PIANC•AIPCN
Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen

21.
Internationaler Schifffahrtskongress

Stockholm / Schweden (1965)
Deutsche Beiträge

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 2

Bauwerke zur Überwindung großer Fallhöhen

Abschnitt I und II:
Von Dipl.- Ing. Hans Georg Braun, Oberregierungsbaurat, Bundesverkehrsministerium Bonn; Dipl.-Ing. Johannes Illiger, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Aurich; Dipl.-Ing. F. Köhler, Oberingenieur, Rhein-Main-Donau AG München; Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, Rhein-Main-Donau AG München; Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Heinrich Wittmann, Professor, Technische Hochschule Karlsruhe

Abschnitt III:
Von Dr.-Ing. Arthur Röhnisch, Professor, Technische Hochschule Stuttgart

Themen des Berichtes:

I. Neues Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop

II. Sparschleusen für große Fallhöhen des Kanals Bamberg–Nürnberg

III. Weiterentwicklung der Rothmundschen Tauchschleuse

Zusammenfassung

I. NEUES SCHIFFSHEBEWERK HENRICHENBURG IN WALTROP

Der Bericht über das neue Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals, das im Jahre 1962 dem Verkehr übergeben wurde, geht ein auf die Veranlassung für den Bau und behandelt die eingehenden Voruntersuchungen für die Wahl des Bauwerkes, die unter Berücksichtigung der Erfahrungen bei den bisher ausgeführten und zur Diskussion gestellten Bauwerksformen zur Überwindung großer Fallhöhen durchgeführt wurden. Er befaßt sich mit den besonderen in Henrichenburg vorliegenden Verhältnissen und beschreibt das Bauwerk, das unter Beachtung der neuesten Erkenntnisse auf dem Gebiet der Technik entworfen und ausgeführt wurde. Im Rahmen des Berichtes wird auf Konstruktionsteile, die für Bauwerke zur Überwindung großer Fallhöhen allgemein bekannt sind und angewandt werden, nicht eingegangen. Die bisherigen Betriebserfahrungen lassen es als berechtigt erscheinen, die gewählten Konstruktionsformen als Anregungen bei künftigen Entwürfen zu verwenden. Die Voruntersuchungen lassen aber auch erkennen, daß für die Wahl der Bauwerksform die örtlich vorliegenden Verhältnisse, die zu stellenden Forderungen und die jeweilige Preissituation auf dem Baumarkt von wesentlicher Bedeutung sind, so daß keine Hebewerksart anderen Systemen gegenüber als in jeder Hinsicht überlegen angesprochen werden kann.

II. SPARSCHLEUSEN FÜR GROSSE FALLHÖHEN DES KANALS BAMBERG–NÜRNBERG

Für die rd. 62 km lange Kanalstrecke Bamberg–Nürnberg mit einem Höhenunterschied von rd. 82 m sind 7 Stufen vorgesehen, von denen nur die Schleuse Buckenhofen im Flußlauf der Regnitz liegt und als Flußschleuse ausgebaut werden kann. Die übrigen 6 Schleusen befinden sich im Bereich des Stillwasserkanals. Sie verfügen nicht über die notwendigen Füllwassermengen. Es müssen aus wasserwirtschaftlichen Gründen Sparschleusen angewendet werden.

Das Füll- und Entleerungssystem sieht ein bis drei Sparbecken einseitig an den Schleusenkammern vor, aus denen durch schräge Zubringerkanäle das Füllwasser unter die Sohle der Kammer geleitet wird, von wo es durch lotrechte Stichkanäle in die Kammer aufsteigt. Der Füllvorgang entnimmt den Sparbecken die über dem UW gelegenen Abschnitte der Kammerfüllung, der letzte Abschnitt, die Restfüllung, wird dem Oberwasser, d. i. der Kanalhaltung entnommen. Auf diese Weise werden bei drei Sparbecken 60 % der Füllwassermenge erspart. Sie gehen beim Entleerungsvorgang wieder zurück in die Sparbecken. Die Symmetrie der baulichen Anordnung und der hydraulischen Vorgänge läßt nur geringe Längskräfte für die Schiffe aufkommen.

Am hydraulischen Modell im Maßstab 1 : 25 wurden die Füllzeiten und die Verlustbeiwerte gemessen, wobei im Verlustbeiwert alle einzelnen Strömungsverluste enthalten sind. Die größte zugelassene Längskraft bestimmt die Hub- und Senkgeschwindigkeiten der Verschlüsse, wobei für den Längskanalverschluß entscheidend ist, daß weder der Entnahmesunk im oberen Vorhafen, noch der Füllschwall im unteren Vorhafen unzulässige Höhen und Neigungen der Wellenfront erreichen.

Fällt während des Betriebes ein Teilbecken aus, so wird die ganze Sparbeckengruppe stillgelegt. Das Volumen der ausgefallenen Sparbecken muß aus der oberen Haltung entnommen und der unteren Haltung zugegeben werden. Bei Ausfall eines Längskanalschützes wird die Füllung und Entleerung unsymmetrisch. Die zugelassene Längskraft wird um 100 % überschritten.

Das der oberen Haltung entnommene Füllwasser wird durch Pumpwasser aus der unteren Haltung ersetzt. Darüber hinaus steht bei dem großen Kanalquerschnitt und den großen Pumpenleistungen den Anliegern der Haltungen Brauchwasser für Landwirtschaft und Industrie zur Verfügung.

Für die Bauart der Verschlüsse wurden einfache und robuste Konstruktionen mit geringer Störanfälligkeit gewählt. Außerdem sollte bei allen Sparschleusen unabhängig von ihrer Hubhöhe eine möglichst einheitliche Ausführung aller Verschlüsse erreicht werden. Als Sparbeckenverschlüsse dienen Tiefschütze, die über einen öl-hydraulischen Antrieb geöffnet und geschlossen werden. Sämtliche Antriebsaggregate sind in einer auf einer Seite der Kammer verlaufenden Maschinenhalle eingebaut und daher jederzeit erreichbar. Auch die Längskanalverschlüsse werden als Tiefschützze ausgebildet (öl-hydraulischer Antrieb). Die Kammern werden im Oberhaupt durch ein Hubsenktor, im Unterhaupt durch ein Hubtor abgeschlossen. Auch in Ausnahmefällen soll die Kammer durch die Tore weder gefüllt, noch entleert werden. Die Steuerung sämtlicher Verschlüsse und Bewegungsvorgänge erfolgt zentral von dem am Unterhaupt gelegenen Steuerhaus. Außer der Automatik wird eine Hausteuerung für Notfälle eingebaut.

Die Konstruktion und Statik des Kammerquerschnittes war bedingt durch die hydraulischen Vorgänge und die schiffahrtsbetrieblichen, wasserwirtschaftlichen und maschinentechnischen Einrichtungen. Auf der Sparbeckenseite schied eine massive Kammermauer aus. Ihr Querschnitt wurde aufgelöst und als eingespannter geschlossener Rahmen ohne Fuge konstruiert. Das Kräftespiel ist im Gegensatz zur hinterfüllten landseitigen Kammermauer auf der Sparbeckenseite durch den einseitigen Wasserdruck bei gefüllter Kammer bestimmt.

III. WEITERENTWICKLUNG DER ROTHMUNDSCHEN TAUCHSCHLEUSE

Die Frage der technisch und wirtschaftlich günstigsten Gestaltung der Bauwerke zur Überwindung großer Höhenunterschiede in Binnenwasserstraßen ist seit mehr als 6 Jahrzehnten auf Internationalen Schiffahrtskongressen behandelt worden. Anhand der verschiedenartigen Schlußfolgerungen und Empfehlungen wird die historisch begrün-

dete Auffassung über die einzelnen Möglichkeiten zur Überwindung großer Fallhöhen dargelegt.

Es ist auffallend, daß die Anwendung des schwimmenden Troges als Gegengewicht bis auf die ersten Vorschläge von Welden und Rowley sowie die späteren Arbeiten von Rothmund keine Beachtung gefunden haben. Die Hauptursache ist darin zu suchen, daß die Baukunst s. Z. noch nicht die technische Entwicklung erreicht hatte, um derartige schwer zu übersehende Probleme zu lösen und ihre Ausführung durchzusetzen. Nach Auffassung des Verfassers sind die erforderlichen Voraussetzungen für die technische Verwirklichung der von Rothmund überzeugend begründeten Lösungen in der Gegenwart gegeben. Man sollte daher mit aller Tatkraft mindestens eine Klärung der zu lösenden Probleme versuchen. Diesem Zweck dient der vorliegende Beitrag.

Die wirtschaftliche Seite der Frage wurde bewußt nicht behandelt. Einmal war hierfür das zur Verfügung stehende Limit nicht ausreichend. Und zum anderen kann die Frage der Wirtschaftlichkeit nur durch einen echten Wettbewerb für ein bestimmtes Bauwerk beantwortet werden. Es wird aber die Meinung vertreten, daß die Tauchschleuse nach dem Prinzip der aerostatischen Waage insbesondere für hohe Gefälle in Frage kommt und hier am ehesten mit den bewährten Bauweisen in Konkurrenz treten kann.

Inhalt

Seite

I. Neues Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop 12

1. Veranlassung für den Bau eines dritten Abstiegsbauwerkes 12
2. Allgemeine Grundlagen für den Entwurf und Betrieb 13
3. Voruntersuchungen über die Art des Abstiegsbauwerkes 13
4. Das Bauwerk 15
   4.1 Tiefbau 15
      4.11 Allgemeines 15
      4.12 Trogwanne 16
      4.13 Schwimmerschächte 17
   4.2 Stahlkonstruktion 18
   4.3 Maschinenbau und elektrotechnische Anlagen 20
5. Durchführung des Betriebes 23
6. Leistung des Hebewerkes 23

II. Sparschleusen für große Fallhöhen des Kanals Bamberg–Nürnberg 25

1. Kammerfüllung und -entleerung 25
   1.1 Das Füll- und Entleerungssystem 25
   1.2 Der Füll- und Entleerungsvorgang 27
   1.3 Hydraulik des Füllvorganges 28
   1.4 Verlustbeiwert 29
   1.5 Hub- und Senkgeschwindigkeiten der Verschlüsse 30
   1.6 Sunk und Schwall in den Vorhäfen und in der Kanalstrecke 32
      1.61 Entnahmesunk im oberen Vorhafen 32
      1.62 Füllschwall im unteren Vorhafen 32

Seite

2. Störfälle der Schleusenfüllung bzw. -entleerung 32
2.1 Ausfall von Sparbecken 33
2.2 Ausfall von einem Längskanalschütz am OH oder UH 33
3. Wasserwirtschaft der Kanalstrecke Bamberg–Nürnberg 33
3.1 Wasserwirtschaftliche Verhältnisse der Kanalstrecke 33
3.2 Wasserersparnis durch Sparbecken 34
3.3 Ersatz der Füllwassermenge durch Pumpwasser 34
4. Die Verschlüsse für die Füll- und Entleerungseinrichtungen 35
4.1 Sparbeckenverschlüsse 35
4.2 Längskanalverschlüsse 36
4.3 Haltungsabschlüsse 36
4.4 Steuerung des Füll- und Entleerungsvorganges 37
5. Konstruktion und Statik der Sparschleusen 37
5.1 Formgebung des Kammerquerschnittes 37
5.2 Statisches System des Kammerquerschnittes 38
5.3 Belastung der Kammermauern 42

III. Weiterentwicklung der Rothmundschen Tauchschleuse 42
1. Rückblick und Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten zur Überwindung großer Fallhöhen 42
2. Der Trog als Gegengewicht 44
2.1 Ältere Vorschläge und Ausführungen von Tauchschleusen 44
2.2 Die Rothmundsche Tauchschleuse 45
2.3 Einwendungen und Kritik 50
3. Neue Vorschläge für die Weiterentwicklung von Tauchschleusen 51
3.1 Luftzuführung 51
3.2 Antrieb und Führung 51
3.3 Sicherungsmaßnahmen in Katastrophenfällen 53

I. NEUES SCHIFFSHEBEWERK HENRICHENBURG IN WALTROP

1. Veranlassung für den Bau eines dritten Abstiegsbauwerkes

Der Dortmund-Ems-Kanal überwindet rd. 15 km nordwestlich von Dortmund bei Henrichenburg eine Geländestufe, die einen Wasserspiegelunterschied von rd. 14 m bedingt. Mit der Inbetriebnahme des Kanals im Jahre 1899 wurde an dieser Stelle das erste Schiffshebewerk mit Schwimmern (5 Schwimmer) in Deutschland für Schiffe mit einer Tragfähigkeit von 600—700 t dem Verkehr übergeben. Die Konstruktion dieses Bauwerkes ist in dem deutschen Bericht zum XIX. Internationalen Schiffahrtskongreß London 1957 beschrieben [4].

Die Forderung nach absoluter Betriebssicherheit für den Zugang zu der als Stichkanal ausgebauten Dortmunder Haltung gab Veranlassung, schon 1914 ein weiteres Abstiegsbauwerk als Sparschleuse in Betrieb zu nehmen. Maßgeblich für die Wahl einer Sparschleuse war mit die Befürchtung, daß ein Schiffshebewerk mit seinen umfangreichen maschinellen Einrichtungen den Anforderungen eines Dauerbetriebs nicht gewachsen

sein würde. Inzwischen hat die 63jährige, ohne ernstliche Störungen verlaufene Betriebszeit des alten Hebewerkes derartigen Bedenken jede Grundlage genommen.

Die Entwicklung des Verkehrs und die im Jahre 1928 getroffene Entscheidung, den Dortmund-Ems-Kanal für größere Schiffe auszubauen, machten es notwendig, die Planung für ein drittes Abstiegsbauwerk in Henrichenburg aufzunehmen. Nach einigen allgemeinen Voruntersuchungen, die im Kriege eingestellt werden mußten, wurden die Entwurfsarbeiten für das neue Abstiegsbauwerk im Jahre 1955 aufgenommen mit dem Ziel, zunächst das technisch und wirtschaftlich am besten geeignete System zu ermitteln.

2. Allgemeine Grundlagen für Entwurf und Betrieb

Die Abmessungen des neuen Abstiegsbauwerkes sind mit 90,0 m nutzbarer Länge, 12,0 m Breite und 3,0 m Wassertiefe im Trog auf das Europa-Schiff mit 1350 t Tragfähigkeit und 2,5 m Abladetiefe abgestimmt; sie lassen Schiffe mit 85,0 m Länge zu.

Der Wasserspiegelunterschied zwischen dem höchsten Ober- und dem niedrigsten Unterwasserstand beträgt 14,50 m, er ermäßigt sich bei normalen Wasserständen auf 13,75 m. Für den Betrieb sind kurzzeitig auftretende Wasserspiegelschwankungen in den angrenzenden Haltungen von + 0,25 m und −0,50 m zu berücksichtigen. Darüber hinaus mußte das Bauwerk vorsorglich für eine spätere Absenkung der oberen Haltung eingerichtet werden, die zum Ausgleich von Geländesenkungen infolge des Kohleabbaues erforderlich werden kann.

Nach den Forderungen des in unmittelbarer Nähe umgehenden Bergbaues muß das Bauwerk eine Schrägstellung aus der Senkrechten um 1 : 200 und eine Absenkung um 0,5 m aufnehmen können. Außerdem muß mit gewissen Zerrungen im Bereich des Bauwerks gerechnet werden.

Für die Wahl des Systems war mit von wesentlicher Bedeutung, daß die oberhalb anschließende Dortmunder Haltung über keinerlei natürliche Zuflüsse verfügt. Das gesamte in dieser Kanalstrecke benötigte, also auch das für den Betrieb des Abstiegsbauwerkes erforderliche Wasser muß durch Pumpen aus der unteren Haltung zugeführt werden.

Im Baufeld steht unter einer 5—6 m starken, zum Fließen neigenden Schluff- und Feinsandschicht bis in eine Tiefe von rd. 600 m grauer Mergel an. Die Standfestigkeit des in der Struktur harten Mergels ist in den oberen Schichten durch wasserführende Klüfte und Risse beeinträchtigt.

3. Voruntersuchungen über die Art des Abstiegsbauwerks

Voruntersuchungen sollten klären, welche Bauwerksart-Sparschleuse oder Hebewerk- und welches der verschiedenen Hebewerkssysteme unter den örtlich vorliegenden Verhältnissen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht die beste Eignung aufweist.

Aus diesem Grunde wurden zunächst in eingehenden Voruntersuchungen folgende Hebewerkssysteme gegenübergestellt:

1. Geneigte Ebene mit Längs- und Querförderung
2. Schwimmerhebewerk mit
   a) lotrechten Schwimmern unter dem Trog (2, 4 und 5 Schwimmer)
   b) liegendem Schwimmer unter dem Trog
   c) 4 Schwimmern seitlich des Troges
3. Gegengewichtshebewerk.

Die Untersuchungen und Entwürfe für diese Bauwerke umfaßten den Stahl- und Maschinenbau sowie den Tiefbau; sie berücksichtigten die örtlichen Verhältnisse und gleiche Betriebsbedingungen als einheitliche Grundlage, weiterhin stellten sie die technischen und wirtschaftlichen Vor- und Nachteile der verschiedenen Systeme gegenüber. Die ermittelten Konstruktionsgewichte und Kosten der einzelnen Hebewerksarten sind — bezogen auf das Zweischwimmerhebewerk — in der folgenden Tabelle angegeben.

System	Konstruktionsgewicht Stahl- u. Masch.-Bau (ohne Gegengewichte)	Gesamtkosten (einschl. Tiefbau u. Gegengewichte)
Geneigte Ebene mit Längsförderung	147 %	149 %
Geneigte Ebene mit Querförderung	115 %	128 %
Zweischwimmerhebewerk	100 %	100 %
Vierschwimmerhebewerk	102 %	106 %
Fünfschwimmerhebewerk	105 %	108 %
Seitenschwimmerhebewerk	111 %	108 %
Flachschwimmerhebewerk	115 %	128 %
Gegengewichtshebewerk	121 %	112 %

Aus den Ergebnissen der Voruntersuchungen ist zu den verschiedenen Bauwerksgruppen an wesentlichen Gesichtspunkten zu bemerken, daß sich für die geneigten Ebenen die Forderung des Bergbaues nach einer Anpassung des Bauwerkes an ein stufenweise vermindertes Gefälle in Verbindung mit einer Absenkung der oberen Haltung bis zu 8 m in jeder Hinsicht zum Nachteil auswirkte. Die Schienenbahn für den Trogwagen mußte als absenkbare Stahlkonstruktion ausgebildet werden. Für die spätere Tieferlegung war die Bauwerksgrube erheblich größer auszuheben. Auch die Berücksichtigung der kurzzeitig auftretenden Wasserspiegelschwankungen bereitete Schwierigkeiten. Zudem stand der große Flächenbedarf einer solchen Anlage, besonders bei Anwendung der Längsförderung, der vom Bergbau erhobenen Forderung nach möglichst geringer Ausdehnung entgegen. Die geneigte Ebene mußte daher unter den vorliegenden Verhältnissen nicht nur wegen der höheren Kosten, sondern auch wegen der technischen Nachteile ausgeschieden werden. Aus den Untersuchungen ergab sich aber auch klar, daß eine geneigte Ebene unter günstigeren Geländeverhältnissen und normalen Betriebsvoraussetzungen durchaus für ein Hebewerk in Frage kommt.

Die örtlich bedingten Nachteile der geneigten Ebenen traten bei den Hebewerken mit senkrechter Förderung nicht auf. Die Änderung der Hubhöhe wirkte sich hier nur auf den oberen Haltungsabschluß aus, der in kurzer Zeit mit geringem Aufwand einer Absenkung der oberen Haltung und ihres Wasserspiegels angepaßt werden kann. Bei der Gruppe der Schwimmerhebewerke, bei denen die Schwimmer unter dem Trog angeordnet sind, weisen die über Tage liegenden Bauten nur geringe Unterschiede auf. Kostenänderungen ergaben sich hier vor allem bei den Schwimmern und den Schwimmerschächten. Da die Wandungsfläche der Schwimmer und der Schächte und das Volumen der Schächte mit der Anzahl der Schwimmer zunehmen — das Flachschwimmer-Hebewerk war durch die Größe der Schwimmergrube besonders ungünstig —, stellte sich das Zweischwimmerhebewerk als wirtschaftlichste Lösung heraus. Gegenüber den Schwimmerhebewerken lagen beim Seitenschwimmer- und beim Gegengewichtshebewerk die

Konstruktionsgewichte und damit die Kosten für den Stahlbauteil höher. Die Einsparungen im Tiefbau konnten diesen Nachteil nicht ausgleichen, da die Untergrundverhältnisse für die Erstellung des Tiefbauteiles einschl. der Schwimmerschächte besonders günstige Voraussetzungen boten.

Zur Klärung der Frage „Schleuse oder Hebewerk" wurden dann baureife Entwürfe für ein Zweischwimmerhebewerk und eine Sparschleuse ausgearbeitet.

Die Abmessungen des Troges und der Kammer waren gleich. Die Schleuse war zur Herabsetzung des Wasserverbrauchs mit 2 × 4 seitlichen Sparbecken versehen, zur Verkürzung der Schleusungszeit wurde für die Wasserzuführung in der Sohle der Kammer ein Grundlauf angeordnet. Beide Bauwerke wurden zur gleichen Zeit öffentlich ausgeschrieben, die aus den Angeboten ermittelten Baukosten waren zwar für die Schleuse niedriger als für das Hebewerk. Vergleichsrechnungen, bei denen der Kapitaldienst für die Anlagekosten und die laufenden Betriebskosten auf die Leistung der beiden Bauwerke bezogen wurden, ergaben aber eindeutig die wirtschaftliche Überlegenheit des Hebewerkes. Die Schleuse erwies sich auf Grund der höheren durch die Pumpkosten belasteten Betriebskosten und der im wesentlichen durch die längere Hubzeit bedingten geringeren Leistungsfähigkeit als unwirtschaftlicher, so daß schließlich das Zweischwimmerhebewerk für die Bauausführung bestimmt wurde. Das Ergebnis dieser Voruntersuchungen darf aber nicht ohne weiteres verallgemeinert werden, da die besonderen Verhältnisse am Abstieg Henrichenburg das Ergebnis der Ermittlungen entscheidend beeinflußten.

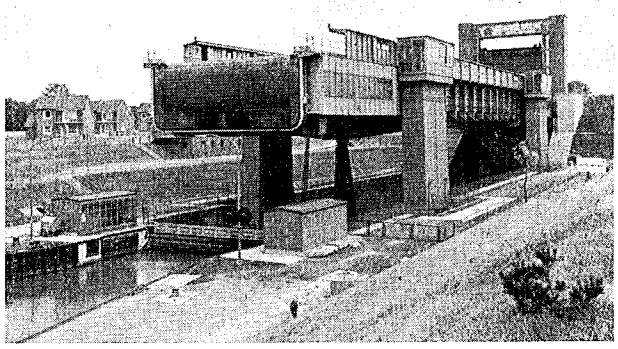


Bild 1
Ansicht des Schiffshebewerkes Henrichenburg in Waltrop

4. Das Bauwerk

4.1 Tiefbau

4.11 Allgemeines

Zum Tiefbauteil des Schiffshebewerkes gehören die Trogwanne, die den Trog in seiner unteren Lage aufnimmt und die das Fundament für die verschiedenen Stahlkonstruktionen bildet, und die beiden Schwimmerschächte. Die Trogwanne wird an den Enden durch den oberen und den unteren Haltungsabschluß begrenzt, die den Übergang zu den anschließenden Kanalhaltungen herstellen.

Für die Bauausführung des Tiefbauteils bestand die Möglichkeit, zunächst die Schwimmerschächte von der Geländeoberfläche aus abzuteufen und nach deren Fertig-

stellung die Baugrube für die Trogwanne — mit Abbruch der oberen Schachtteile — auszuheben und schließlich die Trogwanne selbst zu errichten (Bauausführung Schiffshebewerk Magdeburg-Rothensee). Vor allem aus Gründen der Zeitersparnis wurde einer anderen Lösung der Vorzug gegeben, bei der zuerst die Trogwanne hergestellt wurde und dann durch Aussparungen in der Trogwannensohle hindurch die Schwimmerschächte abgeteuft wurden, so daß beim Bau die verschiedenen Arbeitsvorgänge ineinander übergehen konnten. Bei diesem Verfahren war auch als Vorteil zu werten, daß auf das in den oberen Fließsandschichten besonders schwierige Abteufen eines Vorschachtes verzichtet und die Trogwanne als Fundament für das Fördergerüst der Schächte verwendet werden konnte.

4.12 Trogwanne

Die Trogwanne ist gegen das Grundwasser abgedichtet und durch das Gewicht der Einzelteile auftriebsicher ausgebildet. Sie besteht aus einzelnen Stahlbetonblöcken, die nach statischen und konstruktiven Gesichtspunkten durch Längs- und Querfugen unterteilt sind. Zur Dichtung sind Fugenbänder aus Kunststoff in zwei Lagen eingebaut; durch Querverbindungen ist die Fugendichtung in einzelne Schotte abgeteilt, um eine erhöhte Sicherheit gegen Wasserdurchtritt zu erreichen. Entsprechend den statischen Bedürfnissen sind die Fugen teilweise als Preßfugen und teilweise als Raumfugen mit einer im allgemeinen 10 mm starken Kunststoffzwischenlage ausgeführt.

Der tiefbauliche Teil des oberen Haltungsabschlusses mit einer Höhe von 24,25 m besteht aus einem im Querschnitt U-förmigen Stahlbetonrahmen, dessen waagerechter Riegel durch den tieferen Mittelteil und dessen senkrechte Stiele durch die Seitenblöcke gebildet werden. Dieser Halbrahmen, der für den Erd- und Wasserdruck der oberen — mit dem Wasserspiegel rd. 20 m über der Trogwannensohle liegenden Kanalhaltung zu bemessen war, stützt sich an den beiden Seitenblöcken durch je eine nach Unterwasser gerichtete Flügelwand auf einen Sohlblock der Trogwanne ab. Die Oberseite des Mittelteiles dient als Auflager für den 7,0 m hohen Drempel, der aus je 1,0 m hohen Stahlbetonschwellen besteht und bei der Absenkung des Wasserspiegels der oberen Haltung abschnittsweise vertieft werden kann. An der Vorderseite des Schwellenstapels und der Seitenblöcke ist die Stahlkonstruktion für den Anschlag des Spaltdichtungsrahmens als Dichtungsschürze angebracht. Um eine innige Verbindung der fest in den Haltungsabschluß einzubauenden Stahlteile wie Torführungen, Dichtungsanschläge, Kantenschutz- und Notverschlußarmierungen mit dem Beton zu erhalten und eine einwandfreie Dichtigkeit zu erzielen, wurden diese Teile vor dem Betonieren unter Verwendung eines besonderen Stützgerüstes montiert. Auf den Innenseiten der beiden Flügelwände sind Spaltwasserfallschächte ausgespart, in die das beim Betrieb am oberen Haltungsabschluß anfallende Spaltwasser eingeleitet und über seitlich der Trogwanne angeordnete Leitungen dem Vorhafen zugeführt wird.

Im Bereich der Schwimmerschächte besteht die Trogwanne aus den in Form einer Winkelstützmauer ausgebildeten Führungsgerüstfundamenten. Diese umschließen mit ihrem unteren, horizontalen Teil die Schwimmerschächte und stützen sich in der Längsachse des Bauwerks in einer Preßfuge gegeneinander ab. In diese Teile sind zur Verankerung der Führungsgerüstlager schwere Fachwerkträger einbetoniert, die die in den Katastrophenfällen in den Führungsgerüsten auftretenden großen Kräfte in das Fundament übertragen.

In dem übrigen Teil zwischen den Haltungsabschlüssen setzt sich der Querschnitt der Trogwanne aus einem Mittelblock in der Sohle und zwei seitlichen winkelförmigen Teilen zusammen.

Der tiefbauliche Teil des unteren Haltungsabschlusses besteht aus einer Sohlplatte und den beiden mit dieser biegesteif verbundenen Seitenblöcken. Für den Antrieb und die Lager des Haltungstores, für elektrische Schalt- und Verteileranlagen und für die Unterbringung der Heiztransformatoren sind im Beton der Seitenblöcke Kammern ausgespart, über denen Antriebshäuser errichtet sind. Auf der dem Trog zugewandten Seite des unteren Haltungsabschlusses ist die Dichtungsschürze der Trogdichtung eingebaut. Sämtliche festen Stahlbauteile sind auch am unteren Haltungsabschluß mit Hilfe eines Stützgerüstes vormontiert und unmittelbar einbetoniert worden.

In der Trogwanne befindet sich vor dem unteren Haltungsabschluß ein Sammelraum für das beim Öffnen der Trogdichtung abstürzende Spaltwasser; in seitlichen Schächten eingebaute Pumpen fördern dieses Wasser in den unteren Vorhafen. Im Beton der Trogwanne sind zahlreiche Schächte, Rohrleitungen und Kanäle für die Entwässerung und die Unterbringung von Pumpen, Kabel und Pegel angeordnet. Die Schwimmerschächte sind durch einen Überlauf an das Entwässerungssystem angeschlossen. In der Mitte der Trogwannensohle ist ein Tunnel für die Gleichlaufwelle der vier Antriebsspindeln eingelassen.

4.13 Schwimmerschächte

Die Beschaffenheit des Untergrundes bot für den Bau der Schwimmerschächte sehr günstige Voraussetzungen, da die Standfestigkeit des Mergels die Anwendung aufwendiger Spezialverfahren (Gefrierverfahren, Einbau von Tübbingen o. ä.) entbehrlich machte. Der in den oberen Mergelschichten auf Grund der Klüftigkeit zu erwartende Wasserzutritt konnte durch eine Verpressung des Untergrundes mittels Zementinjektionen, die vor dem Aushub der Baugrube für die Trogwanne von der Geländeoberfläche aus vorgenommen wurden, weitgehend herabgesetzt werden.

In Anlehnung an die Schachtbaumethoden des Bergbaues im benachbarten Ruhrgebiet wurden die 52,48 m tiefen Schwimmerschächte mit einem Ausbruchdurchmesser von 13,80 m abgeteuft. Jeweils nach rd. 1,80 m Teufe wurde ein Mauerwerksring aus Klinkern mit 0,52 m Stärke eingebaut, der beim weiteren Abteufen zunächst unterfahren und nach Erreichen der nächsten Abteufstufe durch einen weiteren Ring ergänzt wurde. Der Mauerwerkszylinder hatte beim Bau die Aufgabe, einen Einbruch des Gebirges zu verhindern und die einwandfreie Ausführung eines gegen den Wasserdruck statisch wirksamen Stahlbetoninnenzylinders mit einem lichten Durchmesser von 11,32 m zu ermöglichen. Auf ein Lösen des Mergels mittels Sprengungen mußte verzichtet werden, nachdem bei Versuchssprengungen hohe, für die über den Schwimmerschächten bereits vorhandene Trogwanne gefährliche Schwinggeschwindigkeiten festgestellt worden waren. Zur Steigerung der Abteufleistung wurde mit gutem Erfolg ein dieselhydraulischer Bagger auf der Schachtsohle eingesetzt, der mit einem für das Aufreißen des Gesteins besonders geeigneten Tieflöffel ausgerüstet war. Die Schwimmerschächte des Schiffshebewerkes sind normalerweise mit Wasser gefüllt. Da aber für die Montage und die spätere Überprüfung der Schwimmer die Entleerung möglich sein muß, waren die Sohle und der Stahlbetoninnenzylinder für den äußeren Wasserdruck zu bemessen und die Auftriebskräfte in das Gebirge abzuleiten. Zur Berücksichtigung der schwer erfaßbaren Einflüsse des Gebirges wurde für die Bemessung des Schachtausbaues der statische Wasserdruck um 30 % erhöht. Die Schachtsohle wurde als Kreisplatte in Stahlbeton mit einer Stärke von 2,3 m in der Mitte und 1,5 m am Rand ausgeführt und der Schacht durch einen Stahlbetonzylinder ausgekleidet. Beide Teile sind biegesteif miteinander verbunden; mit Rücksicht auf die hohen statischen Beanspruchungen an der Übergangsstelle ist der Zylinder, der leicht bewehrt ist und eine Stärke von 0,45 m besitzt, auf den unteren 3,0 m konisch verstärkt. Die Schachtsohle gibt die Auftriebskräfte an den Stahlbetonzylinder und über den auskragenden Rand an das Gebirge ab. Der Zylinder wurde im unteren Teil unmittelbar

gegen das Äußere, zur Übertragung der Auftriebskräfte hier verzahnt ausgeführte Klinkermauerwerk betoniert.

In dem nach oben anschließenden zylindrischen Teil des Schachtes wurde mit Rücksicht auf das zwar nur in geringer Menge, aber unter Druck austretende Gebirgswasser von einem Betonieren gegen das äußere Mauerwerk abgesehen. Der Stahlbetoninnenzylinder wurde freistehend mit doppelter Gleitschalung hergestellt. In der Fuge von 0,25 m Weite zwischen dem äußeren Mauerwerk und dem Stahlbetonzylinder konnte das aus dem Mauerwerk austretende Wasser ohne Störung des Betoniervorganges abgeführt werden. Die Fuge wurde während des kontinuierlich mit einer Steiggeschwindigkeit von rd. 4,0 m/Tag verlaufenden Betoniervorganges mit Grobkies verfüllt und zum Abschluß mit Zement verpreßt. Der im Bereich der Trogwanne liegende Abschnitt des Schachtausbaues wurde in einfacher Gleitschalung hergestellt und unter Einfügung einer Raumfuge von 20 mm gegen die Wandfläche der Trogwannensohle betoniert.

Im inneren Schachtzylinder wurden keine Fugen angeordnet. Die unvermeidbaren Arbeitsfugen für den Ansatz der Gleitschalungen wurden durch einfache Fugenbänder zusätzlich gedichtet. Die Bewehrung wurde an diesen Stellen durchgeführt. Ein Einfluß des Schwindens konnte auf Grund der günstigen örtlichen Verhältnisse innerhalb des Gebirges vernachlässigt werden. Der Wasserzutritt in den leeren Schacht hat die im Bauvertrage zugelassene Menge von 5 l/Min nicht erreicht.

4.2 Stahlkonstruktion

Der Bemessung der Stahlkonstruktionen wurden nicht Beanspruchungen des normalen Betriebes, bei dem sich infolge des Ausgleiches zwischen dem Gewicht des beweglichen Teiles und dem Auftriebsvermögen der Schwimmer der bewegliche Teil im Schwebezustand befindet, sondern mögliche Katastrophenfälle zugrunde gelegt. Anomale Beanspruchungen können durch Leerlauf des Troges sowie durch Verlust des Auftriebes infolge Vollaufen schadhafter Schwimmer auftreten. Neben diesen beiden Katastrophenfällen wurden noch eine Reihe weiterer außergewöhnlicher Belastungsfälle berücksichtigt, denen jedoch nur eine geringere Bedeutung zukommt. Zur Bemessung der Konstruktionsteile wurden die sich aus den verschiedenen Belastungsfällen ergebenden Beanspruchungen zu den ungünstigen Werten kombiniert. Die Windkräfte wurden bei Bewegung des Troges für die Windangriffsfläche des Troges zuzüglich einem 4 m breiten Verkehrsband über dem Normalwasserspiegel mit 50 kg/m² und bei Stillstand des Troges mit 125 kg/m² angenommen. Die zulässigen Stahlbeanspruchungen wurden für die Katastrophenbeanspruchungen gegenüber den allgemein gültigen Vorschriften „Berechnungsgrundlagen für Stahlwasserbauten" erhöht auf σ zul = 2100 kg/cm², τ = 1,21 t/cm² bei St 37 und σ zul = 3200 kg/cm², τ = 1,85 t/cm² bei St 52.

Der bewegliche Teil des Hebewerkes hat ein Gesamtgewicht von rd. 5000 t, das sich aus dem Konstruktionsgewicht von rd. 1500 t und einer Wasserlast im Trog von rd. 3500 t ergibt. Er besteht aus dem Trog mit den Segmenttoren an den Trogenden und den Spaltdichtungsrahmen zum Anschluß des Troges an die Haltungsabschlüsse sowie den beiden Schwimmern mit den Tragkörpern, die die Verbindung zwischen den Schwimmern und dem Trog herstellen.

Die festen Teile bestehen aus den vier Führungsgerüsten, die alle auf den beweglichen Teil wirkenden Kräfte aufnehmen und in die Gründung abführen sowie den Haltungsabschlüssen mit einem Hubtor auf der Oberwasserseite und einem Segmenttor auf der Unterwasserseite. Auf die Stahlkonstruktion der Haltungsabschlüsse wird hier nicht eingegangen, da sie keine von den üblichen Stahlwasserbaukonstruktionen wesentlich abweichende Ausführung erforderte.

Die Schwimmer mit den Tragkörpern bilden eine starr verbundene Einheit, die mit den Querträgern des Troges durch ein Punktkipplager für eine mögliche Normallast von rd. 2200 t verbunden sind und durch drei um 120° versetzte Rollen in einer Ebene am oberen Ende der Schwimmer in den Schwimmerschächten geführt werden. Diese Form der Führung mußte mit Rücksicht auf die Möglichkeit von Schiefstellungen des Bauwerkes gewählt werden.

Zur Erzielung einer möglichst leichten Konstruktion für die Schwimmer wurde der erstmalig bei dem Hebewerk Magdeburg — Rothensee angewandte Gedanke ausgenutzt, im Inneren der Schwimmer dauernd einen erhöhten Luftdruck zu halten, der im normalen Betrieb dem äußeren Wasserdruck entgegenwirkt. Bei den in zwei Zellen aufgeteilten Schwimmern beträgt der Druck in der unteren Zelle 4 atü und in der oberen Zelle 3 atü. Im Betriebsfall wirkt auf die Schwimmer, die einen Durchmesser von 10 m und eine Höhe von 35 m haben, in ihrer tiefsten Stellung nur ein Bodendruck von 1 kg/cm².

Zum Ausgleich des Wuchses an Auftriebsvermögen beim Eintauchen der Tragkörper in das Wasser ist in der unteren Zelle ein nach unten offener Ausgleichszylinder angeordnet, der bei der oberen Schwimmstellung mit Luft gefüllt ist. Beim Absinken der Schwimmer verringert sich mit zunehmendem Wasserdruck das Luftvolumen des Ausgleichszylinders. Der Schwund des Auftriebsvermögens an dieser Stelle wird ausgeglichen durch den Gewichtsverlust des Tragkörpers beim Eintauchen in Wasser.

Ein Gedanke an Stelle von Schwimmern Taucherglocken zu verwenden, mußte mit Rücksicht auf thermodynamische Schwierigkeiten fallengelassen werden. Auch von verschiedenen anderen Sonderkonstruktionen wurde abgesehen, da die möglichen Kostenersparnisse für das Gesamtobjekt in keinem Verhältnis zu den erhöhten Risiken beim Betrieb standen.

Der Druck in den Schwimmern wird laufend überwacht. Bei einem Druckabfall wird automatisch der Solluftdruck wiederhergestellt. Zur Verringerung der Korrosionsmöglichkeit in den Schwimmern wird die eingebrachte Luft getrocknet. Die Schwimmer und Tragkörper sind als Schweißkonstruktion aus St. 37 ausgeführt. Die Blechstärken der Außenhaut der Schwimmer schwanken zwischen 15 und 22 mm. An den Stellen, an denen Kräfte aus den Zellenböden in die Außenhaut überführt werden, erhöht sich die Blechstärke bis zu 45 mm.

Der Trog hat eine Gesamtlänge von 93 m. Zu beiden Seiten des Troges ist ein Bedienungssteg angeordnet, der zum Schutz des Bedienungspersonals gegen Witterungseinflüsse mit einem Schutzdach versehen ist. Seitlich der Trogwanne befinden sich Maschinenräume, in denen u. a. die Antriebe für die Trogtore und Spaltdichtungsrahmen, Kompressoranlagen einschließlich Lufttrocknungsanlage für die Versorgung der Schwimmer mit Luft, eine Treidelwinde und Pumpen zum Schmieren der Spindelmuttern untergebracht sind. Die Trogseitenwände sind gegen Schiffsstöße durch Scheuerleisten aus Spundwandprofilen geschützt. Die Segmenttore an den Trogenden sind ebenfalls mit einem Stoßschutz versehen.

Das statische System der Trogwanne entspricht einem Träger auf zwei Stützen mit überkragenden Enden, bei dem die Feldweite entsprechend dem Abstand der beiden Schwimmerachsen 53,0 m beträgt. Der Trog stellt eine Verbundkonstruktion dar. Die Trogseitenwände sind Stege der Hauptträger, deren Obergurt aus einem Lamellenpaket und deren Untergurt aus der im Trogboden mitwirkenden Plattenbreite gebildet wird. Der Trogquerschnitt besteht aus einer längs- und querversteiften U-förmigen Konstruktion. Die normale Längsaussteifung ist auf der Trogaußenseite in Form von Längssteifen angebracht. Zur Aussteifung der Konstruktion gegen Torsionsbeanspruchungen beim Auftreten von Horizontalbelastungen ist unter der Trogmitte ein Torsionskasten aus-

geführt. Der Queraussteifung dienen Querträger, im Abstand von mindestens 3,7 m. An den Trogenden sind zur Aussteifung noch Torsionsquerrahmen angeordnet. In den Schwimmerachsen befinden sich die beiden Hauptquerträger, die sämtliche auf den beweglichen Teil einwirkenden Kräfte auf die Führungsgerüste übertragen. Vertikalkräfte werden durch die Spindelmuttern in die Spindeln, Horizontalkräfte in Längsrichtung durch gefederte Rollen auf zwei Führungsgerüste und in Querrichtung durch festgelagerte und gefederte Rollen auf alle vier Gerüste übertragen. Die Blechstärken der Trogwanne schwanken zwischen 10 und 28 mm. An dem Übergang von den Tragkörpern auf die Querträger ergeben sich Stärken bis zu 40 mm. Zur Überführung der Kräfte an den Querträgerenden in die Spindelmuttern mußten Stahlgußkonstruktionen gewählt werden. Der Trog wurde mit Ausnahme der Querträgerstöße in den aufgehenden Seitenteilen des Troges, die mit hochzugfesten Schrauben verschraubt sind, verschweißt. Der Anschluß der Hauptquerträgerenden wurde aus Montagegründen als Nietstoß ausgebildet.

Die Führungsgerüste sind Vollwandkonstruktionen, aus zwei torsionssteifen auf der Rückseite durch eine Scheibe verbundenen Kästen, die oben und unten an einem kastenförmigen Querriegel angeschlossen sind. Auf den Führungsgerüsten stehen die Spindelantriebe in geschlossenen Aufbauten. Die Spindeln sind zwischen den torsionssteifen Kästen angeordnet, sie lagern in den Querriegeln. In einem der Seitenkästen jedes Führungsgerüstes ist zur Erleichterung der Wartung der maschinellen Anlagen ein Aufzug angeordnet. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit von Schiefstellungen durch bergbauliche Einflüsse sind die Gerüste an drei Punkten so gelagert, daß sie nachgerichtet werden können. Bei der Bemessung der Führungsgerüste wurde Wert auf eine steife Konstruktion gelegt, um Bewegungen des Troges infolge Durchbiegung der Gerüste möglichst zu vermeiden, wenn dadurch auch die zulässigen Spannungen an vielen Stellen bei weitem nicht ausgenutzt wurden. Die in den Werkstätten hergestellten Teile sind verschweißt, die Baustellenstöße genietet.

Die Auswirkung der Anwendung neuerer Konstruktionsgrundsätze auf das Gewicht der Stahlkonstruktion ergibt sich aus der nachstehenden Tabelle.

	Henrichenburg alt	Magdeburg Rothensee	Henrichenburg neu
Inbetriebnahme	1899	1938	1962
Schiffsgröße	700 t	1 000 t	1 350 t
Gewicht des beweglichen Teiles = Schwimmerauftrieb	3 100 t	5 000 t	5 000 t
Gewicht der Wasserfüllung des Troges	1 550 t	2 650 t	3 500 t
Gewicht der Stahlkonstruktion des beweglichen Teiles	1 550 t	2 350 t	1 500 t
$\frac{\text{Gewicht Stahlkonstruktion}}{\text{Gewicht Wasserfüllung}}$	1,0	0,89	0,43

4.3 Maschinenbau und elektrotechnische Anlagen

Der Antrieb ist so bemessen, daß die Fahrzeit für einen Troghub von 14,5 m rd. 120 sec dauert. Nach 15 sec Anfahrzeit erreicht der Trog eine Fahrgeschwindigkeit von 15 cm/sec, sie liegt rd. 26 % über der Geschwindigkeit der Trogfahrt am alten Hebewerk Henrichenburg. Das Stillsetzen des Troges erfolgt wieder in 15 Sekunden. Bei vollkommenem

Ausgleich zwischen dem Gewicht des beweglichen Teiles und dem Auftriebsvermögen der beiden Schwimmer hat der Trog-Antrieb lediglich Kräfte zu überwinden, die sich aus der Reibung einschließlich Berücksichtigung der Horizontalkraft aus Winddruck und der Beschleunigung der Trogbewegung ergeben. Da ein vollkommener Ausgleich zwischen Gewicht und Auftrieb infolge Schwankungen des Wasserspiegels beim Betrieb praktisch nie vorhanden ist, sind die Motore so bemessen, daß sie Wasserspiegelschwankungen von ± 10 cm gegenüber dem Sollwert von 3,0 m im Trog, die einer Last von rd. ± 110 t entsprechen, ohne Beeinträchtigung der Bewegungsgeschwindigkeit zulassen.

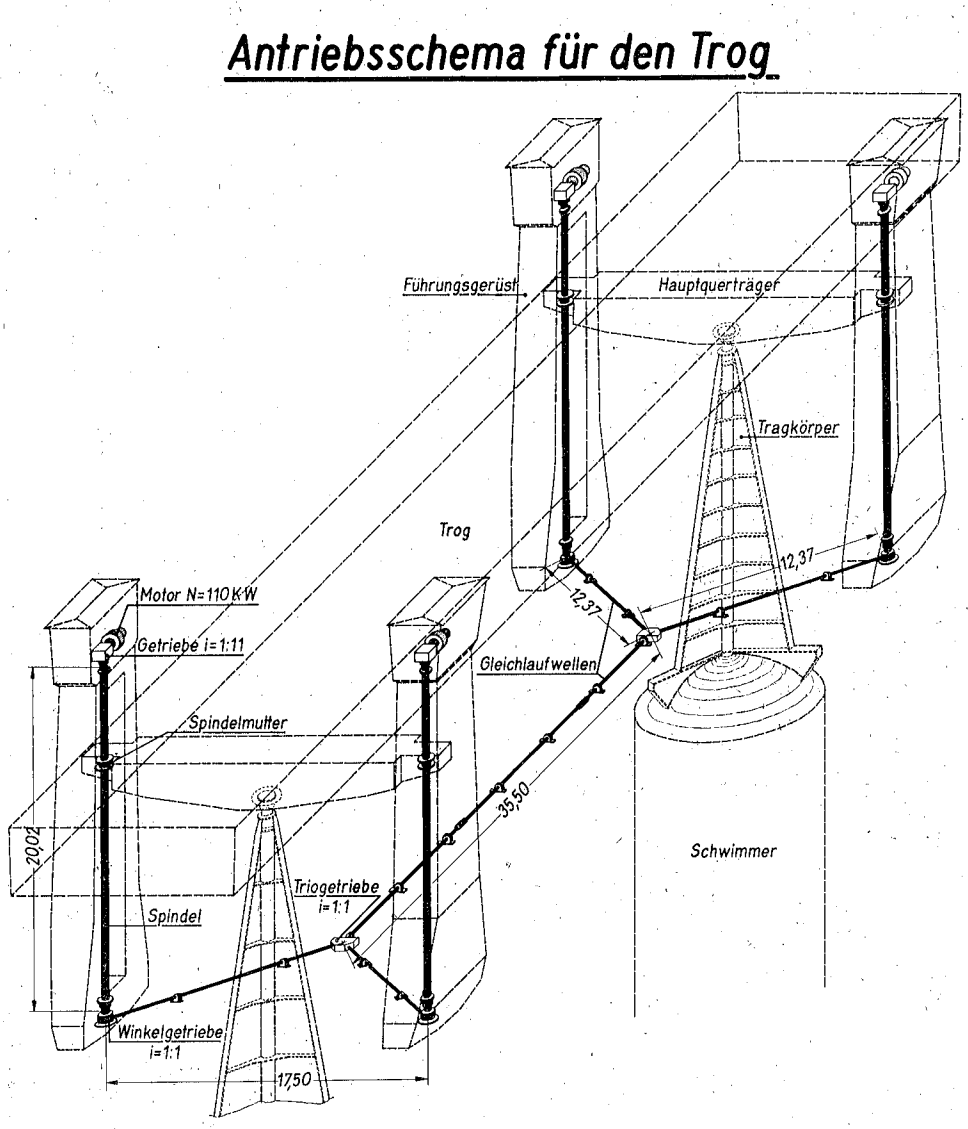


Bild 2
Antriebsschema

Während des Trogstillstandes auftretende Wasserspiegelschwankungen von mehr als ± 10 cm im Trog werden durch automatisch arbeitende Pumpen in den Haltungstoren ausgeglichen.

Durch eine in der Trogwanne verlegte mechanische Gleichlaufwelle, die die vier Spindeln miteinander verbindet, werden die Spindeln gezwungen, eine gleiche Drehzahl einzuhalten, so daß Schiefstellungen des Troges infolge unterschiedlicher Umdrehungszahl der Spindeln ausgeschlossen werden. Beim Ausfall eines Motores sind die drei übrigen Motore in der Lage, über die Gleichlaufwelle die vierte Spindel mit anzutreiben. Die durch Gleichstrom angetriebenen Motore haben eine Leistung von 110 KW bei einer Umdrehungszahl von n = 750 U/Min. Für die Bemessung der Gleichlaufwelle wurde die Möglichkeit des Auftretens von Schwingungen eingehend überprüft.

Zur Erzeugung des Gleichstromes, die bei älteren Hebewerken durch Leonhard-Umformer erfolgt, dienen zwei Quecksilberdampfstromrichter. Die Gleichrichtergefäße, und zwar je Stromrichter 6 Stück, sind als Einanodengefäße ausgeführt. Die Regelung der Drehzahl und der Drehmomente erfolgt elektronisch.

Die Verzögerung der Troggeschwindigkeit zum Stillsetzen des Troges erfolgt automatisch unter Berücksichtigung des jeweiligen Wasserstandes in der angefahrenen Haltung. Die Wasserstände in der angesteuerten Haltung werden durch ein Meßverfahren laufend erfaßt und mit der jeweiligen Höhenlage des Wasserspiegels im Trog während der Fahrt verglichen. Die aus den digitalen Messungen errechneten Wasserspiegeldifferenzen werden in die Steuerungs- und Regeleinrichtungen des Trogantriebes weitergegeben, die den Beginn der Abbremsung der Trogfahrt bestimmen. Die Bremsstrecke vom Beginn der Abbremsung bis zum Stillstand des Troges beträgt beim normalen Betrieb 1,12 m.

Die vier rd. 20 m langen Spindeln haben ein dreigängiges nichtselbsthemmendes Gewinde. Die Lagerung der Spindeln auf axialen Pendelrollenlagern läßt ohne Rücksicht auf die Bewegungsrichtung des Troges nur Zugbeanspruchungen auftreten. Die Umdrehungszahl beträgt n = 68 U/Min. Die Bemessungen der Spindeln erfolgte für den ungünstigsten Katastrophenfall „Vollauf der Schwimmer" und damit Wegfall des gesamten Auftriebes, so daß das Gesamtgewicht des beweglichen Teils von den Spindeln getragen werden muß. Während beim Normalbetrieb die vertikale Belastung rd. 39 t beträgt, erhöht sie sich im Katastrophenfall auf rd. 1250 t. Horizontalbelastungen der Spindeln aus Wasserdruck, Wind und Temperatur werden durch die Trogführungen ausgeschaltet.

Die Verbindung zwischen den Spindeln und dem Trog wird durch die in den beiden Hauptquerträgerenden des Troges angeordneten Spindelmuttern hergestellt. Die beweglich gelagerten Muttern bestehen aus einem Stahlgußgehäuse mit einem auswechselbaren zweiteiligen Futter aus Bronze. Die Werkstoffe der Spindeln und Bronzefutter müssen so aufeinander abgestimmt sein, daß lediglich das Bronzefutter einem Verschleiß unterworfen ist. Zur Einhaltung dieser Forderung spielte die Auswahl eines geeigneten Schmiermittels und die einwandfreie Zuführung und Verteilung des Schmiermittels eine ausschlaggebende Rolle. Nach den Erfahrungen am alten Hebewerk und an dem Hebewerk Magdeburg-Rothensee ist damit zu rechnen, daß die Bronzefutter jeweils mehrere Jahre halten.

Die Spaltdichtungsrahmen, die zur Überbrückung des rd. 100 mm breiten Spaltes zwischen dem Trog und den Haltungsabschlüssen dienen, werden hydraulisch angetrieben. Die am Trog beweglich aufgehängten U-förmig ausgebildeten und mit dem Trog durch eine Gummidichtung verbundenen Rahmen werden nach dem Stillsetzen des Troges durch Pressen gegen die Dichtungsschürze des Haltungsabschlusses gedrückt und vor Beginn einer Trogfahrt wieder abgezogen.

Die Empfindlichkeit eines Hebewerkes gegen Frost machte es notwendig, in großem Umfange Heizelemente einzubauen, die eine Eisbildung verhindern. Der Umfang der Flächenheizung allein beträgt rd. 100 m². Die verschiedenen Heizelemente sind so ausgelegt, daß das Hebewerk betriebsfähig bleibt, bis auf der freien Kanalstrecke die Eisbildung zu einer Eissperre führt. Die Beheizung der Anschläge der Haltungstore, und der Trogtore erfolgt durch Widerstandsheizungen, die aus mit Silikongummi isolierten Flacheisen bestehen und mit den Anschlagskonstruktionen einbetoniert oder an der Stahlkonstruktion des Troges befestigt sind. Die Dichtungsschürzen an den Haltungsabschlüssen werden durch eine Widerstandsheizung aus einem System verzinkter Rohre hinter den remanitplattierten Andichtflächen erwärmt. Die Erwärmung der 3phasig aufgeteilten Anlage erfolgt durch Drehstrom. Die Gummidichtungen der Spaltdichtungsrahmen, frostgefährdete Schieber und Getriebe werden mit Strahlungsheizungen aufgewärmt, die soweit zweckmäßig, aus Heizkabeln bestehen.

5. Durchführung des Betriebes

Die Bedienung und Steuerung des gesamten Betriebes erfolgt durch einen Trogführer von zwei Steuerständen aus, die an den beiden Trogenden auf einem Laufsteg des Troges angeordnet sind. In jedem Steuerstand befindet sich ein Steuerpult und eine Steuertafel. Von dem Steuerpult aus werden die an dem jeweiligen Trogende und auf dem dazugehörigen Haltungsabschluß befindlichen Antriebe für das Haltungstor einschließlich der im Haltungstor eingebauten Pumpanlage, das Trogtor und der Spaltdichtungsrahmen bedient. Die Reihenfolge der einzelnen auf den Steuerpulten von Hand auszulösenden Arbeitsvorgänge sind durch eine automatische Folgeschaltung und durch Steuerorgane so geregelt, daß die Einleitung von falschen Bewegungen nicht möglich ist. Die Steuerung der Trogfahrt erfolgt von der Steuertafel aus. Neben den Schalteinrichtungen sind in den Steuerständen Kontrollgeräte untergebracht, die eine Überwachung aller für den Betrieb wesentlichen elektrischen und maschinellen Anlagen ermöglichen.

6. Leistung des Hebewerkes

Bei Betrachtung der Jahresleistung des neuen Hebewerkes ist von der Dauer eines Hubvorganges auszugehen, die 34 Minuten beträgt. Ein Hubvorgang umfaßt den Zeitaufwand für die Einfahrt eines 1350 t Schiffes oder mehrerer kleiner Schiffe, Hub des Troges, Ausfahrt der Schiffe, Einfahrt der Schiffe in Gegenrichtung, senken des Troges und Ausfahrt der Schiffe. Unter Berücksichtigung eines normalen 16stündigen Betriebes ergeben sich je Tag rd. 28 Hubvorgänge. Werden für die Ermittlung der Jahresleistung 92 betriebsfreie Tage (64 Sonn- und Feiertage und 28 Tage infolge Frostsperre oder für Instandsetzungen) gerechnet, so ergeben sich rd. 7500 Hubvorgänge oder bei einer vollen Ausnutzung eines Troges in jeder Richtung mit Schiffen mit einer Tragfähigkeit von 1350 t rd. 20,75 Mio Tragfähigkeitstonnen. Diese Zahl kann sich erhöhen bei einem längeren Tagesbetrieb und bei einem Betrieb an Sonn- und Feiertagen.

Infolge ungleichmäßiger Ausnutzung des Troges durch Schiffe unterschiedlicher Größe und Ungleichmäßigkeit des Verkehrs wird die vorermittelte Leistung kaum erreicht. Für die bei Henrichenburg vorliegenden Verhältnisse wird am neuen Schiffshebewerk zunächst nur mit einer Jahresleistung von rd. 15 Mio Tragfähigkeitstonnen gerechnet, einer Leistung, die die Leistung einer Sparschleuse gleicher Abmessung selbst bei Steiggeschwindigkeiten in der Schleuse bis zu 4 m/Min. um mindestens 30 % übersteigt.

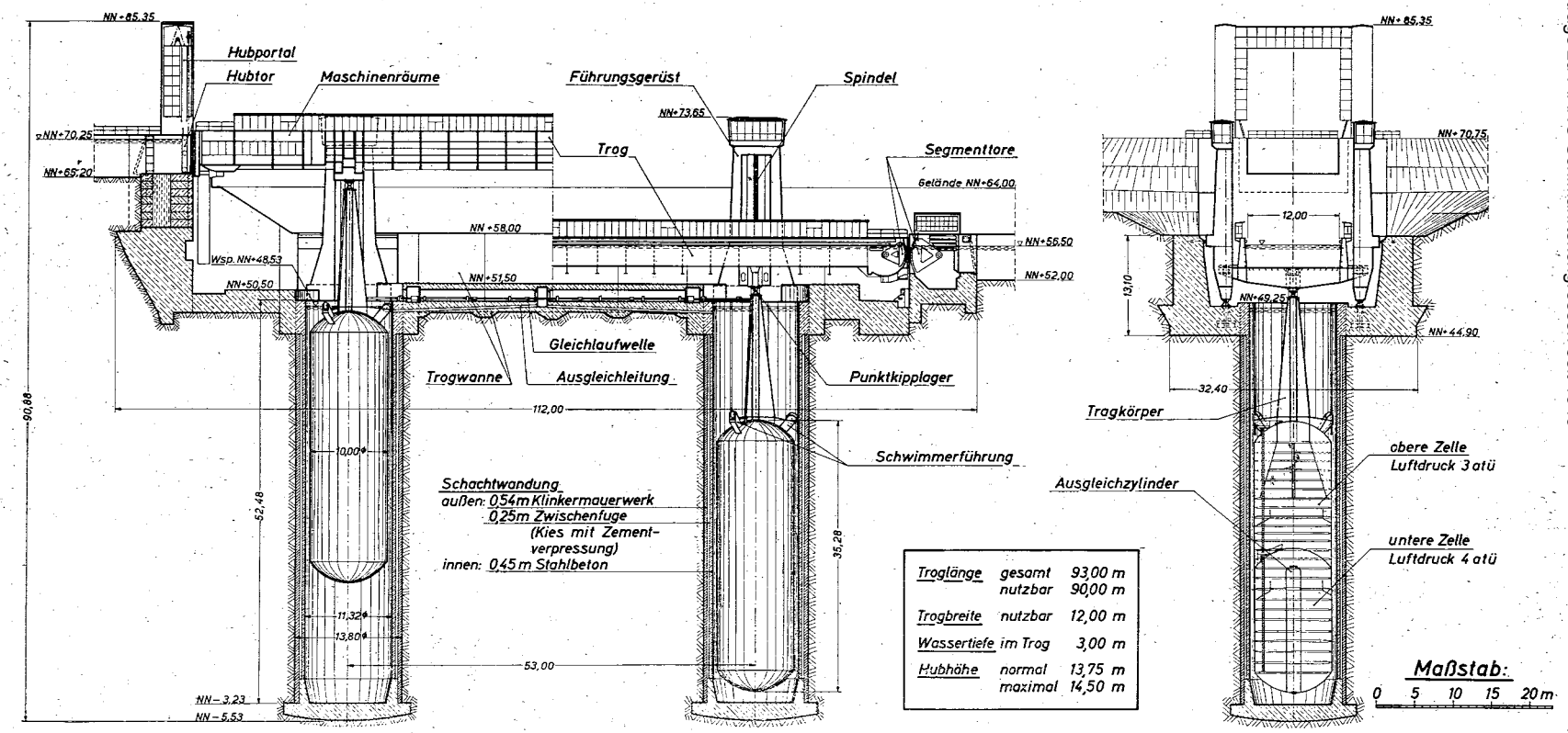


Bild 3

Längsschnitt und Querschnitt

II. SPARSCHLEUSEN FÜR GROSSE FALLHÖHEN DES KANALS BAMBERG—NÜRNBERG

1. Kammerfüllung und -entleerung

1.1 Das Füll- und Entleerungssystem

Es wird die Kenntnis des Füll- und Entleerungsvorganges einer einfachen Kammer- und Schachtschleuse vorausgesetzt.

