV. Die Leistungsfähigkeit der Schleusen in Abhängigkeit von den Abmessungen und technischen Einrichtungen.

Mit den vorstehenden Ergebnissen dürfte nachgewiesen sein, daß die nutzbare Länge der Schleusenkammern allein für die Leistungsfähigkeit der Schleusen nicht von so entscheidender Bedeutung ist, wie es vielfach angenommen wurde. Es wird vielmehr in jedem Einzelfalle unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse und der besonderen Bedingungen des Verkehrs nachzuweisen sein, bei welcher Schleusenlänge das Produkt aus Fassungsvermögen und Anzahl der Schleusungen je Zeiteinheit am größten ist.

1. Einfluß der Kammerabmessungen.

Aus der vorstehenden Auswertung ist z. B. der Schluß zu ziehen, daß 2 Schleusen mit 105 m nutzbarer Länge rd. 40 % mehr leisten können als e i n e Schleuse mit 165 m nutzbarer Kammerlänge bzw. 30 % mehr als eine Schleuse mit 225 m nutzbarer Kammerlänge. Wenn die Entscheidung allein vom Standpunkt der Leistungsfähigkeit zu treffen ist, so werden in diesem Falle 2 kurze Schleusen mit 105 m nutzbarer Länge den 165 oder 225 m langen Schleusen vorzuziehen sein. Gegen den Bau der kurzen Schleusen kann eingewandt werden, daß in diesen Fällen die Schleppzüge vor der Schleusung auseinandergerissen und nach erfolgter Schleusung wieder zusammengestellt werden müssen. Diese Arbeit kostet Zeit und vermindert die Leistungsfähigkeit der Schiffahrtsstraße, jedoch nicht der Schleuse. Da das Leistungsvermögen der Schiffahrtsstraße im allgemeinen 4- bis 5mal so groß ist wie das der Schleuse, so ist dieser Einwand nicht von entscheidender Bedeutung. Immerhin muß man gelten lassen, daß das Auseinanderreißen und das Zusammenstellen der Schleppzüge mehr Arbeit erfordern

und die Havariegefahr in den Vorhäfen vergrößert. Außerdem bedingen 2 kurze Einzelschleusen die doppelte Anzahl von Bedienungseinrichtungen und auch die doppelte Anzahl von Bedienungspersonal wie eine 165 oder 225 m lange Schleppzugschleuse. Diese Umstände haben in der Regel dazu geführt, davon abzusehen, an Stelle von Schleppzugschleusen (165 bis 225 m nutzbarer Länge) 2 kurze Schleusen von 105 bis 110 m nutzbarer Kammerlänge zu bauen. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die Baukosten einer Schleppzugschleuse von 165 bis 225 m Nutzlänge kleiner sind als die von 2 kurzen Schleusen von 110 m Kammerlänge.

Als sehr zweckmäßig hat es sich erwiesen, in den Fällen, wo 2 Schleusen gebaut werden müssen, eine davon mit kurzer Kammerlänge (105 bis 110 m) auszubilden. Diese Lösung hat den Vorteil, daß sich hierdurch eine größtmögliche Ausnutzung der Schleusenkammer (W_S) erreichen läßt, da jedem Verkehrsanfall Rechnung getragen werden kann. Im Bereich des Dortmund-Ems-Kanals werden bei Vorhandensein je einer Schleppzug- und einer kurzen Schleuse in den Schleusen mit 105 bis 110 m nutzbarer Kammerlänge vornehmlich Selbstfahrer geschleust, was sich bisher sowohl hinsichtlich des Betriebes wie der Ausnutzbarkeit der Schleusen recht gut bewährt hat.

Schleusen mit größerer nutzbarer Kammerlänge als 225 m sind zwar mit Rücksicht auf den Verkehr mit längeren Schleppzügen schon gebaut worden, um den ganzen Schleppzug ohne Teilung in einer Schleuse unterzubringen. Man hat aber in allen Fällen feststellen müssen, daß eine gleichmäßige Ausnutzung derartiger Schleusen nicht möglich ist. Die Leistungsfähigkeit solcher Schleusen beträgt oft nur wenig mehr als die Hälfte von 2 Schleusen mit nur halb so langer nutzbarer Kammerlänge. Auch der Einbau eines Mittelhauptes, etwa zur Unterteilung einer 350 m langen Schleuse, hat eine wesentlich bessere Leistungsfähigkeit derartiger Schleusen nicht gebracht, da die Verholzeiten für das Ein- und Ausfahren der in einer Schleusenhälfte geschleusten Schiffe gegenüber den kürzeren Schleusen einen größeren Zeitbedarf erfordern. Die längeren Schleusen sind auch deshalb im Schiffahrtsbetrieb ungünstiger, weil sie einen relativ größeren Wasserverbrauch erfordern als die kürzeren Schleusen, was für Kanalschleusen eine besondere Bedeutung hat, insbesondere in den Fällen, wo die Kanalspeisung nur durch Pumpwerke sichergestellt werden kann. Allein bei Flußschleusen, bei denen aus nautischen Gründen der Schlepper mit seinen Anhängen unbedingt zusammenbleiben muß, dürfte heute eine derartige außergewöhnlich lange Schleuse noch in Frage kommen.

In einigen Fällen sind verhältnismäßig breite Schleusenkammern (bis 25 m) zur Ausführung gelangt, in denen die Schiffe beim Schleusen nicht parallel zu den Kammerwänden, sondern etwa unter 45°, d. h. diagonal festgelegt werden. Diese Schleusen sollen eine gute Leistungsfähigkeit aufweisen. Es wäre sehr interessant, die Leistungsfähigkeit derartiger Schleusen an Hand der vorstehenden Grundlagen festzustellen und mit den Ergebnissen der untersuchten Beispiele zu vergleichen.

Neben der Länge und Breite der Schleusen, die das Fassungsvermögen der Schleusenkammer entscheidend bestimmen, ist die Drempeltiefe von großer Bedeutung. Auf Grund der vorliegenden Erfahrungen sind zwischen Schiffsboden und Drempeloberkante mindestens 1,00 m, besser 1,5 m Wassertiefe zu fordern, da andernfalls der Schleppwiderstand erhebliche Kraftreserven für die Einfahrt der Schiffe erfordert und die Einfahrtzeit wesentlich erhöht. Für das beim Einfahren der Schiffe infolge Wasserverdrängung aus der Schleusenkammer ausströmende Wasser muß ein genügend großer Ausflußquerschnitt vorhanden sein. Im Bereich der westdeutschen Wasserstraßen wurde daher bei Schleusenneubauten die

Drempeltiefe auf 3,50 bis 4,00 m unter Norm. Wasser festgelegt. In den Fällen, wo durch Erosion der Flußsohle oder durch andere Senkungserscheinungen bedingt (z. B. Bergsenkungen) eine Vertiefung der Unterwassersohle und damit des Normalwasserstandes zu erwarten ist, müssen die zu erwartenden Senkungen bei der Festlegung der Drempeltiefe berücksichtigt werden.

2. Einfluß der Treidelanlagen oder ähnlicher Einrichtungen.

Schließlich hat noch die Frage entscheidende Bedeutung, ob die Schlepper mit dem Schleppzug mitgeschleust werden sollen. Diese Frage kann nicht nur vom Standpunkt der Leistungsfähigkeit der Schleuse aus beurteilt werden, da hierbei auch die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit des Schleppbetriebes berücksichtigt werden muß, der im Bereich der westdeutschen Wasserstraßen ein besonderes Wirtschaftsunternehmen der Bundesverwaltung bildet. Vom Bundesschleppbetrieb wird in der Regel darauf Wert gelegt, daß die Schleppzüge mit ihren Schleppern dauernd zusammenbleiben. Im Bereich des Rhein-Herne-Kanals hat es sich demgegenüber als vorteilhaft herausgestellt, im Pendelverkehr zu schleppen, d. h. die Schlepper bleiben jeweils in einer Haltung und schleppen die Kähne eines Schleppzuges von Schleuse zu Schleuse, ohne jeweils selbst mitzuschleusen. Wie bereits in Tafel 2 nachgewiesen ist, ergibt sich ein Leistungsverlust durch Mitschleusen des Schleppers gegenüber der größtmöglichen Ausnutzung durch Motorfahrzeuge.

Neben der Belegung der Schleuse beeinflußt die Verholzeit die Leistungsfähigkeit. Bei dem Treidelbetrieb stellen sich kürzere Verholzeiten ein; es muß jedoch auch für das Umkoppeln der Fahrzeuge ein gewisser Zeitbedarf in Rechnung gestellt werden. Eine Umstellung der Schleusen Meppen, Hünxe und Dörpen auf Treidel- und Bugsierbetrieb wie bei Schleuse II für den vorhandenen Verkehr würde sich auf die Leistungsfähigkeit folgendermaßen auswirken:

		Schleuse Meppen 2,0 m Abladung	Schleuse Meppen 2,5 m Abladung	Schleuse Hünxe	Schleuse Dörpen
Tonnen je Schleusung	T_m	1 125 t	1 297 t	2 070 t	698 t
Zeit für Richtungsschleusung	S_R	39,3 min	39,3 min	49,3 min	27,3 min
Zeit für Kreuzschleusung	S_K	52,7 min	52,7 min	66,7 min	38,7 min
tägliche Schleusenleistung bei Treidelbetrieb	Q_{th}	32 506 t	37 476 t	40 215 t	25 577 t
tägliche Schleusenleistung mit Schlepper	Q_{th}	29 272 t	34 094 t	36 575 t	21 781 t
Steigerung der täglichen Schleusenleistung in %		10,0 %	9,0 %	9,0 %	14,8 %

Hieraus kann ohne weiteres entschieden werden, ob überhaupt bzw. in welchen Fällen der Leistungsverlust zugunsten der Wirtschaftlichkeit des Schleppbetriebes in Kauf genommen werden kann.

Voraussetzung für die vorstehend ermittelte Leistungssteigerung infolge Umstellung auf Treidel- und Bugsierbetrieb ist, daß die eingesetzten Schlepper und Treidelloks in jeder Beziehung leistungsfähig und aufeinander eingespielt sind.

Die nach Erbauung des Rhein-Herne-Kanals in Dienst gestellten Treidellokomotiven sind auf Grund der Erfahrungen in mancher Beziehung verbesserungsbedürftig. Statt der dort ursprünglich vorhandenen Gleichstrommotoren von je 25 PS sind mindestens 50 PS starke Motoren zu verwenden. Außerdem ist mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit für den Antrieb der Treidellokomotiven Wechselstrom oder die Einschaltung von Akkumulatoren zu empfehlen. Im letzteren Falle könnten alle Sicherungsmaßnahmen für die Stromzuführung entfallen.

Für den Bugsierbetrieb hat sich ein Schleppboot von 80 bis 120 PS mit Dieselmotor und Voith-Schneider-Propeller an beiden Schiffsenden als besonders für diesen Zweck geeignet erwiesen, da es besonders wendig ist. Dieses Bugsierboot fährt an die in der Schleuse liegenden Kähne heran und zieht sie rückwärts fahrend aus der Schleuse auf kurzem Draht heraus. Bei diesem Schleppvorgang ist das Ausschleppen der Fahrzeuge bei jeder Witterung möglich und vor Havarie geschützt.

3. Einfluß der Anordnung der Schiffsliegeplätze und Leitwerke.

Zur Frage der Anordnung der Schiffsliegeplätze und Leitwerke sind hinsichtlich der Abwicklung des Verkehrs zunächst folgende allgemeine Erfahrungen voranzustellen. Bei Einzelschleusen sollte grundsätzlich Rechtsverkehr angestrebt werden. Bei Doppelschleusen werden ausfahrende Schleppzüge in der Regel die Vorhafenmitte benutzen, während einfahrende Schleppzüge und Selbstfahrer an den Außenseiten der Vorhäfen verholen. Abweichungen kommen vor, wenn starke seitliche Winde aus einer vorherrschenden Richtung den Schleusungsbetrieb beeinflussen oder wenn in kanalisierten Flüssen die Stromverhältnisse andere Betriebsbedingungen erfordern. Verkehrskreuzungen sind unter allen Umständen zu vermeiden.

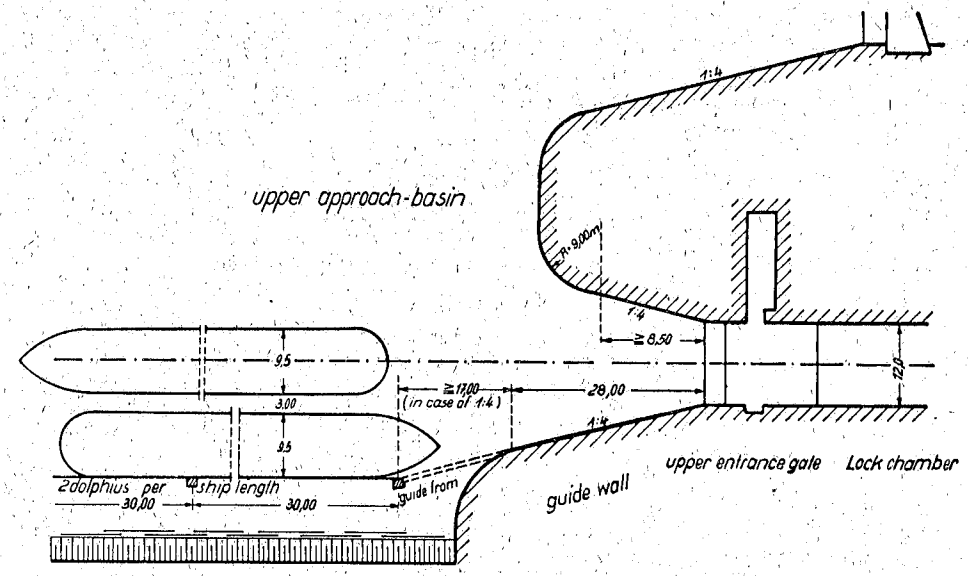
Auf die Ausbildung der Vorhäfen soll hier nicht eingegangen werden. Es kann angenommen werden, daß Vorhafenbreiten und -längen in den vorliegenden Fällen ausreichend bemessen und mit den erforderlichen Festmachevorrichtungen einschließlich aller sonstigen notwendigen Einrichtungen ausgerüstet sind, so daß sich hierdurch wesentliche Abweichungen in der Leistungsfähigkeit nicht ergeben. Hierzu wird auf die recht ausführlichen »Richtlinien für die Ausbildung der Vorhäfen von Schleppzugschleusen in Binnenschiffahrtskanälen und kanalisierten Flüssen« der Wasserstraßenverwaltung hingewiesen.

Dagegen können die Länge und Ausbildung der Schleusenleitwerke, d. h. die Strecke von den Füllorganen der Schleuse bis zum Beginn der Schiffsliegeplätze, durchaus auf die Leistungsfähigkeit der Schleuse einwirken.

Bei der Ausbildung der Schleusenübergänge sind 2 Faktoren von entscheidender Bedeutung. Einmal muß der auf Schleusung wartende Schleppzug oder Selbstfahrer ungefährdet neben der Ausfahrtsrinne liegen und nach der Ausfahrt des entgegenkommenden Schleppzuges ohne Schwierigkeiten in die Schleusenkammer einfahren können. Zum anderen muß diese Übergangsstrecke im Interesse der Füllung und Entleerung der Schleusenkammer so ausgebildet werden, daß die Wasserzu- bzw. -abführung auf dieser Strecke möglichst ruhig und gleichmäßig erfolgt.

Diese beiden Forderungen widersprechen sich teilweise. Die bisherige Auffassung, die auch insbesondere von der praktischen Schiffahrt vertreten wurde, daß die Schleusenleitwerke mindestens unter Wasser offen auszubilden sind, damit sich die Wasserströmung beim Füllen und Entleeren der Kammer durch das Leitwerk der Einfahrtstrecke hindurch auf die hinter ihm liegende Wasserfläche

ausdehnen kann, ist nur für den Fall als richtig anzusehen, wenn derartige Öffnungen genügend weit von den Füll- bzw. Entleerungseinrichtungen entfernt sind. In den Fällen, wo offene oder unter Wasser offene Leitwerke unmittelbar an die senkrecht zur Kammerachse geführten Stirnwände anschließen, kann beobachtet werden, daß beim Füllen der Schleuse eine Einschnürung des Wasserquerschnittes zwischen den Wänden des Oberhauptes oberhalb der Tore stattfindet, die auf Ablösungswalzen an den vorspringenden oberstromseitigen Ecken des Oberhauptes zurückzuführen sind. Bei umlauflosen Schleusen, d. h. bei Füllung der Schleusen durch Schützen oder andere Verschlüsse, die sich in den Toren befinden, werden die Verschlußöffnungen hierdurch ungleichmäßig beansprucht. Durch die äußeren Füllöffnungen fließt wesentlich weniger Wasser ein als durch die mittleren, so daß die Füllöffnungen entweder vergrößert werden müssen oder



upper approach-basin	oberer Vorhafen
2 dolphius per ship length (in case of 1 : 4)	2 Dalben auf eine Schiffslänge bei 1 : 4
guide wall	geschlossenes Leitwerk
guide fram	offenes Leitwerk
upper entrance gate	Obertor
Lock chamber	Schleusenkammer

Abb. 6. Grundsätzliche Ausbildung der Schleusenleitwerke.

aber eine Verlängerung der Füllzeit zugestanden werden muß. Bei Schleusen mit Umläufen sind ähnliche Erscheinungen zu beobachten. Um strömendes Wasser ohne die Gefahr einer Ablösung zusammen- oder auseinanderzuführen, dürfen die Leitwände nicht steiler als 1 : 4 zur Achse im Grundriß geneigt sein. Infolgedessen stellen Leitwände unter einer Neigung von 1 : 4 die äußerste Grenze der Schräglage der Schleusenleitwerke dar. Die geschlossenen Leitwände können in der Schräglage 1 : 4 auf Grund von Modellversuchen der Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau, Karlsruhe, für die Schleuse Varloh in diesem Falle auf eine Länge von 28,0 m beschränkt werden; darüber hinaus können offene oder unter Wasser offene Leitwerke zur Ausführung gelangen (siehe Abb. 6).

Über die Schräglage der Schleusenleitwerke im Hinblick auf einen schnellen und reibungslosen Schleusenbetrieb gehen die Meinungen der Fachwelt stark auseinander. Man könnte daher annehmen, daß hierbei jeweils die örtlichen Verhältnisse (Schiffahrtskanal oder kanalisierter Fluß, Klima, Lage zur Hauptwindrichtung, Größe und Art der Schiffe, Stärke des Verkehrs u. a.) von entscheidender Bedeutung sind. Der Verfasser teilt diese Auffassung nicht, wenn auch allgemein zugegeben werden muß, daß sich der Betrieb einer Schleuse den örtlichen Voraussetzungen anpassen muß. Nach Auffassung des Verfassers ist es technisch durchaus zu vertreten, für die Anordnung und Ausbildung der Schleusenleitwerke einheitliche Grundsätze aufzustellen. Diese Auffassung wird bestärkt durch die o. g. »Richtlinien für die Ausbildung der Vorhäfen von Schleppzugschleusen in Binnenschiffahrtskanälen und kanalisierten Flüssen«, die mit dem Ziel der Einsparung von Einfahrtszeit eine Einfahrtsstrecke von 40 bis 50 m für ausreichend vorsehen und empfehlen, »die Uferlinie von der Stelle ab, wo die Spitze des Schleppzuges sich in der Wartezeit zu befinden pflegt, unter entsprechender Neigung zur Schleusenachse (also bei 40 bis 50 m Länge in der Neigung 1 : 4 bis 1 : 5) mit der Torkammerachse zu verbinden und in dieser Linie ein Leitwerk zu errichten«.

Gegen diese Grundsätze sind in den Jahren vor 1945 von den damaligen Wasserstraßendirektionen zahlreiche Einwendungen erhoben worden, die zu grundsätzlich anderen Vorschlägen für die Einfahrtslänge, für die Anordnung (Schräglage) und die Ausführung der Schleusenleitwerke führten. Der Verfasser hatte Gelegenheit, diese »neuen Vorschläge« und das hierzu gehörige Material eingehend zu studieren.

Hierbei werden vor allem folgende Grundsätze hervorgehoben:

a) Im Interesse der größeren Sicherheit der Schiffe beim Einfahren in die Schleuse sollte jede Schleuse im Ober- und Unterwasser mit einem Einfahrtsleitwerk versehen werden.

b) Die Grundrißanordnungen sowie die Ausbauart und Stärke der Leitwerke richten sich nach den örtlichen Verhältnissen sowie nach der Größe der Schleusen und damit der Größe der zu schleusenden Schiffe. Längere Schleusenkammern erfordern größere Einfahrtsgeschwindigkeiten und daher auch größere Einfahrtslängen.

c) Für die Schrägleitwerke eignen sich am besten Leitwerke, die unter Wasser offen sind und an denen die Schiffe gleiten können. Für die Schräglage im Grundriß kommen folgende Schräglagen in Betracht:

Schiffsgrößen (Ladungstonnen) t	für kurze Schleusen und für Ausfahrtleitwerke	für lange Schleusen	Einfahrtslänge m
Für Schiffe			
bis 750 t	etwa 1 : 5	etwa 1 : 6 bis 1 : 7	75 m
750 bis 1500 t	etwa 1 : 5,5	etwa 1 : 8	100 m
> 1500 t	etwa 1 : 6	etwa 1 : 9	120 m

Die vorstehenden Angaben gelten für das Schleppen mit Schleppbooten. Beim Schleppen mit Schleppwagen u. a. liegen meist besondere Verhältnisse vor, die möglicherweise ein Abweichen von den angegebenen Maßen bedingen.

d) Als besonders wertvoll werden die Erfahrungen mit »gebrochenen« Leitwerken bezeichnet, wie sie sich an den Schleusen des Elbe-Lübeck-Kanals befinden. Diese verlaufen bei einer Schleusenbreite von 12 m

auf 15 m Länge in einer Schräglage von 1 : 20 (Schwimmhölzer),

auf weitere 15 m Länge in einer Schräglage von 1 : 10 (unter Wasser offene Leitwerke),

auf weitere 47 m Länge in einer Schräglage von 1 : 4 (Dalben).

Zu der Frage der offenen oder mindestens unter Wasser offenen Leitwerke im Anschluß an die Schleuse nimmt der Verfasser Bezug auf seine obigen Ausführungen hierzu.

Zur Klärung der Schräglagen der Leitwerke wurde von einer Wasserstraßendirektion u. a. ein Film aufgenommen, in welchem die Einfahrt verschiedener Schiffe an mehreren Schleusen mit recht unterschiedlichen Neigungen (1 : 4 bis 1 : 25) dargestellt wurde. Der Film zeigte eindeutig, daß die Schiffe bei der Einfahrt im allgemeinen nicht parallel am Leitwerk entlang gleiten, sondern durch Steuerung und Absetzen mittels Staaken vom Leitwerk abhalten, sich annähernd parallel zur Schleusenachse auf »Vordermann« einstellen und einfahren. Diese Beobachtung kann auch jetzt laufend an den einzelnen Schleusen gemacht werden.

Es kommt also weniger auf die Neigung des Leitwerks im Grundriß an als vielmehr auf die Wegestrecke, welche die Spitze des wartenden Schleppzuges von der Liegestelle bis zum Schleusenhaupt für die Ausführung der Einfahrt zur Verfügung hat. Der Führer eines Schleppzuges hat bei größerer Schräglage des Schleusenleitwerks (1 : 4) durchaus die Möglichkeit, je nach Maschinenstärke und Eigenart seines Fahrzeugs sowie der Schwere seiner Anhänge mehr oder weniger weit vor dem Schleusenhaupt anzulegen und auf Freigabe der Einfahrt zu warten. Das Leitwerk dient dann nicht mehr dem ganzen Schleppzug, sondern nur noch solchen Schiffen zur Führung, die etwa Gefahr laufen, mit dem Bug die Schleuseneinfahrt zu verfehlen. Hierfür genügt aber in gleicher Weise wie bei den aus dem freien Fahrwasser einfahrenden Schiffen oder Schleppzügen eine stärkere Schräglage (1 : 4) ebenso gut wie eine geringere.

Hierdurch würde eine vielseitige Ausnutzung der Schleuse gewährleistet sein. Die in den »neuen Vorschlägen« vorgesehene verschiedene Neigung der Leitwerke für Schleusen mit Treidelbetrieb und für »Bugsierschleusen« ist wenig glücklich, weil sie die Freizügigkeit der Betriebsweise und eine spätere Umstellung stark einschränkt. Hinzu kommt, daß der Anteil der Selbstfahrer am Binnenschiffsverkehr von Jahr zu Jahr zunimmt. Für Selbstfahrer ist aber auch eine stärkere Neigung des Leitwerks (1 : 4) zur sicheren Führung des Schiffes durchaus ausreichend, so daß in diesem Falle der gewollte Vorteil der starken Neigung der Leitwerke — kurze Einfahrtslänge und -zeit — voll ausgenutzt wird.

Gegenüber den kurzen Leitwerken bieten »gebrochene« Leitwerke keinerlei Vorteile, zumal die ersten 15 m in einer Schräglage von 1 : 20 mit Rücksicht auf die Einschnürung des Wasserquerschnitts nicht als offene Leitwerke ausgeführt werden können. Zusammenfassend kann daher gesagt werden, daß die in den »Richtlinien« gegebenen Grundsätze, die Schleusenleitwerke bei 40 bis 50 m Gesamtlänge in einer Neigung von 1 : 4 bis 1 : 5 auszubilden, auch heute noch Gültigkeit haben sollten.

Für die gegenüberliegende Seite der Einfahrtsstrecke empfehlen die Richtlinien, in gleicher Linienführung ein Leitwerk zu errichten, damit Schiffe, die hier auf Schleusung warten (u. a. Vorschleusungsberechtigte) mit der gleichen Sicherheit

in die Schleusenkammer einfahren können. Gegen die Schräglage der Ausfahrtsleitwerke (1 : 4 bis 1 : 5) werden im allgemeinen Einwendungen nicht erhoben. Die Länge dieser Leitwerke kann — insbesondere bei Doppelschleusen — wesentlich eingeschränkt werden. Zum Anlegen der vorschleusungsberechtigten Fahrzeuge werden ein bis zwei Dalben vor dem Ausfahrtleitwerk genügen.

Die grundsätzliche Lösung der Übergangsstrecke vom Oberhaupt zum oberen Vorhafen ist in Abb. 6 dargestellt worden. Da der ausfahrende Schleppzug zunächst geradeaus fahren muß, um mit den Anhängen die Schleuse ungefährdet zu verlassen, muß der einfahrende Schleppzug außerhalb dieses Fahrbahnstreifens so viel Platz an den Leitwerken vorfinden, daß er den ausfahrenden Schleppzug nicht behindert und zusätzlich einen Mindestabstand von 3,0 m hat. Bei einer äußersten Neigung von 1 : 4 würden daher unter Annahme einer 12 m breiten Schleusenkammer z. B. bei 9,5 m breiten Fahrzeugen $(9{,}5+1{,}75)\cdot 4=45$ m erforderlich sein. Hiervon entfallen rd. 28 m auf die geschlossene Leitwand, die im Anschluß an den Notverschluß beginnen könnte. Die letzten 17 lfdm der Übergangsstrecke werden zweckmäßig als offene oder mindestens unter Wasser offene Leitwerke ausgeführt. Im Anschluß an die Einfahrtsleitwerke der Übergangsstrecke sind jeweils zwei Dalben für jede Schiffslänge anzuordnen, um den Fahrzeugen ein bequemes Anlegen und Festmachen in den Vorhäfen zu ermöglichen.

Die Ausbildung der Übergangsstrecke vom Unterhaupt zum unteren Vorhafen kann in grundsätzlich gleicher Anordnung erfolgen. Jedoch wird hier im allgemeinen ein geschlossenes Leitwerk von etwa 10 bis 15 lfdm genügen, da hier die bei der Füllung der Schleusen festgestellten Schwierigkeiten nicht auftreten. In den Fällen, in denen am Ende des Unterhauptes ein besonderer Übergang zum unteren Vorhafen nicht vorgesehen wird, werden sich Wirbelstraßen bilden, die eine stärkere Sohlenbefestigung erfordern.

Tafel 6 gibt eine gute Übersicht über den Einfluß der Schleusenein- und -ausfahrten. Offene Leitwerke sind im Bereich der Schleusenübergänge der untersuchten Schleusen nur bei der Schleuse Meppen und im Unterwasser der Schleuse II vorhanden. Bei der Schleuse Meppen sind die Nachteile der offenen Leitwerke an Ort und Stelle recht überzeugend zu beobachten. Außerdem beträgt die Neigung der Leitwerke zur Schleusenachse auf der Einfahrtsseite im Oberwasser 1 : 10. Wenn in diesem Falle die Verholzeiten trotzdem noch als recht günstig festgestellt wurden, so ist das darauf zurückzuführen, daß für die Länge der Einfahrtsstrecke nicht die vorkommenden größten Fahrzeuge berücksichtigt wurden. Einer Neigung von 1 : 10 müßte bei 1000 t-Fahrzeugen mindestens eine Übergangsstrecke von rd. 95 m entsprechen, während nur 45 m vorhanden sind. Trotzdem haben sich hier bisher nennenswerte Schwierigkeiten nicht ergeben.

Die Verholzeiten schwanken bei den Beispielen zwischen 12,1 und 18,7 min bei Richtungsschleusungen und 12,5 und 19,3 min bei den Kreuzungsschleusungen. Die günstigsten Verholzeiten ergaben sich bei der Schleuse Dörpen, bei der die vorstehenden Grundsätze zum Teil bereits Berücksichtigung gefunden haben.

Um einen absoluten Vergleich für den Einfluß der Länge und Neigung der Übergangsstrecken zu erhalten, sind in den Spalten 6 bis 8 der Tafel 6 Übergangsstrecken mit einer Neigung von 1 : 4, 1 : 6 und 1 : 8 zur Schleusenachse sowie mit entsprechenden Längen dieser Schleuseneinfahrten unter Zugrundelegung der Verkehrsverhältnisse der Schleuse Hünxe untersucht worden. Der Einfluß der längeren Übergangsstrecken ist nicht allzu bedeutend. Die Verholzeiten erhöhen sich gegenüber einer Länge der Übergangsstrecke von 40 m, d. h. gegenüber einer

Tafel 6

Der Einfluß der Ausbildung der Schleuseneinfahrten.

		Schleuse Meppen	Schleuse Hünxe	Schleuse II	Schleuse Dörpen	Schleuse a	Schleuse b	Schleuse c
1		2	3	4	5	6	7	8
Kammerabmessungen								
nutzbare Länge		165,0 m	225,0 m	165,0 m	105,0 m	165,0 m	165,0 m	165,0 m
nutzbare Breite		10,0 m	12,0 m	10,0 m	12,0 m	12,0 m	12,0 m	12,0 m
Gefälle		4,2 m	6,0 m	3,7 m	1,2 m	4,2 m	4,2 m	4,2 m
Ausbildung der Leitwerke		offene Leitwerke im Ober- und Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Ober- und Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Oberwasser, offene Leitwerke im Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Ober- und Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Ober- und Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Ober- und Unterwasser	geschlossene Leitwerke im Ober- und Unterwasser
Neigung der Leitwerke		Oberwasser Einf. 1 : 10 Ausf. 1 : 6	Oberwasser Einf. 1 : 7 Ausf. 1 : 4,7	Oberwasser Einf. 1 : 7 Ausf. —	Oberwasser Einf. 1 : 6 Ausf. 1 : 4	Oberwasser Einf. 1 : 4 Ausf. 1 : 4	Oberwasser Einf. 1 : 6 Ausf. 1 : 4	Oberwasser Einf. 1 : 8 Ausf. 1 : 4
		Unterwasser Einf. 1 : 5,7 Ausf. 1 : 6,7	Unterwasser Einf. 1 : 6,5 Ausf. 1 : 4,7	Unterwasser Einf. 1 : 7 Ausf. —	Unterwasser Einf. 1 : 6 Ausf. 1 : 4	Unterwasser Einf. 1 : 4 Ausf. 1 : 4	Unterwasser Einf. 1 : 6 Ausf. 1 : 4	Unterwasser Einf. 1 : 8 Ausf. 1 : 4
Länge der		45 m	50 m	70 m	30 m	40 m	60 m	80 m
mittl. Verholzeit	V_R	14,4 min	18,7 min	13,1 min	12,1 min	16,1 min	16,3 min	16,8 min
	V_K	14,9 min	19,3 min	14,0 min	12,5 min	16,6 min	17,1 min	17,8 min
mittl. Schleusenzeit	S_R	39,6 min	49,6 min	38,2 min	28,6 min	44,4 min	44,6 min	45,1 min
	S_K	55,0 min	69,5 min	55,1 min	41,5 min	61,5 min	62,5 min	63,9 min

Neigung der Leitwände von 1 : 4 zur Achse der Schleusenkammer bei einer Richtungsschleusung um 1,2% bei 60 m, um 4,3% bei 80 m langen Leitwerken. Die entsprechenden Werte bei einer Kreuzungsschleusung betragen 3,0% bei 60 m und 7,2% bei 80 m langen Leitwerken.

4. Einfluß der Torverschlüsse sowie der Füll- und Entleerungseinrichtungen.

Der Zeitbedarf für die Torbewegungen weicht trotz verschiedenartiger Ausführung der Tore voneinander verhältnismäßig wenig ab. Er ist so gering, daß er einen nennenswerten Einfluß auf die Leistungsfähigkeit der Schleusen nicht hat.

Auch die Füll- und Entleerungseinrichtungen weisen trotz verschiedenartiger Ausführungen bei den untersuchten vier Schleusen keine wesentlichen Unterschiede in den Füll- und Entleerungszeiten auf.

	Schleuse Meppen	Schleuse Hünxe	Schleuse II	Schleuse Dörpen
Flächenverhältnis f = F/U	252	230	224	375
mittlere Füllzeit	9,8 min	9,5 min	8,5 min	5,0 min
mittlere Leerzeit	7,0 min	9,0 min	6,0 min	4,5 min
mittlere Steiggeschwindigkeit	0,42 m/min	0,63 m/min	0,43 m/min	0,24 m/min
maximaleSteiggeschwindigkeit	0,59 m/min	0,95 m/min	0,73 m/min	0,31 m/min
mittlere Fallgeschwindigkeit .	0,60 m/min	0,67 m/min	0,62 m/min	0,27 m/min
maximale Fallgeschwindigkeit	1,89 m/min	1,72 m/min	1,51 m/min	0,74 m/min

F = Gesamtfläche der Kammer

U = Querschnitt der Umläufe bzw. Schützen

Lediglich die Schleuse Dörpen hat einen geringeren Zeitbedarf für Füllen und Entleeren. Absolut betrachtet ist dieser Zeitbedarf jedoch noch verhältnismäßig hoch, da die mittlere Steig- und Fallgeschwindigkeit infolge des sehr geringen Druckgefälles und bei ungünstigstem Flächenverhältnis f nur 0,24 m/min bzw. 0,27 m/min und damit weniger als die Hälfte der entsprechenden Werte der übrigen drei Schleusen beträgt.

Die besonders günstige Füll- und Leerzeit der Schleuse Hünxe ist neben der vorhandenen Druckhöhe von 6,0 m in erster Linie auf die recht leistungsfähige unmittelbare Füllung und Entleerung durch die in den Hubtoren befindlichen Rollkeilschützen zurückzuführen. Die übrigen drei Schleusen haben kurze Umläufe, die bei der Schleuse II durch Zylinderschützen, bei den Schleusen Meppen und Dörpen dagegen durch Rollkeilschützen abgeschlossen sind.

Von einer Erhöhung der Steiggeschwindigkeiten zur Abkürzung der Füllzeiten wurde im allgemeinen Abstand genommen, da hierdurch gleichzeitig eine Steigerung der Trossenkräfte eintritt, die sich parallel zur Kammerachse (Längskräfte) zwischen $^1/_{600}$ und $^1/_{1000}$ des Bruttoschiffsgewichts bewegen sollen. Die Schiffskräfte senkrecht zur Kammerachse (Querkräfte) sollen äußerstenfalls 50% der Längskräfte betragen. Eine Abkürzung der Füllzeiten durch Erhöhung der Steiggeschwindigkeiten bei gleichzeitiger Steigerung der Trossenkräfte wurde in der Regel auch aus dem Grunde nicht angewendet, weil der geringe Zeitgewinn bei den mannigfachen Schwankungen und Verzögerungen, die sich aus dem Verkehr und Betrieb ergeben, in keinem Verhältnis zu der geringeren Verkehrssicherheit steht, die in diesem Falle vorhanden wäre.

Die unmittelbare Füllung durch Torverschlüsse bringt bei ausreichender Bemessung kurze Füllzeiten. Wenn es durch geeignete Maßnahmen gelingt, die Strömungsenergie weitgehend zu vernichten oder abzudämpfen, so besteht hier eine gewisse Möglichkeit, die Leistungsfähigkeit der Schleusen bei sonst gleichen Annahmen zu steigern. Bei Umläufen und Anordnung von seitlichen Stichkanälen bzw. bei Wasserzuleitung von der Sohle können die Trossenkräfte im allgemeinen recht gering gehalten werden. Dagegen erfordert der Füllvorgang in der Regel wegen größerer Reibungsverluste eine längere Zeit.

V. Anordnung von Schiffsschleusen für den Fall, daß alle Tore sowohl für die Hochwasser- als auch für die Geschiebeabführung offen sind.

1. Vorkommen der Hochwasserabführung.

Die Heranziehung von Schleusen zur Abführung von Hochwasser und damit von Geschiebe und Eis stellt einen Ausnahmefall dar. In Deutschland befindet sich, soweit bekannt, nur eine einzige entsprechend eingerichtete Schleuse in Betrieb (Heilbronn, seit Juli 1952). Eine weitere Schleuse ist im Bau (Würzburg), drei sind geplant (Regensburg, Jochenstein/Donau, Raffelberg/Ruhr). Die Benutzung der Schleuse zu einem von ihrer hauptsächlichen Bestimmung abweichenden weiteren Zweck ist mit gewissen Nachteilen verbunden. Diese liegen weniger in der in neuerer Zeit einwandfrei zu lösenden Frage der Torverschlüsse, als in der Versandung der Schleuse selbst und ihrer Vorhäfen. Während die verhältnismäßig enge Schleuse besser durchspült wird, können die demgegenüber breiteren Vorhäfen so stark versanden, daß die Schiffahrt nach abfallendem Wasser behindert ist. Bei den bisherigen Ausführungen und Planungen traten diese Bedenken teils wegen geringer Geschiebeführung, teils wegen der Seltenheit der Hochwasserabführung durch die Schleuse zurück.

Vier Beweggründe können die Veranlassung sein, Schleusen zur Abführung von Hochwasser heranzuziehen.

1. Vom Abflußquerschnitt wird durch den Einbau der Schleusen oder sonstiger Teile einer Staustufe so viel in Anspruch genommen, daß er mangels anderer Ausdehnungsmöglichkeit nur durch Mitbenutzung der Schleuse wiederhergestellt werden kann. Dieser Fall liegt besonders bei der Anlage von Staustufen in Stadtgebieten oder engen Tälern vor.

2. Der vorhandene Abflußquerschnitt bedarf einer Erweiterung. Die außerhalb des Abflußquerschnittes liegende Schleuse wird daher zusätzlich zur HW-Abführung herangezogen, was unter Umständen auch nachträglich an einer vorhandenen Schleuse geschehen kann (Raffelberg).

3. Die Talgestaltung reicht aus, dem Abfluß durch das Wehr hindurch ausreichenden Querschnitt zu bieten, es soll aber eine Wehröffnung eingespart werden. Die Schleuse wird also an Stelle einer Wehröffnung zur Hochwasser-Abführung eingerichtet.

4. Es soll lediglich höhere Sicherheit bei der Abführung von Hochwasser erreicht werden. Dies kann sich darin ausdrücken, daß man mit dem Abfluß eines wahrscheinlichen Katastrophenhochwassers durch das Wehr allein rechnet, während für den Abfluß eines alle nur denkbaren Möglichkeiten einschließenden Katastrophenhochwassers auch die Schleuse mitgerechnet wird.

2. Bauliche Maßnahmen.

a) Allgemeine Maßnahmen.

Die Hochwasserabführung durch eine Schleuse erfordert verschiedene besondere Maßnahmen. Lage und Richtung der Schleuse werden im allgemeinen bereits nach anderen Gesichtspunkten festgelegt sein. Dagegen kann die Heranziehung der Schleusen zur Hochwasserabführung den Entschluß zur Anlegung einer Doppelschleuse schon im ersten Ausbau erleichtern. Während der Schiffsverkehr meist nur allmählich zunimmt, so daß vorerst eine der zwei Schleusen genügt, muß für Hochwasser sogleich der volle Abflußquerschnitt zur Verfügung stehen. Die Schleusenkammer selbst erfährt keine Änderung für den besonderen Zweck. Auch Spülvorrichtungen gegen eingedrungenes Geschiebe wurden bisher in keinem Falle vorgesehen. Eine Spülung mittels der Obertore ist bei geeigneter Torkonstruktion möglich, ebenso eine einfache Ausbaggerung mit einem Schwimmgreifer. Die oberen Leitwerke sollten jedoch auf jeden Fall voll und nicht, wie aus schiffahrtstechnischen Gründen oft vorteilhaft, durchbrochen angeordnet werden. Die Vorhäfen sind je nach den auftretenden Geschwindigkeiten und den Untergrundverhältnissen zu befestigen; die Aufwendungen dafür können unter Umständen so erheblich sein, daß sie ausschlaggebend für die Bemessung der durch die Schleuse abzuführenden sekundlichen Wassermenge sind.

b) Maßnahmen an den Toren.

Die wichtigsten Maßnahmen wegen der HW-Abführung sind an den Schleusentoren zu treffen. Das Obertor oder Untertor ist so auszubilden, daß es gegen Wasserdruck geöffnet und geschlossen werden kann, und zwar innerhalb kurzer Zeit. Hierfür ist das Obertor zu bevorzugen, weil die lange Schleusenkammer als Beruhigungsbecken beim Einströmen des Wassers dient. Dies ist auch bei allen bekannten Ausführungen und Planungen der Fall. Die Obertore müssen alle Anforderungen erfüllen, die sonst an Wehrverschlüsse zu stellen sind. Folgende Ausführungen wurden bisher gewählt:

1. Einfache Hubtore (Heilbronn). Es kann dies als der Normalfall bezeichnet werden. Die Füllung der Kammern ebenso wie das Einleiten des Durchflußvorganges geschieht durch Anheben des Tores.

2. Geteilte Hubtore (Regensburg). Diese Tore entsprechen den vorigen, nur benötigen sie eine geringere Höhe der Aufbauten.

3. Senktore und zweiteilige Hubsenktore (Jochenstein). Die Bewegung gegen Wasserüberdruck ist in gleicher Weise möglich wie bei Hubtoren. Die Anordnung wurde wegen des Füllvorganges im normalen Betriebe gewählt.

4. Drehsegmenttor (Würzburg), Abb. 7. Dieses Tor hatte ebenfalls zur Kammerfüllung beizutragen, mußte aber auch der Bedingung einseitigen Antriebes entsprechen. Es kann, wie Hubtore, aus jeder beliebigen Lage in jede beliebige Lage gegen den jeweils vorherrschenden Wasserdruck bewegt werden. Zusätzlich zu den bei den anderen Toren zu machenden Lastannahmen war für das Drehsegmenttor, weil es flach umgelegt wird, noch eine Auflast von 1 m Geschiebe anzunehmen. Der Rücken des Tores wurde der Hochwasser- und Geschiebeabführung wegen ganz glatt ausgebildet.

5. Klapptor mit eingebauten Rollkeilschützen (Raffelberg). Dieser durchgearbeitete Ausführungsvorschlag zeigt, daß es im Falle nachträglicher Einrichtung einer Schleuse zur Hochwasserabführung auch möglich ist, Torsysteme, die eigentlich nicht dafür brauchbar sind, zu verwenden.

6. Segmenttor mit Stauwand unterstromseitig vom Drehpunkt (Raffelberg). Dieser zweite Ausführungsvorschlag ist ebenfalls durch die Anpassung an die bestehende Schleuse entstanden. Das Tor hatte insbesondere die Forderung zu erfüllen, die durch die Schleuse abzuführende Hochwassermenge zu begrenzen. Das Tor kann in jeder beliebigen Stellung überströmt werden.

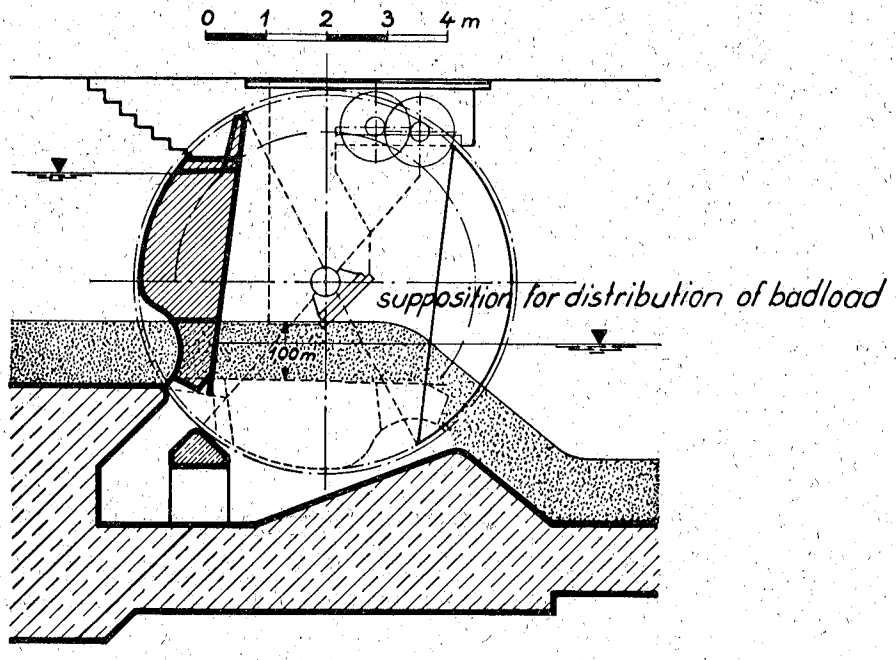


Abb. 7. Drehsegmenttor.

Als Untertore sind in allen Fällen normale Stemmtore vorgesehen. Wegen der Strömung durch die Kammer ist eine Verriegelung mittels Exzenter zu empfehlen.

3. Vorteile der Maßnahmen.

In den angeführten Beispielen wurde ein Anteil der Schleuse an der Gesamthochwasserabführung bis zu etwa einem Viertel erreicht. Wo lediglich erhöhte Sicherheit erzielt werden sollte, liegt der Anteil erheblich darunter. Die besonderen Maßnahmen wegen der Hochwasser- und Geschiebeabführung, sofern sie nicht nachträglich getroffen werden müssen, sind geringfügig. Voraussetzung ist allerdings, daß bereits aus anderen Gründen ein gegen Wasserdruck zu öffnendes Obertor gewählt wurde. Da diese Voraussetzung neuerdings häufig erfüllt ist, läßt sich mit geringen Mitteln ein wesentlicher abflußtechnischer Vorteil erreichen.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Frage 2

Schiffsstöße, die beim mehr oder weniger harten Anlegen auf Kaimauern ausgeübt werden; Kräfte durch Wind und Strömung; Wirkungen der Schiffsstöße und -züge, die auf Fender und Festmachevorrichtungen sowohl der Schiffe als auch der Kaimauern ausgeübt werden; Gegenmittel gegen diese Wirkungen.

Erster Bericht

Von Dr.-Ing. Förster, Oberbaurat
bei der Behörde für Wirtschaft und Verkehr, Strom- und Hafenbau, Hamburg.

(1. Teil: Hamburg)

Dipl.-Ing. R. Lutz, Hafenbaudirektor in Bremen

(2. Teil: Bremen und Bremerhaven)

Zusammenfassung: Es ist festzustellen, daß in Hamburg und Bremen keine Messungen über die Kräfte, die ein Schiff beim Anlegen auf die Kaje oder beim Liegen vor der Kaje auf das Bauwerk ausüben, vorgenommen wurden. Diese Kräfte wurden nur nach eingetretenen Unfällen oder aus der Zerreißfestigkeit der vom Schiff benutzten Trossen beurteilt.

Die Dimensionierung der sogenannten Schwergewichtskaimauern erfolgte bisher lediglich nach Maßgabe der auftretenden Erd- und Wasserdruckkräfte. Die Masse des aufgehenden Mauerwerks bzw. Betons bot den Schiffskräften ausreichenden Widerstand.

Nach heutigen Anschauungen waren diese auf Pfahlrost gegründeten Bauwerke bei späterer Vertiefung der Häfen zu schwach bemessen, da man sie nicht auf Gleitsicherheit untersucht hatte. Die seit etwa 30 Jahren übliche Winkelstützmauer auf Stahl- oder Stahlbetonpfählen besitzt durch ihre breite Rostplatte eine sehr gute Längsversteifung auf Bauabschnittslänge zwischen den Bewegungsfugen (i. M. 25 bis 40 m), so daß auch dadurch die Gewähr einer unschädlichen Aufnahme der statischen Schiffskräfte gegeben ist (Verteilung des Trossenzuges bzw. des Winddrucks auf Abschnittslänge).

Die Spundwandbauwerke werden in beiden Häfen mit kräftigen Holmen ausgerüstet, die sie über ihre Aufgabe, für Erddruck und Ankerzugkräfte lastverteilend zu wirken, hinaus gegenüber gewissen Schiffskräften unempfindlich machen. Speziell in Hamburg hat man durch die Verstärkung älterer Kaistrecken mittels dicht davor gerammter und am Kopf mit dem alten Bauwerk zusammenwirkender Spundwände sehr widerstandsfähige Konstruktionen geschaffen.

Zum Schutz der Bauwerke gegenüber dynamischer Beanspruchung bedient man sich in beiden Häfen der alten Konstruktionen, nämlich:

a) Streichbalken bzw. -pfähle oder Reibehölzer,

b) Fender verschiedener Konstruktionen,

c) Haltevorrichtungen, wie Poller, Haltekreuze und Festmacheringe.

Hamburg hat darüber hinaus erstmalig Stoßdämpfer am Steubenhöft, Cuxhaven, eingebaut, da dort (manchmal) größere Schiffe ohne Schlepperhilfe anlegen. Bemerkenswert ist, daß Bremen beim Bau von ausgezeichneten Strecken der Wasserbegrenzungen, wie z. B. Molen, Kajevorsprünge usw., den Fall in der Konstruktionsart berücksichtigt, daß die sich bewegenden Schiffe die genannten Strecken zerstören können.

1. Teil: Hamburg.

Allgemeines

Die Beantwortung der Frage 2 bleibt auf Seeschiffhäfen beschränkt, wobei hinsichtlich der zu behandelnden Bauwerke zweckmäßig unterschieden werden:

1. Kaimauern in den Stückgutumschlaghäfen in Hamburg,
2. Kaimauern und Ufereinfassungen in Fischereihäfen (Hamburg und Cuxhaven),
3. Spezialanlegestellen für Groß-Fahrgastschiffe und dergleichen.

a) Kräfte, die beim Anlegen des Schiffes auf die Kaimauer übertragen werden einschließlich der Einflüsse aus Wind und Strömung.

Das Anlegen der Seeschiffe an der Kaimauer geschieht in Hamburg allgemein mit Schlepperhilfe. Eine Ausnahme bilden kleinere Schiffe (etwa bis 500 BRT) sowie die Fischdampfer, die regelmäßig mit eigener Kraft an den Kai gehen. Außerdem ist es in Cuxhaven am Steubenhöft (Anleger für Fahrgastdampfer an der freien Elbe) üblich, daß ortskundige Kapitäne ihr Schiff ohne Schlepper durch eigenes Manövrieren gegen den Tidestrom an den Kai bringen.

Bei Verwendung von Schlepperhilfe treten dynamische Kräfte aus der Eigenbewegung des Schiffes theoretisch nicht auf, da es ja gerade der Zweck der das Schiff vorn und achtern haltenden Schlepper ist, die Fahrt aus dem Schiff so herauszubringen, daß es mit der Endgeschwindigkeit 0 an den Kai verholt. Die letzten 20 bis 30 m (der Schiffsbreite der benachbart am Kai liegenden Schiffe entsprechend) werden zumeist von dem Schiff selbst durch Heranholen an den Kai mit den eigenen Trossen und Winden überwunden. Bei auflandigem Wind oder landwärts gerichteter Strömung müssen die Schlepper das Schiff davor bewahren, ungewollt heftig auf die Kaimauer zu treiben. Im Regelfall braucht also mit dynamischen Kräften nicht gerechnet zu werden.