Für die Kanalstrecke Bamberg—Nürnberg sind sieben Stufen geplant, von denen nur die Schleuse Buckenhofen in dem Flußlauf der Regnitz liegt. Die kleine Fallhöhe von 5,35 m und die ausreichenden Füllwassermengen lassen den Bau einer einfachen Kammerschleuse zu. Die übrigen 6 Schleusen liegen im Bereich des Stillwasserkanals und verfügen nicht über die notwendigen Füllwassermengen.

Es müssen Sparschleusen angewendet werden, um die Stufen in einem Vorgang mit geringem Wasserverbrauch zu überwinden. Im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe wurden unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. H. Wittmann durch Untersuchungen der Aufbau der Gesamtanlage und die hydraulisch günstigsten Formen der einzelnen Bauteile festgelegt.

Schleuse	Hubhöhe m	Anzahl der Sparbecken	Füllzeit T_F nach Modellversuchen		Entleerungszeit T_E nach Modellversuchen	
			sek	min	sek	min
Bamberg	11,00	3	745	12,42	805	13,41
Strullendorf	7,35	1	474	7,90	534	8,90
Buckenhofen (interpoliert)	5,35	—	342	5,70	402	6,70
Hausen	12,00	2	725	12,10	792	13,20
Erlangen	18,30	3	973	16,20	1030	17,20
Kriegenbrunn	18,30	3	973	16,20	1030	17,20
Nürnberg	9,40	1	550	9,17	596	9,93

Tabelle 1: Verzeichnis der Schleusen der Kanalstrecke

Am Beispiel der Sparschleuse Erlangen mit 3 Sparbecken, der Hubhöhe H = 18,3 m, einer Kammerlänge L = 200 m und einer Kammerbreite B = 12 m werden die Ergebnisse erläutert.

Um eine spätere Erweiterung zur zweiten Sparschleuse möglich zu machen, sind die Sparbeckengruppen auf einer Seite der Schleusenkammer angeordnet. Eine Sparbecken-

gruppe besteht aus zwei Teilbecken. Je ein Teilbecken der Sparbeckengruppe ist durch einen Zubringerkanal mit einem der symmetrisch zur Schleusenquerachse angeordneten Grundlaufsystem verbunden (Bild 4).

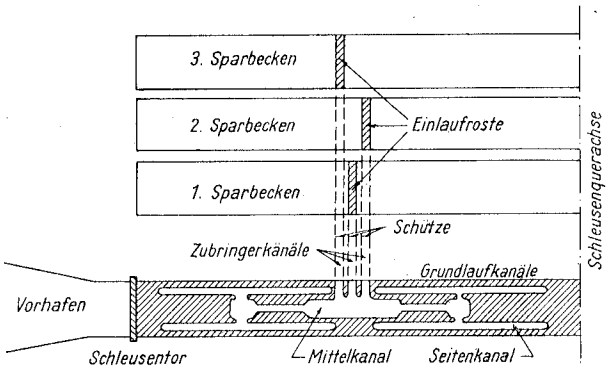


Bild 4
Grundlaufsystem in der Kammer einer Sparschleuse

Durch die Zubringerkanäle strömt das Füllwasser Q aus den einzelnen Teilbecken in eine Beruhigungskammer und teilt sich in die Wassermengen $Q_1 = Q_2$ (Bild 5).

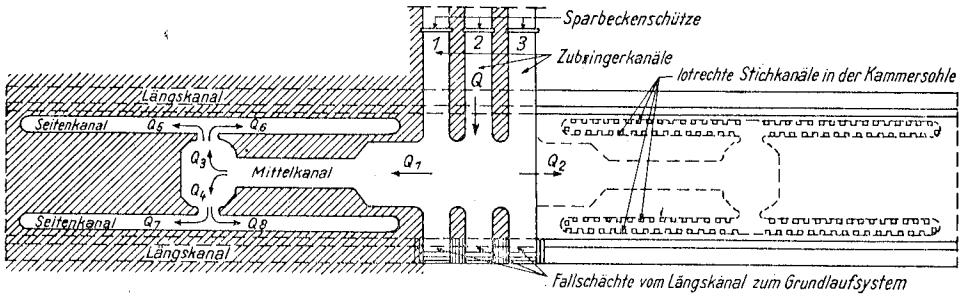


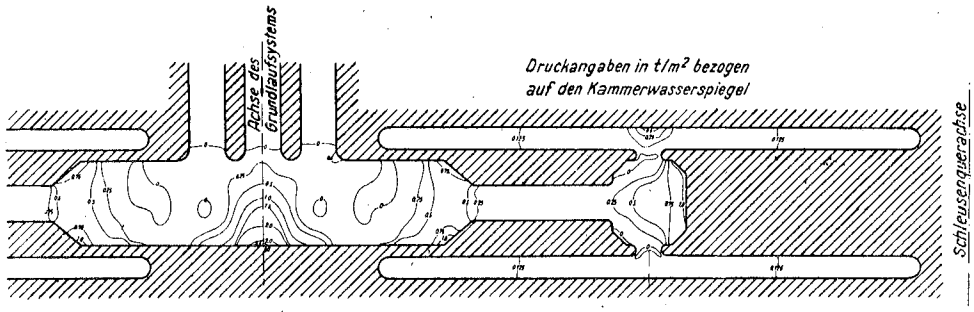
Bild 5
Grundlaufsystem und Zuflußverteilung

Im Mittelkanal wird die Zuflußmenge Q_1 beschleunigt und in der darauffolgenden Beruhigungskammer in die Wassermengen $Q_3 = Q_4$ geteilt. In die Seitenkanäle strömen die Wassermengen $Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8$, um von hier aus gleichmäßig durch die lotrechten Stichkanäle in der Kammersohle = Grundlaufdecke der Schleusenkammer zugeführt zu werden.

Durch diese Anordnung wird der seitlich zugeführte Strahl des Zubringerkanals beruhigt, in die waagrechte Strömungsrichtung umgelenkt, wieder beschleunigt, um zuletzt durch die symmetrisch angeordneten Stichkanäle lotrecht in die Kammer aufzusteigen. Das Füllwasser wird dadurch über den ganzen Kammerboden so verteilt, daß Querbewegungen des Schiffes nicht auftreten. Da es nicht möglich war, diese Strömungsvorgänge unmittelbar zu messen, waren meßbar nur die auf ein Schiff wirkenden Kräfte und die Drücke auf die Grundlaufdecke. Die auf ein in der Schleusenkammer liegendes Schiff

wirkenden Kräfte wurden mit Hilfe eines besonderen Meßgerätes am Schleusenmodell 1 : 25 festgestellt. Die zugelassene Längskraft von 0,5 t durfte bei der Füllung und Entleerung nicht überschritten werden. Aus dem Diagramm der Längskräfte (Bild 9) ist der Verlauf der Längskräfte bei einer normalen Füllung ersichtlich.

Die Symmetrie der Druckverteilung zur Längs- und Querachse des Grundlaufsystems läßt die symmetrische Verteilung der Füllwassermenge erkennen (Bild 6).



Druckverteilung an der Grundlaufdecke bei Kammerfüllung durch den mittleren Zubringerkanal mit $Q_{max} = 70$ m³/s

Bild 6

1.2 Der Füll- und Entleerungsvorgang

Das Füllen der Schleusenkammer erfolgt in der in Bild 7 dargestellten Folge der Teilfüllungen. Die Restfüllung wird dem oberen Vorhafen durch die unter der Einfahrt am Oberhaupt liegenden Einlauftrichter entnommen und den beiden Längskanälen zugeführt,

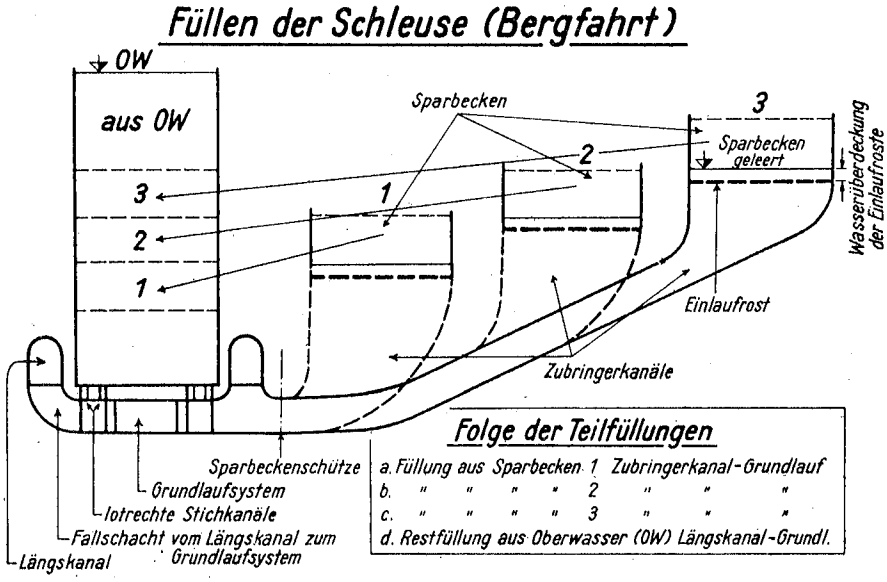


Bild 7

Füllen der Kammer (Bergfahrt)

die durch Fallschächte in die beiden Grundläufe einmünden (Bild 5). Bei der Restfüllung wird das Wasser in den Grundläufen in gleicher Weise wie bei der Füllung aus den Sparbecken verteilt, so daß in jeder Phase der Füllung nur lotrecht nach oben gerichtete Strahlen austreten.

Da bei der Restfüllung bereits ein starkes Wasserpolster vorhanden ist und die Längskräfte am Schiff ohne Bedeutung sind, bestimmt der Entnahmesunk im oberen Vorhafen die Hubgeschwindigkeit der Längskanalschütze.

Entleert wird die Schleusenkammer in der Folge der Teilentleerung nach Bild 8. Die Restentleerung erfolgt durch das Grundlaufsystem, die Längskanäle und das Auslaufbauwerk in das Unterwasser. Im Auslaufbauwerk werden die Entleerungsstrahlen der beidseitigen Längskanäle jeweils in vier Teilstrahlen zerlegt und zur Energieumwandlung gegeneinander gelenkt. Die Sohle des Auslaufbettes wird befestigt.

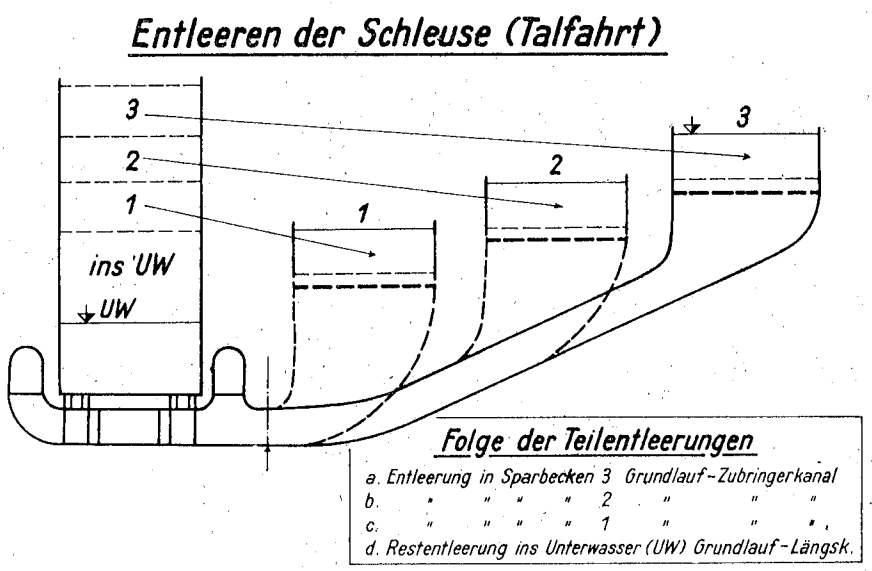


Bild 8
Entleeren der Kammer (Talfahrt)

1.3 Hydraulik des Füllvorganges

Wenn am hydraulischen Modell die Füllzeiten gemessen und die Verlustbeiwerte μ bestimmt sind, lassen sich die Hub- und Zuflußmengen ermitteln.

Für die Füllung aus dem Sparbecken und die Entleerung in die Sparbecken gilt:

$$\sqrt{H_t} = \sqrt{H_o} - (\mu_s \cdot \sqrt{2g}\,(F_s + F) / (2\,F_s \cdot F) \times (f \cdot t \pm c_1 \cdot t^2/2) \qquad (1)$$

$$Q_t = \mu_s\,(f \pm c_1 \cdot t)\,\sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_t} \qquad (2)$$

Es treten drei Phasen auf:

1. Phase: Druckhöhe ändert sich, Schütz wird gehoben.
2. Phase: Druckhöhe ändert sich, Füllquerschnitt bleibt gleich.
3. Phase: Druckhöhe ändert sich, Schütz wird gesenkt.

Für die Restfüllung aus dem Oberwasser und die Restentleerung in das Unterwasser gilt:

$$\sqrt{H_t} = \sqrt{H_o} - \mu_R \sqrt{2g}\, 2F \times (f \cdot t + c_2 \cdot t^2/2) \quad (3)$$

$$Q_t = \mu_R \cdot (f + c_2 t) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_t} \quad (4)$$

Es treten zwei Phasen auf:

1. Phase: Druckhöhe ändert sich, Schütz wird gehoben.
2. Phase: Druckhöhe ändert sich, Füllquerschnitt bleibt gleich.

Dabei bedeuten:

H_o = Druckhöhe zu Beginn einer Phase (m)

H_t = Druckhöhe zur Zeit t (m)

F_s = Sparbeckenfläche (m^2)

F = Kammerfläche (m^2)

f = Füllquerschnitt am Anfang einer Phase (m^2)

c_1 = Flächenöffnungsgeschwindigkeit für die Sparbeckenschütze (m^2/s)

c_2 = Flächenöffnungsgeschwindigkeit für die Längskanalschützze (m^2/s)

Q_t = Füllwassermenge zur Zeit t (m^3/s)

μ_s = Verlustbeiwert für die Sparbeckenfüllung und -entleerung gleich groß.

μ_R = Verlustbeiwert für die Restfüllung und -entleerung verschieden.

Für die Sparschleuse Erlangen sind die Hubkurve, die Füllwassermengenkurve, der Fahrplan der Verschlußorgane (Schützfahrplan) und das Längskraftdiagramm in Bild 9 aufgezeichnet.

1.4 Verlustbeiwert

Bei der Füllung mit tiefliegendem Drempel läßt sich die Gesamtfüllzeit in geschlossener Form angeben:

$$T_{ges} = (2 \cdot F \cdot \sqrt{H_o}) / (\mu \cdot \sqrt{2g} \cdot f) + t_e/2 \quad (5)$$

dabei bedeuten:

F = Kammerfläche (m^2)

H_o = Druckhöhe (m)

T_{ges} = Gesamtfüllzeit (s)

t_e = Öffnungszeit der Verschlüsse (s)

f = Füllquerschnitt (m^2)

Werden die Gesamtfüllzeit T_{ges} und die Öffnungszeit der Verschlüsse im Modellversuch gemessen, so kann aus Gleichung (5) der mittlere μ-Wert errechnet werden:

$$\mu = 2 \cdot F \cdot \sqrt{H_o} / (T_{ges} - t_e/2) \sqrt{2g} \cdot f \quad (6)$$

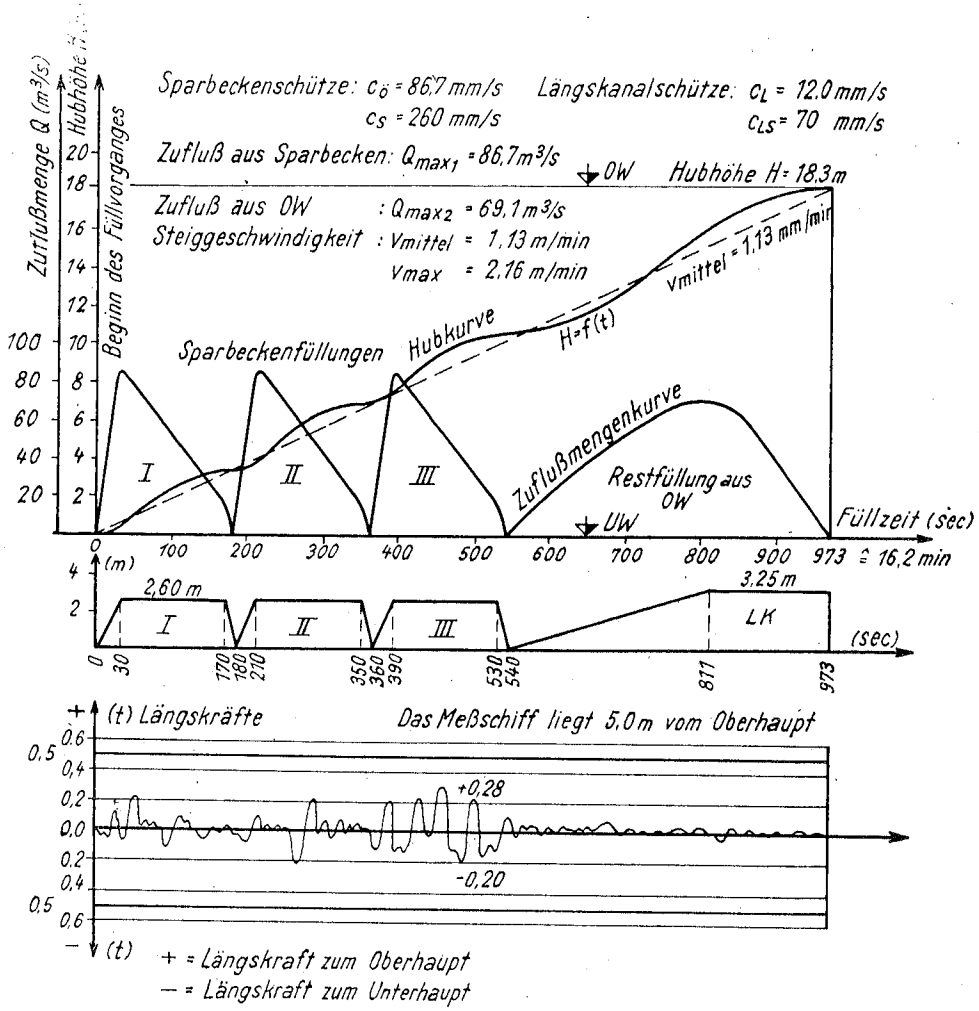


Bild 9
Normalfüllung der Kammer. Füllung aus dem Sparbecken. Restfüllung aus dem OW.

Dieser mittlere μ-Wert setzt sich aus Einlaufverlusten, Krümmerverlusten, Reibungsverlusten, Stoßverlusten und Verlusten am Tiefschütz zusammen. Die Berechnung der Hubkurve und der Zuflußmengenkurve mit dem mittleren μ-Wert ist genügend genau.

1.5 Hub- und Senkgeschwindigkeit der Verschlüsse

Für die Hubgeschwindigkeit der Sparbeckenschütze ist die Größe der Längskraft maßgebend. Bei der Hubgeschwindigkeit von $c_Ö$ = 86,7 mm/s überschreiten die Längskräfte in keinem Fall die zugelassenen 0,5 t. Die Senkgeschwindigkeit wurde mit c_S = 260 mm/s = 3 · $c_Ö$ festgelegt.

Durch eine größere Hubgeschwindigkeit der Sparbeckenschütze $c_{ö}$ kann die Gesamtfüllzeit T_{ges} nicht wesentlich verkürzt werden (Bild 10).

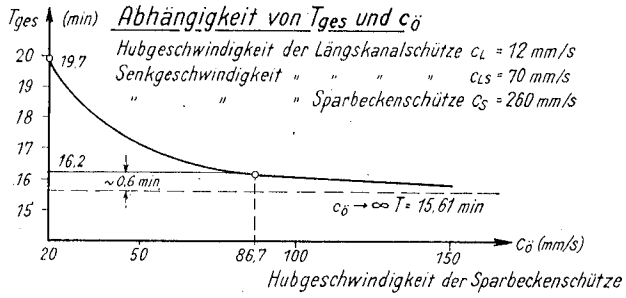


Bild 10
Abhängigkeit von T_{ges} und $c_{ö}$

Für verschiedene Hubgeschwindigkeiten der Längskanalschütze wurden die Schiffskräfte parallel zur Schleusenlängsachse (= Längskräfte) im Modellversuch gemessen. Es ergab sich eine lineare Abhängigkeit im Bereich der Meßgenauigkeit (Bild 11).

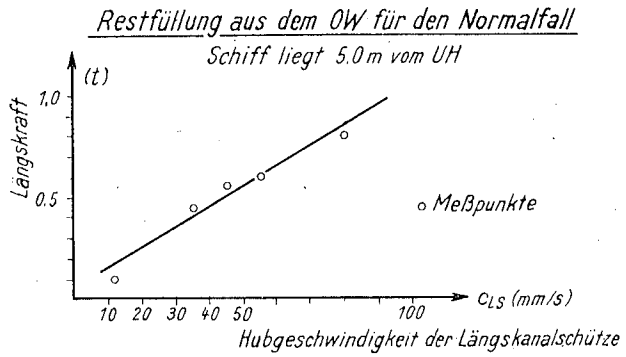


Bild 11
Restfüllung aus dem Oberwasser für den Normalfall, Schiff liegt 5,0 m vom UH

Maßgebend für die Hubgeschwindigkeit der Längskanalschütze ist die größte Zuflußwassermenge aus dem oberen Vorhafen von $Q_{max} \leqq 70$ m³/s, die bei $c_L = 12$ mm/s erreicht wird. Da die Längskanalschütze bis zur Ausspiegelung geöffnet bleiben, könnten sie auch plötzlich geschlossen werden. Es wurde eine Senkgeschwindigkeit der Längskanalschütze von $c_{Ls} = 70$ mm/s gewählt. Die Hub- und Senkgeschwindigkeiten der Längskanalschütze sind für die Füllung und Entleerung gleich.

1.6 Sunk und Schwall in den Vorhäfen und in der Kanalstrecke

1.61 Entnahmesunk im oberen Vorhafen

Die maximale Sunktiefe ergibt sich überschlägig zu:

$$Z_{max} = Q_{max}/\omega_m \cdot B_m, \text{ wobei} \quad (7)$$

$$\omega_m = \sqrt{g \cdot F_m / B_m} \quad (8)$$

Q_{max} = maximale Entnahmewassermenge (m^3/s)
F_m = mittlere Querschnittsfläche des Kanals $\approx$ 196,0 m^2 für t = 4,0 m
B_m = mittlere Breite der Sunkwelle $\approx$ 55 m für t = 4,0 m

Mit diesen Werten wird ω_m = 5,92 m/s und Z_{max} = 21 cm.

Bei einer Wassertiefe von t = 4,0 m im oberen Vorhafen und im Kanal kann diese Sunktiefe als ungefährlich angesehen werden, da die größte Abladetiefe der Schiffe 2,50 m nicht überschreitet.

Die größte Neigung der Sunkwellenfront ergibt sich zu:

$$\max J_w = 1/(g \cdot F_m) \times (dQ/dt)_{max}, \text{ wobei} \quad (9)$$

$$(dQ/dt)_{max} = (dQ/dt)_{t=o} = \mu \cdot b \cdot c_L \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_R} \quad (10)$$

dabei bedeuten:

μ = Verlustbeiwert = 0,733
c_L = Hubgeschwindigkeit der Längskanalschütze = 12 mm/s
b = Σ Schützbreiten = 4,0 m
H_R = Druckhöhe = 18,30 m

Damit wird

$\max J_w$ = 0,35 ‰ und die größte Trossenkraft P_{max} = 3,45 t < P_{zul} = 5,40 t
(4fache Sicherheit)

1.62 Füllschwall im unteren Vorhafen

Durch die Wasserrückgabe bei den Kammerentleerungen dürfen die wartenden vertäuten Schiffe im unteren Vorhafen nicht bewegt und die erforderlichen Durchfahrtshöhen unter den Brücken nicht unterschritten werden.

Die Berechnung der maximalen Schwallhöhe Z_{max} und der maximalen Trossenkraft P_{max} erfolgt entsprechend der Sunkberechnung im oberen Vorhafen.

2. Störfälle der Schleusenfüllung bzw. -entleerung

Die Anzahl der möglichen Störfälle in Abhängigkeit von der Anzahl der Störelemente beträgt:

$$z = 2^n - 1 \quad (11)$$

dabei bedeutet n = Anzahl der Störelemente.

Für n = 4 (3 Sparbeckengruppen, 1 Längskanalschütz) wird $z = 2^4 - 1 = 15$.

Aus Bild 12 ist zu entnehmen, daß die Anzahl der Störelemente möglichst klein gehalten werden muß.

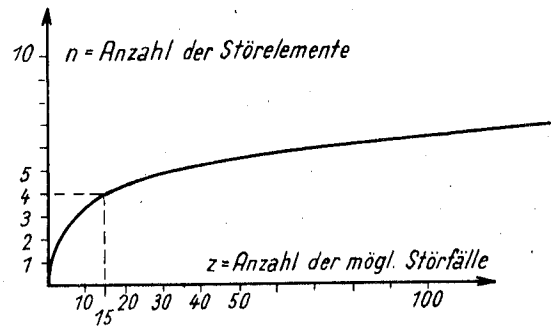


Bild 12
Störelemente

2.1 Ausfall von Sparbecken

Fällt ein Teilbecken aus, so wird die ganze Sparbeckengruppe stillgelegt. Bei Ausfall einer, oder bei gleichzeitigem Ausfall von zwei Sparbeckengruppen wird das Volumen der ausgefallenen Sparbeckengruppen bei der Kammerfüllung zunächst aus dem oberen Vorhafen ergänzt und bei der Kammerentleerung in den unteren Vorhafen abgegeben. Erst dann wird die Füllung aus den betriebsbereiten und die Entleerung in die betriebsbereiten Sparbeckengruppen fortgesetzt.

Beim Ausfall von Sparbecken wird die Schleusenkammer auch in diesen Störfällen symmetrisch zur Längsachse und Querachse der Schleusenkammer gefüllt und entleert. Die dabei auftretenden Längskräfte bleiben $< 0{,}5$ t.

2.2 Ausfall von einem Längskanalschütz am OH oder UH

Beim Ausfall eines Längskanalschützes erfolgt die Füllung aus dem OW und die Entleerung in das UW nur durch einen Grundlauf, also unsymmetrisch zur Kammerquerachse. Dadurch entstehen Schwall- und Sunkwellen, die an den Kammerstirnwänden reflektiert werden und das Kräftespiel am Schiffskörper ungünstig beeinflussen. Die Hub- und Senkgeschwindigkeiten der betriebsbereiten Längskanalschütze werden wie beim Normalfall der Kammerfüllung und -entleerung beibehalten. Beim ungünstigsten Fall, der Füllung der ganzen Kammer mit nur einem Längskanal aus dem oberen Vorhafen wird die Längskraft um etwa 100 % überschritten.

3. Wasserwirtschaft der Kanalstrecke Bamberg—Nürnberg

3.1 Wasserwirtschaftliche Verhältnisse der Kanalstrecke

Die Haltung zwischen zwei Schleusen stellt einen großen Speicher dar, aus dem die Füllwassermenge der unteren Schleuse entnommen wird. In der freien Strecke geht noch Wasser durch Verdunstung und Versickerung verloren.

Dieser Wasserbedarf wird bei den Haltungen Bamberg, Strullendorf und Buckenhofen durch Zufluß aus der Regnitz gedeckt. Die Schleusen Hausen, Erlangen, Kriegenbrunn und Nürnberg dagegen werden mit Pumpanlagen ausgestattet, die das Füllwasser der Schleusungen vom Unterwasser in das Oberwasser zurückfördern und die Verluste aus Verdunstung und Versickerung aus der Regnitz ersetzen.

3.2 Wasserersparnis durch Sparbecken

Abhängigkeit der Wasserersparnis von der Anzahl und Größe der Sparbecken bei völliger Ausspiegelung der Wasserspiegel im Sparbecken und in der Schleusenkammer.

Für die Wasserersparnis gilt:

$$E = (n \cdot m\, h_1 \cdot 100)/((n + 1) \cdot m \cdot h_1 + h_1)$$
$$= (n \cdot m \cdot 100)/((n + 1) \cdot m + 1) \qquad (12)$$

Wenn Sparbeckenfläche = Kammerfläche wird m = 1 und

$$E = n \cdot 100/(n + 2)\ \% \qquad (13)$$

Für die Sparschleuse Erlangen mit n = 3 Sparbecken wird E = 60 %.

Abhängigkeit der Wasserersparnis von der Ausspiegelungsdifferenz zwischen Sparbecken- und Kammerwasserspiegel.

Bei Beginn der Füllung und Entleerung der Sparbecken strömt das Wasser wegen der Druckdifferenz zunächst mit großer Geschwindigkeit in die Füllorgane, verringert sie aber mit zunehmender Angleichung der Wasserstände. Um den Schleusungsvorgang nicht übermäßig zu verlängern, werden die Sparbeckenschütze in den Zubringerkanälen bei einer Wasserspiegeldifferenz von 0,15 m geschlossen. Die diesem Unterschied entsprechende Wassermenge geht dem Sparwasser verloren.

Die Wasserersparnis E bei der Anordnung von Sparbecken beträgt bei gleich großer Sparbecken- und Kammerfläche:

$$E = H - 2\,(h + e) \qquad (14)$$

dabei bedeuten:

H = Hubhöhe (m)

h = Sparbeckenhöhe (m)

e = Ausspiegelungsdifferenz (m)

Für die Sparschleuse Erlangen ergibt sich bei 3 Sparbecken, h = 3,6 m und e = 0,15 m

E = 10,8 m. Das sind 59 % der Hubhöhe von H = 18,3 m.

3.3 Ersatz der Füllwassermenge durch Pumpwasser

Die Pumpenleistungen werden so ausgelegt, daß die Schleusungswasserverluste und die Verdunstungs- und Versicherungsverluste in den Kanalhaltungen ersetzt werden können und darüber hinaus den Anliegern der Haltungen Brauchwasser für Landwirtschaft und Industrie zur Verfügung steht. Für die Sparschleuse Erlangen werden 2 Aktivpumpen und 1 Reservepumpe mit je einer Leistung von 3,25 m³/s eingebaut.

An die Pumpanlagen und Pumpwasserleitungen werden folgende Anforderungen gestellt.

Die an der Pumwasserentnahme und Pumpwasserrückgabe auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten dürfen die Sicherheit der Schiffahrt in den Vorhäfen nicht gefährden.

Die einzelnen Bauelemente der Pumpwasserleitung müssen sich den übrigen baulichen und betrieblichen Einrichtungen der Schleuse anpassen.

Die Entnahme-, Leitungs- und Rückgabeverluste sollen gering sein und einen wirtschaftlichen Pumpbetrieb gewährleisten.

Die Pumpwasserentnahme

Das Pumpwasser wird nicht symmetrisch zur Vorhafenachse an der Sohle entnommen, sondern außermittig in einer Bucht dem Pumpenhaus zugeleitet. Nachteilig sind die Quergeschwindigkeiten an der Streichlinie oberhalb des Pumpenhauses. Es wird daher eine 2,0 m tiefe Tauchwand angeordnet, um die Strömungen in die unteren, von der Schiffahrt weniger berührten Wasserschichten des Vorhafens zu konzentrieren.

Der Pumpwasserauslauf

Vom Pumpenhaus führt der Pumpwasserkanal neben dem Längskanal zum Oberhaupt. Dort wird der Pumpwasserkanal um 60° so umgelenkt, daß die übrigen Bauteile der Schleuse, insbesondere die Fülleinrichtungen im Oberhaupt nicht berührt werden. Unmittelbar oberhalb der Schleuseneinfahrt teilt sich der Pumpwasserkanal in die beiden Zuleitungskanäle zu den Auslaufrosten. Der Übergang des Pumpwasserkanals wird so ausgebildet, daß Ablösungen und ungleiche Anströmung der beiden Abzweigkanäle nicht auftreten (Bild 13).

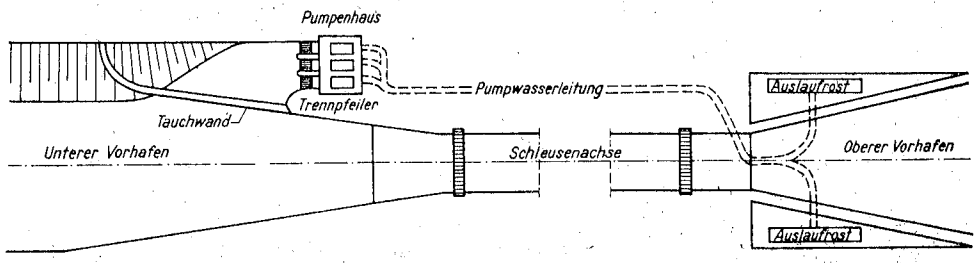


Bild 13
Pumpanlage für eine Kammer

Die beiden Auslaufkanäle münden zunächst in eine Prallkammer unterhalb des Auslaufrostes, der an dieser Stelle nicht geöffnet ist. In der Prallkammer wird die Geschwindigkeitsenergie in Druckenergie umgewandelt, so daß das Pumpwasser ruhig und gleichmäßig aus den symmetrisch angeordneten Auslaufrosten ausströmen kann.

4. Die Verschlüsse für die Füll- und Entleerungseinrichtungen

Mit Rücksicht auf die Wasserersparnis und Betriebssicherheit war eine möglichst einfache und robuste Konstruktion der Verschluß-Bauarten mit einem Mindestmaß an Störanfälligkeit zu wählen. Außerdem sollte bei sämtlichen Sparschleusen unabhängig von ihrer Hubhöhe eine möglichst einheitliche Ausführung aller Verschlüsse erreicht werden, um die Wartungs- und Instandsetzungskosten gering zu halten. In Anbetracht dieser Forderungen wurden folgende Verschlüsse vorgesehen.

4.1 Sparbeckenverschlüsse

Zum Abschluß der Beckenzuläufe (Bild 7, 8) dienen Tiefschütze, die als einfache Rollschütze mit doppelt kehrender Dichtung ausgebildet werden. Ihre Bemessung erfolgt einheitlich nach der größten, für die Sparschleuse Erlangen maßgeblichen Hubhöhe. Das

Öffnen und Schließen dieser Schütze erfolgt über einen ölhydraulischen Antrieb. Geschlossen wird der Verschluß etwa 3mal so schnell wie geöffnet. Sämtliche Zylinder wie die zugehörigen Öldruck-Erzeugungsaggregate werden über den mit Dichtdeckeln abgeschlossenen Schächten in der auf einer Seite der Kammer verlaufenden und von einem Laufkran bestrichenen Maschinenhalle eingebaut. Sie sind zentral und übersichtlich angeordnet und jederzeit erreichbar. Der Gefahr von Schwingungen innerhalb der Schützschächte wurde durch entsprechende Belüftungsmaßnahmen vorgebeugt.

Antriebsmäßig sind jeweils 2 der einander zugeordneten Teilbecken einer Beckengruppe zusammengeschaltet, so daß jeweils 2 Schützen gleichzeitig bewegt, d. h. 2 Bekken-Zuläufe geöffnet und geschlossen werden können.

Im Reparatur- oder Störfall ermöglicht ein auf der Kammerseite der Zuläufe angeordneter und von der Maschinenhalle aus jederzeit bedienbarer Notverschluß die Trockenlegung der Schützschächte und der Zubringerkanäle.

Die Abmessungen der Schütze sind nahezu quadratisch (2,50 × 2,60 m). Ihr Einzelgewicht beträgt rd. 4,5 t.

Die Öffnungs- und Schließgeschwindigkeiten der Sparbeckenverschlüsse sind bei a l l e n Zubringerkanälen gleich. $c_{ö}$ = 86,7 mm/s, c_{s} = 260 mm/gs (vergl. Bild 9).

4.2 Längskanalverschlüsse

Die Restfüllung aus dem Oberwasser erfolgt über die Längskanäle, deren Verschlüsse aus einfachen, in den Abmessungen etwas größeren Rollschützen (2,50 × 3,25 m) bestehen. Sie werden ebenfalls als Tiefschütze ausgebildet.

Sie sind nur mit auf der Oberwasserseite anschlagenden Dichtungen versehen. Mit Rücksicht auf die Begrenzung der Zuflußwassermenge aus dem oberen Vorhafen wird deren Öffnungsgeschwindigkeit $c_{ö}$ auf 12 mm/s ausgelegt, während das Schließen im Schnellschluß (c_{s} = 70 mm/s) vorgenommen wird (Bild 9). Aufgrund der Modellversuche konnten auch diese Geschwindigkeiten für a l l e Sparschleusen als konstant angenommen werden. Lediglich die Hubwege sind im Einzelfall variabel. Je zwei der Längskanalschütze werden am Ober- und Unterhaupt zu beiden Seiten der Häupter in entsprechenden Schächten angeordnet. Auch hier sind zur ausreichenden Belüftung der Schächte entsprechende Maßnahmen getroffen.

Der Antrieb erfolgt ebenfalls ölhydraulisch, wobei die Zylinder in besonderen Kammern in Nähe der Häupter und die Öldruckerzeugungsaggregate innerhalb der Antriebshäuser am Ober- und Unterhaupt untergebracht sind.

Für die Bemessung der Längskanalschütze wurden die 6 Sparschleusen der Kanalstrecke in drei Gruppen aufgeteilt, wobei jeweils 2 Schleusen mit annähernd gleichen oder ähnlichen Hubhöhen eine Gruppe bilden, für die eine einheitliche Ausführung der Schützkonstruktion sichergestellt werden konnte.

Zwecks Instandsetzung im Störfall erhalten die Schützschächte auf der ober- wie unterstromigen Seite zur Trockenlegung einen Notverschluß. Das Einzelgewicht der Längskanalverschlüsse beträgt etwa 5,6 t.

4.3 Haltungsabschlüsse

Den Abschluß der Kanalhaltung und der Kammern bilden am Oberhaupt ein Hubsenktor und am Unterhaupt ein einfaches Hubtor, beide mit vollem Gegengewichtsausgleich. Ein Hubsenktor wurde gewählt, um im Winterbetrieb durch Absenken des Ober-

tores Eis und bei unzulässigen Wasserspiegelschwankungen auch Überschußwasser und Geschwemsel durch die Kammer abführen zu können. Eine Füllung oder Entleerung der Sparschleuse über diese Tore ist auch in Ausnahmefällen nicht beabsichtigt.

Beide Tore erhalten mechanischen Antrieb, der in den, auf jeder Seite der Häupter gelegenen Antriebshäusern untergebracht wird. Auch die Schächte der Gegengewichte verlaufen innerhalb dieser Aufbauten. Zur Abkürzung der Schleusungszeit werden die Tore mit einer Geschwindigkeit von 1,0 m/Min. geöffnet und geschlossen. Die Ausführung der Torkonstruktion erfolgt für alle Sparschleusen einheitlich. Die Tore sind in Einzelteilen mit gleichen Abmessungen zerlegbar, so daß im Fall einer Beschädigung oder bei Überholungsarbeiten jeweils ein Torteil oder die gesamte Konstruktion leicht ausgewechselt werden kann. Wie bei den Sparbecken und Längskanalverschlüssen kann auch bei den Toren durch auf der Ober- wie Unterwasserseite eingebaute Notverschlüsse ein Haupt oder die ganze Kammer der Sparschleuse abgeschlossen und trockengelegt werden. Zur Sicherung des Untertores gegen Schiffsstöße wird am Unterhaupt eine besondere Schutzvorrichtung nach dem System der elastoplastischen Verformung eingebaut.

4.4 Steuerung des Füll- und Entleerungsvorganges

Die Steuerung sämtlicher Verschlüsse und Bewegungsvorgänge erfolgt zentral von dem am Unterhaupt gelegenen Steuerhaus aus. Im Normalbetrieb wie in gewissen Störfällen (Abschn. 2) werden die einzelnen Bewegungsvorgänge über bestimmte Programme für die Füllung und Entleerung abgewickelt. Hierzu dienen elektrisch angetriebene Kopierwerke, die zeitabhängig die Schließ- und Öffnungsbewegungen der einzelnen Verschlüsse automatisch steuern. Außer der Automatik wird eine Handsteuerung eingebaut, die im Not- oder Ausnahmefall wie bei Reparaturen die Steuerung der einzelnen Verschlüsse von der Zentrale aus gestattet. Darüber hinaus ist jeder Verschluß auch örtlich von den Antriebshäusern aus (z. B. für die Längskanalverschlüsse und Tore) in jede beliebige Stellung steuerbar.

Besondere Maßnahmen und eingebaute Blockierungen verhindern eine unbefugte oder die Abhängigkeit der einzelnen Bewegungsvorgänge störende Betätigung der Steuerungsorgane und gewährleisten die bei der Berg- und Talfahrt unbedingt erforderliche Betriebssicherheit.

5. Konstruktion und Statik der Sparschleusen

5.1 Formgebung des Kammerquerschnittes

Für die konstruktive Gestaltung des Kammerquerschnittes (Bild 14) waren von der wasserbaulichen Seite her vorgesehen: der Trog, die Längskanäle, das Grundlaufsystem mit den Zubringerkanälen und der Pumpkanal. Weiterhin war es erwünscht, die Maschinenhalle mit den Antrieben für die Verschlüsse der Zubringerkanäle an geeigneter Stelle und in günstiger Höhe über den Kanälen anzuordnen. Daher schied auf der Sparbeckenseite eine massive Kammermauer aus. Ihr Querschnitt wurde aufgelöst in einen massiven Unterteil und in eine Stahlbetonwand oberhalb des Maschinenhausfußbodens. In ähnlicher Weise wurde auch die landseitige Kammermauer ausgebildet. Bei Schleusen von Hubhöhen etwa über 15 m wird die Wand von gleichbleibender Dicke durch schräge Rippen auf den unteren Teil abgestützt. Bei den niedrigeren Schleusen entfallen die Rippen und die Wand wird an der Einspannstelle verstärkt.

Durch die Längs- und Pumpkanäle sind die Mindestabmessungen für den unteren Teil der Mauer festgelegt, der als massiver, starrer Gründungskörper für die aufgesetzte, eingespannte Wand wirkt. Seine Formgebung wird noch im Zusammenhang mit dem statischen System des Kammerquerschnittes behandelt.

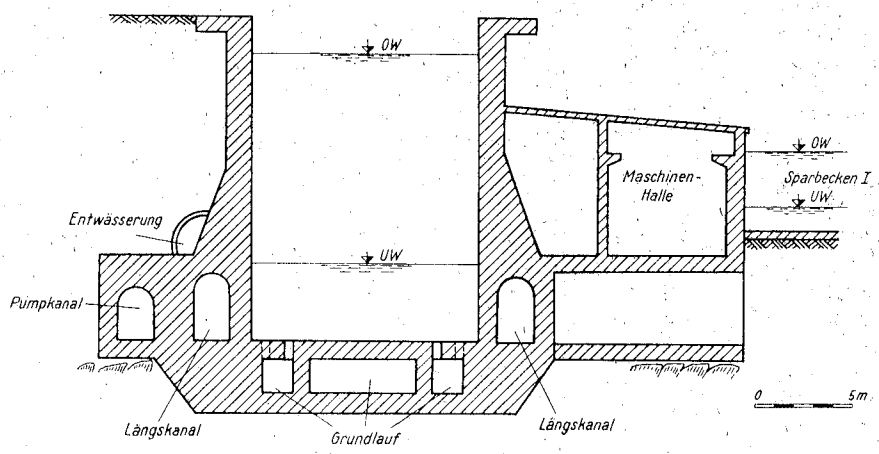


Bild 14
Schleusenkammer Hausen. Konstruktiver Querschnitt

Die Kammersohle ist durch das Grundlaufsystem stark gegliedert. Sohlplatte, Decke und Zwischenwände bilden in biegungssteifer Verbindung einen Rahmenträger. Bei den Formänderungen des Rahmenträgers war zu berücksichtigen, daß die Decke in den beiden Außenfeldern durch die Doppelreihen der lotrechten Stichkanäle des Grundlaufsystems stark geschwächt ist.

Die aufgelöste Form des Kammerquerschnittes kam auch den Wünschen der Betontechnik entgegen. Trotz der verhältnismäßig großen Abmessungen des Bauwerkes sind Zusammenballungen von Betonmassen weitgehend vermieden worden, so daß keine ungewöhnlichen Maßnahmen notwendig sind, um die beim Abbinden des Frischbetons entstehende Hydratationswärme abzuleiten. Überdies mußten die Betonzuschlagstoffe von fremden Bezugsquellen unter verhältnismäßig hohen Kosten beschafft werden, so daß auch von der wirtschaftlichen Seite her geringe Betonmengen willkommen waren.

5.2 Statisches System des Kammerquerschnittes

Beim ersten Entwurf sollten die Kammermauern für sich allein standfest sein. Der untere massive Teil der landseitigen Mauer erhielt deshalb eine Kragplatte, um die Erdauflast zu vergrößern und eine günstigere Resultierende zu erzielen. Mauer und Sohle waren durch Gelenke miteinander verbunden, weil die Sohlenplatte im Reparaturzustand ohne Abstützung auf die Mauern unter der Wirkung des Sohlenwasserdruckes aufschwimmen würde. Die Bodenpressung verteilte sich nach dem Bettungszifferverfahren, wie in Bild 15 dargestellt. Aus den Berechnungsergebnissen war zu ersehen, daß die Endquerschnitte von Mauer und Sohle an den theoretischen Gelenken sich gegenseitig mehr verdrehen würden, als dies bei der Höhe der Sohlenkonstruktion von 3,7 m möglich war, die Gelenke wären also nicht in dem notwendigen Umfang wirksam geworden, sondern die Verbindung zwischen Sohle und Mauer wäre doch biegungssteif gewesen.

Dazu kam noch ein konstruktiver Gesichtspunkt. Die Lichtweite der Schleuse ist 12 m; die Bewehrungsstäbe werden in Längen von 15 m geliefert. Schneidet man die überschüssigen 3 m wegen der Gelenkwirkung ab, dann verbleibt nur ein nutzloses Schrottmaterial. Es entsteht also tatsächlich kein nennenswerter Mehraufwand, wenn man die Stäbe in voller Länge von Mauer zu Mauer durchgehen läßt und somit alle Teile biegungssteif miteinander verbindet.

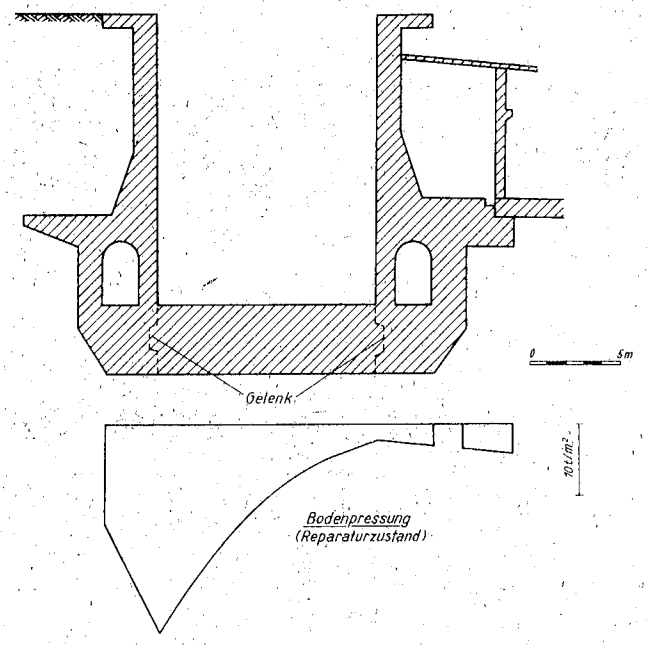


Bild 15
Schleusenkammer Bamberg. Statisches System mit Gelenken zwischen Sohle und Mauer

Die zweite Fassung sah deshalb einen biegungsfesten Rahmen aus der Sohle und den beiden Mauern vor. Sohlenplatte und landseitige Mauer sollten jedoch während des Baues vorübergehend durch eine Fuge getrennt werden, damit die Setzungen des Baugrundes unter der höheren Last der Mauer nicht die Sohlenplatte zusätzlich beanspruchen. Nach dem Abklingen der Setzungen war die Fuge so zu schließen, daß die biegungsfeste Verbindung sichergestellt war. Die Bodenpressung verteilte sich bei diesem System nach Bild 16. Dabei fällt der große Unterschied in der Pressung unter der Mauer und unter der Sohle auf, der sich aus der anfänglichen Trennung beider Bauteile ergibt. Die vorhandenen tonigen Böden konsolidieren aber nur sehr langsam. Es war also zu erwarten, daß auch nach dem Schließen der Fuge die Setzungen weiter gehen und dabei der starke Pressungsunterschied gemildert wird. In grober Annäherung wurde dieser Ausgleich nach der gestrichelten Linie angenommen, selbstverständlich unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen. Die vorübergehende Trennungsfuge hätte also die Sohle nur zeitweise entlastet. Außerdem ist sie für den Baubetrieb ungünstig, da sie zusätzlichen Schalungsaufwand verursacht, als offene Stelle den Baubetrieb stört, leicht verschmutzt und schließlich nur in mühevoller Kleinarbeit zu reinigen und auszubetonieren ist.

Als dritte Lösung wurde deshalb noch der geschlossene Rahmen ohne Fuge untersucht. Da die Mauer jetzt von Anfang an in die Sohlenplatte eingespannt ist, braucht sie nicht

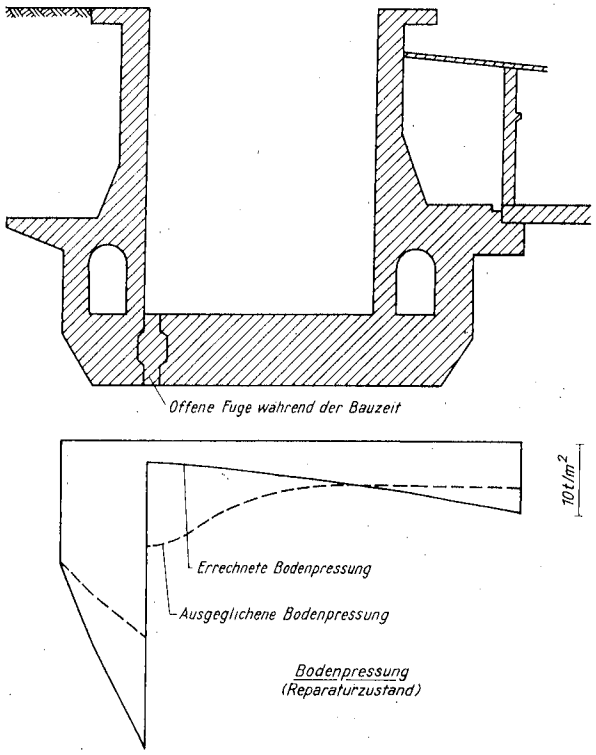


Bild 16
Schleusenkammer Bamberg.
Biegungsfeste Verbindung zwischen Sohle und Mauer und einer offenen Fuge während der Bauzeit

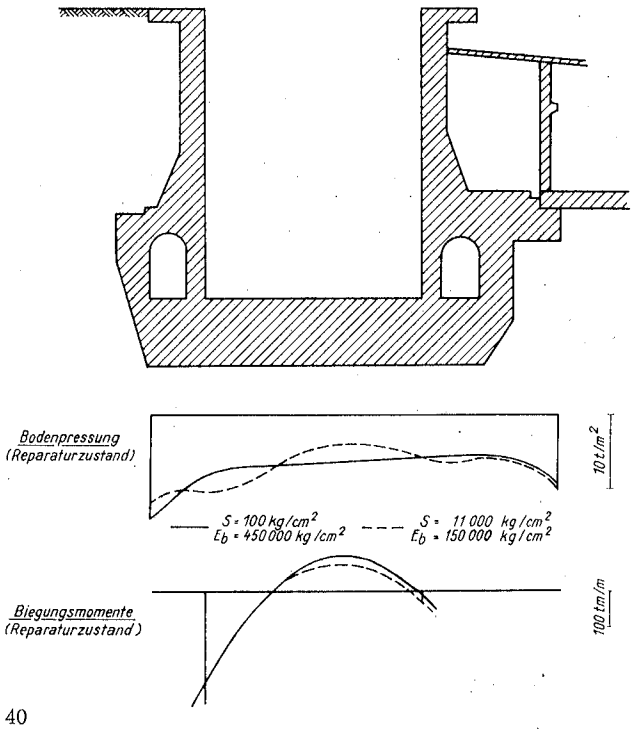


Bild 17
Schleusenkammer Bamberg.
System mit biegungsfester Verbindung zwischen Sohle und Mauern

allein standfest zu sein. Alle Maßnahmen zur Erhöhung der lotrechten Komponente der Resultierenden können daher entfallen. Die Kragplatte wird überflüssig und die Betonmassen des unteren Teiles können so knapp wie möglich gehalten werden. Bild 18 zeigt die Beeinflussung der Resultierenden durch die Veränderung des Mauerquerschnittes. Damit verringert sich aber auch die Bodenpressung unter dem Mauerteil und der Setzungsunterschied gegenüber der Sohlenplatte. Das Berechnungsergebnis für diese Lösung zeigt, daß sie vor allen anderen den Vorzug verdient, so daß sie zur Ausführung gewählt wurde. Ausgenommen davon bleibt nur das Unterhaupt, bei dem wegen der baulich bedingten, großen Masse der Hauptpfeiler in jedem Falle eine vorübergehende Trennfuge angebracht ist. Die Sohlenplatte der Kammer selbst aber wird in einem Arbeitsgang auf beiden Seiten bis zu den Mauerrückseiten durchgehend ausgeführt, und auf ihr werden die Mauern aufbetoniert. Die Bodenpressungen unter diesem System wurden nach dem Verfahren von Kany berechnet, d. h. das Formänderungsverhalten des Baugrundes ist weitgehend berücksichtigt. Dabei wurde der Unsicherheit in der Steifezahl S des Bodens und in der Elastizitätszahl E des Betons Rechnung getragen, indem die Grenzwerte der Pressung einmal für weichen Boden und steifen Beton und zum anderen für steifen Boden und weichen Beton ermittelt wurden. Bild 17 zeigt das Ergeb-

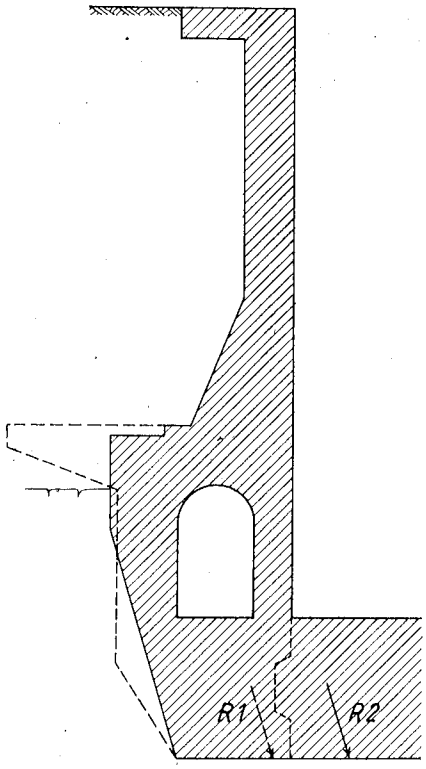


Bild 18
Schleusenkammer Bamberg. Beeinflussung der Resultierenden in der landseitigen Kammermauer durch Veränderung des Mauerquerschnittes

nis. Wenn auch der Unterschied der Bodenpressung mit maximal ± 20 % des Mittelwertes beträchtlich erscheint, so weichen doch die daraus errechneten Bemessungsmomente an der Einspannstelle der Sohle nur um ± 1 % und in Sohlenmitte um ± 14 % vom Mittelwert ab.

5.3 Belastung der Kammermauern

Eine Sonderfrage sei hier noch kurz gestreift, die gerade bei den Schleusen mit großer Hubhöhe und aufgelöstem Querschnitt eine Rolle spielt. Beide Wände werden bei voller Kammer durch einen hohen seitlichen Wasserdruck nach außen, die landseitige Wand bei leerer Kammer durch den Erddruck nach innen belastet. Diese Kräfte wachsen mit dem Quadrat der Schleusenhöhe. Es wachsen auch die Verformungen aus der Verbiegung der Wand und aus der Neigung des Fundaments infolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes.

Der Bemessungsfall für die landseitige Kammermauer ist der Reparaturzustand, bei dem die Kammer leer ist. Der Winkel α, um den sich die Wand unter dem Erddruck neigt, ist nicht in jedem Fall oder an jeder Stelle groß genug, um in dem dahinter liegenden Erdreich die Bedingungen des aktiven Erddruckes zu erfüllen, d. h. einen abrutschenden Erdkeil entstehen zu lassen. Die Belastung der Wand liegt also zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck. Der dazugehörige Erddruckbeiwert wurde nach einem Berechnungsvorschlag von Prof. Dr. Jelinek, Technische Hochschule München, auf die Neigung α der Wand abgestimmt.

Das Verfahren geht von dem in Versuchen ermittelten Winkel α' aus, um den eine Wand gekippt werden muß, damit hinter ihr der Erddruck auf den aktiven Grenzwert absinkt. Ihm wird der tatsächlich vorhandene Neigungswinkel α der Wand gegenübergestellt, der sich aus zwei Anteilen zusammensetzt: $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot \alpha_1$ ist die Neigung des Fundamentes, die aus den Setzungen bei trapezförmig verteilter Bodenpressung berechnet wird; α_2 ist die Neigung aus der Verbiegung der Wand selbst infolge des angreifenden Erddruckes. Ist $\alpha = o$, d. h. neigt sich die Wand nicht, dann wirkt der Ruhedruck; ist $\alpha \geqq \alpha'$, dann entwickelt sich der aktive Erddruck. Für die dazwischen liegenden Fälle $o < \alpha < \alpha'$ gibt Jelinek eine empirisch ermittelte Beziehung zwischen dem Erddruckbeiwert λ und der Neigung α an: $\lambda = \lambda\ (\alpha)$.