Trotzdem war es in Hamburg üblich, beim Bau der Kaimauern beachtliche dynamische Kräfte zu berücksichtigen, selbst wenn man diese rechnerisch nicht recht erfassen kann. Das mit Beginn des modernen Seeschiffbaues, also seit etwa 100 Jahren, hier verfolgte Prinzip der sogenannten »Schwergewichtskaimauer« hatte den Sinn, neben der statisch günstigen lotrechten Vorbelastung des Pfahlrostes vor allem den unkontrollierten Kräften der an- und ablegenden Seeschiffe »genügend Masse« entgegenzusetzen. Allerdings kann lebendige Energie nur »längs eines Weges« vernichtet werden; die Kaimauern sind jedoch starr und müssen daher mit federnden Elementen zur unschädlichen Stoßaufnahme ausgerüstet werden (praktische Ausführung siehe unter d). Man verfolgte stets das Ziel, der Schiffahrt möglichst alle Wünsche nach zweckmäßiger Ausrüstung des Hafens zu erfüllen. Die alleinige Aufzehrung etwaiger Bewegungsenergie an starren Ufermauern ohne elastische Zwischenglieder durch die Eigenelastizität oder gar Deformation der Schiffswandungen wurde bisher abgelehnt.

Kräfte aus Wind und Strömung können die lebendige Energie des Schiffes beim Anlegen jeweils verstärken oder abschwächen. Selbständige Bedeutung gewinnen sie in den Betrachtungen zu b).

Auflandiger Wind kann allerdings, besonders wenn es sich um Sturmböen handelt, das Anlegen ohne Schlepperhilfe gefährlich machen. Ein Ansatz dieser Kräfte würde die dann rechnerisch notwendige Eigenmasse und Bruchfestigkeit der Kaimauer auf ein praktisch nicht mehr zu realisierendes Maß hinauftreiben.

b) Kräfte, die durch Wind und Strömung über das festliegende Schiff auf die Kaimauer übertragen werden.

Die Kräfte aus Winddruck sind im allgemeinen nur berücksichtigt worden, soweit bei ablandigem Wind Trossenzug auf die Poller ausgeübt wird. Man nahm bisher regelmäßig eine Kraft von 25 t in Richtung senkrecht zur Kaimauer an. Den Anforderungen der Großschiffahrt entsprechend ist man in letzter Zeit auf 40 t Pollerzug gegangen.

Es handelt sich hier um durchschnittliche Erfahrungswerte aus der Praxis; denn die Windangriffsflächen der Schiffe bedingen in Sturmböen ein Vielfaches der genannten Zahl. Diese großen Kräfte werden aber durch die Gesamtmasse des Schiffes gemildert und verteilen sich im allgemeinen auf 4 bis 6 Pollerzüge je Schiff; auch können die Kaimauern in den Kraftkomponenten parallel zur Anlegekante ein Vielfaches des rechtwinklig dazu eingesetzten Trossenzuges ohne Gefahr aufnehmen.

Die Kräfte in umgekehrter Richtung, wenn also das Schiff durch Wind oder Strom gegen die Kaimauer gedrückt wird, sind zwar dem Absolutwert nach größer als die Pollerzugkräfte, da hierbei die Kraft auf nur 1 bis 2 ausgezeichnete Punkte übertragen wird (Druckmittelpunkte als Auflager des wie ein Balken auf 2 Stützen wirkenden Schiffes, sobald es sich gegen die Kaimauer lehnt). Nur im Falle zahlreicher gleichmäßig unterstützter Fender oder Streichbalken wird die örtliche Beanspruchung der Kaimauer kleiner sein als beim Fehlen derartiger lastverteilender Zwischenglieder.

Zu beantworten ist außerdem die Frage nach dem Angriffspunkt der genannten Kräfte. Pollerzugkräfte der Seeschiffe werden in Hamburg stets in Höhe der Oberkante der Kaimauer übertragen auf die sogenannten Kantenpoller. Nur ausnahmsweise werden Spezialpoller in einiger Entfernung hinter der Anlegekante angeordnet.

Dagegen können Druckkräfte praktisch in jeder Höhe auftreten, wenn man sie nicht wie hier üblich durch Streichpfähle abfängt, die tiefliegende Druckkräfte zum Teil unmittelbar in den Boden weiterleiten. Höherliegende Kräfte werden anteilmäßig durch das obere Sattelholz in die Mauer übergeleitet. Man ist der Auffassung, daß hölzerne Pfahlroste unter den Schwergewichtsmauern auf jeden Fall gegen Schiffsberührung geschützt werden müssen. Gleiches galt bisher auch für Stahlspundwände, insbesondere, wenn sie im oberen Teil von der Hinterfüllung freigehalten werden.

c) Wirkung der nach a) und b) entstandenen Zug- und Druckkräfte auf die Festmachevorrichtungen und Fender der Kaimauer und des Schiffes.

Die Wirkungen der unter a) und b) genannten Kräfte auf die Poller der Kaimauern und der Schiffe sind wechselseitig natürlich die gleichen. Der Einbau der Pollerverankerungen erfolgt mit üblicher statischer Sicherheit, so daß die Zugkraftkomponente quer zur Mauer auf das $2^1/_2$- bis 3fache des Nennwertes anwachsen kann, sofern nicht Abreißvorrichtungen eingebaut sind, die eine Überschreitung ausschließen. Da ähnliche Sicherheiten am Schiffspoller vorhanden sind, wird im allgemeinen die Trosse brechen, falls die Vertäuung überlastet wird. Jedenfalls sind herausgerissene Poller in Hamburg bisher nicht beobachtet worden.

d) Gegenmittel gegen diese Wirkung.

Als Gegenmittel zum Schutz der Kaimauern und der Schiffe sind in Hamburg verwendet worden:

1. Streichpfähle (auch Reibepfähle genannt),
2. Streichbalken (auch Reibehölzer genannt),
3. Fenderdalben (auch Streichdalben genannt),
4. Fender (wirken lediglich als Kissen),
5. Stoßdämpfer (haben bewegliche Teile zur Trennung von Stoßaufnahme und Energievernichtung).

1. Streichpfähle.

Der speziell hamburgische Typ des Streichpfahles hat 3 Hauptaufgaben:

I. Schutz des Schiffes gegen Beschädigung an der Kaimauer.

II. Schutz der massiven Teile der Kaimauer gegen Beschädigung durch das Schiff.

III. Schutz der empfindlichen Gründungspfähle der Kaimauer oder der vorn gelegenen Spundwand unter Wasser gegen Schiffsberührung (Abb. 1). Insbesondere die wechselseitige Gefährdung der Schlingerkiele am Schiff und der Kaimauergründungspfähle haben in Hamburg eine nicht unbeträchtliche Rolle gespielt.

Die Streichpfähle werden tief genug gerammt, um sie als unten eingespannt betrachten zu können. Möglichst tief im massiven Teil der Kaimauer erhalten sie eine feste Auflagerung, eine zweite am Kopf der Mauer besteht aus einem Auflagerholz, das nur am Pfahl befestigt ist und sich gegebenenfalls von der Mauer abheben kann.

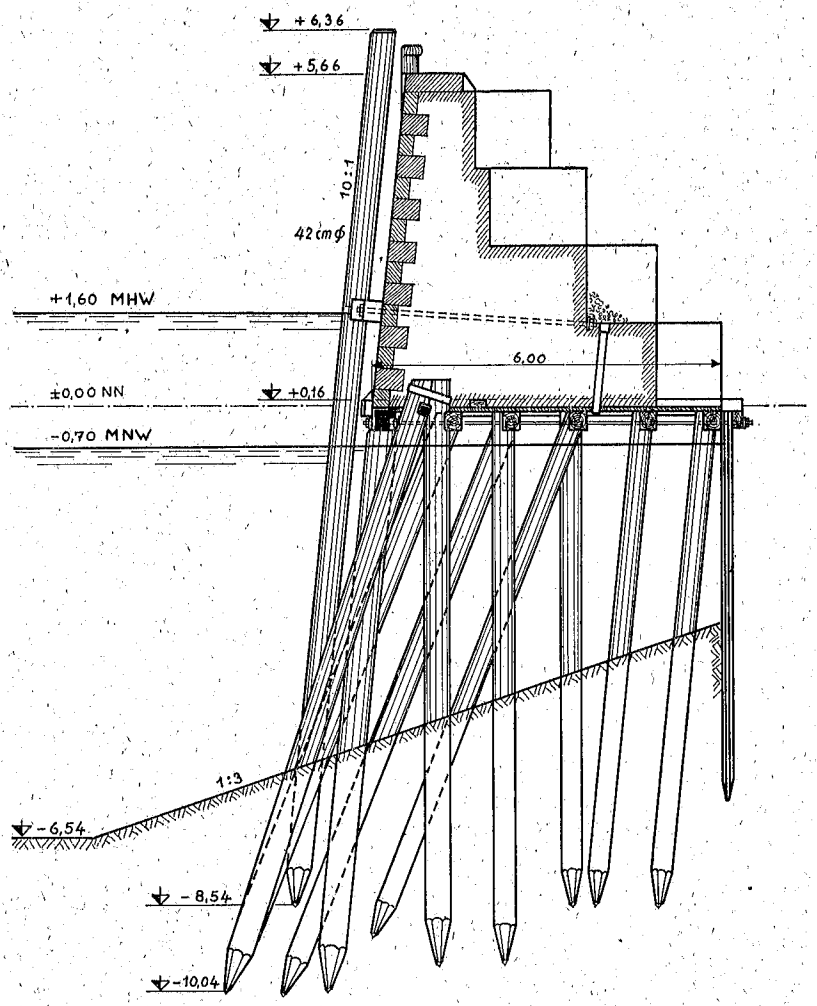
Diese genügende tiefe Lage des Hauptauflagers schützt den Pfahl im allgemeinen vor übergroßen Biegungsbeanspruchungen. Die neuen, sehr hoch liegenden Rostplatten der Stahlbetonkaimauern, die auf die »Fäulnisgrenze« der Holzpfähle keine Rücksicht zu nehmen brauchen, befördern jedoch das Brechen der Streichpfähle, da die freie Länge zu groß wird (Abb. 2). Man ist also ernsthaft gezwungen, andere stoßempfindliche Mittel in Hamburg anzustreben, da die Unterhaltungskosten der Streichpfähle in den letzten Jahren unverhältnismäßig groß geworden sind.

Fast alle Kaimauern mit lotrechter Vorderkante (die älteren Mauern und damit zwangsläufig ihre Verstärkungsbauten, waren 20 : 1 bis 10 : 1 geneigt) kann man recht einfach durch Streichbalken schützen, die bedeutend weniger Aufwendungen in Herstellung und Reparatur verlangen.

2. Streichbalken und 3. Fenderdalben.

Um an Kosten zu sparen, hat man auch streckenweise abwechselnd Streichpfähle und Streichbalken an einer Mauer verwendet bzw. 3- bis 4pfählige Fenderdalben in 25 bis 30 m Abstand angeordnet und dazwischen in 8 bis 10 m Abstand Streichbalken für die Hafenfahrzeuge angebracht. Diese wurden auch häufig zum Schutz von vor die Kaimauer gehängten Steigeleitern unentbehrlich. Die einzige auf Senkkästen gegründete Hamburger Kaimauer (Predöhl-Kai) besitzt demgemäß zwangsläufig kräftige Streichbalken nach Abb. 3, die sich im Betrieb als den Streichpfählen gleichwertig herausgestellt haben.

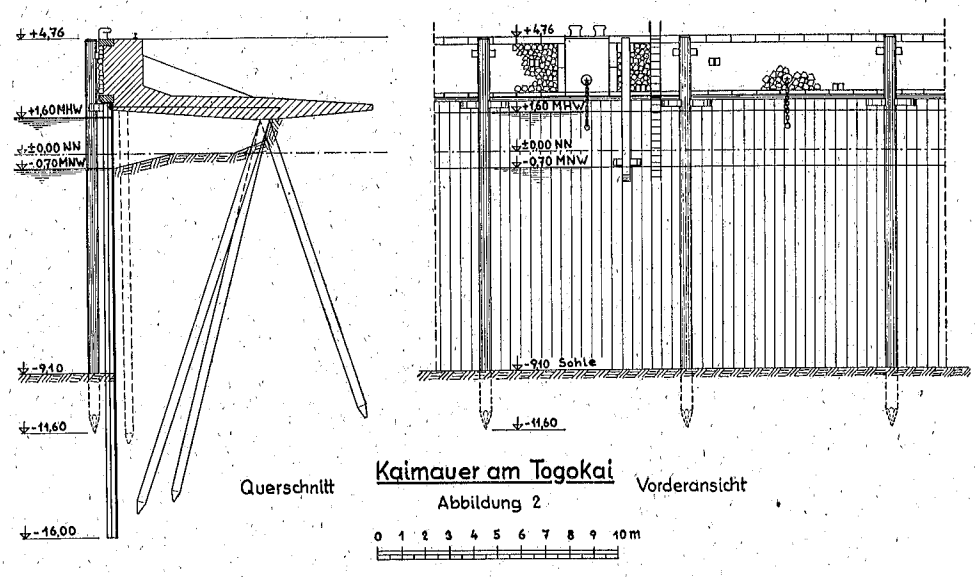
Fenderdalben wurden vielfach auch dort benötigt, wo man einen größeren Abstand zwischen Schiff und Kaikante halten mußte, um die Kranportale und die Drehkräne selbst gegen unbeabsichtigtes Berühren mit dem Schiff zu schützen



Kaimauer am Bremer-Ufer

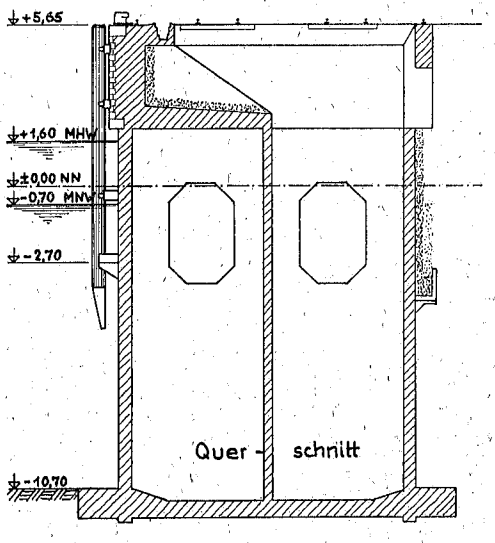
Abbildung 1

(Abb. 4). Schließlich sind unter dem alten Steubenhöft in Cuxhaven Fenderdalben verwendet worden, um die Stöße der dort anlaufenden großen Fahrgastschiffe möglichst weich aufzufangen. Außerdem sollten sie Wind- und Strömungsdruck



Kaimauer am Togokai

Abbildung 2



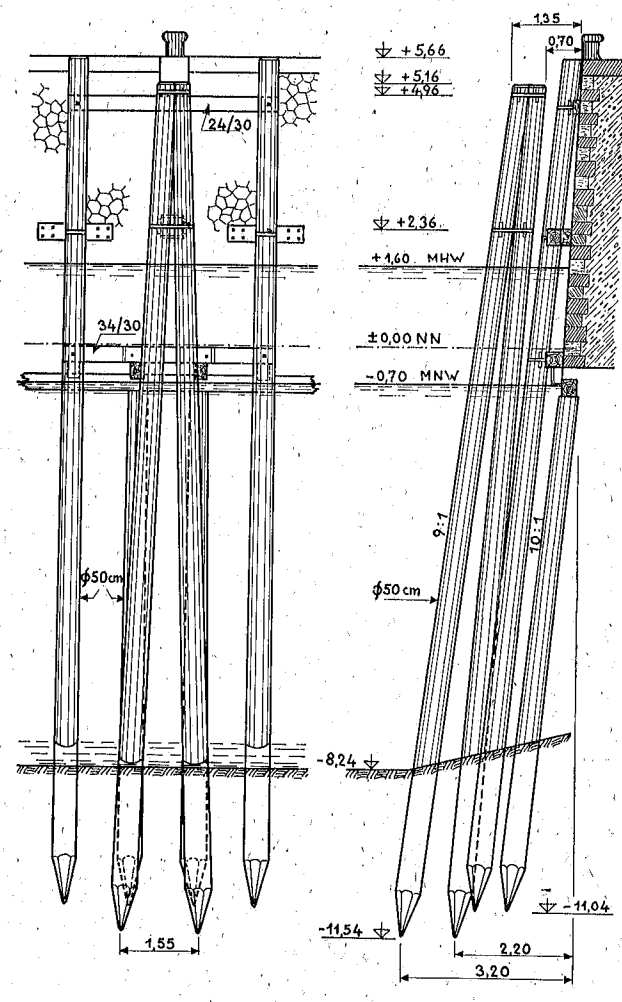
Kaimauer am Predöhlkai

Abbildung 3

des vertäuten Schiffes auf den Boden übertragen bzw. in den betreffenden Abschnitten nach Überwindung ihrer Durchbiegung auf den massiven Hafenkopf, der dort an Stelle einer Kaimauer angeordnet war, weiterleiten. Die beachtliche Anlage (Abb. 5) umfaßte 8 Stück 45pfählige und 11 Stück 27pfählige schwer verzimmerte Holzdalben, die sich 40 Jahre hindurch ausgezeichnet bewährt haben

4. Fender.

Fender aus verzimmertem Kantholz (Abb. 6), aus gebündeltem Rundholz mit oder ohne Rohrgeflecht bzw. Buschlagen sind in Hamburg neben der Ausrüstung der Kaimauer mit Streichpfählen durchaus nicht selten verwendet worden. Selbstverständlich können solche mehr oder weniger weich arbeitenden Fender für



Schutzdückdalben an Kaimauern

Abbildung 4

0 1 2 3 4 5 m

den Schutz des Schiffes und der Kaimauer mehr leisten, als es von der üblichen Ausrüstung erwartet werden kann. Diese, einen Abstand von 1 bis 2 m haltenden, unter den Pollern vor der Kaimauer aufgehängten Fender bewahren die Streichpfähle vor allzu großem Verschleiß und verhüten vorzeitiges Abbrechen, weswegen von den privaten Reedereien die von ihnen vorgehaltene Fender-

ausrüstung im Vergleich zu ihren andernfalls notwendigen größeren Unterhaltungskosten für wirtschaftlicher gehalten wird.

5. Stoßdämpfer.

Wenn auch dank der guten Kaimauerausrüstung in Hamburg und der wirksamen Fenderdalbenanlage unter der früheren Pierkonstruktion des Steubenhöftes ernsthafte Havarien vermieden werden konnten, so hat man doch über die dynamische Beanspruchung der neuen Pierkonstruktion in Cuxhaven Über-

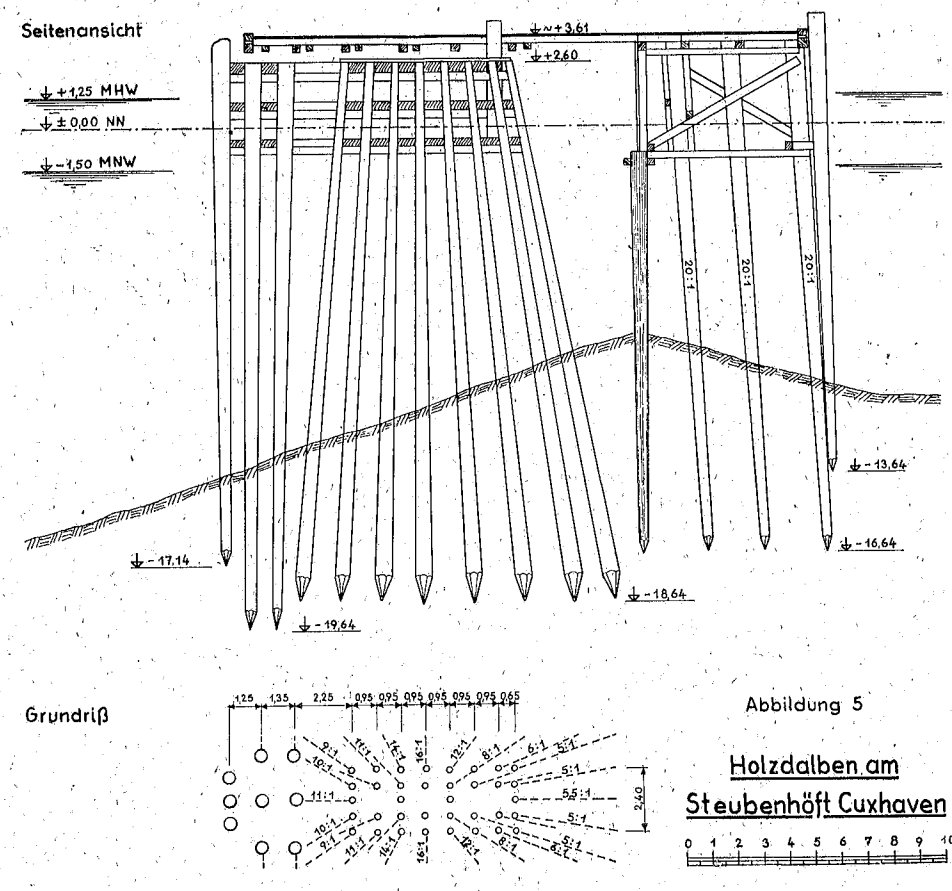
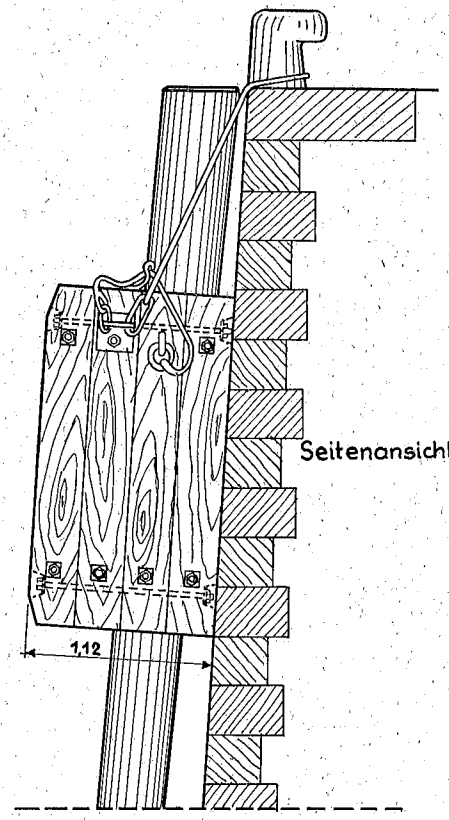


Abbildung 5

legungen angestellt. Bei einer diesbezüglichen Ausschreibung, in welcher sowohl Fenderdalben wie technisch wirkende Stoßdämpfer unter technisch gleichen Bedingungen angeboten worden sind, stellte sich die geforderte Stoßaufnahme (30 tm je Bauabschnitt) durch Stoßdämpfer preislich um etwa 33 % günstiger als entsprechende Dalben. Man entschied sich für eine neuartige Anordnung, welche die Verdrehungsarbeit geeigneter Torsionsglieder für die Energievernichtung nutzbar macht.

Damit schaltet sich Hamburg ein in die Reihe der in letzter Zeit um einige interessante Konstruktionen dieser Art vermehrten Pieranlagen mit mechanischen Stoßdämpfern. Eine Beurteilung kann erst nach praktischer Erprobung in den kommenden Jahren vorgenommen werden.



Fender am Sthamer Kai

Abbildung 6

2. Teil: Bremen und Bremerhaven.

Allgemeines

Der Wasserstand vor der Kaje und somit die Größe des vorlegenden Schiffes bestimmt die Größe der angreifenden Kräfte.

Ein Schiff kann in Längsrichtung und mit der Breitseite Kräfte auf Bauwerke oder Hindernisse bringen. Schiffe fahren im Hafenrevier mit geringer Geschwindigkeit. Es ist trotzdem mit umfangreichen Zerstörungen zu rechnen, wenn das Schiff in Längsrichtung auf ein Bauwerk aufläuft. Die Größenordnung dieser Kräfte kann

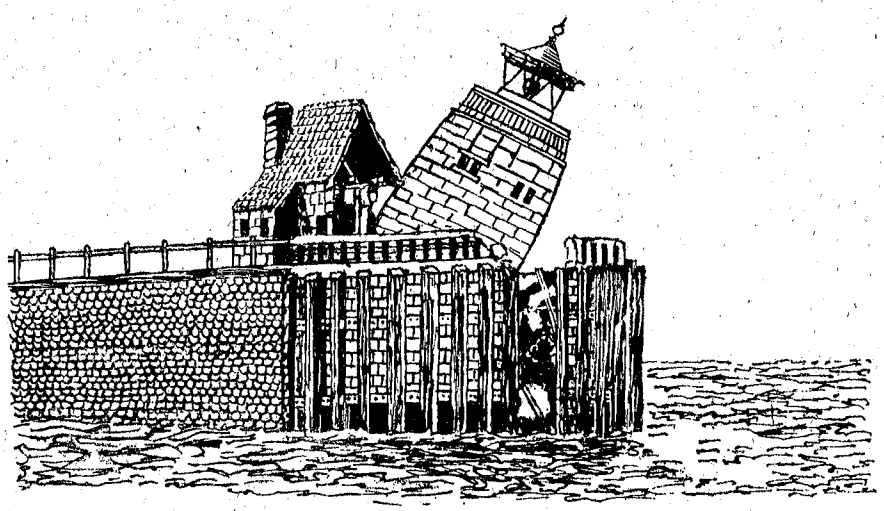


Abb. 1. Bremen, Südmole Wendebecken.

nicht genau ermittelt werden. Ihre Wirkung kann nur an eingetretenen Unfällen beurteilt werden. Es wird auf folgende Unfälle hingewiesen:

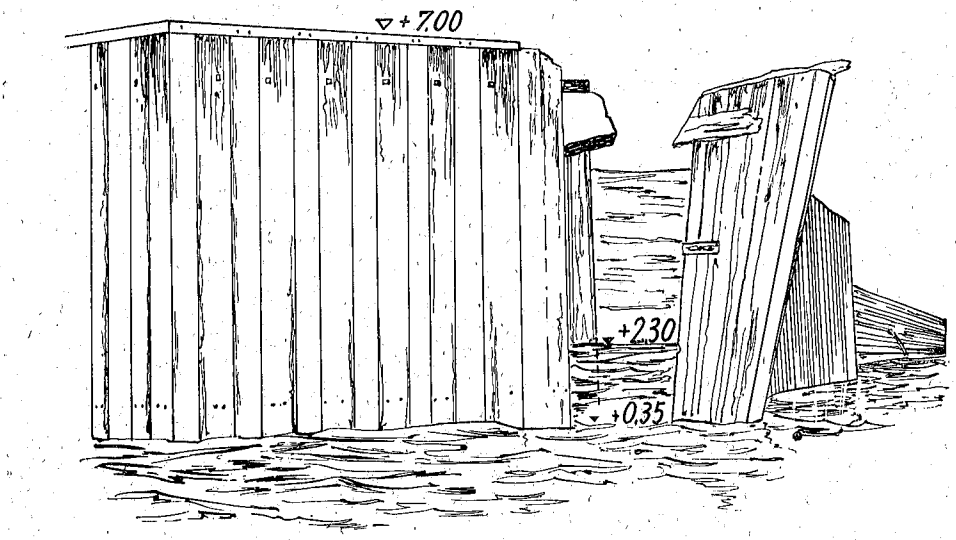
1. Aufspaltung der Südmole des Wendebeckens Bremen 1925 durch D. »Brookfield«, Abmessungen unbekannt, geschätzt 4000 BRT (Abb. 1).
2. Unfall Vorhafen Kaiserschleuse Bremerhaven 1950 durch D. »American Ranger«, 8211 BRT, 138 m Länge und 19 m Breite (Abb. 2).
3. Eindrücken der Torkammer, Außenhaupt Schleuse Oslebshausen, Bremen, durch D. »Bandeirante«, 1948, 3913 BRT, 100 m Länge und 15 m Breite (Abb. 3).

In den 3 genannten Fällen kam das Schiff in Längsrichtung. Die Wiederherstellungskosten waren in allen Fällen beträchtlich. Beschädigungen am Schiff waren unwesentlich.

Bei Kraftübertragung über die Längsseite des Schiffes ist mit geringeren Zerstörungen zu rechnen, da die Schiffswand Verformungen erleidet, durch die ein Teil der Kräfte vernichtet wird.

a) Kräfte, die beim Anlegen des Schiffes auf die Kaimauer übertragen werden einschließlich der Einflüsse aus Wind und Strömung.

Messungen dieser Kräfte sind in Bremen und Bremerhaven nicht ausgeführt. Die Belastung der Haltevorrichtungen am Kai wird in Bremen entsprechend der Zerreißfestigkeit der vom Schiff benutzten Trossen bemessen.



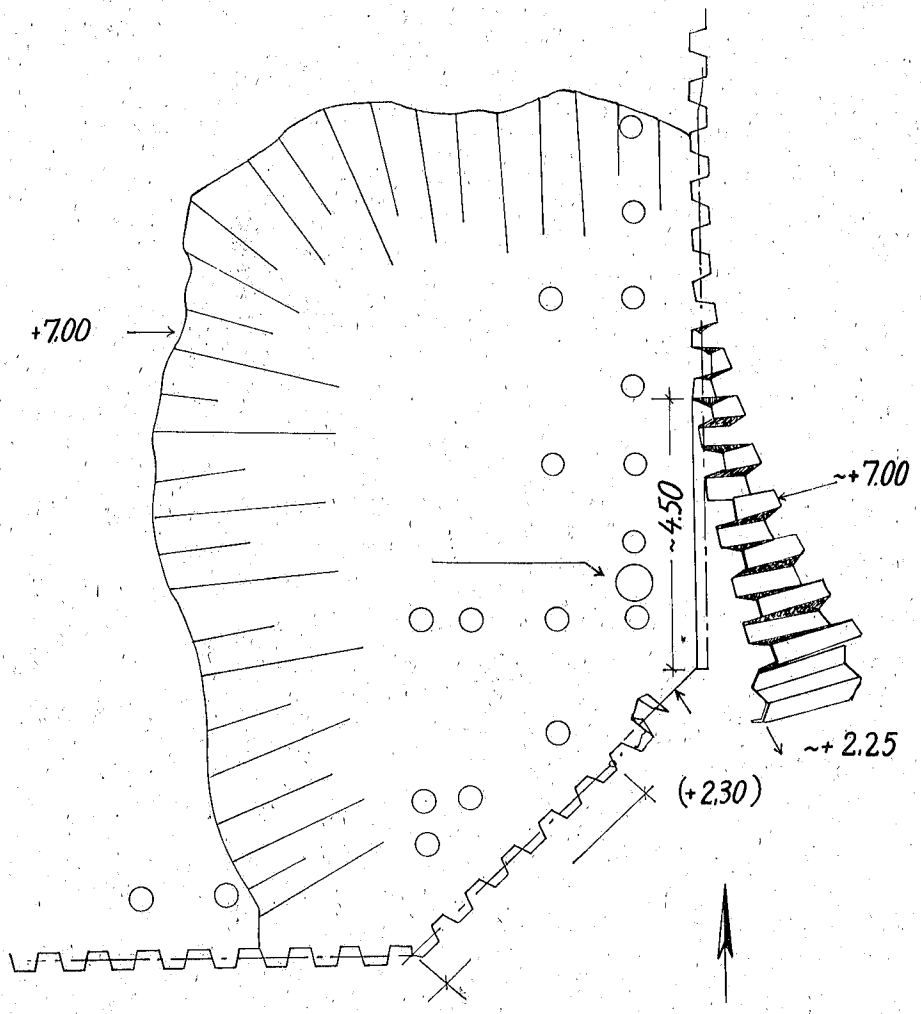


Abb. 2. Molenkopf am Vorhafen der Kaiserschleuse Bremerhaven.

b) und c): Zu diesen Abschnitten des 1. Teils (Hamburg) ist diesem gegenüber nichts wesentlich Neues zu sagen.

d) Gegenmittel.

Die auf Kajen beim Anlegen ausgeübten Kräfte wie auch Schiffsstöße werden in Bremen und Bremerhaven durch konstruktive Maßnahmen abgefangen. Hierunter sind zu verstehen:

1. starr eingebaute Konstruktionen,
2. starr aufgesetzte Konstruktionen,
3. weiche, vorgelegte Konstruktionen, das sind Bauelemente, die infolge des Stoßes Verformungen ausführen und dadurch Teile der Kräfte in sich selbst vernichten.

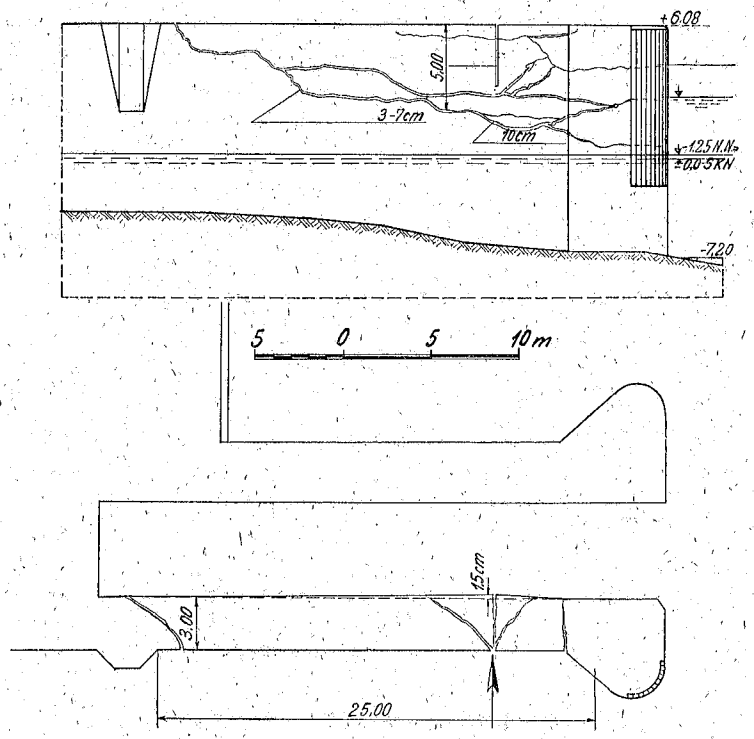


Abb. 3. Außenhaupt der Schleuse Oslebshausen, Bremen.

1. Starr eingebaute Konstruktionen.

Endstücke oder Vorsprünge von Kaimauern sowie alle Strecken von Kaimauern, in deren Bereich die Fluchtlinie der Kaimauer verändert wird, sind gefährdet durch Schiffe. Um Zerstörungen an diesen Stellen zu begegnen, ist man in Bremen zwei Wege gegangen. Entweder hat man die Ecke oder gefährdete Stelle so leicht gebaut, daß nach Zerstörungen durch Stöße mit verhältnismäßig geringem Kostenaufwand das Bauwerk wieder erstellt werden kann.

Als Beispiel sei genannt: Mole Columbuskaje (Abb. 2).

Der Molenkopf ist gebildet aus Spundwandeisen. In Höhe des MNW ist eine horizontal liegende Betonplatte eingebracht, die selbständig auf Pfählen ruht. Die der Konstruktion zugrunde liegende Theorie hat sich an dem bereits erwähnten Unfall bewährt.

Der andere Weg wäre, die Ecke so steif auszubilden, daß nach menschlichem Ermessen die Konstruktion nicht zerstört wird. Da aber, wie eingangs gesagt, der

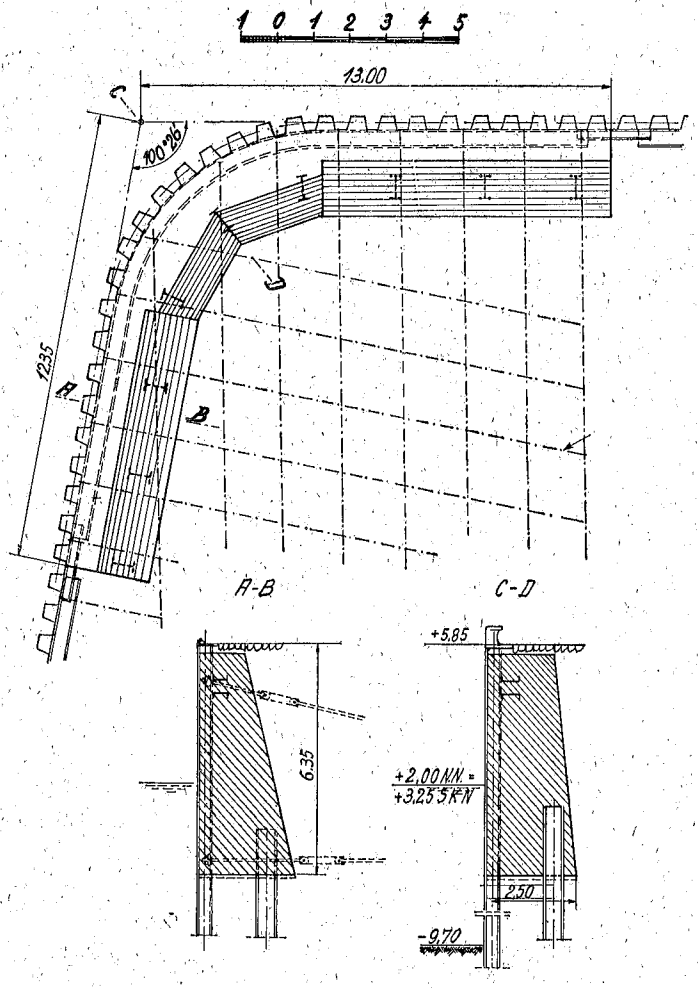


Abb. 4a. Kühlhauskaje Bremen, Ecke Holzhafen.

Stoß in Längsrichtung des Schiffes sämtliche Kräfte auf das Bauwerk überträgt, ist dieses nicht möglich, und man hat nur eine Kompromißlösung gefunden, nämlich daß die Stöße kleinerer Schiffe abgehalten werden können, die von größeren Schiffen jedoch das Bauwerk vermutlich zerstören werden.

Hierfür ein Beispiel: Kühlhauskaje (Abb. 4a und 4b).

An der gefährdeteren Seite Wendebecken/Binnenschiffshafen wurde eine aussteifende, horizontale Betonplatte eingebracht. An der nicht so gefährdeten Ecke

wurde die Spundwandkonstruktion durch Beton hinterbaut, um dem ankommenden Stoß mehr Masse entgegenzusetzen.

Wird der Kai in Spundwandeisen erstellt, erscheint die Konstruktion gefährdet, da in den Wellentälern der Bug havarierender Schiffe sich fangen kann. Um das zu vermeiden, hat man beim Molenkopf Vegesack in Höhe der Berührung der Schiffe Streichbalken eingebaut.

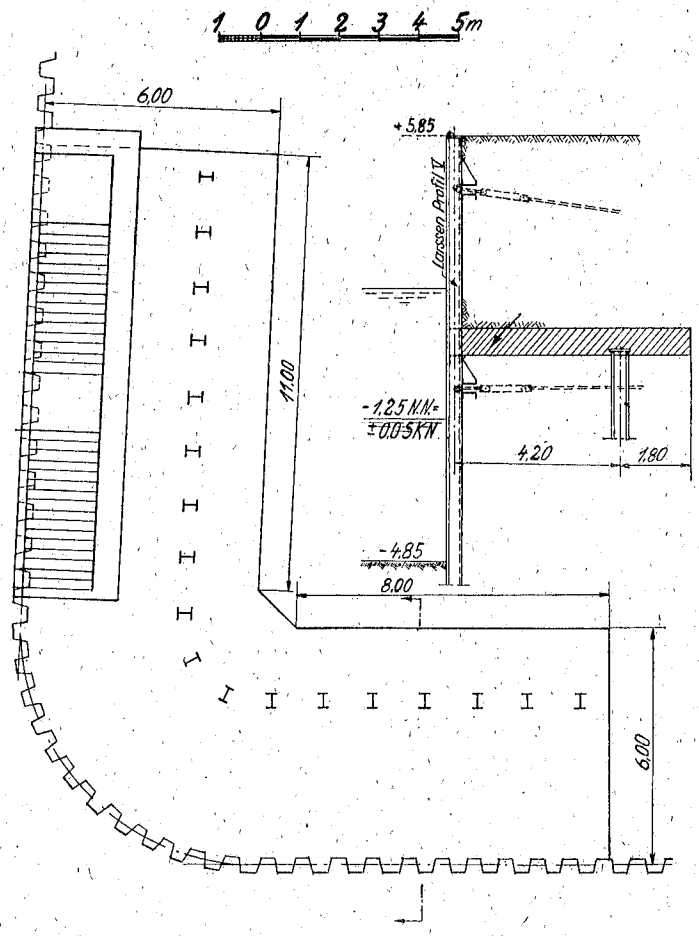


Abb. 4b. Kühlhauskaje Bremen, Ecke Binnenschiffhafen mit Niedergang.

2. Starr aufgesetzte Konstruktionen: Poller, Festmacheringe Haltekreuze.

Kleine Poller, Festmacheringe und Haltekreuze sind Hilfselemente für kleinere Seeschiffe wie Binnenschiffe und Hafenhilfsschiffe. Sie haben keine eigene Fundierung oder Verankerung, sondern sind am Kai verankert.

Poller für Seeschiffe werden auf oder am Kai befestigt, bekommen aber noch zusätzlich Verankerungen. Sie dienen den Seeschiffen zur Befestigung und zum Festlegen der Trossen beim Anlegemanöver. Die Poller haben bis auf zwei Fälle den Anforderungen genügt.

An der Columbuskaje hat bei ungünstigen Windverhältnissen Anfang der 20er Jahre der D. »York« 8909 BRT, 147 m lang und 17,5 m breit, trotz Schlepperhilfe einen Poller mit 30 m³ Mauerwerk der Gründung herausgerissen.

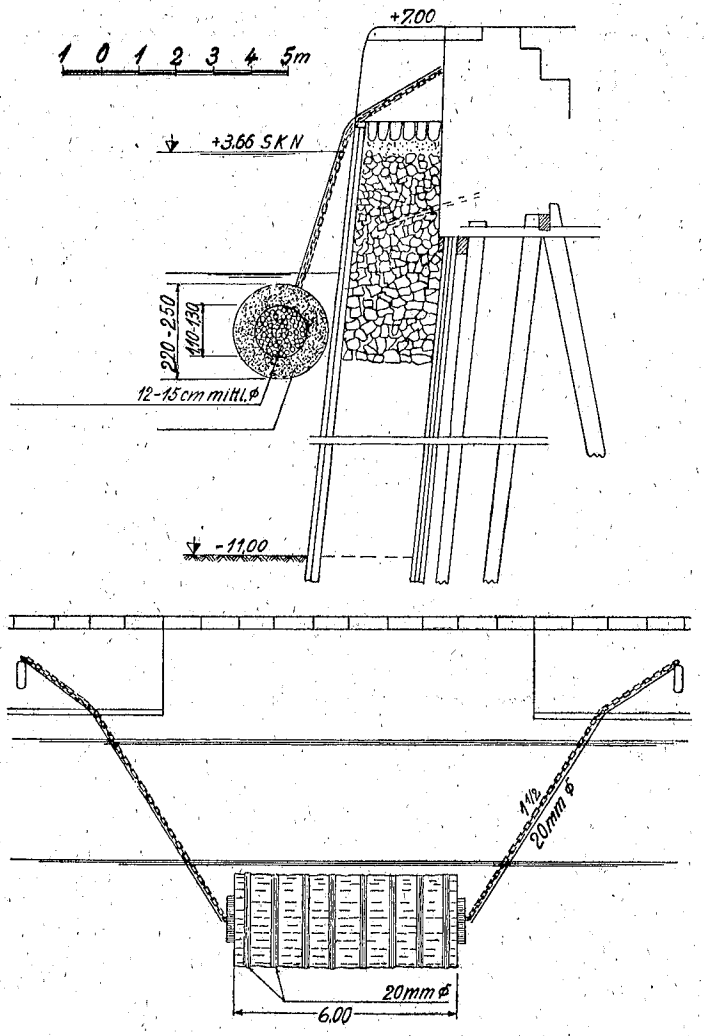


Abb. 5. Schwimmfender an der Kolumbuskaje Bremerhaven.

An der Pier A der Getreideanlage Bremen wurde ein doppelköpfiger Abreißpoller am 6. September 1952 abgerissen. Am Poller waren 3 Stahltrossen des Dampfers »Saarstein«, 2693 BRT, befestigt. Bei auflaufendem Wasser wurden die Trossen nicht gefiert. Entsprechend den gebrochenen Eisenquerschnitten der Abreißbolzen betrug die Zugkraft 28 t.

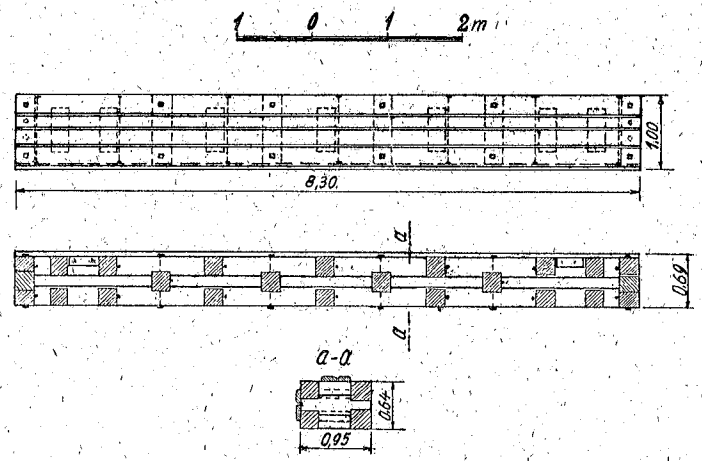


Abb. 6. Schwimmfender an der Fischereihafen-Doppelschleuse Bremerhaven.

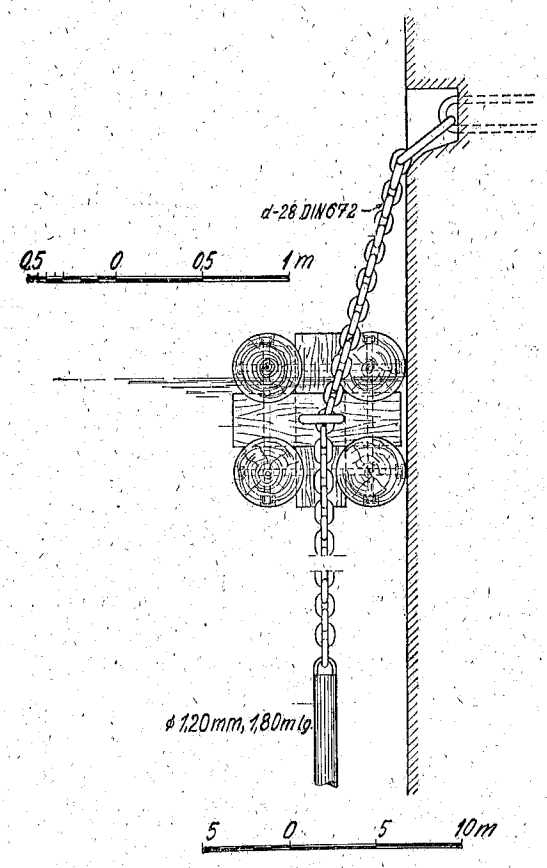


Abb. 7. Schwimmfender der Schleuse Oslebshausen, Bremen, Südfestmachebrücke.

3. Weiche Konstruktionen.

Als weiche Konstruktionen werden bezeichnet; Buschfender, Schwimmfender, Hängefender, Reibehölzer.

Buschfender (Abb. 5) werden in Bremerhaven im Bereich der Columbuskaje verwandt. Die Elastizität dieser Fender ist sehr groß, da sie sich unbelastet voll Wasser und Schlick saugen und bei Belastung diesen Inhalt teilweise abgeben. Ihre Lebensdauer beträgt höchstens 5 Jahre.

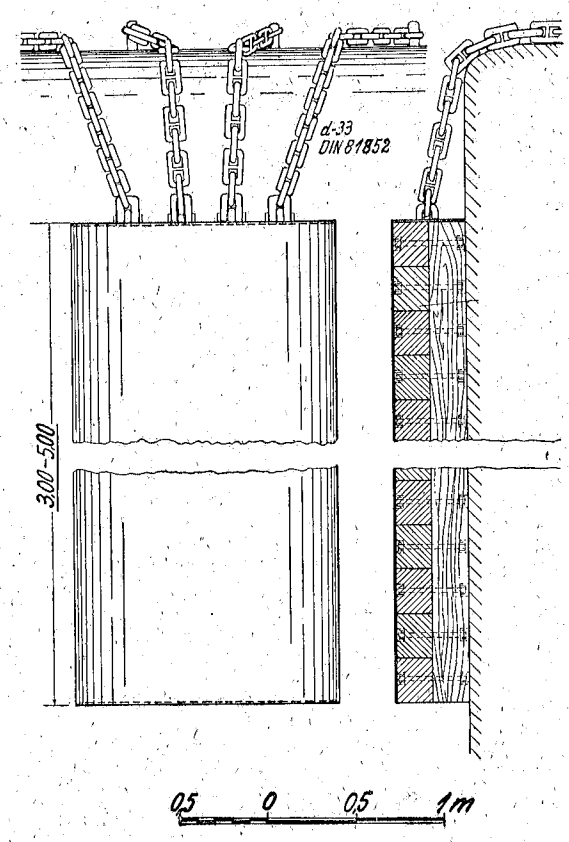


Abb. 8. Hängefender an der Schleuse Oslebshausen, Bremen.

Die Schwimmfender (Abb. 6 und 7) sind geeignet, nicht nur senkrechte Kräfte aufzunehmen, sondern auch solche in Längsrichtung. Sie werden in Bremen verwandt an Kais, wenn irgendwelche Bauelemente vor die Flucht der Kaimauer reichen, wie z. B. die Abdeckung des Pfahlrostes unter Winkelstützmauern, oder wenn Aufbauten auf der Kaje, z. B. Krane, mit ihrer Konstruktion das Schiff berühren könnten, darüber hinaus wenn der Treidelpfad zu schmal und die Gangways der Schiffe bei scharf anliegenden Schiffen zwischen Kranbahn und Schiffsaußenwand nicht untergebracht werden können. In Bremerhaven werden Schwimmfender in den Schleusen zwischen Schleusenmauer und Bordwand angeordnet. Die Fender werden in Fichte und Tanne ausgeführt. Ihre Lebensdauer beträgt ungefähr ein Jahrzehnt.

Hängefender (Abb. 8) werden in Bremen in der Hauptsache benutzt, wenn Kraftübertragungen auf Kais erfolgen müssen bei streichenden Schiffen, wie z. B. an der Einfahrt der Oslebshauser Schleuse. Diese Konstruktion ist etwas hart.

Reibehölzer werden in Bremen angewandt, wenn der Kai in aufgelöster oder nicht ebener Konstruktion errichtet ist, wie z. B. Überseehafen, Südseite des Holz- und Fabrikenhafens und auch Pier A der Getreideanlage. Reibehölzer müssen, wenn die von ihnen geschützte Konstruktion zu schwach ist, Teile eines Pfahlbündels einer Dalbe werden, wie z. B. Pier B der Getreideanlage. Es ist auch üblich, an Dalben Reibehölzer anzubringen, wenn eine starke Beanspruchung der Dalben beim Längsverholen von Schiffen zu erwarten ist. Der Abstand der Reibehölzer ist von der Größe der vorliegenden Schiffe und somit von der Wassertiefe abhängig.

Unterschiede der Verteilung von Trossenzügen bei zentrischem und exzentrischem Kraftangriff auf die einzelnen Pfähle verdrehbarer und verdrehfester stählerner Bündeldalben.

Von F. Müller, Regierungsbaurat
bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Kiel

Zusammenfassung: Die zur Zeit neuartigste Ausbildung des beweglichen Stahldalbens als verdrehfester Bündeldalben hatte die deutsche Wasser- und Schiffahrtsverwaltung veranlaßt, im Binnenhafen Holtenau des Nord-Ostsee-Kanals Großversuche an fünf verschiedenen neuzeitlichen beweglichen Stahldalben auszuführen, um die theoretischen Vorteile des verdrehfesten Dalbens praktisch zu überprüfen. Zur Untersuchung gelangten zwei torsionsfreie Dalben, der eine nach System Mannesmann, der andere nach System Wedekind verholmt, ferner ein verdrehfester Bündeldalben nach System Minnich sowie zwei holzverzimmerte Bündeldalben. Die Versuche zeigten, daß ein verdrehfester Dalben dem torsionslosen Dalben insofern um 50% überlegen ist, als beim torsionslosen Dalben bei exzentrischer Beanspruchung nur 2/3 seines Arbeitsvermögens bei zentrischer Beanspruchung ausgenutzt werden können, während beim verdrehfesten Dalben bei exzentrischer Beanspruchung nahezu kein Verlust an Arbeitsvermögen eintritt. Die durch die verdrehfeste Ausbildung der Verholmung in den Pfählen zufolge Torsion entstehenden Schubspannungen sind unmaßgeblich, sie setzen die zulässige Spannung etwa um 1/2% herab. Diese Spannungen sind geringer, als sie sich rechnerisch ergeben. — Der Gang der Versuche und die Auswertung werden eingehend beschrieben, das Ergebnis wird durch Diagramme und schematische Darstellungen belegt. Eine für die Auswertung herangezogene geometrische Eigenschaft der Biegelinie wird behandelt.