Im Gegensatz zur hinterfüllten, landseitigen Kammermauer, für welche diese Überlegungen gelten, ist das Kräftebild der Mauer auf der Sparbeckenseite durch den einseitigen Wasserdruck bei gefüllter Schleuse bestimmt. Die Resultierende dieser Mauer ist nach außen geneigt, so daß sich beträchtliche Pressungen auf der Mauerrückseite ergeben.

III. WEITERENTWICKLUNG DER ROTHMUNDSSCHEN TAUCHSCHLEUSE

1. Rückblick und Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten zur Überwindung großer Fallhöhen

Mit der Ausbildung der Betriebsanlagen zur Überwindung großer Höhen in Wasserstraßen haben sich bereits mehrere Schiffahrtskongresse beschäftigt. So der IX. Internationale Schiffahrtskongreß in Düsseldorf, der die aus Anlaß der Planung des Donau-Moldau-Kanals durchgeführte Diskussion dieser Frage mit der Empfehlung abschloß, eine geneigte Ebene mit Trockenförderung auszuführen und zu erproben. Ein derartiger Betrieb ließ sich jedoch mit der damaligen Bauweise der Schiffe nicht erreichen.

Auch der XVII. Internationale Schiffahrtskongreß in Lissabon nahm zu der Frage des Überwindens großer Gefälle Stellung. Die Diskussion und die Schlußfolgerung des Kongresses waren zu dieser Zeit offensichtlich durch die technischen Fortschritte des Schleusenbaues in Frankreich stark beeinflußt, die durch Erhöhung der Steig- bzw. Fallgeschwindigkeiten bis über 5 m/Min bei der Füllung bzw. Entleerung der Schleusenkammern zu einer weitgehenden Erweiterung des Anwendungbereiches von Schleusen führten. Insofern ist die vom Kongreß beschlossene Empfehlung durchaus zu verstehen, die für nicht allzu große Höhenunterschiede den Bau von Schleusen vorschlägt, falls nicht besonders steile Gefälle zu überwinden sind oder der Wasserverbrauch eingeschränkt werden muß. In diesen Fällen sowie bei besonders hohen Gefällsunterschieden werden nach der Schlußfolgerung des Kongresses „wahrscheinlich Schiffshebewerke oder Schrägaufzüge wirtschaftlicher sein und im Falle eines intensiveren Verkehrs einen Zeitgewinn beim Durchschleusen gestatten". Wenn die Wahl auf Schiffshebewerke und Schrägaufzüge beschränkt bleibt, wird den Schiffshebewerken bei Schiffseinheiten mit größerer Ladefähigkeit der Vorzug gegeben.

Der XIX. Schiffahrtskongreß in London gab nochmals Gelegenheit, die Frage der Überwindung großer Fallhöhen im Rahmen der Mitteilung 1 zu behandeln. Deutschland gab hierzu einen interessanten Vergleich der damals bestehenden Schwimmerhebewerke in Henrichenburg (I) und Rothensee sowie des Gegengewichtshebewerkes in Niederfinow. Im einzelnen darf auf diesen Bericht verwiesen werden [13] und [14]. Von besonderer Bedeutung ist hierbei die Feststellung, daß Gegengewichtshebewerke in der Höhe an keine Grenzen gebunden sind. Die Ausführung von Schwimmerhebewerken über 20 m wird von der einwandfreien Fertigung der auf Zug und Torsion beanspruchten Spindeln abhängig gemacht. Für diesen Fall werden selbstsperrende Gewinde abgelehnt, um sie vor Drehschwingungen zu bewahren. Die Wirtschaftlichkeit von Schwimmerhebewerken bei höheren Gefällsstufen wird außerdem von der Ausführung der Schwimmerschächte abhängen. Als Ausweichlösung wird bei größeren Höhen bzw. bei ungeeignetem Untergrund die Ausführung von Seitenschwimmerhebewerken vorgeschlagen. Konkrete Vorschläge für die Bauausführung derartiger Bauwerke lagen dem Bericht nicht bei. Es darf auf das vorhandene Schrifttum verwiesen werden [17], [18].

Inzwischen wurde das neue Schiffshebewerk Henrichenburg (III) als Mittelschwimmerhebewerk in der bewährten Bauweise der bestehenden Schwimmerhebewerke (Henrichenburg [I] und Rothensee) fertiggestellt und in Betrieb genommen. Mit seinem max. Gefälle von 14,5 m kann es eigentlich noch nicht zu der Kategorie von Hebewerken zur Überwindung großer Fallhöhen gerechnet werden, zumal Schleusen bereits Gefälle von 26 m und mehr überwinden.

Dagegen ist der in Ronquières (Belgien) im Bau befindliche Schrägaufzug, der mit Naßförderung arbeiten wird, mit einem Höhenunterschied von 68 m ein erster Versuch, auch mit größeren Schiffseinheiten derartige Gefällsstufen zu überwinden und damit die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße wesentlich zu steigern. Es ist interessant festzustellen, daß ein gleichartiger Vorschlag von Konz vor über 40 Jahren für die Verbindung des Neckar mit der oberen Dona (Plochingen—Ulm) und für den Anschlußkanal von Ulm zum Bodensee gemacht wurde.

Schiffshebewerke mit Naßförderung werden zur Verminderung der Antriebskosten in der Regel einem Gewichtsausgleich für den wassergefüllten Trog erhalten. Der Gewichtsausgleich bestimmt im wesentlichen die Art der Konstruktion sowie die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit des Bauwerks. Die verschiedenartigen Möglichkeiten für die Ausführung von Gegengewichtshebewerken sind bekannt, soweit sie bereits bestehen oder durch eine Planung bekannt wurden.

2. Der Trog als Gegengewicht

Auf der Suche nach einem möglichst einfachen Gewichtsausgleich ist man bereits Ende des 18. Jahrhunderts auf den Gedanken gekommen, den Trog selbst für diesen Zweck zu benützen, indem man ihn als wasserdichte, druckfeste zylindrische Kammer ausbildet, die im Wasser schwebt und im wesentlichen nur geführt zu werden braucht. Diese einfachste Form des Gewichtsausgleichs erspart besondere Konstruktionen hierfür außerhalb des Trogkörpers.

2.1 Ältere Vorschläge und Ausführungen von Tauchschleusen

Nach diesem Prinzip wurde die von Welden in Dunkerton bei Both (Somerset Canal 1798) hergestellte Tauchschleuse betrieben. Sie hatte ein Gefälle von 13,7 m und konnte von Fahrzeugen bis zu 20 t Tragfähigkeit benutzt werden, bis die Stirnwand infolge des

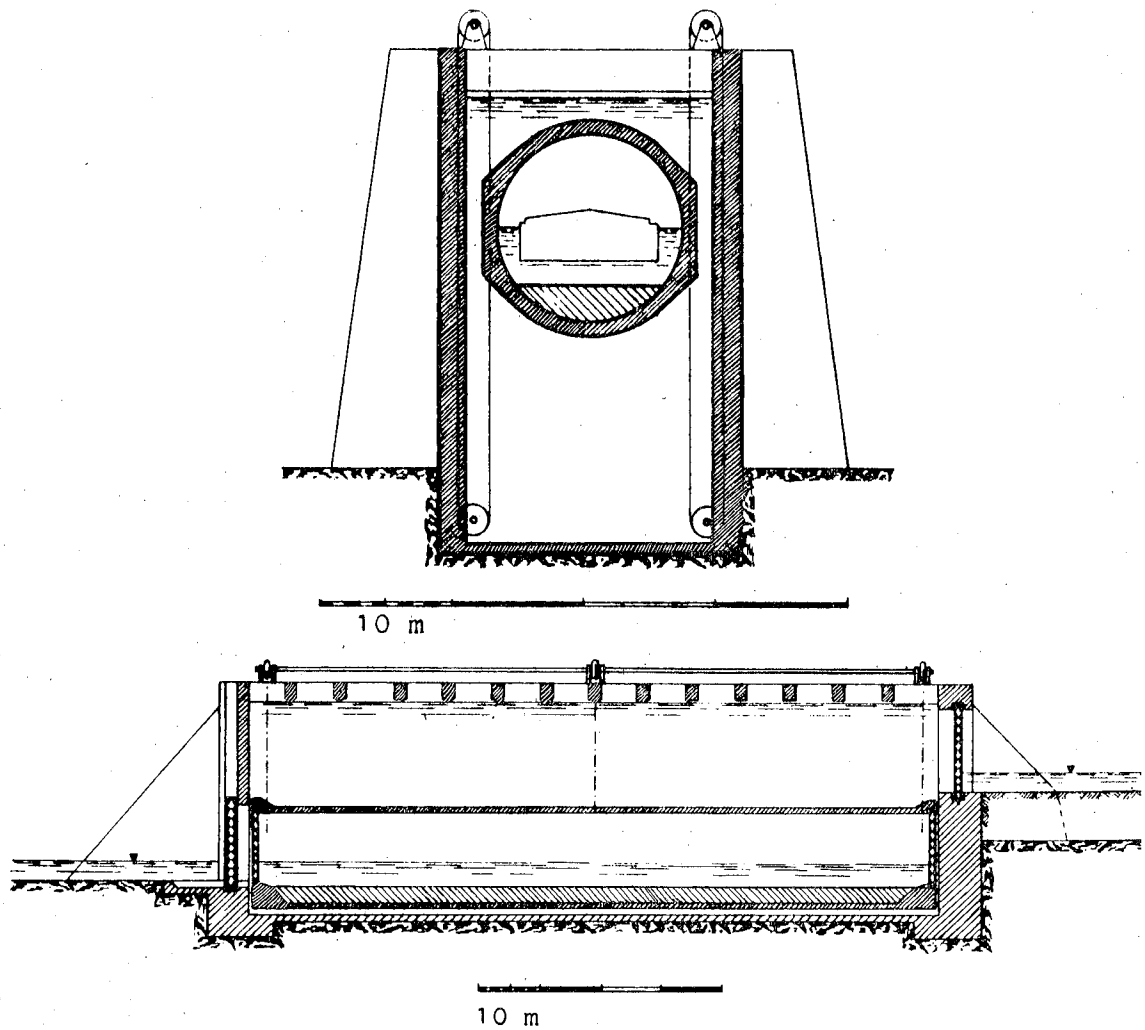


Bild 19
Tauchschleuse nach Rowley

hohen Wasserüberdrucks einstützte [19]. Hierzu ist aber auch der Vorschlag von Rowley zu rechnen, der das Modell seiner Unterwasserschleuse beim Schiffahrtskongreß in Manchester 1890 vorführte. Während bei der Bauweise Welden der in einem wassergefüllten Schacht schwimmende zylindrische Trog mit den zu schleusenden Schiffen durch Lenzen und Fluten gehoben bzw. gesenkt wurde und dadurch über den Wasserspiegel des Schachtes zur Aus- und Einfahrt der Schiffe auftauchen konnte, bleibt der Trog nach dem Vorschlag von Rowley ständig unter Wasser (Bild 19). Diese Maßnahme bedingt im Wasserschacht einen um 8—10 m höheren Wasserstand gegenüber dem Wasserspiegel der oberen Haltung, damit die Schiffe bei gleichen Wasserständen im Trog wie in den Haltungen ein- und ausfahren können.

Daß sich der recht einfache und überzeugende Gedanke des im Wasser schwebenden Troges im Hebewerk mit Ausnahme der Ausführung nach Welden in Dunkerton bisher nicht durchgesetzzt hat, ist zunächst überraschend. Andererseits ist nicht zu verkennen, daß das Bauhandwerk damals nicht in der Lage war, die auftretenden technischen Probleme zu meistern. Im Mauerwerksbau läßt sich wohl auch heute noch nicht mit der erforderlichen Sicherheit eine senkrechte Stirnmauer ausführen, die einem Wasserdruck von 13,7 m auf längere Zeit standzuhalten vermag und dabei eine vollkommene Abdichtung gewährleistet. In späterer Zeit, als der technische Fortschritt mit dem Stahl- und Spannbeton durchaus zuverlässige Bauausführungen gewährleisten konnte, waren es vor allem psychologische Gründe, die eine Verwirklichung dieses überraschend einfachen Gewichtsausgleichs nicht zuließen.

Inzwischen hat der schöpferische Ingenieur der Welt eine Fülle von bemerkenswerten Verkehrsbauten beschert, deren Verwirklichung noch vor wenigen Jahrzehnten für die meisten ein Zukunftstraum war. Heute empfindet wohl kaum ein Verkehrsteilnehmer Furcht oder Angst, wenn er einen Tunnel durchfährt, gleichgültig ob er 10 oder 100 m unter dem Wasserspiegel oder dem Gebirge liegen sollte. Statt der Tunnel sind bereits Tunnelbrücken vorgeschlagen worden, wenn wegen der tiefen Gründung weder Tunnel noch Brücken wirtschaftlich zu erstellen sind. Auch diese Bauweise wird eines Tages so zuverlässig entwickelt sein, daß für die Benutzer später keinerlei Risiko besteht. Man kann daher durchaus die Auffassung vertreten, daß dieser Zeitpunkt auch für die Anwendung des im und unter Wasser schwebenden Troges gegeben ist. Die Sicherheit für die Schiffsbesatzungen dürfte auf Grund der vorliegenden Erfahrungen mit U-Booten oder Tauchschiffen gewährleistet sein.

2.2 Die Rothmundsche Tauchschleuse

Rothmund hat das ursprüngliche Ziel von Welden, den Tauchkörper aus dem Oberwasser auftauchen zu lassen, mit der Entwicklung seiner Tauchschleuse wieder aufgegriffen. Außer einem sehr einfachen und wirtschaftlichen Betrieb können mit dieser Lösung folgende Vorteile erreicht werden [20]:

1. Der austauchende Trog stellt sich automatisch in seiner Endstellung auf den u. U. wechselnden Wasserstand des Oberwassers ein,
2. das obere Haltungstor kann entfallen, wenn dei Gesamtanlage, wie bisher bei Hebewerken üblich, durch Sicherheitstore abgeschlossen wird,
3. aus dem Wasserschacht entweichendes Wasser (Spaltwasser oder dgl.) braucht nicht zurückgepumpt zu werden.

Statt zu lenzen und zu fluten, verwendet Rothmund für das Austauchen des Troges Luft, die der Luftkammer für diesen Vorgang zugeführt wird (Bild 20). Damit bleibt der Energieaufwand während des Austauchens ebenso gering wie während der Tauchfahrt

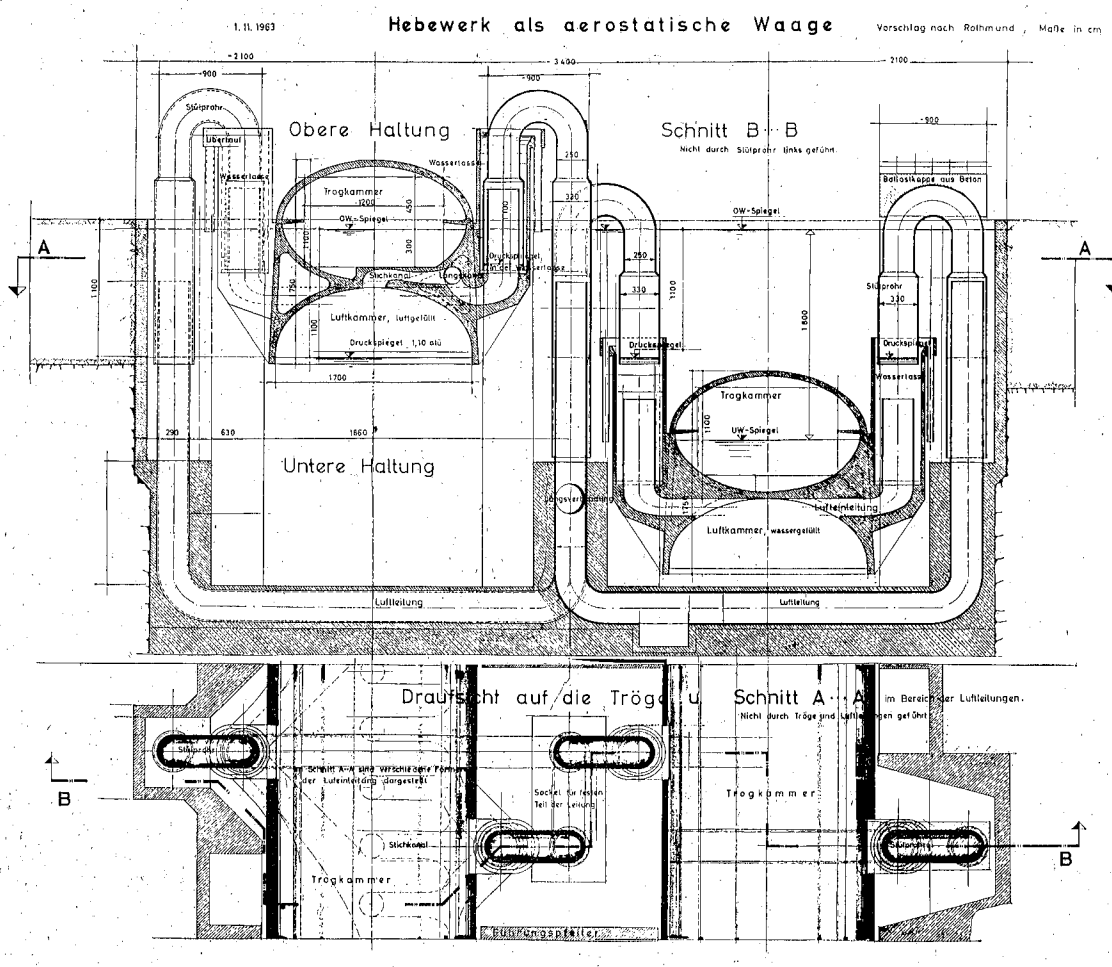


Bild 20
Tauchschleuse nach Rothmund

im Schwebezustand unter Wasser. Der Trogzylinder verliert nach dem Archimedischen Prinzip beim Auftauchen soviel an Auftrieb wie sein jeweils ausgetauchtes Volumen im eingetauchten Zustand an Wasser verdrängt hat. Wird nun eine dem ausgetauchten Trogvolumen jeweils entsprechende Wassermenge im Luftkammerraum des Troges durch die nahezu gewichtslose Luft ersetzt, so kann damit ein Auftrieb bewirkt werden, der genau dem Auftriebsverlust beim Austauchen entspricht und den Gleichgewichtszustand auch beim Austauchen gewährleistet.

Rothmund verwirklicht diesen Gedanken durch Einführung einer Zwillings-Tauchschleuse, d. h. zwei völlig gleichartige, in einem mit der oberen Haltung ausgespiegelten Schacht oder Tauchbecken schwimmende Schiffströge bewirken die Schleusungen in einem ständigen, miteinander gekoppelten Pendelbetrieb. Die Schiffströge sind auf ihre ganze Länge und Breite mit Luftkammern oder Luftglocken verbunden, die unter dem Boden des Schiffstroges liegen und nach unten offen sind. Ihr lichter Raum entspricht nach Form und Größe völlig dem oberen austauchenden Teil der Trogkörper. Die Luftkammern

beider Tröge sind jeweils durch 2 oder mehr festeingebaute U-förmige Rohrleitungen miteinander verbunden, über die gleichfalls in entsprechender Anzahl U-Rohre (Stülprohre) gestülpt werden, um den pendelnden Druckausgleich herbeizuführen. Hierdurch wird das Unter- und Austauchen der Schleusenkörper unter Aufrechterhaltung des Gleichgewichts erreicht. Eine besondere Dichtung des Luftsystems erübrigt sich, da die Stülprohre in Wassertassen einmünden, die stets einen ausreichend hohen Wasserdruck ermöglichen und damit die erforderliche Dichtung sicherstellen. Bei der gleichzeitigen Ein- bzw. Austauchfahrt der beiden Tröge bleibt der Grenzspiegel zwischen Druckluft und Druckwasser in der durch Form und Gewicht des Troges bestimmten Tiefenlage unverändert bestehen.

Jeder Trogkörper wird nach den Vorschlägen von Rothmund an seinen 4 Ecken mit Gelenkzahnstangen an Windwerke angeschlossen, die durch ein sie verbindendes mechanisches Wellenviereck zum Gleichlauf gezwungen werden. Damit soll sichergestellt werden, daß die Bewegung der Tröge stets in waagerechter Lage erfolgt.

Die Ausbildung der Tore ist während der langen Entwicklungszeit mehrfach geändert worden. Der maßgebende Vorschlag sieht für den Abschluß der Schiffströge Senktore vor, die sich im Tauchzustand des Troges infolge Wasserdruck fest gegen den Dichtungsrahmen anpressen. Ein oberes Haltungstor ist wegen des im Tauchbecken und in der oberen Haltung stets ausgespiegelten Wasserstands nicht erforderlich. Das untere Haltungstor kann entsprechend mit dem unteren Abschlußtor des Wasserschachtes oder Tauchbeckens zusammengefaßt und im unteren Teil der Stütz- oder Staumauer angeordnet werden, die damit gleichzeitig die obere Haltung gegen das Unterwasser absichert. Auch hier ist ein Senktor vorgesehen, das mit hohem Wasserdruck gleichfalls gegen einen Dichtungsrahmen gepreßt und daher mit Sicherheit zuverlässig dicht schließen wird. Falls Bedenken gegen den Fortfall der Doppelsicherung bestehen sollten, sei an die Ausführung von Schachtschleusen mit hohem Gefälle erinnert, die gleichfalls nur mit je einem Tor gesichert sind. Bei Hebewerken werden dagegen stets noch Sicherheitstore vorhanden sein.

Für die Aus- und Einfahrt eines Schiffes werden in der oberen Haltung zweckmäßig beide Trogtore geöffnet, um den Schiffswiderstand aus der Wasserverdrängung möglichst klein zu halten. Bevor Trog- und Schachttor am Unterwasser nach erfolgter Tauch- und Unterwasserfahrt eines der Trogkörper geöffnet werden können, muß der auf der Stirnseite des Troges vorhandene Dichtungsrahmen gegen die ebene, sorgfältig bearbeitete gepanzerte Dichtungsfläche der Stützwand eingefahren sein. Das soll nach den Vorschlägen von Rothmund dadurch geschehen, daß der gesamte Trog gegen die Stirnwand gefahren wird und hier nunmehr nach Ablassen des Spaltwassers durch den hohen Wasserdruck gegen die Dichtungsfläche gedrückt wird. Nach Festlegen des Trogs können die Senktore geöffnet werden.

Der Betrieb einer Tauchschleuse wird bei Zwillingsbetrieb nach der Bauweise Rothmund wie folgt abgewickelt:

1. Ausgangsstellung Trog I im Unterwasser, Trog II ausgetaucht im Oberwasser. Im Trog I ist die Einfahrt der Schiffe beendet.
2. Trog I fährt nach Schließen der Haltungs- und Trogtore, Einbringen von Spaltwasser und Entriegeln aufwärts, bis seine Oberfläche den Wasserspiegel der oberen Haltung berührt.
3. Inzwischen ist auch bei Trog II die Einfahrt der Schiffe beendet. Die Trogtore sind geschlossen worden. Anschließend wird der Trog II mit Hilfe der Windwerke um einen geringeren Betrag in das Wasser gedrückt. Der dadurch entstehende geringe Luftüberdruck $\triangle p$ bewirkt, daß die Pendelluft sofort in die Luftkammer des auftauchenden Troges strömt. Gleichzeitig beginnt Trog II einzutauchen.

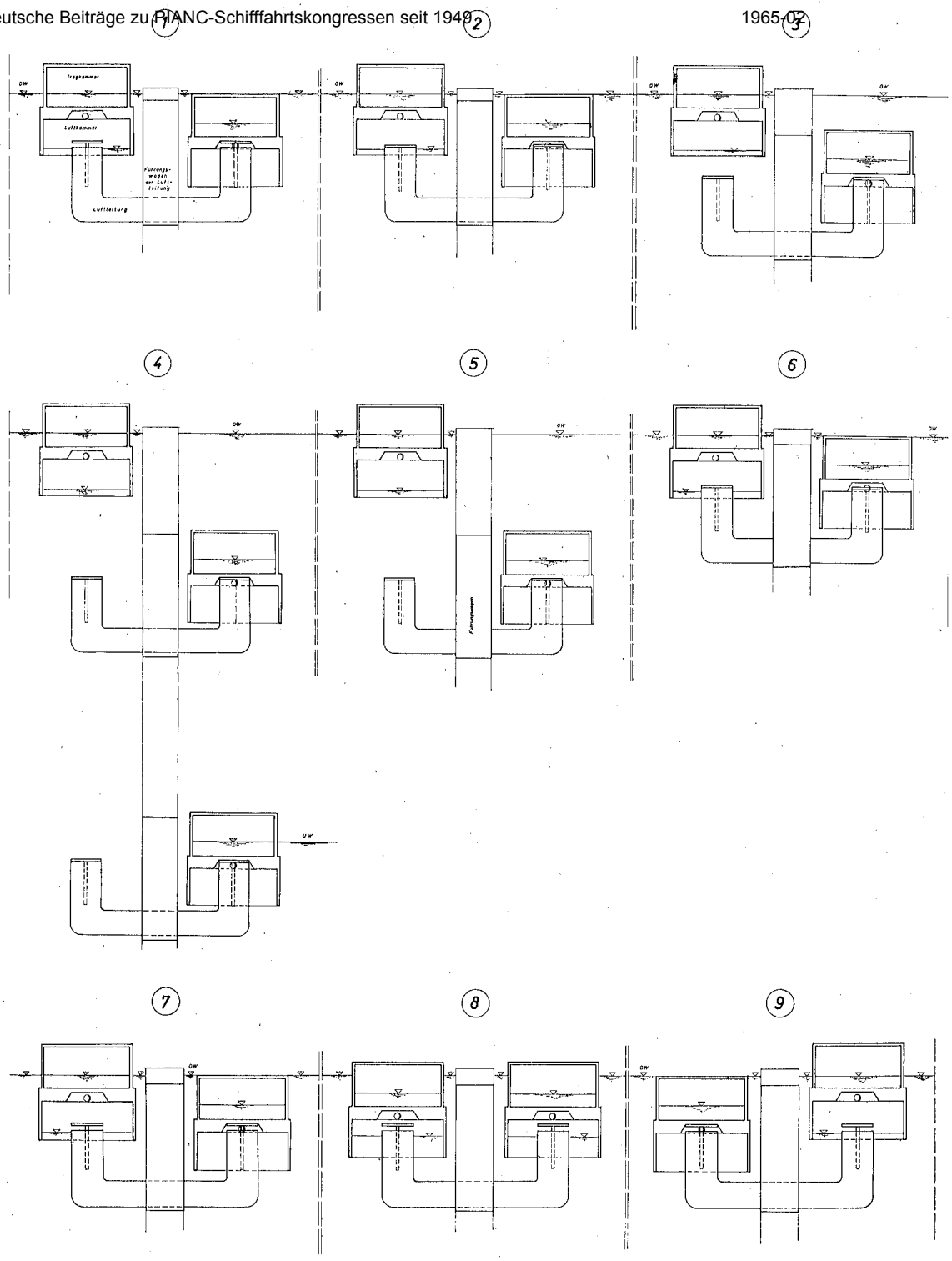


Bild 21
Darstellung der Hubvorgänge der weiterentwickelten Tauchschleuse

4. Wenn Trog II bis zum Wasserspiegel der oberen Haltung eintaucht, ist der Luftaustausch beendet, die Unterwasserfahrt kann beginnen. Gleichzeitig ist Trog I vollständig ausgetaucht. Die Trogtore können geöffnet werden, damit die Ausfahrt der Schiffe und Neubelegung der Trogkammer erfolgen kann.

In Bild 21 sind die einzelnen Betriebsvorgänge unter Berücksichtigung der neuen Vorschläge dargestellt und erläutert. Ohne Zweifel ist der von Rothmund vorgeschlagene Zwillingsbetrieb die wirtschaftlichste Lösung für Tauchschleusen, die mit Sicherheit auch die größte Leistungsfähigkeit haben wird. Für die Fälle, in denen der Verkehr erst im Anfang seiner Entwicklung steht, hat Rothmund vorgeschlagen, zunächst nur einen Trog zu betreiben, und zwar in Verbindung mit einem einfachen Gegenschwimmer. Trog und Gegenschwimmer haben das gleiche Durchschnittsgewicht/lfdm und sind durch eine Luftspannung von etwa 1,1 atü im Gleichgewicht gehalten.

Anmerkungen zu Bild 21

❶

Der linke Trog hat nach Auftauchen die Endstellung im Oberwasser erreicht. Der rechte Trog kann nach Überleitung der Luft in die Luftkammer des linken Troges abtauchen. Schließen der Luftleitung.

❷ Öffnen des Trogtores des linken Troges zur Aus- und Einfahrt der Schiffe.

❸

Der rechte Trog fährt mit der Luftleitung abwärts. Inzwischen Aus- und Einfahrt der Schiffe beim linken Trog.

❹

Der rechte Trog und die Luftleitung haben die Wasserspiegelhöhe des Unterwassers erreicht. Festlegung und sichere Abdichtung des Troges, Öffnen des Unterwassertrog- und Haltungstors. Aus- und Einfahrt der Schiffe.

❺

Der rechte Trog und die Luftleitung fahren nach Schließen der Tore und Entriegelung mit den zu schleusenden Schiffen aufwärts. Aus- und Einfahrt der Schiffe im linken Trog sind beendet, die Tore werden geschlossen.

❻

Der rechte Trog hat das Oberwasser erreicht. Vor Auftauchen wird die Luftleitung festgelegt.

❼

Nach Öffnung der Luftventile wird die Luft durch ein Gebläse aus der Luftkammer des linken Troges in die entsprechenden Lufträume des rechten Trogs gedrückt.

❽

Durch den Luftaustausch taucht der rechte Trog nach dem Prinzip der aerostatischen Waage, auf, während der linke Trog gleichzeitig eintaucht.

❾

Wenn der linke Trog mit seiner Oberkante bis zum Wasserspiegel eintaucht, ist der Luftaustausch beendet. Damit hat der linke Trog die Ausgangsstellung für den Tauchvorgang erreicht. Die Betriebsvorgänge wiederholen sich entsprechend den Abschnitten 2—8.

Schließlich hat Rothmund noch der sehr häufig gestellten Forderung Rechnung getragen, statt der im Oberwasser schwimmenden und untertauchenden Tröge eine Lösung zu finden, die mit oben offenem Trog arbeitet und infolgedessen keine Unterwasserfahrt zurückzulegen hat. Der Hauptnachteil dieser Variante besteht neben einer entscheidenden Kostenerhöhung darin, daß die hohen Seitenwände der zum Oberwasser hochgefahrenen Tröge insbesondere durch Winddruck zusätzliche Belastungen erhalten, die in dieser Stellung nur sehr schwierig aufgenommen werden können. Rothmund kam selbst zu der Feststellung, daß der Entwurfsvorschlag der im Unterwasser schwimmenden offenen Tröge auf niedrige Gefällsstufen beschränkt bleiben muß. Im Rahmen dieses Beitrags wird daher nur die von Rothmund ursprünglich vorgeschlagene Lösung der im Oberwasser schwimmenden geschlossenen Tröge diskutiert; sie hat den großen Vorzug, daß sie mit verhältnismäßig einfachen Mitteln auszuführen ist. Sie bedient sich für den Gewichtsausgleich eines einwandfrei anzuwendenden physikalischen Prinzips und erreicht dadurch eine recht wirtschaftliche Lösung.

2.3 Einwendung und Kritik

Gegen die Vorschläge von Rothmund sind eine Reihe von Bedenken und Einwendungen erhoben worden [21], [22], [23]. U. a. beschäftigt sich die Kritik mit der Sicherheit im Betrieb, mit der Unterhaltung und Wartung der Anlagen, mit der Betriebsführung sowie mit Fragen der Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit von Tauchschleusen. Besonders ernst zu nehmen sind hierbei alle Forderungen, die die Sicherheit eines Unterwassertroges im Betrieb einer Tauchschleuse betreffen.

Grundsätzlich kann zunächst festgestellt werden, daß die Verwendung geschlossener im Oberwasser schwimmender Tröge die günstigste Einsatzmöglichkeit darstellt, da diese in ihrer ganzen Ausdehnung gleichmäßig unterstützt sind. Hierdurch ist, wie bereits ausgeführt wurde, ein weitgehender unmittelbarer Ausgleich zwischen Last und Auftrieb möglich. Es werden daher Lastkonzentrationen vermieden, die bei den übrigen Hebewerksbauweisen zu schweren Tragkonstruktionen führen.

Selbstverständlich besteht die Möglichkeit, all die Sicherungsmaßnahmen, die sich bisher im Hebewerksbetrieb insbesondere bei Schwimmerhebewerken bewährt haben, auch bei Tauchschleusen vorzusehen, z. B. Sicherung der Trogführung und Abfangen der Last durch Spindeln oder Zahnstockleitern in Verbindung mit Selbstsperrung oder Drehriegel. Derartige Maßnahmen widersprechen jedoch der Eigenart eines schwimmenden Trogkörpers, sie nehmen ihm die natürliche Sicherheit, die er in diesem Zustand besitzt. Aus diesem Grunde muß die Sicherung des Betriebs von Tauchschleusen der Eigenart ihrer Bauweise angepaßt werden.

Das gilt gleichfalls für die Berücksichtigung der Katastrophenfälle. Die Auswirkung von Schäden und Unregelmäßigkeiten im Betriebsablauf kann z. B. bei den bisher angewandten Bauweisen zu Katastrophen führen, während sie bei einem schwimmenden Trogkörper durchaus nicht die Sicherheit zu gefährden braucht. Selbstverständlich muß für alle Teile der Bauanlage und für ihre einzelnen Funktionen im Betriebsablauf volle Sicherheit gewährleistet sein.

Es wird bedauert, daß mit Rücksicht auf die Beschränkung des Umfangs nicht auf weitere Einzelheiten der Kritik eingegangen werden kann. In Abs. 3 wurden einige dieser Probleme gestreift. Weiterhin darf auf das recht umfangreiche Schrifttum hierzu hingewiesen werden.

3. Neue Vorschläge für die Weiterentwicklung von Tauchschleusen

Als Inhaber des Lehrstuhls für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau, dem Rothmund von 1920 bis 1948, d. h. nahezu 29 Jahre vorstand, lag es nahe, daß sich der Verfasser u. a. auch mit der Ausführung von Tauchschleusen nach dem Prinzip der aerostatischen Waage befaßte. Mit Rücksicht darauf, daß über aussichtsreich erscheinende technische Entwicklungen in Fachkreisen Klarheit bestehen sollte, hat sich der Verfasser die Aufgabe gestellt, diese Klärung unter möglichst weitgehender Berücksichtigung der mannigfachen kritischen Einwendungen herbeizuführen [24]. In diesem Beitrag sollen einige Vorschläge zur Weiterentwicklung der Rothmundschen Tauchschleuse bekanntgegeben werden (Bild 22). Über die Ergebnisse von Modellversuchen wird rechtzeitig zum XXI. Internationalen Schiffahrtskongreß berichtet (s. Bild 23).

Im Prinzip wurden Anlage und Betrieb der Tauchschleuse nach der Bauweise Rothmund beibehalten. Geändert wurde im wesentlichen die Luftzuführung mit dem recht komplizierten Luftleitungssystem, der Antrieb und einige Maßnahmen zur Katastrophensicherung.

3.1 Luftzuführung

Nach dem neuen Vorschlag erfolgt die Luftzuführung über einen gemeinsamen Leitungswagen, der mit Rohrleitung und sämtlichen Armaturen jeweils nach beendigtem Luftaustausch von dem abwärts tauchenden Trogkörper in die untere Endstellung mitgenommen wird. Während des Luftaustausches (Ein- und Austauchen der Tröge) befindet sich der Leitungswagen in der oberen Endstellung und zwar mit seinen geöffneten Ventilen etwa 30 cm über dem konstanten Druckwasserspiegel der Luftkammer. Infolge der kinetischen Energie des austauchenden Troges kommt der Luftaustausch sofort in Gang. Er soll durch ein im Leitungswagen angeordnetes Gebläse unterstützt und damit beschleunigt werden. Durch den Einsatz des Gebläses kann das Anziehen der Windwerke entfallen. Nach Überleiten der Pendelluft werden die Ventile geschlossen.

Damit die geöffneten Ventile der Luftleitung bereits bei beginnendem Austauchen des Troges mit Sicherheit über dem Druckwasserspiegel liegen, ist in der Mitte der beiden Luftkammern eine domartige Vertiefung vorgesehen. Diese Aussparung wird stets mit Luft gefüllt sein, die beim Abtauchen komprimiert wird. Für den Vorgang des Austauchens ist lediglich der Beginn des Luftaustausches kritisch, wenn sich das Wasser von der inneren Begrenzungsfläche der Luftkammer ablöst. Es muß sichergestellt sein, daß die Druckluft den entstehenden Hohlraum in ganzer Länge und in kürzester Zeit ausfüllt. Das ist jedoch bei dem von Rothmund gewählten Luftkammerquerschnitt schwierig, da auf der Strecke vom Beginn der Luftzuführung bis zum Ende der Luftkammer zunächst kein Strömungsquerschnitt frei ist. Aus diesem Grunde wurde ein Längskanal angeordnet, der gleichfalls durch Luft stets von Wasser freigehalten wird. Damit dürfte dann sofort zu Beginn des Luftaustausches ausreichend Querschnitt zur Längsverteilung der Luft zur Verfügung stehen.

3.2 Antrieb und Führung

Die Antriebsaggregate werden im Gegensatz zu den bisherigen Vorschlägen von Rothmund im Trogkörper aufgestellt. Der mechanische Gleichlauf soll über ein Wellenviereck erreicht werden. Die Kraftübertragung erfolgt durch Ritzel über Zahnstangen, die an den 4 Führungsgerüsten befestigt sind.

Der Antrieb kann mit etwa 4×100 t Hubkraft verhältnismäßig niedrig bemessen werden, da er in erster Linie nur Beschleunigungskräfte für die Ab- und Auffahrt der

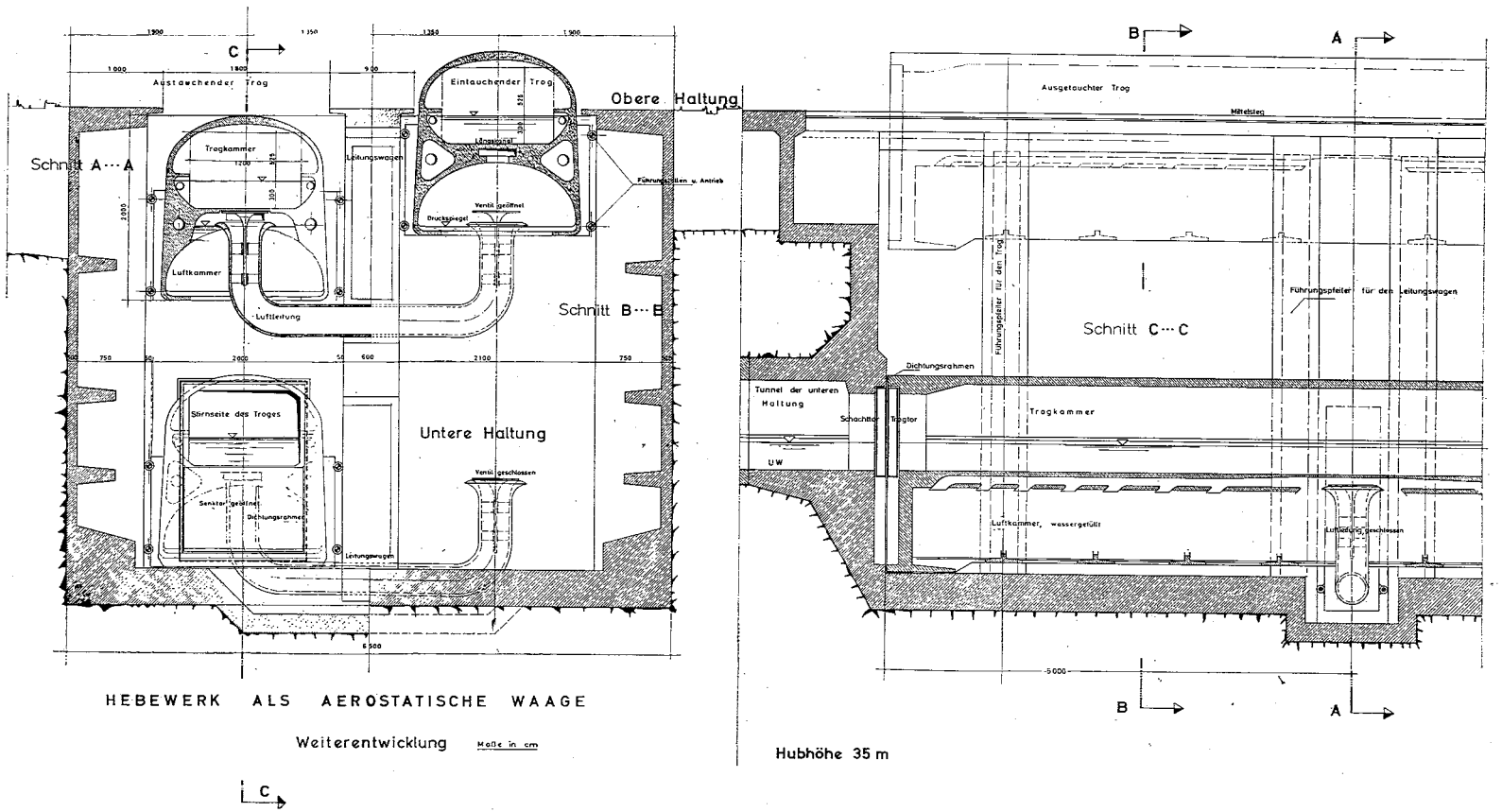


Bild 22
Weiterentwicklung der Rothmundschen Tauchschleuse
Hebewerk als aerostatische Waage

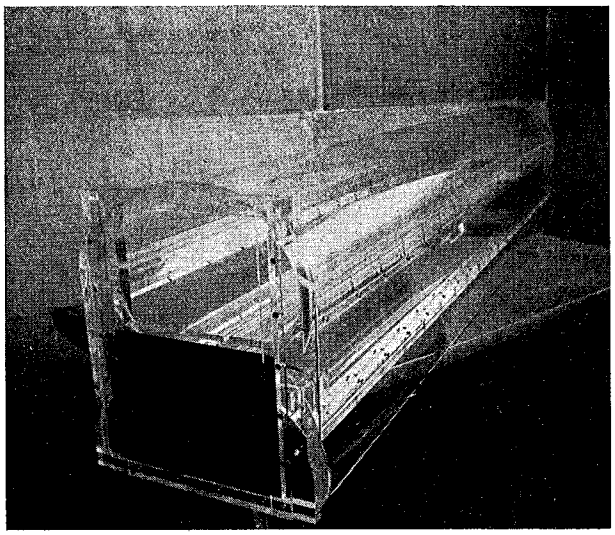


Bild 23
Foto des Schwimmtroges des Versuchsmodelles

Trogkörper im Tauchbecken aufzubringen hat. Die Sicherung der Horizontallage des Troges soll gleichfalls durch das Wellenviereck erfolgen. Aus diesem Grunde dürfte es zweckmäßig sein, ein zweites Wellenviereck mitlaufen zu lassen, damit bei Ausfall des ersten jeweils eine Katastrophensicherung vorhanden ist.

3.3 Sicherungsmaßnahmen in Katastrophenfällen

Im wesentlichen werden folgende Katastrophenfälle zu berücksichtigen sein:

1. Wassereinbruch in den Trog,
2. Entweichen der Luft aus der Luftkammer in der oberen Endstellung des Troges,
3. Ausfließen des Schachtwassers,
4. Ausfallen des Antriebs.

Zu 1.: Wassereinbruch in den Trog

Bei einem Wassereinbruch in den Trog ist abgesehen von örtlich auftretenden Erschwernissen zunächst die Gleichgewichtslage durch örtliche Wasserüberlast gefährdet. Diese Auswirkung soll dadurch ausgeschaltet werden, daß unmittelbar über dem Trogwasserspiegel Überlauföffnungen angeordnet werden, durch die das Leckwasser in Kammern abfließt, aus denen es automatisch zurückgepumpt werden kann. Übersteigt der Wassereinbruch die Kapazität der Pumpen, so bewegt sich der Trog infolge seines zunehmenden Übergewichtes langsam in die untere Endstellung. Die Schiffsbesatzung wird diese Fahrt entweder ungefährdet in einem luft- und wassersicheren Raum des Trogkörpers (Taucherglocke) mitmachen oder bei größeren Höhen mit Hilfe einer Druckzelle zur Wasseroberfläche auftauchen. Falls der Trogkörper bis zur Ausspiegelung des Trog-

wassers mit dem Unterwasserspiegel abgesenkt werden kann, besteht die Möglichkeit, daß sich die Schiffsbesatzung durch das untere Trog- und Haltungstor in Sicherheit bringen kann. Ferner ist bei diesem Katastrophenfall zu fordern, daß die Horizontallage des Troges erhalten bleibt. Das kann durch eine entsprechende Bemessung der Gleichlaufwellen geschehen.

Zu 2.: Entweichen der Luft aus der Luftkammer in der oberen Endstellung des Troges

Wenn die Luft aus der Luftkammer durch eine plötzlich auftretende Undichtigkeit entweicht, muß die Ein- bzw. Ausfahrt beschleunigt beendet werden, damit die Trogtore geschlossen werden können.

Anschließend taucht der Trogkörper ein, er kann nach Luftausgleich im Schwebezustand an die untere Haltung fahren, wie im normalen Betriebsfall. Eine unmittelbare Gefahr besteht daher lediglich für die Zeit der Aus- und Einfahrt.

Man könnte die Aus- und Einfahrt der Schiffe durch Arretierung des Trogkörpers sichern. Dann müßte man jedoch die erheblichen Vorteile der freien Führung in der oberen Endstellung aufgeben. Daher sollte man vielmehr versuchen, den Schaden durch Unterteilung der Luftkammer in verschiedene Abschnitte zu lokalisieren und dadurch das Absinken des Troges soweit zu beschränken, daß dieser Katastrophenfall selbst dann ungefährlich ist, wenn er im Augenblick der Aus- oder Einfahrt eines Schiffes auftritt.

Zu 3.: Ausfließen des Schachtwassers

Die freie Trogführung in der oberen Endstellung hat den großen Vorteil, daß sie der schwimmenden Auflagerung des Trogs entspricht. Infolgedessen wird sich der Trog unabhängig von Hebungen oder Senkungen des oberen Wasserspiegels sofort wieder auf seine Sollage einspielen. Wenn der Schacht infolge eines Katastrophenfalls auslaufen sollte, fährt der Trog an die untere Haltung, indem er auf dem sinkenden Schachtwasserspiegel schwimmt und an den Führungsgerüsten geführt wird. Ein zum Zeitpunkt des Katastrophenbeginns einfahrendes Schiff kann die Einfahrt ungefährdet fortsetzen, da es mit dem Trog auf gleicher Höhe verbleibt. Hierbei ist allerdings vorauszusetzen, daß das obere Sicherheitstor zum Abschluß der oberen Haltung bei Eintreten des Katastrophenfalles geschlossen wird und die Übergangsstrecke bis zum Tauchschacht die erforderliche Tauchtiefe besitzt. Im übrigen kann dieser Katastrophenfall auch bei jeder Schleuse auftreten. Besondere Sicherungsmaßnahmen wurden hier bisher nicht gefordert.

Zu 4.: Ausfallen des Antriebs

Während der Unterwasserfahrt

Fällt während der Unterwasserfahrt der Antrieb eines Troges aus, so kann der Trog in jedem Falle durch Aufnahme einer entsprechenden Menge Ballastwasser die untere Haltung erreichen.

Während des Aus- bzw. Eintauchvorganges

Während des Aus- und Eintauchvorganges sind die beiden Tröge voneinander abhängig. Fällt der Antrieb eines Troges aus, so kann er durch den Antrieb des anderen ersetzt werden. Ebenso kann der betroffene Trog durch Aufnahme oder Abgabe von Wasser die gewünschte Endstellung erreichen.

Es ist daher festzustellen, daß von den 4 diskutierten Katastrophenfällen das Ausfließen des Schachtwassers oder ein Ausfallen des Antriebs keine wesentlichen Auswirkungen für die Sicherheit von Schiff und Mannschaft haben werden. Dagegen müssen für die Katastrophenfälle eines Wassereinbruchs und des Entweichens von Luft unbedingt Sicherungsmaßnahmen getroffen werden. Die dabei im einzelnen auftretenden Probleme werden durch Versuche überprüft.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Illiger, J.: Der Bau eines neuen Schiffshebewerkes bei Henrichenburg. Bau und Bauindustrie 1959, 2. August-Heft, S. 422.

[2] Illiger, J.: Ein neues Schiffshebewerk bei Henrichenburg. Die Bautechnik 1959, Heft 9, S. 329.

[3] Dr.-Ing. Wickert, G.: Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebewerke. Bauingenieur 1959, Heft 9, S. 342.

[4] Illiger, J.: Dritter Abstieg bei Schleuse Henrichenburg. Zeitschrift für Binnenschifffahrt 1959, S. 310.

[5] Roloff, H. J.: Die Tiefbau- und Stahlbauarbeiten für das Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop. VDI-Zeitschrift 1961, Nr. 31, S. 1545.

[6] Schulz, H.: Bauliche Durchbildung der Schwimmer des Schiffshebewerkes Henrichenburg. Schweißen und Schneiden 1961, Heft 9, S. 396.

[7] Illiger, J. und Braun, H. G.: Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop. Der Tiefbau 1962, Heft 10, S. 671.

[8] Prof. Dr.-Ing. Steinhardt, O. und Valtinat, G.: Modelluntersuchungen zur Bestimmung der Schweißnatscherspannungen in der Schwimmeranschlußkonstruktion beim Schiffshebewerk Henrichenburg. Bauingenieur 1963, Heft 5, S. 190.

[9] Illiger, J.: Das Schiffshebewerk Henrichenburg in Waltrop. Hansa 1963, H. 9, S. 907.

[10] Illiger, J.: Der Stahlbau des neuen Schiffshebewerkes Henrichenburg in Waltrop. Der Stahlbau 1963, H. 11, S. 321.

[11] [12] [13] Berichte zum IX., XVII. und XIX. Internationalen Schiffahrtskongreß.

[14] Deutsche Berichte zum Internationalen Schiffahrtskongreß, London 1957. Bonn 1957, Bundesverkehrsministerium, S. 82.

[15] Konz, O.: Donau-Bodensee-Kanal, Ulm—Friedrichshafen. Stuttgart 1950.

[16] Konz, O.: Neckar-Donau-Kanal, Plochingen—Ulm. Stuttgart 1954.

[17] Faure, B.: Schwimmerhebewerke, Bauarten Faure, Bautechnik 30 (1953) Nr. 3.

[18] Zusammenfassender Bericht der Arbeitsgemeinschaft von 6 Stahlwasserbaufirmen für das Schiffshebewerk Henrichenburg (III) 1957. (Unveröffentlicht.)

[19] Simon: Über die Gestaltung von Schiffshebewerken. Mitt. der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. Franzius-Institut der TH Hannover, Heft 11.

[20] Rothmund, L.: Die Rothmundsche Tauchschleuse. Vereinigung von Freunden der T. H. Stuttgart. Stuttgart 1955.

[21] Gutachten der Akademie des Bauwesens vom 23. 5. 1938 über die Tauchschleuse Bauweise Rothmund. (Unveröffentlicht.)

[22] Hampe, Br.: Tauchschleuse oder Hebewerk. Bautechnik 29 (1952) Heft 4.

[23] Rothmund, L.: Die Rothmundssche Tauchschleuse, ein neues Gleichgewichtshebewerk für hohe und niedere Gefällstufen. Bautechnik 32 (1955) Heft 2.

[24] Röhnisch, A.: Bau von Hebewerken, Entwicklungsrichtungen. VDI-Zeitschrift Bd. 102 (1960) Nr. 16.

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 3

Kriterien für den Bau neuer und die Anpassung bestehender Wasserstraßen im Hinblick auf die Entwicklung der Schiffahrt (Schubverbände, Luftkissenschiffe, Tragflügelboote usw.), auf die Sicherheit, auf das Liegen sowie Löschen und Laden von Schiffen entlang dieser Wasserstraßen

Von Dr. Arthur Birkendahl, Geschäftsführendes Präsidialmitglied des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V., Beuel; Dipl.-Ing. Karl Büller, Supramar AG, Hamburg; Dipl.-Ing. Karl Dörholt, Regierungsbaudirektor Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster; Dr. Kaspar Dütemeyer, Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtsinteressen e. V., Duisburg-Ruhrort; Polizeioberrat Schäfer, Hessisches Wasserschutzpolizeiamt, Wiesbaden; Dr. Franz-Joseph Schroiff, Professor, Universität Münster; Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg.

Zusammenfassung

Im Abschnitt 1 werden die aus dem Wettbewerb zwischen den Verkehrsträgern und aus der völligen Überlastung des Wasserstraßennetzes gegebenen Notwendigkeiten zum Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes behandelt. Unter besonderem Hinweis auf die außerverkehrlichen Funktionen der Wasserstraßen werden die zu geringen Investitionen in das deutsche Wasserstraßennetz kritisiert.

Hieran anschließend werden im Abschnitt 2 die wichtigsten Ausbaumaßnahmen genannt, die zur Anpassung des deutschen Wasserstraßennetzes durchgeführt werden müssen. An besonderer Stelle steht hierbei die Vertiefung der Rheinstrecke zwischen St. Goar und Mannheim einschließlich der Schaffung eines dritten Fahrwassers in der Binger-Loch-Strecke. Eine gleichermaßen wichtige Bedeutung kommt der Verbreiterung und Vertiefung des Mittelland-Kanals, der entsprechenden Anpassung der Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals und der Ausstattung des Wesel-Datteln-Kanals mit zweiten Schleusen zu.

Im Hinblick auf die beim Ausbau des Wasserstraßennetzes zu berücksichtigenden Kriterien werden im Abschnitt 3 die betriebstechnischen Entwicklungstendenzen in der Binnenschiffahrt aufgezählt. Dabei wird zwischen dem Übergang zur großen nautischen Einheit (Schubverband, Gelenkverband, Weiterentwicklung herkömmlicher Schiffe), der Intensivierung der Fahrzeugnutzung (höhere Fahrgeschwindigkeit, bessere Verkehrsflüssigkeit) sowie der Steigerung der Fahrzeugnutzung in der Zeit (Tag- und Nachtfahrt, Verringerung der Stilliegezeiten durch Frost) unterschieden.

Im Abschnitt 4 werden schließlich die dem Ausbau des Wasserstraßennetzes zugrunde zu legenden Kriterien aufgezeigt:

Der Trend zur großen nautischen Einheit sowie die Bemühungen zur Intensivierung der Fahrzeugnutzung erfordern wesentlich größere Wasserstraßenquerschnitte, als sie früher für notwendig angesehen wurden. Für Binnenwasserstraßen sollte ein Verhältnis von Wasserstraßenquerschnitt zu eingetauchtem Schiffsquerschnitt von mindestens $n = 7$ angestrebt werden. Die Fahrwasserkrümmungen sollten mit einem solchen Radius angelegt bzw. mit einer solchen Fahrwasserbreite ausgestattet werden, daß sie von Fahrzeugen oder Schiffseinheiten ohne Schwierigkeiten und ohne den Gegenverkehr zu stören, durchfahren werden können. Den Erfordernissen der Schiffahrt sollte bei der Durchfahrtshöhe unter Brücken dahingehend Rechnung getragen werden, daß das von der

CEMT festgelegte Mindestmaß von 5,25 m über HSW keineswegs unterschritten, sondern wenn irgendmöglich überschritten wird.

Für das Erreichen einer hohen Nutzungsintensität und für die Nutzung großer Fahrzeugeinheiten wird vorgeschlagen, daß beim Bau neuer Schleusen eine Länge von mindestens 110 m für Schubeinheiten mit 1 Leichter und von 185—190 m für Schubeinheiten mit 2 Leichtern hintereinander vorgesehen wird. Zur weiteren Verbesserung der Verkehrsflüssigkeit wird die Verlegung von Dauerliegeplätzen in die Schutzhäfen sowie die Schaffung von Stauräumen auf Streckenabschnitten empfohlen, auf denen erfahrungsgemäß immer wieder mit größerem Schiffsrückstau gerechnet werden muß. Bei direkt an der Wasserstraße befindlichen Hafenanlagen (Parallelhäfen) sollte eine Zurücksetzung der Uferwand erfolgen.

Für die Steigerung der Fahrzeugnutzung in der Zeit (Tag- und Nachtfahrt, die Vermeidung von Eisbildung) werden die im einzelnen zu treffenden Vorkehrungen aufgezeigt.

Inhalt

Seite

1. Die mangelnde Anpassung des Wasserstraßennetzes an die wirtschaftlichen Erfordernisse ... 58
   1.1 Der Wasserstraßenverkehr im Wettbewerb der Verkehrsträger ... 58
   1.2 Die Überlastung des deutschen Wasserstraßennetzes ... 59
   1.3 Die außerverkehrlichen Funktionen von Wasserstraßen ... 59
   1.4 Die Unzulänglichkeit der Investitionen in das Wasserstraßennetz ... 62
2. Die vordringlichsten Ausbaumaßnahmen im deutschen Wasserstraßennetz ... 63
   2.1 Die Rheinstrecke zwischen Mannheim und St. Goar ... 63
   2.2 Der Mittellandkanal ... 63
   2.3 Die Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals ... 64
   2.4 Der Wesel-Datteln-Kanal ... 64
3. Die betriebstechnischen Entwicklungstendenzen in der Binnenschiffahrt ... 65
   3.1 Der Übergang zur großen nautischen Einheit ... 65
      3.11 Der Schubverband ... 67
      3.12 Der Gelenkverband ... 69
      3.13 Die Weiterentwicklung von Schiffen herkömmlicher Art ... 69
   3.2 Die Intensivierung der Fahrzeugnutzung ... 70
      3.21 Die Steigerung der Fahrgeschwindigkeit ... 70
      3.22 Die Steigerung der Verkehrsflüssigkeit ... 70
   3.3 Die Verbesserung der zeitlichen Nutzung des Fahrzeugmaterials ... 71
      3.31 Tag- und Nachtfahrt ... 71
      3.32 Verringerung der durch Eisbildung verursachten Stilliegezeiten ... 71
4. Die aus der Entwicklung der Binnenschiffahrt sich ergebenden Kriterien für den Wasserstraßenbau ... 72
   4.1 Kriterien aus der Fahrzeuggröße, der Betriebsweisen und der Umlaufgeschwindigkeiten ... 72
      4.11 Querschnitt ... 72
      4.12 Krümmungserweiterungen ... 74

Seite

4.13 Durchfahrtshöhe unter Brücken 74
4.14 Schleusen 75
4.15 Liegeplätze 76
4.2 Kriterien aus der Steigerung der zeitlichen Nutzung der Fahrzeuge 78
4.21 Tag- und Nachtfahrt 78
4.22 Vermeidung der Eisbildung 79

1. Die mangelnde Anpassung des Wasserstraßennetzes an die wirtschaftlichen Erfordernisse

1.1 Der Wasserstraßenverkehr im Wettbewerb der Verkehrsträger

In einer Wettbewerbswirtschaft, in der sich die Anbieter von Gütern und Dienstleistungen in den Preisen unterbieten und in der Qualität der Leistungen überbieten, unterliegen die Anbieter aufgrund ihres Interesses an einer langfristigen Gewinnmaximierung einem fortlaufenden Zwang zur Senkung ihres Produktionsaufwandes durch Rationalisierungsmaßnahmen. Dieser Zwang ist um so stärker, je intensiver der Preis- und Leistungswettbewerb auf den jeweiligen Marktgebieten ausgeprägt ist.

In der Bundesrepublik Deutschland ebenso wie im gesamten Bereich der Europäischen Wirtschaftsgemeinschaft befinden sich heute alle Verkehrsträger in einem scharfen Wettbewerb. Er wurde ausgelöst durch die strukturellen Änderungen im Verkehrswesen. Das Leistungsangebot ist zunehmend vielfältiger geworden. Dem Aufkommen des Güterkraftverkehrs auf der Straße und seinem Eindringen in den Bereich mittlerer und weiter Tranportentfernungen folgte in den letzten Jahren ein zügiger Ausbau des Leitungsnetzes in Form von Rohrleitungen für den Transport flüssiger und gasförmiger Güter und von Drahtleitungen für die Übertragung elektrischer Energie. Eine wesentliche Verschärfung erfuhr dieser strukturell bedingte Wettbewerb durch die überstürzte Einführung marktwirtschaftlicher Prinzipien im Verkehrsbereich, in welchem er bislang wegen der dort vorliegenden Besonderheiten mit Recht durch eine staatliche Koordinierung in Grenzen gehalten wurde. So erhielten die teilweise stark subventionierten Staatsbahnen im Zuge dieser marktwirtschaftlichen Tendenzen weitgehende Freiheit in ihrer Tarifpolitik, ohne daß zuvor gleiche Wettbewerbsvoraussetzungen zwischen öffentlich-rechtlichen und privatwirtschaftlichen Verkehrsunternehmen geschaffen wurden.

Die Binnenschiffahrt nimmt den strukturell bedingten Wettbewerb im Verkehr als eine Tatsache, mit der jeder Verkehrsträger rechnen muß. Während sie mit allem Nachdruck die Angleichung der Startbedingungen fordert, hat sie sich selbst die Aufgabe gestellt, durch intensive Rationalisierungsmaßnahmen ihren Produktionsaufwand zu senken, um langfristig die Ertragskraft ihrer Unternehmen zu gewährleisten. Beachtliche Erfolge sind auf dem Gebiet der Leistungsverbesserung in der Binnenschiffahrt schon erzielt worden; weitere Möglichkeiten der technischen und organisatorischen Rationalisierung werden noch ausgeschöpft werden.

Aber alle Anstrengungen des Binnenschiffahrtsgewerbes, seine Betriebsmittel zu modernisieren und deren Einsatz wirtschaftlicher zu gestalten, müssen vergeblich bleiben, wenn die für die Erstellung von Verkehrsleistungen notwendigen Fahrwege, die Wasserstraßen, nicht die gleiche Anpassung an die Transportbedürfnisse erfahren wie die Schiffe.

1.2 Die Überlastung des deutschen Wasserstraßennetzes

Ausbau und Unterhaltung der Wasserstraßen sind der Einflußnahme der Binnenschiffahrt entzogen. Sie unterstehen eigentums- und verwaltungsmäßig dem Staat, der sich hinsichtlich Auswahl, Ausmaß und Zeitpunkt der Bauvorhaben keineswegs in erster Linie von rein wirtschaftlichen, sondern überwiegend von politischen und fiskalischen Zielsetzungen leiten läßt. Das hat sich bei den deutschen Wasserstraßen sehr zum Nachteil der Binnenschiffahrt ausgewirkt. Es muß festgestellt werden, daß im Gegensatz zu den Wegeinvestitionen im Schienen- und Straßenverkehr der Ausbau und die Unterhaltung der Wasserstraßen in starkem Maße hinter den wirtschaftlichen Erfordernissen nachhinkt. Die technische Entwicklung der Binnenwasserstraßen ist in besorgniserregendem Umfang hinter der technischen Entwicklung der anderen beiden Verkehrsträger zurückgeblieben. Für die Wettbewerbsfähigkeit der Binnenschiffahrt bedeutet es eine entscheidende Belastung, wenn der Staat, der die Prinzipien der Marktwirtschaft im Verkehr forciert zum Zuge gebracht hat, bezüglich der Wasserstraßen seiner Verpflichtung zur laufenden Anpassung der Verkehrswege an die Verkehrsentwicklung nicht ausreichend nachkommt.

Die unzumutbare Überlastung des deutschen Wasserstraßennetzes verdeutlichen die folgenden Angaben:

Während die tonnenkilometrische Leistung der Binnenschiffahrt auf den Wasserstraßen des Deutschen Reiches zwischen 1913 und 1936 von 21,5 Mrd. tkm auf 26 Mrd. tkm anstieg, wuchs im kleineren Gebiet der Bundesrepublik Deutschland die auf den Binnenwasserstraßen erstellte tonnenkilometrische Leistung von 20 Mrd. tkm im Jahre 1936 auf etwa 40 Mrd. Tonnenkilometer im Jahre 1962. Dabei konzentrierte sich dieser Verkehr auf die Relationen größter Verkehrsdichte. Bezogen auf das Gesamtnetz von ca. 4600 km Länge erreichte die Verkehrsdichte in den Jahren 1962 und 1963 rd. 8,6 Mill. Tonnenkilometer pro Kilometer Strecke (tkm/km). Dem steht für den Güterverkehr der Deutschen Bundesbahn, bezogen auf ihr Streckennetz, eine Verkehrsdichte von 2,11 Mill. tkm/km und für den Güterfern- und Werkfernverkehr, bezogen auf das Straßennetz, eine solche von 0,14 Mill. tkm/km gegenüber. Natürlich handelt es sich hierbei um Durchschnittszahlen, die über die einzelnen Streckenbelastungen nichts aussagen, die aber doch eine größenmäßige Vorstellung von der unterschiedlichen Verkehrsintensität der Verkehrswege vermitteln.

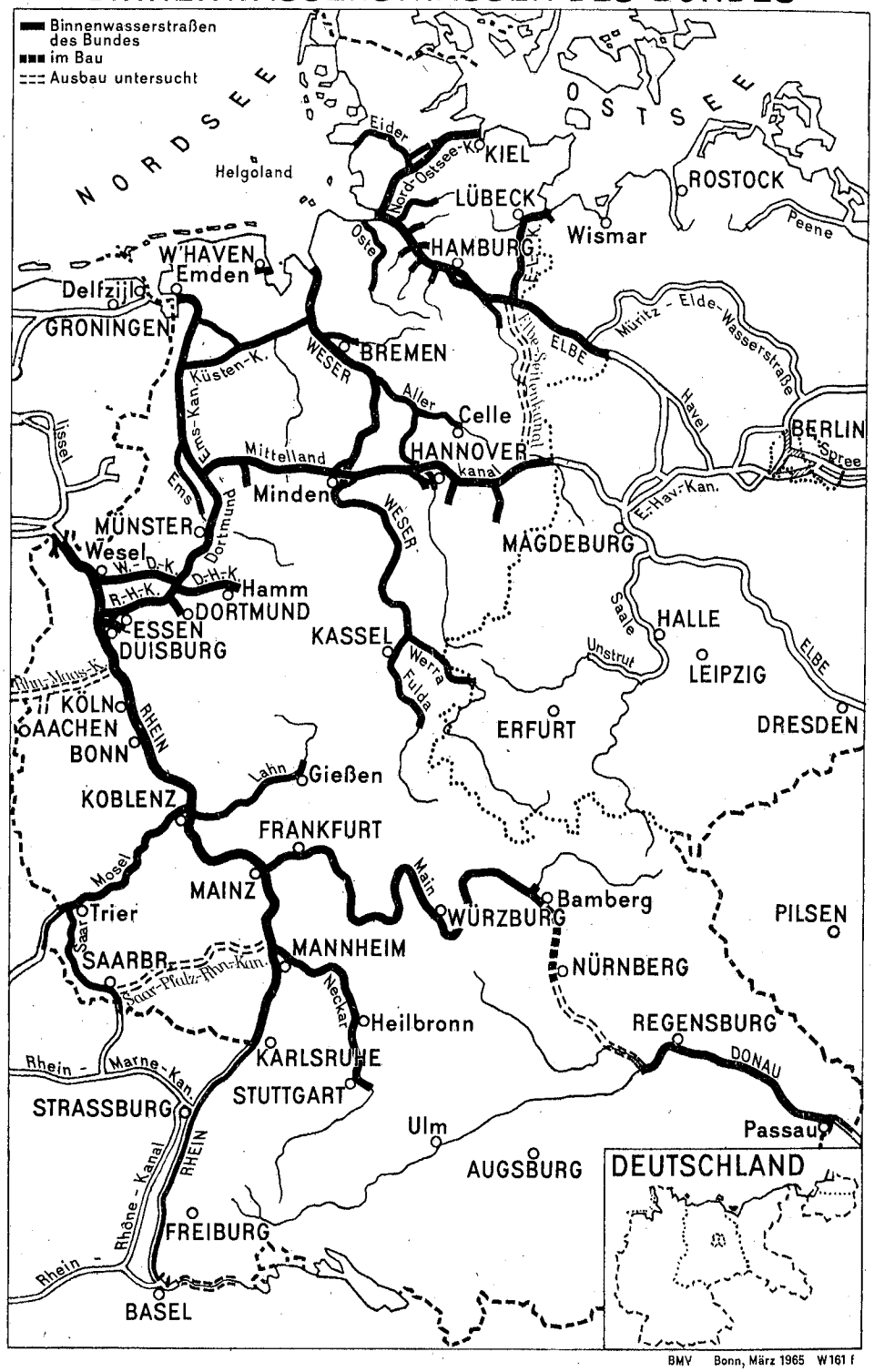
Die Belastungen des Wasserstraßennetzes werden am Beispiel von Teilabschnitten des deutschen Wasserstraßennetzes noch deutlicher. Am Niederrhein beträgt die Verkehrsdichte rd. 60 Mill. tkm/km. Am Mittelrhein bis nach Mannheim liegt sie zwischen 40 und 50 Mill. tkm/km. In der Verkehrsdichte folgt dann der Dortmund-Ems-Kanal, die verkehrsreichste künstliche Wasserstraße Europas, die auf ihrer 100 Kilometer langen Südstrecke eine Dichte von rd. 20 Mill. tkm/km aufweist; etwa die gleiche Verkehrsdichte hat der Rhein-Herne-Kanal, während die Verkehrsdichte des Weser-Datteln-Kanals bei rd. 13 Mill. tkm/km liegt.

1.3 Die außerverkehrlichen Funktionen von Wasserstraßen

Die schiffbaren Wasserstraßen unterscheiden sich dadurch grundlegend von allen anderen Verkehrswegen, daß sie nicht nur dem Verkehr dienen, sondern darüber hinaus in einer glücklichen Synthese die verschiedensten Funktionen in sich vereinigen.

Hier ist zunächst der Sicherungswasserbau zu nennen. Ihm obliegt neben der Abwendung von Hochwasser- und Eisgefahr die Fürsorge zur Erhaltung der Vorflut. Alle anderen Nutzungsmöglichkeiten an den Gewässern sind letzten Endes Nebenprodukte der natürlichen Bestimmung der Gewässer als Träger dieser Vorflut.

BINNENWASSERSTRASSEN DES BUNDES



BMV Bonn, März 1965 W161 f

Als zweite außerverkehrliche Funktion ist der Kraftwasserbau zu nennen, der die durch das Wasser dargebotene billige Energie zu nutzen bestrebt ist. So werden z. B. an den Bundeswasserstraßen jährlich rd. 2,7 Mrd. kWh durch Wasserkraftwerke gewonnen. Die Ende 1958 in 85 Kraftwerken installierte Leistung von 430 000 kW soll durch die im Bau befindlichen und noch geplanten Bauwerke auf eine installierte Leistung von 990 000 kW und eine mittlere Jahreskapazität von 5,5 Mrd. kWh gebracht werden.

Die dritte in der modernen Volkswirtschaft immer bedeutsamere außerverkehrliche Funktion ist der Wasserwirtschaftsbau. Jede mit dem Ausbau eines Flusses oder mit dem Bau von Kanälen verbundene Maßnahme beeinflußt die Grundwasserstände der Tallandschaft und verbessert die Möglichkeiten zur Wasserentnahme für Landwirtschaft, Industrie und Siedlungen. Der stärkste Eingriff in die Grundwasserverhältnisse läßt sich dabei durch die Kanalisierung eines Flusses erreichen. Durch die Stauhaltungen können die Grundwasserstände völlig beherrscht werden. Fast alle frei fließenden Flüsse haben die Tendenz, sich einzutiefen. (Erosionserscheinungen). Ein entsprechendes Absinken der Grundwasserstände ist die Folge. Diese Erscheinung kann so stark werden, daß schon deshalb allein der Einbau von Stauhaltungen erforderlich wird. Gleichzeitig bietet eine Flußkanalisierung die Möglichkeit einer entscheidenden Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse.

Mit der Vergleichmäßigung der Wasserstände durch Regulierung, mit der Errichtung von Stauhaltungen durch Kanalisierung und mit dem Bau von Kanälen werden gleichzeitig die Möglichkeiten zur Wasserentnahme für die Landwirtschaft, sowie für die Wasserversorgung von Industrie und Siedlungen entscheidend verbessert. Diese Möglichkeiten zusammen mit dem Schutz vor Hochwasser verbessern die Standortbedingungen, insbesondere für die industrielle Besiedlung. Dabei wird die Wasserentnahme aus Kanälen von Städten und von der Industrie zu Gebrauchs- und Verbrauchszwecken besonders bevorzugt, weil in Kanäle kein Abwasser eingeleitet werden darf, das Kanalwasser daher verhältnismäßig sauber ist.

Welche wirtschaftlichen Aufgaben z. B. die westdeutschen Kanäle bisher erfüllt haben, zeigt die jährliche Entnahme von 300 Mill. cbm Wasser für industrielle Zwecke. Auch der über 300 km lange Mittellandkanal wird mit Recht als die größte Wasserversorgungsleitung der deutschen Volkswirtschaft bezeichnet.

Die auf ausreichende Wassermengen angewiesene Großindustrie hat sich überwiegend an den Wasserstraßen angesiedelt. Die Zechen mit Wasserstraßenanschluß — sogenannte nasse Zechen — erbringen 74 % der Steinkohlenförderung des Bundesgebietes. 75 % der Gesamtstahlproduktion wird von Hütten erzeugt, die an Wasserstraßen liegen. Etwa ein Drittel der Leistungen der Wärmekraftwerke, die auf billige Brennstoffzufuhr ebenso wie auf große Kühlwassermengen angewiesen sind, wird in Werken erzeugt, die an Bundeswasserstraßen liegen. Dieser Anteil wird sich künftig noch wesentlich erhöhen.. Alle bereits im Bau befindlichen und alle noch neu geplanten Wärmekraftwerke werden aus den vorgenannten Gründen unmittelbar an den natürlichen oder künstlichen Wasserwegen errichtet. Die Großchemie und neuerdings die Ölraffinerien haben ihren Standort überwiegend an leistungsfähigen Wasserstraßen. Auch zahlreiche andere Industrien, wie z. B. die Zementindustrie, die Mühlen, die Industrie der Steine und Erden, die Zellstoff- und Papierindustrie bevorzugen die Lage an den Binnenwasserstraßen.

Aus den deutschen Binnenwasserstraßen werden an rd. 1800 Entnahmestellen insgesamt jede Sekunde 470 cbm Wasser entnommen. Das ist etwa die mittlere Abflußmenge von Main und Mosel zusammen. Davon sind 290 cbm je Sekunde Kühlwasser und 180 cbm je Sekunde Brauchwasser und Versorgungswasser für Industrie und Siedlungen. Die für die Kühlzwecke aus den Binnenwasserstraßen entnommenen Wasser-

mengen bilden rd. 55 % des gesamten industriellen Wasserverbrauches. Ebenso stellt die entnommene Menge an Brauch- und Versorgungswasser rd. 67 % der gesamten Brauchwassermenge des Bundesgebietes dar. Diesen Mengen entspricht die in die Binnenwasserstraßen eingeleitete Abwassermenge.

Für die Wasserstraßen als Verkehrswege sind diese außerverkehrlichen Funktionen in ihrer Auswirkung auf die Volkswirtschaft ein Positivum, dem ein stets wachsendes Gewicht zukommt. Die Binnenschiffahrt bildet demnach lediglich eine der Nutzungsmöglichkeiten der Wasserstraßen, so daß nur in dieser Gesamtschau eine richtige Beurteilung des Wasserstraßenbaues vorgenommen werden kann.

1.4 Die Unzulänglichkeit der Investitionen in das Wasserstraßennetz

Für den Straßenbau sind in den Jahren von 1950 bis 1962 von Bund, Ländern und Gemeinden insgesamt 27 Mrd. DM aufgebracht worden. Die Bruttoinvestitionen der Bundesbahn in Infrastruktur betrugen in diesem Zeitraum 12,1 Mrd. DM.

Selbst wenn man berücksichtigt, daß die Aufwendungen für Schienenwege und Straßen sich auch auf den Personenverkehr beziehen, so stehen die Binnenwasserstraßeninvestitionen in krassem Gegensatz zu den für den Schienen- und Straßenverkehr aufgewandten Mitteln. Die Wasserstraßen (ohne Binnenhäfen), die dem Binnenschiffsverkehr dienen, sind im gesamten Zeitraum mit nur 1,8 Mrd. DM bedacht worden. Dabei muß überdies in Rechnung gestellt werden, daß diese Investitionen mit einem gewissen Anteil auf außerverkehrliche Funktionen der Wasserstraßen entfallen, also auf die Wasserwirtschaft, die Energieversorgung und die Wasserversorgung.

Auch ein Vergleich (s. nachstehende Übersicht 1) der investierten Mittel für die verschiedenen Verkehrswege in den binnenschiffahrtstreibenden Ländern der EWG zeigt, daß allgemein für die Verkehrswege der Binnenschiffahrt die geringsten Mittel aufgewendet wurden. Auffallend ist jedoch — selbst unter Berücksichtigung der strukturellen Unterschiede — das besonders ungünstige Verhältnis in der Bundesrepublik und in Frankreich.

Übersicht 1

Höhe der jährlichen Investitionen für Wegebau im Binnenverkehr (in Mill. nationaler Währungseinheiten) in den Jahren 1953 bis 1958

	Deutschland DM	Belgien bfr.	Frankreich ffr.	Niederlande hfl.
Wasserstraßen [1]	457	3 842	283	435
Straßen	10 122	19 727	9 726	1 766
Eisenbahn	5 577	12 275	3 519	506

Quelle: Denkschrift über die Grundausrichtung der gemeinsamen Verkehrspolitik (Anhänge) vom 10. April 1961 der Europäischen Wirtschaftsgemeinschaft (Kommission), Tabelle 7

[1]) Binnen- und Seewasserstraßen zusammen

2. Die vordringlichsten Ausbaumaßnahmen im deutschen Wasserstraßennetz

Ausbaumaßnahmen zur Verbesserung der bestehenden Verkehrsverhältnisse sind heute am notwendigsten an folgenden Strecken oder Teilstrecken:

— an der Rheinstrecke zwischen Mannheim und St. Goar
— am Mittellandkanal
— an der Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals
— am Wesel-Datteln-Kanal

2.1 Die Rheinstrecke zwischen Mannheim und St. Goar

Durch den bedeutenden Anstieg des Schiffsverkehrs auf dieser Strecke in den letzten 25 Jahren um fast das Doppelte ist die Leistungsfähigkeit dieses Stromabschnittes in dem heutigen Ausbauzustand erreicht. Eine größere Dichte des Schiffsverkehrs bedingt neben wesentlich erhöhten Unfallgefahren eine langsamere Fahrt der Schiffe. Niedrige Rheinwasserstände beeinträchtigen die Abladung der Schiffe. Zur Erfüllung eingegangener Transportverpflichtungen müssen in solchen Zeiten daher mehr Schiffe eingesetzt werden, wodurch sich die Fahrt weiter verlangsamt. Stauungen machen sich besonders auf dieser Strecke und vor dem Binger Loch bemerkbar und reichen manchmal hinunter bis Koblenz. Die Verlader müssen von bestimmten Wasserständen an zusätzlich zur Fracht Kleinwasserzuschläge zahlen, wobei jedoch diese Zuschläge den Schiffahrttreibenden keinen Ausgleich für die wegen der Minderabladung fehlenden Transporteinnahmen bieten. Der im Winter 1962/63 spürbare Mangel an trockenen und flüssigen Brennstoffen in Süddeutschland beruhte im besonderen Maße auf der vorangegangenen Kleinwasserperiode im Herbst 1962, da in dieser Zeit die Fahrwasserverhältnisse zwischen St. Goar und Mannheim sowie das „Nadelöhr" des Binger Lochs keine größeren Verkehrsleistungen zuließen.

Diese Mißstände können durch die Vertiefung des Rheins zwischen St. Goar und Mannheim um nur 40 cm und durch Schaffung eines dritten Fahrweges im Binger-Loch-Bereich, durch Strombauarbeiten an 17 weiteren Stellen auf dieser Strecke zur Verbreiterung der Schiffahrtsrinne sowie durch Vergrößerungen von Krümmungsradien wesentlich gemildert und zum Teil völlig beseitigt werden. Damit würde die schon jetzt auf der Strecke Köln–St. Goar bestehende Fahrwassertiefe von 2,10 m bei GLW (= gleichwertiger Wasserstand) durchgehend bis Mannheim erreicht werden. Außerdem wird ein zügiges und sicheres Durchfahren der Strecke mit einem Schiffsverband bis zu 180 m Länge und maximal 11,20 m Breite ermöglicht. Es handelt sich hier um einen Plan, dessen Realisierung den größten volkswirtschaftlichen, mit keinem anderen Wasserstraßenprojekt vergleichbaren Nutzeffekt hat. Die Zeit, in der die Rheinschiffe mit voller Abladung fahren können, würde sich dadurch von durchschnittlich 195 Tagen auf 290 Tage im Jahr verlängern, d. h. um rd. 50 %. An den restlichen Tagen kann die eingesetzte Flotte ebenfalls bis zu 50 % besser ausgelastet werden.

2.2 Der Mittellandkanal

Der Mittellandkanal (Klasse III), dessen westlicher Teil von der Abzweigung vom Dortmund-Ems-Kanal bei Bergeshövede bis Hannover von grundlegender Bedeutung für den wirtschaftlichen Zusammenschluß mehrerer Stromgebiete ist, muß als die am meisten hinter den heutigen wirtschaftlichen Erfordernissen zurückgebliebene und vernachlässigte deutsche Binnenwasserstraße angesehen werden. Diese Strecke wurde vor rd. 50 Jahren dem Verkehr übergeben. Inzwischen ist der Verkehr dort fast um das

Vierfache gegenüber den damaligen Planungen gestiegen. Der Wasserquerschnitt dieser Kanalstrecke beträgt bei einer Wasserspiegelbreite von 3,30 m und einer Wassertiefe von 3,50 m in Kanalmitte nur 76 m², zugeschnitten auf einen langsamen Verkehr für Schleppzüge mit Fahrgeschwindigkeiten von etwa 4 km/Std. Ein Vergleich des Wasserquerschnittes mit dem einer neuzeitlichen Wasserstraße, z. B. dem Kanal Bamberg–Nürnberg (Klasse IV) mit 176 m², zeigt wohl am deutlichsten die völlige Unzulänglichkeit dieser Kanalstrecke. Durch die Motorisierung der Fahrzeuge und den großen Verkehr auf dieser viel zu engen und flachen Kanalstraße droht der Kanal infolge der vielen und kaum noch instandzuhaltenden Uferabbrüche zu verfallen, wenn er nicht baldigst der heutigen Entwicklung angepaßt wird. Da der Wasserspiegel der langen Kanalstrecke an zahlreichen Stellen mehrere Meter über dem Gelände liegt, kann es zu einer Katastrophe größeren Ausmaßes kommen, wenn durch die ständigen Abbrüche der Kanalböschungen einmal der Kanaldamm an einer solchen Stelle brechen sollte oder in der Kanalsohle durch die Schraubeneinwirkung der Motoren größere Vertiefungen entstehen, welche die Dichtungsschicht in den Auftragsstrecken freilegen. Deshalb muß der Mittellandkanal so verbreitert und vertieft werden, daß diese Gefahr nicht mehr besteht und daß auf diesem Kanal auch das Europaschiff [1]) mit einer Reisegeschwindigkeit von mindestens 10 km/Std. in der Alleinfahrt verkehren kann.

2.3 *Die Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals*

Damit die Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals von Henrichenburg bis Bergeshövede als stärkst befahrene Teilstrecke der West-Ost-Verbindung etwa gleichwertige Verhältnisse erhält wie ihre Fortsetzung auf dem Mittellandkanal nach dessen Ausbau, müßte die für das 1350-t-Schiff freigegebene Südstrecke wenigstens bezüglich ausreichender Überholstrecken und Liegeplätze dem auszubauenden Mittellandkanal angepaßt werden.

Auf die Dauer ist es unumgänglich, diese Kanalstrecke dreischiffig für das Europaschiff auszubauen, wenn der Verkehr zügig durchgeführt werden soll.

2.4 *Der Wesel-Datteln-Kanal*

Für die Rheinschiffahrt und den gesamten Wasserstraßenverkehr in der Bundesrepublik ist die Ausstattung des Wesel-Datteln-Kanals mit zweiten Schleusen und der Ausbau der Kanalstrecke auf der ganzen Länge von besonderer Bedeutung. Der Kanal hat heute in seinem Westteil einen Jahresdurchgangsverkehr von rd. 13 Mill. Gütertonnen. Infolgedessen kommt es in den Schleusenvorhäfen zu großen Verstopfungen und damit zu erheblichen Behinderungen für den gesamten Verkehrsfluß. Für die 60 km lange Kanalstrecke mit ihren 6 Schleusenstufen benötigen die Fahrzeuge bei starkem Schiffsandrang oftmals 2—3 Tage. Das entspricht einer Tagesleistung von nur 20—30 km. Diese Verhältnisse sind untragbar.

Dem Wesel-Datteln-Kanal wurde eine doppelte Aufgabe übertragen. Einerseits sollte er eine reibungslose Bewältigung der Durchfahrt zwischen Rhein, Dortmund-Ems-Kanal, Mittellandkanal und Weser gewährleisten. Zum anderen sollte mit dem Bau dieser nördlich vom Rhein-Herne-Kanal im Lippetal errichteten künstlichen Wasserstraße der Nordwanderung der Ruhrwirtschaft Rechnung getragen werden. Der Kanal, der an seinen 6 Schleusenstufen nur mit je einer Schleusenkammer ausgestattet wurde, war

---

[1]) Europa-Schiff = Schiff von 80 m Länge und 9,50 m Breite, das als Schleppkahn bei einer Abladetiefe von 2,50 m 1350 t tragen kann

dieser doppelseitigen Verkehrsanforderung sehr bald nicht mehr gewachsen. Bei seiner stets steigenden Verkehrsbelastung ist er immer weniger in der Lage, den Rhein-Herne-Kanal zu entlasten. In dieser Situation muß der Ausfall auch nur einer einzigen Schleuse für längere Zeit zu Verkehrsstockungen unübersehbaren Ausmaßes führen. Der ohnehin überlastete Rhein-Herne-Kanal kann unmöglich den zusätzlichen Verkehr des Wesel-Datteln-Kanals aufnehmen.

Der Wasserquerschnitt dieses Kanals ist mit 95 m² nur etwas größer als der des Mittellandkanals und damit für die heutigen Verkehrsbedürfnisse entschieden zu klein. Bei einer Wassertiefe von 3,50 m in Kanalmitte und einer Wasserspiegelbreite von nur 38 m ist der Kanal bei diesem Verkehr viel zu eng.

3. Die betriebstechnischen Entwicklungstendenzen in der Binnenschiffahrt

Die Binnenschiffahrt ist in starkem Maße bestrebt, im Rahmen des wirtschaftlich Vertretbaren und auf weite Sicht hin alle technischen und organisatorischen Rationalisierungsmöglichkeiten zu nutzen, um eine Senkung des Betriebsaufwandes zu erreichen und die stärksten Nachteile unzureichender Wasserstraßen auszugleichen. Einen Querschnitt über die in der deutschen Binnenschiffahrt weithin angestellten Rationalisierungsüberlegungen bietet hierfür die unlängst veröffentlichte Broschüre „Gedanken zur Verbesserung der Wettbewerbsfähigkeit der deutschen Binnenschiffahrt" [1].

3.1 Der Übergang zur großen nautischen Einheit

Entscheidende technische Rationalisierungsmöglichkeiten sind dem Übergang zur großen nautischen Einheit zuzumessen. Die wirtschaftlichen Gründe hierfür sind einleuchtend. Das große Schiff und der Schiffsverband werden der Aufgabe auf Senkung der Kosten pro Leistungseinheit am besten gerecht, und zwar aufgrund des relativen Rückgangs des Personal- wie des Sachaufwandes bei zunehmender Fahrzeuggröße. Voraussetzung ist allerdings, daß die Transportmengen in einer solchen Massenhaftigkeit auftreten, daß die Ausnutzung großer Schiffsgefäße möglich ist.

Dem Trend zur größeren nautischen Einheit sind in Anbetracht der allgemein begrenzten Abmessungen der bundesdeutschen Wasserstraßen und der unterschiedlichen Abmessungen der einzelnen Wasserstraßenabschnitte jedoch Grenzen gesetzt. Schiffe und Schiffsverbände, die in dem gesamten von der Binnenschiffahrt erschlossenen Verkehrsraum eingesetzt werden sollen, müssen sich in ihren Abmessungen zwangsläufig nach den engsten Kanal- und Schleusenquerschnitten richten.

Abgesehen von denjenigen Wasserstraßen, die größere Fahrzeugabmessungen zulassen, entspricht die Mehrzahl der wichtigen deutschen Wasserstraßen den Mindestnormen der Klasse IV der von der Europäischen Verkehrsministerkonferenz (CEMT) für den Ausbau und Neubau von Wasserstraßen europäischer Bedeutung festgelegten Klasseneinteilung (s. Übersicht 2). Sie haben damit Abmessungen, wie sie das Europa-Typschiff fordert. Der Rhein erfüllt die Mindestnormen der Klasse V (Rhein oberhalb Duisburg) und VI (Rhein unterhalb von Duisburg).

---

[1]) Birkendahl, Dütemeyer, Geile, Huber, Hüttner, Müller, Schroiff, Schuth: „Gedanken zur Verbesserung der Wettbewerbsfähigkeit der deutschen Binnenschiffahrt", Duisburg 1963

Übersicht 2

Klassifizierung der deutschen Wasserstraßen entsprechend den CEMT-Normen

Wasserstraße	Wasserstraßenklasse	Fahrwasser		Anzahl der Staustufen	Schleusen		
		Mindestquerschnitt m²	Mindestradius m		Länge m	Breite m	Drempeltiefe m
Rhein							
Rheinseitenkanal	V	156 [1]		4	185	23	5,0
bis Duisburg	V			—	—	—	—
unterhalb Duisburg	VI			—	—	—	—
Neckar	IV		350	23	110	12	3,2
Main							
bis Frankfurt—Offenbach	V				350	15+	3,5
						13	(3,25)
Offenbach—Schweinfurt	IV		450	45	300	12	2,5
Schweinfurt-Bamberg	IV	168	800		300	12	2,5
Main-Donau-Kanal	IV				190	12	3,5
Mosel							
(Koblenz)	IV		350	12	170	12	3,5
					(122,5)	(12)	(3,5)
Ruhr							
Duisburg	V			1	350	13	2,5 [2]
Raffelberg				1	130	13	5,0
Wasserstraßen zwischen Rhein und Elbe							
Rhein-Herne-Kanal	IV	112		7	165	10	3,0
Wesel-Datteln-Kanal	IV	92		6	225	12	4,5
Dortmund-Ems-Kanal	IV						
neues Hebewerk				1	90	12	3,0
Südstrecke	IV	120	900	1	225	12	3,4
Nordstrecke	III [3]	114	350	13	165	10+	3,5
						12	
Mittelweser	IV			7	225	12,5	3,2
Mittellandkanal	III [4]	72,2		2	225	12	3,0
Küstenkanal	III	76		2	105	12	3,5
Datteln-Hamm-Kanal	III	66		2	85+	10+	
					105	12	3,0
Elbe (Geesthacht)	V+	160—		1	230	25	3,2
	IV	250					
Elbe-Lübeck-Kanal	III	63		7	80	12	2,5
Donau	IV	280	300	2	230	24	2,7 [5]

[1]) zunehmend bis 375 bei GlW (Binger Loch 51)
[2]) bei NNW im Rhein
[3]) jedoch freigegeben für 1350-t-Schiffe
[4]) zur Zeit im Ausbau noch Klasse IV
[5]) bei NNW unterhalb Jochenstein

In Anbetracht der Heterogenität des deutschen Wasserstraßennetzes und infolge der unterschiedlichen wirtschaftlichen Gegebenheiten muß der Trend zum großen Schiff sich in verschiedener Form äußern. Man muß daher unterscheiden zwischen:

— der neu aufgekommenen Schubschiffahrt amerikanischer Art mit starren Schubverbänden größerer Länge und paarweise nebeneinander gekoppelten Schubleichtern,

— der sich hieraus in Anpassung an die einschränkenden Verhältnisse verschiedener Wasserstraßen weiter entwickelten Schubschiffahrt mit gelenkigen Verbindungen,

— der Weiterentwicklung von Schiffen herkömmlicher Art.

3.11 Der Schubverband

Auf dem Rhein (Klasse V und VI) mit seinen für deutsche Wasserstraßenverhältnisse außergewöhnlich breiten Wasserflächen konnte sich die Schubschiffahrt amerikanischer Art ohne Schwierigkeiten entwickeln. Gewisse Einschränkungen bestehen lediglich hinsichtlich der Längen- und Breitenabmessungen in der Gebirgsstrecke zwischen Koblenz und Bingen. Am günstigsten sind die Voraussetzungen für die Schubschiffahrt auf dem Niederrhein unterhalb Duisburg. Im Niederrheinverkehr zwischen Rotterdam und Duisburg werden heute überwiegend Schubverbände bestehend aus 4 Schubleichtern von 70 m Länge und 9,50 m Breite eingesetzt, die paarweise hintereinander gekoppelt sind. Die Abmessungen dieser Leichter sind zur Typisierung vorgeschlagen, so daß sie als Standardleichter bezeichnet werden können. Bei einer Länge des zugehörigen Streckenschubbootes von ca. 35 m ergibt sich ein Verband von rd. 175 m Länge und rd. 19 m Breite .Bei einer Ladefähigkeit des einzelnen Standardleichters von 1600 t (3,00 m Abladetiefe) liegt die somit erzielte Ladefähigkeit des Schubverbandes bei 6400 t.

So günstig die technischen Voraussetzungen für die Schubschiffahrt mit den obengenannten Abmessungen auf dem Rhein sind, so ist es jedoch ausgeschlossen, die Schubschiffahrt in dieser starren Form und mit diesen Abmessungen auf die zum Rhein führenden kanalisierten Nebenflüsse (Neckar, Main, Mosel) und auf die Kanäle (westdeutsches Kanalgebiet = Kanalnetz zwischen dem Rhein unterhalb von Duisburg und der Elbe) zu übertragen, da die Kunstbauten dieser Wasserstraßen, die engen Fahrwasserverhältnisse und die Krümmungen den Schubverbandabmessungen Grenzen setzen.

Die mögliche Gesamtbreite einer Schubeinheit wird auf den meisten deutschen Wasserstraßen nicht nur vom Fahrwasserquerschnitt, sondern vor allem von der Breite der Schleusen bestimmt. Sie beträgt auf den kanalisierten Nebenflüssen des Rheins und dem westdeutschen Kanalgebiet größtenteils nur 10 bis 15 m. Die Länge der Schubzüge wird demgegenüber von den Krümmungsverhältnissen auf der freien Strecke eingeschränkt. Der Mindestradius beträgt auf den genannten Wasserstraßen vielfach nur 300 bis 350 m. Immerhin wird der obengenannten Standardleichter von 70 m Länge künftig jedoch einzeln mit Hilfe eines Kleinschubbootes von 10 m Länge in den Kanälen und kanalisierten Flüssen der Bundesrepublik befördert werden können. Im westdeutschen Kanalgebiet (im Mittellandkanal allerdings erst nach dessen dringend notwendigem Ausbau) kann der so gebildete Schubverband von 80 m Gesamtlänge und 9,50 m Breite bei 2,50 maximalem Tiefgang durchgehend verkehren. Das gleiche gilt für Neckar, Main und Mosel. Soweit es die Fahrwasserverhältnisse gestatten, können auch 2 Standardleichter in Reihe mit einem Streckenschubboot oder 2 parallel gekoppelten Kleinschubbooten verkehren. Dieser wesentlich wirtschaftlichere Verkehr mit 2 Schubleichtern wird jedoch bei starrer Verbindung der Schiffe weder im westdeutschen Kanalgebiet noch auf Main und Neckar in absehbarer Zeit möglich sein.

Übersicht 3

Übliche Schubboot- und Leichterabmessungen

	Länge (m)	Breite (m)	Tiefgang (m)	PS
Streckenschubboot (Rhein)	32—36	9,5	1,4—1,6	1500—1800
Kleinschubboot (Kanalisierte Nebenflüsse des Rheins und Kanäle)	10	4,5	1,3—1,5	450

	Länge (m)	Breite (m)	Höhe (m)	Tiefgang (m)	Tragfähigkeit (t)	Laderaum (m^3)
Leichter (Zur Typisierung vorgeschlagen)	70	9,46	3,20	2,00	930	1 175
				2,50	1 265	1 510
				3,00	1 600	1 845

Zum System starr verbundener Einheiten gehört eine weitere Entwicklung, die zur Zeit Gegenstand theoretischer und modellmäßiger Untersuchungen ist. Sie geht zum großen starren Gliederschiff für den Massenguttransport auf dem Niederrhein. Die Projekte sehen ein zweigliedriges starres Schiff folgender Abmessung vor:

Länge über alles	185,00 m
Heckeinheit	100,00 m
Bugeinheit	85,00 m
Breite	16,00 m
Tiefgang, maximal	3,20 m
Ladefähigkeit bei T = 3,20 m	6980 t
bei T = 3,00 m	6400 t.

Über die Aussichten für den Bau solcher Großraumgliederschiffe bestehen unterschiedliche Meinungen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß in naher Zukunft ein erstes Schiff dieser Art — dreiteilige Gliederschiffe mit größeren Abmessungen verkehren bereits auf der Wolga — gebaut und bezüglich seiner Eigenschaften und seiner Wirtschaftlichkeit in der Niederrheinfahrt erprobt wird. Für den regelmäßigen Verkehr zwischen Rotterdam und einem festen Endpunkt am Rhein unterhalb Koblenz können solche Schiffe neben den Schubverbänden durchaus Bedeutung erlangen, zumal sie besonders niedrige Selbstkosten erwarten lassen. Dies gilt besonders dann, wenn die Möglichkeiten einer schnelleren Be- und Entladung der großen Räume voll ausgenutzt werden.

3.12 Der Gelenkverband

In Anbetracht der bei kleinen Krümmungsradien bestehenden Hemmnisse für die starre Schub- und Gliederschiffahrt werden bereits seit einigen Jahren Modell- und Großversuche mit gelenkig verbundenen Einzelschiffen vorgenommen. Sie haben bisher zur Bildung von Motorgüterschiff-Schubgelenkverbänden und Motorgüterschiff-Schleppgelenkverbänden geführt. Hierbei wird ein Motorgüterschiff mit einem Kahn oder Leichter gelenkig verbunden, wobei die Gelenkstellen im Schubverband aktiv, d. h. kraftbetätigt sein müssen, während im Schleppverband eine passive Verbindung ausreicht, wenn die Ruder des eng hinter dem Motorgüterschiff geschleppten Kahns zur Einleitung der Eigenbewegungen verwendet werden. Das dem Motorgüterschiff-Schubverband vorgesetzte, antriebslose Schiff benötigt erfahrungsgemäß zur einwandfreien Beherrschung der Anstell- und Rückstellvorgänge ein Aktivruder am Bug. Ein Ruderpropeller hat sich für diesen Zweck als besonders geeignet erwiesen, weil er gleichzeitig das Verholen und kürzere Alleinfahrten des geschobenen Schiffes ermöglicht.

Es war nach den bislang angestellten Versuchen auf allen wichtigen deutschen Wasserstraßen (einschließlich Klasse III) möglich, gelenkig eingerichtete Schubverbände in einer den Schleusenabmessungen der jeweiligen Wasserstraße entsprechenden Länge und Breite einzusetzen, so beispielsweise auf dem Dortmund-Ems-Kanal und dem Rhein-Herne-Kanal mit Längen bis 162 m und Breiten von 8,20 m bis 9,50 m, auf dem Mittelland-Kanal mit Schleusen von 225 m Länge und Gelenkzüge von 222 m Länge und 9,00 m Breite (Lastrohrfloß). Gelenkig verbundene Schubeinheiten mit Tragfähigkeiten je Schubverband von 1000 bis 3000 t werden also auf fast allen vorhandenen Wasserstraßen fahren können, ohne daß spezielle Ausbauten dieser Wasserstraßen über das für die herkömmliche Art von Fahrzeugen hinausgehende Maß notwendig werden.

Einen weiteren Schritt in Richtung auf das nicht starre Schiff, das in der Zukunft voraussichtlich besondere Bedeutung gewinnen wird, stellt die Entwicklung eines Motorgliederschiffes mit Gelenkverbindungen dar. Durch die Unterteilung des Fahrzeuges in 4 Glieder mit Längen von 2 × 36 m (starr gekoppelte Mitteleinheiten) und 2 × 45 m (Endglieder gelenkig mit den Mitteleinheiten verbunden) entsteht ein besonders anpassungsfähiges Güterschiff, das alle diejenigen Wasserstraßen der Bundesrepublik befahren kann, für die das Europa-Typschiff (80 m × 9,50 m) zugelassen ist.

Die Abmessungen dieser Gelenkverbände sind wegen der Schleusenabmessungen im westdeutschen Kanalgebiet für absehbare Zeit begrenzt auf

Länge über alles	162,00 m
Breite	9,50 m
Tiefgang	2,50 m
Ladefähigkeit ca.	2600 t

3.13 Die Weiterentwicklung von Schiffen herkömmlicher Art

Für das Motorgüterschiff, das gegenwärtig auf den deutschen Wasserstraßen vorherrscht und dem auch weiterhin eine ganz besondere wirtschaftliche Bedeutung zukommen wird, läuft die technische Entwicklung auf die Einfachbauweise in Pontonform hinaus, wobei Motorenstärken und Vorrichtungen für die Mitnahme eines Schubleichters von 70 × 9,50 m im Schub- oder Schleppverband ausgelegt sein werden.

Dementsprechend wird wahrscheinlich auch die Konstruktion des Europa-Typschiffes mit den Abmessungen von 80 × 9,50 m auf der kostensparenden und zweckmäßigen Pontonbauweise basieren (siehe Übersicht 3).

3.2 *Die Intensivierung der Fahrzeugnutzung*

Neben dem Trend zur größeren nautischen Einheit konzentrieren sich die Rationalisierungsbemühungen der Binnenschiffahrt auf die Intensivierung der Fahrzeugnutzung, also auf die Beschleunigung des Schiffsumlaufs, wofür — soweit dieses den reinen Transportvorgang auf den Wasserstraßen betrifft — die Erhöhung der Fahrzeuggeschwindigkeit und die Verbesserung der Verkehrsflüssigkeit in Betracht kommen. Hierdurch kann eine Beschleunigung des Kapitalumschlags und folglich eine absolute Senkung des Betriebsaufwandes erreicht werden.

3.21 Die Steigerung der Fahrgeschwindigkeit

Der wirtschaftliche Zwang zur Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit ergibt sich speziell auf den künstlichen Wasserstraßen, wo heute die Fahrgeschwindigkeit sehr niedrig ist. Auf dem Mittellandkanal liegt sie beispielsweise für Schleppzüge bei 6 km/Std. und für Selbstfahrer bei 8 km/Std. Diese Geschwindigkeitsbegrenzungen ergeben sich aus den Querschnitts- und Profilverhältnissen, wo bei höheren Fahrgeschwindigkeiten Böschungen und Kanalsohle unzulässigen Beschädigungen ausgesetzt sind.

Andererseits sind hier der Steigerung der Fahrgeschwindigkeit auch von der Wirtschaftlichkeit her Grenzen gesetzt. Die unzulänglichen Querschnittsverhältnisse machen es wirtschaftlich sinnlos, die für Fahrten auf Stromstrecken installierte volle Maschinenleistung auszufahren. Der größte Teil der Maschinenleistung würde lediglich in Wellenenergie umgesetzt werden, die ihrerseits wieder zu unzumutbaren Beschädigungen an Böschungen und Sohle führt. Darüber hinaus würde eine höhere Geschwindigkeit wegen des ungünstigeren Völligkeitsgrades bei schnellen Schiffen mit einer Minderung der Tragfähigkeit erkauft werden, so daß sie nicht in Betracht kommt.

Ein Ausweichen auf die Luftkissen- oder Tragflügelboottechnik steht beim gegenwärtigen Stand der technischen Entwicklung und der wirtschaftlichen Einsatzfähigkeit für die Güterschiffahrt nicht zur Diskussion. Luftkissen- und Tragflügelboote können auf den Binnenwasserstraßen der Bundesrepublik nur auf den größeren Wasserstraßen der Klassen V und VI zugelassen werden und zwar als Sport- bzw. kleine Fahrgastboote für 60 bis 80 Personen. Sie sind auf diesen Fahrgebieten aber nur dann vertretbar und auch wirtschaftlich ausnutzbar, wenn die Fahrwasserbreite ausreicht, um z. B. Tragflügelbooten die Fahrt auf Flügel mit Geschwindigkeiten bis zu 75 km/Std. ohne Behinderung der übrigen Schiffahrt über längere Strecken zu ermöglichen. Außerdem muß die Fahrwassertiefe im Einsatzgebiet ausreichen, um gegebenenfalls die Fahrt im Schwimmzustand ohne Gefahr einer Grundberührung fortsetzen zu können.

Auf Wasserstraßen herab etwa bis zur Größe der Klasse IV verbietet sich wegen der geringen Wasserbreiten der Einsatz von Tragflügelbooten schon deshalb, weil auf diesen eine Flügelfahrt kaum noch möglich ist. Das gilt auch für die Luftkissenfahrzeuge, deren Verwendung außerdem wegen der zur Zeit noch außerordentlich hohen Anschaffungs- und Betriebskosten auf den Wasserstraßen der Bundesrepublik nicht in Betracht kommen dürfte.

3.22 Die Steigerung der Verkehrsflüssigkeit

Für die Wirkung der Geschwindigkeitssteigerung ist jedoch entscheidend, daß der erreichbare Produktionseffekt nicht wieder durch eine wachsende Beeinträchtigung der Verkehrsflüssigkeit reduziert wird. Bereits heute ist auf den mit ihren nutzbaren Fahrwasserbreiten und -tiefen meist unverändert gebliebenen Binnenwasserstraßen (einschließlich Rhein) durch die Verkehrssteigerung sowie durch die Entwicklung der Fahr-

zeugtechnik und der Betriebsweisen in Verbindung mit der Erhöhung der Reisegeschwindigkeiten eine so erhebliche Steigerung der Verkehrsdichte auf den deutschen Wasserstraßen eingetreten, daß zumindest auf größeren Teilstrecken die stete Flüssigkeit des Verkehrsablaufs nur durch besondere Lenkungsmaßnahmen aufrechterhalten werden kann. Daneben sind vielfach die Zwangsaufenthalte an Schleusenstufen so zeitraubend, daß die Umlaufgeschwindigkeit der Fahrzeuge stark beeinträchtigt wird.

Es müssen heute neue technische Möglichkeiten und Organisationsformen gefunden werden, die es gestatten, den gewandelten Verkehr auf den deutschen Wasserstraßen flüssiger ablaufen zu lassen.

3.3 Die Verbesserung der zeitlichen Nutzung des Fahrzeugmaterials

3.31 Tag- und Nachtfahrt

Um den vollen Rationalisierungseffekt moderner Binnenschiffe zu erzielen, muß als naturgegebene Möglichkeit des Betriebes auch die Nachtfahrt in Betracht gezogen werden. Im Blickpunkt des Interesses steht daher in zunehmendem Maße die Fahrt nicht nur am Tage, sondern auch zur Nachtzeit oder jedenfalls von den frühen Morgenstunden bis in die Nacht.

Allerdings wird ein echter Vorteil nicht unbedingt zu bejahen sein, sondern von Art und Zustand der jeweiligen Wasserstraße, von Strecke und Volumen des Verkehrs sowie von weiteren Faktoren abhängen.

Recht unterschiedlich kann auch das Ausmaß des durch die Nachtfahrt im günstigsten Falle erreichbaren Rationalisierungseffektes sein. Ausgehend von den in den letzten Jahren beobachteten Umläufen von Schleppkähnen und Motorgüterschiffen beim Steinkohlentransport Ruhr / Süddeutschland ist z. B. ermittelt worden, daß von der gesamten zur Verfügung stehenden Zeit während eines Kalenderjahres weniger als 40 % auf produktive Stunden (reine Fahrzeit, Laden und Löschen) und mehr als 60 % auf unproduktive Stunden (Wartezeit, Reparatur-, Nebel-, Hoch- und Kleinwassertage, Ladungsmangel und Nachtliegezeiten) entfallen, davon auf die Nachtliegezeit etwa 10 bis 15 %. Es ist fraglich, ob sich bei einem derartig geringfügigen Anteil der Nachtliegezeit am Gesamtumlauf eine Betriebszeitverlängerung lohnt und ob den Mehrkosten, die sich aus der verlängerten Betriebszeit ergeben, auch entsprechende Mehrerlöse gegenüberstehen. Entscheidend kommt es darauf an, wie sich das Verhältnis der reinen Fahrzeit zur gesamten Umlaufzeit gestaltet. Je höher der Anteil der reinen Fahrzeit ist und je geringer insbesondere die Wartezeiten sowie die Zeiten für Laden und Löschen sind, um so höher ist der Prozentsatz, der auf die unproduktive Nachtliegezeit entfällt und um so mehr rechtfertigt sich der für die Nachtfahrt erforderliche zusätzliche Aufwand und die Erwartung auf einen weiteren Rationalisierungseffekt. Diese Voraussetzungen werden am ehesten beim durchgehenden Verkehr zwischen fest bestimmten Lade- und Löschplätzen mit kurzen Lade- und Löschzeiten und einem stets genügenden Ladungsaufkommen erfüllt sein.

3.32 Verringerung der durch Eisbildung verursachten Stilliegezeiten

Im Interesse einer Steigerung der zeitlichen Nutzung des Fahrzeugmaterials sind auch Überlegungen darüber anzustellen, wie die Stilliegezeiten der Binnenschiffahrt in den Frostperioden verringert werden können. Der Ausfall der Rheinschiffahrt wegen Eis betrug allein während der Zeit des offiziellen Schiffahrtsschlusses auf dem Mittelrhein in den letzten zehn Jahren (1954—1963) im Jahresdurchschnitt 8,1 Tage, obgleich der

Rhein wegen seiner starken Strömung weit später vereist, als seine kanalisierten Nebenflüsse oder gar das westdeutsche Kanalnetz. Für das westdeutsche Kanalnetz ergeben sich für den gleichen Zeitraum im Jahresdurchschnitt folgende Ausfälle durch Vereisung:

Rhein-Herne-Kanal	14 Tage
Wesel-Datteln-Kanal	15 Tage
Dortmund-Ems-Kanal (Südstrecke)	16 Tage
Mittellandkanal	20 Tage

4. Die aus der Entwicklung der Binnenschiffahrt sich ergebenden Kriterien für den Wasserstraßenbau

Aus den genannten Rationalisierungsbestrebungen der Binnenschiffahrt ergeben sich bestimmte Kriterien für den Bau neuer und die Anpassung bestehender Wasserstraßen, die nachstehend aufgezeigt werden sollen:

4.1 Kriterien aus der Fahrzeuggröße, der Betriebsweisen und der Umlaufgeschwindigkeiten

Der Trend zur großen nautischen Einheit sowie die Bemühungen zur Steigerung der Umlaufgeschwindigkeit stellen Forderungen an den Ausbau der Wasserstraßen hinsichtlich

— der Querschnittgestaltung des Fahrwassers
— der Krümmungserweiterungen
— der lichten Durchfahrtshöhe unter den Brücken
— der Schleusengestaltung und der Schleusenabmessungen
— der Liegeplätze

4.11 Querschnitt

Bei der Querschnittgestaltung einer Wasserstraße ist davon auszugehen,

daß auf der freien Strecke eine möglichst hohe Reisegeschwindigkeit gewährleistet werden muß. Dabei ist sicherzustellen, daß Fahrzeugbegegnungen gefahrlos möglich sind,

daß auf weniger stark belasteten Strecken das Überholen in den Pausen des Gegenverkehrs keine Schwierigkeiten bieten darf,

daß auf stark frequentierten Strecken eine gleichzeitige Überholung und Begegnung — entweder an jeder Stelle der freien Strecke oder mindestens in bestimmten Überholstrecken — möglich sein muß.

Diese Grundsätze erfordern Wasserquerschnitte, die weit über das Maß hinausgehen, nach dem früher Kanäle und Flüsse gebaut bzw. ausgebaut wurden. Zur Zeit beträgt das Verhältnis von Wasserquerschnitt (F) zum eingetauchten Schiffsquerschnitt (f) bei den deutschen Kanälen mit den Typschiffen der Wasserstraße IV im allgemeinen höchstens nur etwa $n = 5$. Dieses Verhältnis läßt Fahrgeschwindigkeiten der beladenen Selbstfahrer bis zu 8 km/Std. in der Alleinfahrt zu. Eine Begegnung ist bei diesem Querschnitt nur mit einer Höchstgeschwindigkeit bis etwa 5 km/Std. möglich. Im Hinblick auf das Streben nach größerer Reisegeschwindigkeit unter Ausnutzung der für den Verkehr auf Flüssen erforderlichen starken Motorenkräfte ist dieses Verhältnis heute zu klein.

Aufbauend auf früheren Versuchen der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt sind für die Wasserstraßen der Klasse IV die zweckmäßigsten Abmessungen und die zulässige Höchstgeschwindigkeit unter Verwendung kürzlich ausgeführter Modell- und Großversuche durch die Versuchsanstalt für Binnenschiffahrt in Duisburg ermittelt worden. Die Versuchsergebnisse ermöglichten die Erfassung der erosionsbedingten Faktoren und die Berücksichtigung der auf älteren Kanälen festgestellten Schäden. Die Hauptergebnisse dieser Untersuchungen führten zu folgenden Schlußfolgerungen:

Für Binnenwasserstraßen der Klasse IV sollte ein Querschnitt angestrebt werden, der bei ausreichender Wassertiefe einen dreischiffigen Verkehr gewährleistet, um den schneller fahrenden Motorschiffen, insbesondere den kleinen Einheiten, eine möglichst hohe mittlere Reisegeschwindigkeit zu ermöglichen.

Die CEMT hat als Mindest-Kanalquerschnitt den fünffachen eingetauchten Schiffsquerschnitt, also $n = 5$, empfohlen. Die deutsche Seite strebt jedoch bei der CEMT ein Verhältnis von mindesten $n = 7$ an. Der Kanal Bamberg-Nürnberg erfüllt mit $n = 7$ bereits diese Forderung. Die Versuchsergebnisse der Versuchsanstalt für Binnenschiffahrt in Duisburg lassen sogar ein Abschnittsverhältnis von $n = 7{,}6$ als zweckmäßig erscheinen.

Bei einem Querschnittsverhältnis von $n = 7{,}6$ steigert sich im übrigen in einem Rechteckprofil [1]) bei gleichem Energieaufwand die Geschwindigkeit um gut 4,5 % und bei einem Rechteck-Trapez-Profil um ca. 4 % zu der im Trapez-Profil mit gleichem Querschnittsverhältnis. Darüber hinaus können Fahrgeschwindigkeiten für das Europa-Schiff von mindestens 10 km/Std. u. U. sogar 11 km/Std. zugelassen werden. Allerdings kann die zur Verfügung stehende maximale Maschinenleistung auch bei dieser Querschnittsgröße weder bei dem Europa-Schiff (700 PS) noch bei den meisten kleineren Selbstfahrern voll ausgenutzt werden, und zwar aus 3 Gründen: a) Es gibt in Kanälen eine querschnittsbedingte nautische Höchstgeschwindigkeit. b) Ein Kanalquerschnitt, in welchem die für den Verkehr auf den Flüssen installierte Maschinenleistung voll ausgefahren werden könnte, müßte zur Vermeidung von weit über das tragbare Maß hinausgehenden Angriffen auf Böschung und Sohle mehr als doppelt so groß wie das vorgeschlagene dreischiffige Profil sein. Diese Forderung ist für künstliche Wasserstraßen undiskutabel. c) Das Fahren mit voller Leistung wäre für freifahrende Motorschiffe in dem vorgeschlagenen Profil auch unwirtschaftlich, weil für eine Steigerung der Geschwindigkeit um nur 5 % mehr als die Hälfte der installierten Leistung erforderlich ist.

Wirtschaftlich sinnvoll ist bei dem vorgeschlagenen Profil für freifahrende Motorschiffe des Europa-Typs noch die Ausnutzung von ca. 45 % der vollen Maschinenleistung. Das Europa-Schiff könnte dann etwa 10,5 km/Std. auf freier Strecke fahren [1]). Zur wirtschaftlichen Ausnutzung zumindest eines Teils der vorhandenen maschinellen Leistungsreserve von ca. 55 % ist die zusätzliche Mitnahme eines Schleppkahns oder eines Schubleichters im Schubgelenk oder Schleppgelenkverband anzuempfehlen. Das gleiche gilt für Schubverbände und Gliederschiffe. Die Angriffe auf die Kanalböschungen würden sich bei gleicher Geschwindigkeit wie freifahrend noch zulässig kaum wesentlich verstärken. Auch der Angriff auf die Sohle wird trotz der höheren Schraubenbelastung (stärkerer Propellerstrahl) wegen der günstigeren Trimmlage der Gelenkzüge etwa gleich bleiben. Vorsicht ist dagegen geboten beim Schleppverband mit einem Schubleichter, da bei diesem der Propellerstrahl am schräg auflaufenden Vorschiff des Leichter in Richtung zur Kanalsohle abgelenkt wird.

---

[1]) Vgl. den deutschen Bericht zu „Mitteilung I/1" des XVIII. Internationalen Schiffahrtskongresses Rom 1953

[1]) Internationale Binnenschiffahrts-Union (I. B. U.): „Abmessungen der Anlagen internationaler Wasserstraßen", Paris 1961

Als Abmessungen für den Bau neuer und die Erweiterung bestehender Wasserstraßen der Klasse IV werden hiernach heute als notwendig angesehen:

Wasserquerschnitt (mindestens n = 7)	166—170 m²
Querschnittsbreite in Schiffsbodenhöhe des voll abgeladenen Fahrzeugs	rd. 2,2facher Wert der Summen der Schiffsbreiten beim Europaschiff $2{,}2 \times 19 = 41{,}8$ m
Wassertiefe in Kanalmitte	4,15—4,25 m
Wassertiefe in Kanalsohle an der Böschung	4,00 m

Die Wasserspiegelbreite ergibt sich danach bei einem Trapezquerschnitt zu 53—55 m.