Gliederung:

1. Vorwort.
2. Einführung, Veranlassung und Inhalt der Versuche.
3. Die Versuchsobjekte.
4. Beschreibung der Versuche.
5. Ergebnis der Durchbiegungsmessung.
6. Ergebnis der Schubspannungsmessung zufolge Verdrillung.

1. Vorwort.

Das Thema wird auf Grund von Versuchen an verschiedenen Stahldalben behandelt, welche das Wasserbauamt Kiel-Holtenau im Sommer 1952 im Nordostseekanal durchgeführt hat. Es klärt die Frage: hie verdrehfester Dalben — hie verdrehbarer Dalben, eine Kernfrage der jüngsten Entwicklung der beweglichen stählernen Bündeldalben.

2. Einführung, Veranlassung und Inhalt der Versuche.

Ein Bündeldalben ist durch die Vermeidung von Zugkräften in seinen Pfählen (keine Bockwirkung) und vom Auftreten einer Rahmenwirkung zwischen Verholmung und Pfählen (Starrheit) charakterisiert.

Die Aufgabe eines Dalbens besteht in der Aufnahme von Trossenzügen (Festmachen und Verholen) und im Abweisen bzw. Aushalten von Schiffsstößen. In beiden Fällen leistet er durch elastische Verformung Arbeit. Bei der Aufnahme von Schiffsstößen wird ein Teil der dem bewegten Schiffskörper innewohnenden Wucht in der ersten Phase der Verformung (Stoßaufnahme) übernommen (nicht vernichtet) und in der zweiten (Stoßrückgabe) wieder voll zurückgegeben. Richtung und Größe der Schiffsgeschwindigkeit ändern sich.

Die vom Dalben bei der Stoßaufnahme zu leistende Arbeit wird von seinem Arbeitsvermögen (Wuchtaufnahmevermögen) begrenzt. An der Arbeitsaufnahme beteiligen sich alle Pfähle. Die Summe der Arbeitsvermögen der einzelnen Pfähle kann aber nur dann als Arbeitsvermögen des Dalbens bezeichnet werden, wenn alle Pfähle gleichmäßig an der Arbeitsleistung beteiligt waren, d. h. wenn sie gleichzeitig an der Grenze ihres Kraftaufnahmevermögens angelangt waren, also sich gleichmäßig durchgebogen haben. Die Gleichmäßigkeit der Durchbiegungen der Einzelpfähle bestimmt somit den Wert eines Dalbens.

Die gleichmäßige Einzelpfahl-Durchbiegung beweglicher Bündeldalben ist zwar ziemlich gut bei jeder Verholmungsart erfüllt, wenn der Dalben zentrisch beansprucht wird. Dieser Fall ist bei Schiffsstößen der seltenste. Bei den maßgebenden exzentrischen Schiffsstößen wird die Gleichmäßigkeit der Durchbiegungen nur dann eintreten, wenn keine Verdrehung der Dalbenverholmung erfolgen kann. Diese wird nur dann verhindert, wenn ihr der Verdrehungswiderstand der Pfähle (zumindestens eines Pfahles) entgegenwirkt, und das ist nur der Fall, wenn die relative Lage der Pfahlquerschnitte (zumindest eines Pfahlquerschnittes) zur Verholmung unveränderlich ist. Alle Dalben, welche dies erzielen, werden unter dem Namen verdrehfeste Dalben zusammengefaßt, bzw. irreführend (denn sie drehen sich nicht) als Torsions-Dalben bezeichnet. Genau gesagt setzen sie die Verdrehbarkeit des Dalbens auf das durch den Torsionswiderstand der Pfähle begrenzte minimale Maß herab.

Bei allen Dalben, bei denen die Pfähle bei einer Drehung der Verholmung nicht mitgedreht werden, wird die Dalbenverdrehung und mit ihr die Ungleichmäßigkeit der Einzelpfahldurchbiegungen auftreten. Bei diesen verdrehbaren und irreführend als torsionsfrei bezeichneten Dalben (denn gerade sie drehen sich) wird die Summe der von den Einzelpfählen geleisteten Arbeit nicht die Summe ihrer Arbeitsvermögen erreichen können. Das Arbeitsvermögen des Dalbens wird bei ihnen durch die Erreichung des Arbeitsvermögens des am meisten durchgebogenen Pfahles bestimmt, es sinkt daher und mit ihm der Wert des Dalbens.

Wie groß diese Wertabminderung, gemessen an der Einbuße an Arbeitsvermögen ist, läßt sich nicht einwandfrei berechnen. Versuche, es zu tun, müssen

daneben greifen, denn — horizontal betrachtet — bildet die Verholmung eine mehrfach auf elastischen Auflagern (biegsame Pfähle) gestützte Scheibe von hoher statischer Unbestimmtheit, bei der die Auflagerbedingungen kaum erfaßbar sind. Aber Modellversuche, welche bei verdrehbaren Dalben die Ungleichheit der Durchbiegungen bewiesen haben, liefern noch keine ausreichende Grundlage für die Abschätzung der Wertabminderung, da sie die elastische Einspannung durch feste Einspannung ersetzen. Modellversuche an verdrehfestem Dalben, welche deren gleichmäßige Durchbiegung beweisen sollen, haben nicht nur den gleichen Mangel, sie spiegeln überdies schlecht die wirkliche Wirkung der Verholmungsmittel, vermittels welcher die Verdrehfestigkeit erzeugt wird.

Insbesondere von Minnich angestellte Berechnungen und Modelle ließen erwarten, daß die Wertabminderung verdrehbarer Dalben groß ist und nicht übersehen werden darf. Aus diesem Grund entschloß sich die deutsche Wasser- und Schiffahrtsverwaltung zum Großversuch an verdrehbaren und verdrehfesten Gebrauchsdalben.

Noch ein zweiter Grund erheischte es. Man war zum Gedanken des verdrehfesten Dalbens ursprünglich auf dem indirekten Wege gekommen, neben der Durchbiegungsverformung der Pfähle auch deren Verdrehungsverformung am Arbeitsvermögen teilnehmen zu lassen, weil man erhebliche Formänderungsarbeiten zufolge Pfahltorsion irrigerweise vermutete, und dadurch erhebliche Schubspannungen zufolge Torsion. In letzteren sahen Gegner des verdrehfesten Dalbens eine willkommene Gefahr, und es war naheliegend zu befürchten, diese Schubspannungen könnten im Verein mit den Biegespannungen derartig hohe Vergleichsspannungen erzeugen, daß letztere das Arbeitsvermögen so herabdrücken, daß der Vorteil des verdrehfesten Dalbens (Vermeidung einer Einbuße an Arbeitsvermögen) illusorisch wird. Wohl läßt sich als Grundlage für die Schubspannungsberechnung die Verdrillung berechnen, aber die relative Dünnwandigkeit der Stahlrammpfähle läßt diesen Berechnungswegen nicht unbedingt trauen.

So erweiterte sich das Ziel der Versuche (die möglichst exakte Durchbiegungsmessung) auf eine halbwegs vernünftige Verdrillungsmessung. Während die Durchbiegungsmessung der Exaktheit zugänglich war, mußte sich die Verdrillungsmessung auf primitive und improvisierte Meßanlagen beschränken. Wegen dieser Unvollkommenheit wird sie besonders kritisch ausgewertet werden müssen.

Die deutsche Wasser- und Schiffahrtsverwaltung verwendet schon seit über zwei Jahrzehnten Stahldalben. Von Anfängen mit nicht befriedigenden starren Dalben ist sie, nach dem Kriege durch den Holzmangel zu verstärktem Zugriff zum Stahl gezwungen, in der Seeschiffahrt zu Neukonstruktionen gelangt, bei denen sie im Sinne der zu spät gewürdigten Gedankengänge von Dr. Blum aus dem Jahre 1932 die beweglich verholmten Bündeldalben bevorzugt. Infolge des höheren Arbeitsvermögens, der größeren Wirtschaftlichkeit und der weitaus größeren Weichheit gewinnen die beweglichen Stahldalben seither im Nordostseekanal und in deutschen Seehäfen mehr und mehr Boden. Der ursprünglich skeptische Seemann hat den Stahldalben insbesondere wegen seiner Weichheit wohlwollend aufgenommen.

Nachdem im Binnenhafen Holtenau (Ostseeschleusen des Nordostseekanals) in einer Versuchsdalbenreihe auch der erste verdrehfeste Bündeldalben nach Konstruktionsvorschlägen Minnichs errichtet worden war, konnte zum Versuch

geschritten werden. Eine von den Mannesmann-Werken inzwischen entwickelte Lösungsmöglichkeit des verdrehfesten Dalbens, die sich nicht der verdrehfesten Verbindung aller Pfähle mit der Verholmung bedient und inzwischen mehrfach im Hamburger Hafen und auch in Holtenau verwendet wird, konnte nicht mehr mit untersucht werden.

Es wird vielerorts an Vorschlägen verdrehfester Dalben gearbeitet; die Kunst ist dabei, durch die verdrehfeste Ausgestaltung der Beweglichkeit des Dalbens keinen Abbruch zu tun. Unter Beweglichkeit wird bei Dalben eine solche Gelenkigkeit der Verbindung zwischen Verholmung und Pfahl verstanden, die es mit sich bringt, daß bei Durchbiegung der Pfähle die Verholmung sich in vertikaler Richtung völlig einspannungslos zu sich selbst verschiebt, also sich — im Gegensatz zu den Pfählen — nicht neigt. Details der Verholmungselemente sind beim verdrehfesten Dalben entscheidender für das wirkliche Zutreffen der Verdrehfestigkeit als der allgemeine Konstruktionsgedanke. Nach einem solchen allein die Verdrehfestigkeit zu beurteilen, kann leicht zu Fehlurteilen führen.

3. Die Versuchsobjekte.

Es wurden fünf verschiedene Dalben untersucht. Alle waren sechspfählig, einholmig, hatten 18,5 m Pfahllänge, 7,5 m Rammtiefe, ragten 2 m über Wasser und besaßen ungefähr das gleiche Arbeitsvermögen von rd. 10 t/m bei zentrischer Beanspruchung. Dalben I bestand aus Mannesmann-Rohren 470/11, Dalben II, III und V aus KP 24, Dalben IV war gemischtpfählig (drei UP 2 und drei KP 24). Dalben III, als vollkommen beweglicher und vollkommen verdrehfester Dalben, war der eigentliche Gegenspieler des vollkommen beweglichen und verdrehbaren Dalben I. Dalben II erhob als vollkommen beweglicher Dalben keinen Anspruch auf Verdrehfestigkeit, besaß sie aber teilweise. Dalben IV und V bildeten die ungleichpfählige und gleichpfählige Abwandlung eines holzverzimmerten Dalbens ohne Verdrehfestigkeits- und vollen Beweglichkeitsanspruch. Die Tabelle I gibt Auskunft über die Haupteigenschaften der Dalben.

Die Abbildungen 1 bis 3 zeigen schematisch das Wesentliche der Verholmungsunterschiede.

Dalben I. 6 nahtlose Mannesmann-Rohre ϕ 470 mm, Wandstärke 11 mm, in Fünfeckanordnung mit Königspfahl in der Mitte. Vollkommen bewegliche, vollkommen verdrehbare Verholmung nach System Mannesmann. Die Wirkung der Verholmung ist einfach. Nicht eingezeichnete, an den Pfählen und an der Unterseite der Hohlscheibe angeschweißte Mitnehmewinkel sichern zusätzlich gegen seitliches Herausziehen, ohne eine teilweise Verdrehfestigkeit zu bewirken. Die Spielräume gewährleisten volle Beweglichkeit. Die Verholmungsscheibe ruht auf einer nicht eingezeichneten, am Königspfahl angeschweißten Ringkonsole und ist gegen Abheben durch nicht eingezeichnete Gegenkonsolen an den Außenpfählen oberhalb der Scheibe gesichert. Neben letzteren an der Scheibe angebrachte abgeschrägte Abweisbleche verhindern Trossenverklemmungen zwischen Scheibe und Pfahl. Diese Bleche wurden beim Versuch entfernt, da sie geringfügig eine Verdrehfestigkeit bewirken könnten.

Dalben II. Sechs Pfähle KP 24, Wandstärke 10 mm im Fünfeck mit Königspfahl in der Mitte. Verholmung nach System Wedekind vollkommen beweglich mittels kreisförmiger, 25 mm starker, unten durch nicht eingezeichnete Rippen verstärkter Stahlplatte. In einer Richtung (normal zur Dalbenreihe) sind die Spielräume in den Ausnehmungen der Platte so abgestuft, daß bei Stoß in dieser

Tabelle I

Haupteigenschaften der Dalben

Dalben Nr.	L	t	B	h	für den Einzelpfahl								für den Dalben b. 20 t		b. Erreich. d. Strgr. σ=3600 kg/cm²	
					b_{min}	b_{max}	W_{max}	W_{min}	J_{max}	J_{min}	F	G	d_s	P_{Str}	d_s	A
	m	m	m	m	cm	cm	cm³	cm³	cm⁴	cm⁴	cm²	kg/m	cm	t	cm	tm
I	18,50	7,56	2,10	10,64	47,0	47,0	1 779	1 779	41 796	—	159	125	34,3	31,5	60,5	9,547
II	18,50	7,44	2,06	10,76	47,6	51,5	1 875	1 756	44 614	—	164	130	31,9	32,7	60,7	9,924
III	18,50	7,83	2,36	10,37	47,6	51,5	1 875	1 756	44 614	—	164	130	31,9	32,7	60,7	9,924
IV KP 24	18,50	7,71	1,15	10,49	47,6	—	1 875	—	44 614	—	164	130	31,9	32,5	60,7	9,879
(L) UP 2					36,9	—	—	1 960	43 650	—	197	155				
IV KP 24	18,50	7,71	2,00	10,49	47,6	—	1 875	—	44 614	—	164	130	31,9	32,5	60,7	9,879
(Q) UP 2					—	44,6	2 240	—	—	41 300	197	155				
V (L)	18,50	7,42	1,25	10,78	47,6	—	1 875	—	44 614	—	164	130	31,9	33,6	60,7	10,198
V (Q)	18,50	7,42	2,00	10,78	47,6	—	1 875	—	44 614	—	164	130	31,9	33,6	60,7	10,198

Es bedeuten:

L... Pfahllänge; t... vorhandene Rammtiefe; B... größte Dalbenbreite; h... Höhe des Kraftangriffes über Sohle; b_{min}... kleinste Pfahlbreite; b_{max}... größte Pfahlbreite; d_s... nach Blum berechnete Soll-Durchbiegung auf Grundlage Pfahl; P_{Str}... Dalbenzugkraft bei gleichzeitiger Erreichung der Streckgrenze in allen Pfählen; A... Arbeitsvermögen des Dalbens bei gleichzeitiger Erreichung der Streckgrenze in allen Pfählen; (L)... bei Zug in Längsrichtung; (Q)... bei Zug in Querrichtung.

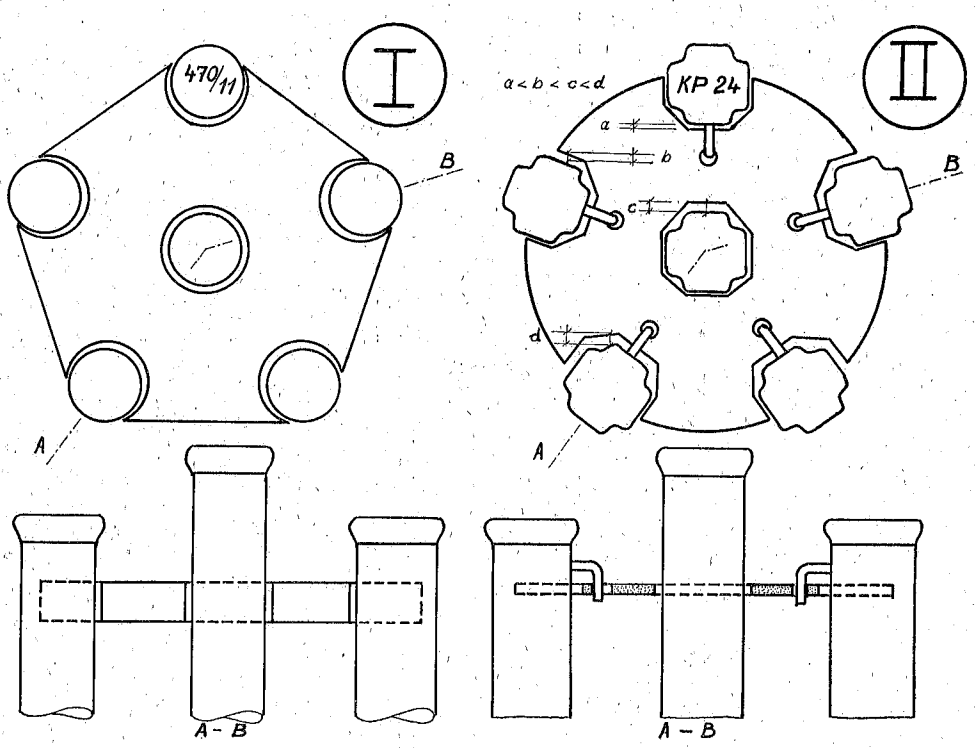


Abb. 1. Links Mannesmann-Verholmung, rechts Wedekind-Verholmung.

Richtung die Pfähle zeitlich nacheinander zur Berührung mit der Platte kommen. Dadurch entsteht bei Stoßbeginn eine allerdings nur anfängliche und sehr geringe Erhöhung der Weichheit, weshalb der Erfinder dem Dalben den Namen »Federdalben« gegeben hat. Ebenso gering wie die Federwirkung ist auch der Verlust an Arbeitsvermögen, der durch die Nichtausnutzung des vollen Arbeitsvermögens der Pfähle mit dem größten Spielraum entsteht. Das seitliche Herausziehen der Außenpfähle ist durch gebogene, an den Pfählen oberhalb der Platte angeschweißte starke Bolzen verhindert, welche lose durch Löcher in der Platte in Konsolen eingreifen, die unterhalb der Platte an den Pfählen angeschweißt sind und auf denen die Platte ruht. Diese Löcher wurden vor dem Versuch erweitert,

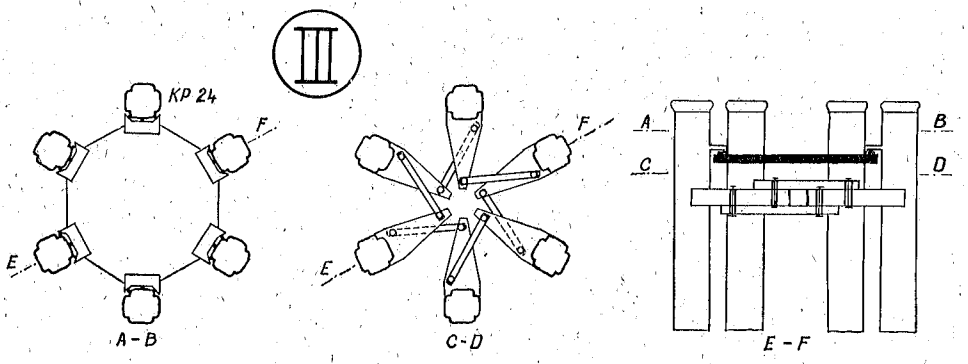


Abb. 2. Minnich-Verholmung.

um eine unbeabsichtigte Verdrehfestigkeitswirkung zu verhindern. Nichts desto weniger kommt eine solche bei stärkerer Verdrehung der Verholmung in deren Ausnehmungen zustande, so daß der Dalben als (unbeabsichtigt) teilweise verdrehfest angesprochen werden muß.

D a l b e n III. Sechs Pfähle KP 24 in Sechseckanordnung. Die Verholmung nach System Minnich ist vollkommen beweglich und arbeitet in zwei Wirkungsebenen. In der oberen (Schnitt A-B) erfolgt vermittels der vor jedem Pfahl an eine unten versteifte Platte angeschweißten starken Bleche eine exakte dreipunktige Berührung zwischen Verholmung und Pfahl. Die Punktberührung wird durch angeschweißte halbrunde Nocken erzielt. In der unteren Wirkungsebene (Schnitt C-D) spielt sich die eigentliche Übertragung der Verholmungsverdrehung auf die Pfähle — also die Verdrehungsverhinderung — ab. An die Pfähle

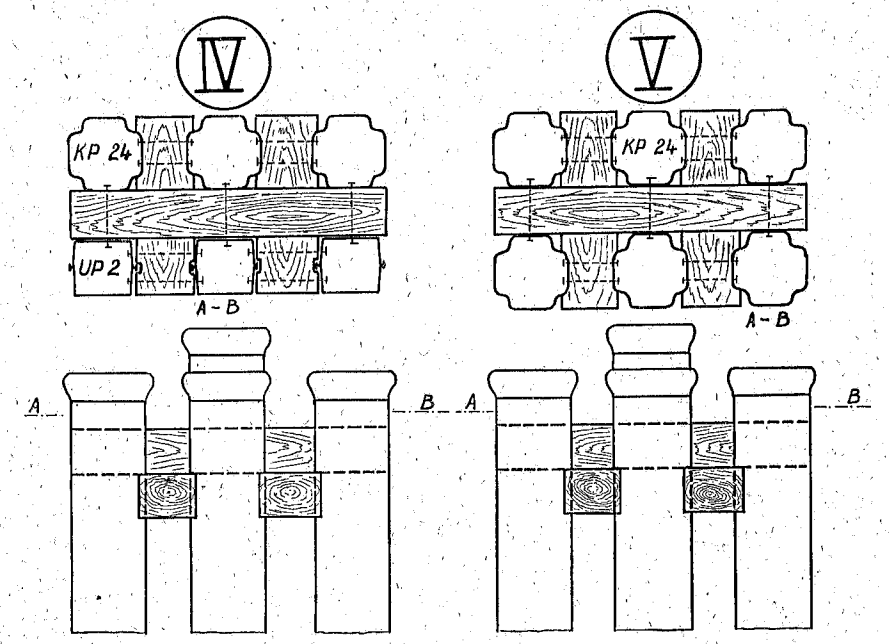


Abb. 3. Holzverzimmerung, links ungleichpfählig, rechts gleichpfählig.

angeschweißte Arme sind jeder mit seinen beiden Nachbararmen durch je einen Gelenkstab verbunden. Zur Erhaltung der Beweglichkeit gestattet die Ausbildung der vertikalen Gelenke der Gelenkstäbe eine geringe gegenseitige Neigungsänderung der Arme, denn diese weichen bei der Pfahldurchbiegung zufolge der starren Verbindung mit den Pfählen von der ursprünglichen horizontalen Lage aus. Kinematisch gesehen, würde bereits die untere Wirkungsebene die Verdrehfestigkeit bewirken, aber erst das Zusammenspiel mit der oberen gibt die Gewähr für die volle Erfüllung der Auflagerbedingungen, von denen in erster Linie eine wirkliche Verdrehfestigkeit abhängt. Die obere Platte ruht auf Konsolen an den Pfählen. Gegenkonsolen, die in oben an der Platte angebrachte Bolzen greifen, verhindern das seitliche Herausziehen der Pfähle. Der Erfinder Minnich verfügt über wesentlich einfachere Lösungen, die vorliegende wurde von ihm entwickelt, da die Forderung gestellt war, daß der Dalben kreisrund und außen völlig glatt sein soll.

Dalben IV und V. Dalben V gleichpfählig aus sechs KP 24, Dalben IV ungleichpfählig aus drei KP 24 und drei UP 2, Verholmung mittels Holzverzimmerung. Untereinander nicht verbolzte kräftige Eichenbalken werden durch Verbolzung mit den Pfählen fest an diese angepreßt. Beide Dalben tragen den Charakter der Starrheit, soweit das Nachgeben des Holzes ihnen diese Eigenschaft nicht abnimmt. Die Starrheit in der Längsrichtung überwiegt jene in der Querrichtung. Durch die Holzzerstörung zufolge Beanspruchung des Dalbens wird die Holzverzimmerung mit der Zeit an Beweglichkeit gewinnen. Beide Dalben besitzen aber auch insoweit verdrehfesten Charakter, als die Vollflächigkeit der Pressung zwischen Holz und Pfahl hierzu langt bzw. erhalten bleibt. Mit der Kantenabnutzung der Hölzer wird die Verdrehfestigkeit mit der Zeit abnehmen. Beim Dalben IV wird zufolge des geringeren Arbeitsvermögens der KP 24-Pfähle das größere der UP 2-Pfähle nicht ausgenutzt.

4. Beschreibung der Versuche.

Eine durch Handwinde erzeugte und durch Flaschenzug verstärkte horizontale Trossenkraft wurde an alle Dalben in stetiger Steigerung bis 20 t einmal zentrisch (bzw. möglichst zentrisch) und einmal möglichst exzentrisch in Verholmungshöhe angesetzt und in Stufen von 2 zu 2 t mit Dynamometern gemessen. Bei den Dalben IV und V geschah dies in Längs- und Querrichtung. In allen Kraftstufen wurde die Bewegung jedes einzelnen Pfahles durch optische Messung der Bewegungskomponenten zweier Richtungen beobachtet. Dies geschah vermittels zweier Theodoliten, deren Zielrichtungen aufeinander normal standen, wobei die Ablesung an horizontalen Nivellierlatten erfolgte, welche in zwei Gruppen von je sechs Stück jeweils normal zu den Zielrichtungen starr an den sechs Pfählen des Dalbens befestigt waren und seitwärts aus ihm herausragten. Die Resultierende beider Bewegungen ergab für jeden Pfahl Größe und Richtung seiner Einzeldurchbiegung. Auf rechnerischem Wege und durch geometrische Kontrolle wurde aus der Neulage der Pfähle die Verdrehung des Dalbens gefunden.

In zeitlicher Übereinstimmung mit der Bewegungsmessung erfolgte im Inneren der wasserfrei gehaltenen Pfähle etwas über Sohle (also im geradlinigen Bereich des Momentenverlaufes) in zwei zueinander normal stehenden Vertikalebenen die Dehnungsmessung zufolge Biegung, welche die Biegungsspannung lieferte. Dies geschah unter Verwendung der sogenannten Ritz-Dehnungs-Messer von Prof. Ebner, Hamburg, welche ohne Übertragung, in natürlicher Größe vermittels Diamantenschriebes auf rotierenden Glaszylindern arbeiten und durch Mikroskopablesungen eine Spannungsermittlung mit der Genauigkeit von 10 kg/cm² gestatten. Aus den Biegespannungen in zwei Richtungen konnten zwei Komponenten der auf den Einzelpfahl entfallenden Kraft, somit deren Größe und Richtung errechnet werden. Kontrolle dafür bot nicht nur das Gleichgewicht mit der Zugkraft, die Einzelkräfte waren auch durch Hinzuziehung von Kraft-Durchbiegungskurven prüfbar, welche für die gleichen Pfahlprofile als Ergebnisse aus den Flemhuder Pfahlversuchen 1951 zur Verfügung standen. Mit der Kenntnis von Kraft und Durchbiegung jedes Einzelpfahles war die Kenntnis der von jedem Pfahl geleisteten Einzelarbeit gegeben.

Beim verdrehfesten Dalben III wurde überdies die Verdrillung eines Einzelpfahles bestimmt durch Messung der horizontalen Verschiebung zweier zugeordneten Mantellinienpunkte an den Enden einer Mantellinie von 60 cm Meßlänge vermittels Tastuhren mit der Genauigkeit von $^1/_{100}$ mm. Die Beschreibung dieser primitiven Verdrehungsmessung wird im Hinblick darauf, daß Verdrillungs-

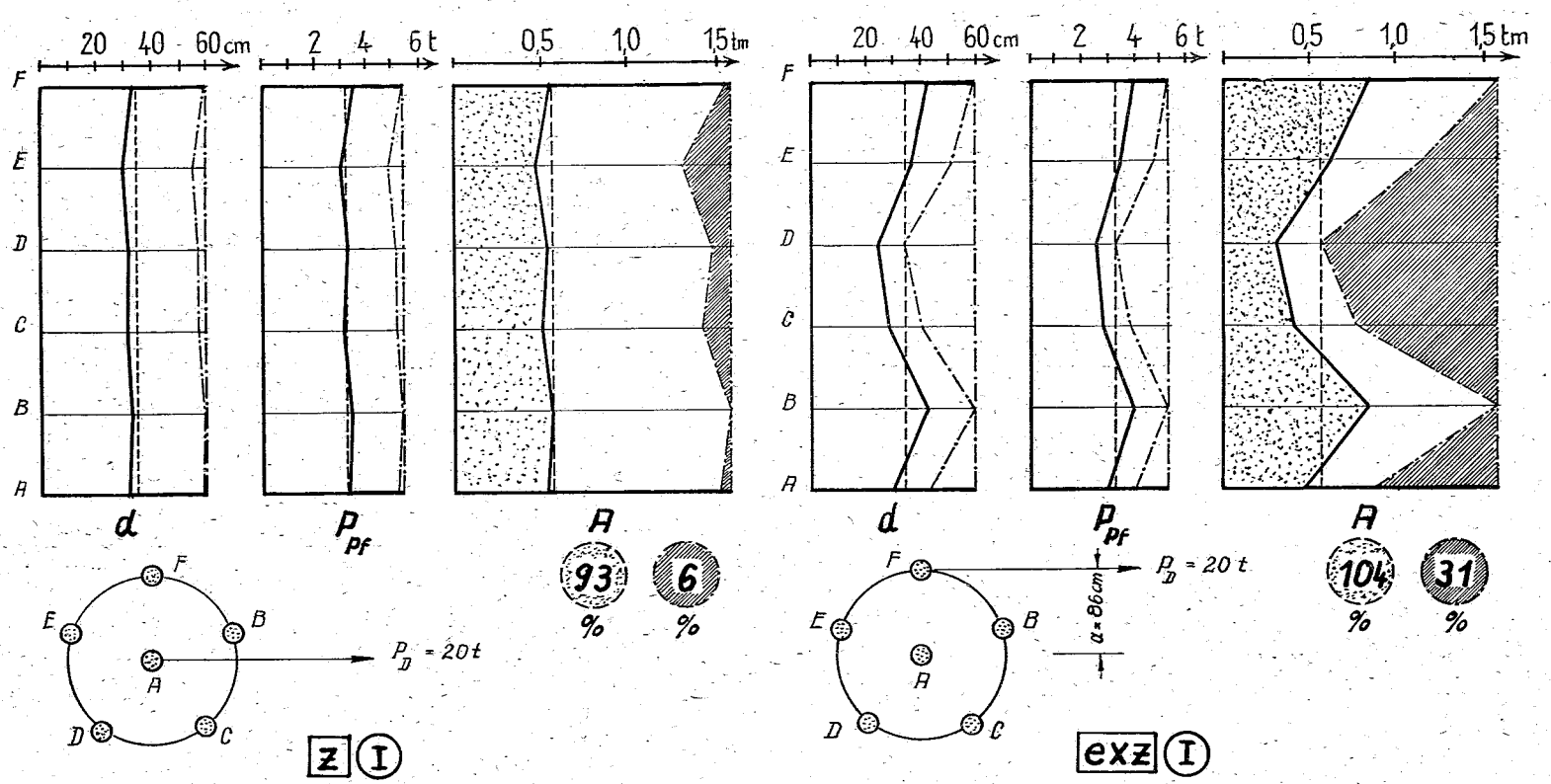


Abb. 4. Ergebnis-Schema für Dalben I, System Mannesmann.
Es bedeuten: A, B, C, D, E, F .. Pfahlbezeichnung; [z] .. bei zentrischem Zug; [exz] .. bei exzentrischem Zug; d .: Durchbiegung; P_{Pf} ... Pfahlkraft; A ... Formänderungsarbeit; P_D ... Dalbenzug; a ... Exzentrizität; weitere Erklärung siehe Text.

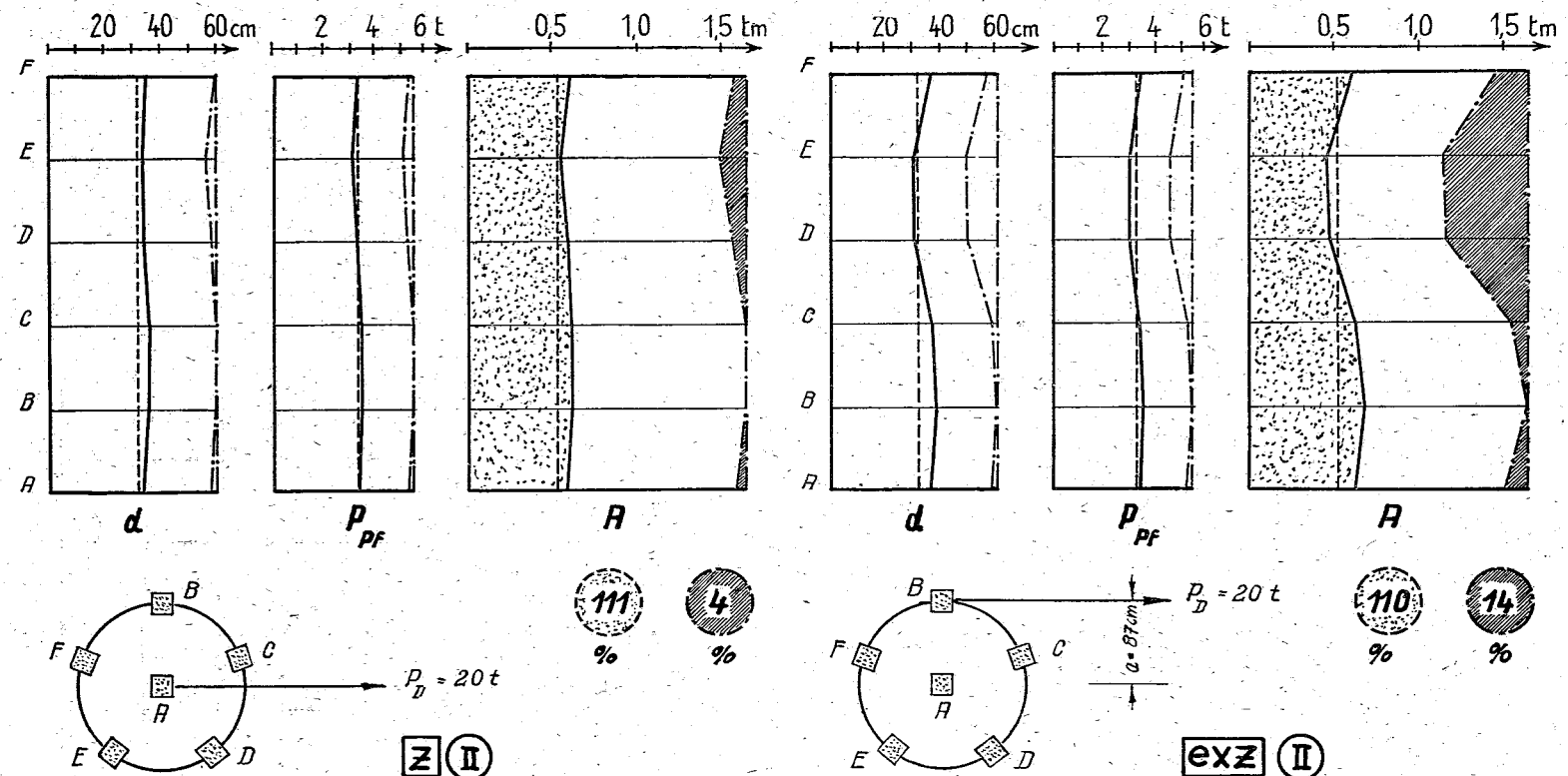


Abb. 5. Ergebnis-Schema für Dalben II, System Wedekind.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4.

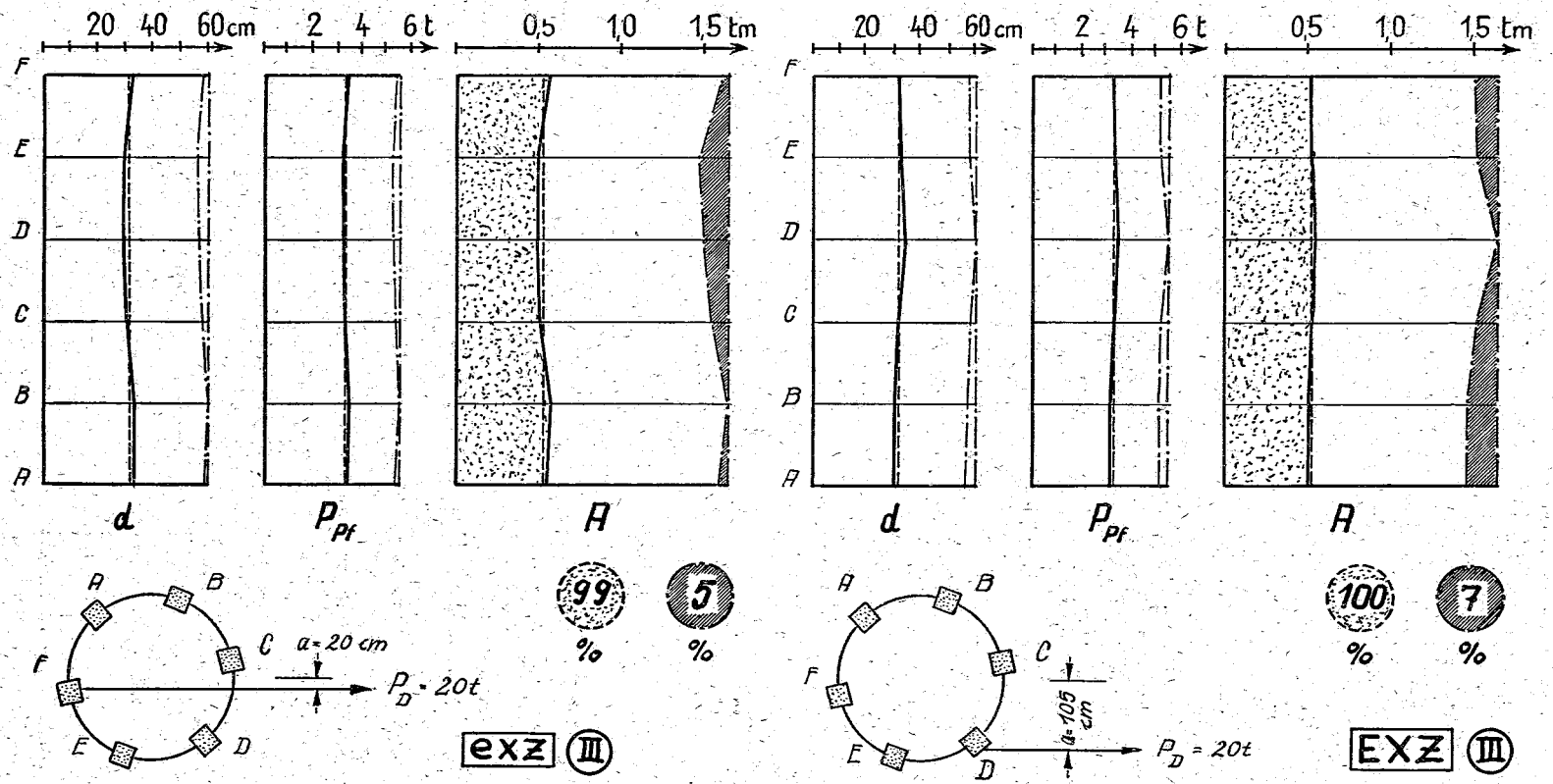


Abb. 6. Ergebnis-Schema für Dalben III, System Minnich.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4, jedoch bedeutet hier exz .. bei kleinexzentrischem und EXZ .. bei großexzentrischem Dalbenzug.

messungen an dünnwandigen Rohren sehr anfällig auf Wandverformungen sind, im Abschnitt 6 noch gegeben und deren Zuverlässigkeit kritisiert.

Obwohl die Bewegungsmessung bereits die Grundlage für die nachherige exakte Berechnung des Verdrehungswinkels des Dalbens lieferte, wurde bereits beim Versuch primitiv mit Hilfe von Winkelmessern die Dalbenverdrehung kontrolliert, was bei den verdrehbaren Dalben schon ein hinreichend deutliches Bild ergab.

Die Durchbiegungen wurden, obwohl nicht erforderlich, nach Dr. Blum vorausberechnet, wofür auf Grund von 18 Unterwasserbohrungen mit Entnahme von 15 ungestörten Bodenproben die Bodenwerte bestimmt wurden. Da die Flemhuder Pfahlversuche 1951 die ausgezeichnete Übereinstimmung der nach Blum berechneten Durchbiegungen einzelner P f ä h l e bewiesen hatten, war Gelegenheit gegeben, die Berechnung der Durchbiegung ganzer D a l b e n nach Blum zu kontrollieren, bei welcher nach üblicher Weise die Dalbenbreite an Stelle der Pfahlbreite unter Ansatz der Gesamtwiderstandsmomente genommen wird. Hierdurch kam ein nicht in der eigentlichen Zielsetzung des Versuches gelegenes Nebenergebnis zustande.

5. E r g e b n i s d e r D u r c h b i e g u n g s m e s s u n g.

Für diese wird lediglich die Endbelastung mit 20 t ausgewertet. Die Größe der Einzelpfahldurchbiegungen und ihre Abweichungen von der Zugrichtung sind in Tabelle II ersichtlich.

Der Veranschaulichung halber wird das Ergebnis hinsichtlich Unterschiedlichkeit der Durchbiegungen, der Kräfte und der geleisteten Arbeiten jedes Einzelpfahles in den Abb. 4 bis 10 in Form von »Ergebnis-Schemen« dargestellt. Diese enthalten außer den bei 20 t gemessenen Werten auch deren Sollwerte bei dieser Belastung unter Annahme gleichmäßiger Verteilung, ferner die Sollwerte unter der gleichen Annahme bei Streckgrenzbelastung und überdies jene Werte, die sich bei Streckgrenzenerreichung im ungünstigsten Fall auf Grund der festgestellten Ungleichmäßigkeit ergeben würden.

Die Bezeichnungen der international gehaltenen Abb. 4 bis 10 müssen erklärt werden. In allen »Ergebnis-Schemen« befinden sich links drei Schemen für zentrischen Zug (bzw. fast zentrischen) und rechts drei Schemen für exzentrischen Zug. In der Reihenfolge von links nach rechts stellen diese dar: Schema der Durchbiegung (d), Schema der Kraft (P_{Pf}) und Schema der geleisteten Arbeit (A).

In allen drei Schemen bedeuten die Stricharten:

voll ausgezogen .... gemessener Wert bei 20 t Dalbenzug,

strichliert ..... für gleichmäßige Verteilung gerechneter Wert bei 20 t Dalbenzug,

strichpunktiert
linker Linienzug .... für jene Belastung gerechneter Wert, bei welcher die Streckgrenze in dem am meisten durchgebogenen Pfahl erreicht wird (unter Berücksichtigung der festgestellten Ungleichmäßigkeit der Kräfteverteilung),

strichpunktiert
rechter Linienzug ... für gleichmäßige Verteilung bei Streckgrenzbelastung.

Tabelle II

Einzelpfahldurchbiegung und ihre Richtungsabweichung α von der Dalbenzugrichtung und Dalbenverdrehung ω in Verholmungshöhe bei 20 t Dalbenbelastung.

d_s = nach Blum berechnete Soll-Durchbiegung; z.... bei zentrischem Zug; ex (cm).... bei exzentrischem Zug; (.....) .... Exzentrisität; (L) .... bei Zug in Dalbenlängsrichtung; (Q) .... bei Zug in Dalbenquerrichtung

Dalb. Nr.		Pfahlbezeichnung A		B		C		D		E		F		d_s	bei exz., Zug ω
		d cm	α Grad	d cm	α Grad	d cm	α Grad	d cm	α Grad	d cm	α Grad	d cm	α Grad	cm	Grad
I	z	32,6	+ 0,17	33,1	+ 0,33	31,5	+ 0,17	31,6	+ 0,17	29,9	+ 3,67	32,9	+ 1,00	34,3	6,77
	ex (86)	30,9	+ 2,00	43,0	— 7,17	28,7	— 10,0	24,3	+ 15,0	36,3	+ 16,5	43,0	+ 6,67		
II	z	35,4	+ 0,17	36,2	+ 0,17	36,1	0,00	35,1	0,00	34.2	— 0,67	35,5	0,00	31,9	2,45
	ex (87)	36,4	— 1,84	38,1	— 1,67	36,7	— 7,00	31,4	— 3,39	30,9	0,00	35,5	+ 3,84		
III	ex (20)	32,3	+ 2,67	32,8	+ 1,50	31,6	+ 1,33	30,8	+ 1,84	30,5	+ 2,33	32,2	+ 2,50	31,9	0,50
	ex (105)	31,1	+ 1,17	31,4	+ 1,50	32,0	+ 1,53	33,5	+ 1,33	32,1	— 0,67	31,9	— 2,33		
IV (L)	z	24,9	— 2,84	23,2	— 2,50	23,4	— 2,50	23,2	— 0,67	22,7	— 2,33	2,31	— 2,33	31,9	0,13
	ex 35	24,7	— 0,50	24,0	— 1,84	24,2	— 1,84	24,1	— 0,67	24,2	— 1,67	23,8	— 2,17		
IV (Q)	z	28,4	— 1,67	29,2	— 1,33	29,5	— 1,17	29,1	— 1,84	29,1	— 1,33	29,3	— 1,33	31,9	1,08
	ex (78)	29,3	— 1,50	31,2	— 1,33	31,9	— 1,33	29,2	— 4,00	29,8	— 2,67	32,0	— 3,33		
V (L)	z	30,7	— 1,50	29,0	— 1,00	25,0	— 0,33	29,8	0,00	28,9	— 1,00	28,6	— 0,33	31,9	0,23
	ex (39)	30,6	+ 0,33	29,7	0,00	29,5	— 1,00	30,7	+ 1,00	29,9	— 0,33	29,3	— 0,84		
V (Q)	z	34,2	— 2,67	35,2	— 2,50	35,2	— 3,17	35,2	— 3,00	34,8	— 2,67	35,4	— 2,33	31,9	0,99
	ex (72)	33,6	— 2,84	34,3	— 2,00	33,4	— 2,50	36,0	— 0,17	34,4	— 1,17	33,7	— 1,00		

In den Schemen für die Arbeit (A) bedeuten die Flächen:

punktiert ..... bei 20 t Dalbenzug geleistete Arbeit. Der Anteil dieser Arbeit an der für gleichmäßige Verteilung der 20 t errechneten Arbeit ist in dem punktierten Kreis in Prozenten angegeben,

nur eng schraffiert .. Einbuße des Arbeitsvermögens des Dalbens zufolge ungleichmäßiger Verteilung bei Streckgrenzenerreichung im meist durchgebogenen Pfahl. Der Anteil dieser Einbuße an dem vollen Arbeitsvermögen bei Streckgrenzenerreichung und gleichmäßiger Verteilung ist in den gleichschraffierten Kreisen in Prozenten angegeben,

eng schraffiert und breiter quer schraffiert Einbuße des Arbeitsvermögens zufolge Starrheit bei Streckgrenzenerreichung im meist durchgebogenen Pfahl. Der Anteil dieser Einbuße an dem vollen Arbeitsvermögen bei Streckgrenzenerreichung und gleichmäßiger Verteilung ist in den gleichartig schraffierten Kreisen in Prozenten angegeben.

Die zuletzt angeführte Schraffur und Prozentangabe kommt nur bei den Dalben IV und V vor (Abb. 7 bis 10). Die Berechnung der ungleichmäßigen Verteilung bei Streckgrenzenerreichung im ungünstigsten Fall erfolgte durch geradlinige Extrapolation der Werte bei tatsächlicher Verteilung bei 20 t.

Die Prozentzahl im punktierten Kreis müßte theoretisch 100 lauten, da keine Arbeit verlorengehen kann, vorausgesetzt, daß die Arbeit lediglich bei der Pfahldurchbiegung geleistet wird. Daß diese Prozentzahl meist anders lautet (auch 100 übersteigt), ist darauf zurückzuführen, daß bei der Berechnung der Formänderungsarbeit bei gleichmäßiger Kraftverteilung die P zwar unantastbar als Sechstel der Zugkraft festliegen, jedoch die d der Zuverlässigkeit der Berechnungsmethode unterworfen sind, von welcher bei noch so gutem Zutreffen eine 100%ige Übereinstimmung nicht verlangt werden kann. Gleichzeitig spielt hierbei der Verlust zufolge anderweitiger Arbeitsübernahme mit. Insbesondere wird bei den holzverzimmerten Dalben, besonders beim Zug in der starren Längsrichtung, ein erheblicher Anteil der Arbeit von der elastischen Formänderung der Holzverzimmerung geleistet und ein Teil von den auftretenden Reibungskräften und von den unelastischen Verformungen bzw. Zerstörungen des Holzes vernichtet.

Die Abb. 4 bis 10 sprechen für sich, das Ergebnis wird noch kommentiert:

a) Der verdrehbare Dalben I (Abb. 4 Schema A rechts) weist bei exzentrischer Belastung eine Arbeitsvermögen-Einbuße von 31 % auf, der verdrehfeste Dalben III (Abb. 6 Schema A rechts) lediglich von 7 %. Beim verdrehbaren Dalben II (Abb. 5 Schema A rechts) beträgt diese Einbuße 14 %. Es ist zu beachten, daß bei Dalben III an Stelle der zentrischen Belastung eine kleinexzentrische (20 cm) der Fall war. Während also der verdrehbare Dalben (I) rd. 1/3 an Arbeitsvermögen einbüßt, behält der verdrehfeste (III) fast sein ganzes. Der sich gemischt verhaltende Dalben II verliert etwa 1/6.

b) Beim verdrehbaren Dalben I leisten bei 20 t exzentrischem Zug die vom angezogenen Pfahl (F) am meisten entfernten Pfähle (D und C) die kleinste Arbeit, welche etwa nur 2/5 jener des angezogenen Pfahles beträgt. Gemäß Abb. 4 Schema d rechts verhalten sich die analogen Durchbiegungen wie 5,5 : 10.

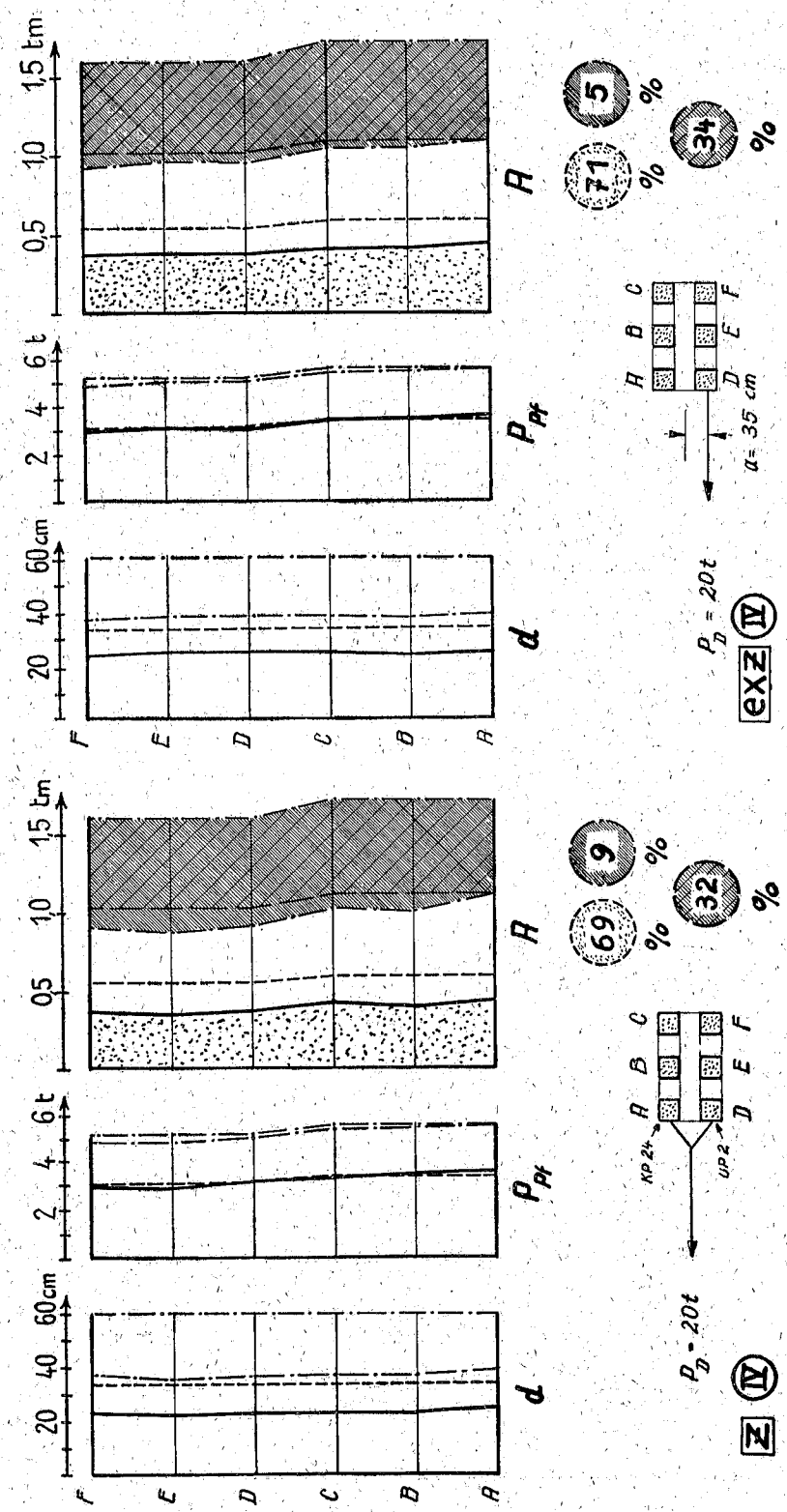


Abb. 7. Ergebnis-Schema für Dalben IV, ungleichpfähliger holzverzimmerter Dalben bei Längszug.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4.

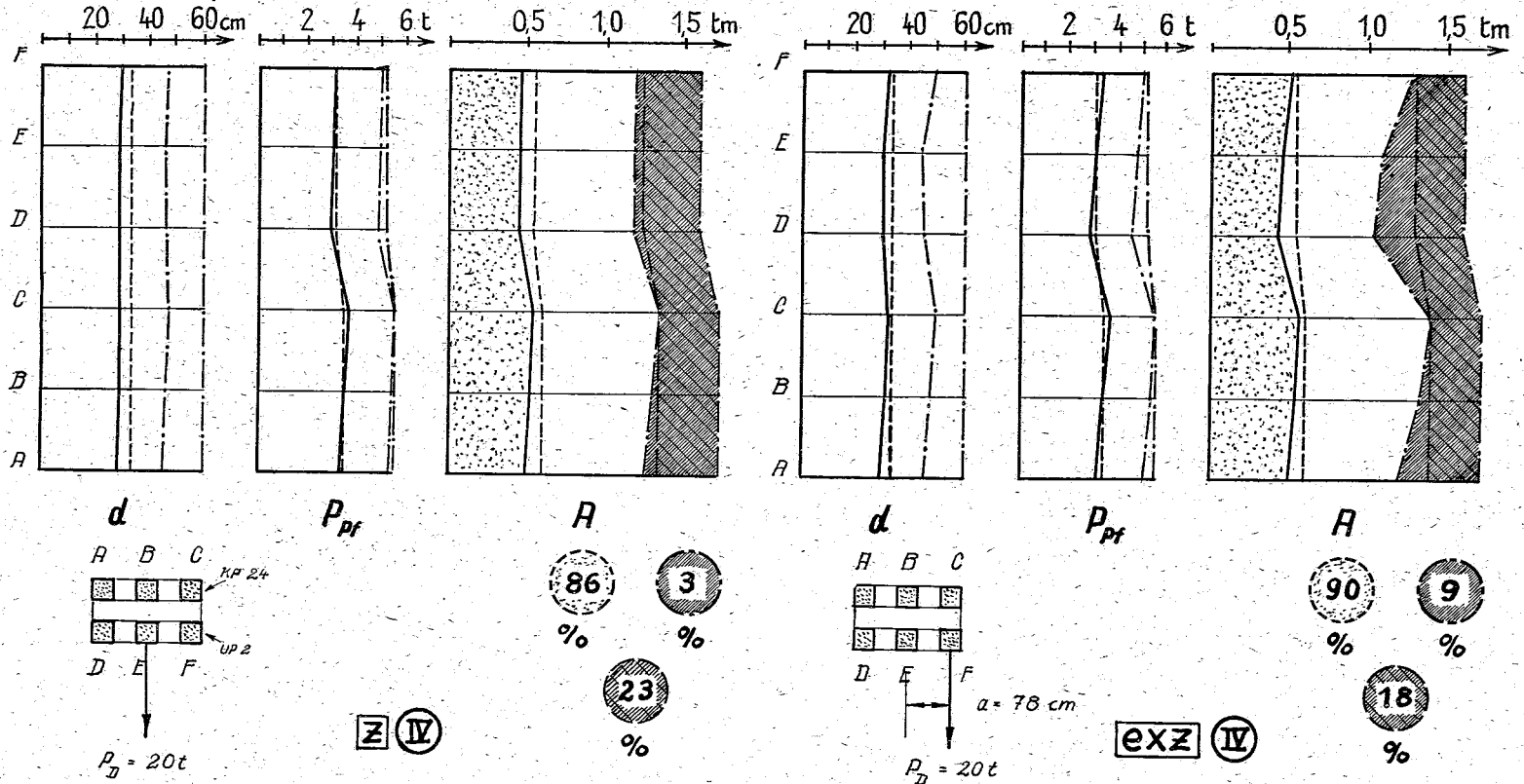


Abb. 8. Ergebnis-Schema für Dalben IV, ungleichpfähliger holzverzimmerter Dalben bei Querzug.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4.

Dagegen sind im gleichen Fall beim verdrehfesten Dalben III (Abb. 6 Schemen A und d rechts) die Durchbiegungen und Arbeitsleistungen aller Pfähle kaum unterschiedlich.

Beim Dalben II verhalten sich im gleichen Fall die Arbeiten wie 7 : 10, die Durchbiegungen wie 8 : 10 (Abb. 5 Schemen A und d rechts).

c) Bei Steigerung der Kraft steigern sich die Unterschiede zwischen angezogenem und am weitest entfernten Pfahl bei exzentrischer Beanspruchung stark bei den verdrehbaren Dalben. Beim Dalben I beträgt das Verhältnis hinsichtlich Arbeit 3 : 10, hinsichtlich Durchbiegung 4 : 10. Beim verdrehfesten Dalben ist das Arbeitsverhältnis nur noch 9 : 10, das Durchbiegungsverhältnis 9,5 : 10. Bei Dalben II ergibt sich ein Arbeitsverhältnis von 7 : 10 und ein Durchbiegungsverhältnis von 8 : 10.

d) Die Unterschiede hinsichtlich Einbuße an Arbeitsvermögen zwischen zentrischer und exzentrischer Belastung verhalten sich beim verdrehbaren Dalben I wie 6 % : 31 % = 2 : 10. In absoluter Höhe gewertet ist mit 5 bzw. 7 % beim verdrehfesten Dalben III kaum ein Unterschied vorhanden. Beim Dalben II ist er mit 4 bzw. 14 % bereits erheblicher.

e) Bei zentrischer Belastung sind die Einbußen an Arbeitsvermögen bei den Dalben I bis III fast gleich gering (Dalben I 6 %, Dalben II 4 %, Dalben III 5 %). Bei wirklich zentrischer Belastung des Dalben III (er wurde lediglich kleinexzentrisch belastet) dürfte eine noch geringere Einbuße zu erwarten sein. Der verdrehbare Dalben I verhält sich also bei zentrischer und bei exzentrischer Belastung wesentlich anders, der verdrehfeste jedoch fast gleich. Bei zentrischer Belastung verhalten sich verdrehbare und verdrehfeste Dalben nahezu gleich.

f) Bei den holzverzimmerten Dalben IV und V ist die Einbuße an Arbeitsvermögen zusammengesetzt aus jener zufolge ungleichmäßiger Kraftverteilung und aus jener zufolge Starrheit.

Die Einbuße zufolge Starrheit ist in Längsrichtung besonders groß. Sie beträgt beim ungleichpfähligen Dalben IV bei zentrischem Zug 32 % und bei exzentrischem 34 % (Abb. 7 Schema rechts und links). Beim gleichpfähligen Dalben V beträgt sie zentrisch 10 % und exzentrisch 16 % (Abb. 9 Schema A rechts und links).

Die Gesamteinbuße in Längsrichtung beträgt beim ungleichpfähligen Dalben IV zentrisch 32 + 9 = 41 %, exzentrisch 34 + 5 = 39 %. Beim gleichpfähligen Dalben V beträgt sie zentrisch 10 + 16 = 26 %, exzentrisch 16 + 4 = 20 %.

Bei Querzug beträgt die Gesamteinbuße beim ungleichpfähligen Dalben IV zentrisch 23 + 3 = 26 % und exzentrisch 18 + 9 = 27 %, während sich beim gleichpfähligen Dalben V bei Querzug auffallenderweise keine Starrheit gezeigt hat.

g) Dagegen zeigen sich beide holzverzimmerte Dalben ziemlich verdrehfest. Die Einbuße zufolge ungleichmäßiger Durchbiegungen (also der eigentliche Grad der Verdrehfestigkeit) betrug

bei Längszug	bei Dalben IV	zentrisch 9 %	exzentrisch 5 %
	bei Dalben V	zentrisch 16 %	exzentrisch 4 %
bei Querzug	bei Dalben IV	zentrisch 3 %	exzentrisch 9 %
	bei Dalben V	zentrisch 3 %	exzentrisch 9 %

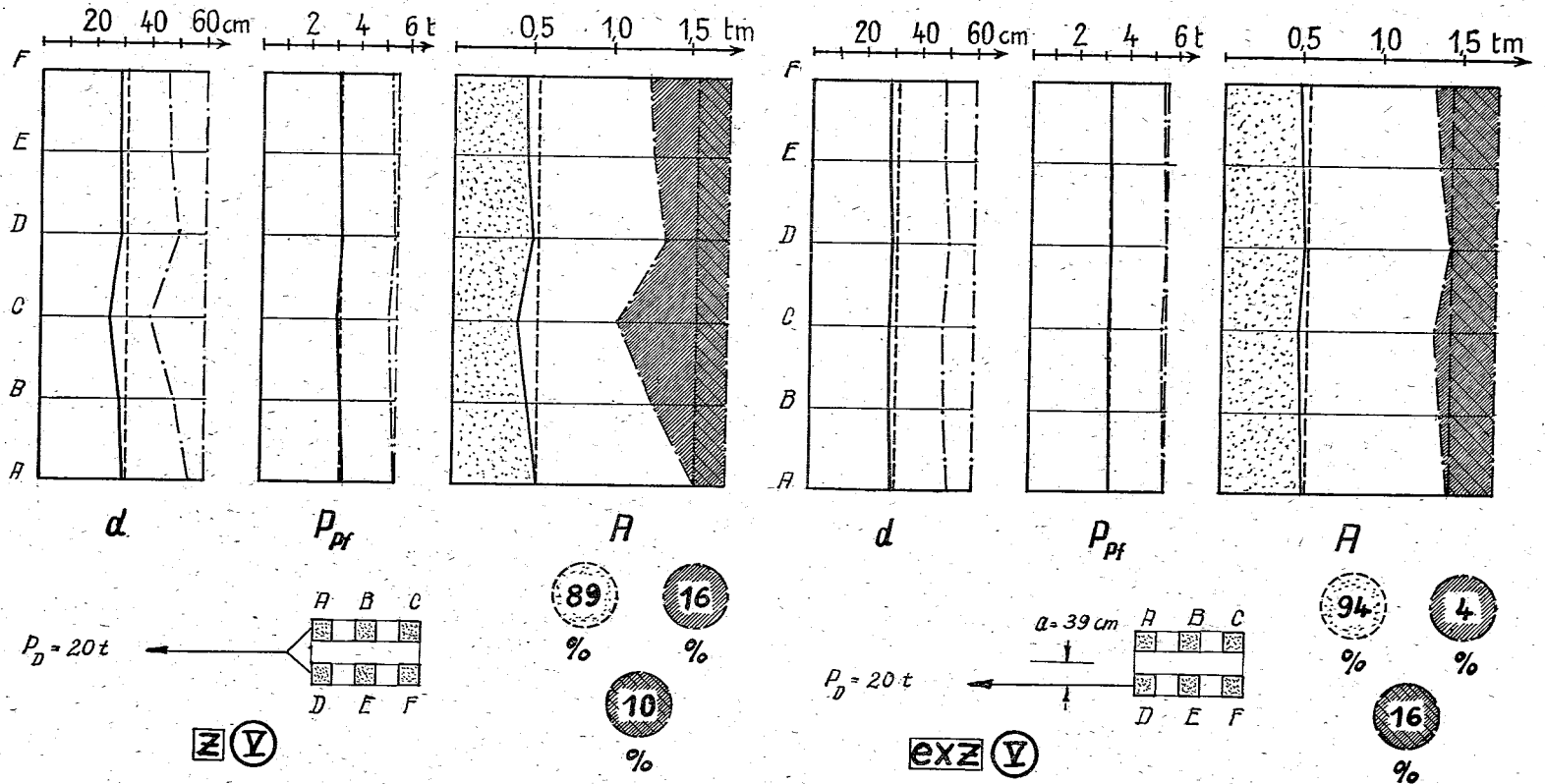


Abb. 9. Ergebnis-Schema für Dalben V, gleichpfähliger holzverzimmerter Dalben bei Längszug.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4.

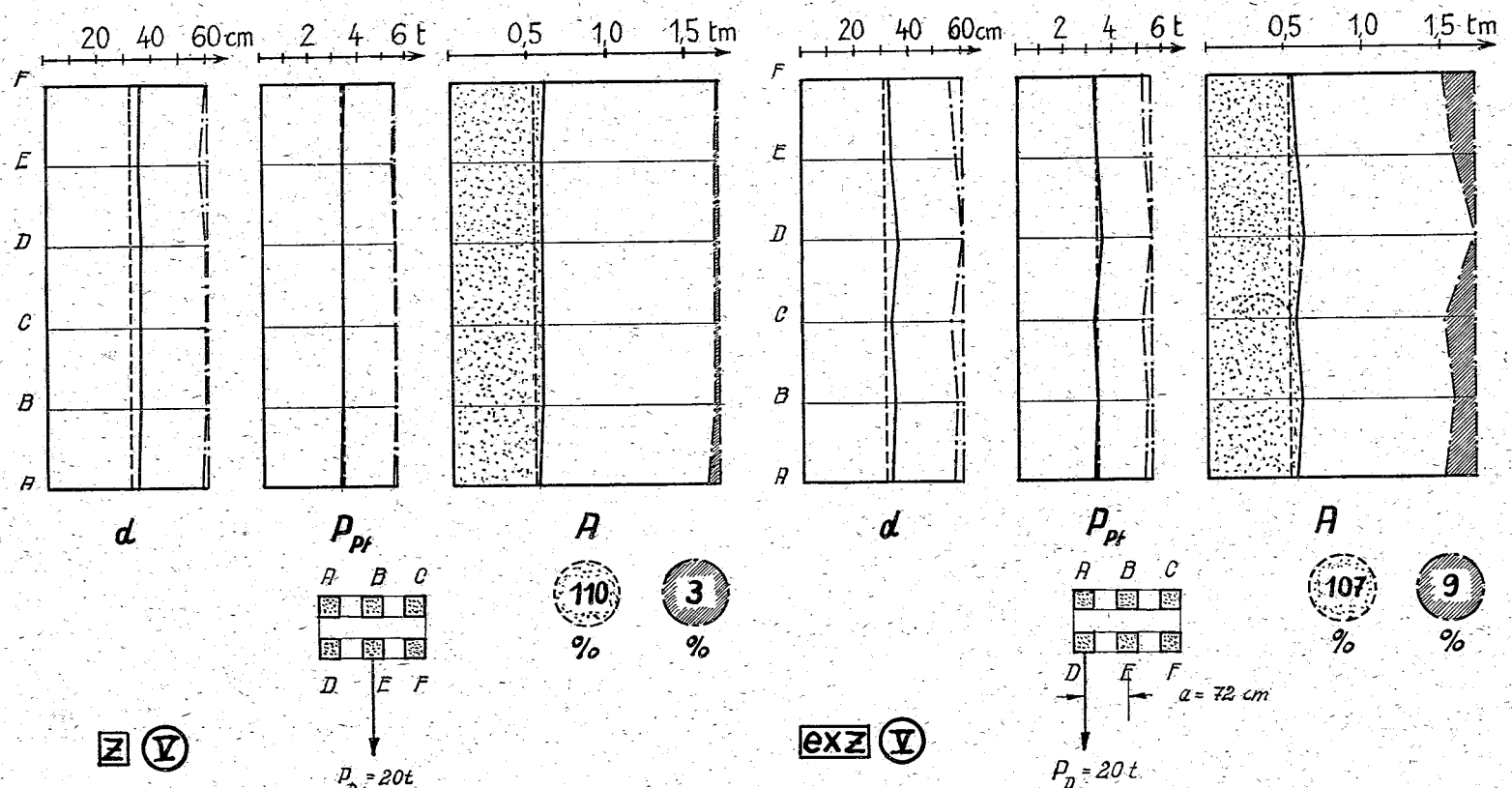


Abb. 10. Ergebnis-Schema für Dalben V, gleichpfähliger holzverzimmerter Dalben bei Querzug.
Bezeichnungen wie bei Abb. 4.

Während also die Starrheit der holzverzimmerten Dalben besonders in der Längsrichtung beträchtlich ist und Einbußen an Arbeitsvermögen bis zu 34 % mit sich bringt, ist ihre Verdrehfestigkeit mit Einbußen um rd. 10 % herum recht gut. Immerhin weist der ungleichpfählige Dalben IV sogar bei zentrischer Kraft mit 41 % die größte Gesamteinbuße auf, welcher eine Einbuße des verdrehbaren Dalben I von 13 % gegenübersteht.

Abgesehen davon, daß beim holzverzimmerten Dalben, insbesondere beim ungleichpfähligen Dalben IV, welcher die in der Diagonalachse besonders ungünstigen UP 2 enthält, beim Zug in der Diagonalrichtung, der nicht untersucht wurde, noch ungünstigere Werte zu erwarten sind, muß die Holzverzimmerung hinsichtlich Einbuße an Arbeitsvermögen unter allen untersuchten Dalben als die ungünstigste bezeichnet werden.

h) Außer der Betrachtung der Einbußen an Arbeitsvermögen wird der Grad der Verdrehfestigkeit besonders durch die Gradanzahl des Verdrehungswinkels der Verholmung bei 20 t exzentrischem Zug anschaulich. Gemäß Angabe des Winkels ω in Tabelle II ist sein niedrigster Wert bei den Längszügen der Dalben IV und V 0,13 bzw. 0,23 Grad, während er beim verdrehbaren Dalben I 6,77 Grad beträgt. Bei verdrehfesten Dalben III beträgt die Verdrehung 0,5 Grad. Diesem zwar absolut nicht geringsten Wert stehen die immerhin noch geringen Verdrehungswinkel von 1,08 bzw. 0,99 Grad in der Querrichtung der holzverzimmerten Dalben gegenüber. Die absolut größte Verdrehfestigkeit der holzverzimmerten Dalben in der Längsrichtung wird aber durch ihre geringere Verdrehfestigkeit in der Querrichtung herabgesetzt. Auch die Verdrehfestigkeit des Dalbens II mit einem Verdrehungswinkel von 2,45 Grad ist recht gut.

Zusammenfassend ergibt sich aus dem Versuch: Der verdrehfeste Bündeldalben nutzt sein Arbeitsvermögen bei exzentrischer Beanspruchung nahezu völlig aus, während ein verdrehbarer Dalben bei exzentrischer Beanspruchung von seinem Arbeitsvermögen rd. $^1/_3$ einbüßt. Der verdrehfeste Dalben ist somit dem verdrehbaren hinsichtlich Arbeitsvermögen (Wuchtaufnahmevermögen) um rd. 50 % überlegen.

Die in neuem Zustand außerordentlich verdrehfesten holzverzimmerten Dalben nutzen wegen ihrer anfänglichen Starrheit in der Längsrichtung ihr Arbeitsvermögen nur mit rd. 60 % aus. Der verdrehfeste Dalben ist somit dem holzverzimmerten um 66 % überlegen.

Der verdrehfeste Dalben und die holzverzimmerten Dalben verdrehen sich bei exzentrischer Beanspruchung mit 20 t um Bruchteile eines Grades, dagegen erreicht diese Verdrehung bei einem verdrehbaren Dalben ungefähr 7 Grad.

Der verdrehfeste Dalben bedeutet daher einen wesentlichen Fortschritt gegenüber einem verdrehbaren Dalben und einen noch größeren gegenüber holzverzimmerten Dalben.

Nebenergebnis: Aus den Durchbiegungsmessungen ergab sich in mehrfacher Bestätigung, daß die Durchbiegung des Dalbens bei gleichmäßiger Kraftverteilung nahezu mit jener Durchbiegung übereinstimmt, die sich ergibt, wenn man den Einzelpfahl mit der Einzelkraft belastet und in der Blumschen Berechnung für den Wert b die Pfahlbreite einsetzt. Die übliche Berechnungsart für die Berechnung der Dalbendurchbiegung, bei welcher man die Dalbenkraft auf die Summe der Einzelpfahlwiderstandsmomente bezieht und in der Blumschen Berechnung für den Wert b die Dalbenbreite einsetzt, liefert nicht zutreffende Werte (im vorliegenden Fall waren sie etwa 20 bis 30 % zu groß).

6. Ergebnis der Schubspannungsmessung zufolge Verdrillung

A. Beschreibung der Verdrillungsmessung. Berechnung der Schubspannungen.

B. Ergebnis der Schubspannungsermittlung.

C. Anhang: Bedeutung des Meßwertes »u« und eine Biegelinieneigenschaft.

A.

Die auf den Pfahl C des Dalbens III beschränkte Verdrillungsmessung gelang fünfmal, zweimal bei großexzentrischer und dreimal bei kleinexzentrischer Kraft. Zehn Kraftstufen wurden ausgewertet, um das Zutrauen zur Messung beurteilen zu können.

Die Verdrillung darf nicht aus der bereits aus der Biegemessung erhaltenen Verdrehung der Dalbenverholmung abgeleitet werden, weil das geringste Spiel

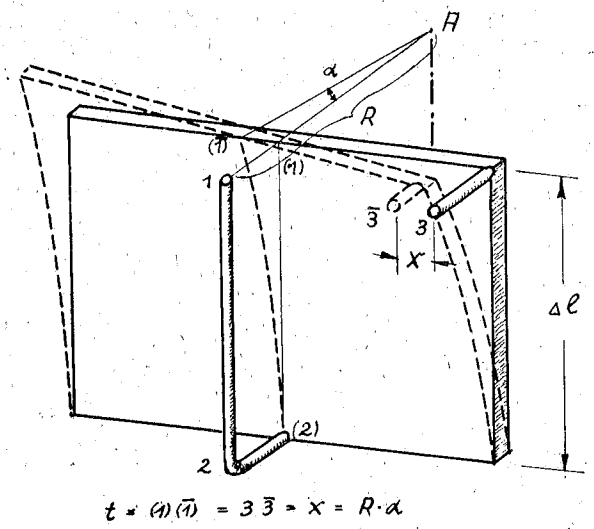


Abb. 11.

und die geringsten Verformungen in den Verholmungselementen es zur Folge haben, daß nur ein Teil der an sich minimalen Verholmungsverdrehung sich auf die Pfähle überträgt.

Als Grundlage für die Schubspannungsermittlung muß die Verdrillung feiner und direkt am Pfahl gemessen werden. Hierfür wurde die in Abb. 11 schematisch skizzierte Anordnung getroffen, deren Höhenlage am Pfahl gleichgültig ist, da die Verdrillung überall gleich groß ist. Für die Bestimmung der Pfahlverdrillung ϑ (Verdrehung je cm Pfahllänge, Dimension cm^{-1}) wurde eine Meßlänge Δl von 60 cm gewählt. Der auf diese entfallende Verdrehungswinkel α wurde durch die Messung der Sehne $t = \text{Strecke } (1)\ (\overline{1})$ der Bogenlänge $\overset{\frown}{t}$ erhalten. Der Wert $\operatorname{tg} \alpha = t/R$ kann bedenkenlos $= \alpha$ gesetzt werden. Der Ist-Wert der Verdrillung beträgt $\vartheta_{ist} = \alpha/\Delta l = t/R\,\Delta l\ cm^{-1}$.

An Stelle der Strecke $t = (1)\ (\overline{1})$ wurde die Strecke $x = 3\,\overline{3} = R\alpha$ mit Tastuhren gemessen.

Da der Pfahl auf Torsion und Biegung beansprucht ist, enthält die Messung von x den Torsionseinfluß und den Durchbiegungseinfluß auf die Mantellinie (1) (2). Um beide Verschiebungen zu eleminieren, wurde gemäß Abb. 12 der Wert x auch an einer analogen gegenüberliegenden Anlage gemessen. Gemäß der schematischen Abb. 13 ist x als Strecke (3) $\overline{(3)}$ an der linken Anlage mit $r = b - t$ und als Strecke III $\overline{(III)}$ an der rechten Anlage mit $r = b + t$ bezeichnet, wobei jetzt t die Verschiebung zufolge Torsion und b jene zufolge Biegung bedeuten.

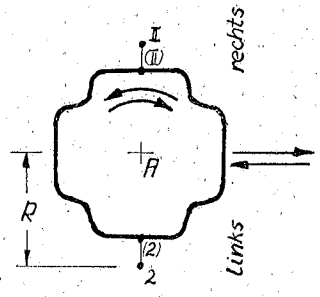


Abb. 12.

Es ergibt sich, daß $t = -(1-r)/2$ und $b = (1+r)/2$. Somit liefern die gemessenen Werte l und r die Verschiebungen zufolge Torsion und Biegung.

Der Sollwert der Schubspannung beträgt $\tau_{soll} = M_T / W_T = Pa/W_T = c_2 P$, wobei a die Exzentrizität der Kraft P bedeutet. Der Meßwert der Schubspannung beträgt $\tau_{ist} = c_3(1-r)/2$, worin $c_3 = GJ_T / W_T r \Delta l$. Da c_2 und c_3 konstant sind, muß die Beziehung zwischen P und $(1-r)/2$ geradlinig sein. Im Anhang ist nachgewiesen, daß auch die Beziehung zwischen P und $(1+r)/2 = u$ geradlinig sein muß.

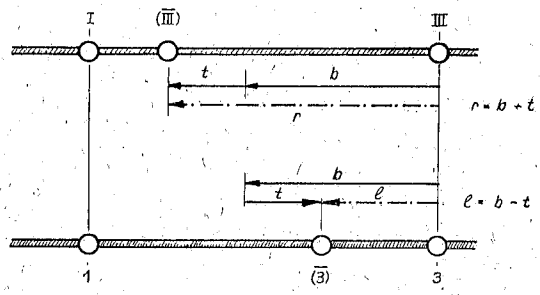


Abb. 13.

In der Abb. 14 sind über P die Werte $(1-r)/2$ und in Abb. 15 jene von $(1+r)/2$ als Istwert-Kurven i aufgetragen. Beide Zeichnungen enthalten auch die Sollwert-Geraden s und zeigen, daß die Istwerte nicht geradlinig verlaufen. Das kann entweder bedeuten, daß — wenn die Messung richtig ist — während der Kraftsteigerung die Gleichmäßigkeit der Verdrillungsverteilung auf die Pfähle geschwankt hat, oder daß — wenn letzteres nicht der Fall war — die Messung ungenau war. Weil aber in allen Kraftlagen die Kräfteverteilung gleich blieb, muß auch das Dalbentorsionsmoment sich in jeder Kraftlage gleichmäßig in

Pfahltorsionsmomente aufgeteilt haben. Somit ist die Torsionsmessung ungenau. Trotzdem bringt sie ein deutliches Ergebnis.

Leider erlaubt der beschränkte Raum nicht die nähere Begründung der Schlußfolgerungen. Die Abb. 15 ist mit Maßstäben für die Schubspannung ζ, für die Verdrillung ϑ, für die Gesamtverdrehung des Pfahles Θ und für das Pfahl-Torsionsmoment M_T versehen, so daß diese Werte aus dem aufgetragenen Verlauf der Werte $(1-r)/2$ ablesbar sind.

Gemäß Abb. 14 zeigt die Schubspannung τ bei den kleinexzentrischen Versuchen 16 bis 18 bei verschiedenen Kräften Über- und Unterschreitungen von ungefähr 6 bis 7 kg/cm^{-2}, welche absolut gering, aber proportional groß sind. Bei

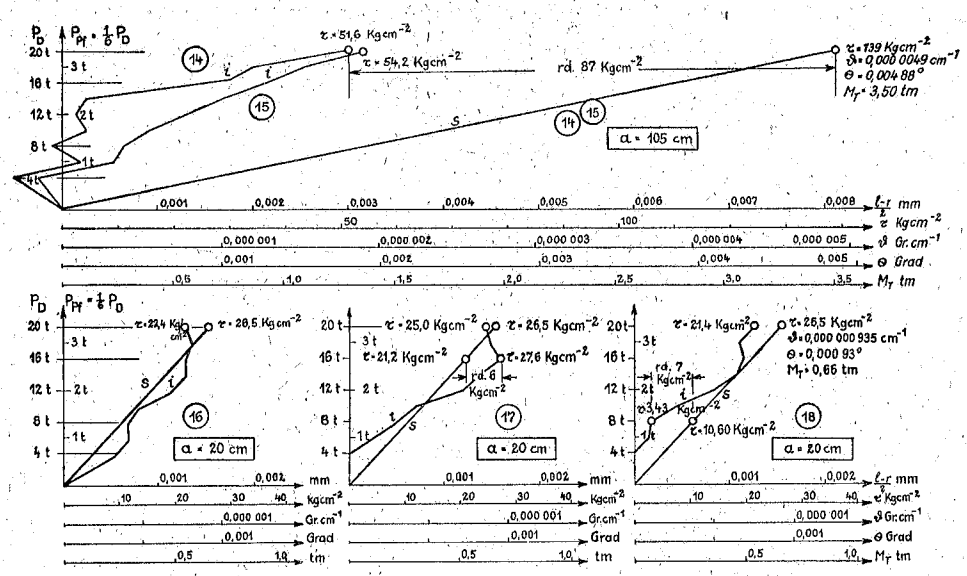


Abb. 14. Soll- und Istwerte der Torsionsmessung.
Es bedeuten: Zahlen im Kreis ... Versuchsnummer; a ... Exzentrizität; s ... Sollwert der Berechnung; i ... Istwert der Messung; P_D ... Dalbenzug; P_{Pf} ... Pfahlkraft; τ ... Schubspannung; ϑ ... Verdrillung; θ ... Pfahlverdrehung; M_T ... Torsionsmoment; $\frac{1-r}{2}$ ... Ablesung der Messung.

den großexzentrischen Versuchen 14 und 15 kommen nur Unterschreitungen vor, die absolut und proportional groß sind, u. z. bei allen Kräften (bei 20 t beträgt die Sollspannung 139 kg/cm^{-2}, die Istspannung 50 kg/cm^{-2}, die Unterschreitung 90 kg/cm^{-2} = (65 %).

Die absolut kleinen Über- und Unterschreitungen der Versuche 16 bis 18 stellen die Streuung der Messung dar. Legt man diese an die großen Unterschreitungen der Versuche 14 und 15 an, so bleiben immer noch erhebliche Unterschreitungen, die wohl kaum anzuzweifeln sind.

Aber selbst wenn tatsächlich der weit unterschrittene Sollwert aufgetreten sein sollte, d. h. wenn die gesamte Formänderungsarbeit zufolge Dalbentorsion durch die Torsionsverformung der Pfähle ohne Beteiligung der Formänderungsarbeiten in den torsionsübertragenden Elementen der Verholmung stattgefunden hätte, gilt folgendes:

Bei Streckgrenze 3600 vermag Dalben III laut Tabelle I 32,7 t Zugkraft aufzunehmen. Bei der großexzentrischen Kraft P = 20 t beträgt τ_{soll} 140 kg/cm^{-2}. Bei 32,7 t würde es 230 kg/cm^{-2} betragen und 6,4 % der Streckgrenzspannung ausmachen. Der bei 20 t gemessene Istwert der Schubspannung beträgt 55 kg/cm^{-2} und würde bei Streckgrenzkraft 90 kg/cm^{-2} betragen, somit 2,5 % der Streckgrenzspannung. Dann wäre Diskussion überflüssig.

Die Messung hätte also ruhig um 100 · 640/250 = rd. 250 % in ungünstiger Richtung falsch sein können, damit das Verhältnis der Schubspannungen zur Biegespannung 6,4 % beträgt.

Aber selbst ein 6,4%iger, dem rechnungsmäßigen Sollwert entsprechender Schubspannungsanteil ergäbe erst eine Vergleichsspannung

$$\sigma_{v4} = \sqrt{\sigma^2 - (1{,}73\,\tau)^2} = 0{,}995\,\sigma = 1/2\,\% \text{ von } \sigma.$$

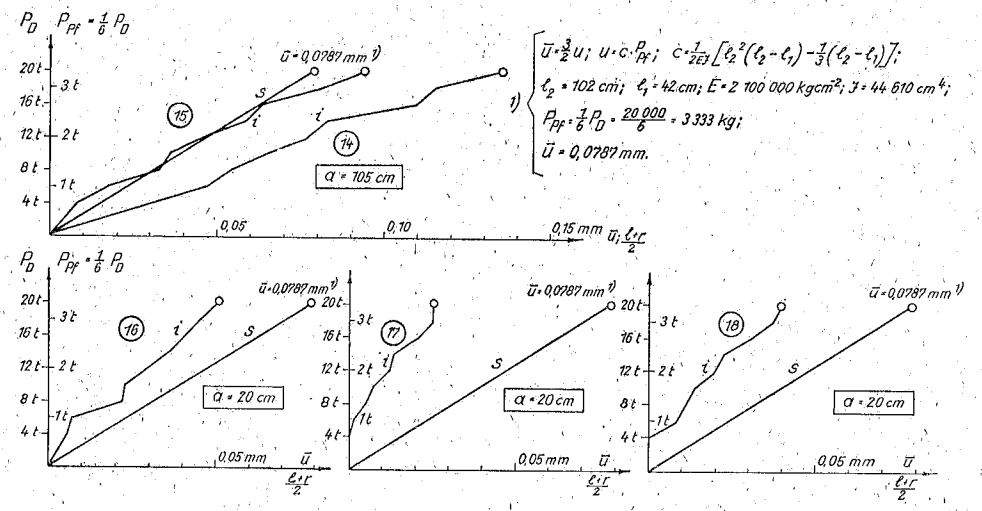


Abb. 15. Soll- und Istwerte des Wertes $\bar{u} = \frac{1+r}{2}$ bei der Torsionsmessung. Bezeichnungen wie in Abb. 14.

B.

Im verdrehfesten Bündeldalben III nach System Minnich, in welchem sämtliche Pfähle auf Torsionswiderstand beansprucht waren, vermochte die Schubspannung zufolge Torsion die zulässige Streckgrenzspannung schlechtestenfalls, der Berechnung entsprechend, um 1/2 % herabzusetzen. Somit spielen die Schubspannungen bei verdrehfesten Dalben, bei denen alle Pfähle am Torsionswiderstand beteiligt sind, keine Rolle. Bei Beteiligung weniger Pfähle oder eines Pfahles kann der rechnerischen Bestimmung der Schubspannung zufolge Torsion getraut werden.

Beim Minnich-Dalben betrug die Verdrillung des Einzelpfahles 0,000002 Grad · cm^{-1}, die Gesamtverdrehung des Pfahles 0,002 Grad, während die rechnerischen Werte das Zweieinhalbfache davon betrugen. Da die gemessene Verdrehung des Dalbens 0,5 Grad betrug, überträgt sich nur ein Bruchteil der Dalbenverdrehung auf die Pfahlverdrehung zufolge retardierenden Verhaltens der die Verdrehfestigkeit bewirkenden Verholmungselemente. Auf die Streckgrenzbelastung bezogen betrug die Schubspannung rd. 55 kg/cm^{-2} gegenüber einer rechnungsmäßigen von rd. 140 kg/cm^{-2}. Selbst bei letzterer würde das Arbeitsvermögen des Dalbens nur

um $^1/_2$ % herabgesetzt werden. Dem gegenüber steht die Vermeidung einer rd. 33%igen Einbuße an Arbeitsvermögen, welche ein verdrehbarer Dalben bei exzentrischer Beanspruchung erleidet. Somit ändert die Berücksichtigung der Schubspannungen nichts daran, daß ein verdrehfester Dalben einem verdrehbaren hinsichtlich Arbeitsvermögen um die Hälfte überlegen ist.

Gemäß Abb. 16C bedeutet beim einseitig fest eingespannten Stab der Wert u den in der Biegerichtung gemessenen Abstand eines Biegelinienpunktes 1 von der Tangente eines Biegelinienpunktes 2, wobei der in der Normalrichtung zur Ruhelage des Stabes gemessene Abstand zwischen 1 und 2 konstant ist.

Es wird nachgewiesen, daß u unabhängig von der Stablänge und der Lage der Strecke $\overline{1\,2}$ zur Einspannstelle und lediglich von der Lage der Strecke $\overline{1\,2}$ zum Stabende abhängig ist. Ferner wird nachgewiesen, daß die Beziehung zwischen u und der im Stabende angreifenden Kraft P geradlinig ist.

Im Abschnitt A entspricht u dem Werte $b = 1 + r)/2$, dessen geradlinige Beziehung zu P als Kontrolle der Verdrillungsmessung verwendet wurde.

War es bei der Verdrillungsmessung hinsichtlich der Torsionsverschiebung $t = (1 - r)/2$ gleichgültig, wo gemessen wurde, so war es hinsichtlich der Biegeverschiebung $b = u$ nicht mehr gleichgültig, da u vom Abstand der Meßlänge $\Delta l = \overline{1\,2}$ vom Stabende abhängig ist. Es hatten sich zwar andere Werte für b, jedoch die gleichen für t ergeben.

Beweis für die erwähnte Unabhängigkeit und die erwähnte geradlinige Beziehung: In Abb. 16A ist die übliche Berechnung der Biegelinie angeführt. Bei B ist eine abgeleitete bequemere Form der Biegeliniengleichung angegeben. Sie lautet $x = -a\,y^3 + 3\,a\,b\,y^2$, worin $a = P/6EJ$ und $b = h$ = Stablänge. Aus dieser Gleichung ergibt sich der Wert u mit

$$u = \frac{P}{2EJ}\left\{ l_2^{\,2}\,(l_2 - l_1) - \frac{1}{3}\,(l_2^{\,3} - l_1^{\,3}) \right\}$$

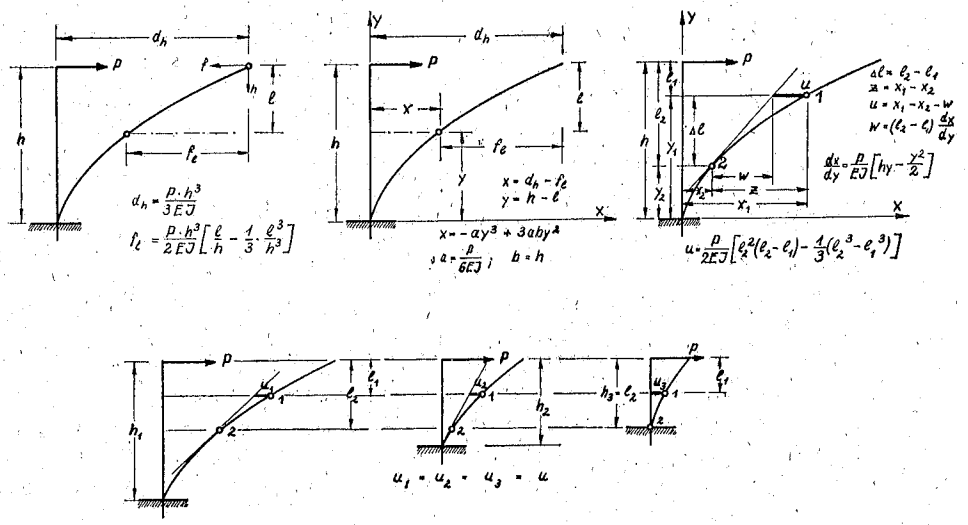


Abb. 16. Bedeutung und Berechnung des Wertes u der Biegelinie des einseitig fest eingespannten Stabes.

Weil h nicht enthalten ist, ist u unabhängig von der Stablänge und bei konstantem P nur abhängig von 1_2 und 1_1, d. h. von der Lage der Strecke 1 2 zum Stabende. Bei konstanten Werten von 1_1 und 1_2, also bei konstanter Lage der Meßlänge $\Delta l = \overline{1\,2}$ (was beim Versuch der Fall war) ist u eine geradlinige Funktion von P, quod erat demonstrandum.

Bei Verwendung von u im Verdrillungsergebnis der Abb. 15 mußte der Wert $\bar{u} = {}^2/_3\,u$ genommen werden, da die bei elastischer Einspannung nach Blum gerechneten, durch die Pfahlversuche Flemhude 1951 als zutreffend nachgewiesenen Durchbiegungen etwa $^2/_3$ der auf Grundlage fester Einspannung errechenbaren Durchbiegungen betragen.

Eine einfachere Deutung des Wertes u demonstrieren die Abb. 16 D, E und F. Die Gleichheit der Werte u_1, u_2 und u_3 mit u (welche sich aus der Gleichung für u ergibt) sagt bei Betrachtung der Strecke u_3 in Abb. 16 F aus, daß u gleichbedeutend mit der Durchbiegung eines um 1_1 vom Stabende entfernten Punktes eines Stabes der Länge 1_2 ist. Als solche Durchbiegung gemäß Abb. 16 A gerechnet, ergibt sich die in Abb. 16 C angeführte Formel für u auf einfacherem Wege.

A. Die neuesten Entwicklungen in Hamburg.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Mühlradt,
Erster Baudirektor des Strom- und Hafenbau Hamburg.

Gliederung.

Einleitung.

I. Aufteilung der Kaiflächen und ihre Ausrüstung.

1. Grundsätzliches.
2. Die Krananlagen.
3. Die Gleisanlagen.
4. Die Straßenanlagen.
5. Die Kaischuppen.

II. Behandlung der Stückgüter zwischen Schiff und Binnentransportmittel.
III. Transport und Lagerung der Stückgüter.
IV. Befestigung der Kaiflächen.
V. Besondere Anlagen an Land für Kühl- und Wärmlagerung.
VI. Vergleich zwischen den Umschlageinrichtungen an Bord und an Land.
VII. Abfertigung von Reisenden.

Einleitung.

Der zweite Weltkrieg hinterließ im Hafen Hamburg einen Trümmerhaufen; die Wiederherstellung des alten Zustandes würde nach den Baupreisen von 1950 rund 1 Milliarde DM kosten; davon enfallen etwa 530 Mio DM auf den Staat als Eigentümer der wesentlichsten Hafenanlagen, der Rest auf private Umschlagunternehmen und besonders auf die Hafenindustrie.

Wie Abb. 1 zeigt, sind von den Schäden vor allem die Stückgutanlagen betroffen (Kaischuppen, Speicher, Kaikräne), also gerade der Teil der Hafenanlagen, dessen Wiederherstellung besonders aufwendig ist. Man hätte annehmen sollen, daß bei einem so hohen Grad der Zerstörung die Möglichkeit gegeben gewesen wäre, alle grundsätzlichen Fehler der alten Hafenanordnung zu beseitigen. Das ist aber in Hamburg — ebenso wie in anderen Häfen in gleicher Lage — nur zum Teil möglich. Wesentlich weitergehend kann dagegen die Aufteilung der Verkehrsflächen am Kai der neuzeitlichen Entwicklung angepaßt werden; hier ist die Entwicklung des modernen Seeschiffes und der Binnenverkehrsmittel maßgebend für den Wiederaufbau der Kaianlagen geworden.

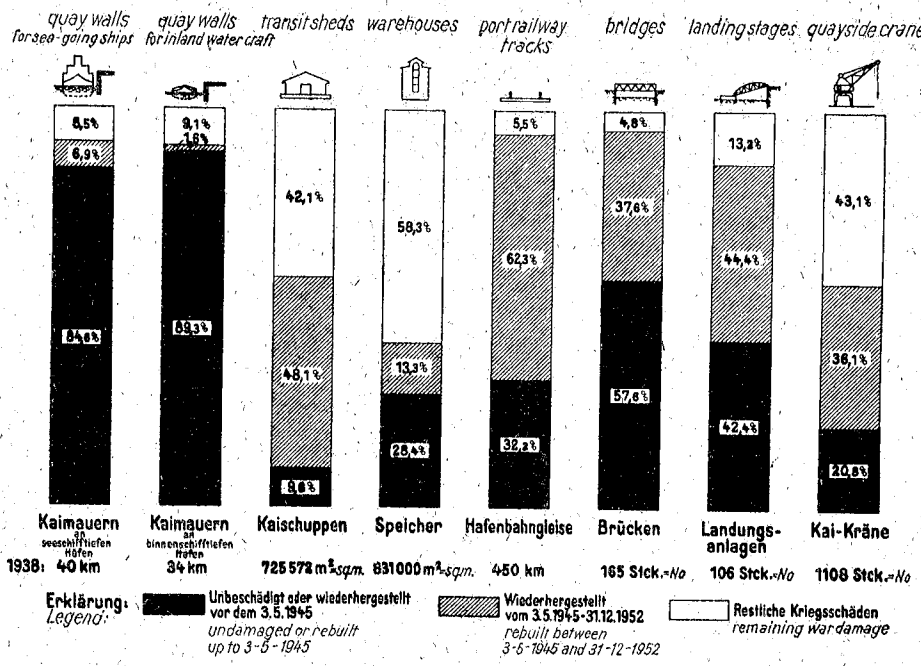
I. Aufteilung der Kaiflächen und ihre Ausrüstung.

1. Grundsätzliches.

Die Aufteilung der Kaiflächen eines dem Stückgutumschlag dienenden Kais muß sich nach den örtlichen Gegebenheiten richten. Wesentlich sind dabei das Verhältnis des Kaiumschlags zum Stromumschlag, der Anteil des Direktumschlags am gesamten Kaiumschlag und der Anteil der drei Binnenverkehrsmittel: Eisenbahn, Binnenschiff und Lastwagen am Zu- und Ablauf. Daneben spielen auch die Art der Umschlaggüter, Verpackung und Hafengebräuche eine mehr oder weniger entscheidende Rolle.

In Hamburg gab unter den Binnenverkehrsträgern ursprünglich die Binnenschiffahrt den Ausschlag. Hamburgs Stärke war sein billiger Stromumschlag; und

auch die Schiffe, die den Kaischuppen benutzen mußten, fertigten einen großen Teil ihrer Ladung »außenbords« nach der Wasserseite hin ab. Der direkte Überladeverkehr zwischen Eisenbahn und Schiff war selten; der Straßenverkehr spielte keine große Rolle. Aus diesen Gegebenheiten entwickelte sich die in Abb. 2 dargestellte Kai-Aufteilung, die als typisch für den Hamburger Stückgutkai vor dem ersten Weltkrieg anzusehen ist. Die Flächen am Wasser zwischen Kaimauer und Kaischuppen dienten dem Umschlag vom Schiff zum Schuppen und umgekehrt; daneben war ein schwacher Direktumschlag von der Eisenbahn zum Schiff möglich (1 Gleis). Im übrigen diente die Wasserseite der An- und Abfuhr mit Fuhrwerk (Stadt — Hafen); das vorhandene Gleis war

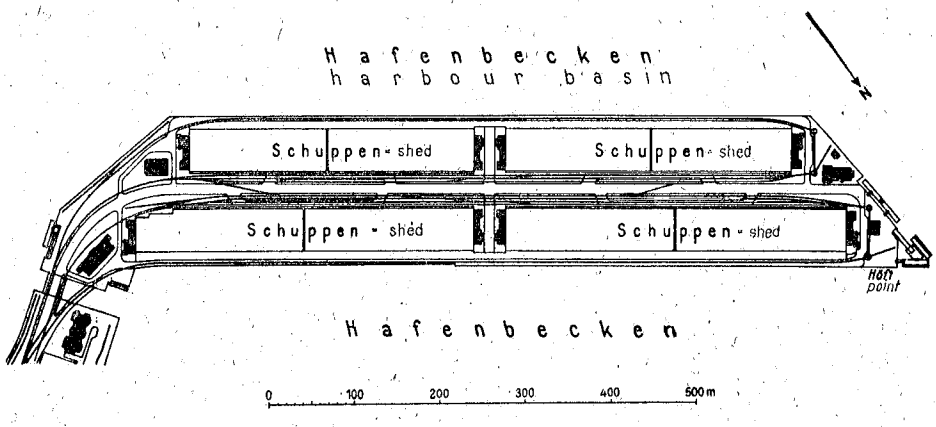


Kriegsschäden und Wiederaufbau im Hafen Hamburg, Stand 31. 12. 52.
War Damage and Reconstruction in the Port of Hamburg as per 31-12-1952

Abb. 1.

also eingepflastert. Außerdem wickelte sich hier der sehr lebhafte Binnenschiffsverkehr mit dem Kaischuppen ab. — Auf der Landseite der Kaischuppen lagen 3 bis 4 Eisenbahngleise, die den Hauptumschlag zwischen Kaischuppen und Eisenbahn zu erledigen hatten. Schmale Anfahrten im Gleisbereich gestatteten auch an der Landseite einen schwachen Straßenverkehr (Abb. 2a). Die Kaistraßen selbst waren schmal; sie hatten im allgemeinen nur 2 Fahrspuren.

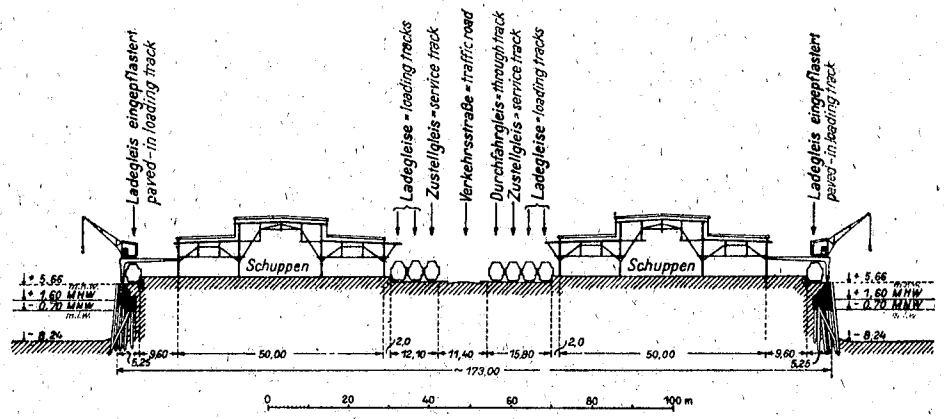
Schon zwischen den beiden Weltkriegen zwang das ständige Anwachsen des direkten Eisenbahn-Umschlags (also ohne Benutzung des Schuppens) zu Änderungen, die sich aber im allgemeinen auf den Bau eines zweiten wasserseitigen Gleises beschränkten. Bei dieser Behelfskonstruktion zeigten sich aber bereits ernsthafte Störungen bei der gemeinsamen Abwicklung von Eisenbahn- und anwachsendem Straßenverkehr auf den gleichen Verkehrsflächen.



Typische Aufteilung der Kaiflächen vor dem ersten Weltkrieg.
a) Lageplan
Typical layout of quay areas before World War I - a) site plan

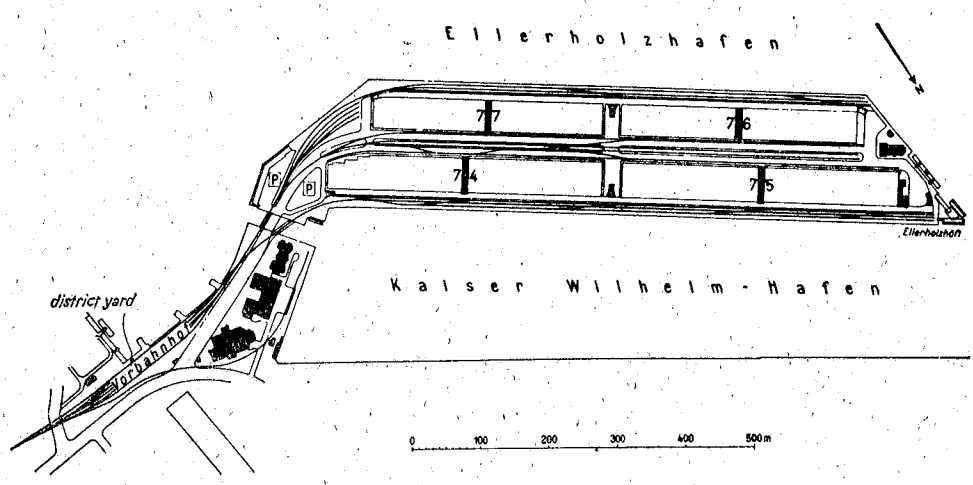
Abb. 2 a.