4.12 Krümmungserweiterungen

Die Krümmungen einer Wasserstraße setzen den zuzulassenden Längen der Schiffseinheiten eine Grenze, wenn sie nicht der Länge der Schiffseinheiten angepaßt werden, d. h. so erweitert werden, daß sie von Fahrzeugen oder Schiffseinheiten ohne Schwierigkeiten und ohne den Gegenverkehr zu stören, durchfahren werden können. Aufgrund von Erfahrungen und Versuchen ist das Maß der Verbreiterung nach den Richtlinien der CEMT inzwischen auf eine Mindestverbreiterung festgelegt worden, die sich nach der Formel $\triangle B = \frac{L^2}{2R}$ ergibt.

Für Fahrzeuge von 80 m Länge (L) ergeben sich hiernach Verbreiterungen bei Krümmungsradien (R) von 300 bis 1000 m, die zwischen 10,7 und 3,2 m schwanken. Bei starren Schubverbänden von 165 m Länge würden nach der gleichen Formel bei den genannten Krümmungsradien Verbreiterungen erforderlich werden, die zwischen 13,6 m (1000 m) und 45,5 m (300 m) liegen.

Bei neuen Kanälen sollten deshalb nach den heutigen Erkenntnissen keine Krümmungen unter R = 800 m (zehnfache Länge des Europa-Schiffes) mit Rücksicht auf Fahrzeugbegegnungen zugelassen werden.

Bei Flußläufen ist jedoch eine Begradigung und Verbreiterung auf die genannten Maße aus geographischen und wirtschaftlichen Gründen häufig undurchführbar. Bei der Kanalisierung der Mosel waren gerade in dieser Hinsicht manche Schwierigkeiten zu überwinden, um Begegnungen von langen, starr hintereinander gekoppelten Schubverbänden (Schubboot und 2 Leichter) in den Krümmungen zu ermöglichen. In Anbetracht des stark gewundenen Laufs der Mosel von Diedenhofen bis Koblenz (Gesamtlänge 270 km) hat man sich deshalb beim Ausbau auf eine für die Schubschiffahrt vertretbare Lösung geeinigt, die im Vergleich zu den anderen untersuchten Lösungen erhebliche Kostenersparnisse brachte, ohne für die Schubschiffahrt allzu einschneidende Einschränkungen zu verursachen. Diese Lösung geht davon aus, daß eine Begegnung von langen starren Schubverbänden nicht in allen Haltungen auf ganzer Länge möglich ist. In 6 Fällen ist in unmittelbarem Anschluß an eine Staustufe eine Begegnung von Schubverbänden auf einer Gesamtstrecke von 13 bis 14 km ausgeschlossen. Dieses Beispiel zeigt, wie man beim Ausbau einer neuen Wasserstraße der Entwicklung der Schiffahrt in fortschrittlicher Weise Rechnung tragen kann.

4.13 Durchfahrtshöhe unter Brücken

Nach den Richtlinien der CEMT wurde das Maß für die lichte Durchfahrtshöhe für Fahrzeuge der Wasserstraßenklasse IV auf 5,25 m über dem Normalwasserstand der Kanäle bzw. über dem höchsten schiffbaren Wasserstand der Flüsse festgesetzt.

Für Schubverbände von 165 m Länge und mehr dürfte das Maß von 5,25 m nicht ausreichen, weil die Steuerstühle der Schubboote zur Verringerung des toten Blickwinkels vor der Einheit wegen der großen Länge der Schubzüge höher sein müssen als bei Selbstfahrern oder Schleppern. Verstellbare Steuerstühle können wegen der zahlreichen, dicht aufeinander folgenden Brücken über künstliche Wasserstraßen beim Versagen des elektrohydraulisch betriebenen Ruderhausliftes eine Gefahr für Schiff und Brücke bilden. Sie sind eine ständige Belastung für den Schiffsführer. Eine Lösung könnte höchstens dadurch gefunden werden, daß am Bug ein Fernsehauge angebracht wird, welches dem Schiffsführer die erforderliche Sicht im toten Blickwinkel gibt.

Grundsätzlich fordert die Schiffahrt deshalb vor allem an natürlichen, größeren Wasserstraßen größere Durchfahrtshöhen. In der bereits genannten Denkschrift fordert die Internationale Binnenschiffahrts-Union (I. B. U.) — bezogen auf den höchsten schiffbaren Wasserstand — eine Mindestdurchfahrtshöhe von 7,50 m für den Ausbau oder Neubau von Wasserstraßen. Dieses Maß wird am Rhein (Klasse V und VI) nur von den Brücken unterhalb Kehl erreicht (9,10 m). Oberhalb Kehl wird diese Höhe schon um 0,50 m unterschritten. An der kanalisierten Mosel beträgt die Durchfahrtshöhe mit wenigen Ausnahmen 6,00 m, ebenso am Neckar und Main, an der Donau werden 8,00 m angestrebt.

Das westdeutsche Kanalgebiet weist gegenwärtig am Mittellandkanal Brückendurchfahrtshöhen von nur 4,00 m, beim Dortmund-Ems-Kanal und Rhein-Herne-Kanal von nur 4,50 m auf. Diese Durchfahrtshöhen reichen für das Europa-Schiff nicht aus, das eine Leerhöhe von 4,40 m hat. Denn bei künstlichen Wasserstraßen ist mit Wasserstandsschwankungen zu rechnen, die durch Windstau, Schleusungswellen oder Hochwasser verursacht werden. Da die westdeutschen Kanäle auf verschiedenen Strecken mit dem Wasserspiegel über Geländehöhe liegen, lassen sich solche Durchfahrtsmaße mit Rücksicht auf die Vielzahl der Brücken und der erforderlichen langen Rampen in dichtem Bebauungsgebiet nicht immer oder nur mit erheblichem Mittelaufwand erreichen. Es wäre schon etwas erreicht, wenn die Brücken an diesen Wasserstraßen so gestaltet würden, daß das Europa-Schiff mit einer Leerhöhe von 4,40 m ohne Brückenberührung und ohne Wasserballast auch bei Wasserstandsschwankungen sicher hindurchfahren kann. Dieser Forderung würde eine lichte Höhe von mindestens 4,85 bis 5,00 m entsprechen. Bei neuen Wasserstraßen der Klasse IV sollte jedoch das von der CEMT festgelegte Mindestmaß von 5,25 m keinesfalls unterschritten, sondern — wenn irgend möglich — überschritten werden.

4.14 Schleusen

Für das Erreichen einer hohen Umlaufgeschwindigkeit und für die Nutzung großer Fahrzeugeinheiten sind besonders die Gestaltung und die Abmessungen von Schleusen wesentlich. Die CEMT hat die Schleusenmindestabmessungen wie folgt festgelegt:

Nutzlänge	85,00 m
Nutzbreite	12,00 m
Wassertiefe über dem Drempel	3,50 m

Dieser Beschluß wurde zu einer Zeit gefaßt, als in der europäischen Schiffahrt die Schubschiffahrt noch nicht eingeführt war. Ganz abgesehen davon, daß die Länge von 85 m auch für die traditionelle Schleppschiffahrt unzweckmäßig ist, weil Schlepper und Schleppkahn gezwungen sind, getrennt eine Schleuse zu passieren, genügen die im Jahre 1954 festgelegten Schleusenabmessungen in keiner Weise den Anforderungen der Schubschiffahrt. Damit den neuen wirtschaftlichen Bedürfnissen der Binnenschiffahrt Rechnung getragen wird, ist zu fordern, daß beim Bau neuer Schleusen eine Länge von mindestens 110 m für Schubeinheiten mit einem Leichter und von 185 bis 190 m für

Schubeinheiten mit 2 Leichtern hintereinander vorgesehen wird. Diese Abmessungen sind im Rhein-Seiten-Kanal und bei der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße bereits vorhanden bzw. vorgesehen (für Schleppzüge von 2 × 80 m + 25 m für den Schlepper). Nicht erreicht wird dieses Längenmaß u. a. bei den inzwischen fertiggestellten Schleusen der kanalisierten Mosel 179 m) sowie bei den vorhandenen Schleusen am Neckar (110 m), im Rhein-Herne-Kanal und einem Teil des Dortmund-Ems-Kanals (165 m). Die Mindestbreite der Schleusen von 12 m genügt nur für einen hintereinander gekoppelten Verband. Paarweise gekoppelte Verbände müssen für das Passieren der Schleusen geteilt werden. Doppelte oder dreifache Breiten würden Schubverbänden weitaus größere Transportleistungen erlauben. Sie sind in Zukunft dort erforderlich, wo Verbände auf den jeweiligen Wasserstraßen paarweise nebeneinander gekoppelt fahren können. Je mehr Spielraum beim Schleusen zwischen Fahrzeug und Kammerwand sowie den beiden Schleusenanschlüssen am Unter- und am Oberhaupt besteht, desto schneller ist das Ein- und Ausfahren der Fahrzeuge möglich. Außerdem werden dadurch Berührungen mit den Schleusenwänden oder das Anfahren der Schleusenverschlüsse vermieden und damit die Gefahr einer Torbeschädigung oder ein vorzeitiger Verschleiß der Kammerwände unterbunden. Ausreichende Wasserpolster zwischen Schleusensohle (Drempel) und Schiffsboden ermöglichen ebenfalls ein schnelleres Ein- und Ausfahren. Eine Drempeltiefe von mindestens 3,50 m bei 2,50 m abgeladenen Fahrzeugen (Wasserstraßenklasse IV) oder 4,00 m bei 3,00 m abgeladenen Fahrzeugen wird für erforderlich gehalten.

Wirtschaftlich stark ins Gewicht fallende Verzögerungen in der Umlaufzeit erhalten die Fahrzeuge an den mit veralteten Schleusen ausgerüsteten Wasserstraßen, sowie dadurch, daß die Zahl der Schleusen an den Schleusenstufen zu gering ist. Deshalb ist es ein wichtiges Kriterium, daß die Umlaufzeiten der Fahrzeuge überall dort, wo sich zu lange Wartezeiten an den Schleusen ergeben, durch den Bau weiterer Schleusen verkürzt werden.

Leitwerke und ausreichende Anlegeplätze an Leitwerken oder an Dalben erleichtern und beschleunigen daher das Einfahren in die Schleuse und somit auch den Schleusungsvorgang. Länge und Ausbildung der Schleusenleitwerke, d. h. die Strecke von den Füllorganen der Schleuse bis zum Beginn der Schiffsliegeplätze, können auch auf die Leistungsfähigkeit der Schleuse einwirken. Hierzu wird auf den deutschen Bericht zum XVIII. Internationalen Schiffahrtskongreß (Rom 1953) hingewiesen. Ebenso wichtig für die Erhöhung der Leistungsfähigkeit ist es, daß beim Bau neuer Schleusen sämtliche Betriebsvorrichtungen nach den modernsten Erkenntnissen ausgeführt werden. Ausreichend breite und lange Vorhäfen tragen ebenfalls viel dazu bei, den Schleusungsvorgang zu beschleunigen. Die Schubschiffahrt schließlich erfordert in den Schleusenvorhäfen Leitwerke in Verlängerung einer Schleusenwand, wie sie an den neuen Moselschleusen zum Teil auch zur Ausführung kamen, da die bisher vorhandenen schrägen Leitwerke für die Schubschiffahrt wegen ihrer langen Verbandsabmessungen und der Bugform der Leichter nicht geeignet sind.

4.15 Liegeplätze

Die zügige Fahrt der durchlaufenden Schiffahrt wird an vielen Stellen auch dadurch behindert, daß sie an den zahlreichen ungeschützt auf freien Strom- oder Kanalstrecken vorhandenen und oft auch noch dicht hintereinanderliegenden Kleinst-Umschlagplätzen und Dauerliegestellen (am Rhein besonders solche kleinerer oder mittelgroßer Fahrgastschiffe), auf die dort ladenden, löschenden oder stilliegenden Fahrzeuge Rücksicht nehmen und deshalb ihre Fahrstufen erheblich mindern muß. Da diese Minderung der Fahrgeschwindigkeit zur Vermeidung von übermäßigem Sog und Wellenschlag schon in erheblicher Entfernung v o r diesen Stellen einsetzen und auch auf einer gerau-

men Strecke nach ihrem Passieren beibehalten werden muß, ist der dadurch für die durchgehende Schiffahrt entstehende Zeitverlust nicht unbeträchtlich. Dieser Nachteil könnte abgeschwächt, in vielen Fällen sogar beseitigt werden, wenn durch geeignete wasserbauliche Maßnahmen der Sog und der Wellenschlag der vorbeifahrenden Schiffe wirksam abgefangen würde. Dadurch würde dann auch der an diesen Umschlagstellen ladenden oder löschenden Schiffahrt erheblich mehr Sicherheit als bisher geboten. Es dürfte weiter notwendig sein, den auf Dauerliegestellen längere Zeit unbeschäftigt festgemachten Fahrzeugen andere und sichere Liegeplätze zur Verfügung zu stellen. Diese Dauerliegeplätze sind meist noch in den Zeiten der langsamen und weniger dichten Schiffahrt angelegt worden. Es ist zu untersuchen, ob nicht im Interesse einer zügigeren Fahrt für die gesamte Binnenschiffahrt die Verlegung dieser Dauerliegeplätze in die in Normalzeiten meist kaum belegten Schutzhäfen die für alle Teile nützlichste und wirtschaftlichste Abhilfe sein könnte, gegebenenfalls unter Befreiung von der Zahlung des Liegegeldes. Fahrzeugen, die nur einige Tage auf Strom oder an sonstigen normalen Liegeplätzen liegen, ist jedoch nicht zuzumuten, jeweils in einen Schutzhafen zu fahren, da dies zu erheblichen Verzögerungen im allgemeinen Verkehrsablauf und auch zu zusätzlichen Havariegefahren führen würde.

Auf den Wasserstraßen müßten außerdem in angemessenen Abständen voneinander entfernt liegende und ausreichend große Auffangräume (Reeden oder sonstige Liegeplätze, Übernachtungsstellen) zur Verfügung stehen. Zur besseren und sicheren Einrangierung müßten in diesen Auffangräumen auch noch getrennte Liegemöglichkeiten mit Aufdreh- und Ablaufräumen für Einzelfahrzeuge und für Schub-, Schlepp- oder Koppelverbände vorhanden sein. Die Anlegung solcher Auffangräume wird sich auf die Dauer vor allem in den Gebieten nicht vermeiden lassen, in denen erfahrungsgemäß immer wieder mit größerem Schiffsrückstau gerechnet werden muß. Das sind besonders

— Stromstrecken mit dichter Verkehrsbelegung,

— Stromstrecken, von denen Eingangsschleusen zu stark befahrenen Nebenflüssen oder Kanälen abgehen,

— Wasserstreckenabschnitte vor Stromengen und vor besonders gefährlichen Fahrwassern sowie vor in unmittelbarer Fahrwassernähe gelegenen stark benutzten Reeden und vor besonders nebelgefährdeten Gebieten.

Auf frei fließenden Strömen sind solche Auffangräume teilweise bereits vorhanden. Die darüber hinaus benötigten dürften sich im Zuge des weiteren Ausbaues dieser Schiffahrtsstraßen in ausreichender Größe und Zahl oder übermäßigen Mittelaufwand einplanen und ausbauen lassen.

Auf gestauten Wasserstraßen und Kanälen wird sich der Schiffsnachlauf auch bei stärkerem Andrang meist durch entsprechende Steuerung der Schleusungen benachbarter Schleusen ordnen lassen. Auf ihnen werden besonders Auffangräume zum Auffangen von übermäßig starkem Schiffsnachlauf in der Regel nur in der Nähe der Zusammenflüsse mehrerer Wasserstraßen oder Kanäle oder vor den Mündungen von Häfen mit starkem Schiffsverkehr bzw. vor ständig stark belegten Umschlagstellen notwendig sein. Aber auch dort sind sie oberhalb und unterhalb der betreffenden Stellen — und auch hier möglichst getrennt nach Fahrzeugarten und -zusammenstellungen — so anzulegen, daß die an anderen Umschlagplätzen liegenden, ladenden oder löschenden Schiffe nicht behindert und der ungestörte Zu- und Ablauf zu anderen Häfen nicht gestört werden. Bei direkt an der Wasserstraße befindlichen Hafenanlagen (Parallelhäfen) ist die Uferwand des Hafens so weit aus der Fahrstraße herauszulegen, daß die vorbeifahrende Schiffahrt mit ungedrosselter Maschinenkraft und gleicher Geschwindigkeit wie auf der Strecke an diesen Stellen vorbeifahren kann. Versuche an den engen west-

deutschen Kanälen haben ergeben, daß dieser Forderung Rechnung getragen wird, wenn die Wasserspiegelbreite der Wasserstraße an der Hafenanlage mindestens um 25 m verbreitert wird, bei stärkerer Belegung mit Fahrzeugen vor der Hafenwand um eine weitere Schiffsbreite. Dieses Maß gewährleistet eine glatte Vorbeifahrt ohne unzulässige Sogwirkung und ohne die Trossen des im Hafen löschenden Schiffes übermäßig zu beanspruchen.

4.2 Kriterien aus der Steigerung der zeitlichen Nutzung der Fahrzeuge

4.21 Tag- und Nachtfahrt

Schon bisher war die Nachtfahrt auf verschiedenen Wasserstraßen erlaubt und wurde, wenn auch vereinzelt, betrieben. Die Schiffahrt mußte sich dann jedoch meistens mit den gegebenen, im allgemeinen nur dem Tagesbetrieb entsprechenden Verhältnissen abfinden. Infolgedessen mußte die Nachtfahrt mit erhöhten Gefahren und mit dem Risiko eines Stopps vor Strecken mit Nachtfahrtverbot oder vor des nachts stillgelegten Schleusen durchgeführt werden. Daß unter solchen Umständen der regelmäßige lohnintensive Nachtverkehr in der Binnenschiffahrt in ständiger oder halbständiger Fahrt auf die Dauer nicht durchführbar ist, liegt auf der Hand. Abgesehen von durchaus möglichen verwaltungstechnischen Hilfen, wie nächtlichem Schleusen-, Wahrschau-, Beleuchtungs-, Radar-, Polizei-, Warn- und Wetter- oder sonstigen Melde- und Orderdienst, sind aber die Voraussetzungen für die Qualifikation von auch des nachts befahrbaren Wasserstraßen durch geeignete Baumaßnahmen, die insoweit meistens nur einen verhältnismäßig geringfügigen finanziellen Aufwand erfordern, ohne weiteres zu schaffen.

Bei der näheren Untersuchung dieser Frage werden in der Regel alle Wasserstraßen ausscheiden, die nur einen bescheidenen Verkehr aufweisen oder Ausmaße haben, die den heutigen Anforderungen an die Größenverhältnisse einer modernen Wasserstraße nicht entsprechen. Im allgemeinen wird es als Norm angesehen werden dürfen, daß für die Durchführung der Nachtfahrt nur Wasserstraßen der Klassen IV und V im Sinne der von der CEMT vorgenommenen Klassifizierung in Betracht kommen. Denn nur eine ausreichende Querschnittsgestaltung wird in Anbetracht der größeren Gefährdung des Nachtverkehrs eine zügige Durchführung der Nachtfahrt gewährleisten.

Hinsichtlich des technischen Zustandes der Wasserstraßen richtet sich die erste Anforderung an ein Fahrwasser, das auch bei schwierigen nautischen Verhältnissen und in starken Krümmungen, selbst bei schlechten Sichtverhältnissen, noch ein sicheres Navigieren ermöglicht. Das Fahrwasser muß ferner so ausgebaut werden, daß der Verkehr auch während der Nacht in beiden Richtungen möglich ist und nicht etwa in einer Richtung, wie z. B. der Talverkehr auf der Gebirgsstrecke des Rheins, des nachts untersagt werden muß. Würde z. B. das von der CEMT seit Jahren als besonders dringlich bezeichnete Projekt des Rheinausbaues zwischen St. Goar und Bingen (Vertiefung um 40 cm) schon realisiert sein, könnte das Nachtfahrtverbot im Talverkehr dieser Strecke entfallen.

An schwierigen Stellen ist das Fahrwasser mit Schiffahrtszeichen so zu kennzeichnen, daß seine Begrenzung, evtl. mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Bordmittel (Scheinwerfer und Radargeräte), ohne weiteres erkennbar wird. Demgemäß sind Leuchtbojen (Bojen mit Blinkfeuer) und solche mit Reflexwirkung oder speziellen Radarreflektoren auszulegen. Auf schmalen Kanälen ist die Kenntlichmachung der Uferlinie durch Beleuchtungs- und Blinklichtanlagen in Betracht zu ziehen. Dabei sollten Schleusenanlagen mit modernsten Geräten während der ganzen Nacht beleuchtet werden (gelbes Natriumdampflicht). Eine durchgehende Beleuchtung des gesamten Wasserstraßenlaufs wird dagegen wegen der Kosten kaum zu realisieren, im allgemeinen auch nicht notwendig

sein. In jedem Falle sind aber ausreichende Beleuchtungs-, Funkspruch-, Radaranlagen und Radarleitstellen an Hafenein- und -ausfahrten, Flußmündungen, Fahrwasserverengungen und Staustufen zu fordern. An Haltestellen, Liegeplätzen und Umschlagstellen muß durch ausreichende Beleuchtungsquellen das gefahrlose Anbord- und Vonbordgehen gewährleistet werden.

Nicht minder wichtig ist die Verbesserung der Signalgebung von Land aus, wobei der Wahrschaudienst mit modernen Lichtzeichen dem Schiffer eine einwandfreie und im Vergleich zu den heutigen Einrichtungen noch bessere Vorstellung über die Belegung einer schwierigen, unübersichtlichen Strecke als am Tage vermitteln muß. Dabei sollte die Ausnutzung von Funksprechgeräten eine immer größere Rolle spielen.

Die Schleusen sind mit Fern- und Funksprechgeräten auszurüsten, um schnelle und richtige Dispositionen bei der Beorderung der auf Schleusung wartenden Schiffe treffen und den betreffenden Schiffsführern unverzüglich mitteilen zu können. Im Interesse der Zügigkeit des Verkehrs und zur Vermeidung von kostspieligen Aufenthalten muß unbedingt vermieden werden, daß Schiffspersonal im Schleusenbereich nachts an Land gehen und sich u. U. durch unebenes und unbeleuchtetes Gelände einen Weg zwecks Meldung bei der Schleuse suchen muß. Sofern die Dienststellen der Wasserstraßenverwaltung, insbesondere die Schleusen, mit entsprechenden und heute schon sehr billig zu erstehenden Geräten ausgestattet werden, wird sich auch die fahrende Schiffahrt baldigst anpassen und entsprechende Geräte an Bord verwenden. Die Wasserstraßenverwaltung muß aber selbst den Anfang machen und die erste Möglichkeit für die Ausnutzung modernen Nachrichtengeräts bieten.

Weiterhin sind gefahrlos begehbare Anlegestellen bzw. Steiger an den Grenzabfertigungspunkten einzurichten, damit erforderliche Zoll- und Paßkontrollen schnellstens und gefahrlos erledigt werden können.

Von einiger Bedeutung ist auch das Problem der Nachtruhe und Verkehrssicherheit der Stillieger. Es muß darauf geachtet werden, daß die des Nachts fahrenden Schiffe in genügendem Abstand an stilliegenden Fahrzeugen vorbeifahren, um die Nachtruhe schlafender Besatzungen nicht zu stören oder die Schiffe durch starken Wellenschlag auf ihrem Ankerplatz nicht zu gefährden. Wo ein Passieren nur mit geringem Abstand möglich ist, muß die Geschwindigkeit gemäß den bereits bestehenden Vorschriften entsprechend herabgesetzt werden.

Es bedarf kaum der Erwähnung, daß der Rationalisierungseffekt der Nachtfahrt nur eintritt, wenn auch die Häfen, soweit sie überhaupt als Anfangs- oder Endpunkt eines Nachtschiffahrtsverkehrs in Betracht kommen, für die Abfertigung solcher des Nachts abfahrenden oder ankommenden Schiffe in wasserbaulicher Hinsicht vorbereitet und mit entsprechenden Einrichtungen, vor allem mit geeigneten Beleuchtungs- und sonstigen Sicherungsanlagen, ausgestattet sind.

Dabei muß an den Häfen Vorsorge getroffen werden, daß der Zu- und Ablaufverkehr der anderen Verkehrsträger (Eisenbahn und LKW) auch für den Nachtverkehr der Binnenschiffahrt eingerichtet wird, wie überhaupt jede Möglichkeit zur Verringerung der Wartezeiten in Häfen und an Umschlagstellen vor dem eigentlichen Beginn des Ladens oder Löschens ausgenutzt werden sollte.

4.22 Vermeidung der Eisbildung

Wenn auch die Eisbildung auf den Wasserstraßen und damit der wiederkehrende Ausfall der Binnenschiffahrt in starken Frostperioden mit wirtschaftlich vertretbarem Kostenaufwand nicht verhindert werden kann, so sollten jedoch alle vertretbaren Maß-

nahmen eingeleitet werden, um die Eisbildung einzuschränken und den Ausfall der Binnenschiffahrt zu verringern. Eine naheliegende Maßnahme ist die Einleitung des warmen Kühlwassers von Kraftwerken in die Wasserstraßen. Am Rhein-Herne-Kanal liegen z. B. viele Kraftwerke, die das noch warme Kühlwasser in den Kanal leiten. Dort zeigt sich, daß dieser Kanal viel später als die anderen Kanäle zufriert, manche erwärmten Strecken auf diesem Kanal überhaupt nicht. Durch die Schleusen kommt das warme Wasser auch an die unteren Haltungen, so daß der Rheinverkehr, der im übrigen in Frostzeiten infolge des strömenden Wassers viel später zum Erliegen kommt als der Kanalverkehr, hiervon auch seinen Nutzen hat. Deshalb muß das Einleiten von Kühlwasser gefordert werden, wo es nur irgend möglich ist.

Auch kann die Einspeisung wärmerer Flußwassermengen, wie z. B. aus der Lippe bei Hamm, dazu beitragen, die Vereisung der Kanäle hinauszuzögern bzw. ein schnelleres Auftauen bei Abklingen des Frostes zu fördern. Das Wasser müßte als überschüssiges Freiwasser an den Abstiegschleusen zwecks Erwärmung und Bewegung des Wassers in den gestauten Kanalhaltungen von einer Haltung in die andere Haltung weiter abgelassen werden.

Nach der Frostperiode müssen Eisbrecher das Eis auf der Strecke aufbrechen, wenn die Wiederaufnahme der Schiffahrt beschleunigt werden soll. Bislang wurden Eisbrecher auf den Flüssen und Kanälen nur eingesetzt, um Eisversetzungen zu vermeiden oder im Interesse einer ungehinderten Vorflut oder zum Schutz von Wasserbauanlagen. Die Eisbrecher sollten aber auch vorgehalten und eingesetzt werden, wenn dadurch der Schiffsverkehr nach einer Frostperiode beschleunigt wiederaufgenommen werden kann.

An Kanälen oder kanalisierten Flüssen vereisen die Tornischen der Schleusen oder die Füll- und Entleerungsanlagen besonders leicht. Letztere werden auch durch mitgerissene Eisschollen schnell verstopft und erschweren und verlangsamen dadurch den Schleusenbetrieb. Bei Stemmtorverschlüssen lagert sich das Eis zwischen Kammerwand und Tor, so daß die Tore sich nicht mehr ganz öffnen lassen. Die Hubtore vereisen bei Frostbeginn häufig so stark, daß durch das Mehrgewicht die Tore nicht mehr gehoben werden können.

Hier sind geeignete Maßnahmen zu treffen, die dieses verhindern oder mildern, sei es durch elektrische Beheizung bestimmter Einzelteile der Schleusenanlagen, wie das am neuen Hebewerk bei Henrichenburg bereits durchgeführt wurde, sei es durch Einleiten von Heißdampf oder Heißluft in die Füll- und Entleerungsschächte, sei es schließlich durch Beseitigung der Eisansammlungen in den Tornischen, damit der Schiffsverkehr zu Beginn oder nach der Frostperiode nicht behindert wird.

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 4

Neue Baustoffe und neue Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen. Gestehungskosten und jeweilige Vorteile

Von Dipl.-Ing. Hermann Bumm, Hafendirektor, Duisburg; Dr.-Ing. Franz Jambor, Präsident der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dr.-Ing. H. Kohler, Oberregierungsbaurat a. D., Essen; Dipl.-Ing. Karl Pichl, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mainz; Dr.-Ing. Arthur Röhnisch, Professor, Technische Hochschule Stuttgart.

Themen des Berichtes:

I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen

II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen

III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen

Zusammenfassung

I. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN KANÄLEN

Für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen findet seit über 30 Jahren u. a. auch die Asphaltbauweise Anwendung. Die bei Kanalneubauten im Trockenen und unter Wasser zur Verfügung stehenden Möglichkeiten und Erfahrungen werden eingehend mit ihren Vor- und Nachteilen diskutiert. Hierzu ist zusammenfassend festzustellen, daß die Ausführung von Asphaltsicherungsmaßnahmen, die im Trockenen vorgenommen werden können, auf Grund der vorliegenden Erfahrungen weitgehend in den verschiedenen Bauweisen geklärt ist. Diese haben sich z. T. seit mehr als 30 Jahren bewährt, sofern die Ausführung den später in den „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau" festgelegten Grundsätzen entsprach.

Dagegen ist die Entwicklung der Asphaltbauweise für die Ausführung von Sicherungsmaßnahmen unter Wasser noch nicht abgeschlossen. Teilweise sind Mängel aufgetreten, die nicht als Folge der Bauweise, sondern ihrer Ausführung anzusehen sind. Die Böschungssicherung wurde dabei nicht bis zum Böschungsfuß, sondern nur bis zu den Tiefen vorgenommen, in denen noch Eingußmassen im Heißverfahren eingebaut werden konnten.

Die Weiterentwicklung der Asphaltbauweise muß daher in erster Linie für den Einbau unter Wasser vorangetrieben werden. Hier geht es vor allem um die Frage, ob geeignete Bitumenemulsionen für den Kalteinbau gefunden werden, oder ob es gelingt, Einbaugeräte zu entwickeln, mit denen Heißmassen auch in geringeren Mengen, zuverlässig in die Hohlräume von Deckwerken, d. h. Schüttstein- oder Schotterlagen eingebracht werden können.

Die Fertigung und Verlegung von Asphaltmatten unter Wasser kann auf Grund der vorliegenden Ausführungen am Dortmund-Ems-Kanal als aussichtsreich bezeichnet werden. Die hier gewonnenen Erfahrungen sind als wertvoller Beitrag für die Weiterentwicklung der Bauweise im Unterwassereinsatz anzusehen.

Ob teergebundene Mineralgemische im Asphaltwasserbau zugelassen werden können, um hier insbesondere für Sicherungsmaßnahmen unter Wasser Anwendung zu finden, wird ausschließlich von dem Phenolgehalt der für die Verwendung vorgesehenen Spezialteere abhängen. Es sollte versucht werden, ein für den Asphaltwasserbau geeignetes Bindemittel auf Teerbasis zu finden, bei dem die im Bindemittel vorhandenen schädlichen Stoffe nicht im Wasser gelöst werden.

Die Befestigung im Trockenen liegender Böschungsflächen an Kanälen, Flüssen und in Häfen ist mit Teer-Mineral-Gemischen ebenso möglich, wie mit bitumengebundenen Gesteinsstoffen. Bewährt haben sich z. B. das Vergießen trockener Steinböschungen mit heiß zu verarbeitender Vergußmasse auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech und das Verfüllen der Hohlräume später überfluteter Steinschüttungen mit Spezial-Kaltteer als Bindemittel enthaltendem Mischgut geeigneter Körnung.

Schadhafte Stellen unter Wasser und in der Wasserwechselzone wurden erfolgreich mit kalteinbaufähigem Teergrobbeton verfüllt. Als Bindemittel fand dabei besondere Haftmittel enthaltender Spezial-Kaltteer Verwendung. Beim Einbringen des Mischgutes in die bis zu 6 m unter dem Wasserspiegel gelegenen Fehlstellen erfolgte das Einweisen der Greifbagger durch Taucher, die auch die Verdichtung des Teergrobbetons durch Festtreten oder mit Hilfe von Preßluftstampfern übernahmen.

II. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN FLÜSSEN

Nach der Herausstellung der Ursachen der Sohlenerosion und der Notwendigkeit, sie zu verhindern oder einzudämmen, werden die baulichen Hilfsmittel besprochen, die hierfür zur Verfügung stehen, wenn die Erosion sich auf örtlich begrenzte Abschnitte beschränkt. Zur Verhinderung großflächiger Erosion, besonders auf größere Flußlängen, müssen vor allem hydraulische Verbesserungen des Abflusses, insbesondere des Hochwasserabflusses, vorgesehen werden. Darüber hinaus wird auf Untersuchungen zur Entwicklung einer neuen Bauweise hingewiesen, die sich stark auf die Beobachtung der natürlichen Hilfsmittel eines Flusses und der natürlichen Vorgänge in ihm bei seiner allmählichen natürlichen Sohlensicherung aufbaut und für deren teilweise Anwendung schon langjährige Erfahrungen vorliegen. Zum Schluß wird ein größeres Bauvorhaben erläutert, in welchem diese neue Bauweise auf rd. 2 km Flußlänge unter besonders schwierigen Naturverhältnissen zur Ausführung kommen wird.

Die Intensivierung des Schiffsverkehrs vergrößert durch verstärkten Wellenschlag die Belastung der Uferdeckwerke. Die saugende Wirkung und dynamische Kraft des Wellenzuges unterspült das Pflasterbett, gefährdet den Vorfuß des Deckwerkes und zerstört das am Oberrhein vorherrschende Natursteinpflaster. Der Böschungsschutz mußte verstärkt werden. Gleichzeitig war anzustreben, die manuellen Arbeiten durch Einsatz von Baugeräten zu verringern.

In freien Strecken wird als Uferschutz immer mehr der einfache, wenig Handarbeit erfordernde Steinwurf angewandt. Der Vorfuß wird statt mit Senkwalzen durch verstärkten Steinwurf gesichert.

In bebauten Stadtgebieten wird das Pflaster aus Naturstein durch Betonsteinpflaster ersetzt. Der Pflasterstein aus Beton wurde speziell für den Böschungsschutz im Flußbau entwickelt. Er ist langjährig erprobt, gegen mechanische Angriffe und Witterungseinflüsse widerstandsfähig und infolge seiner engen Fugen unempfindlich gegen Unterspülungen.

Die Entwicklung neuer Arbeitsweisen und Baustoffe ist noch nicht abgeschlossen. Die Versuche gehen weiter.

III. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN HÄFEN

Die Beanspruchung der Ufer in Häfen erfolgt überwiegend durch das Schraubenwasser der Schiffe. Sie ist erheblich größer als die zerstörenden Kräfte aus den Bug- und Heckwellen. Die Zerstörung der Ufer setzt in einer Tiefe von 1—2 m unterhalb des Wasserspiegels ein.

Die bisher übliche Steinschüttung am Fuß der Böschung genügt nicht mehr, der senkrechten und teilweise senkrechten Wand ist daher der Vorzug zu geben. Schräge Böschungen werden versuchsweise mit Betonsteinen oder größeren Betonplatten befestigt. Betonsteine genügen den Beanspruchungen durch Schraubenwasser, sind aber gegen mechanische Beanspruchungen nicht so widerstandsfähig. Betonplatten werden als Fertigbetonplatten mittels Bockkran eingebaut. Die althergebrachte Bauweise aus Natursteinen hat sich am besten bewährt.

Inhalt

Seite

I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen 83
1. Einführung und Übersicht 83
2. Die Ausführung von Asphaltbelägen 84
2.1 Im Trockenen 84
2.2 Die Ausführung unter Wasser 87
3. Die Ausführung von teergebundenen Belägen 91
3.1 Über Wasser 91
3.2 Unter Wasser und in der Wasserwechselzone 91
4. Die Standsicherheit dichter Asphaltbeläge auf Böschungen 94
4.1 Theoretische Untersuchung über die Wirkungsweise des Wasserüberdruckes 94
4.2 Meßergebnisse 97
II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen 99
1. Schutz der Sohle in Flüssen 99
2. Schutz der Böschungen in Flüssen 108
III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen 113

I. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN KANÄLEN

1. Einführung und Übersicht

Die Frage der Standsicherheit, Erosion und Dichtung von Sohle und Böschungen in Kanälen wird seit mehr als 30 Jahren diskutiert. Während man infolge der geringeren Frequenz des Schiffsverkehrs und bei überwiegendem Schleppbetrieb zunächst mit einfachen Mitteln — Abflachung der Böschungsneigung, Wahl eines stärkeren Uferdeckwerks — Schäden beseitigen bzw. verhüten konnte, ist der Schutz der Böschungen und der Sohle in künstlichen Wasserstraßen in der Gegenwart nach einem völligen Strukturwandel durch die Motorisierung der Schiffahrt zu einem Hauptproblem geworden, das im Interesse der Betriebssicherheit der Wasserstraßen dringend gelöst werden muß.

Auch die Anwendung bituminöser Bauweisen ist hierbei nicht neu. Bereits vor dem Kriege beim Schiffahrtskongreß in Brüssel wurde in Verbindung mit denselben Pro-

blemen der Einsatz von Asphaltgemischen im Kraft- und Verkehrswasserbau diskutiert. Beim XIX. Internationalen Schiffahrtskongreß in London [1] war der Asphaltwasserbau gleichfalls, und zwar an der Frage der Dichtung des Bettes und der Dämme der schiffbaren Kanäle und Flüsse beteiligt.

Inzwischen hat die Asphaltbauweise eine weitgehende Klärung bzw. Weiterentwicklung erfahren und auch auf anderen Gebieten des Wasserbaues, so z. B. im Küstenschutz und bei der Abdichtung von Erddämmen eine vielseitige Verbreitung gefunden, so daß es nützlich erscheint, über den Stand dieser Bauweise bei ihrer Anwendung im Verkehrswasserbau zu berichten.

Von großem Vorteil ist hierbei, daß nach mehr als 30jähriger Erprobung und Bewährung umfangreiche und wertvolle Erfahrungen vorliegen. Neben der konstruktiven Gestaltung konnte die günstigste Zusammensetzung der Asphaltgemische für die einzelnen Ausführungen festgelegt werden. Die Erfahrungen fanden ihren Niederschlag in den „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau" [2], die Anfang 1964 vom Arbeitskreis 8 b „Asphaltbauweisen" in der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau herausgegeben wurden. Damit dürfte eine stetige Weiterentwicklung dieser Bauweise gewährleistet sein.

Die Empfehlungen beziehen sich ausschließlich auf die Anwendung von Asphaltbauweisen, d. h. bitumengebundener Mineralgemische, da bisher der Standpunkt vertreten wurde, daß teergebundene Mineralgemische von der Anwendung im Wasserbau ausgeschlossen bleiben müssen, solange Teere nicht frei von Phenolen und anderen chemischen Verbindungen hergestellt werden können, die den Lebewesen im Wasser schaden. Die Reinhaltung der Gewässer muß auf jeden Fall gewährleistet sein.

Der vorliegende Beitrag enthält auch einige grundsätzliche Ausführungen und Erfahrungen über die Verwendung von Teer. Die Verwendung von Teer in Kalteinbau weist Vorteile gegenüber den Bitumengemischen auf und sollte daher in den Fällen zugelassen werden, in denen Heißverfahren — z. B. unter Wasser — nicht angewendet werden können und Kaltverfahren auf Bitumenbasis versagen.

2. Die Ausführung von Asphaltbelägen

2.1 im Trockenen

Tafel 1 gibt einen Überblick über die maßgeblichen Asphaltabdeckungen zum Schutz bzw. zur Dichtung der Sohle und Böschungen von Schiffahrtskanälen. Bei den künstlichen Wasserstraßen sind die zu treffenden Maßnahmen davon abhängig, ob die Kanalstrecke mit Rücksicht auf ihre Lage zum Grundwasser auf ihrer ganzen Länge abgedichtet werden muß, oder ob die Kanalböschungen — gegebenenfalls auch die Sohle — in Einschnittsstrecken lediglich eine Befestigung als mechanischen Schutz erhalten. Dieser Frage wird leider sehr oft nicht die erforderliche Beachtung geschenkt. Eine geschlossene Abdichtung von Kanälen sollte nur dann vorgenommen werden, wenn jederzeit ein einseitiger Wasserdruck gesichert ist. Sofern jedoch infolge wechselnder Wasserstände von der Landseite oder unter der Sohle höhere Wasserdrücke aus dem Grundwasser auftreten können, schadet eine dichte Asphaltdichtung u. U. mehr als sie nützt, insbesondere dann, wenn der entsprechende Standsicherheitsnachweis für diese Belastung nicht geführt wird. Abs. 4 dieses Beitrages gibt hierzu die erforderlichen Hinweise.

Bei den unter Ziffer 1—4 der Tafel 1 angegebenen Beispielen handelt es sich um Asphaltausführungen, die ausschließlich dem mechanischen Schutz der Böschungen dienen, während die unter Ziffer 5—8 aufgeführten Asphaltanwendungen zur Dichtung und zum Schutz von Sohle bzw. Böschungen vorgesehen wurden.

Tafel 1

Lfd. Nr.	Bezeichnung und Art des Gewässers	Zweck-bestimmung	Neigung	Ausführung des Asphaltbelags	Umfang m²	Stärke d cm	Bitumen kg/m² (Gew.-%)	Art pan
1	Dortmund-Ems-Kanal 2. Fahrt Olfen 1953	Uferschutz	1 : 2,5	Asphaltverguß	2 480		9 (15)	B 65
2	Rhein-Herne-Kanal Herner Haltung 1953	Uferschutz	1 : 2	Asphaltverguß	6 770		10,8 bis 14,4 (18)	B 65
3	Dortmund-Ems-Kanal 2. Fahrt Lüdinghausen-Senden 1955	Uferschutz	1 : 3	Asphaltverguß	49 000		9,6 (16)	B 65
4	Dortmund-Ems-Kanal Amelsbüren 1957	Uferschutz	1 : 3	Asphaltverguß	1 480		10,5 (17,5)	B 65
5	Dortmund-Ems-Kanal 2. Fahrt Olfen 1934	Dichtung und Schutz von Sohle und Böschungen	1 : 40 1 : 2,5 1 : 2,5	Asphaltbeton Eingußdecke (3 Lagen)	7 800 110	6 10 8	9 (10) 11 (5,2) 15,5 (15,5)	B 200 Spramex Mexphalt B 65 B 90
6	Dortmund-Ems-Kanal 2. Fahrt Olfen 1935	Dichtung und Schutz von Sohle und Böschungen	1 : 40 1 : 2,5	Asphaltbeton	10 200	6 10	8,8 (6,5) 9 (4)	Mexphalt El B 65 dgl. B 65
7	Dortmund-Ems-Kanal Altenrheine 1955	Dichtung und Uferschutz	1 : 1,8	Asphalt-Matte (Gußasphalt)	7 200	8,0	25,9 (14)	B 65
8	Dortmund-Ems-Kanal Altenrheine 1956/57	Dichtung der Sohle	1 : 2	Asphalt-Matte (Gußasphalt)	70 000	2,5	8,8 (16)	B 65

Wie aus Spalte 5 der Tafel 1 entnommen werden kann, überwiegen bei den Asphaltbelägen zum Zwecke des Uferschutzes die Asphaltvergußausführungen, während für die Abdichtung von Sohle und Böschungen mit einer Ausnahme hohlraumarme Gemische wie Asphaltbeton und Gußasphaltmassen Verwendung fanden.

Beim Eingußverfahren wird die heiße Asphaltmasse in die Hohlräume eines in sich standfesten Mineralgemisches (Packstein-, Schüttstein- oder Schotterlage) eingefüllt, wodurch die einzelnen Steine in ihrer Lage zueinander festgelegt werden. Je nach Stärke der Mineralschicht und der Füllung der Holräume sind zwischen 60 bis 120 kg/m² Vergußmasse erforderlich.

Bild 1 zeigt dieAusführung einer Eingußdecke unter Einsatz einer schwimmenden Asphaltfabrik, bei der die Asphaltmastix über einen Ausleger und beheizte Rohre zum Einguß gelangt.

Bild 1
Schüttsteinverguß am Dortmund-Ems-Kanal

Sie setzt sich wie folgt zusammen:

Sand 0—3 mm	68 Gew.%
Füller (Kalksteinmehl) = 0,09 mm	16 Gew.%
Bitumen B 65	16 Gew.%
	100 Gew.%

Die Kosten der Eingußmasse betrugen 1955/56 bis 10 DM/m².

Während bei der Verwendung von Eingußmassen im allgemeinen eine völlige Undurchlässigkeit weder beabsichtigt noch erreicht wird, kann ein Asphaltbeton-Belag eine derartige Abdichtung bewirken, da er nach den festgelegten Normen und Empfehlungen weniger als 3 Vol.% Hohlräume besitzen soll.

Die Zuschlagstoffe eines Asphaltbetons sind wie beim Beton in ihrer Körnung zur Erzielung eines Hohlraumminimums gut abgestuft. Auch die Aufbereitung erfolgt in ähnlicher Weise wie bei Beton. Unterschiede bestehen lediglich in der Wahl des Bindemittels, d. h. statt Zement wird Bitumen verwendet, das eine Heißaufbereitung bei 180° bis 200° C erfordert.

Im Vergleich mit anderen Asphaltausführungen hat der Asphaltbeton durch seine innerplastische Verformungsmöglichkeit wesentliche Vorteile. Er besitzt eine große Anpassungsfähigkeit, so daß er sich z. B. im Falle von Setzungen auch bei niedriger Temperatur dem Untergrund anzupassen vermag. Da Asphaltbeton gegen unterschiedliche Temperaturen praktisch unempfindlich ist, lassen sich auch große Flächenabdekkungen ohne Fugen herstellen.

Die Zusammensetzung des Asphaltbetons schwankt, wie aus den „Empfehlungen" entnommen werden kann, je nach Wahl der Zuschläge (Asphaltfeinbeton—Asphaltgrobbeton). Die Bindemittelmenge liegt zwischen 5—10 Gew.%. Die Kosten von Asphaltbetonausführungen bei 8—10 cm Stärke betragen etwa 10—13 DM/m².

Abdeckungen in Gußasphalt gelangen in größerem Umfang erst mit der Verlegung von Asphaltmatten zur Ausführung. Auch sie erreichen eine überraschend große Verformbarkeit, so daß sie zweckmäßig in den Fällen eingesetzt werden, wo Sicherungsmaßnahmen unter Wasser vorgenommen werden müssen. Über die bereits vorliegenden Ausführungen wird unter Ziffer 2.22 berichtet.

Weitere Asphaltanwendungen sind im Bereich künstlicher Wasserstraßen bisher nicht zur Ausführung gelangt. Es wäre jedoch denkbar, daß im Laufe der Weiterentwicklung auch beim Neubau künstlicher Wasserstraßen oder Häfen verdichtete hohlraumreiche Beläge wie Bitumensand als Unterlage für eine Einguß-Asphaltbetondecke oder einen Pflasterverguß Anwendung finden.

Interessant ist die Feststellung, daß sich die ersten Ausführungen von Asphaltsicherungsmaßnahmen in künstlichen Wasserstraßen, und zwar im Bereich der 2. Fahrt bei Olfen (Dortmund-Ems-Kanal) am besten bewährt haben. Trotz mancher Kriegsschäden an dieser Strecke erfüllen sie auch heute noch nach ca. 30 Jahren ihren Zweck. Dieser Erfolg ist ausschließlich darauf zurückzuführen, daß die Asphaltbeläge (Asphaltbeton bzw. Eingußdecken) beim Neubau dieser Strecke im Trockenen ausgeführt werden konnten. In diesem Falle sind heute grundsätzlich keine Schwierigkeiten mehr zu erwarten, wenn die „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau" beachtet werden. Asphaltausführungen zur Sicherung von Sohle und Böschung der Kanäle haben sich in jedem Umfange auch in Unterwasserzonen bewährt, sofern sie im Trockenen eingebaut werden konnten.

2.2 Die Ausführung unter Wasser

Dagegen konnte für den Unterwassereinbau von Asphaltabdeckungen bisher ein allgemein brauchbares Verfahren nicht gefunden werden. Die vielfachen Versuchsausführungen [3], [4], [5], [6] haben eindeutig gezeigt, daß Asphaltvergußmassen $\leqq$ 120 kg/m² im Heißverfahren nur etwa bis 40 cm unter dem jeweiligen Wasserspiegel einwandfrei eingebracht werden können. Bei Wasserberührung der Heißmasse entwickelt sich Wasserdampf, der die Struktur der Asphaltmastix wesentlich verändert, wenn der Gießstrahl nicht wenigstens bis zur Böschungsfläche geschlossen zusammengehalten werden kann. Bei Verwendung von weniger als 120 kg/m² Vergußmasse entstehen schwammartige Formen, die infolge ihres nunmehr verringerten Raumgewichts nicht mehr in die Hohlräume des Mineralgerüstes eindringen, sondern sich an der Oberfläche der Steinschüttung

ablagern und dann durch die Strömung und Wellenbewegung im Kanal fortgespült werden. Bei Verwendung größerer Massen, die zweckmäßig unter Einsatz des von der Royal Dutch Shell, Amsterdam, entwickelten Unterwasser-Asphalt-Verteilers 7 eingebracht werden, kann die Anwendung des Heißverfahrens unter Wasser zwar wesentlich verbessert werden, es wird jedoch in diesen Fällen gegenüber der Verstärkung eines normalen Bruch- oder Packstein-Deckwerkes um 10—15 cm kaum mehr wirtschaftlich sein.

In diesem Zusammenhang darf auf eine Versuchsausführung hingewiesen werden, die mit Heißmassen auf der Basis von B 300 unter 100° C ausgeführt wurde. Die Notwendigkeit, derartige Massen zu versenken, ergab sich aus der Verlegung der unter Ziffer 8 der Tafel 1 aufgeführten Gußasphaltmatten, die in den Jahren 1956/1957 von einer schwimmenden Fertiger- und Verlegeanlage zur Dichtung der Kanalsohle bei einseitigem Spundwandausbau der Altenrheiner Strecke des Dortmund-Ems-Kanals eingebaut wurden.

Diese beim Einbau unter 100° C heißer Massen wurden als Dichtung längs der 2,5 cm starken Dichtungsmatte in den _/‾_ förmigen Wellen der Spundwand durch Taucher eingebaut. Besondere Schwierigkeiten haben sich hierbei nicht ergeben. Der Taucher-einsatz wurde in Kauf genommen, da der Umfang der zusätzlichen Sicherung nur gering war. Es könnte also daran gedacht werden, mit entsprechend aufbereiteten Vergußmassen auch bei der Herstellung von Eingußdecken unter Wasser zu arbeiten, die durch Rüttelgeräte verdichtet werden müßten.

Der Ausbau von Wasserstraßen und Schiffahrtskanälen wird in der Regel bei voller Aufrechterhaltung des Schiffahrtsbetriebes erfolgen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, ein zuverlässiges Verfahren für die Ausführung von Asphaltabdeckungen zu finden oder auf die Anwendung der Asphaltbauweise zu verzichten. Im Laufe der letzten 10 Jahre sind daher umfangreiche Versuche mit dem Kalteinbau und Asphaltmassen unter Wasser durchgeführt worden. Die größten Schwierigkeiten ergaben sich dadurch, daß es in Deutschland keine Bitumenemulsionen gibt, die sich für den Unterwassereinbau von Asphaltgemischen eignen. Auch die aus dem benachbarten Ausland bezogenen anionischen und kationischen Spezial-Emulsionen haben sich für den vorstehenden Zweck bei den durchgeführten Versuchen nicht bewährt. Das Mischgut muß stets durch eine Wasserschicht hindurch eingebracht werden, wobei ein Teil des noch emulgierten Bindemittels trotz besonderer Vorkehrungen (Einbau durch Rohre oder Behälter) verloren geht. Ferner wirkt sich bei dem Einbau dieser Asphaltmassen unter Wasser nachteilig aus, daß die für den Vorgang des Brechens der Emulsion notwendige Wasserabführung nicht in gleicher Weise wie beim Trockeneinbau (Verdunstung) vorhanden ist, so daß die volle Binde- oder Haftwirkung nicht eintreten kann, zumal das Wasser nach den Feststellungen von d'Ans-Lax eine um mindestens 35 dyn/cm größere Oberflächenspannung als das Bitumen besitzt. Der Versuch, den Brechvorgang durch Zugabe von 6 Gew.% Zement zu steuern, brachte zwar eine Beschleunigung des Brechvorgangs, er zeigte aber auch, daß die Vergußmasse dadurch die den bituminösen Massen eigene Plastizität weitgehend verliert.

Zur Zeit werden noch 2 Möglichkeiten verfolgt, die vor etwa 8 Jahren im Bereich der Senatsverwaltung Berlin-West bzw. vor 5 Jahren von der Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Schleswig-Holstein ausgeführt wurden. In beiden Fällen wurden halbstabile Emulsionen verwendet.

Über die Berliner Ausführung hat Gewecke [8] berichtet. Sie entspricht eigentlich nicht den bisherigen Vorstellungen eines ausreichenden bis zum Böschungsfuß durchgehenden Böschungsschutzes, da diese Sicherung aus einer sorgfältigen Ausführung eines Packsteindeckwerks mit Bitumenmörtelausfugung besteht, das bereits etwa 40 cm unter Wasserspiegel aufhört. Der Fuß dieser Sicherung ist entweder durch eine Pfahlreihe oder Beton-

platte geschützt. Beide Arten der Fußsicherung lassen einen ausreichenden Grundwasserdurchgang auch bei schnell wechselnden Wasserständen zu, so daß Überdrücke von unten her nicht zu befürchten sind. Für den Fugenverguß wurde als Bindemittel eine halbstabile Spezialemulsion auf Bitumenbasis verwendet, die eine Verarbeitung des Mischgutes im Kalteinbau zum Teil auch unter Wasser zuläßt. Der Zeitaufwand für das Verstopfen der Fugen einschließlich aller Nebenarbeiten wird mit 0,8—1,0 Std./m² angegeben.

Verwendung von Asphaltmatten

Auf die Möglichkeit der Verwendung von Asphaltmatten wurde bereits in Abschnitt 2 hingewiesen; sie werden in den Fällen zweckmäßig sein, in denen bei einem Ausbau des Kanals der Schiffahrtsbetrieb nicht unterbrochen werden kann. Sie werden hierbei überwiegend dann in Frage kommen, wenn mit der Asphaltmatte gleichzeitig eine Abdichtung erreicht werden soll. Eine derartige Abdeckung unter Wasser wurde für den Ausbau der Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals (Bergeshövede—Gleesen) als fugenlose Matte von nur 2,5 cm Stärke entwickelt [9].. Sie wurde kontinuierlich auf einem schwimmenden Fertiger hergestellt, der mit einer gleichfalls schwimmenden Asphaltaufbereitungsanlage gekoppelt war (Bild 2 a).

Das Mischgut bestand aus:

64 Gew.% Sand
20 Gew.% Füller
16 Gew.% Bitumen B 65.

Es wurde auf eine doppelte Lage Jutegewebe aufgebracht und nach ausreichender Erhärtung des Gußasphalts über eine schiefe Ebene (verstellbare Klappe) als Führung in das Wasser abgelassen. Das Verfahren hat sich recht gut bewährt. Die im Rahmen einer öffentlichen Ausschreibung festgestellten Kosten für Herstellung und Einbau von 70 000 m² Dichtungsmatten betrugen 12—13 DM/m².

Zuvor war im Bereich einer 500 m langen Versuchsstrecke die Verlegung einer 8 cm starken Asphaltmatte auf eine 1 : 2,0 geneigte Böschung erprobt worden [9]. Die Matte hatte in erster Linie die Aufgabe, den erforderlichen Böschungsschutz zu gewährleisten

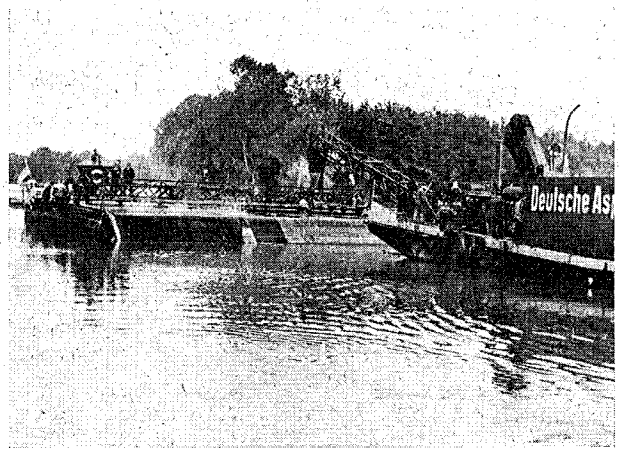


Bild 2 a
Verlegung einer kontinuierlichen Asphaltmatte von 2,5 cm Stärke als Sohlensicherung

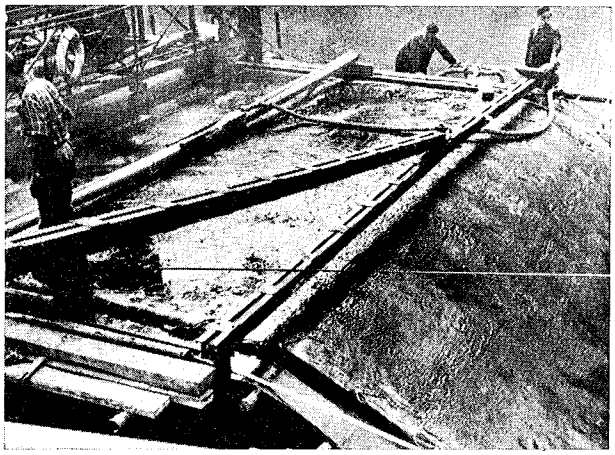


Bild 2 b
Verlegung einer kontinuierlichen Asphaltmatte von 8 cm Stärke als Böschungssicherung

(Abb. 2 b bzw. 3). Die Fertigung und Verlegung erfolgte in gleicher Weise wie die der Dichtungsmatten. Die Verlegung war durch die recht steile Böschungsneigung zwar wesentlich schwieriger, jedoch ließ sich die Ausführung mit dem eingesetzten Gerät einwandfrei ausführen. Mängel, die später an dieser Böschungssicherung auftraten, sind ausschließlich auf die recht beträchtlichen Wasserspiegelschwankungen während des langwierigen Ausbaues dieser Kanalstrecke zurückzuführen, da die beabsichtigte Erhöhung des Kanalstaues erst nach Beendigung der Gesamtbaumaßnahmen vorgenommen werden konnte. Die für den zwischenzeitlichen Bauabschnitt zu fordernde Standsicherheit wird in Abschnitt 4 behandelt.