Für die Zeit n a c h d e m z w e i t e n W e l t k r i e g zwang in Hamburg die starke Zunahme des direkten Überladeverkehrs zwischen Schiff und Eisenbahn und der überraschend schnell anwachsende Anteil des Lastkraftwagen-Verkehrs am gesamten Kaiumschlag bei gleichzeitig abnehmendem Binnenschiffsverkehr zu entscheidenden Änderungen in der Aufteilung der Kaiflächen. Man mußte zu neuen Überlegungen kommen, die diese Tatsachen berücksichtigten. Das Ergebnis dieser Überlegungen zeigen die neuen Anlagen mit den Kaischuppen 74-75 am Kronprinzkai (Abb. 3) und den Kaischuppen 57-58 am Togokai (Abb. 4).



Typische Aufteilung der Kaiflächen vor dem ersten Weltkrieg.
b) Querschnitt
Typical layout of quay areas before World War I - b) cross-section

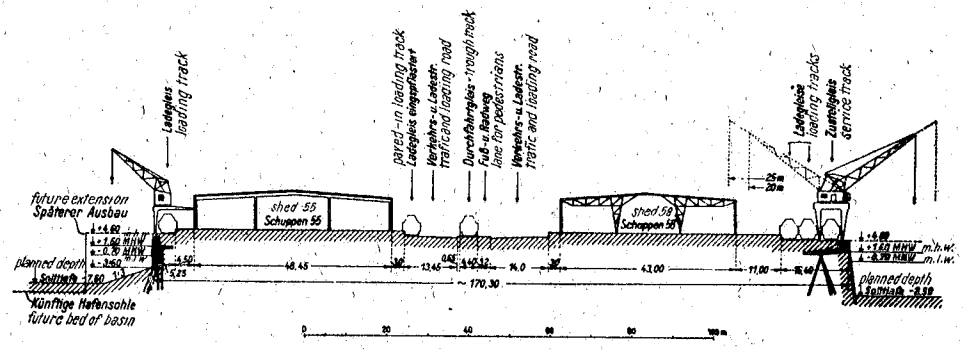
Abb. 2 b.



Typische Aufteilung der Kaiflächen nach dem zweiten Weltkrieg (Schuppen 74 bis 77);
Vorbahnhof in Durchgangsform vor der Kaizunge.
a) Lageplan
Typical layout of quay areas after World War II (sheds 74 to 77); district yard outside quay tongue
a) site plan

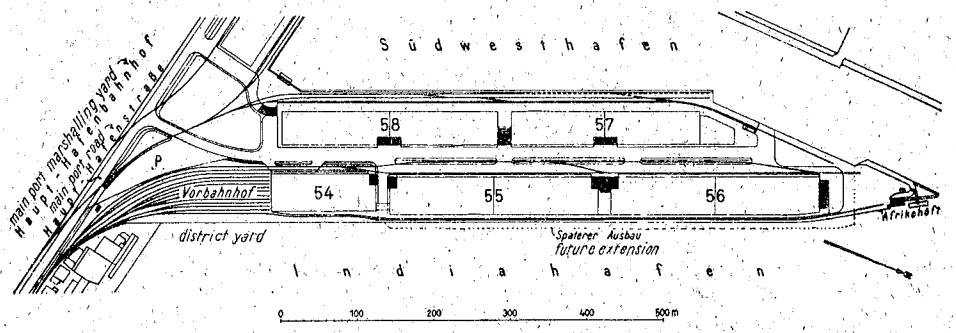
Abb. 3 a.

Entscheidend für die neue Aufteilung waren die klare Trennung von Eisenbahn und Straße und der Übergang vom Halbportalkran zum Vollportalkran. Dabei wurde die Eisenbahn auf die Wasserseite gelegt (direkter Umschlag, Benutzung der Kräne für schwerere Lasten). Die wasserseitige Rampe wurde stark verbreitert (auf 7,50 bis 11 m, vgl. Abb. 4 b), um Schwergüter ohne Benutzung des Schuppens lagern zu können und im Bedarfsfalle Lastkraftwagen ohne Störung des Eisenbahnverkehrs auch auf der Wasserseite abfertigen zu können; zu diesem Zweck haben die Rampen Auffahrten erhalten. An der Land-



Typische Aufteilung der Kaiflächen nach dem zweiten Weltkrieg (Schuppen 55 bis 58);
Vorbahnhof in Kopfform auf der Kaizunge.
b) Querschnitt
Typical layout of quay areas after World War II (shed 55 to 58); district yard as terminal on quay tongue
b) cross - section

Abb. 3 b.



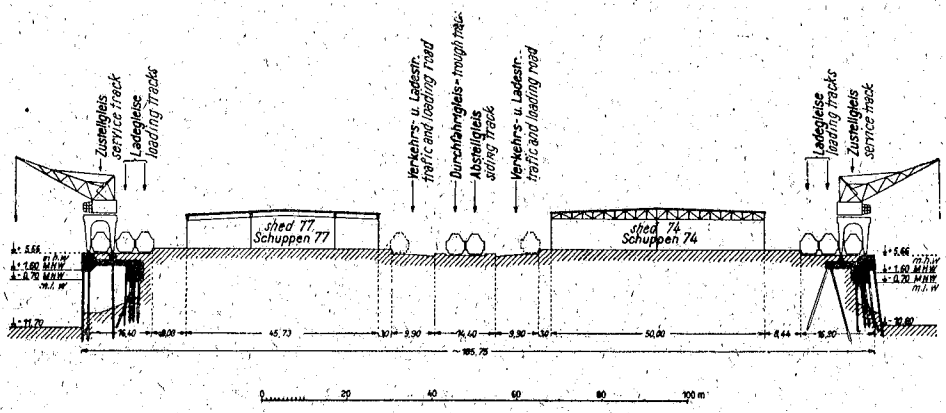
Typische Aufteilung der Kaiflächen nach dem zweiten Weltkrieg (Schuppen 55 bis 58); Vorbahnhof in Kopfform auf der Kaizunge.
a) Lageplan
Typical layout of quay areas after World War II (sheds 55 to 58); district yard as terminal on quay tongue
a) site plan

Abb. 4a.

seite der Schuppen wird der Lastkraftwagenverkehr abgefertigt; die Straßen sind so breit gehalten, daß die Lastkraftwagen im Einzelfall auch quer zur Straße laden und löschen können, was leider durch die Türenanordnung in geschlossenen Lastkraftwagenzügen (Thermoswagen u. a.) zum Teil nötig geworden ist. Außerdem ist auch an den Kopfenden der Schuppen Möglichkeit zur Lastkraftwagen-Abfertigung und zum Parken gegeben. Für Notfälle ist ein Gleis auch an der Landseite vorgesehen.

2. Die Krananlagen.

Grundsätzlich sind alle neueren Stückgutanlagen mit Wippkränen modernster Bauart ausgerüstet. Auch in Hamburg — wie in den übrigen Häfen Europas — ist die Frage, Stückgutkaikräne oder nicht, nach dem Kriege eingehend geprüft



Typische Aufteilung der Kaiflächen nach dem zweiten Weltkrieg (Schuppen 74 bis 77); Vorbahnhof in Durchgangsform vor der Kaizunge.
b) Querschnitt
Typical layout of quay areas after World War II (sheds 74 to 77); district yard outside quay tongue
b) cross-section

Abb. 4b.

worden. Auf die Gründe, die zum Beibehalten der Kräne geführt haben, wird in der Zusammenfassung eingegangen werden. Nur zu einer Änderung gegen früher hat sich Hamburg entschlossen: es hat den Vollportalkran an Stelle des Halbportalkrans eingeführt. Einmal wurde mit zunehmender Verbreiterung der wasserseitigen Rampe und dazu 2 bis 3 wasserseitigen Gleisen das Halbportal bei Spannweiten bis zu 25 m zu unhandlich und für rasches Verfahren zu schwer, außerdem traten in Hamburg bei dem schwierigen Baugrund laufend Veränderungen der Kranspur der Halbportale auf, da die Kaimauer als Fundament der wasserseitigen Kranschiene und die die landseitige Kranbahn tragenden Schuppen-Stützen (Abb. 2b) unterschiedliche Bewegungen in vertikaler und horizontaler Richtung machen. Bei Vollportalen über dem wasserseitigen Gleis können dagegen beide Kranschienen auf der Kaimauer gegründet werden (Abb. 3b). Zwei weitere Vorteile des Vollportals sind die bessere Übersicht des Kranführers über die Rampe, die nicht mehr durch das Halbportal überdeckt ist, und die durch die genormte Spurweite von 6 m ermöglichte Austauschbarkeit der Kräne zwischen allen Neuanlagen, die — mit Schwimmkränen durchgeführt — schon jetzt zu ganz erheblichen Ersparnissen geführt hat und einer elastischen Betriebsführung außerordentlich entgegenkommt.

Die Tragfähigkeit der neuen Kräne beträgt 3 t bei einer Ausladung von 20 bis 25 m mit automatischer Lastbegrenzung auf 2 t bei einer Ausladung über 20 m. Über die wirtschaftlichste Anzahl der Kräne werden noch Überlegungen angestellt. Vermutlich wird man im Durchschnitt mit einem Kran auf etwa 30 m Kailänge auskommen. Nutzt man die Verfahrbarkeit der Kräne gut aus und kann man zwischen zwei und mehr nebeneinanderliegenden Schuppen ausgleichen, dann sollte dieses Maß im allgemeinen genügen. Für Spezialanlagen wird man auf 25 m herabgehen können.

Als Stromart wird im Hafen 550 Volt Gleichstrom verwendet, der sich vorläufig noch als wirtschaftlich erwiesen hat; jedenfalls hätte sich ein Umbau der gesamten Anlagen auf 220/380 Volt Drehstrom im Augenblick des Wiederaufbaues bestimmt nicht rechtfertigen lassen.

Auf zwei Nachteile bei der Verwendung von Vollportalkränen muß hingewiesen werden: sie beanspruchen etwas mehr Platz am Kai und sie stören, falls man Gleise durch das Portal hindurchführt, den Eisenbahnbetrieb, weil die Weichenverbindungen durch die Kräne zum Teil blockiert werden. Beide Nachteile wiegen in Hamburg die Vorteile nicht auf, da einmal genügend Platz vorhanden ist oder beschafft werden kann und außerdem Zwischenbedienungen während der Lade- und Löschzeit nicht so häufig sind, wie in ausgesprochenen Eisenbahnhäfen.

3. Die Gleisanlagen.

Wie schon gesagt, hat die Gleisanordnung die neue Flächenaufteilung der Kaizunge wesentlich beeinflußt. Sie hat außerdem für die Eisenbahn erhebliche Betriebsverbesserungen gebracht. Bei der alten Gleisanordnung wurden die in den Haupthafenbahnhöfen grob vorsortierten Wagengruppen in den landseitigen Schuppengleisen (3 bis 4 Gleise, Abb. 2a) nach den einzelnen Ladestellen an den Wasser- und Landseiten der Schuppen ausrangiert und ladegerecht gestellt. Das verursachte sowohl im Umschlagbetrieb am Schiff als im sich immer stärker überschneidenden Ladegeschäft von Lastkraftwagen und Eisenbahn Reibungen. Die neue Anordnung trennt den Eisenbahnrangierdienst vom Ladedienst. Der Rangierdienst wird auf einer besonderen Gleisgruppe vorgenommen, die entweder vor Kopf des Kais liegt (vgl. Abb. 3a) — das ist die

eleganteste Lösung — oder, wenn der erforderliche Platz dafür fehlt, auf dem Kai selbst untergebracht werden muß. Bei der zweiten Lösung muß man unter Umständen eine Schuppenfläche an der Kaiwurzel opfern (Abb. 4a), wenn die vorhandene Kaizungenbreite nicht ausreicht, um die Gleisgruppe zwischen den beiderseitigen Schuppen unterzubringen. Eingehende Überlegungen haben ergeben, daß dieses Opfer gerechtfertigt wird durch die betrieblichen und wirtschaftlichen Vorteile, die sich daraus für die Gesamtlösung ergeben. Das gilt besonders für lange Kaizungen mit 3 bis 4 Kaischuppen hintereinander, deren reibungslose Bedienung durch das Anwachsen des Lastkraftwagenverkehrs sonst problematisch wird.

Bei der Trennung von Rangier- und Ladegeschäft verbleiben an den Schuppen nur noch die dem Ladegeschäft dienenden Gleise. Die Zahl der Schuppengleise kann daher herabgesetzt werden. Die Anlage am Kronprinzkai mit den Kaischuppen 74 und 75 (Abb. 3a) zeigt als erste Nachkriegsanlage die neue Gleisanordnung. Die Gesamtlänge des Kais beträgt rund 900 m, die Länge der Schuppen je etwa 400 m; sie dient der Abfertigung von 6 Schiffen gleichzeitig. Auf der Wasserseite sind 3 Gleise untergebracht, von denen das Gleis 1 (unter den Vollportalkränen) als Betriebsgleis, die Gleise 2 und 3 als Ladegleise dienen sollten. Die Gleise sind so durch Weichenstraßen verbunden, daß jeder Schiffsliegeplatz gesondert bedient werden kann. Auch die landseitige Rampe erhielt »vorsichtshalber« ein eingepflastertes Gleis. — In der Praxis hat sich nun gezeigt, daß das »Betriebsgleis« an der Wasserseite selten benutzt wird; ebenso wird das landseitige Gleis nur gebraucht, um (wenn es der Lkw.-Verkehr zuläßt) Flurförderung im Schuppen zu sparen. Aus der Erfahrung am Kronprinzkai heraus hat man beim Bau des Kaischuppens 57 am Togokai (Abb. 4a) das Gleis unter den Portalkränen vorläufig fortgelassen und bei den Kaischuppen 57 und 58 auch auf das landseitige Gleis verzichtet. In der kurzen Zeit nach der Inbetriebnahme hat sich das Fehlen der Gleise noch nicht nachteilig bemerkbar gemacht. Endgültiges kann aber noch nicht gesagt werden. Bei einer Anordnung von 3 und mehr Schuppen an einem Kai wird aber die vermehrt auftretende Notwendigkeit, Zwischenbedienungen durchzuführen, an der Wasserseite ein 3. Gleis als Bedienungsgleis erfordern. — Abschließend muß festgestellt werden, daß die neue, vom Straßenverkehr und dem Rangierdienst befreite Gleisanordnung durch die störungsfreie Abwicklung der Bedienungsfahrten den Eisenbahnbetrieb wesentlich verbessert hat.

4. Die Straßenlagen.

Die Abwicklung des modernen Straßenverkehrs hat nicht nur die Städte, sondern auch die Häfen vor ernste Probleme gestellt. In Hamburg hat der Lastkraftwagenverkehr die neue Kaiaufteilung erzwungen. Dabei hatten weise Väter die Haupthafenstraßen schon vor 40 bis 50 Jahren so breit angelegt, daß sie im allgemeinen noch heute den Ansprüchen genügen. Vollkommen unzulänglich waren dagegen die Verkehrsstraßen der Kaizungen und die Ladestraßen. Schon bei der Planung wurde man sich aber darüber klar, daß es nicht möglich sein wird, die Kaizungenstraßen so breit zu machen, daß sie jeden Spitzenstoß im Straßenverkehr aufnehmen können. Zur Aufnahme derartiger Spitzen müssen die großen Zufahrtsstraßen (Haupthafenstraßen) herangezogen und ausreichende Parkplätze vor Kopf der Kaizungen angelegt werden. Der Betrieb muß dann dafür sorgen, daß die parkenden Lastkraftwagen in geeigneter Form abgerufen werden können, wenn Platz am Schuppen für die Abfertigung frei wird. Man kann bei der An- und Abfuhr großer Ladungsmengen durch Lastkraftwagen nicht auf eine straffe Verkehrsregelung verzichten. Hamburg hat beim Abtransport ganzer

Dampferladungen mit Südfrüchten durch Lastkraftwagen mit dem Abrufsystem in Verbindung mit einer Verkehrsregelung recht gute Erfahrungen gemacht. (Bis zu 130 Lastkraftwagen täglich an einem Schuppen!) Ausreichende Zufahrtstraßen und Parkplätze stehen bei den neuen Anlagen zur Verfügung (Abb. 3a und 4a).

Bei der Querschnittsgestaltung der kombinierten Verkehrs- und Ladestraßen (Abb. 3b und 4b) glaubte man zuerst (Erfahrungen fehlten fast völlig), es müßten zwei Einbahnstraßen mit je drei Spuren genügen, von denen die Spur an der landseitigen Rampe mit Rücksicht auf Waggongestellung 3,90 m breit sein und dem Ladegeschäft dienen sollte, die zweite mit der Normalbreite von 3,00 m sollte je nach Bedarf zum Aufstellen oder Fahren und die ebenfalls 3,00 m breite dritte Spur sollte nur zum Fahren gebraucht werden (Abb. 3b). Gegenüber den alten Anlagen bedeuteten diese Maße schon eine bedeutende Verbesserung. Die Praxis am Kronprinzkai zeigte, daß selbst diese Straßenbreiten noch nicht ausreichten, um eine reibungslose Abwicklung zu erreichen. Und zwar wurde der durchgehende Verkehr besonders durch die über Heck be- oder entladenden Lastkraftwagen sehr stark behindert, so daß es zu Verkehrsstockungen kam. Dabei ist allerdings zu bedenken, daß hier vorerst nur eine dreispurige Straße zur Verfügung stand, die in beiden Richtungen befahren wurde. Eine nähere Untersuchung zeigte, daß die Abwicklung dieser Heckbe- und -entladung durch die Betriebsleitung im bisherigen Umfange mit einiger Organisation auch an den Kopframpen hätte vorgenommen werden können, wobei dann aber eine größere Flurförderung auf den Schuppen hätte in Kauf genommen werden müssen. Immerhin wurde eine weitergehende Verbreiterung der Kai- und Ladestraße, soweit man für sie noch Platz hatte, angestrebt. Die Straße an den Kaischuppen 55/56 hat daher 13,45 m, die gegenüberliegende an den Kaischuppen 57/58 hat 14,00 m Breite erhalten (vgl. Abb. 4b). — Auf dem die beiden Einbahnstraßen trennenden Mittelstreifen werden neben den Zuführungsgleisen zu den landseitigen Rampengleisen auch Fuß- und Radwege untergebracht, die für den Längsverkehr (von und zu den Landungsanlagen der Hafenfähren) notwendig sind. Wo die Eisenbahngleise fehlen können, ergeben sich erwünschte Parkplätze für Personenkraftwagen.

In der Praxis hat man nicht ganz darauf verzichten können, den Lastwagen auch an die Wasserseite heranzubringen; kleinere Partien Proviant, Eilsendungen und dergleichen werden daher auch auf den breiten wasserseitigen Rampen abgefertigt, ohne daß dadurch der Eisenbahnbetrieb gestört wird. Dieser Verkehr wird voraussichtlich noch anwachsen.

5. Die Kaischuppen.

Es ist selbstverständlich, daß Länge und Breite der Kaischuppen irgendwie von den Abmessungen der Seeschiffe abhängig sind. Bei der Länge ist das Gesetz dieser Abhängigkeit klar: die Länge soll ein Vielfaches der Länge des am Schuppen abzufertigenden Regelschiffes sein. Damit ergibt sich für einen Schuppen mit zwei Schiffsliegeplätzen für das Weltregelfrachtschiff eine Länge von etwa 300 m. Beim Hamburger Normalschuppen ist dieses Maß auch üblich. Beim Bau der Kaischuppen 74 und 75 hat man aus örtlich bedingten Gründen 400 m gewählt und belegt die Schuppen mit je 2 bis 3 Schiffen. — Ein Gesetz für die Breite des Schuppens ist nicht so leicht zu finden. Alle dafür aufgestellten Formeln haben nicht einmal theoretischen Wert. Hier kann allein die Praxis entscheiden. Der Schuppen soll so breit sein, daß er

a) den für den Schuppen bestimmten Ladungsteil des Schiffes auf die Schiffslänge aufnehmen und für den Abnehmer sortiert lagern kann;

b) Restladungen, die noch nicht abgeholt sind, wenigstens in begrenzten Mengen lagern kann;

c) ausgehende Ladungen, die das löschende Schiff mitnimmt, sammeln kann;

d) gewisse Manipulationen an den ein- und ausgehenden Waren ermöglicht — also nur bedingt stapeln!

Die Breite ist daher weitgehend davon abhängig, wie groß der Anteil der gelöschten Ware ist, der auf den Schuppen entfällt, da der außenbords gelöschte und der direkt übergeladene Teil den Schuppen nicht berührt. Wichtig ist weiter, ob in der Regel Teil- oder Volladungen für den Schuppen bestimmt sind. Keine dieser Angaben lassen sich theoretisch ermitteln.

In Hamburg hat die Praxis gezeigt, daß die schon früher festgelegte Breite von 50,00 m auch heute noch für die Regelfrachtschiffe von etwa 10 000 bis 12 000 BRT ausreicht. Selbst die liberty-Einheiten, die nach dem Kriege nur Volladungen brachten, die zum Teil auch geschlossen über den Schuppen gingen, kamen mit 50,00 m Breite aus, wenn sich dabei auch gewisse Schwierigkeiten gezeigt haben. Hamburg hat 50,00 m beibehalten und betrachtet dieses Maß als maximum. Die Schuppen sind wie bisher eingeschossig gebaut, da ein Arbeiten in zwei Etagen für den Lösch- und Ladebetrieb eine Kostensteigerung von mindestens 25 % bringen würde.

Die Kaischuppen haben auf der Wasserseite breite (7,50 bis 11,00 m) und auf der Landseite schmale (3,00 m) Rampen erhalten. Da in Hamburg mit Schiffsgeschirr nicht auf Land gearbeitet wird, und da auf beiden Schuppenseiten das Be- und Entladen in Eisenbahn und Lastwagen sehr stark ist, haben sich Rampen als wirtschaftlich erwiesen. Die wasserseitige Rampe wird zur Lagerung von Schwergütern und für gelegentliche Lastkraftwagen-Transporte mitbenutzt.

Die große Hafenausdehnung in Hamburg hat zur Trennung von Kaischuppen und Lagerspeicher geführt, so daß Speicher bei der Kaiaufteilung nicht berücksichtigt zu werden brauchten. Wie die vorstehenden Ausführungen zeigen, ist die erforderliche Breite der Kaizungen durch die neue Aufteilung ganz erheblich gewachsen. Die gegenüber der alten Anlage zusätzlich gebrauchte Breite läßt sich in Hamburg zum Teil nur dadurch gewinnen, daß man durch den Neubau einer Kaimauer vor der alten in den Hafen hinein Platz gewinnt (Abb. 3b). Das ist dort möglich, wo die verfügbare Wasserfläche um das erforderliche Maß geschmälert werden kann; allerdings müssen dabei zum Teil Stromumschlaganlagen verlegt werden. Da solche Kaimauerneubauten gleichzeitig die sonst nötig werdende Vertiefung der alten Mauer ersetzen, sind die entstehenden Kosten erträglicher.

II. Behandlung der Stückgüter zwischen Schiff und Binnentransportmittel.

Für den Umschlag der Güter zwischen Seeschiff und Binnentransportmittel bzw. Kaischuppen stehen die Hebezeuge auf dem Schiff (Schiffsgeschirr) und an Land (Kaikräne) zur Verfügung. Da aus konstruktiven Gründen der moderne Kaiwippkran die größeren Umschlagleistungen gegenüber dem Schiffsgeschirr erzielt, wird man mit ihm den Hauptteil der Güter zu bearbeiten suchen. Da z. B. in Rotterdam der größte Teil der Ladungen auf Binnenschiffe umgeschlagen wird, sind hier die Kaikräne so durchgebildet, daß sie diesen Umschlag durchführen können, während das Schiffsgeschirr den kleineren Ladungsteil nach dem Kai umschlägt.

In Hamburg liegen die Verhältnisse wesentlich anders. Hier geht der Hauptgüteranteil über den Kai und nur ein kleiner Teil unmittelbar in Binnenschiffe. Die modernen Kaikräne sind daher so durchgebildet, daß sie unmittelbar aus der Schiffsluke zur Schuppenrampe bzw. zum Eisenbahnwagen umschlagen können, während das Schiffsgeschirr den »Außenbordumschlag« durchführt. — Vor Einführung der Wippkräne war es aus verschiedenen technischen Gründen nicht möglich, mit den Kaikränen die Schiffsluken unmittelbar zu bedienen; damals förderte das Schiffsgeschirr die Ware aus der Luke an Deck, von dort nahm sie der Kaikran ab; heute wird diese Umschlagart nur noch ausnahmsweise angewandt.

Für den Umschlag von Schwergütern aus dem Seeschiff in Binnenschiffe stehen zusätzlich auch Schwimmkräne zur Verfügung; auch für den Umschlag von Schwergütern zum Kai werden heute diese Schwimmkräne benutzt, da die 3 t tragenden Kaikräne, selbst bei Zusammenarbeit von zwei Kränen, nicht mehr als 6 t heben können. Die an einigen Kaispitzen noch vorhandenen fest eingebauten älteren Schwerlastkräne, die früher den Schwergutumschlag zwischen Seeschiff und Kai durchführten, werden heute nur noch zum Umschlag von Schwergütern zwischen Eisenbahn, Lastkraftwagen und Binnenschiff verwendet.

Die größere Beweglichkeit, die bessere Übersichtlichkeit, die größere Reichweite und die höhere Hubgeschwindigkeit der Wippkräne ermöglichen es heute, die Güter in der gleichen Zeit aus der Luke auf den Kai zu fördern, wie früher von Deck auf den Kai; infolgedessen bedeutet die Ausschaltung des Schiffsgeschirrs keine Leistungsminderung im Umschlag des einzelnen Krans; dagegen erhöht sich durch die Möglichkeit, mehr Kranhaken an den Luken anzusetzen und eine größere Fläche zu bestreichen, die Gesamtumschlagleistung beträchtlich, so daß sich die Abfertigungszeit für die Schiffe entsprechend vermindert.

Von besonderer Bedeutung im Umschlagverkehr sind die Krananschlaggeschirre. Die Ausrüstung der Kaistrecken mit Ladeplattformen, großen Stahldrahtnetzen (sogenannten Brocken), Ladekästen, Hangeln, Faßgreifern, Stropps usw. ist außerordentlich umfangreich und aufwendig, für die schnelle Abfertigung der Seeschiffe aber unumgänglich notwendig.

Der Umschlag von Spezialgütern, wie z. B. Bananen, wird mit eigens hierfür konstruierten Geräten, den Bananenelevatoren, mit anschließenden Transportbändern vorgenommen. Auch für das Löschen von Frischfisch sind in den letzten Jahren Spezialgeräte entwickelt worden, die sich gut bewährt haben und neben einer leichteren und gefahrloseren Bedienung zu größeren Umschlagleistungen führten.

III. Transport und Lagerung der Stückgüter.

Soweit nicht ein unmittelbarer Umschlag von Stückgütern zwischen dem Seeschiff und dem Binnenverkehrsmittel möglich ist — und das ist nur bei größeren Partien gleichartiger Ladungen der Fall —, wird eine Zwischenlagerung am Kai erforderlich, um die Güter zu sortieren, zu sammeln und für die Weiterverladung vorzubereiten. Infolge der Hochwertigkeit und Witterungsempfindlichkeit der meisten Stückgüter muß diese Lagerung fast durchweg unter Dach in geschlossenen Schuppen — den Kaischuppen — erfolgen; nur in Ausnahmefällen und bei besonders schweren und sperrigen Gütern kommt es vor, daß einzelne Kolli im Freien gelagert werden; das geschieht dann auf der wasserseitigen Rampe

im unmittelbaren Bereich der Kaikräne. Die Schaffung solcher Freilagermöglichkeiten in beschränktem Umfang ist einer der Gründe für die verhältnismäßig große Breite der wasserseitigen Rampe an den neuen Kaischuppen.

Die Lagerung im Kaischuppen darf mit Rücksicht auf den hohen Anlagewert eines Stückgutkais und die dadurch bedingte Notwendigkeit einer hohen Ausnutzung durch Seeschiffe nur kurzfristig erfolgen. Einfuhrgüter, die aus irgendwelchen Gründen nach einer festgesetzten Frist noch nicht an den Empfänger verladen werden konnten, müssen daher in besondere, an anderen Stellen des Hafens vorhandene Lagerhäuser gebracht werden. Helle übersichtliche Schuppen

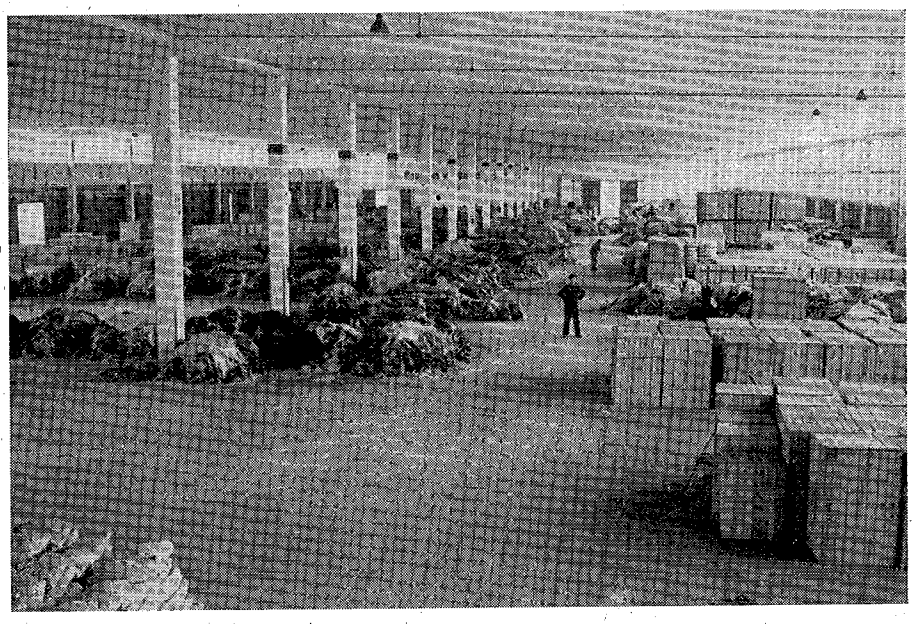


Abb. 5 — Inneres eines neuen Kaischuppens in Hamburg.

und geräumige Lagerflächen erleichtern, verbilligen und beschleunigen die Lagerung, wobei die Ladung meist nur flach ausgebreitet wird. Das erfordert aber hohe und geräumige Schuppen mit viel Fensterflächen und wenig Stützen, alles Forderungen, die Geld kosten. Mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit des Betriebes müssen aber diese hohen Anlagekosten in Kauf genommen werden. Für die hamburgischen Verhältnisse ist eine ausreichende natürliche Belichtung der Schuppen wichtig, die sich durch einen weißen Anstrich von Wänden und Decke noch wesentlich verbessern läßt. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß sich bei Schuppen von 50 m Tiefe allein durch 4 m hohe durchlaufende Fensterbänder an den Längsseiten eine ausgezeichnete natürliche Belichtung erreichen läßt, ohne daß es nötig ist, in die Dachflächen kostspielige Oberlichter einzubauen (Abb. 5). Um bei sommerlicher Sonnenbestrahlung eine zu große Erwärmung der Schuppen zu verhindern, sind Entlüfter vorhanden.

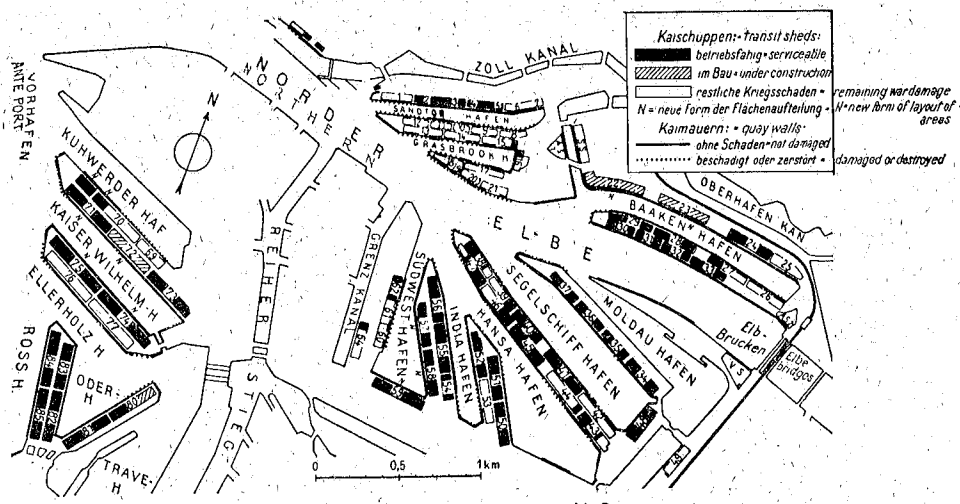
Eine Verminderung des Flächenbedarfs und damit der Schuppentiefe — die Schuppenlänge ist, wie schon gesagt, durch die Länge der abzufertigenden Seeschiffe gegeben — ist möglich, wenn man auf die Ausbreitung der Ladung teilweise verzichtet und zur Stapelung übergeht. Aber abgesehen davon, daß sich nicht

alle Güter beliebig hochstapeln lassen und daß die Übersicht erschwert wird, erfordert dieses Verfahren den Einsatz mechanisierter Stapelgeräte, über den weiter unten noch zu sprechen sein wird.

Von Bedeutung ist ferner die Frage des Schuppenfußbodenbelages. Bis 1945 wurden in den Kaischuppen des Hafens Hamburg fast ausschließlich Holzfußböden aus 5 bis 7 cm starken Kieferbohlen (die Karrbahnen aus Hartholz), auf eichenen Lagerhölzern in Sandbettung verlegt, hergestellt. Dieser Belag hat sich außerordentlich gut bewährt; er ist warm, staubfrei, schwitzt nicht und nimmt keinen Geruch von der Ware an, was bei der Verschiedenartigkeit der wechselnden Lagergüter und der Empfindlichkeit gewisser Kolonialwaren gegen fremde Gerüche von großer Bedeutung ist. Nach 1945 zwang der Mangel an Bauholz dazu, Beläge aus Beton mit oder ohne Asphaltauflage zu verwenden. Diese Versuche sind jedoch unbefriedigend verlaufen, da solche Beläge — besonders der Betonbelag — wegen ihrer geringen Isolierungsfähigkeit stark zu Schwitzwasserbildung neigen und außerdem mitunter den Geruch der gelagerten Waren annehmen. Zum Schutz gegen diese Übelstände müssen daher viele Güter auf besonderen Holzrosten gelagert werden, was wiederum zu erhöhten Aufwendungen bei den Kapital- und Betriebskosten führt. Auch die starke Staubentwicklung des Betonfußbodens ist für die Ware recht unangenehm. Aus diesen Gründen ist man in Hamburg wieder zu Holzfußböden übergegangen, sobald dieses Material auf dem Markt verfügbar wurde. Mit Rücksicht auf die Entwicklung der deutschen Holzpreise sind aber die Versuche, einen ebenso guten Fußbodenbelag aus anderen billigeren Rohstoffen herzustellen, weiter fortgesetzt worden. So wurde der neue Kaischuppen 71 versuchsweise mit einem Latexfaltbelag versehen, dessen Herstellung hier kurz beschrieben sei: Der Sanduntergrund des Schuppens wurde durch Innenrüttler und Spüllanze verdichtet; dann wurde zunächst eine Packlage aus Trümmerschutt gesetzt, ausgezwickt und mit einer 12-t-Straßenwalze eingewalzt. Hierauf wurde eine 3 cm starke Lage aus Schotter aufgebracht und eingewalzt. Der eigentliche Latexfaltbetrag wurde mit 5 cm Stärke in drei verschiedenen Schichten eingebaut. Die unterste 3 cm starke Schicht bestand aus ½ Teil Zement, 2 Teilen Latexfalt, 3 Teilen Elbsand und 9 Teilen Splitt 18/25. Darauf folgte eine Schicht von 1½ cm Stärke aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Latexfalt, 2 Teilen Elbsand und 5 Teilen Splitt 8/15. Die oberste ½ cm starke Schicht bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Latexfalt, 2 Teilen Elbsand und 4 Teilen Splitt 3/8. Alle Lagen wurden mit einer 12-t-Walze eingewalzt.

Für die Beförderung der Stückgüter zwischen dem Kaiumschlagkran und dem Lagerplatz im Schuppen sowie zwischen diesem und dem Binnenverkehrsmittel (Binnenschiff, Eisenbahn, Fuhrwerk) wurden bis etwa 1920 ausschließlich handbediente Sackkarren benutzt. Mit den durch die Vergrößerung der Seeschiffe und damit der Kaischuppen bedingten größeren Förderwegen und mit der Beschleunigung des Umschlags infolge Einführung des modernen Wippkrans wurde diese Beförderungsart in den neuen größeren Anlagen unzureichend und unwirtschaftlich. Der Elektrokarren von 1 bis 2 t Tragfähigkeit, oft mit mehreren Anhängern, begann sich im Schuppenbetrieb in steigendem Maße durchzusetzen. Neben den Elektrokarren, die auf ihrer Plattform selbst Lasten befördern, wurden auch Elektroschlepper als reine Zugkraft verwendet. Größere unhandliche Kolli wurden mit fahrbaren Schuppenlaufkränen von 1 bis 2 t Tragfähigkeit befördert. Ist außer der Beförderung auch ein Stapeln erforderlich, so stehen hierfür neben den Schuppenlaufkränen verschiedene Arten von besonderen Stapelwinden zur Verfügung.

Der Zwang zur weiteren Rationalisierung des Schuppenbetriebes führte zur Entwicklung von Geräten, die gleichzeitig aufnehmen, befördern und stapeln können. Bei den Elektrohubkarren ist die Plattform zum Heben und Senken eingerichtet und gestattet, das auf Böcken oder Holzklötzen abgesetzte Kolli zu unterfahren, anzuheben, zu befördern und an anderer Stelle wieder abzusetzen. In den letzten Jahren sind an Stelle dieser Geräte die in den USA. entwickelten Gabelstapler getreten, d. h. Elektrokarren, die an der Stirnseite eine gabelartige hebbare Vorrichtung tragen. Mit dieser Vorrichtung wird eine Ladepritsche angehoben, auf der zuvor das Fördergut abgesetzt wurde; der Einsatz



Die Stückgutanlagen des Hamburger Hafens
Stand Ende 1952

The facilities for the handling of general cargo in the Port of Hamburg as per end of 1952

Abb. 6.

von Gabelstaplern erfordert also gleichzeitig das Vorhalten einer entsprechenden Anzahl von Ladepritschen. An Stelle der Gabel können zahlreiche Spezialvorrichtungen verwendet werden, von denen die hydraulische Klammer, die das Stückgut (z. B. Ballen) von beiden Seiten anpackt, besonders vielseitig verwendbar ist. In Hamburg sind im Jahre 1952 nach monatelangen Vorversuchen erstmalig zwei neue Kaischuppen mit Gabelstaplern und Ladepritschen ausgerüstet worden. Es wird angenommen, daß über das wirtschaftliche Ergebnis erst in einigen Jahren etwas gesagt werden kann, da die Umstellung des Hafenarbeiters auf das neue Gerät und seine Möglichkeiten nach den in anderen Häfen gemachten Erfahrungen längere Zeit erfordert.

IV. Befestigung der Kaiflächen.

In den älteren Stückgutkaianlagen sind die zwischen Kaimauer und Schuppenrampe liegenden Flächen im allgemeinen mit einer Pflasterung aus Reihensteinen in Grandbettung ausgestattet. Sie dienten als Anfuhrstraße für Fuhrwerke. Etwa vorhandene Gleise wurden als Pflastergleise ausgebildet und eingepflastert.

Die völlige Trennung des Eisenbahn- und Straßenverkehrs an den neuesten Kaianlagen, bei denen die Wasserseite der Kaischuppen ausschließlich dem Eisenbahnverkehr vorbehalten ist, hat es ermöglicht, auf die Einpflasterung zu verzichten und gewöhnliche Gleise zu verwenden. Als Bettung wird in den einfachen Gleisen Kies, in den Weichen Steinschlag verwendet. Die Flächen zwischen den Gleisen werden mit Schlacke abgedeckt und gewalzt. Wenn alte Pflastersteine zur Verfügung stehen, empfiehlt es sich, den Raum zwischen den Schwellen mit einem Reinigungspflaster zu versehen; die Kaianlage läßt sich dann besser sauberhalten.

V. Besondere Einrichtungen an Land für Kühl- und Warmlagerung.

Der Hafen Hamburg verfügt über eine Reihe von K ü h l s p e i c h e r n zur Kühllagerung mit einer nutzbaren Fläche von rund 38 000 m². Alle Kühlspeicher, mit einer Ausnahme, liegen am seeschifftiefen Wasser, um die Kühlware direkt aus dem Kühlschiff in den Speicher umladen zu können. Da alle Speicher ursprünglich für einen bestimmten Spezialzweck gebaut worden sind, wie zur Lagerung von Importheringen, Gefrierfleisch, chinesischen Eiern, weisen sie erhebliche bauliche Verschiedenheiten auf. Trotzdem können sie natürlich auch für andere als die ursprünglich vorgesehenen Waren verwendet werden. Da der Weitertransport mit Spezialwagen der Eisenbahn und Speziallastkraftwagen erfolgt, sind Gleis- und Straßenanschlüsse in ausreichendem Maße vorzusehen. Die Leerfahrzeuge der Eisenbahn müssen in der Nähe abgestellt werden, die Lastkraftwagen müssen parken können.

Neben den Einrichtungen für Kühllagerung verfügt Hamburg als einer der bedeutendsten Südfruchtimporthäfen über h e i z b a r e F r u c h t s c h u p p e n mit insgesamt rund 41 000 m² nutzbarer Fläche. Da der kälteempfindliche Südfruchtumschlag seine Saison im Winter hat, müssen diese Schuppen gut isoliert und heizbar sein. Der Umschlag vom Schiff zum Schuppen erfolgt mit üblichen Kaikränen und bei Bananen mit besonders hierfür konstruierten Elevatoren, von denen die Bananen im Schuppen über Transportbänder direkt in Eisenbahnwagen verladen werden, die in den Schuppen hineingefahren werden können. Neben ausreichenden Gleisanlagen für die Ausrüstung, Verwiegung und Verladung von Eisenbahnwaggons müssen umfangreiche Parkplätze mit Straßenwaagen und breite Kaistraßen für den Lastwagen vorgesehen werden. Hier können sich die beiden Verkehrsflächen Eisenbahn und Straße überschneiden, da die Verladung zeitlich getrennt durchgeführt wird.

Als Heizung hat sich in den neuen Schuppen eine Niederdruckdampfheizung mit einzelnen Lufterhitzern bewährt. Die Lufterhitzer sind an den Längsseiten der Schuppen auf einer Galerie angebracht. Die Gebläse für die Umwälzung der Luft sind so eingerichtet, daß sie auch ohne Heizung zur Lufterneuerung dienen können.

VI. Vergleich zwischen den Umschlageinrichtungen an Bord und an Land.

Die im Hamburger Hafen auftretenden Umschlagaufgaben werden am zweckmäßigsten durch den E i n s a t z v o n K a i k r ä n e n gelöst. Bei der in Hamburg üblichen Gestaltung des Kaiquerschnittes ist das Ladegeschirr des Schiffes dem Kaikran nicht gleichwertig. Die von dem Ladegeschirr erreichbare Kaifläche ist durch die Ausladung des Ladebaumes bestimmt, die im äußersten Falle 7 m über Kaikante beträgt. (Hamburg ist ein offener Tidehafen mit 2,30 m normalem Tidehub.) Die Fläche, die vom Schiffsgeschirr auf dem Kai bestrichen und auf der die Last abgesetzt werden kann, ist daher nicht größer als rund 30 m². Dagegen ist z. B. ein Kaiwippkran mit einer größten Ausladung von 20 m und einer kleinsten

Ausladung von 6 m in der Lage, eine Kaifläche von etwa 700 m² zu bestreichen. Dieser Vorteil kommt voll dem Umschlagbetrieb zugute. Die Streitfrage, ob die Leistung je Gang, auf das Schiffsgeschirr bezogen, gleich oder verschieden von der des Kaikranes ist, braucht hier nicht entschieden zu werden. Sicher ist die Gesamtumschlagleistung, auf die es entscheidend ankommt, mit Kränen größer, weil wesentlich mehr Gänge am Seeschiff angesetzt werden können als bei ausschließlicher Benutzung des Schiffsgeschirrs. Kaum mehr als 50 % aller heutigen Schiffe besitzen so viele Ladebäume, daß sie mit mehr als fünf Gängen arbeiten können. Auch die mit einer größeren Anzahl von Ladebäumen ausgerüsteten neuzeitlichen Schiffe können für den Umschlag im allgemeinen nicht mehr als fünf Gänge beschäftigen, da ein Teil der Winden zum Hervorholen der Last unter Deck bzw. für das Trimmen der Ladung eingesetzt werden muß.

Hamburg hat Wert darauf gelegt, seine Kais so reichlich mit Kränen zu bestücken, daß jede vom Seeschiff gewünschte Kranhilfe gestellt werden kann. Daher können bei genügender Größe des Schiffes und der Luken bis zu 13 Gängen je Schicht von Land aus angesetzt werden. Außerdem kann das Seeschiff gleichzeitig mit weiteren Gängen mit Hilfe des Schiffsgeschirrs nach außenbords arbeiten, was die Gesamtumschlagleistung erheblich erhöht. Genaue Anschreibungen in Hamburg über einen größeren Zeitraum an neueren Kaischuppen haben ergeben, daß in 28 % der Fälle die im Umschlag eingesetzten Kaikräne überhaupt nicht durch Ladebäume hätten ersetzt werden können, da die Seeschiffe kein freies Ladegeschirr mehr zur Verfügung hatten.

An Stelle der Ladebäume und Schiffswinden sind in den letzten Jahrzehnten vielfach Bordwippkräne empfohlen worden, da sie dem Schiff eine größere Beweglichkeit bei dem Umschlag mit eigenem Geschirr verleihen. In Deutschland sind erstmalig 1931 Bordkräne auf Seeschiffen eingebaut worden. Die an sie geknüpften Hoffnungen haben sich aber nur zu einem Teil erfüllt, so daß im allgemeinen bei den deutschen Reedereien nicht die Absicht besteht, Bordkräne in größerem Umfang auf Handelsschiffen einzubauen. Der wesentliche Grund für die Ablehnung der Bordwippkräne ist der verhältnismäßig hohe Preis, der bei einer Tragfähigkeit von 3 t und einer Ausladung von 10 bis 11 m etwa zwei Drittel des Preises eines Kaikranes beträgt. Der Bordkran müßte zwei bis drei Ladewinden ersetzen, wenn der für diesen Zweck bei einem Schiffsneubau vorgesehene Betrag nicht überschritten werden soll, ganz abgesehen von den Kosten für die Verstärkung der Eisenkonstruktion des Schiffes selbst. Auch die schwierigere Bedienung, die größeren Instandhaltungskosten und der größere Platzbedarf haben bewirkt, daß die Zahl der mit Bordwippkränen ausgerüsteten Schiffe gering geblieben ist. Da die Ladebäume und Winden mittschiffs zwischen den Luken, die Bordkräne aber zwischen Luken und Bordwand angeordnet werden müssen, geht ein erheblicher Platz für etwaige Decksladungen verloren. In deutschen Schiffahrtskreisen wird der Standpunkt vertreten, daß selbst bei Verwendung von Bordkränen in größerer Zahl auf die Kranhilfe in den europäischen Häfen nicht verzichtet werden kann, weil die Liegezeit in den Häfen dringend zur Durchführung von Instandsetzungen an dem Decksgeschirr benötigt wird, das in den überseeischen Häfen außerordentlich stark in Anspruch genommen wird.

VII. Abfertigung von Reisenden.

Vor dem letzten Kriege war Hamburg neben Bremerhaven Ausgangspunkt der überseeischen Fahrgastschiffahrt. Die großen deutschen Passagierschiffe der HAPAG wurden in dem Vorhafen Hamburgs — Cuxhaven — am Steubenhöft abgefertigt. Andere Reedereien wie die Hamburg-Südamerikanische-Dampf-

schiffahrts-Gesellschaft und ausländische Reedereien wie die United-States-Lines benutzten zur Abfertigung der Fahrgäste ihrer kombinierten Fracht- und Passagierschiffe die Überseebrücke an den Vorsetzen in Hamburg oder ihre hamburgischen Kaianlagen.

Hamburg baut zur Zeit seine Fahrgastanlagen wieder auf. Für Passagiere des Nordatlantik-Schnellverkehrs, denen man die Revierfahrt von der Elbmündung nach Hamburg nicht zumuten kann, wird das Steubenhöft in Cuxhaven neuzeitlichen Anforderungen angepaßt. Vorerst ist der Ausbau für zwei Schiffsliegeplätze vorgesehen. Die Abfertigungsanlagen auf dem Kai, die noch vorhanden sind, werden erweitert und dem internationalen Standard angepaßt. Passagiere, die mit Schiffen reisen, die auch — unter Umständen sogar vorwiegend — Fracht befördern, müssen im Haupthafen Hamburg an normalen Kaischuppen abgefertigt werden. Für sie sind in späterer Zukunft besondere Abfertigungsanlagen vorgesehen. Für Touristenschiffe steht in unmittelbarer Nähe der Stadt die Überseebrücke an den Vorsetzen zur Verfügung, die mit bescheidenen Mitteln für einen Schiffsliegeplatz ausgebaut ist. Eine Erweiterung und Verbesserung der Anlage ist vorgesehen.

B. Die neuesten Entwicklungen in Bremen/Bremerhaven

von
Professor Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Arnold A g a t z ,
Präsident der Bremischen Hafenbauverwaltung

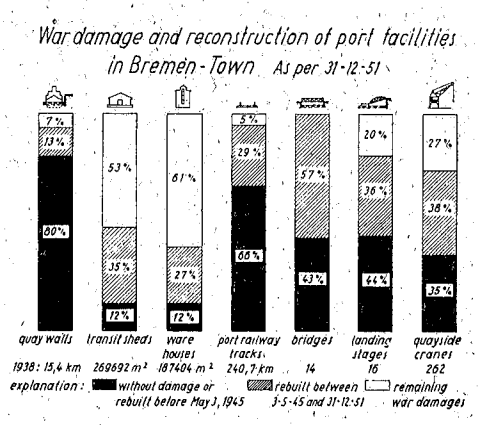
G l i e d e r u n g.

Vorbemerkung.
- I. Aufteilung der Kaiflächen und ihre Ausrüstung:
  - 1. Kaianlagen in Bremen (Tidehafen)
    - a) Überseehafen,
    - b) Europahafen,
    - c) Weserbahnhof,
    - d) Autohof.
  - 2. Kaianlagen in Bremerhaven (Schleusenhafen).
- II. Behandlung der Stückgüter zwischen Schiff und Binnentransportmittel.
- III. Lagerung der Stückgüter.
- IV. Befestigung der Kaiflächen.
- V. Besondere Einrichtungen an Land für Kühllagerung.
- VI. Vergleich zwischen den Umschlageinrichtungen an Bord und an Land.
- VII. Abfertigung von Reisenden:
  - 1. In Bremen,
  - 2. In Bremerhaven
    - a) Der Weg des Fahrgastes und des Gepäcks
      - aa) einkommend,
      - bb) ausgehend,
    - b) Abfertigung von Post und Ausrüstung der Schiffe mit Proviant und Öl,
    - c) Entwicklung des Übersee-Personenverkehrs in Bremerhaven,
    - d) Erfahrungen.

V o r b e m e r k u n g e n

In den nachfolgenden Ausführungen werden die bestehenden und die inzwischen wieder aufgebauten Umschlaganlagen und ihr Betrieb im Rahmen der gestellten Fragen in den Kreis der Betrachtungen gezogen. In welchem Umfang

die Häfen in Bremen durch den letzten Krieg in Mitleidenschaft gezogen sind, zeigt die Tabelle 1. Im Rahmen des Möglichen wurden bei dem Wiederaufbau der Anlagen die neuesten Erfahrungen berücksichtigt und auf die zukünftige Verkehrsentwicklung abgestimmt.



War damage and reconstruction of port facilities in Bremen-Town, As per	Kriegsschäden und Wiederaufbau der Hafenanlagen in Bremen-Stadt, Stand
quay walls	Kaimauern
transit sheds	Kaischuppen
ware hauses	Speicher
port railway tracks	Hafenbahngleise
bridges	Brücken
landing stages	Landungsanlagen
quayside cranes	Kaikrane
explanation:	Erklärung:
without damage or rebuilt before	Unbeschädigt oder wiederhergestellt vor
rebuilt between	wiederhergestellt
remaining war damages	Restliche Kriegsschäden

Tabelle 1. Kriegsschäden und Wiederaufbau der Hafenanlagen in Bremen-Stadt. Stand: 31. Dezember 1951.

I. Aufteilung der Kaiflächen und ihre Ausrüstung.

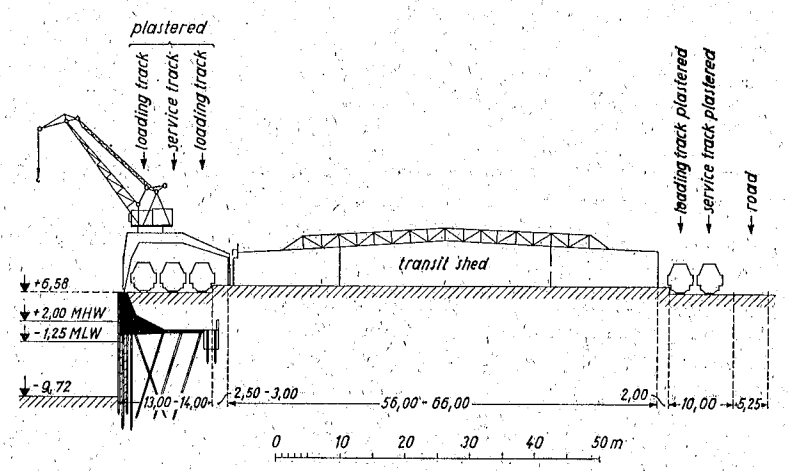
(Grundsätzliche Anordnung der Schuppen in Bremen und Bremerhaven in Rampenhöhe, also 1,10 m über Kai- bzw. Straßenfläche.)

1. Kaianlagen in Bremen (Tidehafen).

a) Überseehafen.

Im Bremer Überseehafen beträgt die Kaibreite von Vorderkante Kai bis Vorderkante Schuppenfront:

an den Schuppen 13, 14 und 16
Gesamtbreite 16,85 m.
Sie ist aufgeteilt: (Abb. 1)
Abstand Kranschiene von Kaivorderkante rd. 0,50 m,
3 Gleise rd. 13,50 m,
Rampenbreite rd. 2,50—3,00 m (die zu schmalen Rampen stammen noch aus der Jahrhundertwende).



plastered	eingepflastert
loading track	Ladegleis
service track	Zustellgleis
road	Verkehrsstraße
transit shed	Kajeschuppen

Abb. 1. Kaianlage am Überseehafen Bremen bei den Schuppen 13, 14 und 16 (Querschnitt).

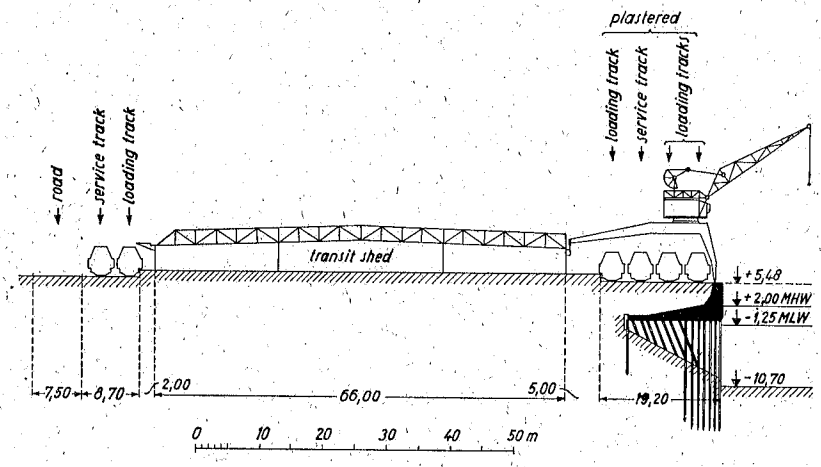


Abb. 2. Kaianlage am Überseehafen Bremen bei den Schuppen 15 bis 17 (Querschnitt).

An den Schuppen 15 und 17:
Gesamtbreite 24,20 m.
Sie ist aufgeteilt: (Abb. 2)
Abstand Kranschiene von Kaivorderkante 1,20 m,
4 Gleise 18,00 m,
Rampenbreite 5,00 m.

Die Kaiflächen sind eingepflastert und können im Bedarfsfall mit Lastwagen befahren werden.

Die Rampenbreiten sind aus verschiedenen Gründen schmal gehalten; sie dienen nur zum Absetzen der Güter.

Der Längsverkehr in Rampenhöhe findet hauptsächlich direkt hinter der wasserseitigen Front im Schuppen statt, um unabhängig von der Witterung zu sein. Die wasserseitige Schuppenwand besteht aus nach jeder Seite hin zu verschiebenden Toren, so daß 50% der Front geöffnet werden können.

Die Kaischuppenbreite schwankt zwischen 56 m und 66 m (ohne Rampen). Bei dem Wiederaufbau der Schuppen ist vor Kopf des Hafens zu beiden Seiten vor den Schuppen ein i. M. 50 m breiter und i. M. 60 m langer Platz für Lastwagenverkehr freigehalten.

Die Rampen sind zu beiden Seiten der Schuppen um 25 bis 80 m hinausgezogen, um den direkten Umschlag aus und in den Lastwagen mit den Kranen zu ermöglichen. Hier sind Freiflächen bis 80 × 60 m für den Lastwagenverkehr und für Freilagerplatz vorhanden.

Die Länge der einzelnen Kaischuppen beträgt 230 bis 400 m.

Die landseitige Front der Schuppen hat eine rd. 2,00 m breite Laderampe für das Umschlagen der Güter in Eisenbahnwagen oder Lastwagen. Die landseitigen Schuppengleise sind oder werden eingepflastert. Die Gesamtbreite der gepflasterten Fläche hinter den Schuppen, wenn die Straße nur einseitig bebaut ist, beträgt i. M. 15,25 bis 16,20 m, zwischen Schuppen und Speicher 20,00 m, jedoch ist hier die Möglichkeit der Anordnung einer zweiten Straßenfahrbahn hinter den Speichern gegeben, um einen ungestörten Zufahrtsverkehr zu den zwei stromab gelegenen Kaischuppen zu ermöglichen.

Der Kai ist neben Pollern, Steigeleitern, Haltekreuzen und Fendern mit elektrischen Spills und Verholwinden für Feinstellung der Waggons und im Durchschnitt mit vier neuzeitlichen Kranen von 3 t Tragfähigkeit/100 lfdm ausgerüstet.

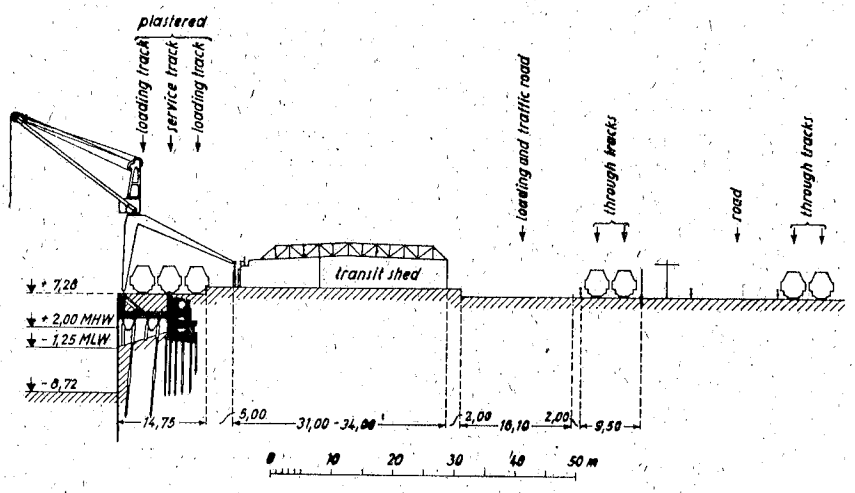
b) Europahafen.

In dem Europahafen für den Europaverkehr beträgt die Kaibreite von Vorderkante Kai bis Schuppenvorderkante 19,75 m.

Sie ist aufgeteilt: (Abb. 3)
Abstand Kranschiene von Kaivorderkante rd. 1,20 m,
3 Gleise 12,93 m,
Rampenbreite rd. 5,00 m.

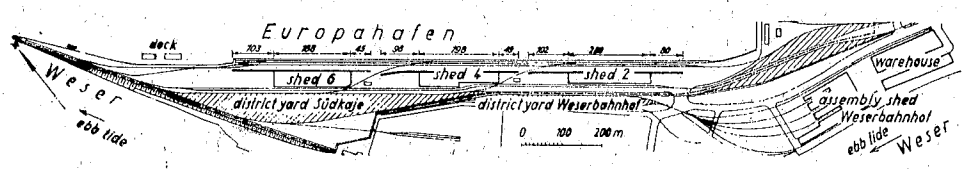
Die Kaifläche ist eingepflastert und kann im Bedarfsfall mit Lastwagen befahren werden.

Die Schuppenbreite schwankt zwischen rd. 31,00 und 34,00 m (ohne Rampen).



plastered	eingepflastert
loading track	Ladegleis
service track	Zustellgleis
loading and traffic road	Lade- und Verkehrsstraße
throug tracks	Durchfahrtgleise
road	Verkehrsstraße
transit shed	Kajeschuppen

Abb. 3. Kaianlage am Europahafen in Bremen bei den Schuppen 2, 4 und 6 (Querschnitt).



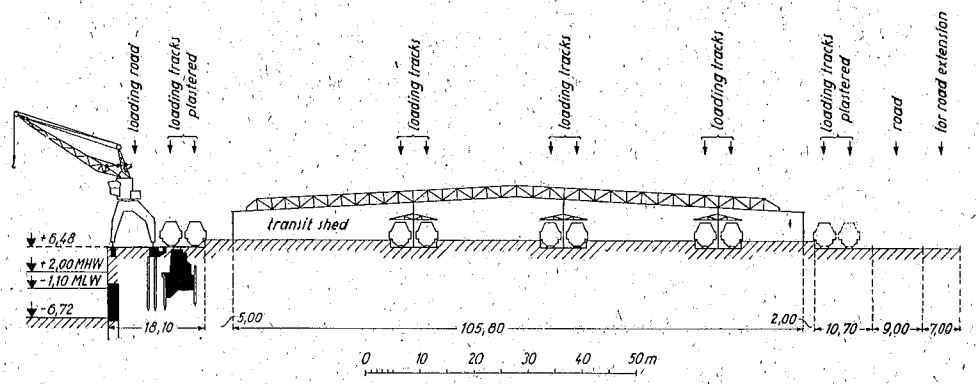
ebb tide	Ebbe
shed	Schuppen
district yard	Bezirksbahnhof
warehouse	Speicher
assembly shed	Sammelschuppen Weserbahnhof

Abb. 4. Kaianlage an der Südkaje des Europahafens in Bremen und Sammelschuppen Weserbahnhof (Lageplan).

Die landseitige Verladerampe hat eine Breite von 2,00 m. Von den landseitigen Gleisen ist versuchsweise bei einem Schuppen Abstand genommen, da der Abtransport der Güter über die wasserseitigen Gleise per Eisenbahn und landseitig per Lastwagen erfolgen soll.

Die Breite der Straße beträgt rd. 18,10 m.

In der Grundrißanordnung (Abb. 4) ist erstmalig eine weit auseinandergezogene Anordnung der Schuppen vorgenommen. Auf ungefähr 400 m Kajelänge ist der 200 m lange Schuppen mit Betriebsgebäude in der Mitte angeordnet. Seine wasserseitigen Rampen sind unter Verbreiterung auf 5,12 m auf jeder Seite bis zu 100 m Länge herausgezogen, um den direkten Umschlag Schiff/Lastwagen zu ermöglichen. Eine Freifläche von 100 × 30 m liegt hinter diesen Rampen zur Aufstellung und reibungslosen An- und Abfahrt der Lastwagen und für Freilagerplätze. Auf 300 m Kailänge sind zwölf Stück neuzeitliche 3-t-Krane vorgesehen.



loading road	Ladestraße
loading tracks	Ladegleise
plastred	eingepflastert
road	Verkehrsstraße
for road extension	für Straßenerweiterung
transit shed	Kajeschuppen

Abb. 5. Kaianlage am Sammelschuppen Weserbahnhof in Bremen (Querschnitt).

Der Kai ist mit Verholwinden, unter der Verladerampe eingebaut, ausgerüstet für das Rangieren der Waggons, um die Kaifläche von den störenden Spillköpfen freizuhalten. Poller, Steigeleitern und Haltekreuze sind in den üblichen Abständen angeordnet.

Insgesamt sind also auf dem Südkai des Europahafens von 1200 m Länge drei Kaischuppen à 200 m angeordnet. Auf die Weiträumigkeit wurde einmal wegen des ständig steigenden Lastwagenverkehrs der größte Wert gelegt, zum anderen um unnötige Investitionen zu vermeiden, da an der Kaje auch die Möglichkeit gegeben sein muß, Schiffe auszurüsten. Es sind somit Schuppen hinter der Kaje zurzeit nicht auf ganzer Länge erforderlich. Die vorhandenen Schuppen können jedoch in späteren Jahren, je nach Bedarf auf je 300 m Länge erweitert werden. Die bestehenden Freiflächen zwischen den Schuppen werden die Abfertigung des Lastwagens wesentlich erleichtern.

c) W e s e r b a h n h o f.

Wie aus Abb. 5 ersichtlich, ist auf dem Kai selbst eine grundsätzliche Trennung zwischen Eisenbahn- und Lastwagenverkehr auf der vorerst 250 m langen Kaistrecke durchgeführt.

Die gesamte Kaibreite von Vorderkante Kai bis Schuppenvorderkante beträgt 23,10 m.

Sie ist wie folgt aufgeteilt:

Vorderkante Kranschiene 1,20 m,
Straßenbreite 7,50 m,
2 Gleise 9,40 m,
Rampenbreite 5,00 m.

Der Schuppen hat infolge seiner doppelten Funktion als Kaischuppen und Sammelladungsschuppen eine Gesamtbreite von 105,8 m bei einer Gesamtlänge von 229,30 m. Landseitig sind neben der 2,00 m breiten Verladerampe zwei eingepflasterte Gleise vorgesehen. Die landseitige Straße hat eine Breite von 19,70 m und kann auf 26,70 m verbreitert werden.

Vor dem oberstromseitigen Kopf der Schuppen ist eine Freifläche von 80,0 × 40,0 m für den Lastwagenverkehr weiterhin vorhanden. Für den reibungslosen Umschlag aus Eisenbahn sind drei Gleispaare in den Schuppen auf eine Länge von 72,75 m eingeführt (Abb. 5).

Der Kai ist mit neuzeitlichen Vollportalkranen zu je 3 t Tragfähigkeit ausgerüstet.

d) A u t o h o f.

Für die reibungslose Abwicklung des ständig wachsenden Lastwagenverkehrs ist am Eingang zu den Freihäfen ein Autohof zur Aufstellung der Lastwagen angeordnet, da sich das Aufstellen der Lastwagen auf den Zufahrtsstraßen zu den Häfen für den übrigen Stadtverkehr störend bemerkbar gemacht hat.

Auf dem Autohof können im ersten Ausbau 26 LKW, 18 bis 22 m und 8 LKW, 10 bis 18 m (Züge mit Anhängern) Aufstellung finden. Eine Erweiterung des Autohofes zur Unterbringung von weiteren Lastwagen ist vorgesehen.

2. K a i a n l a g e n i n B r e m e r h a v e n (S c h l e u s e n h a f e n).

Hier ist die Kaifläche bislang noch nicht eingepflastert, weil sich der An- und Abtransport der Güter zum überwiegenden Teil auf dem Eisenbahnwege vollzieht.

Die Kaibreite beträgt von Vorderkante Kai bis Schuppenvorderkante:

a n d e n S c h u p p e n A—B—C

Gesamtbreite rd. 17,7 m.

Sie ist aufgeteilt: (Abb. 6)

Abstand Kranschiene von Kaivorderkante rd. 0,70 m,

3 Gleise 13,50 m,

Rampenbreite rd. 4,25 m.

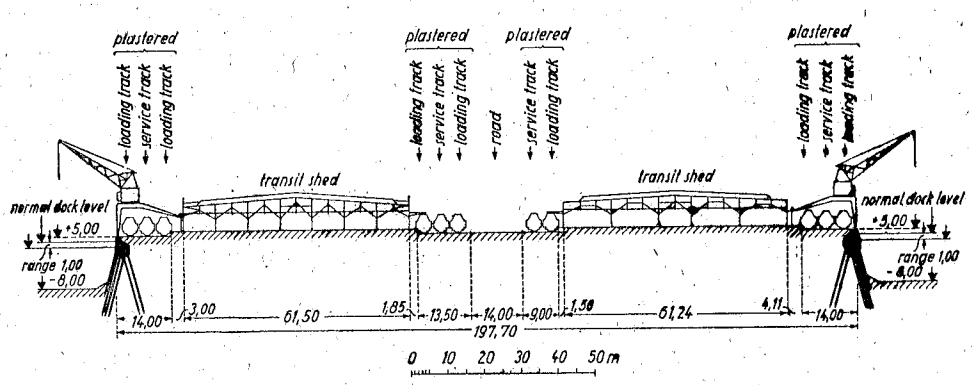
Am Schuppen 17:
Gesamtbreite rd. 18,50 m.
Sie ist aufgeteilt: (Abb. 6)
Abstand Kranschiene von Kaivorderkante rd. 0,70 m,
3 Gleise 13,50 m,
Rampenbreite rd. 3,00 m.

Die Schuppenbreite beträgt rd. 61,50 m, die Schuppenlänge rd. 172,00 m.
Die landseitige Verladerampe hat eine Breite von 1,50 bis 1,85 m.

Die landseitigen Gleise sollen in Zukunft eingepflastert werden. Abb. 6 gibt einen Querschnitt durch die Kaizunge zwischen zwei Hafenbecken.

In der Mitte liegen die Zufahrtgleise zu den insgesamt drei Kaischuppen. Jeder Kaischuppen erhält landseitig drei Gleise eingepflastert, so daß für Lastwagen eine gesamte gepflasterte Fläche zwischen den Schuppenrampen von 36,50 m zur Verfügung steht.

Vor Kopf der Kaischuppen ist ein Freiplatz von 35 × 61,50 m angeordnet. Zwischen den Kaischuppen beträgt der Zwischenraum 30,00 m.



loading road	Ladestraße
loading traks	Ladegleise
plastred	eingepflastert
road	Verkehrsstraße
for road extension	für Straßenerweiterung
transit shed	Kajeschuppen

Abb. 6. Kaianlage zwischen Kaiserhafen II und III in Bremerhaven mit den Schuppen 17 und A, B, C (Querschnitt).

II. Behandlung der Stückgüter zwischen Schiff und Binnentransportmittel.

In den Bremer Freihäfen werden die Güter beim Löschen und Laden am Kai wie folgt behandelt:

1. Vom Schiff mittels Schiffsgeschirr in Leichter bzw. Binnenschiff.

   Zur Beschleunigung dieses Löschvorganges können noch Pendelgänge eingesetzt werden, wobei ein Kaikran die Ware aus dem Schiff hebt, auf den Kai setzt, von wo sie ein weiterer Kaikran in einen Kahn absetzt, der vor oder hinter das Schiff gelegt wird und im Bereich dieses Kaikranes liegt.

Teilweise ist auch unmittelbarer Umschlag von Bord zu Bord bei Binnenschiffen und kleinen Seeschiffen möglich.

Bremen hat bislang bewußt darauf verzichtet, Kaikrane anzuordnen mit einer Reichweite, die über das Seeschiff hinaus ins Binnenschiff direkt laden oder löschen können und will für diese Krane in der wirtschaftlich tragbaren Grenze von 20 m max. und 6 m min. Reichweite bei 3 t Tragfähigkeit ab Drehpunkt bleiben. Dabei sind die Krane neuerdings so konstruiert, daß die Drehachse des Kranes durch Verkleinerung des Kranhauses fast senkrecht über der vorderen Kranschiene im Abstand bis zu 1,20 m von Vorderkante Kai liegt.

Die Spurweite der Halbportal-Kaikrane ist in den bremischen Häfen auf 18,55 m bei 3 Gleisen und auf 22,88 m bei 4 Gleisen typisiert.

Forderungen, über das Schiff weg zu gleicher Zeit aus zwei außenbord nebeneinanderliegenden Kähnen zu arbeiten, bestehen für Bremen nicht.

Die erzielten Leistungen für außenbords abgegebene Ladung halten sich etwa in gleichen Rahmen wie die Umschlagsleistungen mit Kaikranen nach der Landseite, wobei die Warengattung eine besondere Rolle spielt.

2. Aus dem Schiff mittels Kaikranen auf Waggons.
3. Aus dem Schiff mittels Kaikranen auf Rampen und von dort in gedeckte Waggons.
4. Aus dem Schiff mittels Kaikranen auf Lastwagen bzw. auf Schuppenrampe und von dort in Lastwagen.
5. Aus dem Schiff mittels Kaikranen auf die Laderampe des Schuppens, von dort in den Schuppen, nach Zwischenlagerung aus dem Schuppen über die landseitige Rampe in Waggon oder Lastwagen mittels Flurfördergeräten oder mit landseitigen Kranen, die entweder schienen- oder nur straßengebunden sind, von der landseitigen Schuppenrampe in den dahinterliegenden Speicher.

Beim Ladevorgang ist mit nur geringen Abweichungen der umgekehrte Weg üblich.

Für die Behandlung der Güter des Güterumschlags nach der Landseite genügt es, wenn der Schuppenkai pro 100 m mit vier neuzeitlichen Wippkranen je 3 t Tragkraft ausgerüstet ist, d. h. es besteht jederzeit die Möglichkeit, bis zu 8 bzw. 12 Krane auf jedes Seeschiff je nach Bedarf anzusetzen.

Wegen des hohen Zerstörungsgrades des Kabelnetzes und der vorhandenen elektrischen Anlagen sowie der zusammenhängenden Lage der Häfen im Freihafengebiet von Bremen und der Überseehäfen in Bremerhaven war es wirtschaftlich vertretbar, von dem bisherigen Gleichstrom 440 V auf Drehstrom 380 V überzugehen. Die Umbauarbeiten werden zur Zeit durchgeführt.

Die Anordnung der Schuppen und Speicher in Rampenhöhe erübrigt den Einsatz von Gabelstaplern zwischen Schiff und Schuppen. Die Ladung kann also erst aufgenommen werden, wenn sie vom Kaikran auf die Rampe aufgesetzt ist. Die Weiträumigkeit der Schuppen erübrigt in den meisten Fällen eine Stapelung, und es ist daher eine Seltenheit, wenn in Kaischuppen gestapelt wird. Außerdem muß gegebenenfalls im Schuppen jedes Einzelstück nach Merks sortiert werden oder durch Küper oder andere Spezialisten eine Behandlung erfahren. Dementsprechend ist eine Mechanisierung des Transportes in den Schuppen nur in

geringem Umfang gegeben, vorherrschend bleibt die Stechkarre. Darüber hinaus wird bei weiteren Entfernungen die Elektrokarre eingesetzt, aber nur dann, wenn nachweisbar Arbeitskräfte erspart werden können.

Für Spezialzwecke wird der Gabelstapler verwendet, jedoch nur in geringem Umfange, da es sich nur um Einzelstücke in den Schuppen handelt. Wird ausnahmsweise ein stärkerer Einsatz von Gabelstaplern erforderlich, so kann ihre Ergänzung aus einem Nachbarschuppen erfolgen. Eine Kombination zwischen Elektrokarren und Staplern hat hier sehr zur Wirtschaftlichkeit beigetragen.

Die Verladung der Güter aus dem Schuppen in Lastwagen erfolgt meistens von Hand. Neuerdings wird ein ähnliches Zusatzgerät für die Elektrokarren als Fahrlader verwendet, der ein schnelles und müheloses Hochbringen der einzelnen Stücke ermöglicht. Für die verschiedenen Güter, wie Tabakfässer, Linoleum und ähnliches, sind kleine Spezialwagen entwickelt und in Gebrauch.

Bremen hat grundsätzlich, abgesehen von dem Sonderfall des Weserbahnhofs, den Halbportalkran beibehalten, aber nur dadurch, daß die große Überschattung dieser Krane durch den Einspornkran, der nur eine schmale Verbindung nach der landseitigen Kranbahn erforderlich macht, vermieden wurde. Dies ist weiter durch die schmalen Kranhäuser, die kaum einen Durchmesser von 2,50 m haben, noch verringert worden, so daß praktisch jeder angefahrene Wagen bedient werden kann.

Für die Behandlung der Sondergüter werden von der Wasserseite Schwimmkrane mit einer Tragfähigkeit von 12,5 t, 60 t und 150 t eingesetzt.

Weiter sind schwimmende Greiferkrane vorhanden, die eine Tragfähigkeit von 8 und 10 t haben und für Schwergutverladungen wie die Schwimmkrane verwendet werden. Sie sind jedoch hauptsächlich für Teilladungen von Massengut bestimmt, das von Liniendampfern befördert wird, da diese aus Zeitmangel nicht an eine Spezial-Massengutumschlaganlage verholen.

In gleicher Weise sind auch für die Landseite Einrichtungen vorhanden, die geringes Massengut, wie Salz oder Düngemittel, mit leicht aufzubauender Spezialeinrichtungen wirtschaftlich und schnell in das Schiff verbringen. Es kann dabei zu gleicher Zeit das Gut aus vier Waggons über Transportbänder in das Schiff verladen werden. Der besondere Vorteil dieser Anlage ist, daß die Ware regengeschützt verladen wird.

Bei Zement und Düngemitteln in Säcken ist in Bremen eine Anlage ausprobiert und wird nunmehr eingesetzt, die, ohne die Nachteile einer Spezialumschlagsanlage zu haben, das Absetzen dieses Gutes mittels normalem Stückgutkran ermöglicht, wobei die Ware aus dem Waggon unter Verwendung eines aufklappbaren Schutzdaches vom Kran aufgenommen wird. Dabei wird auf dem Wege vom Waggon zum Schiff eine Schutzkappe über das Gut gestülpt und durch eine Schleuse, die auf den Lukenkranz aufgesetzt wird, ins Schiffsinnere verbracht.

Grundsätzlich ist für das Löschen, Laden, Zwischenlagerung und für den Abtransport der Güter eine Hafenbetriebsgesellschaft geschaffen worden, während das Schiff sich frei die ihm genehme Stauereifirma wählen kann. Die Verantwortungsgrenze zwischen diesen beiden liegt an der Schiffsreling. Diese Organisation hat sich seit dem Jahre 1888 in vollem Umfange bewährt.

Bremen beobachtet eingehend die Entwicklung des Behälterverkehrs, der auch in den Seeverkehr allmählich eindringt. Die augenblickliche Ausrüstung der Kais mit Stückgutkranen von 3 t Tragkraft muß den Behälter einschl. Ladung auf das

Gewicht von 5—6 t beschränken. Die Anschlagsmöglichkeiten dieser Behälter müssen dem Seeumschlag angepaßt werden, und auch das Schiff muß die Möglichkeit haben, die Behälter so transportieren zu können, daß die Raumausnutzung wie bisher gewährleistet ist.

III. Lagerung der Stückgüter.

In den bremischen Häfen unterscheidet man grundsätzlich zwischen Zwischenlagerungen und Dauerlagerung. Die hinter dem Kai liegenden Kaischuppen dienen grundsätzlich nur der Zwischenlagerung und Behandlung, nicht der Dauerlagerung. Diese Anordnung hat den Vorteil der hohen Ausnutzung der Kaischuppen für den Lösch- und Ladebetrieb. Nur so ist es möglich, daß in einem Zweischichtensystem (16 Stunden) in jedem Schuppen gelöscht und geladen werden kann.

Das Vorhergesagte schließt natürlich nicht aus, daß für bestimmte Dampfer in einem gewissen Umfang Güter gesammelt werden.

Wenn Güter gelagert werden sollen, so stehen hierfür im Freihafengebiet Speicher direkt hinter den Kaischuppen und vor einem Freilagerplatz hinter dem Kai zur Verfügung. Mittels Kranen können die Güter entweder unmittelbar in die einzelnen Geschosse oder auf Waggons zu den Speichern gebracht werden. Die einzelnen Speicherräume werden von Privatfirmen von der Hafenbetriebsgesellschaft gemietet.

Grundsätzlich unterscheidet man in Bremen zwischen staatsseitig gebauten Speichern, die der Hafenbetriebsgesellschaft überlassen und von dieser an Privatfirmen vermietet oder selbst betrieben werden, und privateigenen Schuppen und Speichern außerhalb des Freihafengebietes, wohin die Empfänger ihre Ware unmittelbar nach dem Löschen verbringen.

Die Geschoßzahl der im Zollausschlußgebiet liegenden Speicher betrug früher im Durchschnitt drei bis vier Geschosse. Der nach dem Kriege errichtete Speicher hat sechs Geschosse und ein Kellergeschoß. Die Speicher sind grundsätzlich durch durchgehende Brandmauern in einzelne Abteilungen verschiedener Größe unterteilt, wobei jeweils zwei Speicherabteilungen an zwei Fahrstuhlschächte und an das Treppenhaus angeschlossen sind. Feuerschutztechnisch bestehen Hochdruckpumpanlagen, die unabhängig vom normalen Wasserleitungsnetz arbeiten und von der Feuerwehr bedient werden, die unmittelbar im Hafen stationiert ist.

Die einzelnen Speicherabteilungen haben in jedem Stockwerk einen gemeinsamen Flur, von dem aus auch die Güter außenseitig durch Straßenkrane ab- und zubefördert werden können. Die Lastenaufzüge haben eine Tragfähigkeit von 2 t. Die einzelnen Lagerböden haben eine Tragfähigkeit von 1500 bis 2000 kg/m².

Trotz aller Versuche mit Beton-, Fliesen-, Asphalt- und stonstigen Böden steht Bremen auf dem Standpunkt, daß nur der Holzfußboden eine einwandfreie Lagerung aller wertvollen Güter gewährleistet. Die infolge der Materialknappheit nach dem Kriege gebauten Fußböden in Schuppen und Speichern aus Beton und aus sonstigen Baustoffen stellen nur eine Notmaßnahme dar und haben obige Erfahrungen gebracht.

Da der Lastkraftwagen in immer stärkerem Umfange sich des Verkehrs in den Häfen selbst bemächtigt, sind die Hafenverwaltungen gezwungen, auf diesen Verkehr durch immer breiter werdende Straßen und Lösch- und Ladeplätze für die Lastwagen an Schuppen und Speichern Rücksicht zu nehmen. Dadurch wird

sich die Entfernung zwischen Kaischuppen und dahinter liegenden Speichern immer mehr und mehr vergrößern, so daß mit Hilfe von Kranen dieser Zwischenraum in einem Gang wirtschaftlich nicht mehr überbrückt werden kann. Bremen wird daher für die Zukunft zwei Wege gehen: einmal die Anordnung eines besonderen Speicherviertels in größerer Entfernung von den Hafenbecken innerhalb des Freihafengebietes, andererseits die Anordnung von sogenannten Wasserspeichern direkt am Kai, von denen das untere Stockwerk gegebenenfalls auch für Umschlag benutzt werden kann. Der Speicher wird aber auch von der Landseite aus voll bedient werden können.

IV. Befestigung der Kaiflächen.

Bei Hafenneubauten sollte erstrebt werden, Lastkraftwagen und Eisenbahn im Lade- und Löschgeschäft zu trennen. In Bremen wurde die Lösung durch über den Schuppen hinaus verlängerte, freistehende Rampen geeignet gefunden. In bestehenden Häfen ist dieses nicht immer möglich und eine Befahrung der Kajen durch beide Verkehrsteilnehmer manchesmal nicht zu umgehen. Da in Bremen der Hauptanteil des binnenseitigen Verkehrs über Eisenbahn geht, muß der Kai der Eisenbahn vorbehalten bleiben. Es besteht jedoch die Möglichkeit, mit besonderer Genehmigung des Kaischuppenverwalters die Lastwagen auch auf den Kai fahren zu lassen. Die Abdeckung des Kairaumes muß schon aus Gründen der Reinhaltung bestehen. Beim Umschlag der Güter fällt immer Streugut an, das bei offenen Gleisanlagen aus dem Schotterbett nicht entfernt werden kann. In Bremen hat man sich im Zuge der laufenden Unterhaltung entschlossen, das leichte Pflaster des Kairaumes durch normales Pflaster zu ersetzen, um den Abtransport von Schwergutsendungen, sowie in besonderen Fällen von Postsendungen, zum Schiff ohne nochmaligen Umschlag zu ermöglichen.

Die Abdeckung der Kaifläche mit Kopfpflaster oder Fertigbetonplatten verschiedener Konstruktionen ist kein technisches, sondern ein Kostenproblem. Die Abdeckung der Kaifläche mit Ortbeton ist nur möglich, wenn unter Planum genügend begehbare Längs- und Querkanäle, in denen jederzeit Leitungen verlegt werden können oder vorhandene Leitungen ausgewechselt werden können, vorhanden sind.

In Bremen hat sich die Abdeckung mit Kopfpflaster und Kleinpflaster auf Schotterlage bewährt. Voraussetzung für diese Abdeckung ist, daß Schienen auf Längsschwellen und nicht auf Querschwellen verwendet werden. Es hat sich bewährt, daß zwischen den Schienen Zwischensteine so tief verlegt werden, daß der Spurkranz diese Steine nicht eindrückt.

Weiter ist in Bremen eine neue Konstruktion entwickelt worden, wobei die Hebelarme für das Umlegen der Weiche durch einen im Boden liegenden Kettenzug betätigt werden. Dadurch wird erreicht, daß der Kairaum, ohne von irgendwelchen hervorstehenden Teilen behindert zu sein, befahren werden kann.

Neuerdings wird der Kairaum nach der Wasserseite zu mit einem genügend hohen Schrammbord in Stahlbeton versehen, der auf jeden Fall verhindert, daß Lastwagen über die Kaivorderkante hinausfahren und auf das Schiff bzw. in den Hafen stürzen.

V. Besondere Einrichtungen an Land für Kühllagerung.

Von den in Bremen und Bremerhaven angeordneten Kühlhäusern haben zwei seeschifftiefen Anschluß für Schiffe bis 30' bzw. 32'. Ein weiteres Kühlhaus hat Kaianschluß für Leichterverkehr und Schiffe der Europafahrt. Das in Bremerhaven

gelegene Kühlhaus am seeschifftiefen Kai besitzt ein direkt in den Kai eingebautes Transportförderband mit zwei senkrecht vom Kai in das Kühlhaus abgehenden weiteren Speicherbändern.

In dem Kühlhaus selbst sind für die vertikale Förderung zwei Aufzüge von 1000—1400 kg Tragkraft und zwei Gabelpaternoster eingebaut.

Bei dem in Bremen nach dem Kriege gebauten Kühlhaus am seeschifftiefen Kai ist man grundsätzlich neue Wege in folgender Form gegangen:

a) Auf dem Kairaum Trennung von Lastwagen- und Eisenbahnverkehr.

b) Das Sortieren der Ware, die in das Kühlhaus geht, findet grundsätzlich in einem gedeckten Raum, der auf dem Kranportal montiert ist, statt, und von dort geht die Ware mittels Flurfördergeräts zu den Aufzügen des Kühlhochhauses. Darüber hinaus kann das Kühlgut auf Spezialeinrichtungen auf dem Kai bzw. auf der Laderampe abgesetzt werden.

Bei dem Bremer Kühlhaus hat man eine kleine installierte Maschinenausrüstung mit starker Isolierung des Kühlspeichers zur Erhaltung der Kälte gewählt.

VI. Vergleich zwischen den Umschlageinrichtungen an Bord und an Land.

Der Ausschuß für Umschlagtechnik der Hafenbautechnischen Gesellschaft hat in einem besonderen Unterausschuß die Frage der Verwendung von neuem Schiffsladegeschirr oder der Verwendung von Kaikranen eingehend untersucht und ist zu folgendem Ergebnis gekommen:

1. Europäische Seehäfen benötigen zur Abfertigung des umfangreichen Eisenbahn- und Lastkraftwagenverkehrs eine breite Kaifläche zwischen Kaikante und Kaischuppenwand. Der Uferkran verlegt die Kreuzung dieses Längsverkehrs durch den Querverkehr Schiff—Land in eine höhere Ebene unter Vermeidung jeglicher Störung.

2. Der Uferkran bestreicht eine wesentlich größere Fläche auf dem Kai als das Schiffsgeschirr und ermöglicht Rampen auf der Wasserseite des Schuppens, wodurch Hubarbeit erspart wird.

3. Die Rücksichtnahme auf die Bedienung der Binnenschiffahrt, die z. B. in den USA.-Häfen weitgehend entfällt, macht in den europäischen Häfen die Kranhilfe unentbehrlich.

4. Ein großer Teil des Schiffsgeschirrs wird in europäischen Häfen durch den wichtigen Umschlag außenbords zwischen See- und Binnenschiff in Anspruch genommen, wodurch es für den Umschlag nach Land ausfällt.

5. In dem größten Teil der europäischen Häfen spielt der Wasserstandsunterschied bei den Tiden eine nicht zu übersehende Rolle. Er erschwert das Arbeiten mit Bordgeschirr im Kaiumschlag ungemein.

6. Mag die Leistung je Gang auf das Schiffsgeschirr bezogen gleich oder größer sein als beim Uferkran, so ist doch die Gesamtumschlagleistung, auf die es entscheidend ankommt, mit Kranen größer, weil wesentlich mehr Gänge am Seeschiff angesetzt werden können. Bei langsamerer Schiffsabfertigung im Hafen müßten mehr Schiffsliegeplätze mit allem Zubehör vorgehalten werden, wenn der Hafen seine gesamte Leistungsfähigkeit erhalten will.

(Näheres hierüber ist zu finden in der Zeitschrift »HANSA«, Heft 17/18, April 1951.)

VII. Abfertigung von Reisenden.

1. In Bremen.

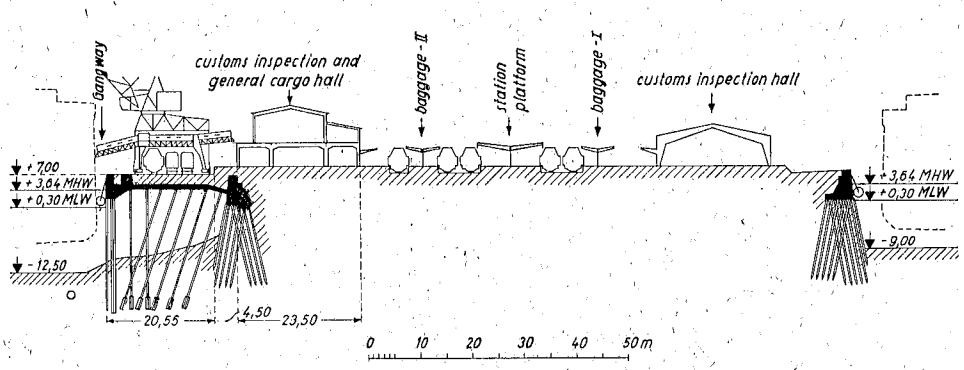
Grundsätzlich sind in den vorhandenen Kaischuppen in Bremen keine zusätzlichen Abfertigungsräume für Fahrgäste eingebaut, da die auf Bremen verkehrenden Schiffe mit geringen Ausnahmen nur Fahrgäste bis zu 24 Personen mitführen.

2. In Bremerhaven.

Für den reinen Großfahrgastverkehr ist in Bremerhaven im Winkel einer Stromkaje und eines Schleusenvorhafens eine neue Fahrgastanlage gebaut worden (Abb. 7).

Sie ist in V-Form errichtet und besitzt insgesamt drei Schiffsliegeplätze, von denen zwei Plätze Wassertiefe für Fahrgastschiffe größter Abmessungen haben und ein Liegeplatz für Schiffe bis 20 000 BRT bestimmt ist.

Die beiden Schenkel des V enthalten die eigentlichen Abfertigungsanlagen, von denen die am Schleusenvorhafen für mittlere Schiffe gelegene Halle einstöckig, die direkt am Weserstrom gelegene Halle zweistöckig errichtet ist, und zwar im Erdgeschoß für Stückgut und Großgepäckabfertigung, im ersten Stock für Abfertigung der Fahrgäste und ihres Gepäcks (Hand- und auch Reisegepäck), soweit die Zollabfertigung nicht auf dem Schiff stattgefunden hat (Abb. 8).



customs inspection and general cargo hall	Zollabfertigungshalle und Stückguthalle
baggae	Gepäck
station platform	Personenbahnsteig

Abb. 8. Fahrgastanlage an der Columbuskaje in Bremerhaven (Querschnitt).

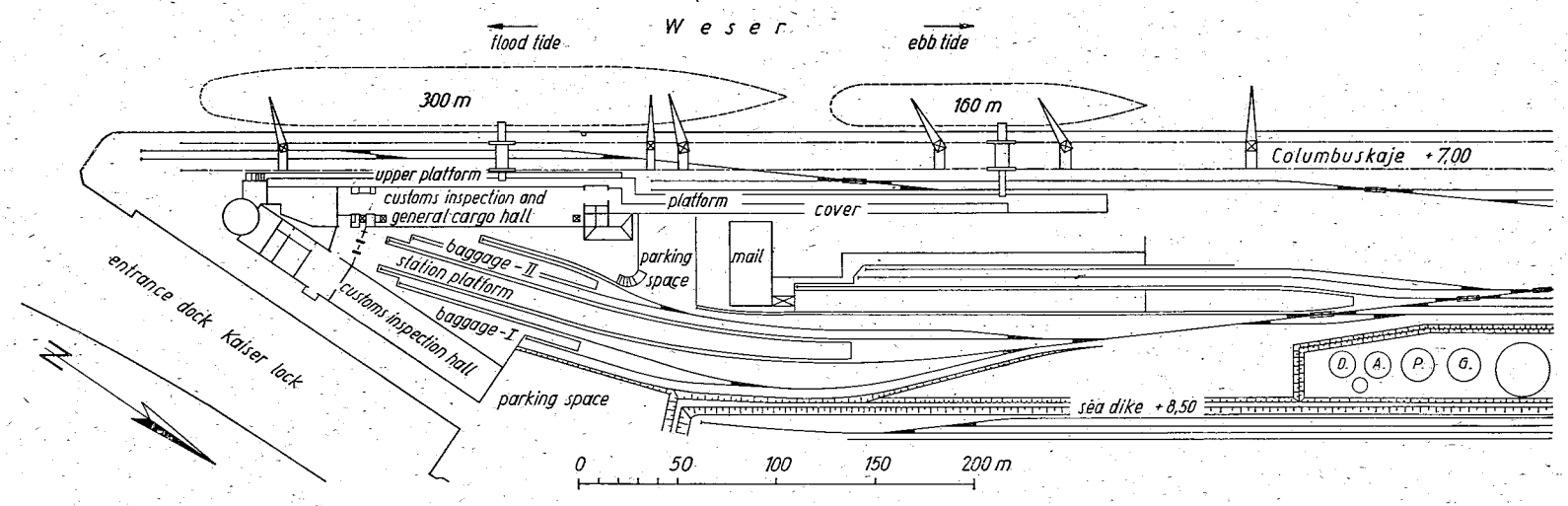
Im Scheitel des V sind die Warteräume angeordnet.

a) Der Weg des Fahrgastes und des Gepäcks.

aa) Einkommend.

Der Fahrgast kommt aus dem Schiff über fahrbare Gangways direkt in das erste Stockwerk der Abfertigungsanlage. Nach der Zollabfertigung geht der Fahrgast in die Warteräume bzw. direkt in die im Inneren des V-Schenkels bereitstehenden Eisenbahnfernzüge.

Das bereits auf dem Schiff zollamtlich abgefertigte Großgepäck wird mit Hilfe von Kranen und Gepäckförderbändern durch das



flood tide	Flut
upper platform	Obere Rampe
customs inspection an general cargo hall	Zollabfertigungshalle und Stückguthalle
baggage	Gepäck
station platform	Personenbahnsteig
customs inspection hall	Zollabfertigungshalle
entrance dock Kaiser lock	Vorhafen Kaiserschleuse
parking space	Parkplatz
cover	Überdachung
mail	Posthalle
ebb tide	Ebbe
sea dike	Seedeich

Abb. 7. Fahrgastanlage an der Columbuskaje in Bremerhaven (Lageplan).

Erdgeschoß des Schuppens auf die Gepäckbahnsteige in die dort aufgestellten Waggons gebracht. Das im ersten Stockwerk abgefertigte Handgepäck geht über Gepäckförderbänder und Aufzüge zu den Gepäckbahnsteigen in die dort aufgestellten Waggons.

bb) Ausgehend.

Die Eisenbahnzüge mit Reisenden und Gepäck fahren bis an die Bahnsteige innerhalb der Fahrgastanlage. Reisende mit Auto kommen auf den weiträumigen Parkplätzen vor Kopf der Abfertigungshalle an. Die Fahrgäste begeben sich in die Wartesäle, bis das Gepäck auf dem Zolltresen nach Alphabet geordnet ist.

Nach den Paß- und Devisenformalitäten in dem an den Wartesaal angrenzenden Raum begeben sich die Fahrgäste in die Zollabfertigungshalle zur Zollabfertigung ihres Gepäcks und von dort über den ersten Stock der Abfertigungsanlage bzw. über die fahrbaren Gangways in das Schiff. Das Gepäck wird mit Kranen und Gepäckförderbändern aus der Zollhalle in das Schiff gebracht.

b) Abfertigung von Post und Ausrüstung der Schiffe mit Proviant und Öl.

Auf dem Kai liegen zwei Gleise, eingepflastert, so daß eine genügende Anzahl Waggons auf dem Kai bzw. Lastwagen an das Schiff herangeführt werden kann.

Die Postübernahme erfolgt auf dem Kai mit Kranen aus dem Schiff in die Waggons und umgekehrt.

In dem Kai liegen die Wasser- und Ölzuführungsrohre, aus denen die Schiffe direkt in kürzester Frist versorgt werden können.

c) Entwicklung des Übersee-Personenverkehrs in Bremerhaven.

1949	116 952
1950	149 665
1951	184 586
bis zum 31. 8. 1952	100 455

Im Durchschnitt können Fahrgastschiffe mit 400 bis 700 Personen innerhalb von ein bis zwei Stunden abgefertigt werden.

d) Erfahrungen.

1. Vorteil der zweistöckigen Anlage wegen der klaren Trennung von Stückgut, Gepäck und Fahrgast.
2. Die fahrbaren Gangways für Fahrgäste lassen den Kai von jeglichem Personenverkehr mit Ausnahme des diensttuenden Personals frei. Sie sind so gebaut, daß sie unter den Portalen der Krane hindurchgehen können.
3. Die leistungsfähigen Gepäckförderbänder bis zu zweimal 15 m Länge entlasten die Kaikrane.
4. Die Heranführung von Gleisen auf dem Kai und die Befahrung mit Lastwagen ist für die Postübernahme und für den Proviant unbedingt erforderlich.
5. Der Einbau von Rohrleitungen für Öl und Frischwasser in den Kai ist unbedingt erforderlich, um schnellstens, unabhängig von dem übrigen Umschlag, mit Übernahme von Wasser und Öl beginnen zu können.

C. Zusammenfassung

von

Professor Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Arnold A g a t z ,
Präsident der Bremischen Hafenverwaltung.

In den vorstehenden beiden Abhandlungen sind die neuesten Entwicklungen in den Häfen von Hamburg und Bremen/Bremerhaven beschrieben worden.

Grundsätzlich besteht in der Aufteilung der Kaiflächen in den Häfen von Hamburg und Bremen/Bremerhaven kein Unterschied. Daß die Kaibreite mit der Anzahl der Gleise und die Breite der rückwärtigen Straßen schwankt, liegt einmal an den örtlich bedingten Erfahrungen und andererseits an den räumlich begrenzten Möglichkeiten bei dem Wiederaufbau der Hafenanlagen.

Daß die Rampenbreite in den Hamburger Hafen größer gewählt worden ist, liegt daran, daß die wasserseitige Rampe zur Lagerung von Schwergütern und für gelegentliche Lastkraftwagentransporte mit benutzt wird. Wäre bei dem Wiederaufbau der Hafenanlagen in Hamburg und Bremen die Möglichkeit vorhanden gewesen, so hätte man in der Anordnung der Gleisanlagen, der Breite der Straße und der Freilagerplätze eine größere Weiträumigkeit walten lassen. Hier waren jedoch aus finanziellen Gründen und aus der Notwendigkeit, so schnell wie möglich einen Teil der Hafenanlagen dem Umschlag wieder nutzbar zu machen, gewisse Grenzen gesetzt.

Hinsichtlich der Kaikrane hat Hamburg sich zu dem Vollportalkran-System entschieden, während Bremen und Bremerhaven aus den örtlich bedingten Verhältnissen bei dem verbesserten Halbportalkran-System verblieben sind. Bei beiden Häfen ist man zu einer Typisierung der Kranportalspannweiten gekommen.

Die Breite der Kaischuppen ist in Hamburg mit rd. 50 m beibehalten, während sie in Bremen und Bremerhaven zwischen 56 m und 66 m schwankt.

Während die Tagesbelichtung der Schuppen in Hamburg grundsätzlich von den Seitenfronten aus erfolgt, haben die bremischen Häfen das Dachoberlicht beibehalten.

Hinsichtlich der Behandlung der verschiedenen Güter sind in Hamburg und in den bremischen Häfen die gleichen Erfahrungen gemacht worden.

Während in Bremen früher die sogenannte bremische Bauweise Kai — Kaischuppen — Straße — Speicher gewählt worden ist, hat man sich beim Wiederaufbau der Häfen für die hamburgische Anordnung entschieden, nämlich die Speicher nicht unbedingt direkt hinter die Kaischuppen zu setzen, sondern sie auf den Hafen zu verteilen bzw. in einem besonderen Speicherviertel zusammenzufassen.

Hinsichtlich der Befestigung der Kaiflächen hat Hamburg die völlige Trennung des Eisenbahn- und Straßenverkehrs an den neuesten Kaianlagen durchgeführt, wobei die Wasserseite der Kaischuppen ausschließlich dem Eisenbahnverkehr vorbehalten ist. Eine Einpflasterung der Gleise brauchte deshalb nicht durchgeführt zu werden. Die gleiche Form ist auch in Bremerhaven bislang beibehalten, während Bremen die Pflasterung des Kais vorgenommen hat, um von Fall zu Fall auch den Lastwagenverkehr auf den Kai zu führen.

Hinsichtlich der Einrichtungen an Land für Kühllagerung bestehen zwischen Hamburg und Bremen nur örtlich bedingte Unterschiede.

Was die Umschlageinrichtungen an Bord und an Land anbelangt, so ist hier auf die grundsätzlichen Untersuchungen des Ausschusses für Hafenumschlagtechnik der Hafenbautechnischen Gesellschaft hinzuweisen, die in der Zeitschrift »HANSA« Nr. 17/18 vom 28. April 1951 veröffentlicht sind.

Der Ausschuß kam zu dem Ergebnis, daß die in europäischen Häfen zu behandelnden Umschlagaufgaben sich am zweckmäßigsten durch den Einsatz von Uferkranen lösen lassen, und zwar aus den Gründen, die in dem Abschnitt Bremen unter VI. — 1 — 6 bereits aufgeführt sind.

Unterschiede in der Abfertigung von Reisenden in den hamburgischen und den bremischen Häfen sind örtlich bedingt.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen, daß Hamburg und die bremischen Häfen, soweit es irgendwie möglich war, bei dem Wiederaufbau ihrer einzelnen Anlagen die neuesten Gesichtspunkte und Erfahrungen beim Umschlag verwertet haben und die einzelnen Glieder ihrer Hafenanlagen auf den erheblich gestiegenen Lastkraftwagenverkehr und die übrigen Verkehrsmittel so abstimmten, daß eine möglichst gleiche Leistungsfähigkeit zwischen An- und Abfuhr und Verladung erzielt wurde. Berücksichtigt man die rasante Entwicklung der Verkehrsmittel in den letzten fünfzig Jahren, so muß es das Ziel der Seehäfen bleiben, ihre alten Anlagen soweit wie irgend möglich auf die zukünftigen Anforderungen des Verkehrs abzustellen und neue Hafenanlagen räumlich so großzügig wie möglich zu verplanen.

Es ist und bleibt die Tragik für die Seehäfen, daß, bedingt durch die moderne Entwicklung der Verkehrsmittel, der Flächenverbrauch pro t/Umschlaggut sich wesentlich vergrößert hat und daher in den Häfen ständig steigende Investierungen erforderlich werden.

Abt. II — Mitteilung 3

Das Eindringen von Salzwasser in die Gezeitenflüsse und ihre Nebenflüsse, in Seekanäle und in Häfen.

Von Prof. Dr.-Ing. H e n s e n , Techn. Hochschule Hannover.

Inhalt: In der Mischungszone von Fluß- und Meerwasser in den Mündungsgebieten von Tideflüssen überlagern sich Dichte- und Tideströmungen. Mit Meßergebnissen wird der Einfluß dieser verwickelten Strömungsverhältnisse auf die Sandwanderung und die Schwebstoffbewegung untersucht.

Es wird festgestellt, von welchen Einflüssen die Lage der Mischungszone abhängt und wie der Ausbau der Ströme auf die Lage der Mischungszone eingewirkt hat.

Da die theoretischen Überlegungen durch die Ausbaufolgen bestätigt werden, ist es möglich, Strombaumaßnahmen vorzuschlagen, die die Lage der Mischungszone in der beabsichtigten Richtung beeinflussen, z. B. stromab verschieben.