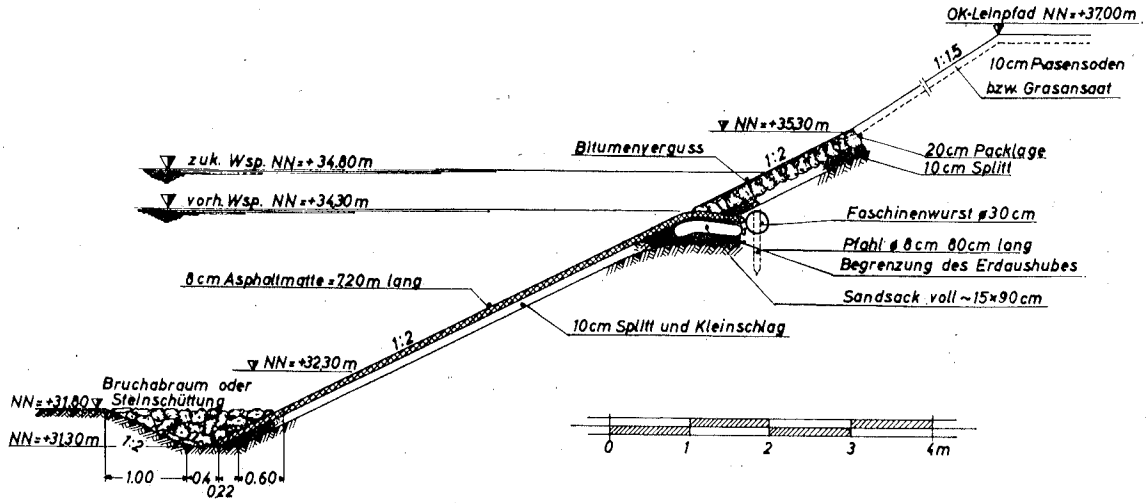


Bild 3
Versuchsbauweise zur Böschungssicherung des Dortmund-Ems-Kanals mit Asphaltmatten

3. Die Ausführung von teergebundenen Belägen

3.1 über Wasser

Die Befestigung im Trockenen liegender Böschungsflächen an Kanälen, Flüssen und in Häfen ist mit Teer-Mineral-Gemischen ebenso möglich wie mit bitumengebundenen Gesteinsstoffen (Asphalt). Die Ausführung mit Teer als Bindemittel entspricht weitgehend der unter Verwendung von Bitumen, wobei in Abhängigkeit von Temperatur-Viskositätsverhalten der Bindemittel für das Aufbereiten und Einbauen Teer enthaltender Mineralmassen niedrigere Temperaturen zu wählen sind.

So wurden z. B. für das Vergießen trockener Steinböschungen erfolgreich heiß zu verarbeitende Vergußmassen auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech verwendet (Bild 4).

Bild 4
Mit Vergußmasse auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech vergossene Steinschüttung

Bewährt hat sich ferner das Verfüllen der Hohlräume von später bei höheren Wasserständen überfluteten Steinschüttungen mit teergebundenem Mischgut. Das Größtkorn ist entsprechend der Größe dieser Hohlräume zu wählen. Im Hafen Duisburg-Ruhrort fanden Ende 1959 beispielsweise gebrochene Hochofenschlacke der Körnung 0/12 mm und als Bindemittel Spezial-Kaltteer in einer Menge von etwa 6 Gew.% der Mineralmasse Verwendung.

3.2 unter Wasser und in der Wasserwechselzone

Die Suche nach einem preisgünstigen, auch unter Wasser einfach, rasch und ohne Behinderung des Schiffsverkehrs zu verarbeitenden Baustoff mit ausreichender Festigkeit nach seiner Einbau-Verdichtung regte dazu an, Spezial-Kaltteer als Bindemittel in Verbindung mit einem geeigneten Mineralgemisch zu erproben. So sind z. B. bereits im Jahre 1958 mehr oder weniger große Auskolkungen in den mit Schüttsteinen befestigten Böschungen des Dortmund-Ems-Kanals mit kaltverarbeitbarem Teergrobbeton verfüllt

und auf diese Art die ursprünglichen Böschungsflächen wieder hergestellt worden. Die in Tiefen bis zu 1,8 m eingebaute Teermineralmasse bestand aus:

35 Gew.-T.	Hartkalkstein-Schotter	35/45 mm
20 Gew.-T.	Hartkalkstein-Splitt	12/25 mm
15 Gew.-T.	Hartkalkstein-Splitt	5/12 mm
25 Gew.-T.	Hartkalkstein-Brechsand	0/3 mm
5 Gew.-T.	Hartkalkstein-Füller (Kalksteinmehl)	≦ 0,09 mm

100 Gew.-T Mineralmasse
7,5 Gew.-T. Spezialkaltteer auf 100 Gew.-T Mineralmasse.

Im Rahmen einer 1963 durchgeführten Baumaßnahme zur Beseitigung von Schäden an gepflasterten Uferböschungen des Mains wurde ebenfalls Teergrobbeton in folgender Zusammensetzung verwendet:

20 Gew.-T.	Basalt-Edelsplitt	12/18 mm
25 Gew.-T.	Basalt-Edelsplitt	8/12 mm
25 Gew.-T.	Basalt-Edelsplitt	5/8 mm
25 Gew.-T.	Natursand	0/2 mm
5 Gew.-T.	Kalkstein-Füller (Kalksteinmehl)	≦ 0,09 m

100 Gew.-T. Mineralmasse
6,7 Gew.-T. Spezialkaltteer auf 100 Gew.-T. Mineralmasse.

Hier erfolgte der Einbau in erheblich größeren Tiefen von maximal 5 bis 6 m.

Im Kanal- und Flußbau sind die Gesteinsart, die Kornabstufung und der Größtkorndurchmesser der Mineralgemische von geringerer Bedeutung für die Bewährung der Befestigungsschichten als bei vergleichbaren Bauweisen im Straßenbau, da — vor allem dynamische — Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen weitgehend entfallen. Die Wahl unterschiedlicher Größtkorndurchmesser bei den angegebenen Mineralmassen war lediglich durch die technischen Einrichtungen der zur Verfügung stehenden Mischanlagen bedingt. Bei der Kornabstufung und im Zusammenhang damit bei der Bindemittelbemessung ist zu berücksichtigen, daß das eingebaute Mischgut zwar hinreichend dicht sein muß, die verdichtete Mineralmasse jedoch noch genügend Hohlräume aufzuweisen hat, um ein Verdunsten der im Kaltteer enthaltenen Lösungsmittel aus dem über Wasser liegenden Abschnitten der bituminösen Befestigung zu ermöglichen, die trotz starker Erwärmung bei sommerlichen Temperaturen ausreichend standfest bleiben müssen. Aus diesem Grunde wurde auf die Körnungen 2/5 bzw. 3/5 mm verzichtet.

Besondere Beachtung ist der Haftfähigkeit der mit Bindemittel umhüllten Mineralkörner untereinander zu schenken, die vor allem von der Bindemittelart und -menge abhängt. Bei dem Spezialkaltteer konnten die bereits von Natur aus guten Benetzungseigenschaften des Teers durch Hinzugabe besonderer Haftmittel noch wesentlich verbessert werden.

Zur Herstellung des kalteinbaufähigen Mischgutes eignet sich jeder handelsübliche Zwangsmischer. Seine Tageskapazität kann auch dann ganz oder weitgehend ausgenutzt werden, wenn sie größer ist als die tägliche Einbaumenge, da die Lagerfähigkeit der mit Spezial-Kaltteer aufbereiteten Mineralgemische ein Mischen auf Vorrat gestattet. Die Verwendung feuchten Gesteins ist infolge der guten Benetzungsfähigkeit des Spezial-Kaltteeres möglich.

Das auf Prähmen antransportierte Mischgut wurde in die zuvor von Tauchern festgestellten Schadensstellen z. B. mit Hilfe von Greifbaggern eingebracht und von Tauchern durch Festtreten oder mit Preßluftstampfern sorgfältig verdichtet (Bild 5).

Die Oberfläche des eingebauten Teergrobbetons soll nicht zu rauh sein, um dem Wasser möglichst wenig Angriffsfläche zu bieten.

Bild 5
Kalteinbaufähiger Teergrobbeton nach der Verdichtung

Die Instandsetzung beschädigter Böschungen mit kalteinbaufähigem Teergrobbeton hat sich bewährt. Die z. Z. bereits langjährigen Beobachtungen der Reparaturstellen ergaben keine nennenswerte Veränderung der wiederhergestellten Böschungsflächen. Das Klebevermögen des Teerbetons unter Wasser entspricht nahezu dem über Wasser. Naturgemäß geht der Abbindevorgang unter Wasser langsamer vor sich als im Bereich über der Wasserlinie. Das ist insofern vorteilhaft, als der Teerbeton auf den im Trockenen liegenden, bei warmer Witterung stärker erwärmten Flächen rasch eine große Standfestigkeit erreicht, während er unter Wasser für längere Zeit plastisch verformbar bleibt und infolgedessen im besonderen Maß geeignet ist, z. B. mechanische Stöße manövrierender Schiffe schadlos aufzunehmen.

Eingehend untersucht wurde auch die Frage des Phenolgehaltes in den mit kalteinbaufähigem Teergrobbeton instandgesetzten Kanal- und Flußstrecken. Es ergab sich eine so geringe Veränderung des ohnehin in den betreffenden Verkehrsgewässern über der Einbaustelle vorhandenen Phenolgehaltes, daß sie kaum meßbar war.

Der Preis je m² wiederhergestellter Böschungsfläche betrug bei einer Einbaudicke von i. M. 40 cm = 0,8 t/m² etwa 90,— DM. Er berücksichtigt nur die Materialkosten und die dem Wert nach beträchtlichen Fremdleistungen durch Taucher, da Materialtransport, Ausbaggern der Schadensstellen, Baggerhilfe beim Einbau usw. von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung übernommen wurden und auch bei vergleichbaren Ausführungen meist übernommen werden.

4. Die Standsicherheit dichter Asphaltbeläge auf Böschungen

Wie bereits unter 2.1 ausgeführt wurde, besteht hinsichtlich der Beanspruchung der Asphaltbeläge ein grundsätzlicher Unterschied zwischen der mehr oder weniger durchlässigen Eingußdecke und den hohlraumarmen und teilweise verdichteten Asphaltabdeckungen, wie sie bei der Ausführung z. B. von Asphaltbetondecken oder Asphaltmatten entstehen. Eingußdecken dienen überwiegend dem Schutz der Sohle und Böschungen gegen Erosion und Auskolkung, während die dichten Beläge für die völlige Abdichtung der Wasserstraße zur Vermeidung von Verwässerungsschäden angeordnet werden.

4.1 Theoretische Untersuchung über die Wirkungsweise des Wasserüberdruckes

Bei der Ausführung einer Dichtung, die sich je nach Lage des Grundwasserspiegels auf den gesamten Querschnitt oder auch nur auf die Böschungen erstrecken kann, ist der Überdruck aus dem Grundwasser von entscheidender Bedeutung. Dichtungen kommen in der Regel nur in den Strecken zur Ausführung, in denen der Kanalwasserstand mehr als 1,50 m über dem Grundwasserspiegel liegt. Ist der Wasserspiegelunterschied geringer, muß mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden. In neuerer Zeit mehren sich die Fälle, in denen eine künstliche Wasserstraße durch ein Wasserfassungs- oder Schutzgebiet geführt werden muß, das gegen Verunreinigung zu schützen ist. Schließlich kann auch ein Wasserüberdruck aus dem Grundwasser infolge der durch den Schiffahrtsbetrieb auftretenden Schleusen-, Sunk- und Sogwellen entstehen, der sich zwar nur in kurzen Zeitphasen auswirkt, dafür aber in Abhängigkeit von der Frequenz der Schleusungen und Schiffsdurchgänge periodisch wiederholt. Senkt sich der Kanalspiegel durch die Schleusungen oder den Schiffahrtsbetrieb kurzzeitig ab, so entsteht ein trapezförmiger Druck auf die Unterseite der Dichtung (Bild 6), der um so schneller wirken wird, je durchlässiger der Untergrund unter der Dichtung ist. In der Regel ist daher unter dem Dichtungsbelag eine Filterschicht angeordnet, die der vollen Auswirkung des Wasserüberdruckes entgegenkommt.

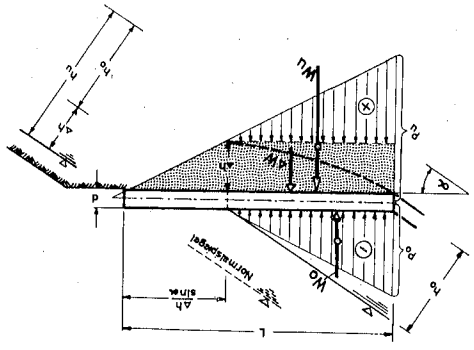


Bild 6
Schemaskizze zur Wirkung von Grundwasserüberdruck auf hohlraumarme Beläge

Der Wasserüberdruck ist bei den in der Praxis durchaus üblichen Spiegelabsenkungen i. M. etwa mit $\triangle h = 0{,}30$ m anzunehmen. Bei einer Böschungslänge vom Spiegel bis zum Fuß von 11 m beträgt die Belastung daher 3.3 t/lfd. Böschung. Demgegenüber wiegt eine in der Neigung 1 : 3 verlegte Asphaltbetondecke je cm Stärke, normal zur Böschung gemessen nur $11{,}0 \times 0{,}01 \times 2{,}4 \times 0{,}9487 \approx 0{,}25$ t/m. Somit sind rd. 13 cm Asphaltbeton erforderlich, um den Wasserüberdruck von 0,3 m Spiegedifferenz aufzunehmen.

Die vorstehende Überschlagsrechnung gilt nur für den verhältnismäßig ungünstigen Fall einer vollkommenen, d. h. schalenförmigen Dichtung. Soll der Belag in erster Linie nur der Sicherung der Böschung dienen, so wird er in den meisten Fällen nur bis zum Böschungsfuß geführt werden und hier eine entsprechende Sicherung (Steinlage, Spundwand, Sporn) erhalten. In diesem Falle wirkt nicht der in Bild 6 dargestellte trapezförmige hydrostatische Überdruck, sondern ein infolge der Ausgleichsströmung um den Belagsfüß herum reduzierter hydrodynamischer Druck, wie in Bild 6 gestrichelt angedeutet. Der Ausgleich ist um so geringer anzusetzen, je tiefer die am Böschungsfuß vorgesehene Sicherung (Sporn, Spundwand) in den Untergrund reicht, er wird dagegen größer, wenn Dränöffnungen (Schlitze oder dgl.) im Belag vorgesehen werden. Diese Tendenz wurde zunächst an einem Sickermodell (3,00 × 1,00 × 0,25 m) im Maßstab 1 : 6 für eine Böschungsneigung von 1 : 2 und absolut isotropes, d. h. in allen Richtungen gleich leitfähiges Material, nachgewiesen (s. Bild 7).

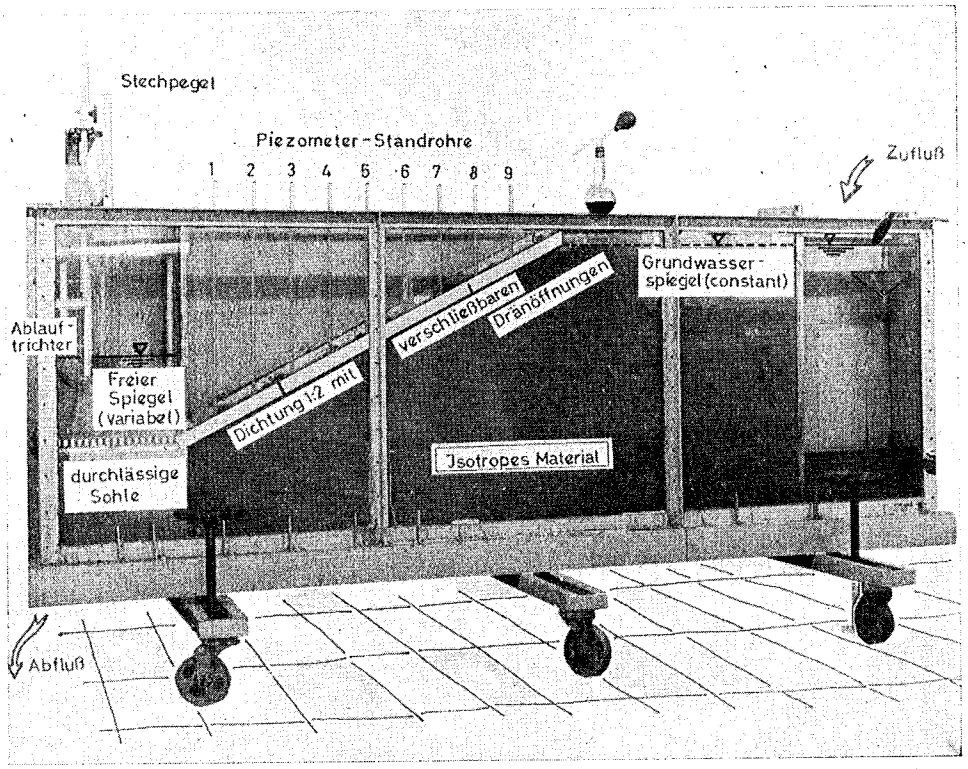


Bild 7
Versuchseinrichtung zur Bestimmung des hydrodynamischen Druckes auf einen 1 : 2 geneigten Dichtungsbelag

Da für die Untersuchung flacherer Böschungsneigungen der Versuchskasten zu kurz war, wurde für weitere Versuche das elektrische Analogieverfahren angewendet, bei dem zugleich auch die in natürlich gelagerten Böden vorhandene Orthotropie der Leitfähigkeit (verschiedene Durchlässigkeitskoeffizienten in vertikaler und horizontaler Richtung) mitberücksichtigt werden konnte [10]. Die elektrische Schaltung und der Modellaufbau sind aus Bild 8 und 9 zu ersehen.

Tabelle 2

Zahlenwerte der Versuchsergebnisse, Druckabminderung in % des hydrost. Druckwertes

	Untersuchter Strömungsfall	$n = \frac{k_x}{k_z} = 1{,}0$				$n = \frac{k_x}{k_z} = 5{,}0$				$n = \frac{k_x}{k_z} = 10{,}0$				m = 1,5
		m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	
1	Sohle durchlässig	1 41,3	11 44,8	21 45,2	31 45,6	41 35,0	51 38,8	61 39,3	71 39,7	81 32,6	91 34,7	101 36,5	111 37,0	121 34,1
2	Sohle durchlässig Fußsicherung bis Tiefe T/3	2 30,0	12 36,4	22 38,0	32 39,6	42 21,8	52 25,5	62 26,1	72 28,7	82 14,5	92 17,4	102 22,8	112 24,0	122 16,9
3	Sohle durchlässig Fußsicherung bis Tiefe T/2	3 26,1	13 32,2	23 35,1	33 37,5	43 16,4	53 20,7	63 21,8	73 23,8	83 9,6	93 13,2	103 18,1	113 19,4	123 12,5
4	Sohle durchlässig Fußsicherung bis Tiefe 2T/3	4 22,4	14 28,0	24 31,6	34 35,0	44 12,3	54 17,0	64 18,0	74 20,2	84 7,7	94 10,2	104 14,8	114 16,0	124 9,8
5	Sohle durchlässig Fußsicherung bis Tiefe 5T/6	5 18,2	15 22,7	25 27,2	35 31,4	45 10,3	55 14,4	65 15,1	75 16,8	85 6,8	95 8,1	105 12,2	115 13,7	125 7,7
6	Sickeröffnung in Höhenlage H = O	6 39,2	16 43,5	26 43,8	36 44,2	46 33,6	56 36,9	66 37,3	76 38,5	86 31,8	96 33,8	106 35,9	116 35,2	126 83,2
7	Sickeröffnung in Höhenlage 1/4 H	7 48,3	17 52,1	27 53,8	37 56,8	47 42,3	57 47,5	67 49,2	77 48,2	87 40,6	97 43,1	107 45,9	117 44,3	127 42,1
8	Sickeröffnung in Höhenlage 3/4 H	8 42,0	18 51,9	28 52,9	38 53,7	48 35,3	58 43,3	68 45,4	78 44,4	88 31,9	98 37,1	108 38,1	118 38,4	128 35,7
9	Sickeröffnung in Höhenlage 1/2 H	9 51,0	19 56,1	29 58,0	39 59,4	49 43,3	59 48,5	69 51,9	79 50,1	89 41,0	99 44,1	109 49,4	119 45,5	129 43,2
10	Sohle durchlässig und Filterschicht unter d. Belag	10 46,4	20 46,7	30 47,3	40 47,8	50 46,8	60 46,2	70 46,8	80 47,6	90 46,0	100 46,2	110 47,1	120 47,4	130 46,0

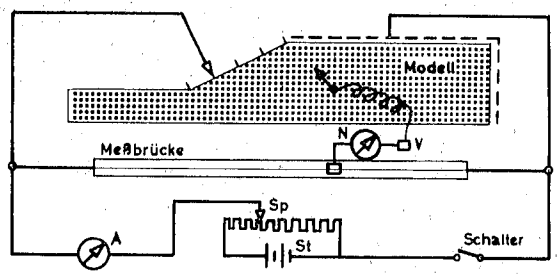


Bild 8
Elektrisches Schaltbild zum Analogieverfahren

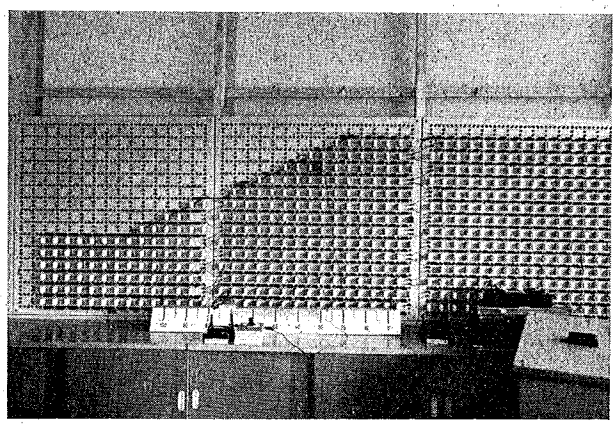


Bild 9
Versuchseinrichtung zum Analogieverfahren

4.2 Meßergebnisse

Die Ergebnisse der etwa 130 Versuche sind in Tabelle 2 angegeben und in Bild 10 a und 10 b dargestellt. Man kann erkennen, daß bei Wasserüberdrücken aus dem Grundwasser folgende Faktoren von Einfluß sind:

Böschungsneigung 1 : m

Tiefe der Sicherung am Böschungsfuß

Lage der Sickeröffnungen und Wasserleitfähigkeit des anstehenden Bodens.

Böschungsneigung: Sowohl bei isotropen Böden ($k_x/k_z = 1{,}0$) als auch bei orthotropen Böden (z. B. $k_x/k_z = 5{,}0$ bzw. 10,0) kann die Tendenz festgestellt werden, daß die Abminderung des hydrostatischen Druckes infolge eines Druckausgleiches (Fließbewegung) mit flacher werdender Böschungsneigung 1 : m zunimmt. Diese Erscheinung läßt sich mit dem Umlenkwinkel der Stromfäden am Böschungsfuß erklären; je flacher die Böschungsneigung, desto geringer die Umlenkung bzw. der Umlenkverlust.

Einfluß der Fußsicherung. Die Versuchsergebnisse (Bild 10 b) bestätigen die rein gefühlsmäßige Annahme, daß der Druckabbau um so geringer ist, je tiefer die Sicherungsschürze in die leitfähige Schicht (Mächtigkeit T) reicht. Der Abbau liegt bei isotropem Material zwischen 30 und etwa 40 %.

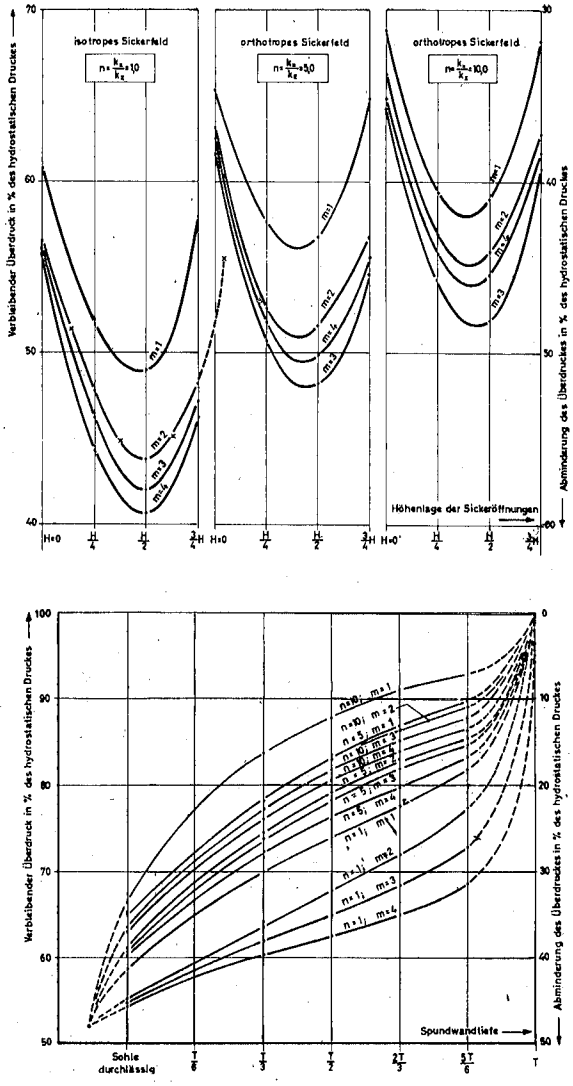


Bild 10 a und 10 b
Graphische Darstellung der Versuchsergebnisse

Dränöffnungen. Wie die Ergebnisse des Bildes 10 a zeigen, kann eine maximale Entlastungswirkung erzielt werden, wenn die Öffnungen in Belagsmitte ($\frac{H}{2}$ wenn H die Böschungshöhe darstellt), angeordnet werden(Abbau um 51 bis ca. 60 %). Überraschend ist das Ergebnis, daß Dränöffnungen in $\frac{3H}{4}$ Höhe (d. h. in Kanalspiegelnähe) immer noch eine bessere Wirkung haben als solche, die am Böschungsfuß angeordnet werden und hier der Gefahr der Versandung und Verstopfung unterliegen.

Wasserleitfähigkeit des Böschungsmaterials. Werden dichte Beläge ohne Filterschicht direkt auf den gewachsenen Boden gelegt, so ist auch in diesem

Bereich eine vorhandene verschiedene Leitfähigkeit in horizontaler Richtung (k_x) und vertikaler Richtung (k_z) von Einfluß auf die Druckabminderung. Wie in allen 10 untersuchten Strömungsfällen nachgewiesen ist, wird die Abminderung geringer mit steigendem Verhältnis $n = k_x/k_z$. So schwankt die Druckabminderung für Böschungsneigung 1 : 3 bei durchlässiger Sohle von 45,2 bei isotropem Boden ($n = 110$) über 39,3 bei $k_x/k_z = 5{,}0$ bis 36,5 bei $k_x/k_z = 10{,}0$ (Versuche 21,61, 101 Tabelle 2). Damit würde man die erforderliche Belagsstärke zu gering bemessen, wenn man ohne ausreichende Sicherheit isotropes Material zugrunde legen würde.

II. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN FLÜSSEN

1. Schutz der Sohle in Flüssen

Die Nutzung der fließenden Wasserwelle durch den Menschen nimmt mit steigenden Zivilisations- und Kulturaufgaben rasch zu. Dabei ist es unvermeidlich, daß dem Fluß ein gewisser Zwang angetan wird, durch den das durch Jahrhunderte entstandene Gleichgewicht seiner Fließverhältnisse zur Widerstandskraft der Sohle aufgehoben oder zumindest beeinträchtigt wird. Meist wird durch Laufverkürzungen, Querschnittseinengungen, allmähliche Vorlandaufhöhungen, Eindeichungen und evtl. Veränderungen der fließenden Wasserwelle selbst eine ansehnliche Gefällevermehrung und damit eine Geschwindigkeitssteigerung im Fluß erhalten. Die Folge davon ist eine verstärkte Schleppspannung des Flusses und ein gesteigerter Angriff auf die unverändert gebliebene Flußsohle. In der gleichen Richtung wirkt der kulturbedingte, fortschreitende Geschiebeentzug durch intensivere Bodennutzung, die zu ihrer Ermöglichung und zu ihrem Schutz die Wildbachverbauung, Regulierung der Bäche und Flüsse und die evtl. Beherrschung des Abflusses durch Talsperren im oberen Einzugsgebiete zur Voraussetzung hat. In neuerer Zeit macht sich außerdem noch die stärkere Zunahme des Schiffsverkehrs mit der Erosionswirkung der Schiffsschrauben bemerkbar.

Die Auswirkung von all dem sind Eintiefungen des Flusses, teils auf örtlich beschränkte Länge, teils aber auch auf große zusammenhängende Flußabschnitte. Solange nicht Böschungen des Flusses, Bauwerke u. a. unmittelbar gefährdet sind, werden sie hingenommen in der oft auch berechtigten Erwartung, daß der Fluß sich selbst ein neues Gleichgewicht zwischen angreifender Schleppspannung und Widerstandsfähigkeit der Flußsohle schafft. Sind jedoch Bauwerke in Gefahr oder wird die Nutzung von Bauwerken (angeschlossene Häfen o. ä.) durch das Absinken der Sohle und damit der Wasserspiegelhöhen gefährdet, muß einer weiteren Sohleneintiefung Einhalt geboten werden.

An baulichen Hilfsmitteln zur Sicherung der Sohle sind Sohl- oder Grundschwellen und quer über den Fluß gerammte Spundwände bekannt, weitere für kleinere Verhältnisse die Sohlbefestigung durch Pflasterung, Platten, Matten, Sinkstücke u. ä. Sohlschwellen und Spundwände haben den Vorteil, daß sie verhältnismäßig großflächig angewendet werden können. Nur ist ihre Wirkung leider nicht voll befriedigend. Über ihnen bildet sich eine Gefällekonzentration im Wasserspiegel aus, so daß durch sie das allmähliche Fließgefälle in Stufen aufgelöst wird. Die Schiffahrt wird dadurch merklich behindert. Außerdem wird die Flußsohle zwischen den einzelnen Grundschwellen noch sehr stark erodiert, wodurch einmal der genannte hydraulische Nachteil noch mehr in Erscheinung tritt und weiters der Bestand der Schwellen selbst gefährdet werden kann. Es hat sich gezeigt, daß mit einem längeren Bestand von Grundschwellen nur dann gerechnet werden kann, wenn die Sohle gegenüber der Wasserströmung doch in gewissem Maße standfest ist. Bei leicht beweglichem Boden werden sie innerhalb kurzer Zeit hinter- oder

unterspült und gehen ihrer Zerstörung entgegen. Ähnlich ist es mit einer Sohlensicherung durch einzelne Querspundwände. Solange die Sohle in Höhe des Spundwandkopfes erhalten bleibt, ist alles in Ordnung. Wird aber einmal die Sohle knapp unterhalb der Spundwand erodiert, so wächst durch Strömungsablösung dieser Kolk schnell und es bleibt eine Frage der Rammtiefe, ob die Spundwand bestehenbleibt. Das gleiche tritt ein bei einem Druckkolk oberhalb der Spundwand. Diese Gefahren sind für eine Spundwand besonders groß, wenn eine große Strömungsgeschwindigkeit im Fluß herrscht. Damit ist die Anwendungsmöglichkeit dieser beiden Mittel aber nur sehr bedingt gegeben.

Eine Sohlenbefestigung durch Pflasterung, Platten, Matten, Sinkstücke u. ä. sind gern und erfolgreich angewandte Mittel zum Schutz einzelner Bauwerke in örtlicher Begrenzung. Zum Teil erfordern sie jedoch wie Pflasterung und Platten die Herstellung im Trockenen bzw. in trockener Baugrube, zum Teil seichtes, nicht zu stark strömendes Wasser zum Einbau, wie bei Matten. Nur Sinkstücke können auch unter verhältnismäßig schwierigen Bedingungen eingebracht werden. Matten haben sich in sehr vielen Fällen gut bewährt, wenn eine leicht bewegliche Sohle verhältnismäßig großflächig festgelegt werden muß. Es sei hier erinnert an die Sicherung von Brückenpfeilern oder Brückenjochen in noch wenig geregelten Flüssen mit feinsandiger Sohle, bei welchem durch ein Hochwasser der vorhandene Stromstrich mit unerwarteten Tiefen stark verlegt werden kann. Leider findet ihre Anwendung mit größerer Tiefe und größerer Strömungsgeschwindigkeit eine Grenze.

Soll die Erosion auf größerer Fläche, besonders auf größerer Länge verhindert oder wesentlich eingedämmt werden, muß nach anderen Hilfsmitteln Ausschau gehalten werden. Sie können in einer hydraulischen Verbesserung des Abflusses, insbesondere des Hochwasserabflusses bestehen, oder in der Erprobung und Ausführung neuer Bauweisen der Sohlensicherung. Es wurde eingangs ausgeführt, daß unsere Flüsse durch Eindeichung und laufende Vorlanderhöhung infolge Ablagerungen gezwungen werden, einen immer größeren Anteil des Hochwasserabflusses im eigentlichen Flußbett abzuführen, womit der Angriff auf ihre Sohle und deren noch tieferes Eingraben die unvermeidlichen Folgeerscheinungen sind. Mit einer Korrektur der Eindeichungsbreite in besonders kritischen Abschnitten und insbesondere einer Abgrabung zu hoher Vorländer oder wenigstens nicht notwendiger Abflußhindernisse auf den Vorländern wird schon sehr viel erreicht und diese Maßnahmen werden auf ganz große Flußabschnitte auch die einzigen sein, die verwirklicht werden können, wenn nicht zum radikalsten Hilfsmittel geschritten wird, zum Brechen des Gefälles durch Staustufen. In Flüssen mit sehr starkem und noch zunehmendem Schiffsverkehr wäre dies allerdings die Ultima ratio.

Entwicklung einer neuen Bauweise:

Die Entwicklung einer neuen Bauweise muß sehr stark von der Beobachtung der natürlichen Hilfsmittel eines Flusses und der natürlichen Vorgänge in ihm bei seiner allmählichen natürlichen Sohlensicherung ausgehen. Die Aufgabe wird darin bestehen, ihn hierbei zu unterstützen. Wird durch irgendwelche künstlichen Maßnahmen die Fließgeschwindigkeit im Fluß erhöht, so wird seine Schleppspannung erhöht, d. h. er vermag größere Mengen von Geschiebe weiterzutragen als ihm von oben zugeführt werden. Er verschafft sich dieses Geschiebe aus seiner eigenen Sohle, beginnend mit dem feinkörnigen Anteil, dem ein immer gröberes Korn folgt. Die Korngröße, deren Fortbewegung über die Schleppspannung hinausgeht, bleibt liegen und sammelt sich an der Sohle an. Hinzu tritt der Gröbstanteil des von oben kommenden Geschiebes. Es panzert sich der Fluß auf einer tiefer gelegenen Höhenlage seine Sohle selbst wiederum aus, so daß Schleppspannung und Widerstandsfähigkeit der Sohle wieder im Gleichgewicht sind und der von oben kommende Geschiebestrom ausreichend über die neue Sohle hinwegzieht.

Die Bundesanstalt für Wasserbau hatte bei der Lösung eines ähnlichen Problems — der Sohlensicherung nach dem Sturzbett eines Stauwehres — durch einen Sicherungsvorschlag auf dieser Grundlage langjährig gute Erfahrungen gemacht (Bild 11). Bei ungleichmäßiger Wehrüberströmung, d. h., wenn aus Betriebsgründen eines der Wehrfelder nicht zum Abfluß herangezogen werden kann, entsteht ein besonders tiefer Kolk nach dem Sturzbett, der das Bauwerk gefährden kann.

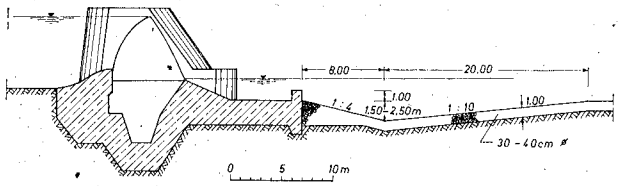


Bild 11
Sohlensicherung nach Stauwehr

Ein dem Fluß freiwillig dargebotener wesentlich geringerer Kolk (1,5—2,5 m) wird durch Steinwurf von rd. 1 m Stärke und ϕ 30—40 cm, der filterartig aufgebaut wird, gesichert. Seit nunmehr 10—12 Jahren bewährt sich diese Anordnung in sehr vielen Anwendungsfällen. Weiter hatte die Bundesanstalt für Wasserbau in 2 Fällen — Rhein bei Düsseldorf und bei Speyer — den Vorschlag zum Verbau sehr tiefer Kolke zu bearbeiten, die bereits der Schiffahrt und den Ufermauern gefährlich wurden. Sie löste das Problem durch teilweises Verfüllen der Kolke und Abdeckung durch eine 1 m starke Schicht mit gröberem Korn (s. auch Thema I/5). Auch diese Maßnahme bewährte sich bereits 8—10 Jahre, selbst bei sehr hohen Hochwässern. Eine beschränkte Sohlensicherung durch Steinwurf wurde auch im Oberrhein beim Bau der einzelnen Staustufen des Großen Elsässer Kanals an den Stellen der Wiedervereinigung der abgeleiteten Rheinwassermengen mit dem Rheinfluß ausgeführt. Auch sie erfüllte gut ihren Zweck. Dr.-Ing. E. Blau, Abteilung Wasserbau der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, berichtete in der Zeitschrift „Wasserwirtschaft — Wassertechnik" ebenfalls über Untersuchungen zur Sohlensicherung einer durch einen Durchstich verkürzten Elbestrecke mittels einer grobkörnigen Abdeckschicht.

Es nahm daher die Bundesanstalt für Wasserbau diesen Gedanken der Sohlensicherung auf und untersuchte diese Frage in einer 48 m langen, 2,5 m breiten und 1,40 m hohen Spiegelglasrinne als Geschieberinne. 3 verschiedene Korngemische als Sohle mit d_{65} = 0,75 mm, 2,1 mm und 5,0 mm (Siebkurven s. Bild 12), die in der Rinne bereits den Beginn der Geschiebebewegung zeigten und überschritten, sollten auch bei einer Steige-

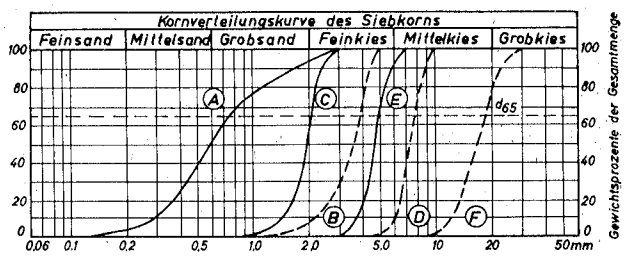


Bild 12
Kornverteilungskurve

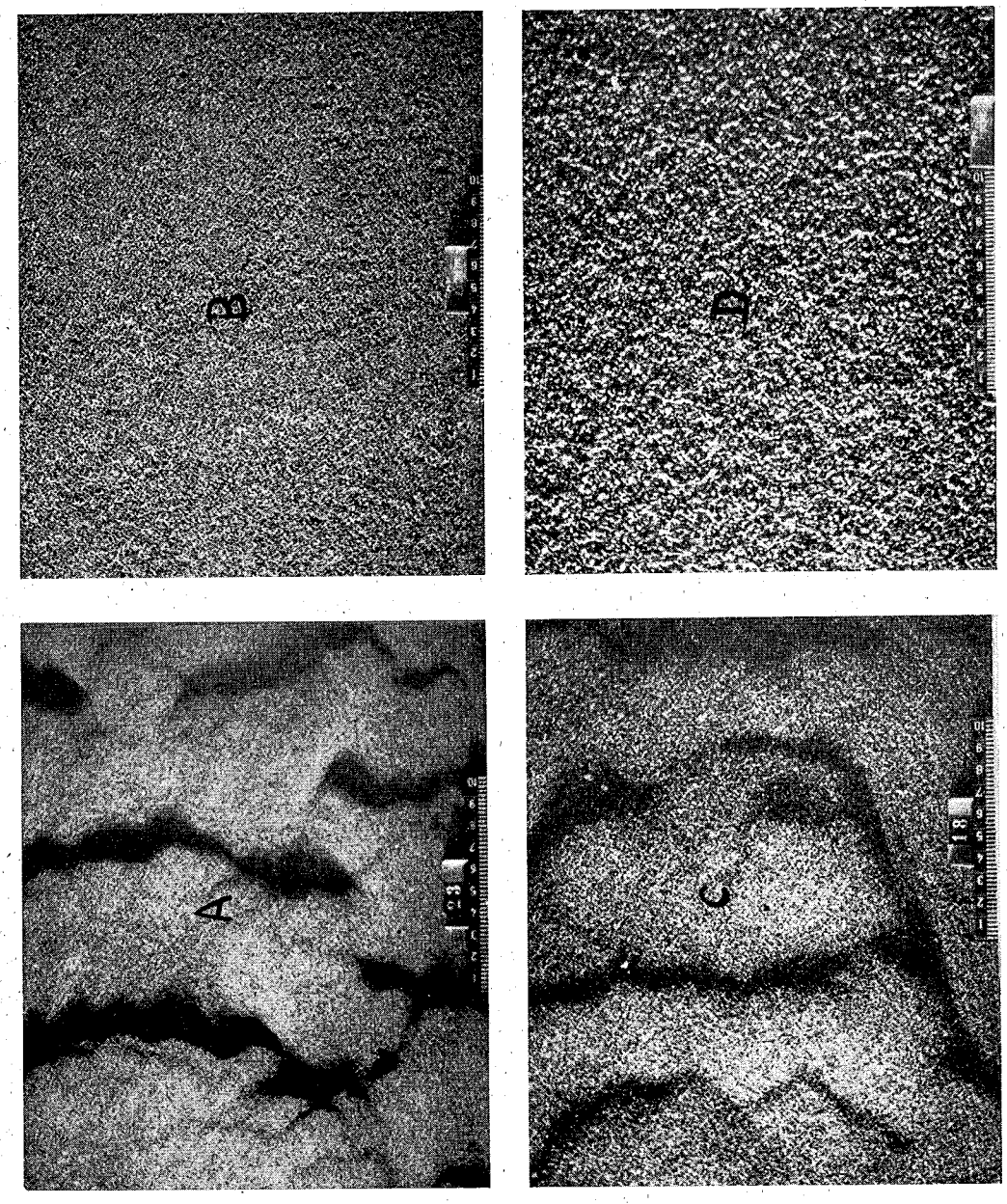


Bild 13

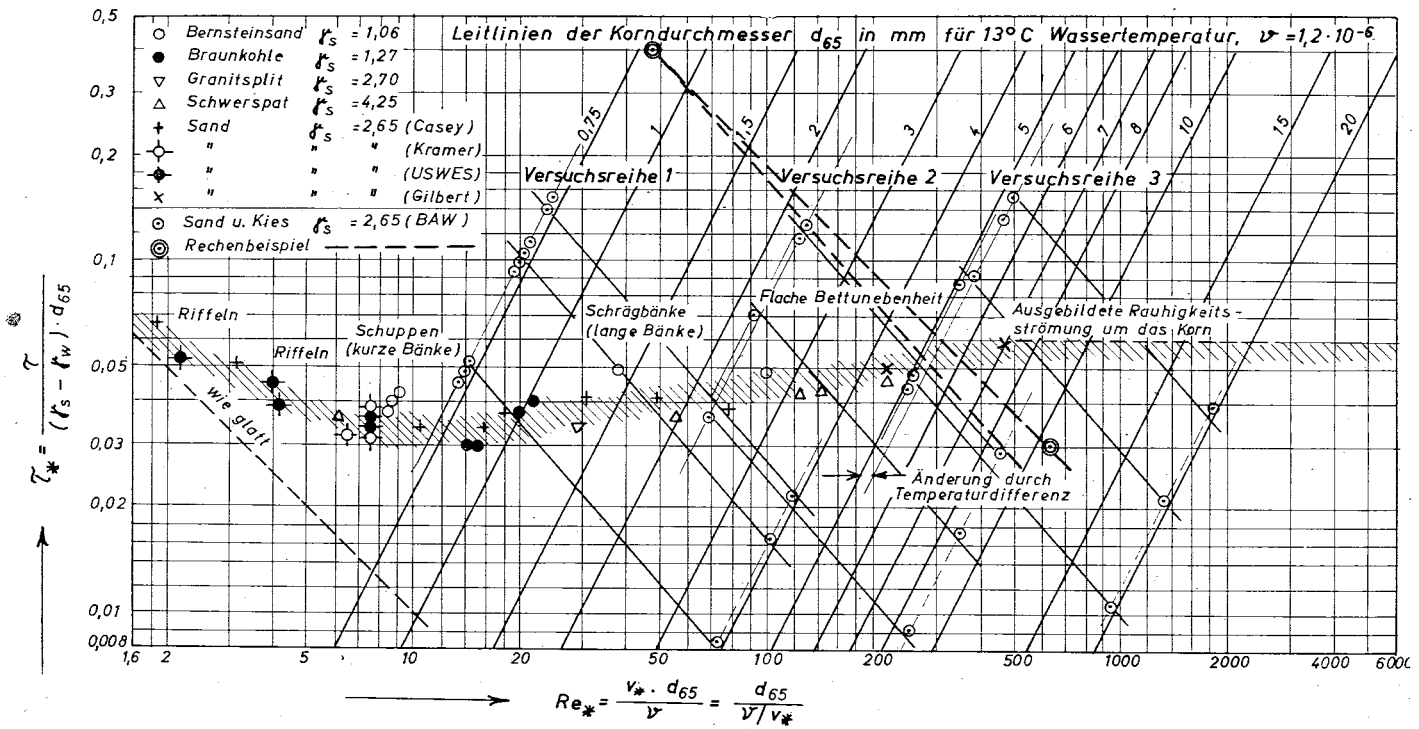


Bild 14
Schleppspannungsbeiwert τ_* in Abhängigkeit von der Reynoldschen Zahl des Kornes Re_* nach Shields

rung der mittleren Geschwindigkeit um 25 und 50 % durch eine Abdeckung mit gröberem Korn vor einer Erosion geschützt werden. Die Abdeckschicht wurde in einer Stärke von 3 cm aufgebracht.

Die Untersuchungsergebnisse sind in das grundlegende Diagramm von Shields (Bild 14) eingetragen. Diese Modellversuche im Maßstab 1 : 1 können auch in einen etwas kleineren Maßstab umgerechnet werden. Nach einigen Testversuchen wurde als Abdeckmaterial ein solches von 3,8fachem Durchmesser (d_{65}) (s. Bild 12) des zu schützenden Materials angeordnet. Dieses Material widerstand einer 50%igen Geschwindigkeitssteigerung absolut sicher (s. Bild 13).

Der Vergleich mit dem Shieldsschen Diagramm des Beginns der Geschiebebewegung zeigt noch eine genügende Sicherheit (Bild 14).

In diesen Versuchen wurden außerdem gleichzeitig gemessen: Die Veränderung des Geschwindigkeitsbeiwertes

$$k_1 = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}}$$

durch Verformung der beweglichen Sohle bei der Geschiebebewegung (Bild 15).

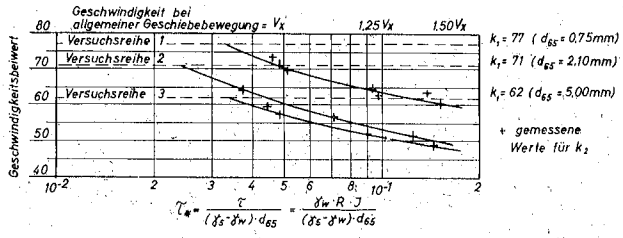


Bild 15
Veränderung des Geschwindigkeitsbeiwertes k durch Verformung der beweglichen Geschiebesohle

Die Veränderung der Beziehung zwischen dem Verhältnis

$$\frac{v}{v_*} = \frac{\text{Abflußgeschwindigkeit}}{\text{Schleppspannungsgeschwindigkeit}}$$ zum Schleppspannungsbeiwert

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}}$$ (s. Bild 16);

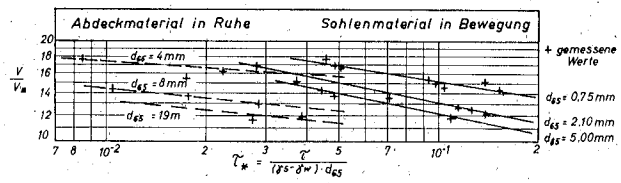


Bild 16
Beziehung zwischen dem Verhältnis $\frac{v}{v_*}$ (Abflußgeschwindigkeit durch Schleppspannungsgeschwindigkeit) zum Schleppspannungsbeiwert τ_*

Die Beziehung $\frac{\tau_*}{\gamma_*} = \frac{\text{Schleppspannungsbeiwert}}{\text{Geschiebezahl}}$ (Bild 17).

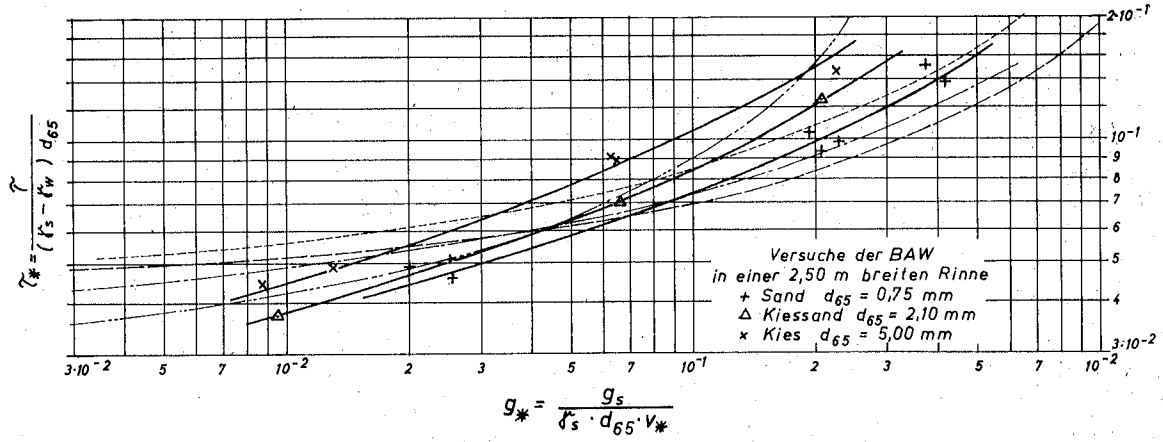


Bild 17

Beziehung zwischen dem Schleppspannungsbeiwert $\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}}$

und der Geschiebezahl $g_* = \frac{g_s}{\gamma_s \cdot d_{65} \cdot v_*}$

Grundsätzlich wurden alle Versuche bei gleicher durchflossener Fläche, also konstanten hydraulischen Radius $R = \frac{F}{U}$ ausgeführt.

Als Ergebnis zeigte sich:

daß der Formeinfluß des Bettes Berücksichtigung erfordert;

daß bei unverformter Sohle, wie dies nach dem Sohlenschutz durch Abdeckungsmaterial der Fall ist, das Verhältnis $\frac{v}{v_*}$ sich mit τ_* nur gering ändert, während dies bei verformter Sohle schon stärker der Fall ist;

daß mit steigendem τ_* auch die Geschiebezahl g_* steigt, ist einleuchtend. Im gleichen Bild 17 sind die Untersuchungsergebnisse auch mit den gebräuchlichsten Geschiebeformeln von Kallinske, Einstein, Meyer-Peter und der holländischen Formel, die in dimensionsloser Form aufgetragen sind, verglichen worden. Der Unterschied erklärt sich dadurch, daß die Formeln nicht den Einfluß der Bettverformung und der speziellen Kornverteilung wiedergeben. Im höheren Bereich ist die Berücksichtigung oder Nichtberücksichtigung des mitgeführten Schwebes ausschlaggebend für die Streuung.

Das Untersuchungsziel, eine Sohle, die bereits etwas in Bewegung ist, auch für eine Geschwindigkeitssteigerung von 50 % zu sichern, ist mit dem Ergebnis, das hierfür eine Abdeckung mit einem Korngemisch, das für

$$\frac{d_{65} + d_{90}}{2}$$ den 3,7—3,8fachen

Durchmesser aufweist, erreicht. Aus ihm (Bild 14) können aber darüber hinausgehend ganz allgemein gelagerte Sicherungsfragen gelöst werden. Wird eine Flußsohle nach dieser Art gesichert, so muß die Abdeckschicht so beschaffen sein, daß sie vom Fluß nicht

abgetragen wird. Das von oben kommende Geschiebe muß seinen Weg über diese Sicherungsschicht hinweg nehmen. Andernfalls wäre die Sicherung nur eine vorübergehende oder zeitlich beschränkte. Nach Shields tritt bei keiner Korngröße eine Geschiebebewegung ein — und alle seitherigen Untersuchungen bestätigen das — wenn das Verhältnis

$$\frac{\tau_*}{Re_*} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}} \Big/ \frac{v_* \cdot d_{65}}{\nu} \leq 0{,}03$$

ist. Dies kann man sich mit ausreichender Sicherheit zur Vorausberechnung der notwendigen Korngröße der Abdeckungsschicht zu Nutze machen.

Als Rechnungsbeispiel für einen norddeutschen Fluß seien gegeben:

$d_{65} = 0{,}8$ mm, $\gamma_s = 2{,}65$ t/m³, t = R = 3,5 m, J = 0,00015 $\gamma_w = 1{,}0$ t/m³.

Untersuchung über vorhandene Geschiebebewegung:

$\tau = \gamma_w \cdot R \cdot J\ 1 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}00015 = 0{,}000525$ t/m²

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}} = \frac{0{,}000525}{(2{,}65—1{,}0)} \cdot \frac{10^3}{0{,}8} = 0{,}398$$

$$v_* = \sqrt{g \cdot R \cdot J} = \sqrt{9{,}81 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}00015} = 0{,}0717 \text{ m/s}$$

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d_{65}}{\upsilon} = 0{,}017 \cdot \frac{0{,}8}{10^3} \cdot \frac{10^6}{1{,}20} = 47{,}5$$

Der entsprechende Punkt liegt bei Shields weit über dem Beginn der Geschiebebewegung und entspricht daher einem sehr lebhaften Sandtransport.

Berechnung des d_{65} für das Abdeckmaterial:

$$\tau = 0{,}000525, \quad \tau_* = 0{,}03 = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}}$$

daraus: $d_{65} = \frac{0{,}000525}{1{,}65 \cdot 0{,}03} \cdot 10^3 = 10{,}6$ mm.

Die Einrechnung in das Shieldssche Diagramm als Probe:

$$\tau_* = 0{,}03; \quad Re_* = 0{,}0717 \cdot \frac{10{,}6}{10^3} \cdot \frac{10^6}{1{,}20} = 632.$$

Diese Berechnung des d_{65} berücksichtigt noch nicht die Verminderung der Bettverformung durch die Abdeckung, auch noch nicht die Vergrößerung der Sohlrauhigkeit durch das Geschiebeabdeckmaterial, auch nicht eine Veränderung des Formbeiwertes des Kornes. Aus allem würde sich eine Veränderung des Energieverzehrs und damit des Wasserspiegelgefälles ergeben, und mit diesem müßte eine zweite Annäherung nachgerechnet werden. Für die Verhältnisse der oben beschriebenen Modelluntersuchungen könnte diese Annäherungskorrektur leicht ausgeführt werden durch einen Leitstrahl parallel zu den im Modell für die Kornvergrößerungen gefundenen Leitstrahlen (s. Bild 14).

Das Ergebnis wäre hier eine mögliche Kornverkleinerung der Abdeckschicht auf d_{65} = rd. 9,0 mm. Im Interesse der Sicherheit wird jedoch für diese Aufgabe eines Sohlenschutzes empfohlen, davon Abstand zu nehmen und den größeren Wert der Aus-

führung zugrunde zu legen. Zur Erleichterung und Kontrolle sind im Shieldsschen Diagramm noch die Leitlinien der Korndurchmesser für eine Zähigkeit des Wassers entsprechend 13° C eingerechnet.

Nach einem Vorschlag der Bundesanstalt für Wasserbau, der in einem Modellversuch 1 : 50 überprüft wurde, wird die Sohlensicherung der Nahe in Idar-Oberstein in dieser Bauweise ausgeführt werden. Infolge steiler Hanglage und dichter Verbauung dieses Ortes ist für die zukünftige Durchführung der 4spurigen Bundesstraße kein Platz mehr vorhanden. Es muß diese Straße auf rd. 2 km Länge über dem Fluß angeordnet werden. Zu diesem Zweck wird er in einem Kasten-Profil gefaßt, und auf der Decke führt die Straße. Die Hochwassermenge des Flusses beträgt 300 m³/s. Durch die Fassung im gleichförmigen Kasten erhält der Fluß ein viel glatteres, aber auch engeres Profil. Einen Ausschnitt hieraus in einer Flußkurve zeigt Bild 18.

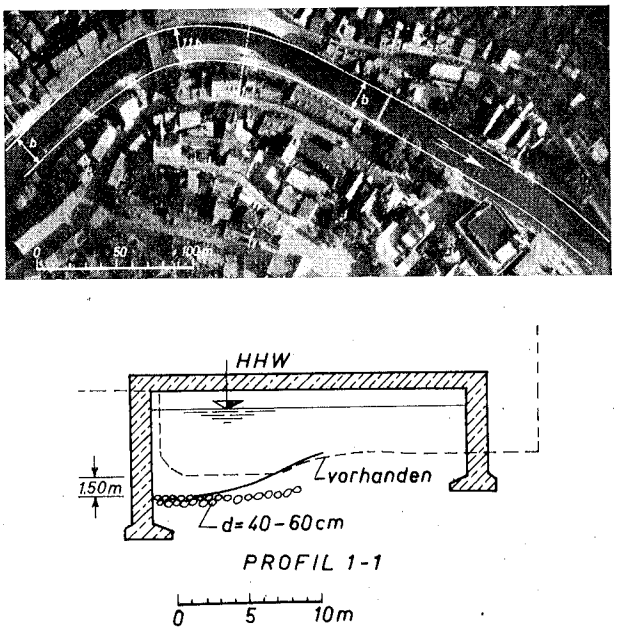


Bild 18
Abschnitt des Nahe-Flusses in Idar-Oberstein

Die Fließgeschwindigkeit steigt bis 5,5—6 m/s an. Der Eisdurchführung und Sohlensicherung war zum Schutz des Bauwerkes größte Sorgfalt zu widmen. Vorhandenes Geschiebe d_{65} = 7,5 cm, Sicherung durch eine 0,75—1,0 m starke Steinabdeckung von d_{65} = 50 cm. Diese Abdeckung braucht aber nicht auf die ganze Sohlbreite angeordnet zu werden, sondern nur an den gefährdeten Außenkrümmungen, denen zusätzliche Kolktiefen von 1,5—2,0 m vorausgegeben wurden. Durch diese freiwillig angebotenen Kolke und eine Profilerweiterung um 10—20 % in den Krümmungen konnte einmal das notwendige Fließgefälle gesenkt und die Kolkgefahr wesentlich verringert werden. Herkömmliche Mittel der bisherigen Sohlsicherung wie Schwellen und Querspundwände zeigten sich erfolglos.

Gestehungskosten und jeweilige Vorteile:

Die technischen Vorteile dieser neuen Bauweise sind: Verläßliche Bemessung; einfache Herstellung; einfache Ausbesserungsmöglichkeit; Ausführung einer elastischen Sohle, die Veränderungen nachgeben und daher nicht unterspült werden kann; Erhöhung der Rauhigkeit der Sohle und damit bereits Energieverzehr, wenn auch das darüber hinausfließende Geschiebe die Sohle wiederum etwas glättet; leichte Ausführung und Sicherung vorgegebener Kolke. Für die Gestehungskosten werden Erfahrungen abgewartet werden müssen.