Zusammenfassung: In den Mündungsgebieten von Tideflüssen trifft das Seewasser mit dem leichteren Flußwasser zusammen. In der Mischungszone, dem Brackwassergebiet, entstehen dadurch verwickelte Strömungsverhältnisse, daß sich Dichte- und Tideströmungen überlagern. Im allgemeinen überwiegt im unteren Brackwassergebiet an der Sohle die Flutströmung.

Dadurch wird Seesand in die Flußmündung verfrachtet. Der größte Sinkstoffgehalt tritt in dem Abschnitt der Brackwasserzone auf, wo der Salzgehalt 2 bis 5 ‰ beträgt.

Die Lage der oberen Brackwassergrenze wird vorwiegend vom Oberwasser des Flusses, von der Flutwassermenge und von der Tidebewegung beeinflußt, und zwar derart, daß sie mit steigendem Oberwasser und mit abnehmender Flutwassermenge und mit niedrigerem Thw stromab rückt. Außerdem liegt die obere Brackwassergrenze bei Thw weiter stromauf als bei Tnw. Die Verschiebung der oberen Brackwassergrenze stromauf wächst mit abnehmendem Oberwasser.

Durch folgende Maßnahmen kann erreicht werden, daß die obere Brackwassergrenze stromab rückt:

Durch Verkleinern des Flutraumes, z. B. durch Abschneiden von Nebenarmen, durch Eindeichen von Flächen, die bei jeder Tide überflutet werden, und durch Abdämmen von Nebenflüssen oberhalb der oberen Brackwassergrenze.

Durch langfristigen Ausgleich des Oberwasserabflusses läßt sich vermeiden, daß die obere Brackwassergrenze gerade in Trockenzeiten außergewöhnlich weit stromauf rückt.

Der Salzgehalt in Zuwässerungskanälen läßt sich dadurch herabsetzen, daß die Zuwässerungszeiten nicht nach der Tide-, sondern nach der Salzgehaltskurve des Außentiefs geregelt werden und daß bei kleinem Oberwasser und hohen Tiden nicht zugewässert wird.

1. Allgemeine Grundlagen.

In den Mündungsgebieten von Tideflüssen spielt das Zusammentreffen des Flußwassers mit dem bei Flutstrom eindringenden Seewasser eine erhebliche Rolle. Diese Erscheinung ist sowohl für den Strömungsverlauf, für die Wanderung des Sandes und die Bewegung der Schwebstoffe, als auch in landwirtschaftlicher und fischereibiologischer Hinsicht von Bedeutung.

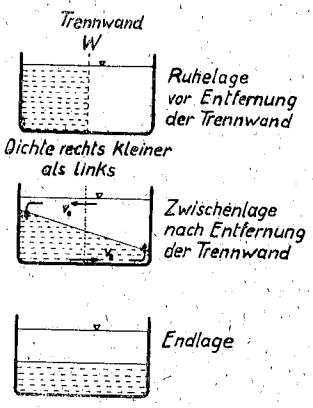


Abb. 1. Ausspiegelung von Flüssigkeiten verschiedener Dichte.

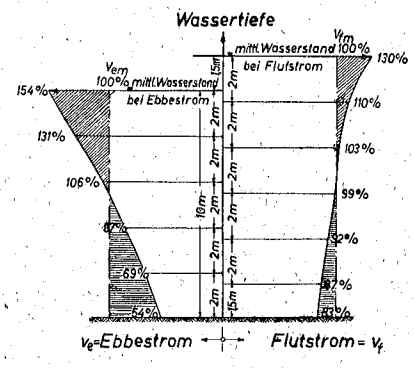


Abb. 2. Verschiedenheit in der senkrechten Verteilung von mittlerer Flut- und Ebbeströmung in der Außenelbe.

Grundsätzlich handelt es sich hier um den Vorgang der Mischung zweier verschieden schwerer Flüssigkeiten. Stellt man sich in einem Behälter zwei verschieden schwere Flüssigkeiten vor (Abb. 1), die durch eine senkrechte Wand getrennt sind, dann werden die Flüssigkeiten nach Entfernen der Trennwand das Bestreben zeigen, waagerechte Flächen gleichen Druckes (Niveauflächen) auszubilden, damit das hydrostatische Gleichgewicht hergestellt wird.

Es entstehen entgegengesetzt gerichtete Strömungen an der Oberfläche (v_o) und an der Sohle (v_s). Diese Geschwindigkeiten treten in einer zunächst ruhenden Flüssigkeit verschiedener Dichte auf. In den Tidegebieten jedoch findet dieser Dichteausgleich in einem Wasserkörper statt, der außerdem der Strömung durch die Tidewellenbewegung unterliegt. Es überlagern sich also Dichte- und Tideströmung. Da das Seewasser schwerer ist als das Flußwasser, wird an der Sohle eine stromauf, an der Oberfläche eine stromab gerichtete Dichteströmung eintreten. Bei Flutstrom wird daher die Oberflächenströmung kleiner und die Sohlenströmung größer sein, als sie unter sonst gleichen Voraussetzungen im einheitlichen Wasser wäre. Bei Ebbestrom wird dagegen die Oberflächenströmung verstärkt, die Sohlenströmung verzögert. Auf Abb. 2 ist die Geschwindigkeitsverteilung in der Elbemündung schematisch dargestellt. Sie ist aus einer größeren Reihe von Strömungsmessungen gemittelt und auf eine Tiefe von 10 m bei mittlerem Wasserstand während des Ebbestroms bezogen.

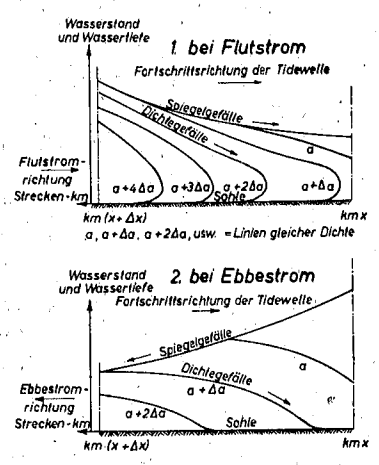


Abb. 3. Schematische Darstellung von Dichte- und Spiegelgefälle bei Flut- und Ebbestrom.

Bei einsetzendem Flutstrom schiebt sich das schwerere Flutwasser keilartig unter das an der Oberfläche noch ablaufende leichtere Ebbewasser der vorigen Tidewelle. Das Dichtegefälle bei Flutstrom ist größer als das Spiegelgefälle (Abb. 3). Die Flutströmung in den tieferen Schichten wird daher außer durch das Energiegefälle (= Spiegelgefälle ± Beschleunigungs-(Verzögerungs-)gefälle) noch durch das Dichtegefälle beschleunigt. Die Ebbeströmung dagegen wird in der Nähe der Sohle durch das dem Energiegefälle entgegenwirkende Dichtegefälle verzögert, während an der Oberfläche die geschilderten Verhältnisse die Ebbeströmung begünstigen. Das dichtere Wasser strömt im Flutbett flußaufwärts. Gleichzeitig dringt es in die Uferbereiche ein. Es bewegt sich also nicht nur in Richtung der Flutströmung, sondern auch quer dazu. Das bedeutet, daß ein Dichtegefälle nicht nur in der Längsrichtung des Flusses, sondern auch in der Querrichtung vorhanden ist.

Der Einfluß des Dichtegefälles auf die Strömungen muß dort aufhören, wo die Voraussetzungen dafür wegfallen, d. h. wo sich während des Tideverlaufes der Salzgehalt nicht ändert, also oberhalb und unterhalb der dadurch gekennzeichneten Brackwasserzone (Abb. 4). Diese Zone liegt nicht fest, sondern rückt unter dem Einfluß vor allem des Oberwassers und der periodischen und aperiodischen Schwankungen der Tide stromauf und stromab. Als Brackwassergebiet soll der Stromabschnitt, in dem sich die Brackwasser z o n e bewegt, bezeichnet werden.

Der Zufluß aus dem Flußgebiet oberhalb der Tidegrenze und die Tidebewegung bestimmen entscheidend, ob ein Brackwassergebiet entstehen kann und wo es liegen wird.

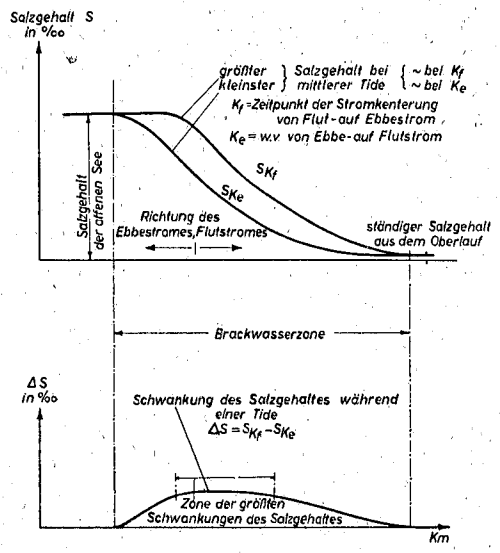


Abb. 4. Schematische Darstellung der periodischen Schwankung des Salzgehaltes in der Brackwasserzone.

In M e e r e s b u c h t e n o h n e T i d e u n d o h n e S ü ß w a s s e r z u f l u ß stellt sich das Wasser ungefähr auf den Salzgehalt des offenen Meeres ein. Es gibt also kein Brackwassergebiet.

In M e e r e s b u c h t e n o h n e T i d e, jedoch m i t gleichmäßigem O b e r - (Süß-) w a s s e r z u f l u ß wird der Salzgehalt sich niemals dem Salzgehalt des Meeres angleichen können. Es wird sich vielmehr eine Gleichgewichtslage einstellen. Ohne einen Oberwasserabfluß würde an der Stromsohle das dichtere Seewasser mit einer bestimmten Geschwindigkeit v_d, die vom jeweils vorhandenen Dichtegefälle abhängt, stromauf rücken. Wenn dagegen ein bestimmter Oberwasserabfluß Q_o vorhanden ist, der an der Sohle eine stromab gerichtete Geschwindigkeit v_o hervorbringt, wird dort, wo $v_o = v_d$ ist, die Gleichgewichtsstelle liegen. An der Sohle dieser Stelle ist dann keine Strömung vorhanden. Das Oberwasser kann nur in den höheren Schichten abströmen. Die Lage der Gleichgewichtsstelle hängt also — bei gleichem Salzgehalt an der Mündung — von der Geschwindigkeit des Oberwassers ab. Die Geschwindigkeit des Oberwassers ist $v_o = \frac{Q_o}{F}$. Bei unveränderlichem Q_o wächst v_o mit abnehmendem F. Damit wird also bei unveränderlichem Oberwasser und gleichem Salzgehalt vor der Mündung

die Gleichgewichtsstelle (und damit die obere Grenze einer Brackwasserzone) stromab rücken, wenn die Querschnitte des Beckens (oder Flusses) eingeschränkt werden, und stromauf, wenn sie vergrößert werden. Es wird hier nur von der o b e r e n Brackwassergrenze gesprochen. Sie ist für die deutschen Nordseeflüsse wichtiger als die u n t e r e Brackwassergrenze, die bei allen Flüssen außerhalb der Mündungsgebiete in der Deutschen Bucht liegt und deshalb die Verhältnisse in den Mündungsgebieten kaum beeinflussen kann.

Die Verlagerung der Gleichgewichtsstelle und damit der oberen Brackwassergrenze durch die T i d e b e w e g u n g kann man für den vorliegenden Zweck genau genug durch die Verlagerung der Gesamtwassermenge bei Flut- oder Ebbestrom, d. h. durch »mittlere Flut- und Ebbewege« ersetzen. Es handelt sich somit nur noch um die Frage, wie weit ein bestimmtes Massenteilchen bei Flutstrom mit der Tide stromauf zieht.

Setzt man

S_f = mittlerer Flutweg in m,
v_f = mittlere Geschwindigkeit während des Flutstroms in m/s,
D_f = Flutstromdauer in s,
Δt_f = Zeitspanne in s, die der Kenterpunkt K_f (Kenterung von Flut- auf Ebbestrom) braucht, um vom Anfangspunkt bis zum Endpunkt des Flutweges zu laufen,
T_f = Flutwassermenge in m^3/s,
F_f = mittlerer Durchflußquerschnitt auf der Strecke S_f während der Flutstromdauer D_f in m^2,
Q_o = Oberwassermenge in m^3/s an der Tidegrenze, so ist

$$S_f = v_f \cdot (D_f + \Delta t_f).$$ Darin ist

$$v_f = \frac{T_f}{F_f \cdot D_f} - \frac{Q_o}{F_f}.$$ Daraus ergibt sich

$$S_f = \left(\frac{T_f}{F_f \cdot D_f} - \frac{Q_o}{F_f}\right) \cdot (D_f + \Delta t_f)$$ und

$$S_f = \frac{T_f - Q_o \cdot D_f}{F_f \cdot D_f} \cdot (D_f + \Delta t_f) \cdot \qquad (1)$$

Aus dieser Gleichung sind diejenigen Größen zu entnehmen, die den mittleren Flutweg S_f und damit die Bewegung der oberen Brackwassergrenze beeinflussen. Der Flutweg wird größer, d. h. die obere Grenze der Brackwasserzone rückt stromauf, wenn bei jeweils sonst unveränderten Werten

1. die Flutwassermenge T_f größer,
2. die Oberwassermenge Q_o kleiner,
3. der Durchflußquerschnitt F_f kleiner wird.

Wenn also bei einer Stromregelung im Tidegebiet, ohne daß sich die Flutwassermenge vermehrt, die Durchflußquerschnitte vergrößert werden, dann wird sich bei gleichem, z. B. mittlerem Oberwasser die obere Brackwassergrenze stromab verlegen.

Allgemein ist die Verlegung der oberen Brackwassergrenze durch eine Stromregelung jedoch nicht mit Bestimmtheit vorauszusagen. Das ist nur möglich, wenn man die Wirkung der Baumaßnahmen auf alle in Betracht kommenden Größen vorher rechnerisch oder durch Modellversuche ermittelt hat.

2. Bildung von Ablagerungen in der Mischungszone von Salz- und Süßwasser.

Die Lage der Kenterpunkte ist von besonderer Bedeutung für die Sand- und Schwebstoffverfrachtung in der Mündung eines Tideflusses.

Die Kenterung des Flutstromes tritt erst eine gewisse Zeit nach Thw ein. Dadurch findet die Flutströmung bei höheren Wasserständen statt als die Ebbe-

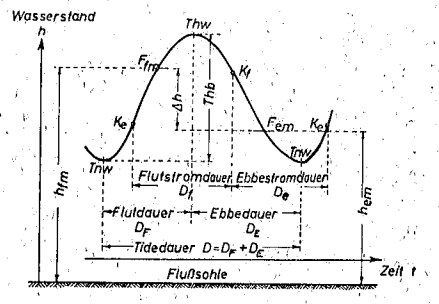


Abb. 5. Lage der Kenterpunkte in einer Tidekurve.

strömung (Abb. 5). Der mittlere Durchflußquerschnitt bei Flutströmung (F_{fm}) ist größer als bei Ebbeströmung (F_{em}). Das Querschnittsverhältnis $F_{fm} : F_{em}$ ist > 1. Abgesehen vom Oberwasser muß im Mittel in einer Tide die als Flutstrom auflaufende Wassermenge (T_f) bei Ebbestrom (T_e) wieder ablaufen.

Setzt man Q_{fm} = mittlere Wassermenge bei Flutstrom in m^3/s und
Q_{em} = mittlere Wassermenge bei Ebbestrom in m^3/s,
so erhält man mit den Näherungsgleichungen

$$T_{fm} = Q_{fm} \cdot D_f = v_{fm} \cdot F_{fm} \cdot D_f \text{ und}$$
$$T_{em} = Q_{em} \cdot D_e = v_{em} \cdot F_{em} \cdot D_e$$

und mit der Bedingung $T_{fm} = T_{em}$

$$\frac{v_{em}}{v_{fm}} = \frac{F_{fm}}{F_{em}} \cdot \frac{D_f}{D_e}.$$

Auf der rechten Seite ist im allgemeinen der Ausdruck $\frac{F_{fm}}{F_{em}} \geqq 1$, der Ausdruck $\frac{D_f}{D_e} \leqq 1$, das Produkt aus beiden $\lesseqgtr 1$.

Je größer die Wassertiefen sind, desto mehr nähert sich der Ausdruck $\frac{F_{fm}}{F_{em}}$ der 1. Da im Gebiet der deutschen Nordseeküste die mittlere Flutdauer D_F kleiner ist als die mittlere Ebbedauer D_E und auch die mittlere Flutstromdauer D kleiner ist als die mittlere Ebbestromdauer D_e, somit $D_f / D_e < 1$ ist, wird $\frac{v_{em}}{v_{fm}}$ ebenfalls < 1 sein, d. h. bei großen Tiefen ist die mittlere Flutströmung v_{fm} größer als die mittlere Ebbeströmung v_{em}. Näher zur Küste wächst wegen der abnehmenden Wassertiefe der Ausdruck

$$\frac{F_{fm}}{F_{em}} = \frac{B_{fm}}{B_{em}} \cdot \frac{h_{fm}}{h_{em}} = \frac{B_{fm}}{B_{em}} \left(\frac{h_{em}}{h_{em}} + \frac{\Delta h}{h_{em}}\right) = \frac{B_{fm}}{B_{em}} \left(1 + \frac{\Delta h}{h_{em}}\right).$$

Im offenen Meer sind die mittleren Breiten praktisch unendlich groß, sie können daher auf die Einheit bezogen und ihr Quotient = 1 gesetzt werden. Näher zur Küste und in den Tideflüssen wird h_{em} im allgemeinen rascher abnehmen als Δh, da die Tidehübe (infolge Reflexion) größer werden.

Mit wachsendem F_{fm} / F_{em} kann dann eine Stelle erreicht werden, an der

$$\frac{v_{em}}{v_{fm}} = \frac{F_{fm} \cdot D_f}{F_{em} \cdot D_e} = 1$$

wird. An der Flutstromgrenze ist $v_{fm} = 0$, $\frac{v_{em}}{v_{fm}} \to \infty$.

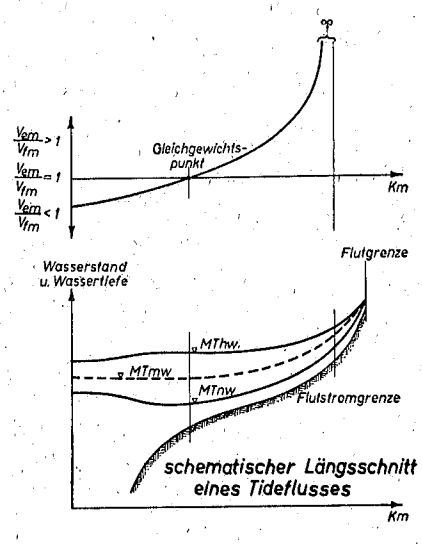


Abb. 6. Verhältnis der mittleren Ebbe- und Flußstromgeschwindigkeiten.

Es ergibt sich somit das in Abb. 6 skizzierte Bild. Die Lage des »Gleichgewichtspunktes« der Strömungen wird jedoch durch verschiedene Einflüsse noch verändert:

1. Mit steigendem Oberwasser eines Tideflusses verschiebt sich der Punkt stromab, mit fallendem Oberwasser stromauf.
2. In Tideflüssen ist wegen der seitlich des Stromes gelegenen Watten, die bei Flutstrom länger überströmt werden als bei Ebbestrom, $B_{fm} > B_{em}$ und damit $B_{fm} / B_{em} < 1$. Der »Gleichgewichtspunkt« wird dadurch stromab verlegt.
3. Die Brackwassererscheinungen, von denen noch gesprochen wird, verschieben den »Gleichgewichtspunkt« für die Geschwindigkeiten an der Sohle stromauf und für die Oberflächengeschwindigkeiten stromab.

Der Aufbau der Watten an der deutschen Nordseeküste, die zunehmende Verlandung des Jadebusens und die rasche Auflandung hinter dem Leitdamm an der unteren Ems deuten darauf hin, daß in Küstennähe der Flutstrom überwiegt (Abb. 7 und 8). Aus einem rd. 15 km langen Elbeabschnitt bei Brunsbüttelkoog sind in den drei aufeinanderfolgenden Jahren 1928 bis 1930 rd. 45 Mio. m^3 Sand nach See abgetrieben, in den folgenden Jahren (von 1931 bis 1936) sind dagegen 75 Mio. m^3 wieder eingetrieben (Abb. 9). Vom Oberlauf der Elbe stammen diese Mengen nicht, da der Abtrieb von dort im Mittel nur etwa 500 000 m^3 jährlich beträgt. Es ist daraus zu erkennen, daß von See her große Umwälzungen in den im Strom befindlichen Sandmassen auftreten, je nach dem Kräfteverhältnis zwischen den einzelnen Einflüssen auf die Sandwanderung.

Der »Gleichgewichtspunkt« ist als ein kritischer Punkt zu bezeichnen, denn oberhalb von ihm überwiegt die stromab und unterhalb die stromauf gerichtete Sandwanderung. Es kann daher an dieser Stelle eine in jeder Hinsicht unerwünschte Sandablagerung eintreten. Natürliche Vorgänge (Oberwasser, Eisgang, jahreszeitlich schwankende Tidehubgröße, wechselnde Dichteverhältnisse durch Temperaturschwankungen und -unterschiede zwischen See- und Flußwasser usw.) verlegen jedoch in teils periodischer, teils aperiodischer Folge den kritischen Punkt und damit das Gebiet der Sandanhäufung. So bilden sich z. B. in der Elbe zwischen Brunsbüttelkoog und der Oste Verflachungen. Wegen ihrer ungünstigen Lage im Fahrwasser mußten sie bis etwa Ende des Krieges fast alljährlich durch Baggerung beseitigt werden. Dann begann sich die 1939 beendete

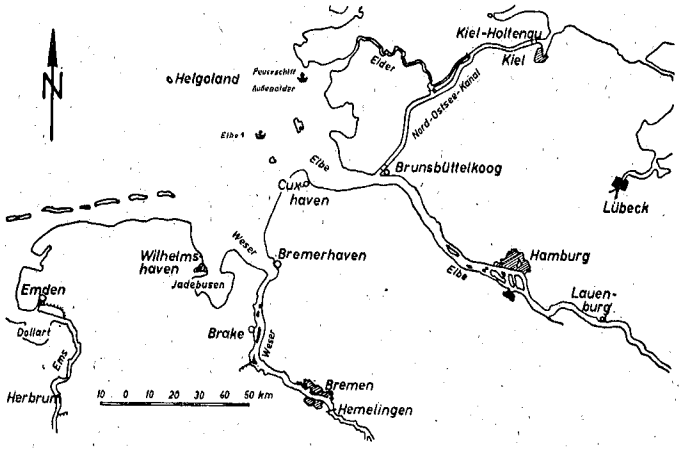


Abb. 7. Deutsche Nordseeküste.

Regelung dieser Strecke so auszuwirken, daß sich die Sandmassen seither außerhalb des Fahrwassers ablagern und Baggerungen nicht mehr erforderlich sind. Ähnliche Verhältnisse liegen in der Weser bei Kleinensiel vor, wo ebenfalls regelmäßig Eintreibungen vorkommen.

Durch keine Maßnahmen läßt sich der kritische Gleichgewichtspunkt als solcher beseitigen, wohl aber kann man versuchen, durch Regelungsmaßnahmen seine Lage in gewissen Grenzen zu verschieben.

Strenggenommen entspricht der Gleichgewichtspunkt der Strömungen nicht dem Gleichgewichtspunkt der Sandwanderung, da die Schleppkraft von der Strömungsgeschwindigkeit nicht linear abhängt, sondern für stationäre Strömungen nach dem Gesetz:

$$S = \alpha \cdot t \cdot J, \text{ woraus mit} \tag{2}$$

$$v = k \cdot R^{0,5} \cdot J^{0,5} \tag{3}$$

$$S = \beta \cdot v^2 \ (\beta = \alpha/k^2 \text{ und } R \approx t) \text{ folgt.} \tag{4}$$

In einem Tidefluß darf die Gleichung (3) nicht angewendet werden, da wegen der Tidebewegung dauernd Beschleunigungen und Verzögerungen in der Wasserbewegung auftreten, somit keine stationäre Strömung vorhanden ist. Solange noch keine befriedigende Lösung der rechnerischen Behandlung der Strömungen in einem Tidefluß gefunden ist, wird es auch nicht möglich sein, die Gesetzmäßigkeit der Sandwanderung in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit rechnerisch genauer zu erfassen. Man muß und kann sich daher mit der oben getroffenen Gleichsetzung als Näherung vorerst zufrieden geben.

Es wurde bereits erwähnt, daß die Brackwassererscheinungen die Lage des Gleichgewichtspunktes und damit die Sand- und Schwebstoffbewegung beeinflussen. Das ist begründet in der Verschiedenheit der Strömungsverteilung in der Lotrechten bei Flut- und Ebbestrom und in ihrem Einfluß auf die Sandwanderung an der Flußsohle und damit auf die Bettbildung und -erhaltung. Die unterhalb

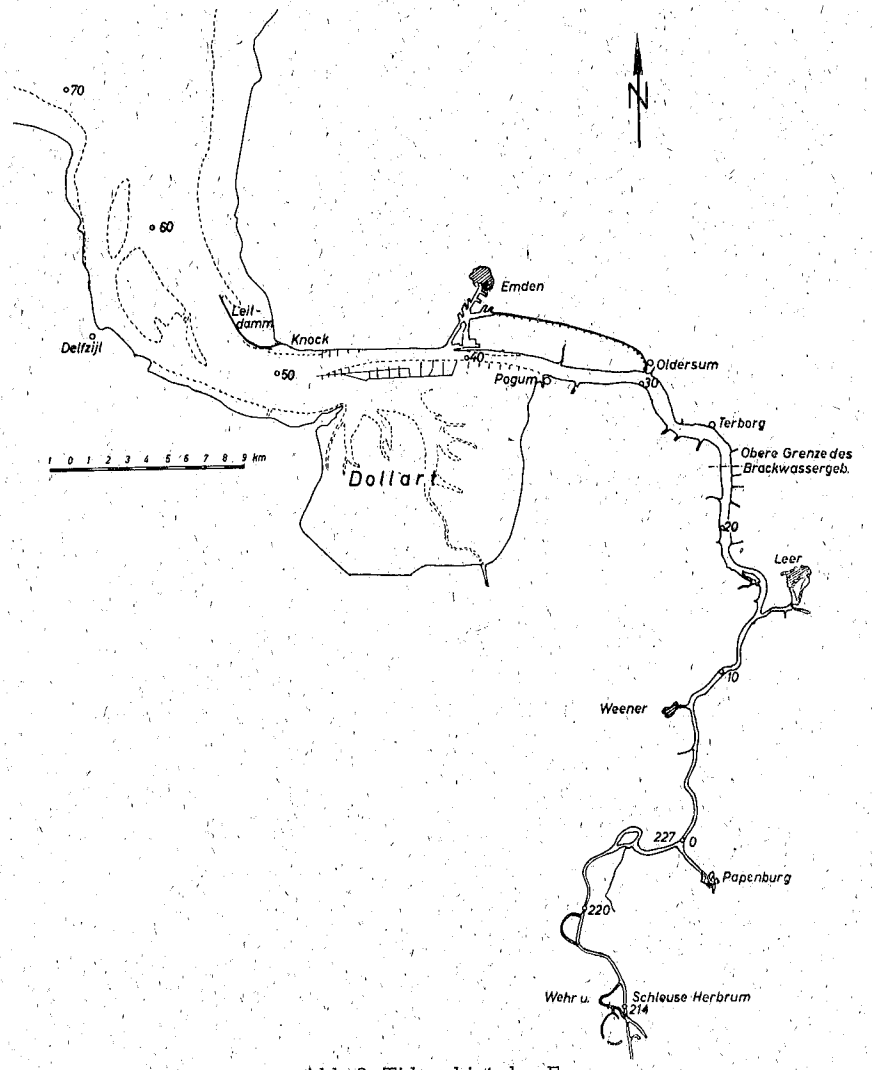


Abb. 8. Tidegebiet der Ems.

des Gleichgewichtspunktes an der Sohle die Ebbeströmung übertreffende Flutströmung wird eine stromauf gerichtete Sandwanderung herbeiführen und den Gleichgewichtspunkt für Sohlenströmungen stromauf verschieben. Sandwanderungsmessungen haben diese Folgerungen ebenso bestätigt wie die Form der Sandbänke im Brackwassergebiet. Diese Bänke haben in Richtung des Flutstroms einen flachen Anstieg und einen steilen Abfall am oberen Ende. Sie besitzen eine ähnliche Form wie Dünen, deren Steilhang auch in Lee liegt. Sie stellen Flutstrombänke dar.

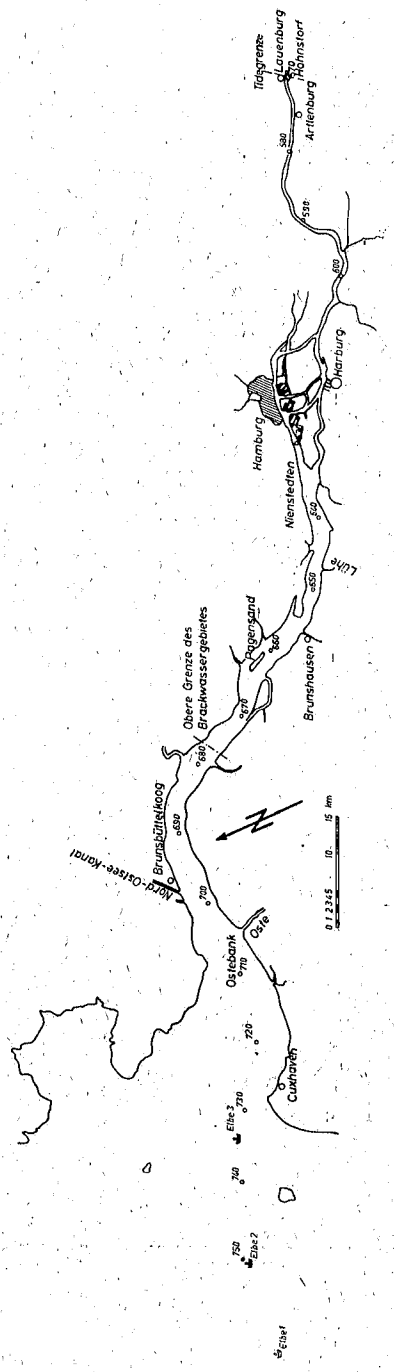


Abb. 9. Tidegebiet der Elbe.

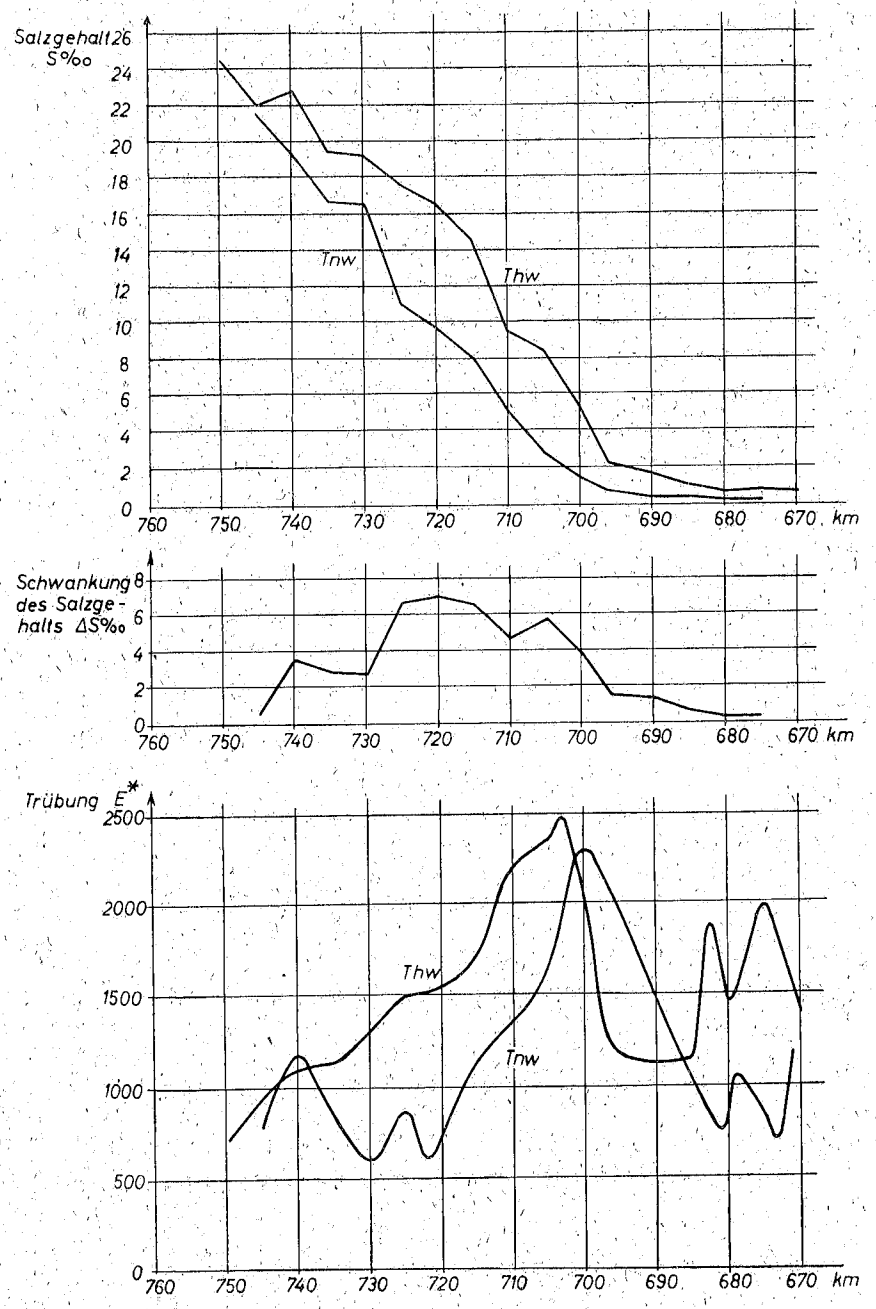


Abb. 10. Salzgehalt und Trübung der Elbe.

Das Dichtegefälle beeinflußt nicht nur die Sandwanderung, sondern auch die Schwebstoffbewegung, da diese u. a. auch vom Salzgehalt abhängt. Um diesen Zusammenhang näher zu untersuchen, fuhren Schnellboote mit einer solchen Geschwindigkeit stromauf, daß sie sich ständig auf der Hochwasserwelle zwischen Thw und K_f befanden. Dabei wurden regelmäßig Wasserproben entnommen. Die

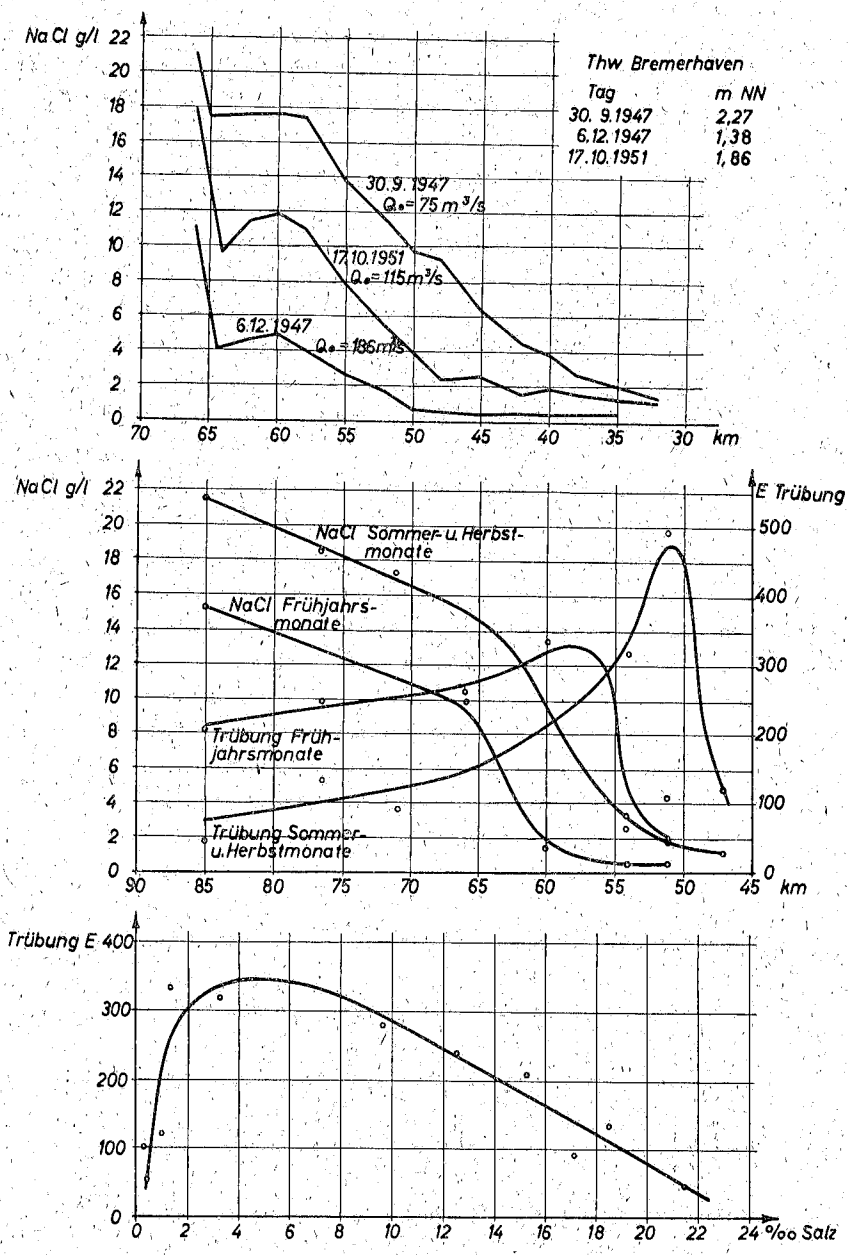


Abb. 11. Salzgehalt und Trübung der Weser.

hierbei festgestellten Salzgehalte entsprechen wegen des Entnahmezeitpunktes etwa den Höchstwerten während der Meßtide (Abb. 10 bis 12). Die Unregelmäßigkeiten in den Kurven sind darauf zurückzuführen, daß die Meßfahrzeuge nicht im Stromstrich, sondern in den Richtfeuerlinien fuhren; da im Fluß nicht nur ein Dichtegefälle in der Längsrichtung, sondern auch in der Querrichtung vorhanden ist, haben die Fahrzeuge auch Bereiche geringeren Salzgehalts auf der Fahrt berührt.

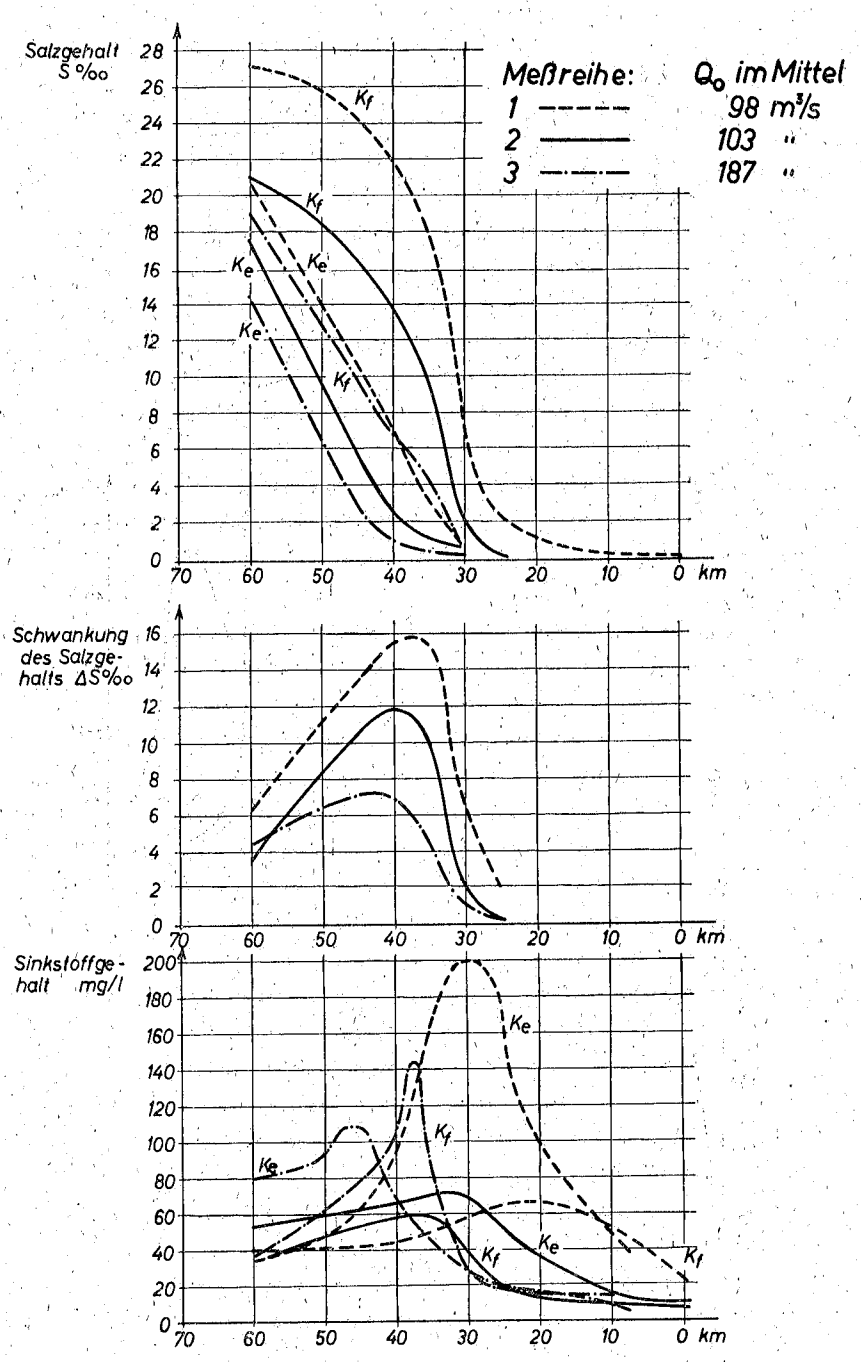


Abb. 12. Salz- und Sinkstoffgehalt der Ems.

In allen drei Flüssen wurde festgestellt, daß bei einem Salzgehalt von etwa 2 bis 5 ‰ der größte Sinkstoffgehalt vorhanden ist. Außerdem zeigen die Messungen in der Ems, daß im allgemeinen bei K der Sinkstoffgehalt größer ist als bei K ; der

größte Sinkstoffgehalt ist bei K_e zur Zeit des kleinen Oberwassers und bei K_f zur Zeit des großen Oberwassers vorhanden. Diese Angaben zu der wichtigen Frage der Bildung von Ablagerungen im Brackwasser können vorerst noch nicht durch hinreichend gesicherte Untersuchungen in ihren inneren Zusammenhängen erklärt werden.

3. Ergebnisse von Salzgehaltsmessungen aus den Tidegebieten der Elbe, Weser und Ems und aus dem Nord-Ostsee-Kanal.

Will man die Wirkung von Dichteunterschieden untersuchen, so müßte man eigentlich die hauptsächlich von Temperatur und Salzgehalt abhängige Dichte messen. Nähere Beobachtungen ergaben jedoch, daß es genügt, den Einfluß des Salzgehalts, der überwiegend die relativen gleichzeitigen Dichteunterschiede hervorruft, zu bestimmen; deshalb wurden nur Salzgehaltsmessungen ausgeführt.

In der Elbe werden die Wasserproben mit Wasserschöpfern oder mit Bleiflaschen entnommen, die nach dem Wegfieren durch eine an einem Korkstöpsel befestigte Reißleine geöffnet werden. Als brauchbares und hinreichend genaues Auswertungsverfahren hat sich die Bestimmung des von der Dichte abhängigen Lichtbrechungsindex ergeben. Dazu dient das Zeiß'sche Eintauch-Refraktometer. Die Salzgehaltswerte werden nach internationaler Regel auf eine Temperatur von 17,5° C bezogen. Die Ergebnisse sind mit einer Ungenauigkeit von ± 0,1 ‰ Salzgehalt behaftet. Mit dem Refraktometer können im Mittel 150 Proben je Stunde ausgewertet werden.

Der Salzgehalt wird in der Weser seit 1887 nur durch chemische Titration nach Mohr durch Ausfällen von Silberchlorid festgestellt. Die gefundenen Chloridmengen werden in Kochsalz umgerechnet und in g/l angegeben. Um die Messung zu beschleunigen, wird eine empirische, auf 20 cm abgestimmte Lösung und eine automatische Bürette verwendet, die etwa 30 Messungen in der Stunde ermöglicht.

Um Augenblickswerte bei der Entnahme einer Wasserprobe mit einer Flasche mit Stöpsel zu vermeiden, werden an der Ems Wasserflaschen mit Einlauf-Düsen verwendet, die sich in etwa einer halben Stunde füllen. Der Salzgehalt wird durch Titrieren festgestellt. Als Titer wird Silbernitrat und als Farbindikator Kaliumchromat benutzt. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird mit 10 cm^3 Grundsubstanz gearbeitet und der ‰-Gehalt aus den Knudsen'schen Tabellen entnommen. Die Ergebnisse haben einen geringen Fehler, der darauf zurückzuführen ist, daß diese Methode auf die Salzzusammensetzung des Meerwassers geeicht ist, die von der des Brackwassers etwas abweicht.

Die Trübungen werden an der Elbe und Weser mit einem Durchsichtigkeitsmeßgerät bestimmt, in dem sich eine Selenzelle befindet. Die Angaben des Gerätes werden nach einer Eichkurve ausgewertet. Die Eichkurve wird täglich nach Wasserproben ermittelt, deren Trübung zuerst in dem Gerät und deren Feststoffgehalt dann durch Eindampfen der Probe bestimmt wird.

An der Ems werden die Wasserproben eingedampft. Da die Feststoffmengen in einer einzigen Probe zum Analysieren zu klein sind, werden die Feststoffe mehrerer Proben gleicher Tidephasen vor der Analyse zusammengeschüttet.

Die Elbe (Abb. 9) durchfließt bei einer Gesamtlänge von 1112 km von der deutsch-tschechischen Grenze bis Cuxhaven eine Strecke von 725 km Länge, davon sind zur Zeit die letzten 155 km den Gezeiten unterworfen. Beim Eintritt ins Tidegebiet hat die Elbe ein mittleres Oberwasser von $Q_{om} = 600$ m^3/s bei einer mittleren Wassertiefe von rd. 3 m. Von Hamburg (km 620) ab ist die Unterelbe auf

10 m unter MTnw ausgebaut. Bei Cuxhaven beträgt die mittlere Flutwassermenge $Q_m = 27\,500\ m^3/s$, so daß sich

$$\frac{Q_{fm}}{Q_{om}} = \frac{27500}{600} = 46 \text{ ergibt.}$$

Die W e s e r (Abb. 13) hat vom Zusammenfluß ihrer Quellflüsse Werra (Länge: 276 km) und Fulda (Länge: 180 km) bis zu ihrer Abdämmung bei Bremen eine Länge von 367 km. Die mittlere Oberwassermenge beträgt $Q_{om} = 286\ m^3/s$. Bei Bremerhaven — 66 km unterhalb von Bremen — besteht ein Verhältnis von

$$\frac{Q_{fm}}{Q_{om}} = \frac{8024}{286} = 28.$$

Die E m s (Abb. 8) ist auf einem großen Teil ihres 345 km langen tidefreien Laufes kanalisiert. Ihr Tidegebiet setzt sich aus dem 52 km langen, am oberen Ende abgedämmten Flußlauf und dem einer Meeresbucht ähnlichen Dollart mit der Außenems zusammen. An der Knock verhält sich

$$\frac{T_m}{Q_{om} \cdot D_m} \cong \frac{Q_{fm}}{Q_{om}} \cong \frac{193}{5} \cdot \frac{10^6}{10^6} = 39.$$

Die oberen Grenzen der Brackwassergebiete der drei Flüsse sind auf Abb. 8, 9 und 13 eingezeichnet. In der Weser liegt die obere Grenze des Brackwassergebiets bei km 36. Bei $Q_o = 400\ m^3/s$ rückt die obere Grenze der Brackwasserzone bis nach km 58. Da die höchste Oberwassermenge bis $Q_o = 4000\ m^3/s$ wachsen kann, muß angenommen werden, daß die obere Grenze der Brackwasserzone bis über Bremerhaven (km 66) hinaus stromab rücken kann. Die untere Grenze der Brackwasserzone kann weder in der Elbe noch in der Weser oder Ems angegeben werden, da bisher keine ausreichenden Messungen durchgeführt wurden. Abb. 14 zeigt, daß sie in der Elbe außerhalb von Feuerschiff »Elbe I« liegen wird.

Zwischen den Grenzen des Brackwassergebiets bewegt sich die Brackwasserzone. Zwischen ihrer Lage und der O b e r w a s s e r m e n g e besteht ein enger Zusammenhang. Aus den Abb. 10, 11 und 12 ist zu ersehen, daß sie mit wachsendem Oberwasser stromab, mit fallendem Oberwasser stromauf rückt. Um diesen Einfluß näher zu untersuchen, wird seit 1947 in der E l b e bei Cuxhaven eine Viertelstunde vor dem vorausberechneten Thw der Salzgehalt an der Oberfläche gemessen. Die Ergebnisse sind für die Zeit vom 10. April 1947 bis zum 19. Juli 1948 zusammen mit dem zugehörigen Windstau Δh (= eingetretenes Thw_e — vorausberechnetes Thw_v) und dem gleichzeitigen Oberwasser aufgetragen (Abb. 15). Unter der Voraussetzung, daß an den Stellen für $\Delta h = o$ der Salzgehalt »echt« ist, für $\Delta h > o$ jedoch ein zu großer und für $\Delta h < o$ ein zu geringer Salzgehalt gemessen wurde, wurde eine Ausgleichskurve eingezeichnet. Auf Abb. 16 sind für den gleichen Zeitraum die ausgeglichenen Salzgehalte mit den gleichzeitigen Oberwassermengen in Beziehung gesetzt. Der Korrelationskoeffizient ist für die Zeit vom 10. April 1947 bis zum 23. April 1951 zu $r = 0{,}897$ ermittelt worden. Ihm entspricht die in Abb. 16 eingezeichnete Ausgleichsgerade. Der Korrelation liegen sämtliche Meßergebnisse zugrunde, auch diejenigen, bei denen wegen einer geschlossenen Eisdecke die Pegelstände und die daraus errechneten Abflußmengen nicht den wirklichen Abflußverhältnissen entsprechen. Eine feste Beziehung einer in Abb. 15 erkennbaren Phasenverschiebung zwischen der Salzgehalts- und der Oberwasserkurve wurde noch nicht gewonnen.

Um festzustellen, wie weit der Einfluß des Oberwassers auf den Salzgehalt in die Nordsee hineinreicht, sind auf Abb. 14 ältere Salzgehaltsmessungen von Feuerschiffen und bei Helgoland zusammengestellt worden. Die Wasserproben sind

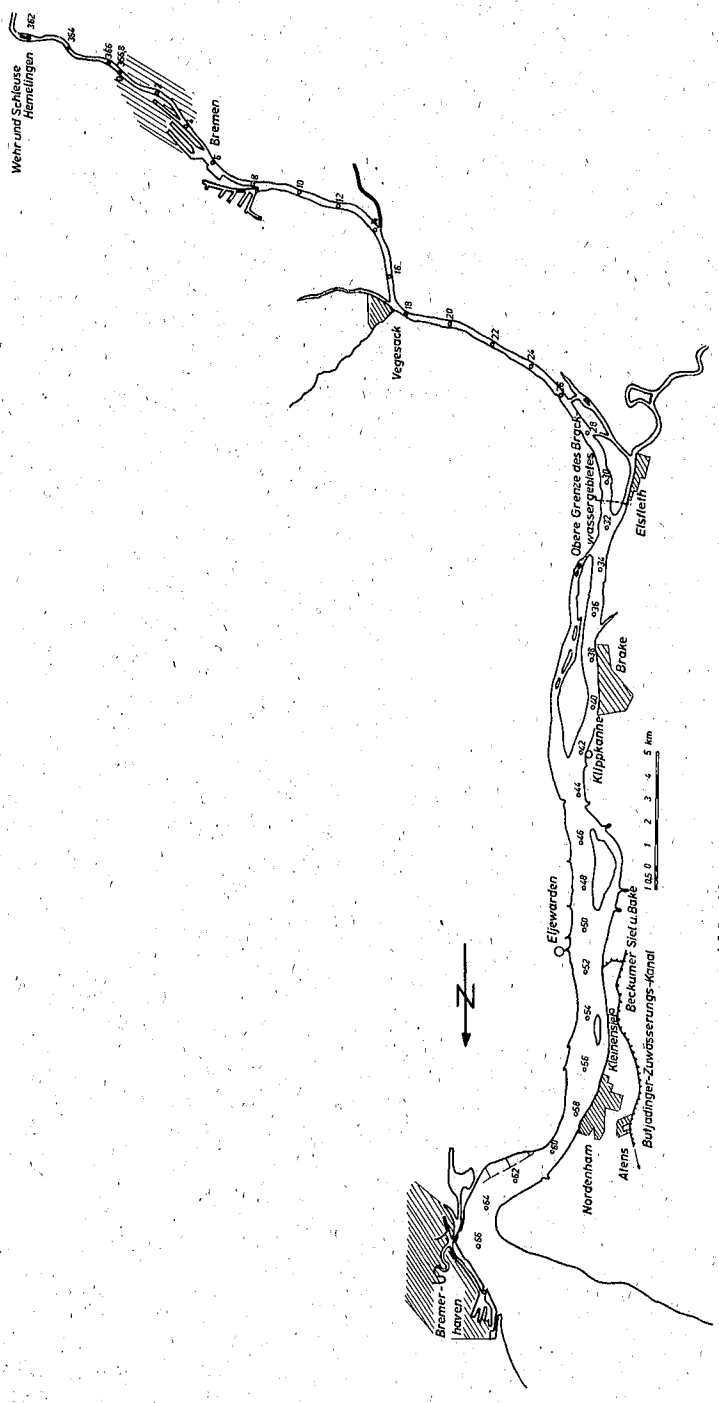


Abb. 13. Tidegebiet der Weser.

alle an der Oberfläche entnommen. Der Einfluß ist beim Feuerschiff »Elbe 4« in dem Monatsmittel noch erkennbar, beim Feuerschiff »Elbe 1« nur noch wenig, bei Helgoland und dem Feuerschiff »Außeneider« nur noch in den Jahresmitteln.

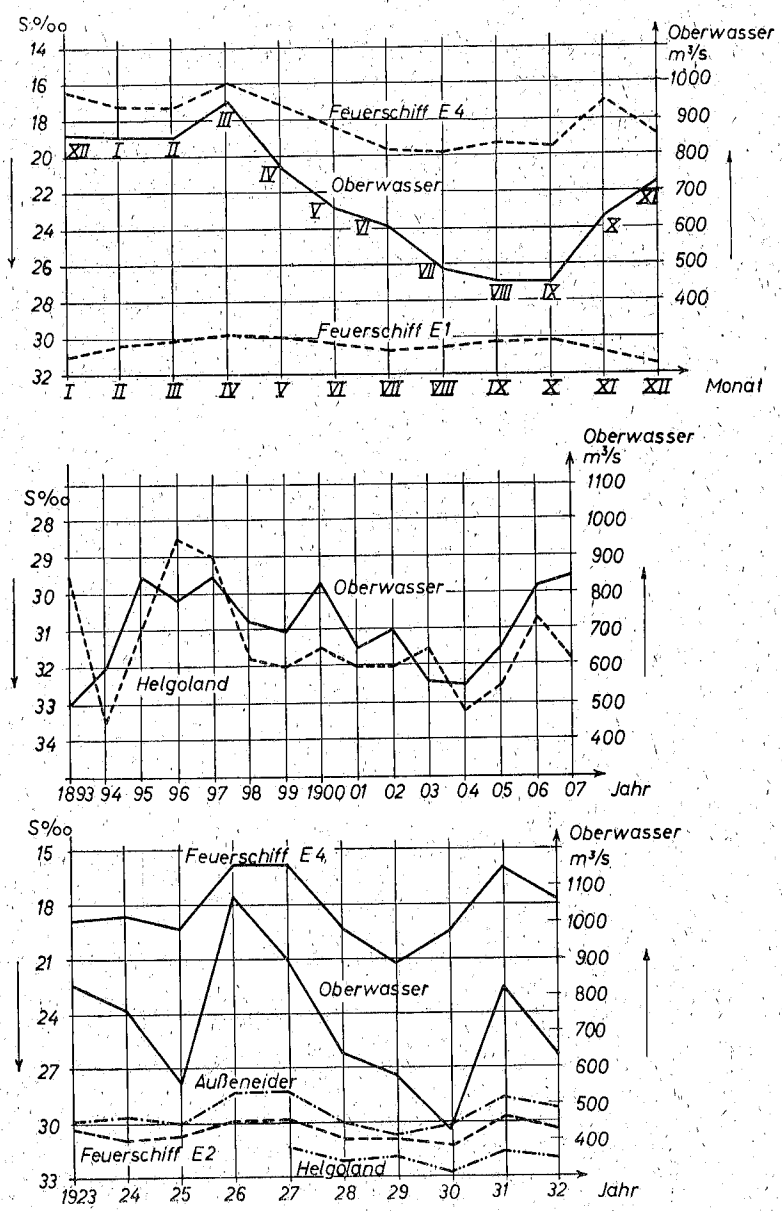


Abb. 14. Monats- und Jahresmittel des Salzgehaltes in der Elbe und in der Deutschen Bucht und des Oberwassers der Elbe bei Darchau km 536.

Die Messungen in der E m s sind für einen Brackwasserkörper ausgewertet, der an seiner oberen Grenze einen Salzgehalt von 1,8 ‰ und an seiner unteren Grenze von 18 ‰ hat (Abb. 17). Die Ergebnisse zeigen, daß die Lage der Brack-

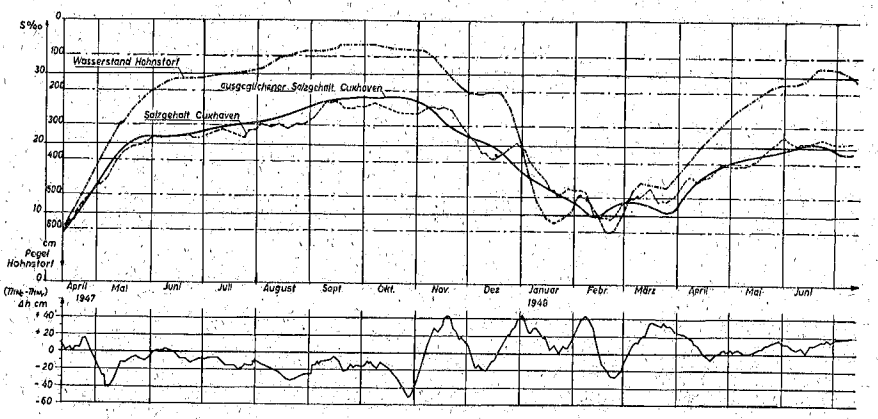


Abb. 15. Zusammenhang zwischen Oberwasser und Salzgehalt der Elbe Ganglinien.

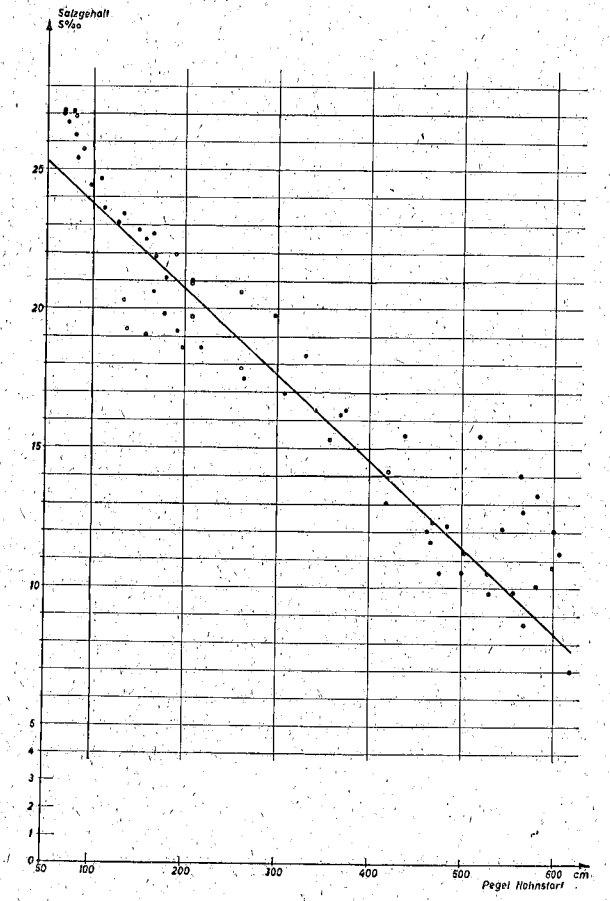


Abb. 16. Zusammenhang zwischen Oberwasser und Salzgehalt der Elbe Korrelation.

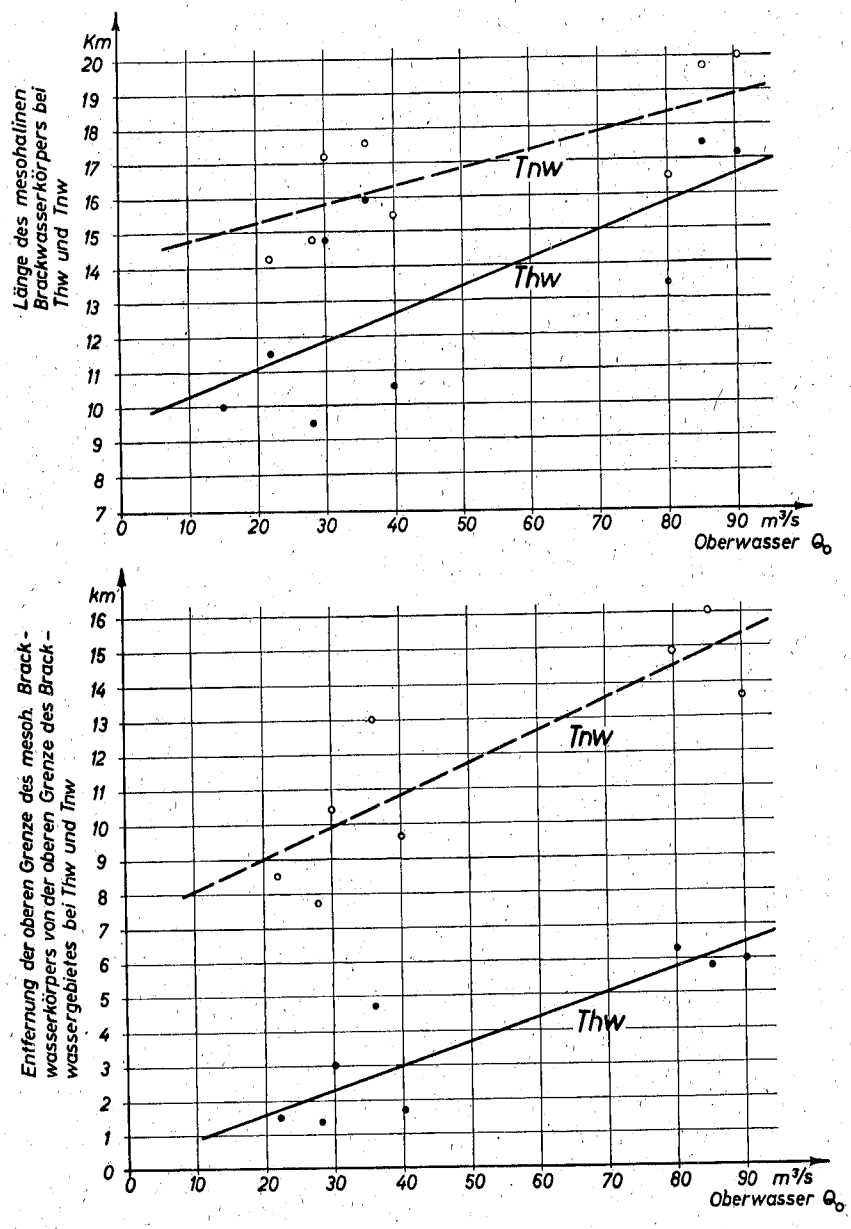


Abb. 17. Bewegung des mesohalinen Brackwasserkörpers in der Ems in Abhängigkeit vom Oberwasser bestimmt aus den Monatsmitteln.

wasserzone nicht nur vom Oberwasser, sondern auch von der Tide abhängt. Bei gleichem Oberwasser liegt die obere Grenze der Brackwasserzone bei Thw weiter stromauf als bei Tnw (Abb. 12 und 17). Außerdem ist der Brackwasserkörper bei Thw kürzer als bei Tnw. Er rückt also stromauf und wird gleichzeitig zusammengedrückt. Messungen in der Weser ergaben, daß mit wachsender Höhe

des Thw der Salzgehalt an einer Meßstelle steigt (Abb. 18 und 19), d. h. die obere Brackwassergrenze stromauf rückt.

Der Einfluß des Windstaus auf den Salzgehalt wird besonders deutlich, wenn der Wind seine Richtung wechselt (Abb. 15). Der Einfluß der periodischen

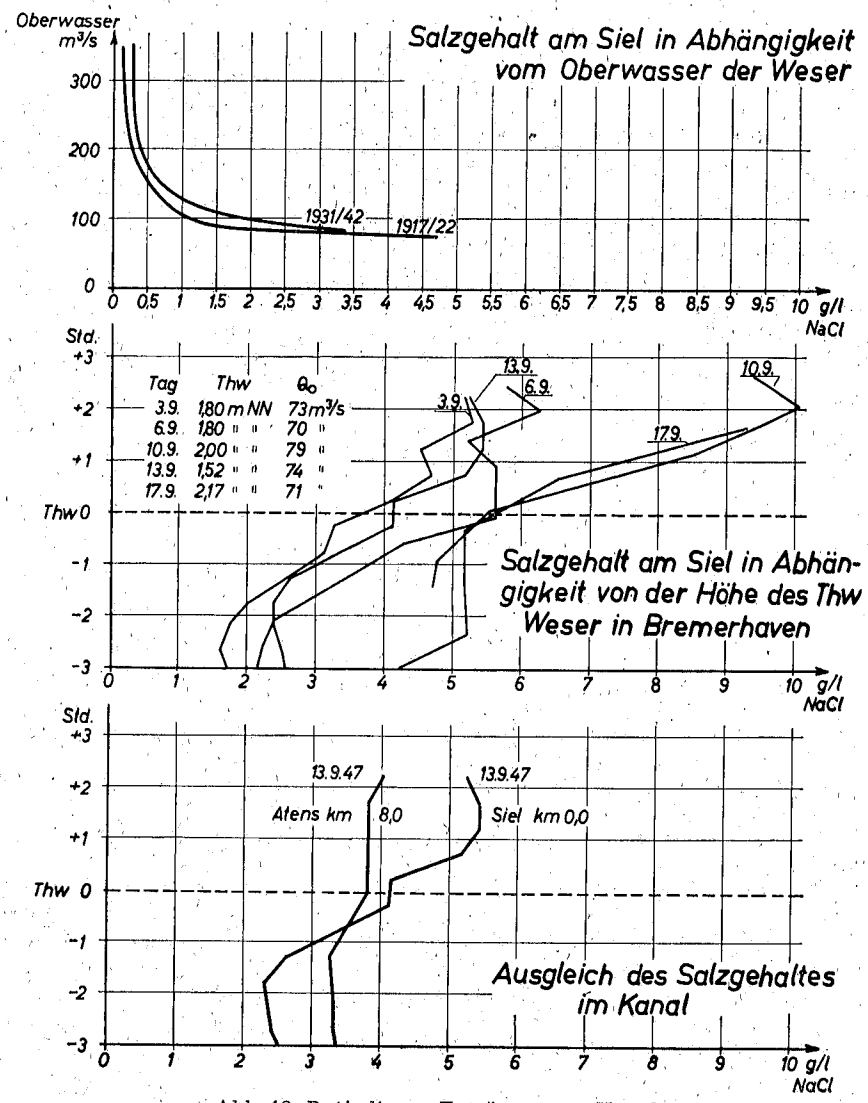


Abb. 18. Butjadinger-Zuwässerungs-Kanal.

Schwankungen des Tidehubs entsprechend der Mondstellung und der jahreszeitlichen Schwankungen des Salzgehalts der Nordsee auf den Salzgehalt des Brackwassergebiets ist nicht zu erkennen. Beide Einflüsse sind zweifellos vorhanden, werden jedoch von den Einflüssen des Oberwassers und des Windstaus zu sehr überlagert.

Es soll hier noch auf eine eigenartige Erscheinung in der Kurve für den Salzgehalt an der Oberfläche während einer Tide hingewiesen werden (Abb. 20).

Der Salzgehalt steigt mit dem Flutstrom und erreicht kurz vor dem Kentern von Flut- auf Ebbestrom seinen höchsten Wert. Dann setzt sofort ein steiler Abfall des Salzgehalts ein. Nach einiger Zeit steigt er wieder leicht an und paßt sich dann dem allgemeinen Abfall entsprechend der Ebbeströmung an. Diese »Störung« ist nur in der Salzgehaltskurve der Oberfläche vorhanden. Der Abfall rührt daher, daß die Strömung an der Oberfläche früher kentert als an der Sohle. Da die Ebbeströmung an der Oberfläche salzärmeres Wasser von oberstrom heranbringt, fällt die Salzgehaltskurve steil ab. Die gegenüber der Grundströmung schneller anwachsende Oberflächenströmung saugt salzhaltigeres Wasser aus der Tiefe an. Der Salzgehalt an der Oberfläche steigt wieder. Das Aufsteigen des salzhaltigen Wassers von der Sohle zur Oberfläche macht sich in der senkrechten Verteilung der Schwebstoffe bemerkbar. Es zeigt sich an dieser Stelle ein deutliches Maximum des Schwebstoffgehalts, das darauf hinweist, daß Schwebstoff von der Sohle zur Oberfläche emporgerissen wird.

Der Salzgehalt im rd. 100 km langen Nord-Ostsee-Kanal (Abb. 7) ist bei den Schleusen in Kiel-Holtenau am größten und unmittelbar vor der Schleuse in Brunsbüttelkoog am kleinsten (Abb. 21). Er nimmt von Holtenau nach Brunsbüttelkoog ziemlich gleichmäßig ab. Dem Verlauf des Salzgehalts im Nord-Ostsee-Kanal entspricht seine Fauna, die zu etwa 90 % aus der Ostsee und nur zu etwa 2 % aus der Elbe einwanderte. Der Rest stammt aus in den Kanal einmündenden Zuflüssen.

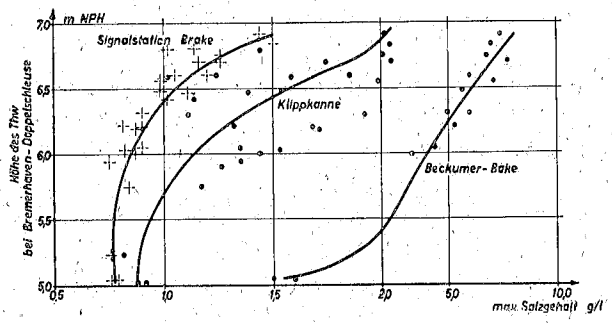


Abb. 19. Salzgehalte in der Weser in Abhängigkeit von der Höhe des Thw.

Die Messung am 18. Mai 1938 fand nach einer mehrwöchigen Trockenperiode statt, während der Messung am 7. Juli 1938 stärkere Regenfälle vorangingen. Im östlichen, durchweg eingeschnittenen Teil des Kanals haben die Niederschläge den Salzgehalt erniedrigt. Der Einfluß der Einmündung der Obereider in den Kanal ist deutlich zu erkennen. Der am 7. Juli 1938 höhere Salzgehalt im vorwiegend im Auftrag liegenden Westabschnitt des Kanals ist auf die verstärkte Längsströmung infolge der stärkeren Zuflüsse im Ostabschnitt zurückzuführen.

4. Einwirkung der bisher ausgeführten Baumaßnahmen auf das Brackwassergebiet.

Die Überlegung, daß die Brackwasserzone mit verringerter Flutwassermenge stromab rückt, wird durch die Folgen der Regelungsarbeiten an der Elbe und Weser bestätigt.

Von 1897 bis 1902 fanden die ersten größeren Baggerungen in der Elbe bei Nienstedten (Abb. 9) statt. Es folgten 1902 bis 1904 Baggerungen bis zur Lühe und 1910 bis 1913 die Regelung des Stromes zwischen Hamburg und Bruns-

hausen, 1925 bis 1936 die Teilregelung bei der Ostebank und 1928 bis 1935 bei dem Pagensand statt. Dadurch hat die Größe der Tidehübe im unteren Stromgebiet ab-, im oberen zugenommen (Abb. 22).

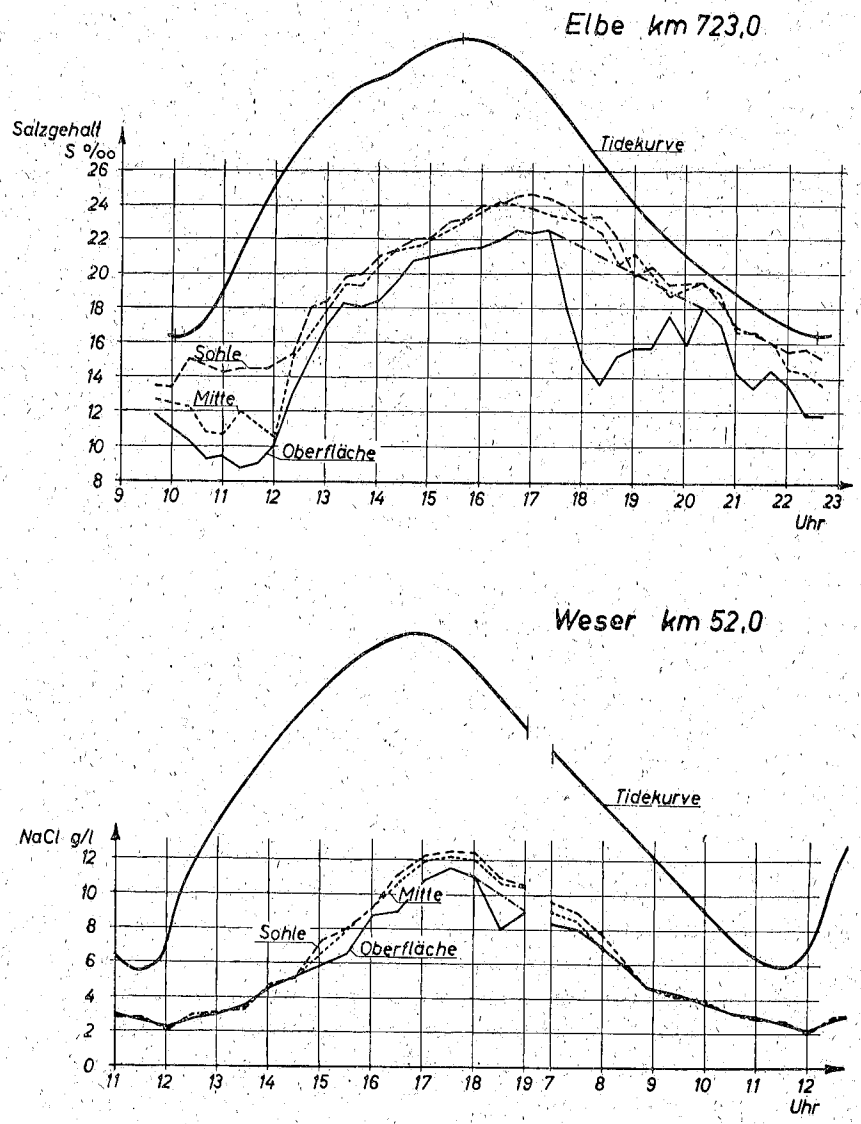


Abb. 20. Verlauf des Salzgehaltes während einer Tide.

Diese Erscheinung ist auf die Reflexion der Tidewelle zurückzuführen. Durch eine vollständige Abdämmung eines Tideflusses wird das Thw gehoben und das Tnw gesenkt (Abb. 23 A). Ein Hindernis im Strom, das dem unbehinderten Auflaufen der Tidewelle entgegensteht, kann einer teilweisen Abdämmung gleichgesetzt werden. Das Hindernis kann bestehen in einer Barre, in einer zu starken Krümmung, in einer Strombettverwilderung usw. (Abb. 23 B).

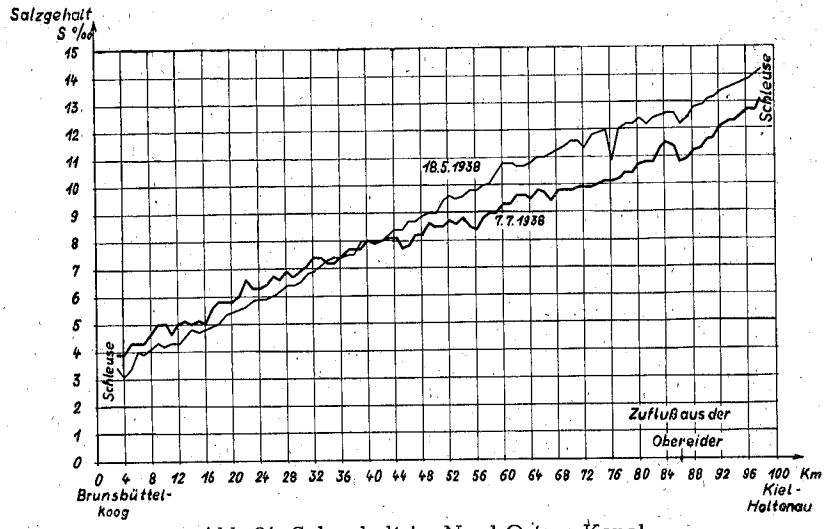


Abb. 21. Salzgehalt im Nord-Ostsee-Kanal.

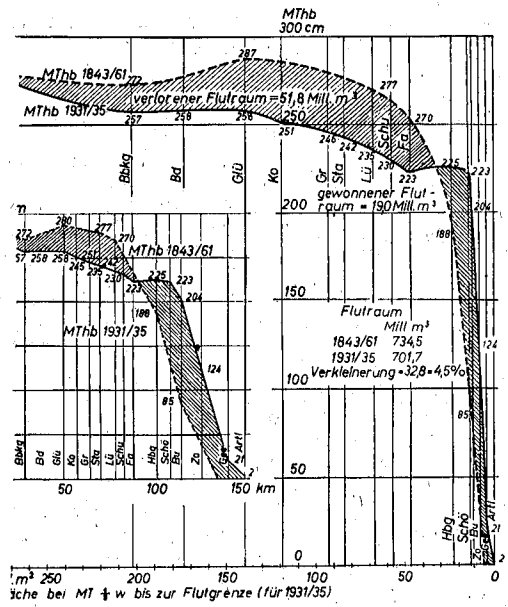


Abb. 22. Änderung des Flutraumes in der Elbe 1843/61 bis 1931/35.

Wird das Hindernis durch eine Regelung beseitigt, so schafft man den umgekehrten Fall einer teilweisen Abdämmung, d. h.

1. unterhalb der Regelungsstrecke wird der Tidehub im allgemeinen durch Senkung des Thw und Hebung des Tnw verringert;
2. oberhalb der Regelungsstrecke wird der Tidehub im allgemeinen durch Hebung des Thw und Senkung des Tnw vergrößert, und
3. die Tidegrenze rückt höher, falls der Tidefluß nicht abgedämmt ist.

Für die Beurteilung der Flutraumänderung ist die über die Oberfläche aufgetragene Darstellung anschaulicher (Abb. 22). Die Flächen zwischen den Verbindungslinien der Tidehübe stellen unmittelbar die Flutraumänderung dar. Die Vergrößerung der Tidehübe im oberen Stromgebiet hat die Verminderung des Flutraumes durch Verkleinerung der Tidehübe im unteren Stromlauf nicht wettgemacht. Insgesamt hat sich der Flutraum der Elbe oberhalb von Cuxhaven um rd. 4,5 % verkleinert.

Die Verkleinerung der Tidehübe im Unterlauf der Elbe hat vor allem das Tnw gehoben, ein Umstand, der bei weiterem gleichsinnigen Fortgang für die Entwässerung der Elbemarschen ungünstig werden kann, weil dadurch die Sielzugzeiten verkürzt werden und teilweise bereits verkürzt worden sind.

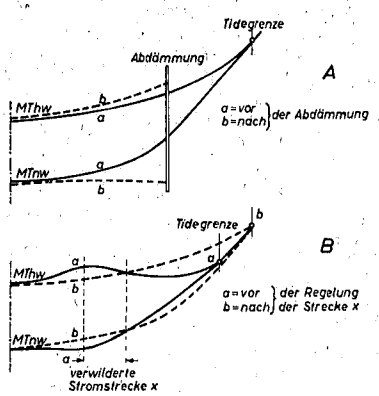


Abb. 23. Änderung des Tidehubes durch Abdämmung und Regelung eines Tideflusses.

Aus der Zeit vor Beginn der Regelungsarbeiten sind keine Messungen über die Lage des Brackwassergebiets in der Elbe bekannt. Diese setzten erst zu Beginn der Regelungen ein. In Abb. 24 A sind die Salzgehaltsunterschiede während einer Tide als langfristiges Mittel aus der Zeit zu Beginn und nach dem vorläufigen Abschluß der Strombauarbeiten gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß der größte Salzgehaltsunterschied etwa 10 km stromab gerückt und um 6 ‰ kleiner geworden ist. An der Alten Liebe in Cuxhaven ist der Salzgehaltsunterschied um 3 ‰ gefallen. Auch aus einem Vergleich anderer Messungen (Abb. 24 B) ergibt sich für Cuxhaven, daß der mittlere Salzgehalt in etwa dem gleichen Zeitraum um 3 ‰ abnahm.

Die Brackwasserzone hat sich jedoch durch die Verringerung des Flutraumes der Elbe stromab verlagert.

Der W e s e r - A u s b a u ist in folgenden Abschnitten vor sich gegangen:

Jahr	Ausbau für Schiffe mit einem Tiefgang von
1887/95	5 m
1906/11	Abdämmung der Weser durch Wehranlage Bremen-Hemelingen
1913/21	7 m
1922/24	7 m (erweiterter Ausbau)
1925/33	8 m

Die Abb. 25 zeigt die Entwicklung der Wasserstände und des Tidehubes von 1880 bis 1950. Besonders die Kurven für den Tidehub lassen die Abhängigkeit des Tidehubes von den Ausbauten und ihren Folgen erkennen. Der stufenförmige

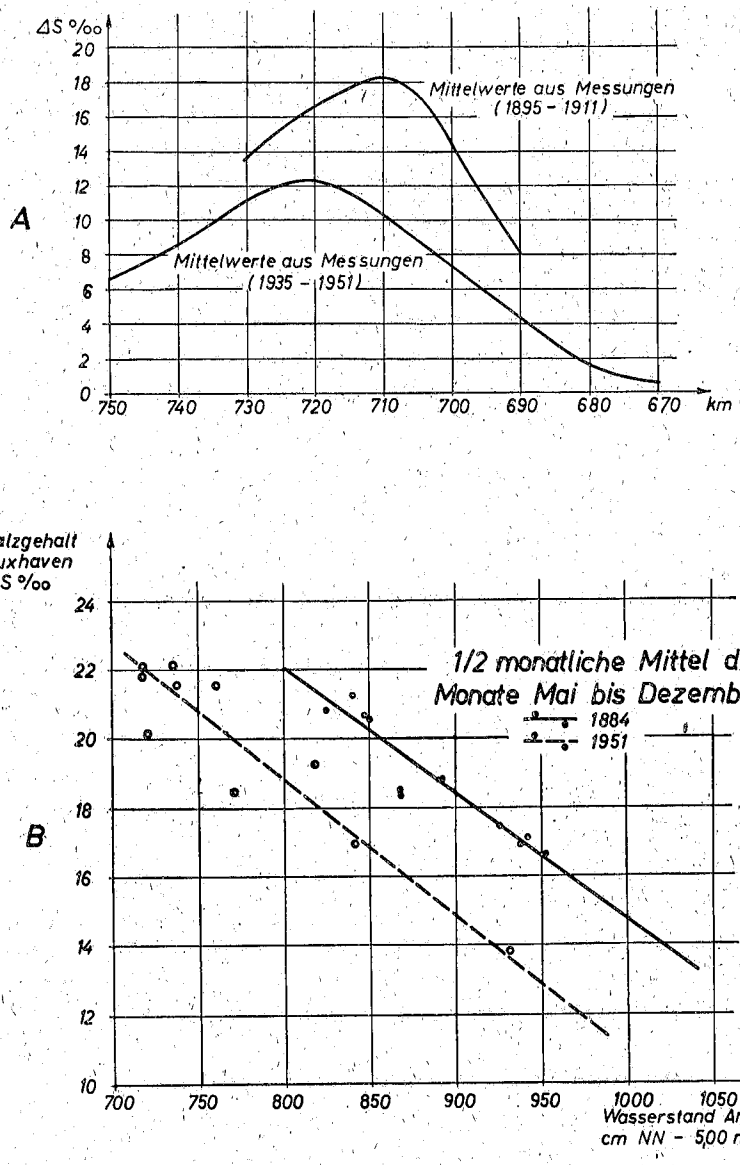


Abb. 24. A. Schwankungen des Salzgehaltes △ S in der Elbe während einer Tide. B. Zusammenhang zwischen dem Wasserstand in Artlenburg und dem Salzgehalt in Cuxhaven.

Anstieg des Tidehubes ist durch Ausbauabschnitte bedingt. Die Vergrößerung des Tidehubes hätte die Tidewassermenge ansteigen und die Brackwasserzone stromauf rücken lassen müssen. Der Salzgehalt in der Brackwasserzone hätte also steigen müssen. Abb. 26 zeigt jedoch, daß bis 1920 (während des 7-m-Ausbaus)

der Salzgehalt in Bremerhaven, Nordenham und Eljewarden fällt. Erst nach 1920 beginnt er wieder zu steigen. Diese Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß

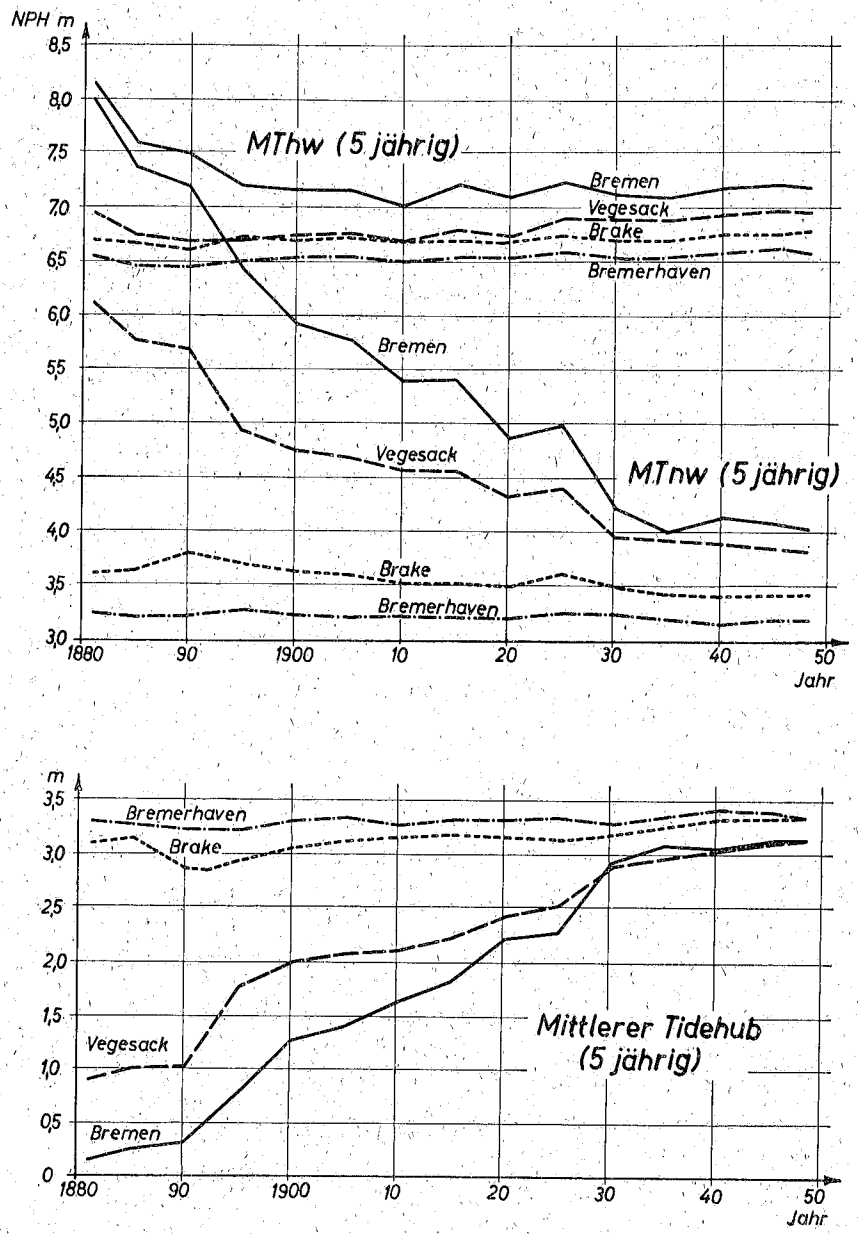


Abb. 25. Entwicklung der Wasserstände und mittleren Tidehübe der Unterweser.

durch die ersten Korrektionen zahlreiche am oberen Ende geschlossene Nebenarme und zwischen Tnw und Thn liegende Flächen verlandeten oder mit Baggergut aufgehöht wurden. Deswegen nahm die Tidewassermenge entgegen der Erwartung ab und die obere Grenze der Brackwasserzone rückte stromabwärts. Der

Salzgehalt an den Meßstellen nahm ab. Erst nachdem die Altarme und Außendeichsflächen bis über MThw aufgelandet waren, erhöhte der weitere Ausbau wieder die Tidewassermenge. Dadurch rückte dann auch die obere Brackwassergrenze wieder stromauf.

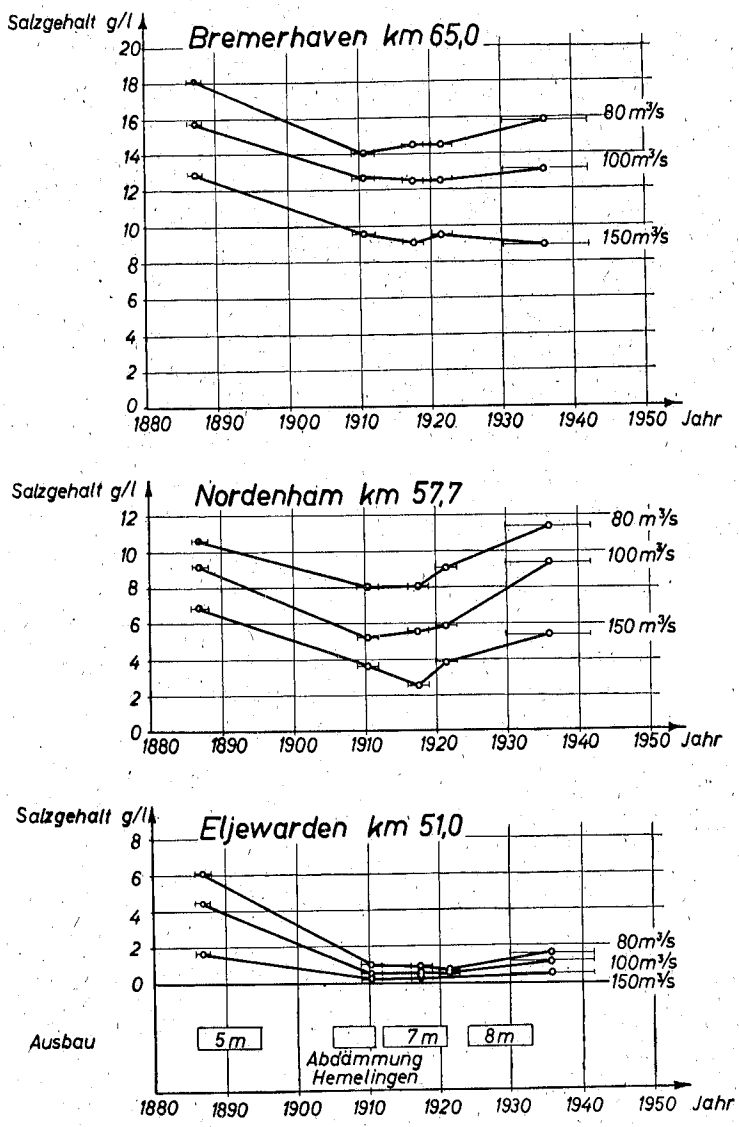


Abb. 26. Veränderung des Salzgehaltes in der Weser seit 1887/88.

5. Der Einfluß auf landwirtschaftlich genutztes Land und auf die Versorgung mit Süßwasser.

Es liegen nur Unterlagen aus dem Wesergebiet vor.

Seit 1888 wurde der Salzgehalt im Boden bestimmter Musterstrecken von Außendeichsländereien festgestellt. Da der Salzgehalt der Oberflächenschichten zu sehr den Zufälligkeiten der Witterung ausgesetzt ist, wurden in Tafel 1 nur die

Tafel 1.

Veränderungen des Bodensalzgehaltes und des landwirtschaftlichen Wertes
von Außendeichsländereien an der Weser von 1888 bis 1936.

Zahl links oben: landwirtschaftlicher Vergleichswert, unbeeinflußtes Vergleichsstück = 100.
Zahl rechts unten: Kochsalzgehalt in g auf 1000 Teile trockenen Boden in 20 bis 60 cm Tiefe.

Unterweser km	1888	1893	1898	1908	1917	1927	1930	1933	1936	Musterstück Nr.
37	130 0,15	130 0,13	85 0,12	— —	— —	95 0,12	140 0,26	110 0,07	105 0,16	M 3 + 2,48 m NN
43,5	165 0,12	140 0,13	100 0,14	— —	— —	135 0,15	170 0,50	110 0,09	— 0,20	M 4 + 2,28 m NN
52	75 0,48	90 0,29	85 0,26	120 0,12	130 0,13	175 0,12	130 0,56	140 0,16	145 0,23	M 9 + 2,38 m NN
57,5	90 1,08	100 1,14	90 0,23	110 0,16	150 0,15	160 0,19	90 0,59	150 0,34	190 0,33	M 17 + 2,18 m NN
61	95 2,03	110 1,43	90 0,56	— —	— —	70 0,50	80 1,46	160 1,22	85 1,09	M 12 + 2,38 m NN
64	85 2,24	110 1,70	65 1,13	105 1,30	90 1,84	120 0,81	110 2,19	140 1,36	— 1,83	M 16 + 2,28 m NN
66	40 7,97	50 8,91	40 3,50	60 2,65	70 3,28	70 1,54	70 3,62	90 1,93	70 1,61	M 22 + 2,48 m NN

Entwicklung für die Schicht in 20 bis 60 cm Tiefe und der landwirtschaftliche Vergleichswert wiedergegeben. Die Tafel zeigt für die Außendeichsländereien von km 52 abwärts nach 1888 abnehmende Salzgehalte. Diese Ländereien sind also dem bis dahin regelmäßigen Einfluß des Seewassers entzogen worden. Es ist anzunehmen, daß die Bodensalzgehalte des Jahres 1930, die durch ihre Unregelmäßigkeit auffallen, durch das Trockenjahr 1929 beeinflußt sind.

Die Bodensalzgehalte in den Außendeichsländereien der Weser haben sich sonst aber wie die Salzgehalte des Flußwassers entwickelt.

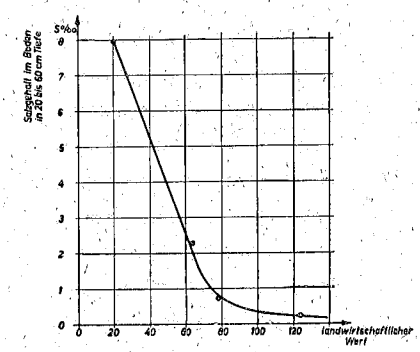


Abb. 27. Beziehungen zwischen landwirtschaftlichem Wert und Salzgehalt des Bodens.

In Abb. 27 sind die aus sämtlichen Meßwerten gebildeten Mittel der Bodensalzgehalte und der landwirtschaftlichen Vergleichswerte zusammengestellt.

Vor Beginn der Ausbauten wurden die Verbreitungsgrenzen der salzfliehenden und salzliebenden Pflanzen bestimmt. Diese Grenzen haben sich wie die Salzgehaltswerte im Boden nach den ersten Ausbauten stromab verschoben. Im Mittel handelte es sich um 5 km. Eine Rückverlagerung wie bei der Brackwasserzone konnte bis 1936 nicht festgestellt werden und ist später nicht untersucht worden.

Beim Entwurf der Unterweser-Korrektion erwartete man, daß die Brackwasserzone stromauf rücken würde. Dadurch wäre möglicherweise die Süßwasserversorgung des Gebietes zwischen Weser und Jadebusen — Butjadingen — gefährdet gewesen. Dort dienen die Siele nicht nur der Entwässerung, sondern auch der Bewässerung. Das in das Marschengebiet eingelassene süße Flußwasser wird nicht nur als Tränkwasser für das Vieh, sondern wurde bis vor kurzem von der Bevölkerung auch als Trinkwasser benutzt. Zur Bewässerung der Ländereien dient das eingelassene Wasser im allgemeinen nicht. Es zeigt sich nämlich immer wieder in Trockenzeiten, daß das Wasser nicht in den am Graben liegenden Boden eindringt. Dies mag an den schweren Böden liegen und auch daran, daß sich in den Gräben aus Sinkstoffen eine nahezu wasserdichte Sohle bildet.

Das Stromaufrücken der Brackwasserzone hätte das eingelassene Wasser versalzen. Um die Süßwasserversorgung Butjadingens (rd. 20 000 ha) zu sichern, wurde der Butjadinger Zuwässerungs-Kanal (Abb. 13) gebaut. Damit seine Abmessungen und die Lage der Einmündung in die Weser festgelegt werden konnten, wurden vor der ersten Unterweser-Korrektion Fütterungsversuche mit Binnenlandvieh angestellt. Diese ergaben, daß bei einer Tränkwassermenge je Stück Rindvieh von 30 l/Tag mit einem Salzgehalt von 8,8 g/l und bei einer Versuchsdauer von 38 Tagen keine Schäden zu beobachten waren. Nach diesen Versuchen wurde der höchste zulässige Salzgehalt auf 8 g/l festgelegt. Bei einer

Brackwasseruntersuchung aus dem Trockenjahr 1911 an der Oste (Abb. 9) wurden bei 1,3 % Salzgehalt keine Schäden festgestellt. Für den menschlichen Gebrauch werden im allgemeinen höchstens 2 g/l zugelassen.

Aus der Abb. 11 geht hervor, daß schon geringe Schwankungen der Oberwassermenge die Brackwasserzone in der Weser stark verschieben und damit den Salzgehalt an der oberen Grenze der Brackwasserzone, an der der Butjadinger-Zuwässerungs-Kanal einmündet, stark verändern. Bei kleinen Oberwassermengen ist der Salzgehalt besonders hoch (Abb. 18). In Trockenzeiten, wenn die Weser ein kleines Oberwasser führt und in der Marsch ein großer Wasserbedarf vorhanden ist, erreicht der Salzgehalt am Siel die höchsten Werte. Abb. 18 zeigt, daß auch die Höhe des Thw den Salzgehalt beeinflußt.

Im Zuwässerungs-Kanal gleicht sich der Salzgehalt aus (Abb. 18). Der Salzgehalt schwankt in Atens nur noch wenig, liegt jedoch im ganzen sehr hoch. Ein Salzgehalt zwischen 3 und 4 g/l war für Nordenham, das sein Trinkwasser bis vor kurzem bei Atens aus dem Kanal erhielt, in Trockenzeiten nichts Außergewöhnliches.

6. Maßnahmen gegen das Eindringen von Salzwasser.

Das sicherste, aber auch teuerste Mittel, das Eindringen von Salzwasser in Tideflüsse zu verhindern, ist die Abdämmung. Sie soll hier nicht besprochen werden.

Die Messungen in der Elbe und Weser haben die Überlegungen, die zu der Gleichung $S_f = \frac{T_f - Q_o \cdot D_f}{F_f \cdot D_f} (D_f + \Delta_{tf})$ führten, und die Gleichung selbst bestätigt. Je kleiner der Flutweg S_f ist, desto weiter stromab liegt die obere Brackwassergrenze und desto kleiner ist der Salzgehalt in der Flußmündung.

Die Flutwassermenge T_f läßt sich dadurch verkleinern, daß man einmal den Flutraum, zum anderen den Tidehub verringert.

In der Weser zeigte sich, daß durch folgende Maßnahmen trotz der Vertiefung und Verbreiterung des Fahrwassers der Flutraum kleiner wurde:

Abschneiden und Auflanden von Nebenarmen, Aufhöhen über MThw oder Eindeichen von regelmäßig überfluteten Flächen, Abdämmen von Nebenflüssen und Abschleusen von Hafenbecken.

Die Verkleinerung des Tidehubes im Bremerhavener Stromabschnitt, die durch den Ausbau oberhalb (Abb. 23B) hätte eintreten müssen, wurde überlagert und ausgeglichen durch die Verstärkung des Tidehubes durch Reflexion am Hemelinger Wehr (Abb. 23A).

Diese Verringerung des Tidehubes in einem Stromabschnitt unterhalb einer Regelungsstrecke ist in der Elbe zwischen Cuxhaven und Altona eingetreten, gleichzeitig rückte die Tidegrenze stromauf und der Flutraum oberhalb der Regelungsstrecke wurde größer. Da jedoch in der Elbe die Verkleinerung des Flutraumes die Vergrößerung überwog, wurde die Flutwassermenge der Elbe durch den Ausbau kleiner. Die Brackwasserzone rückte stromab. Es können also auch durch Regelungsmaßnahmen, die oberhalb der Brackwasserzone eine Teilreflexion der Tidewelle beseitigen, die Salzverhältnisse günstig im Sinne der Landwirtschaft beeinflußt werden.

Die Abb. 11 eröffnet eine weitere Möglichkeit, Salzwasserschäden zu vermeiden. Bei $Q_o = 186\ m^3/s$ liegt die obere Grenze der Brackwasserzone in Höhe vom Beckumer Siel (km 51,5), bei $Q_o = 75\ m^3/s$ noch oberhalb des km 32. Diese

rd. 100 m³/s mehr vermögen also die Brackwasserzone um etwa 20 km stromab zu verschieben. Der Einfluß der Tidehübe bei diesen Messungen ist nur gering, wie ein Blick auf die in der Darstellung angegebenen Thw und Q_o bestätigt. Ein dieser Darstellung ähnliches Ergebnis zeigt Abb. 18. Aus ihr ist zu entnehmen, daß der Salzgehalt am Siel bei kleinen Oberwassermengen sehr stark ansteigt. Durch langfristigen Ausgleich der Oberwassermenge könnte man einmal ungewöhnlich hohe Salzgehalte im Bereich zwischen den oberen Grenzen des Brackwassergebietes und der Brackwasserzone vermeiden, zum andern könnte man überhaupt das Brackwassergebiet stromab verschieben.

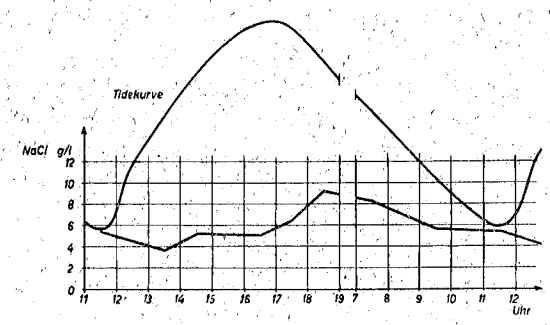


Abb. 28. Salzgehalt während einer Tide am Siel des Butjadinger-Zuwässerungs-Kanal.

Aber auch ohne große Baumaßnahmen, wie Regelung und Bau von Talsperren, lassen sich nachteilige Folgen des Salzwassers wenigstens zu einem Teil vermeiden. Aus Abb. 28 ist zu entnehmen, daß die Salzgehaltskurve sich wesentlich von der Tidekurve am Siel unterscheidet. Während der Flut bleibt der Salzgehalt fast unverändert; erst nach Thw steigt er steil an und erreicht etwa 2 Stunden nach Thw seinen höchsten Wert. Es ist also zu empfehlen, nicht nach dem Verlauf der Tidekurve, sondern nach dem Verlauf der Salzgehaltskurve zuzuwässern, nach Abb. 28 etwa von Tnw bis Thw. An einem Zuwässerungssiel im Brackwassergebiet ist deshalb ein Salzgehaltsschreiber mindestens ebenso wichtig wie ein Pegel. Außerdem sollte nicht bei hohen Tiden und besonders bei kleinen Oberwassermengen zugewässert werden, da dann die Salzgehalte sehr groß sind. Es ist anzunehmen, daß Oberwasserschwankungen am Pegel Intschede (38 km oberhalb vom Wehr Hemelingen) sich nach 50 bis 60 Stunden am Siel im Salzgehalt auswirken.