2. Schutz der Böschungen in Flüssen

Die Uferdeckwerke eines schiffbaren Flusses sind durch Schiffswellen und Schraubenwasser dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt, die mit der Intensität des Schiffsverkehrs anwachsen und naturgemäß wesentlich stärker sind als die nahezu stoßfreien Belastungen der Deckwerke in einem Vorfluter ohne Schiffsverkehr.

Am Oberrhein wurden bei der seinerzeitigen Korrektion die Uferdeckwerke (Bild 19) nur auf reine Vorflutverhältnisse dimensioniert, da die Schiffahrt ohne Bedeutung war. Inzwischen ist der Schiffsverkehr so intensiv geworden und hat sich außerdem in letzter Zeit so maßgebend in seiner Struktur geändert, daß die alte Ufersicherung den gesteigerten Anforderungen nicht mehr gewachsen ist.

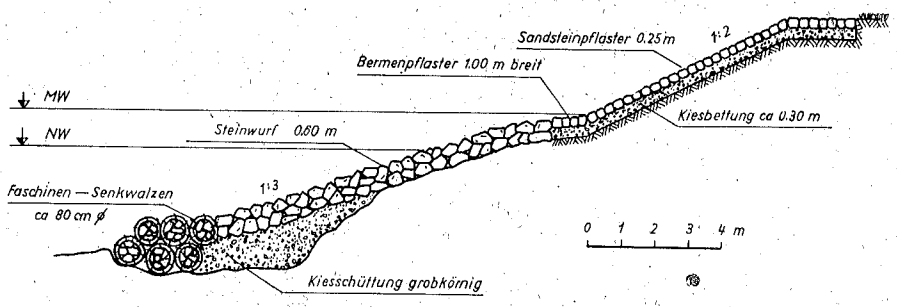


Bild 19
Sandsteinpflaster auf Kies (Skizze)

Im Herbst des Jahres 1962 wurden bei Mainz täglich bis über 500 Schiffe gezählt. Den Hauptanteil stellen die selbstfahrenden Schiffe mit einer Maschinenleistung von 500 bis 1000 PS. Sie verursachen mit ihrer erhöhten Geschwindigkeit eine weitaus größere Beanspruchung der Uferdeckwerke als die langsam fahrenden, noch vor einiger Zeit vorherrschenden Schleppzüge.

Der von der Schiffsschraube erzeugte und nach hinten geschleuderte Wasserstrahl übt je nach der Tiefe des Fahrwassers und Leistung der Schiffsmaschine eine mehr oder weniger starke Stoßwirkung aus und greift das Gefüge der Sohle und der nahegelegenen Bauwerke an.

Noch stärker als die Schiffsschraube greifen die Schiffswellen die Uferdeckwerke an. Das fahrende Schiff erzeugt einen am Ufer entlang laufenden Wellenzug mit mehreren 50 cm bis über 1 m hohen Wellenbergen. Zur dynamischen Kraft der aufschlagenden Wassermengen tritt die Wirkung der Strömung, die jeden einzelnen Stein des Uferdeckwerkes im ständigen Auf und Ab zwischen Wellenberg und Wellental umspült. Das

wechselnde, weit in die Tiefe reichende Auf- und Abströmen des Wassers zerrt und rüttelt an den mehr oder weniger lose liegenden Steinen der Berme und des Böschungsvorfußes, sucht die Steine zu bewegen und führt bei nicht einwandfreiem Zustand des Uferdeckwerkes zur Beschädigung des Bauwerkes.

Neben den geschilderten direkten Angriffen der Schiffswellen auf die Steine des Deckwerkes verursacht der Höhenunterschied zwischen Wellenberg und Wellental in der Bettungsschicht des Uferbelages eine saugende Wasserbewegung, die sich insbesondere auf die aus feineren Kies- und Sandteilchen bestehende Bettung des Natursteinpflasters zerstörend auswirkt. Beim Passieren des Wellenberges dringt durch die verhältnismäßig breiten Fugen des deckenden Natursteinpflasters zusätzlich Wasser in den Bettungsunterbau ein. Beim Passieren des Wellentales hingegen wird das im sandigen Unterbau hinter der Deckschicht angestaute Wasser, vermehrt um das vom Wellenberg eingedrungene Wasser, bestrebt sein, in den Strom zurückzufließen. Hierbei schwemmt es, zwar langsam aber stetig, Sand und Kiesteile des Unterbaues mit fort und unterhöhlt die gepflasterte Deckschicht. Diese, der Stütze beraubt, verliert ihren Halt und Zusammenhang und kann der weiteren Zerstörung nunmehr geringen Widerstand entgegensetzen. Besonders intensiv, weil lange andauernd, ist die Sogwirkung des ersten Wellentales, das dem Vorbeifahren eines Schiffes vorausgeht. Die Sogwirkung ist um so größer, je schneller die Vorbeifahrt erfolgt.

Bild 20 zeigt das zerstörte unterhöhlte Natursteinpflaster. Der ausgespülte Bettungssand hat sich auf der Berme abgelagert.

Bild 20
Durch Schiffswellen zerstörtes Sandsteinpflaster mit Bettungskies (Photo)

Die am Oberrhein bis vor kurzem nach Bild 19 hergestellten Uferdeckwerke waren sehr lohnintensiv. Das fugenrechte Bebauen und Verlegen des Sandsteinpflasters sowie die Herstellung der Faschinen- oder Drahtsenkwalzen erforderten umfangreiche manuelle Arbeitsleistungen, die nicht nur sehr teuer, sondern wegen Mangel an Wasserbauarbeitern gegenwärtig kaum noch ausgeführt werden können.

Damit sind die beiden maßgebenden Gründe dargelegt, die zur Umstellung im Bau der Uferdeckwerke zwingen. Die Böschungssicherungen müssen in verstärkter Bauweise ausgeführt werden, um den Belastungen durch den modernen Schiffsverkehr standzuhalten. Es muß außerdem die bisher vorherrschende manuelle Arbeitsweise weitgehend durch Maschinenarbeit ersetzt werden.

Neue Baustoffe und Bauausführungen:

Ersatz des Natursteinplasters durch Steinwurf:

Pflasterungen aus Natursteinen werden, soweit der Verfallzustand dies noch zuläßt, zwar wieder instandgesetzt, aber nicht mehr neu angelegt. In Stromstrecken außerhalb bebauter Stadtgebiete und Ortslagen wird das Pflaster immer mehr ersetzt durch den einfachen Steinwurf, wie er in Bild 21 dargestellt ist. Der Steinwurf wird in einer durchschnittlichen Stärke von 60 cm aufgebracht. Der Steinwurf erfordert nur wenig Handarbeit und bietet dem Ufer auch gegen starken Wellenschlag genügend Schutz.

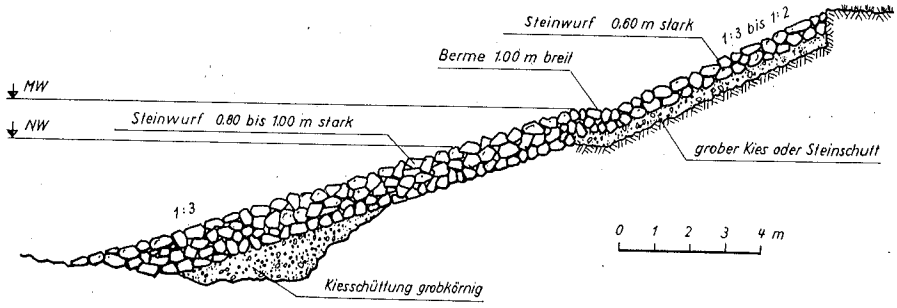


Bild 21
Ufersicherung aus Bruchsteinen, ausgeführt als Steinwurf (Skizze)

Ein Unterspülen der Steinschicht ist ohne Bedeutung, weil das Nachsinken der Wurfsteine das ohnehin unregelmäßige Oberflächengefüge des Steinwurfes nicht verändert und nach einiger Zeit, wenn die feineren Untergrundbestandteile ausgewachsen sind, die Ausspülung von selbst zum Stillstand kommt. Die Bettungsschicht wird etwa 30 cm stark entweder aus grobem Kies, besser aus Steinschutt hergestellt.

Als Steinwurf werden zweckmäßig Steine verschiedener Größen verwendet, so daß kleineres Füllmaterial die Deckschicht verfestigt. Die Neigung der Uferböschung soll 1 : 3, im Höchstfall 1 : 2 sein, damit die einzelnen Steine den dynamischen Angriffen der Schiffswellen standhalten können.

Der Vorfuß des Deckwerkes wird nicht mehr mit Senkwalzen, sondern mit verstärktem Steinwurf gesichert.

Böschungspflaster aus Betonsteinen:

In bebauten Stadtgebieten kann auf gepflasterte Uferböschungen nicht verzichtet werden. Da das in Bild 19 skizzierte, auf Sand-Kiesbettung errichtete Natursteinpflaster den Belastungen durch den modernen Schiffsverkehr nicht mehr genügt und eine Verstärkung des Unterbaues durch Packlage oder Gestück zu teuer kommt, wurden von Dienststellen der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung Pflastersteine aus Beton entwickelt und erprobt. Bild 22 zeigt den Mannheimer und den Mainzer Stein mit ihren Abmessungen und typischen Unterschieden, Bild 23 gibt das Normalprofil des Betonsteinpflasters an.

Die Erprobungsversuche begannen vor nahezu einem Jahrzehnt und haben befriedigende Ergebnisse erbracht. Die Betonpflastersteine sind mechanisch sehr widerstandsfähig, sie können von Lastwagen gekippt und vom Greifer gefaßt werden. Sie sind witterungsbeständiger als Natursandsteine und gegen Frost unempfindlich. Sie zeigten, als

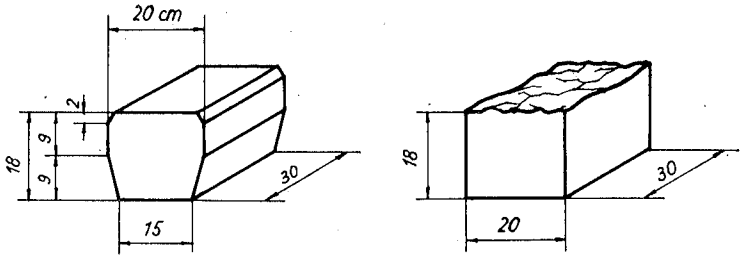


Bild 22
Pflastersteine aus Beton (Skizze)

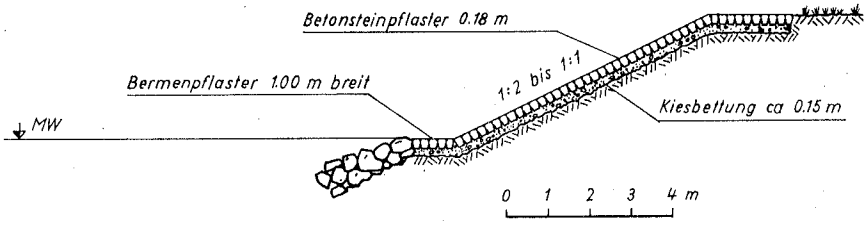


Bild 23
Betonsteinpflaster auf Kies (Skizze)

bei einer Havarie ein Schiff auf eine mit Mainzer Steinen gepflasterte Böschung auffuhr, keinen Bruch. Das Verlegen der Pflastersteine erfordert keine Facharbeiter, die Leistung ist wesentlich größer als bei Natursteinpflasterung (Bild 24).

Die Fugen des Betonsteinpflasters sind außerordentlich eng. Ein Ausspülen des Bettungssandes entlang der Fugen und damit ein Verfall des Pflasters durch Unterspülung wurde noch nicht beobachtet. Andererseits ist trotz des engen Verbandes das Pflaster bei Setzungen des Baugrundes so nachgiebig, daß es sich den Setzungen anschmiegt. Eine Plattenwirkung mit Hohlraumbildung unter der Platte tritt nicht auf.

Mutwillige Beschädigungen des Pflasters durch Badende oder Angler, wie sie bei Natursteinpflaster häufig vorkommen, haben bisher, da der einzelne Stein sehr fest im

Bild 24
Verlegen der Mainzer Betonpflastersteine (Photo)

Zusammenstellung der am Oberrhein gebräuchlichen Böschungssicherungen

Lfd. Nr.	Bilder	Art der Böschungssicherung	Gestehungskosten in DM je m² Böschungsfläche						Bemerkungen und Vorteile
			Unterbau	Steine frei Baustelle	Behauten der Steine	Pflastern bzw. Angleichen	Summe je m²	Prozent	
1	19 20	Sandsteinpflaster auf Kies	10,—	17,—	9,—	17,—	53,—	100	In Herstellung und Unterhalt teuer, empfindlich gegen Unterspülung, für den modernen Schiffsverkehr zu schwach
2	21	Steinwurf	4,50	19,—	—,—	5,—	28,50	52	Billigste Böschungssicherung im freien Strom. Geringer manueller Arbeitsaufwand, unempfindlich gegen Setzung und Unterspülungen
3	22 23	Betonpflaster mit konischen Seitenflächen (Mannheimer Stein)	6,50	18,—	—,—	8,—	32,50	60	Gegen mechanische und Witterungseinflüsse widerstandsfähig. Unempfindlich gegen Unterspülungen, leicht zu verlegen. Im Aussehen nicht ganz befriedigend
4	22 23 24 25	Betonpflaster mit parallelen Seitenflächen (Mainzer Stein)	6,50	22,—	—,—	11,—	39,50	75	Gegen mechanische und Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähig. Unempfindlich gegen Unterspülungen. Leicht zu verlegen und von gutem Aussehen
5	21	Vorfuß aus Steinwurf	—,—	32,—	—,—	2,50	34,50	65	Ersatz der manuell verfertigten Faschinen- bzw. Drahtsenkwalzen durch verstärkten maschinell eingebrachten Steinwurf

Verband sitzt, noch nicht stattgefunden. Die rötliche Färbung des Mainzer Steines und seine einem rauhen Naturstein nachgeformte freie Oberfläche geben dem fertigen Pflaster ein Aussehen, das sich befriedigend dem städtischen Uferbild einfügt. Der ungefärbte Mannheimer Stein wurde bisher vorwiegend im Hafengelände verwendet.

Am Mainzer Stein können lochförmige Aussparungen zum Anbringen von Baubühnen benützt werden. Mit Humus verfüllt, begünstigen sie die Begrünung der gepflasterten Fläche (Bild 25).

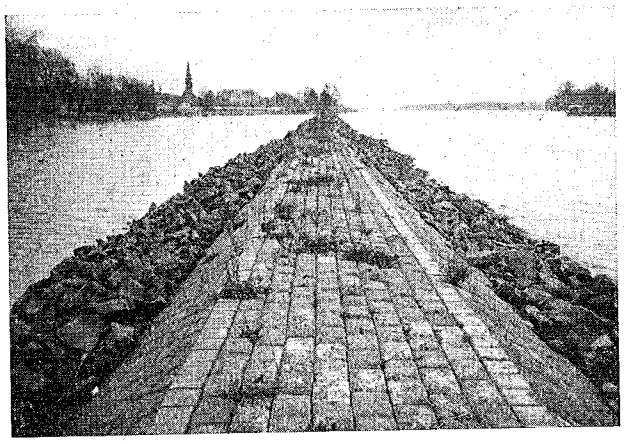


Bild 25
Leitwerkspflaster aus Mainzer Betonsteinen mit Bewuchs (Photo)

Gestehungskosten und jeweilige Vorteile:

In der Tabelle auf Seite 112 ist eine Zusammenstellung der am Oberrhein gebräuchlichen Böschungssicherungen und Vorfußausbildung einschließlich der Gestehungskosten gegeben. Auf die jeweiligen Vorteile der einzelnen Bauausführungen ist hingewiesen.

Mit der Verwendung von Betonsteinpflaster und der Anwendung des Steinwurfes als Böschungsschutz und Vorfußsicherung konnte die manuelle Arbeit stark reduziert und der Einsatz von Baumaschinen gefördert werden. Die endgültige Lösung dürfte jedoch noch nicht gefunden sein, die Versuche gehen weiter.

III. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN HÄFEN

Geböschte Ufer sind in Häfen anderen Beanspruchungen als an Kanälen und Flüssen ausgesetzt. Auf einer Wasserstraße werden die Ufer im wesentlichen von der auflaufenden Bugwelle, insbesonders aber von dem Sog der Heckwelle des Schiffes angegriffen.

In Häfen fahren die Schiffe langsamer, so daß diese Beanspruchung hier verhältnismäßig gering ist. Dafür legen die Schiffe unmittelbar am Ufer an, wodurch die Uferbefestigung direkt dem Aufprall der Schraubenwasser ausgesetzt ist. Besonders beim Ablegen und auch beim Wenden im Hafenbecken wird das Schraubenwasser durch die Ruderlage direkt und mit voller Gewalt auf das Ufer gelenkt. Diese Beanspruchung ist erheblich größer als die zerstörenden Kräfte aus den Bug- und Heckwellen. Während am Kanal die Welle auf der Böschung aufläuft, trifft der Schraubenstrahl im Hafen beinahe

senkrecht auf die Böschung. Am Kanal setzt die Zerstörung des Ufers meist in der Wasserlinie ein, im Hafen dagegen in einer Tiefe von 1—2 m unterhalb des Wasserspiegels.

Hinzu kommt, daß die Böschungen in den Häfen wegen der Kranausladung wesentlich steiler sind. Im oberen Teil ist die Böschung meist 1 : 1,25 bis 1 : 1,5, in besonderen Fällen auch 1 : 2 geneigt, während in Kanälen eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 4 üblich ist.

Seit dem Vordringen der Selbstfahrer ist die Beanspruchung der geböschten Ufer in den Häfen so groß geworden, daß die bisher übliche Steinschüttung am Fuß einer Böschung kaum noch zu halten ist oder zumindest erhebliche Unterhaltungskosten verursacht. Der unter den Schüttsteinen liegende Sand und Kies wird durch den Sog des Schraubenwassers herausgesogen und die Schüttsteine sinken ab und wandern auf der unbefestigten Böschung bis zur Hafensohle. Die bisherigen Erfahrungen in den Häfen am Niederrhein mit dem wohl stärksten Verkehr von Selbstfahrern haben gezeigt, daß durch noch so häufiges Ausbessern der Steinschüttung keine dauerhafte Befestigung der Böschungsufer mehr zu erreichen ist.

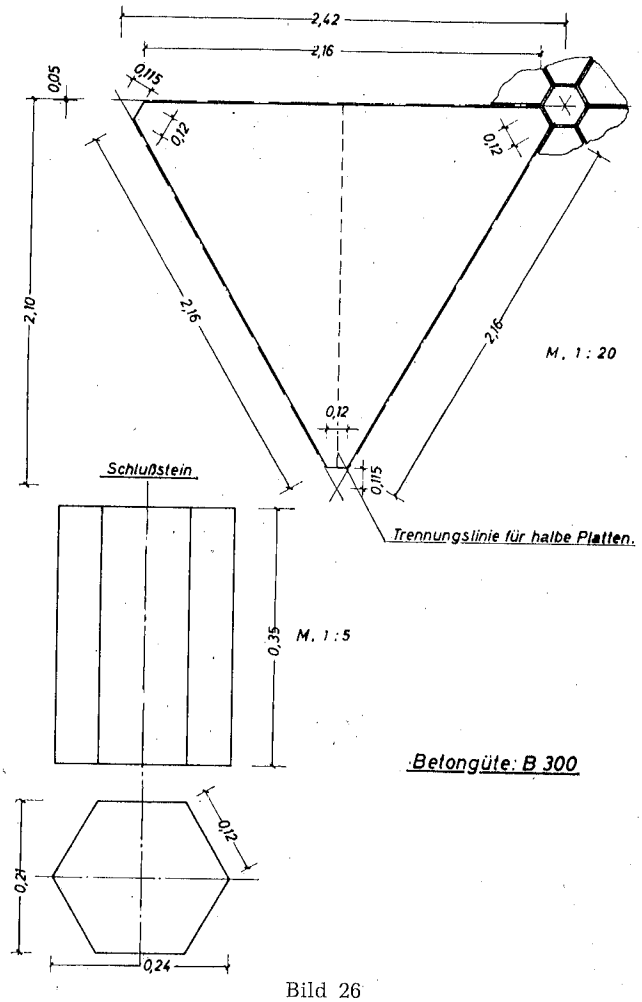


Bild 26
Dreiecksplatte für Böschungsbefestigung

Eine Sicherung der geböschten Ufer durch Schwarzdecken ist in westdeutschen Häfen bisher nicht ausgeführt worden, weil die Böschung für eine Schwarzdecke zu steil und kaum standfest auszuführen ist. Hinzu kommt, daß die Böschungen in Häfen außer den Einwirkungen durch das Schraubenwasser mechanischen Angriffen durch herabfallendes Ladegut, wie Schrottpakete, Eisenteile usw. ausgesetzt sind, insbesondere aber auch den Beanspruchungen durch ausgeworfene Anker, Setzen von Schorbäumen und der unmittelbaren Berührung durch den Schiffsboden. Diesen Beanspruchungen ist eine Schwarzdecke nicht gewachsen, auch nicht mit Drahtnetzeinlagen, die gerade durch Einhaken von Ankern besonders gefährdet sind. Versuche, in Häfen verhältnismäßig starke und grobe Steinschüttung unterhalb der Pflasterung durch Bitumenverguß zu befestigen, haben einen sehr hohen Materialverbrauch ergeben, der zu keinem wirtschaftlich befriedigenden Ergebnis geführt hat.

Es bietet daher zweifellos die senkrechte und teilweise senkrechte Wand in Häfen die größten Vorteile, da der Umfang der Unterhaltungsarbeiten auf ein Maximum reduziert wird, weil der Teil einer Uferböschung, der die Unterhaltungskosten verursacht, in Fortfall kommt und die Schiffe einwandfrei und näher im Kranbereich anlegen können.

Trotzdem werden in Häfen an wenig genutzten Ufern oder an solchen Plätzen, an denen die Schiffe nicht nahe an das Ufer kommen, wie z. B. an Mineralölumschlagplätzen, Böschungen zur Ausführung kommen. Deren Ausführung ist bereits im Bericht zum XX. Internationalen Schiffahrtskongreß 1961, Abteilung I, Subject 6, eingehend beschrieben. Es ist dem nichts hinzuzufügen. Die Ausbildung nach der Zeichnung auf S. 8 des Berichts von 1961 hat sich bis heute bewährt und wird auch meist in dieser Form heute noch als beste Lösung angesehen. Betonsteinpflaster erfordert flachere Böschungen von ca. 1 : 2 Neigung. Es genügt zwar den Beanspruchungen durch das Schraubenwasser, ist aber gegen mechanische Beanspruchungen nicht so widerstandsfähig.

In einigen Häfen sind Versuche mit einer Böschungsbefestigung mit größeren Betonplatten ausgeführt worden. Da die Herstellung von Ortbeton auf einer geneigten Böschung ausführungstechnische Schwierigkeiten bereitet, ist man bestrebt, Fertigbeton-

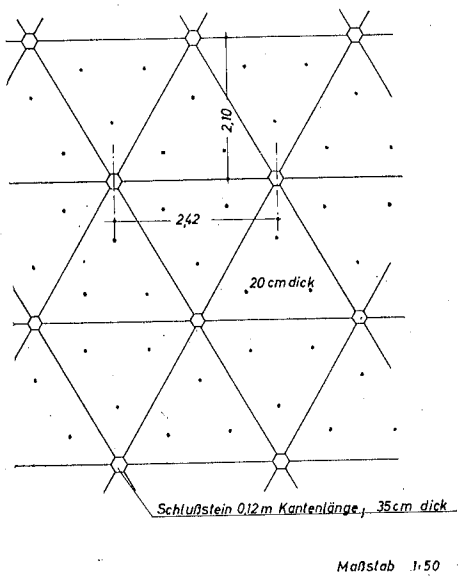


Bild 27
Böschungsbefestigung mit Fertigbetonplatten

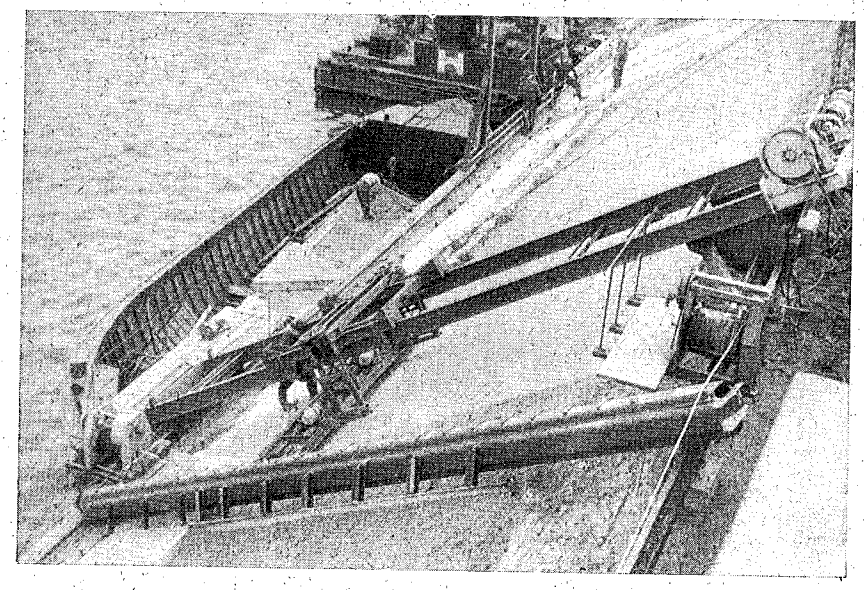


Bild 28
Rüttelgerät

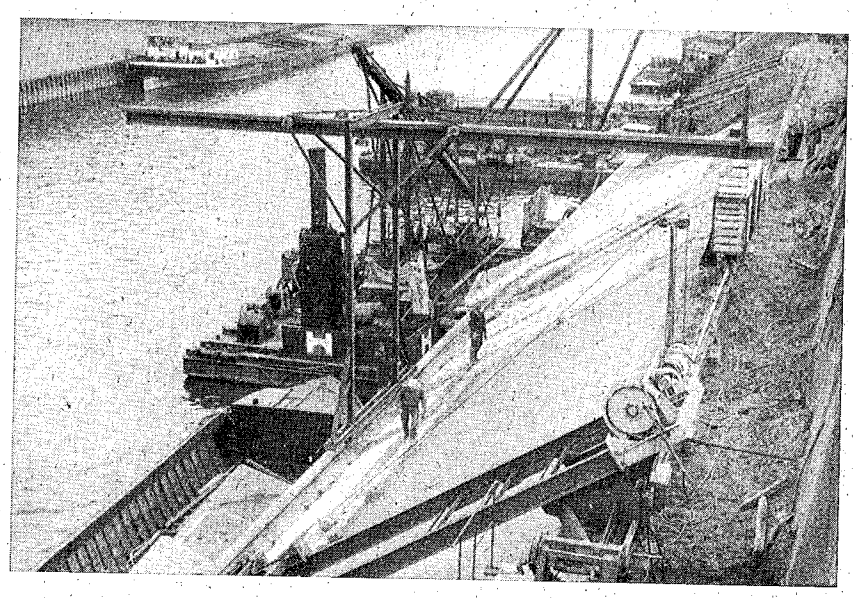


Bild 29
Verlegegerät

platten zu verwenden. Größere Fertigbetonplatten sind bis zu ca. 10 qm Fläche ausgeführt worden. Bei viereckigen Platten besteht, auch bei sorgfältigstem Verdichten und Abziehen der Böschung, die Schwierigkeit, eine gleichmäßige Auflage der Platte auf dem Untergrund zu erzielen. Um eine gute Auflage zu erreichen, sind auf einer Versuchsstrecke dreieckige Eisenbetonplatten von ungefähr 2,2 m Kantenlänge verlegt worden, bei denen die Spitzen der Dreiecke, wegen der Gefahr der Beschädigung, durch einen Schlußstein ersetzt sind (Bild 27). Während die Platten eine Stärke von 20 cm haben, sind die sechseckigen Schlußsteine 40 cm dick, binden somit etwas tiefer in den Untergrund ein. Der Untergrund aus kiesigem Bodenmaterial wurde durch ein auf der Böschung laufendes Rüttelgerät gut planiert und verfestigt. Die Verlegung der Platten geschah nicht von dem sonst üblichen Schwimmkran, sondern von einem Bockkran mit Laufkatze, um Ungenauigkeiten bei der Verlegearbeit durch das Schaukeln des Verlegegerätes zu vermeiden (Bild 28/29). Eine Plattenbefestigung aus größeren Dreiecksplatten ist nur an geraden Ufern möglich, da an Krümmungen unregelmäßige Fugenabstände entstehen.

Größere Preisunterschiede sind nach den in den Jahren 1963/64 durchgeführten Bauarbeiten nicht zu verzeichnen. Die Preise für verfugtes Natursteinpflaster auf Kiesbettung liegen bei 40,— bis 50,— DM/qm, für Betonsteine bei ungefähr 40,— DM/qm. Die oben beschriebene Plattenbefestigung kostet ca. 50,— DM/qm. Für die Ausführungsart dürfte daher nur die Widerstandsfähigkeit des Materials sowie die zur Verfügung stehenden Facharbeiter entscheidend sein.

Grundsätzlich ist in einem Hafen das sogenannte gebrochene Ufer mit einer Spundwand im unteren Teil in betrieblicher Hinsicht am zweckmäßigsten und auch am wirtschaftlichsten, da es den geringsten Unterhaltungsaufwand erfordert. Wenn ein geböschtes Ufer aus anderen Gründen angeordnet wird, so hat die althergebrachte Bauweise nach Bild 26 aus Natursteinen sich am besten bewährt.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Röhnisch, A.: Dichtung des Bettes und der Dämme der schiffbaren Kanäle und Flüsse. 1956. Deutsche Berichte zum 19. Internationalen Schiffahrtskongreß London 1957, S. 101, 22 Abb.

[2] „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau", herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau E. V., Essen, 1964.

[3] Stecher, B.: Ergebnis der Versuche für Ufersicherung durch Asphalt an der Unteren Hunte und am Küstenkanal. „Die Wasserwirtschaft" 48 (1957/58), S. 159—60.

[4] Koenig, R.: Versuche mit Asphalt zur Festigung der Steinschüttung an den wasserseitigen Böschungen von Binnenschiffahrtskanälen. „Bitumen" 14 (1952), S. 39, 4 Abb.

[5] Arens, H.: Unterwasser-Asphaltverguß zur Böschungssicherung von Binnenschiffahrtskanälen. „Bitumen" 1954, S. 53—56.

[6] Illiger, J.: Asphaltverguß als Schutz von Kanalböschungen. „Die Wasserwirtschaft" 1955/56, S. 155—159.

[7] O. V.: Unterwasserteppisch aus Asphalt. „Bitumen" 1961, S. 131.

[8] Gewecke, G.: Asphaltmörtel bei der Ufersicherung an Flüssen und Kanälen. „Bitumen" 1959, S. 120.

[9] Röhnisch, A.: Fertigung und Verlegung von fugenlosen Asphaltmatten. „Baumaschine und Bautechnik" 3 (1956), H. 5.

[10] Marotz G.: Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Stuttgart, Heft 2, 1963.

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 5

Maßnahmen zur Regulierung von Flüssen. Erzielte Ergebnisse. Versuche und Berechnungen am Modell einschließlich der Probleme ferngesteuerter Modellschiffe

Von Dr.-Ing. Karl Felkel, Regierungsbaumeister a. D., Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dipl.-Ing. Wilhelm Gehrig, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dipl.-Ing. Karl Pichl, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mainz; Dipl.-Ing. Hans Strack, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Freiburg; Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Heinrich Wittmann, Professor, Technische Hochschule Karlsruhe.

Themen des Berichtes:

I. Maßnahmen zur Regulierung von Flüssen. Erzielte Ergebnisse. Versuche und Berechnungen am Modell einschließlich der Probleme der ferngesteuerten Modellschiffe — dargestellt an Beispielen für den Ausbau des Rheins.

II. Untersuchungen zur Ausbildung eines Schiffahrtsweges in den felsigen Haltungen von Laufkraftstufen mit Hilfe des ferngesteuerten Modellschiffes — dargestellt am Beispiel für den Ausbau des Hochrheins bei Rheinfelden.

Zusammenfassung

I. MASSNAHMEN ZUR REGULIERUNG VON FLÜSSEN. ERZIELTE ERGEBNISSE. VERSUCHE UND BERECHNUNGEN AM MODELL EINSCHLIESSLICH DER PROBLEME DER FERNGESTEUERTEN MODELLSCHIFFE — DARGESTELLT AN BEISPIELEN FÜR DEN AUSBAU DES RHEINS.

Die einzelnen Stromabschnitte des Rheins, der bedeutsamsten europäischen Binnenwasserstraße, besitzen unterschiedliche Mindestfahrwassertiefen. Beim sogenannten Gleichwertigem Wasserstand (GlW) ist unterhalb von Köln durchweg eine Tiefe von 2,50 m und mehr vorhanden, zwischen Köln und St. Goar eine solche von 2,10 m. Zwischen St. Goar und der Einmündung des Teilkanals der Staustufe Rheinau-Sundhausen(oberhalb von Straßburg) beträgt die Mindestfahrwassertiefe beim GlW jedoch nur 1,70 m. Es wird angestrebt, die Mindestfahrwassertiefe zunächst zwischen St. Goar und Mannheim um 40 cm zu vergrößern sowie in den anschließenden Stromabschnitten für die Schiffahrt besonders ungünstige Stellen zu verbessern.

Die zur Erreichung dieses Zieles aufgestellten Entwürfe bieten Beispiele für Lösungen zahlreicher Probleme einer Stromregulierung. Hiervon wird jeweils ein charakteristisches Beispiel näher behandelt. Die Lösungen sind meist das Ergebnis von Modelluntersuchungen. Ihre Überprüfung durch in der Natur eingetretene Auswirkungen von Regulierungsmaßnahmen ist bisher allerdings erst in einem Falle möglich gewesen, nämlich an der Stromkrümmung bei Düsseldorf, wo eine gute Übereinstimmung festgesellt werden konnte.

Als Unterlage für die Projektbearbeitungen sowie für die Modelluntersuchungen waren umfangreiche Vermessungsarbeiten in der Natur erforderlich. Sie bezogen sich auf die Sohlengestalt des Strombettes, die Abflußmengen, die Wasserspiegellagen, die Größe und Richtung der Strömungen sowie auf das Verhalten der Schiffe beim Durchfahren kritischer Stromstrecken. Die bei diesen Vermessungsarbeiten angewendeten, zum Teil

neu entwickelten Methoden werden behandelt oder es wird auf bereits vorliegende einschlägige Veröffentlichungen hingewiesen.

Das Beispiel der Niedrigwasserregulierung des Oberrheins zeigte, daß sich im Strekkenabschnitt bei Sondernheim, in dem aus einer Länge von 4 km die Regulierung nicht durchgeführt ist, Mittelgründe bildeten und die Stromsohle zur Verwilderung neigte. Eine Einschränkung der Breiten durch Buhnen auch in diesem Abschnitt bei einer strömungsgünstigen Linienführung ergab hier ein genügend breites und tiefes Fahrwasser. Die Mittelgründe und Sandbänke konnten im Modell beseitigt werden.

Bei der Regulierung von Stromspaltungen geschiebeführender Flüsse hat es sich am Beispiel der Neuwieder Strecke gezeigt, daß man die Abfluß- und Geschiebeleistung beider Arme in Übereinstimmung bringen muß. Wird einer der beiden Arme mit Geschiebe überlastet, so geht seine Abflußleistung zurück und er verlandet, wenn man keine Baggerungen durchführt. Die gleichmäßige Verteilung von Abfluß und Geschiebe konnte durch Einengen der Überbreiten vor der Stromspaltung und in den Stromarmen erreicht werden.

Als wirksames Mittel zur Herstellung und Erhaltung der Fahrwasserbreiten in Krümmungen, in denen sich an der Krümmungsinnenseite die Sohle aufhöht, während sich längs des konkaven Ufers tiefe Kolke ausbilden, erwies sich das Verfüllen der Kolke. Die Auffüllung wird hierbei durch Schüttsteine vor einer neuerlichen Erosion geschützt. Diese Maßnahmen haben sich in der Praxis bewährt. Ein weiteres Mittel zur Verringerung der Kolke sind Vorlandabgrabungen an der Innenseite der Krümmung.

In der Binger-Loch-Strecke, deren Leistungsfähigkeit nahezu erschöpft ist, müssen zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse ein drittes Fahrwasser geschaffen und die beiden bestehenden, nämlich das „Binger Loch" und das „Zweite Fahrwasser", vertieft werden.

Im Bereich der auch als „Lochbänke" bezeichneten Quarzitriffe bereitet die extreme Enge des Fahrweges, die ungewöhnlich große Strömungsgeschwindigkeit und anderes der Schiffahrt besondere Schwierigkeiten. Um die Auswirkungen geplanter Baumaßnahmen auf das Schiff im Modell unmittelbar erfassen zu können, wurden maßstabsgerechte, ferngesteuerte Modellschiffe entwickelt, über deren Ausbildung, Eichung und Einsatz berichtet wird.

Abschließend wird der Ausbauvorschlag für die Binger-Loch-Strecke behandelt. Er ist gekennzeichnet durch die Schaffung des neuen, etwa durch die Mitte der Lochbänke führenden Fahrwassers bei gleichzeitiger Vertiefung der beiden bestehenden und eine Verminderung des an den Riffen konzentrierten Gefälles.

II. UNTERSUCHUNGEN ZUR AUSBILDUNG EINES SCHIFFAHRTSWEGES IN DEN FELSIGEN HALTUNGEN VON LAUFKRAFTSTUFEN MIT HILFE DES FERNGESTEUERTEN MODELLSCHIFFES — DARGESTELLT AM BEISPIEL FÜR DEN AUSBAU DES HOCHRHEINS BEI RHEINFELDEN.

Bei dem Entwurf zum Ausbau des Hochrheins als Schiffahrtsstraße wurde es notwendig, in felsigen unregelmäßigen Stromstrecken die Strömungsverhältnisse an wasserbaulichen Modellen und die Schiffahrtsbedingungen mit einem Modellschiff zu untersuchen.

Bei der Stromstrecke an und oberhalb der Brücke Rheinfelden wurden die von den felsigen Erosionsrinnen gebildeten Kolke aufgefüllt, die Ufer begradigt und hervorstehende Felsrippen entfernt. Trotz der Felsarbeiten mit allerdings beschränkter Aushubkubatur, einer zweckmäßigen Linienführung und dem größtmöglichen Ausgleich der Querströmungen ist die Bergfahrt nur mit Schiffen großer Leistung möglich.

Über die Untersuchungen mit Hilfe des ferngesteuerten Modellschiffes geben die Ausführungen der Herren Sektionschef H. Wyss, Bern, und Schiffbau-Ingenieur F. Bösch, Basel, weitere Auskunft.

Inhalt

Seite

I. Maßnahmen zur Regulierung von Flüssen. Erzielte Ergebnisse. Versuche und Berechnungen am Modell einschließlich der Probleme der ferngesteuerten Modellschiffe — dargestellt an Beispielen für den Ausbau des Rheins 121

1. Vorbemerkungen und Themenbegrenzung 121

2. Überblick über die Situation am Rhein 122

2.1 Notwendigkeit der Regulierung einzelner Abschnitte 122

2.2 Bauelemente und ihre Anwendung 122

3. Vorarbeiten (Messungen und hydraulische Berechnungen) 123

3.1 Sohlenaufnahmen 124

3.2 Wasserspiegel-Flächenaufnahmen 124

3.3 Strömungsmessungen 124

3.4 Schiffsbahnmessungen 126

3.5 Messung des Absinkens der Schiffe in Fahrt 126

3.6 Hydraulische Berechnungen 127

4. Für den Rhein von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführte Modelluntersuchungen 127

4.1 Niedrigwasserregulierung mit Buhnen 127

4.2 Stromverzweigung Neuwied 129

4.3 Kolke und Uferabflachungen in Krümmungen 131

4.31 Allgemeines 131

4.32 Rheinkrümmung bei Düsseldorf 132

4.33 Rheinkrümmung bei Speyer 134

4.4 Die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse der Binger-Loch-Strecke des Rheins 135

4.41 Die örtlichen Verhältnisse 135

4.42 Die Methoden der Modelluntersuchungen 136

4.421 Die Ausbildung des Modells 136

4.422 Der Einsatz ferngesteuerter Modellschiffe 136

4.43 Der Ausführungsvorschlag 140

II. Untersuchungen zur Ausbildung eines Schiffahrtsweges in den felsigen Haltungen von Laufkraftstufen mit Hilfe des ferngesteuerten Modellschiffes — dargestellt am Beispiel für den Ausbau des Hochrheins bei Rheinfelden 141

I. MASSNAHMEN ZUR REGULIERUNG VON FLÜSSEN. ERZIELTE ERGEBNISSE. VERSUCHE UND BERECHNUNGEN AM MODELL EINSCHLIESSLICH DER PROBLEME DER FERNGESTEUERTEN MODELLSCHIFFE — DARGESTELLT AN BEISPIELEN FÜR DEN AUSBAU DES RHEINS.

1. Vorbemerkungen und Themenbegrenzung

Der vorliegende Bericht behandelt in allgemeiner Fassung flußbauliche Maßnahmen, die in letzter Zeit anläßlich der Projektierungen zum Ausbau des Rheins zwischen Mannheim und St. Goar (Bild 1) und zur Verbesserung einiger für die Schiffahrt besonders ungünstiger Stromabschnitte Gegenstand umfangreicher Untersuchungen waren.

Der Ausbau ist vorgesehen, um den Strom als Wasserstraße den Anforderungen des gesteigerten und in seiner Struktur gewandelten Schiffsverkehrs anzupassen. Die im Bericht beschriebenen Baumaßnahmen und Modellversuche dienen ausschließlich der Verbesserung des Rheins als Wasserstraße. Die einzelnen Untersuchungen sind zwar

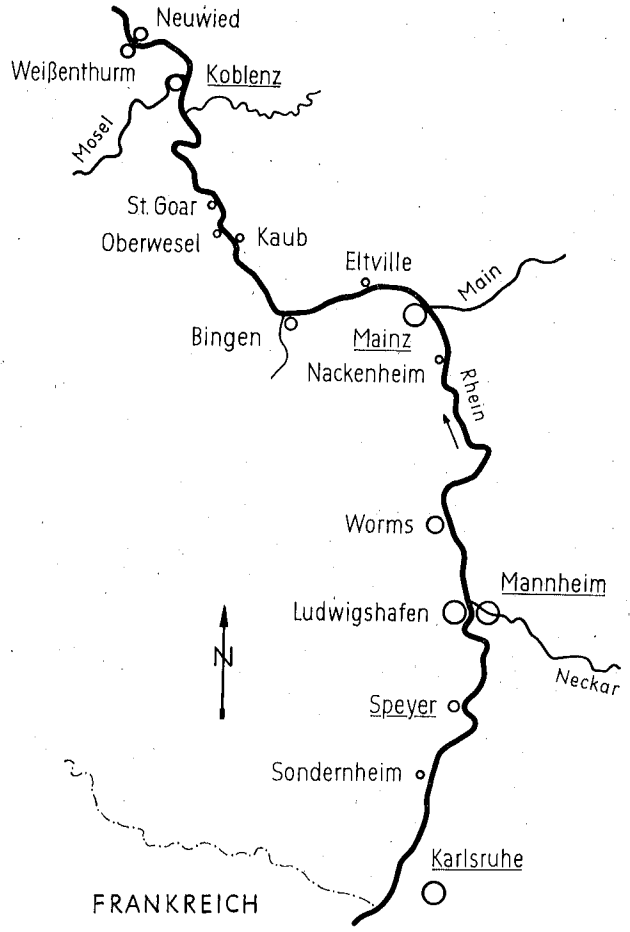


Bild 1
Lageskizze der Rheinstrecke Karlsruhe–Koblenz

auf die jeweilige Ausbaustrecke abgestimmt, den Ergebnissen kommt in den Schlußfolgerungen jedoch grundsätzlich Bedeutung zu, so daß sie auch für die Ausbauplanungen in anderen Stromabschnitten übernommen werden können.

2. Überblick über die Situation am Rhein

Im Anschluß an die umfangreichen Rheinkorrektionen des vorigen Jahrhunderts wurden am Oberrhein die nach Honsell und Spieß-Wittmann benannten Niedrigwasserregulierungen durchgeführt. Sie ergaben gemeinsam mit geringfügigen Nachregulierungen zwischen Mannheim und Bingen und dem unterhalb Bingen in der Felsenstrecke erfolgten Ausbau [1] [2] in den regulierten Stromabschnitten so gute Schiffahrtsverhältnisse, daß diese den Anforderungen der Schiffahrt viele Jahrzehnte genügten und erst seit dem vor wenigen Jahren eingetretenen sprunghaften Ansteigen der Verkehrsintensität auf dem Rhein verbesserungsbedürftig wurden [3] [4].

2.1 Notwendigkeit der Regulierung einzelner Abschnitte

Die Verkehrsleistung auf dem Rhein ist von etwa 75 Millionen Tonnen im Jahre 1936 auf rund 133 Millionen Tonnen im Jahre 1962 angestiegen. Dies ergab bei Bingen während der Niedrigwasserperiode im Herbst 1962 einen Schiffsdurchgang von durchschnittlich 508 Fahrzeugen je Tag. Die Grenze der Leistungsfähigkeit des Stromes als Verkehrsträger ist damit erreicht; ein Ausbau des Fahrwassers an seiner Engstelle ist notwendig geworden.

Die Leistungsfähigkeit des Rheins als Wasserstraße hängt vor allem von der Tiefe der Schiffahrtsrinne bei Niedrigwasser ab.

Als charakteristisches Niedrigwasser gilt am Rhein der amtlich festgelegte sogenannte Gleichwertige Wasserstand (GlW), der im Jahresdurchschnitt an 20 eisfreien Tagen erreicht bzw. unterschritten wird.

Bei St. Goar, an der unteren Grenze der untersuchten Ausbaustrecke, stoßen zwei Stromabschnitte verschiedener Leistungsfähigkeit aneinander. Während unterhalb St. Goar die Mindesttiefe der Schiffahrtsrinne 2,10 m unter GlW beträgt, besitzt das Fahrwasser oberhalb St. Goar bis zum Anschluß an die gleichzeitig für die Wasserkraftnutzung ausgebaute Oberrheinstrecke nur eine Mindesttiefe von 1,70 m unter GlW. Die um 40 cm geringere Fahrwassertiefe wirkt sich auf die Schiffahrt derart nachteilig aus, daß der Ausbau der Strecke oberhalb St. Goar auf ebenfalls 2,10 m unter GlW notwendig wird.

Neben der Vertiefung des Fahrwassers ist im Abschnitt Bingen—St. Goar die Verbesserung der Linienführung der Schiffahrtsrinne, die Beseitigung zahlreicher Felsbänke, der Ausbau des Fahrwassers an örtlichen Engstellen und das Abflachen starker Gefällstufen notwendig [4].

2.2 Bauelemente und ihre Anwendung

Als Bauelemente werden bei der geplanten Regulierung die üblichen Strombauwerke wie Buhnen, Leitwerke, Uferabflachungen und Trenndämme sowie Felssprengungen, Baggerungen und Sohlenanhebungen angewandt werden. Die Wahl der Bauelemente hängt ab von den Regulierungszielen und vom morphologischen Charakter der Regulierungsstrecken.

Es sind Maßnahmen in Stromstrecken mit bettbildendem Geschiebe und in Stromstrecken mit Felssohle, sowie Maßnahmen zur Behebung spezifisch örtlicher Schiffahrts-

behinderungen zu unterscheiden. Beispiele für die erstgemeinte Gruppe sind die im Modell untersuchten Stromstrecken bei Sondernheim, Neuwied, Speyer und Düsseldorf (Abschnitt 4).

Am etwa 6 km langen Stromabschnitt Oberwesel—St. Goar können Ausbaumaßnahmen, die für die gesamte Felsenstrecke charakteristisch sind, gezeigt werden (Bild 2). Im oberen Streckenteil ist zwischen den Felsgruppen des Tauberwerths und der Sieben Jungfrauen die Schiffahrtsrinne zu schmal, nicht genügend tief und von Klippen durch-

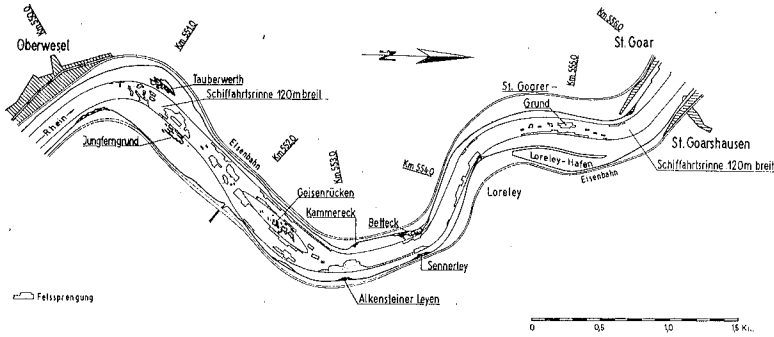


Bild 2
Lageskizze der Felsenstrecke Oberwesel–St. Goar

setzt. An beiden Seiten des mitten im Strom liegenden langgezogenen Felsens des Geisenrückens ist die Schiffahrtsrinne ebenfalls zu vertiefen und zu verbreitern. Unterhalb des Geisenrückens besitzt der schiffbare Rhein seine extremen Krümmungen und geringsten Breiten. Durch weit in den Strom reichende Felsbänke wird die Schiffahrt außergewöhnlich erschwert. Die vorgesehene Absprengung der Felsbänke führt zu einer Verbesserung der Linienführung des Fahrwassers und damit der Schiffahrtsbedingungen.

Zwischen Kammereck und St. Goarer Grund führen die genannten Gegebenheiten in Verbindung mit dem sehr geringen Gefälle häufig zu Eisversetzungen. Um ihnen zu begegnen, sind eine Vergrößerung des Gefälles durch den teilweisen Abbau der beim St. Goarer Grund vorhandenen Schwelle sowie die Sprengung weiterer, die Eisabführung behindernder Felsen vorgesehen.

Im Abschnitt 4.4 wird auf die Behebung spezifischer örtlicher Schiffahrtsschwierigkeiten, nämlich derjenigen der Binger-Loch-Strecke, eingegangen. Ähnlich schwierige Verhältnisse liegen auch im Wilden Gefähr bei Kaub und an der Nackenheimer Schwelle (Rheinkm 487) vor [4].

3. Vorarbeiten (Messungen und hydraulische Berechnungen)

Die Kenntnis der in der Natur vorgegebenen geodätischen und hydraulischen Größen sowie der nautischen Bedingungen ist Voraussetzung zur Durchführung der Modellversuche, zur Vornahme von hydraulischen Berechnungen und damit letzten Endes zur Regulierung der Stromstrecke als Wasserstraße. Da es sich um die Nachregulierung einer bereits ausgebauten, sehr verkehrsreichen Stromstrecke handelt, mußte versucht werden, die benötigten Größen möglichst exakt und umfassend zu ermitteln. Dies führte zur Verbesserung der üblichen sowie zur Entwicklung neuer Meßmethoden und Ermittlungsverfahren.

3.1 Sohlenaufnahmen

Für die Projektierungsarbeiten mußte ein Kartenwerk des Stromes im Maßstab 1 : 2000 geschaffen werden. Es enthält u. a. die auf GlW bezogenen Tiefenlinien der Stromsohle. Die Aufnahme der Stromsohle erfolgte mit Echo-Vermessungslot und Ortungstachygraph. Der kombinierte Einsatz dieser Geräte ermöglicht eine zügige und engmaschige Aufnahme des Stromgrundes [5]. Der Sohlenplan (Bild 3) bildet die Grundlage für den Modellbau.

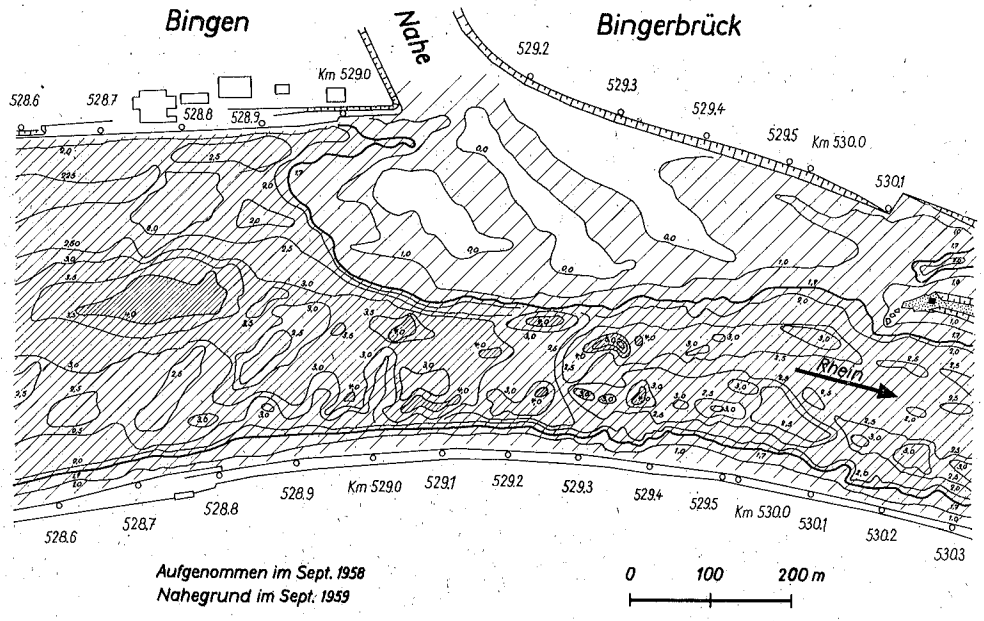


Bild 3
Sohlenplan des Rheines bei Bingen

Aus ihm werden auch die Stromquerschnitte für die hydraulischen Berechnungen entnommen. Er dient ferner der Einpassung der geplanten Strombauwerke und ihrer Massenermittlung.

3.2 Wasserspiegel-Flächenaufnahmen (Bild 4 u. 8)

Die üblichen Gefällebestimmungen aus Wasserspiegelnivellements entlang beider Ufer erwiesen sich als zu grob und unbefriedigend. Es wurden Nivellements mit schwimmender Latte durchgeführt. Eingesetzt waren ein automatisches Nivelliergerät zur Höhenmessung und der Ortungstachygraph zur Lagebestimmung der Latte [6]. Hierdurch konnte das örtliche Längs- und Quergefälle des Wasserspiegels lückenlos erfaßt werden.

3.3 Strömungsmessungen

Es wurden drei Aufnahmeverfahren entwickelt. Bei der ergiebigen aber teueren Messung mit Hubschrauber wurden über die ganze Strombreite verteilte Styroporplatten mit Triftkörpern der Strömung ausgesetzt und vom Hubschrauber aus in konstanten Zeitintervallen photographiert. Nach Entzerrung der Aufnahmen und Übertragung in den Lageplan ergab sich das Strömungsbild. Angewendet wurde das Verfahren bei den

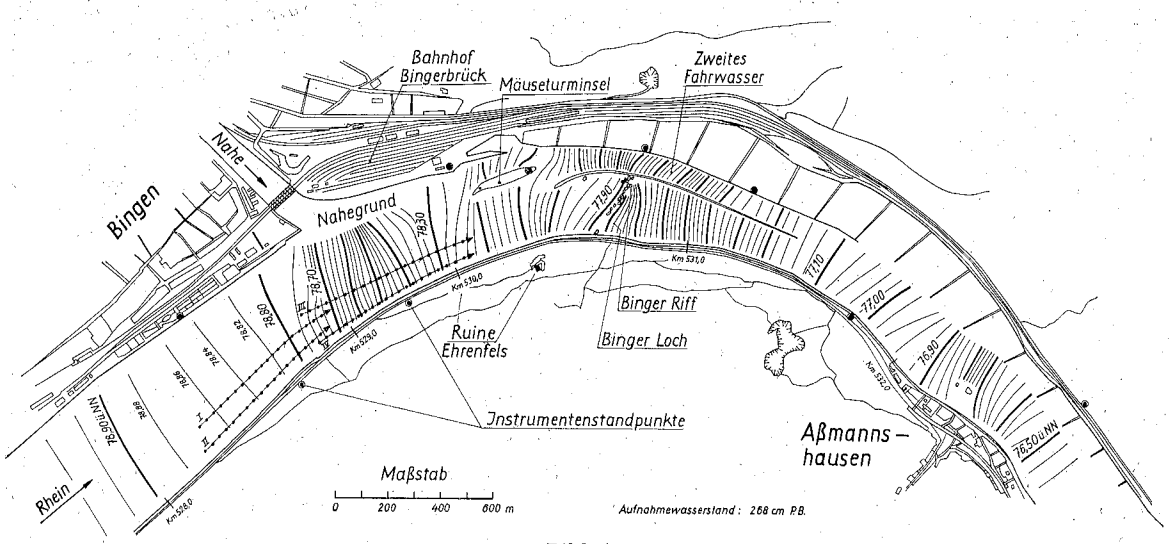


Bild 4
Die Wasserspiegelfläche des Rheines bei Bingen

Untersuchungen zum Ausbau der Stromspaltung Neuwied (Abschnitt 4.2). Aus der gemessenen Strömungsverzweigung ergibt sich die Lage der vorverlegten Inselspitze (Bild 5).

Ein weiteres Verfahren ist die Einmessung einzelner Schwimmkörper mit dem Ortungstachygraphen. Die Bahnen der Schwimmkörper ergeben den Strömungsverlauf [5].

Strömungsmessungen können auch mit dem unter 3.4 angegebenen photogrammetrischen Verfahren ausgeführt werden. Es werden dabei mehrere Schwimmer gleichzeitig photographiert und damit ihre Bahnen eingemessen.

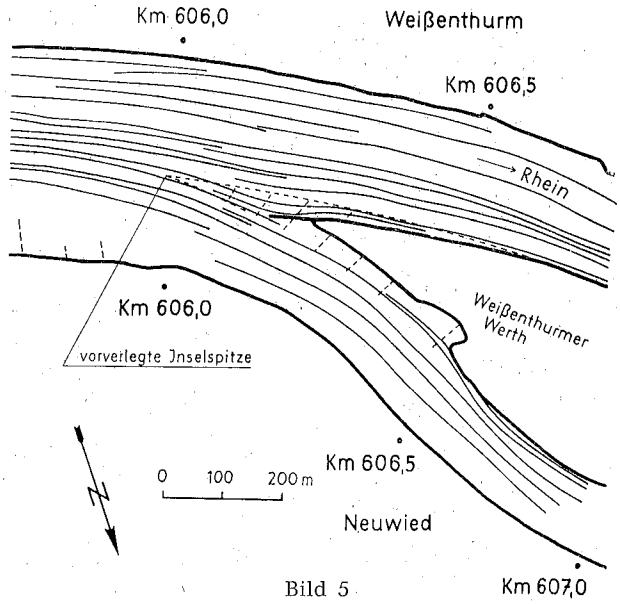


Bild 5
Ergebnis einer Strömungsmessung bei Neuwied

3.4 Schiffsbahnmessungen (Bild 6)

Wie in Abschnitt 4.4 dargestellt wird, sind in schwierig zu befahrenden Stromstrecken die nautischen Verhältnisse mitbestimmend für die Wahl der Regulierungsmaßnahmen. Um die Schiffahrtsbedingungen im Modell studieren zu können, wurden in der Natur photogrammetrische Schiffsbahnmessungen unter den verschiedensten Bedingungen durchgeführt. Zum Einsatz gelangten Kleinbildkameras, die mit einem winkelmessenden Nivellierinstrument gekoppelt waren [7].

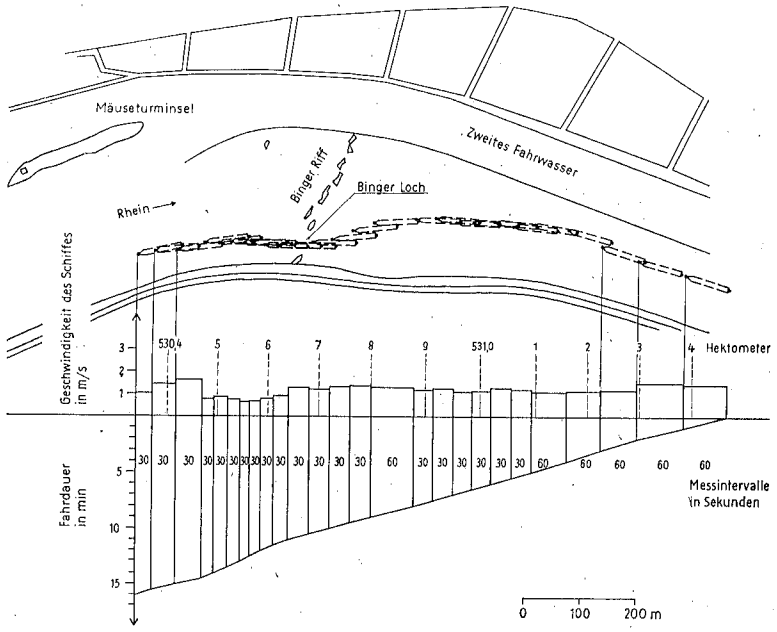


Bild 6
Bahn eines Bergfahrers durch das Binger Loch mit Darstellung der Schiffsgeschwindigkeit, der Fahrdauer und der Meßintervalle

3.5 Messung des Absinkens der Schiffe in Fahrt

Erfahrungsgemäß sinkt ein Schiff während der Fahrt tiefer ein als in Ruhe. Diese Erscheinung wurde auch bei den Modellschiffen (Abschnitt 4.4) beobachtet. Besonders beim Passieren des Binger Loches traten wegen der Enge der Durchfahrtsöffnung und der hohen Strömungsgeschwindigkeit extreme Werte auf. Am Binger Loch wurden daraufhin Messungen zur Erfassung der entsprechenden Naturwerte durchgeführt. Unterhalb des Binger Loches wurde, wenn das Schiff in Ruhe lag oder nur geringe Fahrt besaß, der Höhenunterschied vom Wasserspiegel zum Bug und Heck des Schiffes nivellitisch bestimmt. Anschließend wurden beim Durchfahren der Engstelle Bug und Heck erneut nivelliert und mit der Höhenlage des ungestörten örtlichen Wasserspiegels verglichen. Es ergaben sich Absenkungen bis etwa 25 cm. Dieses Mehreintauchen der Schiffe in Fahrt wurde bei der Festlegung der Sohlentiefe des ausgebauten Binger Loches im notwendigen Ausmaß berücksichtigt.

3.6 Hydraulische Berechnungen

Die Lage der projektierten Längswerke im Strom, die Länge der Buhnen, die Aufhöhung der Stromsohle und die sonstigen durch die Regulierung bedingten baulichen Veränderungen im Strombett waren durch hydraulische Berechnungen zu ermitteln und zu überprüfen. Hierbei wurde vorerst an Hand der in der Natur gemessenen Wasserspiegellinie, mit der aus Abflußmessungen bekannten Wasserführung und aus den Querschnitten des Sohlenplans durch Nachrechnung der Wasserspiegellinie der Geschwindigkeitsbeiwert des vorhandenen Stromzustandes ermittelt.

Nach Eintragen der Strombauwerke und der neuen Sohlenlage in die Stromquerschnitte erfolgte eine weitere Berechnung der Wasserspiegellinie. Die Einengung des Stromquerschnittes durch Buhnen oder Leitwerke und die Vertiefung der Stromsohle auf die für die Schiffahrt notwendige Regulierungstiefe sollen dabei so aufeinander abgestimmt werden, daß die neue Wasserspiegellinie, von Sonderfällen abgesehen, das gleiche durchschnittliche Gefälle besitzt wie die ursprüngliche Linie, da so der Strom am wenigsten in seinem Gleichgewicht gestört wird. Dabei sind örtliche Gefällbrüche möglichst zu vermeiden. Ergeben sich in den Wasserspiegellinien zu starke Differenzen, ist die Lage der Strombauwerke zu verbessern und die Berechnung erneut durchzuführen. Zu beachten ist, daß sich durch den Ausbau der Geschwindigkeitsbeiwert ändert. Hinweise auf Tendenz und Größe des neuen Geschwindigkeitsbeiwertes ergeben sich nach Einbau der Regulierungsbauwerke in das Modell aus dem Verlauf der Modell-Spiegellinien. Die hydraulischen Berechnungen wurden wegen ihres Umfanges mit elektronischen Rechenautomaten durchgeführt.

4. Für den Rhein von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführte Modelluntersuchungen

4.1 Niedrigwasserregulierung mit Buhnen (Sondernheimer Schwelle)

Als Beispiel einer Flußregulierung mit Buhnen wird der Modellversuch für die etwa 20 km nördlich von Karlsruhe liegende Rheinstrecke bei Sondernheim beschrieben. Die seinerzeitigen Honsellschen und Spieß-Wittmannschen Niedrigwasserregulierungen ließen bei Sondernheim eine etwa 4 km lange Stromstrecke ohne Ausbau. Hier hat sich die von der Schiffahrt bei geringer Wasserführung gefürchtete Sondernheimer Schwelle ausgebildet. Ihre Entwicklung zeigen die Stromsohlenaufnahmen aus den Jahren 1946, 1950, 1956 und 1960 (Bild 7). Die Tiefenlinienpläne lassen eine Verwilderung des nicht mit Buhnen verbauten Stromabschnittes erkennen. Der Querschnitt ist gegenüber den oberhalb und unterhalb liegenden regulierten Querschnitten zu groß. Infolge der Überbreite kommt es zu Geschiebeablagerungen und zur Bildung von Bänken und Mittelgründen, die sich von Jahr zu Jahr verschieben und die Schiffahrt empfindlich behindern.

Zur Untersuchung der Regulierungsmöglichkeiten wurden an einem im Maßstab 1 : 100 gebauten Modell Versuche mit fester und beweglicher Sohle durchgeführt. Als Regulierungsbauwerke wurden Buhnen verwendet, deren Köpfe vorerst auf der Höhe des GlW lagen. Am Modell mit fester Sohle mußten wegen der Offenhaltung des am linken Ufer liegenden Hafenbeckens mehrere Varianten der Buhnenanordnung untersucht werden. Es wurden jeweils die Wasserspiegellagen, die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen gemessen. Daraus ließen sich die Veränderungen der hydraulischen Belastungen in den einzelnen Querschnitten ermitteln und die Wirksamkeit der Buhnenanordnung hinsichtlich der Schaffung einer ausreichenden Fahrwasserrinne festhalten. Die günstigste Lösung aus den Versuchen am Modell mit fester Sohle wurde dann am Modell mit beweglicher Sohle überprüft. Zuvor mußte jedoch die Naturähnlichkeit der beweglichen

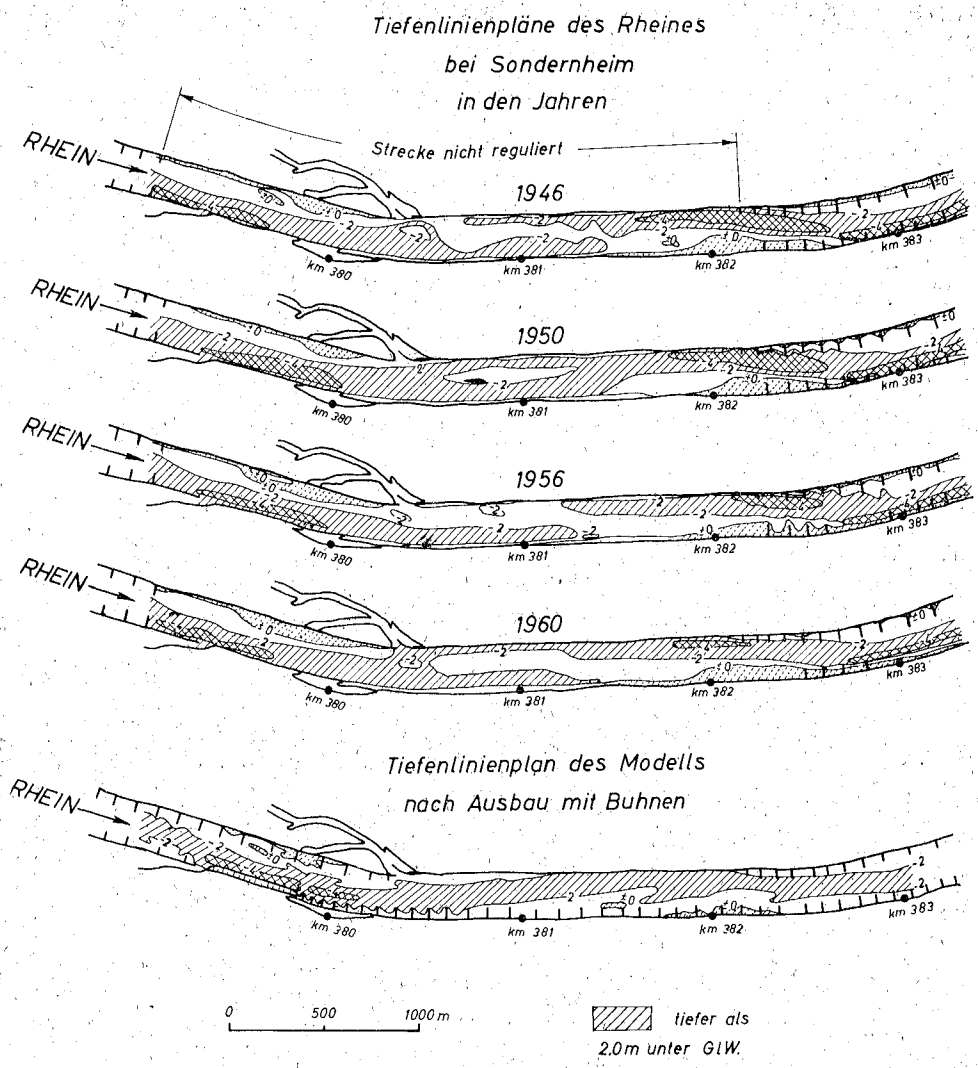


Bild 7

Tiefenlinienpläne des Rheines bei Sondernheim in den Jahren 1946, 1950, 1956 und 1960 und Tiefenlinienplan des Modells nach Ausbau mit Buhnen. Tiefenlinien bezogen auf GlW.

Sohle nachgewiesen werden. Dies gelang nach Einrichtversuchen sehr gut. Es bildete sich im Modell immer wieder die Schwelle. Die sich dabei ergebenden Sohlenpläne hatten große Ähnlichkeit mit den Naturtiefenlinienplänen. Nach Durchführung mehrerer Versuchsreihen und Erhöhung einiger Buhnen erwies sich die in der untersten Darstellung des Bildes 9 wiedergegebene Buhnenanordnung als die wirksamste. Der eingezeichnete Modelltiefenlinienplan läßt ein genügend tiefes und breites Fahrwasser erkennen; die Schwelle ist abgetragen.

Um ein sicheres Ergebnis zu erhalten, wurden die Modellversuche mit beweglicher Sohle stets mehrfach durchgeführt. Die dabei zu beobachtenden Streuungen waren verhältnismäßig gering.

4.2 Stromverzweigung Neuwied

Unterhalb Koblenz bietet die Rheinstrecke bei Neuwied das typische Beispiel einer Stromverzweigung. Das Weißenthurmer Werth teilt den Strom in zwei Arme, an denen Verladeanlagen mit beträchtlichem Umschlag liegen. Diese Anlagen und der rege durchgehende Schiffsverkehr zwingen zur Erhaltung der Schiffbarkeit beider Arme.

Der Lageplan (Bild 8) läßt die Überbreiten vor der Insel und die Fehltiefen im Fahrwasser am Eingang zu beiden Stromarmen erkennen.

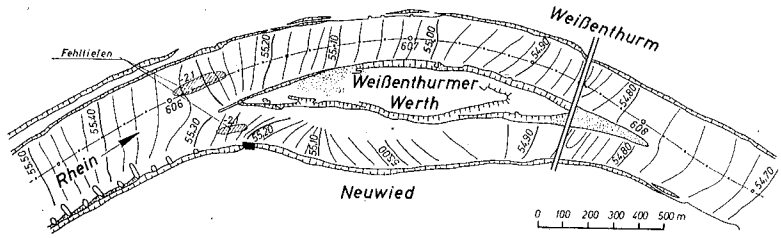


Bild 8
Wasserspiegelfläche des Rheines bei Neuwied bei einem Pegelstand von 2,45 m am Pegel Andernach. Wasserspiegelhöhenlinie bezogen auf NN.

An einem Modell im Maßstab 1 : 100 wurden zuerst mit fester, dann mit beweglicher Sohle die Regulierungsmöglichkeiten untersucht. Das Modell war so eingerichtet, daß die Abflußmengen der beiden Stromarme getrennt und direkt gemessen werden konnten. Messungen in der Natur und im Modell ergaben übereinstimmend, daß von der Gesamtmenge 60 % durch den linken, 40 % durch den rechten Arm abgeführt werden.

Die Eigenart des Strömungsvorganges in der Stromspaltung läßt sich gut aus der in Bild 8 dargestellten Wasserspiegelfläche des Rheins entnehmen. Die Linien gleicher Wasserspiegelhöhen zeigen vor der Inselspitze die aufstauende Wirkung der Insel. Am Eingang zum rechten Stromarm ist ein ausgeprägtes, nach rechts fallendes Quergefälle zu erkennen, das für die Geschiebeverteilung in der Stromspaltung von Bedeutung ist. Im letzten Drittel des rechten Stromarmes ist das Gefälle z. T. sehr gering. Das Gefälle des linken Stromarmes ist wesentlich gleichmäßiger. Am Ende der Insel besteht noch eine geringe Wasserspiegeldifferenz.

Im Verlauf der Untersuchungen wurde zunächst versucht, die aufgetretenen Fehltiefen durch eine Änderung der Abflußmengenverteilung zu beseitigen. Dazu wurde die Trennbuhne an der Inselspitze verlängert und in ihrer Lage verändert. Die Messung der Abflußmengen in den beiden Armen ergab aber jeweils nur geringe Verschiebungen der Wassermengenverteilung. Die Erhöhung der Geschwindigkeiten im Bereich der Fehltiefen war nur gering. Der starke Gefällsbruch am Eingang zum rechten Stromarm blieb bestehen. Um ihn zu beseitigen, wurde der rechte Stromarm mit Buhnen ausgebaut. Die damit erreichte Abflußmengenverlagerung vom rechten zum linken Arm war nicht ausreichend, um die Fehltiefen des linken Armes zu beseitigen. Es ergab sich nunmehr die Notwendigkeit, die Inselspitze nach oberstrom vorzuziehen und mit Buhnen oder einem Leitwerk auf Höhe des MW auszubauen. Dadurch wurde im Bereich der Inselspitze der Abflußquerschnitt verengt und die Geschwindigkeit erhöht. Die Wassermengenverteilung wurde gegenüber dem ursprünglichen Zustand nur geringfügig geändert. Das Vorziehen der Inselspitze wurde bei den Versuchen am Modell mit fester Sohle in mehreren Formen durchgeführt. Es zeigte sich, daß eine ausreichende Wirkung nicht

eintrat, wenn die Inselspitze zu wenig nach oberstrom vorgeschoben wurde. Die Trennung der Abflußmengen auf die beiden Stromarme mußte schon in dem Bereich erfolgen, in dem der Strom infolge der Stromspaltung noch nicht wesentlich erweitert ist. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß der Ausbau oder das Vorschieben der Inselspitze durch ein Leitwerk sich von dem Ausbau mit Buhnen nur wenig unterscheidet. Der Strömungsverlauf in der Nähe der neuen Inselspitze ist bei einem Leitwerk gleichmäßiger und daher für die Schiffahrt günstiger als bei den Buhnen. Es lag daher nahe, beide Bauarten miteinander zu kombinieren und für die Seite mit dem stärksten Schiffsverkehr ein Leitwerk zu wählen.

Um den Verlauf des Geschiebetriebes in der Stromspaltung zu überprüfen, und um die Wirkung der einzelnen Ausbauarten auf die Stromsohle feststellen zu können, wurde das Modell mit einer beweglichen Sohle ausgestattet. Als Modellgeschiebe wurde Braunkohlengrus verwendet. Die Abflußganglinie des Modells war einer charakteristischen Ganglinie der Natur aus dem letzten Jahrzehnt nachgebildet. Die Untersuchung des bestehenden Zustandes ohne Einbauten am Modell mit beweglicher Sohle ergab die fast naturähnliche Nachbildung der Fehltiefen am Eingang zum linken Stromarm. Der rechte Stromarm zeigte dagegen starke Verlandungen, die mit den Sohlenaufnahmen der letzten Jahre zunächst nicht übereinstimmten. Eine Überprüfung der Baggerungen in der Natur ergab, daß in diesem Stromarm in der Vergangenheit immer wieder beträchtliche Mengen gebaggert worden waren. Bei allen Versuchen im bestehenden Zustand erhielt der rechte Stromarm prozentual immer mehr Geschiebe als er der Abflußmengenverteilung nach haben sollte. Dies zeigten die am Modellende gemessenen Geschiebeabgänge und aufgelaufenen Verlandungen. Das starke Eintreiben von Geschiebe in den rechten Arm war schon bei den Versuchen am Modell mit fester Sohle festgestellt worden. Einmal liegt die Stromspaltung in einer, wenn auch leichten Krümmung, bei der eine Erhöhung der Geschiebekonzentration zum Innenufer hin auftritt. Zum anderen ist das Quergefälle am Beginn der Stromspaltung nach rechts verstärkt (Bild 8), so daß sich hier eine Spiralströmung mit einer nach rechts wirkenden Sohlenströmung einstellt, die mehr Geschiebe in den rechten Stromarm zieht, als es den Breiten- und Abflußverhältnissen dieses Armes entspricht. Die Erhöhung des Längsgefälles am Eingang des rechten Armes, wie sie aus der Wasserspiegelflächenaufnahme in der Natur zu erkennen ist, verstärkt diesen Effekt.

Für die weiteren Versuche am Modell mit beweglicher Sohle wurden die beim Modell mit fester Sohle gefundenen günstigsten Bauformen verwendet. Dabei zeigte sich, daß die Fehltiefen im linken Stromarm durch die Vorverlegung der Inselspitze beseitigt wurden. Die Vorverlegung wurde durch den Bau eines MW-Leitwerkes, kombiniert mit gleich hohen Buhnen, erzielt.

Um im rechten Stromarm Verlandung zu vermeiden und seine volle Schiffbarkeit zu erreichen, wurde dieser Arm mit Buhnen reguliert. Die Buhnenhöhe entsprach dem Mittelwasser (MW). Sie wurden so gelegt, daß eine Fahrwasserbreite von 90 m vorhanden war. Danach ergab sich das in Bild 9 dargestellte Ausbausystem, das zur Ausführung vorgeschlagen wurde.

Mit der vorgeschlagenen Anordnung und Höhe der Bauwerke stellte sich bei den Modellversuchen mit beweglicher Sohle in beiden Stromarmen ein nach Breite und Tiefe ausreichendes Fahrwasser ein. In einer weiteren Versuchsreihe wurden, bei gleicher Grundrißordnung, die Bauwerke auf die Höhe des GlW, das ist um etwa 170 cm tiefer, gelegt. Durch diese Maßnahme wurde die Wirkung der Regulierung sehr stark abgeschwächt. Die Fehltiefen wurden nur etwa zur Hälfte beseitigt, während im rechten Arm wiederum Verlandungen auftraten. Ein Niedrigerlegen der Bauwerke war danach nicht zu empfehlen.

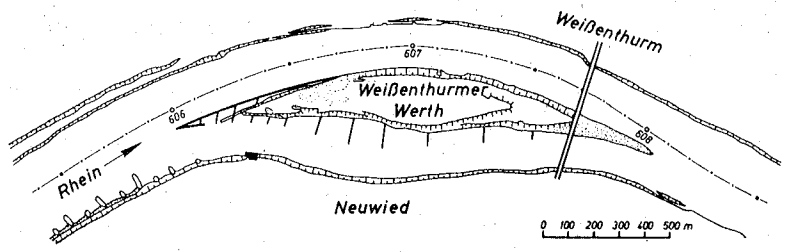


Bild 9
Ausführungsvorschlag zur Regulierung der Stromspaltung Neuwied: Vor der Inselspitze ist ein Längswerk angeordnet. Die Überbreiten sind durch Buhnen eingeschränkt.

Die Modellversuche für die Rheinstrecke Neuwied-Weißenthurm haben gezeigt, daß man bei der Regulierung von Stromspaltungen in geschiebeführenden Flüssen in jedem Arm die Geschiebeleistung mit der Abflußleistung in Übereinstimmung bringen muß. Wird dies nicht erreicht, dann geht der geschiebeüberlastete Arm in seiner Abflußleistung immer mehr zurück und verlandet, wenn keine Baggerungen durchgeführt werden.

4.3 Kolke und Uferabflachungen in Krümmungen

4.31 Allgemeines

Bereitstellung und Erhaltung eines ausreichenden Fahrwassers in Flußkrümmungen bieten flußbaulich und schiffahrtsmäßig immer gewisse Schwierigkeiten und erfordern einen beträchtlichen Arbeits- und Kostenaufwand.

Für die Betrachtung der Fahrwasserverhältnisse in einer Flußkrümmung ist es zunächst erforderlich, sich die Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken zu vergegenwärtigen. Um den Wasserteilchen, die durch eine Krümmung fließen, die notwendige Richtungsänderung zu geben, ist eine Querkraft erforderlich, die durch Quergefälle erzeugt wird. Dieses Quergefälle nimmt vom Krümmungsanfang vom Wert Null bis etwa zum Krümmungsscheitel zu, um dann bis zum Krümmungsende wieder auf Null abzunehmen. Dadurch entsteht an der Krümmungsaußenseite vom Bogenanfang bis zum Bogenscheitel ein Bereich mit verzögertem Abfluß und vom Bogenscheitel bis zum Bogenende ein Bereich mit beschleunigtem Abfluß. Andererseits ergibt sich an der Bogeninnenseite vom Bogenanfang bis zum Bogenscheitel eine Beschleunigungsstrecke, vom Bogenscheitel bis zum Bogenende eine Verzögerungsstrecke.

Der Verlauf des Wasserspiegels in der Querrinne ist wie bekannt nach oben gekrümmt. Das örtliche Quergefälle stellt sich dabei nach der mittleren Geschwindigkeit in der jeweiligen Lotrechten ein. Da die Geschwindigkeit an der Oberfläche größer ist als die mittlere Geschwindigkeit, ist für die Oberflächenteilchen das sich einstellende Quergefälle zu gering. Sie werden durch das Quergefälle nicht genügend umgelenkt und streben nach außen. Umgekehrt ist für die langsameren sohlennahen Teilchen das Quergefälle zu groß, so daß sie nach der Innenseite der Krümmung abgedrängt werden. Das Quergefälle und die verschiedenen Geschwindigkeiten an Oberfläche und Sohle bedingen ein Verwinden der Strömung, die sogenannte Spiralströmung [9].

Gelangt nun ein über den Querschnitt gleichmäßig verteilter Geschiebetrieb in eine Krümmung, so wird das Geschiebe durch die nach innen gerichtete Sohlenströmung nach dem Innenufer geführt und dort in die vom Bogenscheitel bis zum Bogenende reichende Verzögerungsstrecke gebracht. Dort bleibt es dann in Form von Kiesbänken liegen,

die zum Teil bis in die Strommitte hineinreichen und den Abflußquerschnitt und das Fahrwasser einengen. Die nach innen gerichtete Sohlenströmung bewirkt aber auch, daß die Krümmungsaußenseite je nach der Stärke der Krümmung und des Geschiebetriebes mehr oder weniger vom laufenden Geschiebe entblößt wird und somit der Erosionsarbeit des Stromes direkt ausgesetzt ist. Die Erosion durch die Spiralströmung wird noch vermehrt durch die Querschnittsverminderung als Folge der am Innenufer liegenden Geschiebebänke. Das führt zu den meist etwas abwärts des Bogenscheitels liegenden tiefen Kolken. Der Abflußquerschnitt nimmt an Tiefe zu und an Breite ab. Die Geschiebebänke leiten den Strom immer mehr nach außen. Er greift das Außenufer an. Wird ihm dort kein Widerstand entgegengesetzt, so stellt sich eine Mäanderbildung ein, wie wir sie an vielen nicht regulierten Flüssen beobachten können.

Die den einseitigen Geschiebetrieb in Krümmungen verursachende Spiralströmung beruht auf der Schrägstellung des Wasserspiegels und auf der ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung in der Lotrechten. Die Geschwindigkeitsverteilung ist praktisch nicht beeinflußbar. Die Schrägstellung kann nur durch die Vergrößerung des Krümmungshalbmessers verringert werden. Größere Veränderungen des Grundrisses eines Flußlaufes sind aber bei der heutigen dichten Besiedlung selten möglich. Die Spiralströmung selbst kann also nicht wesentlich verändert werden. Bei Maßnahmen zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse in Krümmungen muß man also in erster Linie versuchen, die Tiefenerosion in der Kolkstrecke zu verhindern und den Strom durch einen Kolkverbau zu einer Breitenerosion zu zwingen. Hierfür können zwei Beispiele angeführt werden.

4.32 Rheinkrümmung bei Düsseldorf

In der scharfen S-Schleife bei Düsseldorf hatten sich am linken Ufer bei Heerdt-Oberkassel und am rechten Ufer bei Düsseldorf die tiefsten Kolke des Niederrheins ausgebildet. Zugleich war die Breite der Schiffahrtsrinne, eingeengt durch Umschlagsverkehr im Bereich der Krümmungen, zu gering (Bild 10).

Am Modell mit fester und beweglicher Sohle (Maßstab 1 : 150) wurde zunächst versucht, die Kolke mit Grundschwellen zu verbauen. Es wurden dabei sowohl gerade als auch

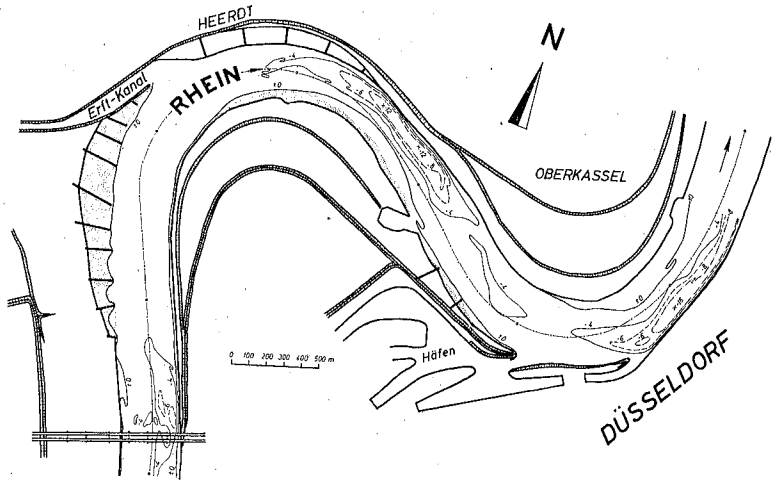


Bild 10
Sohlenplan der Stromkrümmung bei Düsseldorf aus dem Jahre 1949.
Tiefenlinien bezogen auf GlW.

gekrümmte Grundschwellen mit verschiedener Höhenlage verwendet. Die gekrümmten Grundschwellen verliefen im Grundriß in einem leichten konkaven Bogen von der Innenseite der Krümmung zur Außenseite. Durch die Versuche am Modell mit beweglicher Sohle konnte festgestellt werden, daß tiefliegende Grundschwellen nur eine sehr geringe Wirkung haben. Erst wenn die Grundschwellen eine Höhe von GlW = 3,0 m erreichten, wurde die Bank am Innenufer abgetrieben und damit das Fahrwasser verbreitert. So hohe Grundschwellen ergaben aber merkbare Wasserspiegelabsenkungen und Erhöhungen der Fließgeschwindigkeit über der Grundschwellenkrone, die der Schiffahrt beim Überfahren durch wechselnde Trossenkräfte Schwierigkeiten bereiten.

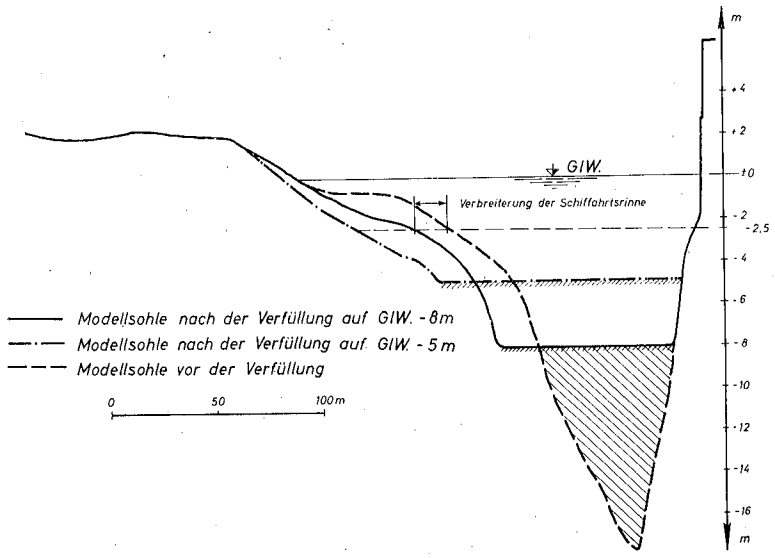


Bild 11
Querprofile im Modell. Rhein-km 743,9.

Die Grundschwellenfelder sind nicht verlandet. Es konnte nachgewiesen werden, daß sie nur wenig oder fast kein Geschiebe zugeführt bekommen und damit auch nicht verlanden können. Die Grundschwellen mit geraden und gekrümmten Grundriß hatten also keinen Erfolg. Es wurden nunmehr im Modell die Kolke verfüllt und mit einer Schicht schwerer Steine abgedeckt. Die Höhenlage der Abdeckung war einmal GlW −8,0 m und bei einem weiteren Versuch GlW −5,0 m. Der Erfolg dieser Maßnahme ist aus der Veränderung des charakteristischen Querprofiles des Düsseldorfer Kolkes (Bild 11) bei Vergleichsversuchen zu erkennen.

Bei der Verfüllung des Kolkes auf GlW −5,0 m wurde die Bank am Innenufer (linke Seite) stark angegriffen und abgetrieben. Es ergab sich eine kräftige Verbreiterung des Fahrwasser. Die Verfüllung des Kolkes auf GlW −8,0 m brachte ebenfalls eine Verbreiterung des Niedrigwasserprofils, jedoch war die Wirkung hier geringer. Ein ähnliches Bild zeigten auch die Querprofile des Kolkes bei Heerdt-Oberkassel. In einer Reihe von aufeinanderfolgenden Dauerversuchen wurde die Wirkung der Kolkverfüllung noch näher untersucht. Dabei ergab es sich, daß sich am inneren Rand der Kolkabdeckung eine Erosionsrinne einstellt, wenn die Abdeckung nicht weit genug zur inneren Bank hin reichte. Bildete sich eine solche Rinne aus, so vergrößerte sich wieder die Bank am Innenufer. Die Versuche wurden im Modell unter extremen Bedingungen bis zur Zerstörung der Sohle fortgeführt.

Nach diesem Modellergebnis wurden die beiden Kolke der Düsseldorfer Rheinkrümmung in der Natur verfüllt und mit grobem Kies abgedeckt. Die Abdeckung lag am Anfang und am Ende des Kolkes auf etwa GlW −5,0 m, in der Mitte auf GlW −8,0 m. Den Erfolg des Kolkverbaues in der Natur zeigt das Querprofil des Rheines bei Düsseldorf vor und nach der Kolkverfüllung (Bild 12). Hier hat sich in ähnlicher Weise wie im Modell eine Verbreiterung des Niedrigwasserprofils und damit eine Fahrwasserverbesserung ergeben. Die Kolkverfüllung wurde mit grobem Kies von durchschnittlichem Durchmesser von 8 bis 15 mm bei einer Schichtstärke von etwa 1 m abgedeckt. Die

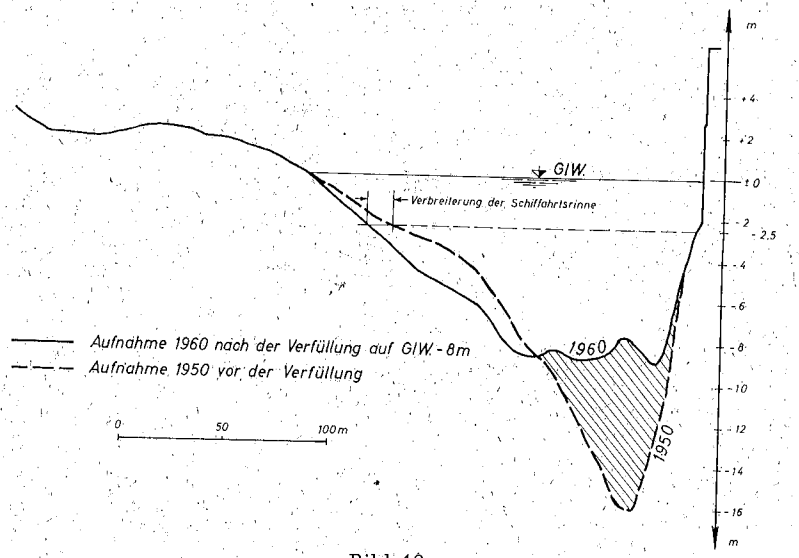


Bild 12
Querprofile in der Natur. Rhein-km 743,9.

Abdeckschicht hat sich seit ihrer Herstellung im Jahre 1954 trotz einer Reihe schwerer Hochwässer sehr gut gehalten, wie laufende Nachpeilungen ergeben haben. Die Tendenz zum Entstehen einer Erosionsrinne wurde auch in der Natur festgestellt. Ihr wurde durch eine Erweiterung der Abdeckung erfolgreich begegnet.

4.33 Rheinkrümmung bei Speyer

Ähnlich der Rheinschleife bei Düsseldorf verhält sich die große S-Krümmung des Rheines bei Speyer. Auch hier hatten sich vor dem Außenufer tiefe Kolke und am Innenufer das Fahrwasser verengende Kiesbänke gebildet. Bild 13 zeigt die nördliche, schärfere Stromkrümmung der Schleife.

Die Linienführung des Außenufers wies oberhalb der Einmündung des Speyerbaches eine Einbuchtung auf. Dadurch wurde der Krümmungskolk noch mehr vertieft. Das Außenufer war in diesem Bereich steil und war mehrfach unterspült. In die Bank am Innenufer mußte für die Anlegestelle einer Flußfähre ein Einschnitt gebaggert werden. Das enge und unübersichtliche Fahrwasser führte bei dem starken Schiffsverkehr auf dieser Strecke öfters zu Kollisionen. Auch diese Rheinkrümmung wurde im Modell mit dem Maßstab 1 : 150 mit fester und beweglicher Sohle untersucht. Im Gegensatz zu der Rheinkrümmung bei Düsseldorf, bei der sich in der scharfen zweiten Krümmung am Außenufer Kaianlagen befinden, konnte bei der Speyerer Krümmung das steile Außenufer abgeflacht werden. Gleichzeitig wurde oberhalb der Mündung des Speyerbaches

das Ufer vorgeschoben und die Linienführung des Ufers durch Ausrunden verbessert. Diese beiden Maßnahmen brachten bei den Modellversuchen mit beweglicher Sohle eine Verringerung des unter GlW −4,0 m liegenden Kolkvolumens im Bereich von Rhein-km 399,5 bis 401,0 von 7,5 %. Im eigentlichen Kolkbereich von km 400,0 bis 400,5 ermäßigte sich das Kolkvolumen um 17 %, während das Volumen der Bank über GlW −4,0 m am Innenufer um 11,5 % kleiner wurde. Dabei wurde gleichzeitig die Fahrwasserbreite vergrößert. Wurde dazu der Kolk auf einer Höhe von GlW −4,0m verfüllt und mit schweren Steinen abgedeckt, so ergab sich eine Verringerung des Bankvolumens

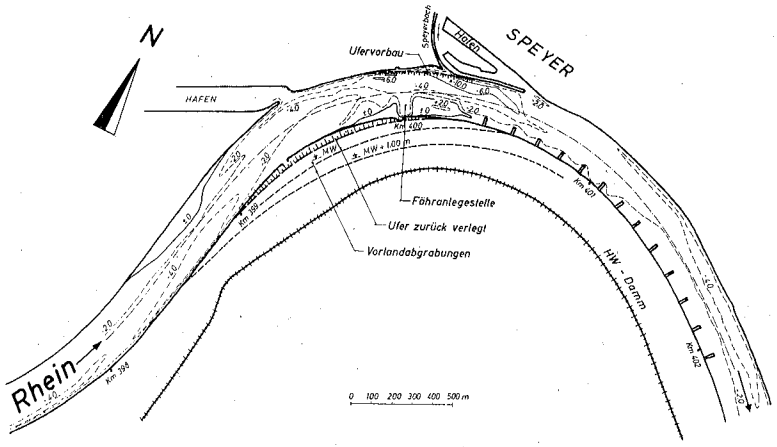


Bild 13
Sohlenplan der Stromkrümmung bei Speyer aus dem Jahre 1950
Tiefenlinien bezogen auf GlW.

um 29 % bei einer gleichzeitigen Verbreiterung des Fahrwassers um rd. 70 m im kritischen Querschnitt. Weitere Verbesserungen konnten dadurch erreicht werden, daß das Innenufer etwas zurückgenommen wurde und auf dem inneren Vorland eine zweistufige Vorlandabgrabung vorgenommen wurde. Die erste Stufe der Abgrabung lag auf MW und die zweite auf MW + 1,0 m. Dadurch wurde für höhere, die Stromsohle umbildende Abflußmengen, eine günstigere Krümmungsdurchströmung geschaffen. Die Folge war eine weitere Verringerung der Bank am Innenufer und — wenn die Versuche ohne Verfüllung des Kolkes durchgeführt wurden — auch eine Verringerung des Kolkes, die bis zu 38 % betrug.

4.4 Die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse der Binger-Loch-Strecke des Rheines

4.41 Die örtlichen Verhältnisse

Wenig unterhalb von Bingen durchquert, ursprünglich ohne Unterbrechung von einem Ufer zum anderen reichend, bei Strom-km 530,7 ein Quarzitriff den Rhein und bildet gleichsam ein von der Natur geschaffenes Wehr. Aus ihm wurden, vorwiegend im vorigen Jahrhundert [10], zwei Schiffahrtsöffnungen herausgesprengt, nämlich das sogenannte „Binger Loch" am rechten und das „Zweite Fahrwasser" am linken Ufer. Das letztere wurde durch einen rd. 1 km langen Trenndamm gegen den Hauptstrom begrenzt.

Der Schiffahrt entstehen in dieser Strecke folgende Hauptschwierigkeiten:

1. Die extreme Enge der beiden Schiffahrtswege mit etwa 30 m Breite im Binger Loch und etwa 60 m im 2. Fahrwasser.

2. Die starke Krümmung der bei der Mäuseturminsel gelegenen Einfahrt in das 2. Fahrwasser, die hier ein Überholen oder Begegnen der Schiffe nicht zuläßt.
3. Das große örtliche Wasserspiegelgefälle mit entsprechend hohen Strömungsgeschwindigkeiten. Sie zwingen einen großen Teil der Bergfahrer, zusätzlich Vorspannboote in Anspruch zu nehmen und geben zu Verzögerungen der Bergfahrt Anlaß.
4. Die geringe Fahrwassermindesttiefe von etwa 1,70 m unter den Gleichwertigen Wasserstand (GlW = 1,00 m am Pegel Bingen). Sie gestattet es etwa während der Hälfte des Jahres nicht, die Schiffe voll abzuladen.

Die Binger-Loch-Strecke ist zudem die unfallreichste Stelle aller deutschen Binnenwasserstraßen.

Das genannte, auch als „Lochbänke" bezeichnete Felsenriff, ferner die sich vor der Nahemündung bis über die Strommitte vorschiebende Untiefe des Nahegrundes, die Mäuseturminsel mit ihren vorgelagerten Riffen, das Trennwerk des 2. Fahrwassers sowie verschiedene kleinere Riffgruppen lassen die Strömungsverhältnisse so unübersichtlich werden, daß eine verläßliche theoretische Voraussage der Auswirkungen von projektierten Baumaßnahmen auf die Strömungs- und Schiffahrtsverhältnisse hier nicht möglich ist.

Die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes hat daher die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe mit der Durchführung von Modelluntersuchungen über die zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse erforderlichen Baumaßnahmen beauftragt.

4.42 Die Methoden der Modelluntersuchungen

4.421 Die Ausbildung des Modells

Das rd. 100 m lange Modell wurde unverzerrt im Maßstab 1 : 66⅔ errichtet. Es umfaßt den Stromabschnitt zwischen Rhein-km 525,8 (oberhalb von Rüdesheim) und 532,6 (bei Aßmannshausen). Im Hinblick auf den im maßgebenden Teil in der Natur auftretenden Felsuntergrund konnte man sich auf eine feste Modellsohle beschränken.

Grundlage für den Modellaufbau waren die in Lageplänen im Maßstab 1 : 2000 kartierten, auf GlW bezogenen Tiefenlinien, welche die Ergebnisse der im Abschnitt 2.1 behandelten Echopeilungen enthalten. Die Tiefenlinien wurden im Modell als verschieden hohe Zinkblechstreifen auf einem Betonzwischenboden, der mit dem Gefälle des GlW versehen war, vom Koordinatennetz aus plangerecht verlegt. Hierauf wurde die Betonsohle zwischen den Zinkblechstreifen aufgebracht.

Um für die sich bei bestimmten Durchflüssen ergebenden Wasserspiegellagen eine Analogie zwischen Natur und Modell zu erreichen, wurde die Sohle des letzteren durch das Aufkleben von Steinchen mit einer künstlichen Rauhigkeit versehen. Die in der Natur auftretenden Wasserspiegellagen waren hierbei aus den unter Ziffer 3.2 beschriebenen Wasserspiegel-Flächennivellements bekannt.

4.422 Der Einsatz ferngesteuerter Modellschiffe

Da der Ausbau der Binger-Loch-Strecke im Interesse der Schiffahrt erfolgt, spielt neben den Wasserspiegellagen die Frage der Auswirkungen der geplanten Baumaßnahmen auf das fahrende Schiff die entscheidende Rolle.

Für die Beurteilung der nautischen Verhältnisse sind die im Modell gemessenen hydraulischen Größen, also Wasserstand, Durchflußverteilung, Strömungsverlauf und Geschwindigkeit, allein noch kein ausreichendes Kriterium.

Der Gesamtwiderstand eines fahrenden Schiffes wird in Abhängigkeit von seiner Geschwindigkeit bekanntlich nicht nur durch seine Form und seine Oberflächenrauhigkeit bestimmt, sondern es gehen bei der Fahrt in begrenztem und bewegtem Wasser daneben bedeutende Einflüsse auf den Gesamtwiderstand von der Gestalt der Fahrwasserstraße und vom Verlauf der Strömung aus. Je flacher und enger das Fahrwasser wird, desto stärker wächst der Schiffswiderstand an, zumindest in dem für den Güterverkehr auf dem Rhein praktisch in Frage kommenden Geschwindigkeitsbereich mit einer Froudeschen Tiefenzahl

$$Fr_t = \frac{v}{\sqrt{g \cdot t}} < 1 \quad (t = \text{Wassertiefe, } v = \text{Schiffsgeschwindigkeit}).$$

Er wird auch von Unebenheiten des Gerinnebodens beeinflußt. Bei der Überwindung kurzer Stromschnellen wirkt sich ferner neben der Größe der Gegenströmung und dem zu überwindenden Wasserspiegelgefälle auch die in der Anfahrtstrecke gewonnene kinetische Energie des Schiffes, sein Schwung, entscheidend aus.

Bei der Vielzahl dieser gleichzeitig wirkenden und sich nach unterschiedlichen mathematischen Funktionen ändernden Einzeleinflüsse ist es praktisch kaum erreichbar, sie aus geometrischen und hydromechanischen Einzelwerten, deren genaue Messung über weite Strecken hinweg im Modell zudem mit außerordentlich großem Aufwand verknüpft wäre, verläßlich vorauszuberechnen, zumal wenn sich, wie es in der Binger-Loch-Strecke der Fall ist, diese Werte innerhalb kurzer Abschnitte des Schiffskurses stark ändern.

Im Gegensatz zu den Problemen des Schiffsbaues, wo für die Formgebung des Schiffskörpers, der Propeller usw. die Kenntnis der einzelnen Anteile des Gesamtwiderstandes von großer Bedeutung sein kann, ist deren Ermittlung an sich bei den meisten Aufgabenstellungen des Flußbaues gar nicht erforderlich. Hier ist vielmehr in erster Linie die Frage zu klären, ob nach der Ausführung der vorgesehenen baulichen Veränderungen die Schiffahrt relativ bessere oder schlechtere Fahrverhältnisse antreffen wird. Zu ihrer Beantwortung kann auf die Kenntnis der absoluten Werte des Schiffswiderstandes oder der Leistung verzichtet und als Kriterium die Fahrgeschwindigkeit über Grund benutzt werden, die sich bei der Fahrt von Modellschiffen mit einfachen Mitteln registrieren läßt. Sie wird für die einzelnen Ausbauvarianten mit denjenigen verglichen, die für den heute vorhandenen baulichen Ausgangszustand unter gleichen Startverhältnissen des Modellschiffes beobachtet wurde. Die letzteren sind gekennzeichnet durch den Schiffstiefgang und den im Stand in einer Eichrinne ausgeübten Propellerschub sowie durch die Propellerdrehzahl.

Das bei den Modelluntersuchungen für den Rhein bei Bingen vorwiegend verwendete Modellschiff entspricht dem Regelselbstfahrertyp „Johann Welker". Der Schiffskörper wurde im Maßstab $1 : 66^2/_3$ aus glasfaserverstärkten Polyesterharz auf der Grundlage des Spantenrisses der Großausführung naturgetreu nachgebildet. Die Abdeckung des Schiffes besteht aus Styroporschaumplatten. Die Wahl dieser Baustoffe war bedingt durch die Forderung, das Gesamtgewicht des Schiffes so klein zu halten, daß die Fahrt mit einem Tiefgang von nur 1,50 m, wie er beim gleichwertigen Wasserstand des Rheins in Frage kommt, möglich ist. Durch Ballastzugabe kann der Tiefgang bis auf 2,50 m vergrößert werden. Schiffsschrauben und Ruder werden von Elektromotoren angetrieben. Als Energiequelle dienen Bleiakkumulatoren. Im Schiff ist ein Kurzwellenempfänger eingebaut, der auf 3 tonfrequenten Kanälen je ein Signal empfangen kann. Die Signale werden von einem transportablen Sender in Amplitudenmodulation auf einer Frequenz von 40,68 Mhz gegeben. An den Empfänger schließt sich eine Relaisschaltung an zur Betätigung der Motoren und der Ruder.

Da Schrauben und Ruder der Rheinschiffe selbst beim gleichen Schiffstyp erhebliche Unterschiede aufweisen, konnten die entsprechenden Einrichtungen des Modellschiffes (2 Drei-Flügel-Propeller, 2 Fahnenruder), die nach einer vorliegenden Zeichnung gestaltet wurden nicht mit denen des später im Rhein für Meßfahrten verfügbaren vorher nicht bekannten Großschiffes völlig übereinstimmen. Ein Vergleich der Tourenzahlen der Propeller zwischen dem letzteren und dem Modell ergab keine krassen Abweichungen. Zudem ist dieser Umstand, da es sich um Relativmessungen handelt, ohne Bedeutung.

Das Modellschiff besitzt ferner einen zwischen die Energiequelle und die Motoren geschalteten, von Hand einstellbaren elektrischen Widerstand. Er ermöglicht innerhalb weiter Grenzen die Einstellung einer bestimmten Tourenzahl der Motoren und damit auch der auf der gleichen Welle sitzenden Propeller.

Es besteht die Möglichkeit, die Tourenzahl auch während der Fahrt des Modellschiffes laufend zu messen. Zu diesem Zwecke wird je Umdrehung der Motorwelle ein elektrischer Impuls erzeugt. Die Impulsfrequenz wird mit einem elektronischen Frequenzzeiger (Drehzahlmesser) gemessen.

Für die Durchführung intermittierender photographischer Geschwindigkeitsmessungen ist das Modell mittschiffs auf jeder Seite mit einem hell leuchtenden Positionslicht ausgestattet.

Das Bild 14 zeigt die im Schiff eingebaute elektrische Anlage.

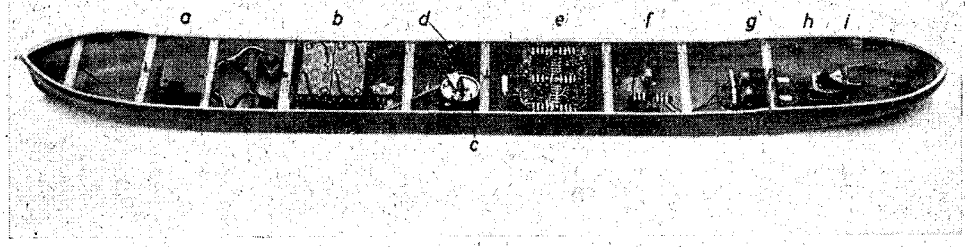


Bild 14
Die elektrischen Einrichtungen des Modellschiffes vom Typ „Johann Welker"
a = Empfänger, b = Akkumulatoren, c = Potentiometer, d = Positionslichter für Photoaufnahmen, e = Relaisschaltung, f = Signallampen, g = Motoren für den Propellerantrieb, h = Kontakte zur Frequenzmessung, i = Ruderanlage

Der Standschub des Schiffes (in Pond) wird mittels des erwähnten elektrischen Widerstandes auf einen bestimmten Wert eingestellt und in einer Eichrinne unter stets gleichen Verhältnissen mit einer empfindlichen Federwaage gemessen,

Die durch das allmähliche, geringfügige Absinken der Akkumulatorenspannung während der Entladung bedingte Abnahme des Schubes wird mehrmals im Verlaufe einer Reihe von Meßfahrten in der Eichrinne kontrolliert. Nötigenfalls wird der Schub durch Verändern des Widerstandes auf seinen Sollwert gebracht.

Es schien hierbei nicht ratsam zu sein, sich auf das Messen der den Motoren zugeführten elektrischen Stromstärke zu beschränken, da damit nicht die in den Wellenlagern

und Stopfbuchsen auftretenden Veränderungen der Reibungsverluste, die sich durch Veränderungen der Zähigkeit des Lageröls oder anderes ergeben können, erfaßt werden.

Um nun den Schub des Modellschiffes so einstellen zu können, daß es im Ausgangszustand des Fahrwassers die äquivalente örtliche Geschwindigkeit entwickelt wie das Großschiff im Rhein, wurden in der Natur Meßfahrten ausgeführt. Dabei wurde die Schiffahrt gesperrt, um unerwünschte Beeinflussungen auszuschließen. Das Meßschiff, das Motorschiff „Dr. Meyer" vom Johann-Welker-Typ, fuhr sodann mit konstanter Tourenzahl seiner Maschinen auf mehreren Kursen zu Berg. Mittels des unter Ziffer 3.4 beschriebenen Meßverfahrens konnten die jeweiligen Schiffspositionen in Abhängigkeit von der Fahrzeit eingemessen und im Lageplan kartiert werden. Das Bild 6 zeigt die Ergebnisse einer Naturmessung.

Nach wiederholten Meßfahrten mit dem Modellschiff, wobei dessen elektrischer Widerstand jeweils etwas verändert wurde, gelang es im Rheinmodell bei gleichem Pegelstand und gleicher Schiffsabladung annähernd naturähnliche Schiffsfahrten im Ausgangszustand zu erreichen. Die Zeit-Weg-Diagramme dieser Modellfahrten wurden durch intermittierende Photoaufnahmen mittels Kameras, die rd. 10 m über dem Modell befestigt sind und deren Objektive von elektrischen Zeitgebern geöffnet und geschlossen werden, gewonnen.

In der Eichrinne wurde sodann derjenige Standschub und diejenige Tourenzahl der Schiffsschrauben gemessen, die eine annähernd naturähnliche Fahrt des Modellschiffes ergaben. Die gleichen Werte werden bei allen späteren Meßfahrten beibehalten, wenn es sich darum handelt, die relativen Auswirkungen von geplanten Baumaßnahmen auf die Schiffahrt zu beurteilen.

Es wird somit keineswegs versucht, den in der Natur tatsächlich auftretenden Schub bzw. Schiffswiderstand oder die erforderliche Schiffsleistung zu bestimmen, sondern es werden nur die jeweiligen Zeit-Weg-Diagramme der Meßfahrt des Modellschiffes mit denjenigen des Ausgangszustandes verglichen. Zu diesem Zweck werden die Meßfahrten des Modellschiffes in ähnlicher Weise ausgewertet wie dies für die Naturfahrt in Bild 6 dargestellt ist.

Der Vergleich mit den Naturfahrten sollte zunächst sicherstellen, daß die Größenordnung der für das Modellschiff gewählten Fahrgeschwindigkeit in dem in der Natur üblichen Bereich liegt. Er ließ darüber hinaus aber auch erkennen, daß im Ausgangszustand die Fahrt von Groß- und Modellschiff an übereinstimmenden Stellen in gleicher Weise verzögert oder beschleunigt wird. Er lieferte damit eine Bestätigung dafür, daß das Modellschiff auf die von der Fahrwasserstraße ausgehenden Einflüsse im gleichen Sinne anspricht wie das Großschiff. Eine vollständige Übereinstimmung ist allerdings nicht zu erwarten. Der Grund dafür liegt nicht nur in den Ähnlichkeitsbeziehungen, sondern auch darin, daß die frei gesteuerten Fahrten weder in der Natur noch im Modell völlig gleich verlaufen.

Der Vergleich der bei verschiedenen Ausbauzuständen durchgeführten Modellfahrten untereinander läßt die Tendenz der als Folge baulicher Abänderungen auftretenden Geschwindigkeitsänderungen erkennen. Sie muß in Natur und Modell die gleiche sein, um eine Beurteilung der Güte der Strombaumaßnahmen zu ermöglichen. Dies ist, wie aus dem Vergleich mit den Nutzfahrten gefolgert werden kann, in einem für die Praxis ausreichenden Umfang der Fall.

Das beschriebene Modellschiff von Typ „Johann Welker" hat sich bei über 100 Fahrten bewährt. Von entscheidendem Vorteil ist es dabei, daß bei Dutzenden von Testversuchen (z. B. Anordnung von Buhnen und Längswerken, Aufstau und Absenkung der Ober-

und Unterwasserstände an den Lochbänken durch künstliche Einbauten bzw. Vertiefungen und Entfernen einzelner Riffgruppen, Abänderungen im 2. Fahrwasser usw.) ohne zeitraubende Geschwindigkeits- und Gefällemessungen am Verhalten des Modellschiffes bei der Bergfahrt sofort die Auswirkungen dieser Baumaßnahmen zu erkennen waren. Dabei konnten auch wertvolle Aufschlüsse über die erforderliche Mindestwassertiefe durch das Beobachten des besonders bei der Fahrt durch enges Fahrwasser auftretenden Einsinkens des Schiffes gewonnen werden. Sofern man sich der Grenzen der Übertragbarkeit in die Natur bewußt bleibt, bilden die Untersuchungen mit dem Modellschiff somit ein wertvolles Hilfsmittel, ohne das zahlreiche für den Ausbau des Rheines bei Bingen wichtige Erkenntnisse nicht hätten gewonnen werden können.

Um die gegenseitige Beeinflussung bei der gleichzeitigen Durchfahrt von Schiffen durch das alte und das neue Fahrwasser beobachten zu können, wurde nach dem gleichen Prinzip auch das Modell einer Schubeinheit gebaut (vgl. Bild 15).

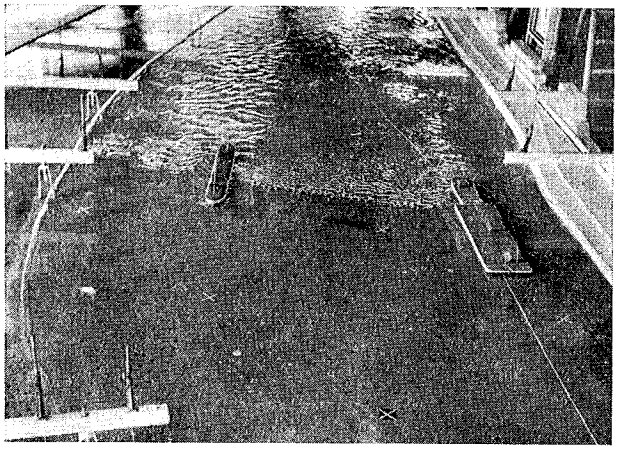


Bild 15
Gleichzeitige Bergfahrt einer Schubeinheit durch das Binger Loch und eines Modellschiffes vom Typ „Johann Welker" durch eine neue Durchfahrtsöffnung in den Lochbänken

4.43 Der Ausführungsvorschlag

Die Modelluntersuchungen umfaßten insgesamt 34 Versuchsreihen. Zahlreiche der untersuchten baulichen Ausbildungen lösten unzuträgliche Veränderungen der Wasserspiegellagen oder der Strömungsrichtungen und -geschwindigkeiten aus. Da hierüber bereits in einem Aufsatz [11] berichtet wurde, soll hier nur kurz auf den Ausführungsvorschlag eingegangen werden.

Sein wichtigstes Kennzeichen ist die Schaffung eines zusätzlichen, etwa durch die Mitte der Lochbänke führenden Schiffahrtsweges, des „Mittleren Fahrwassers" und die Vertiefung der beiden vorhandenen Fahrwege. Das Mittlere Fahrwasser und das Binger Loch sollen künftig der Bergfahrt dienen, während das bestehende Zweite Fahrwasser den Talverkehr aufzunehmen hat. Durch den Einbau von zwei Buhnen am rechten Ufer unterhalb des Binger Loches und durch die Auffüllung von Übertiefen zwischen den 7 vorhandenen Grundschwellen im unteren Drittel des Zweiten Fahrwassers und beim unteren Ende des Trenndammes konnte das Unterwasser an den Lochbänken angehoben werden. Die Vertiefung der vorhandenen Fahrwege sowie die Schaffung des Mittleren

Fahrwassers lösten eine Absenkung des Oberwassers aus, welche durch die Staukörper, die auf den verbleibenden Teilen der Riffe angeordnet sind, nur z. T. wiederaufgehoben wird. Die Wasserspiegelveränderungen ergaben eine Verminderung des an den Lochbänken konzentrierten Gefälles, die zu seiner besseren Überwindung bei der Bergfahrt wesentlich beiträgt.

Weitere Untersuchungen befaßten sich mit dem oberhalb anschließenden Rheinabschnitt bis Rüdesheim. Ihre Aufgabe war es, das Fahrwasser längs des Nahegrundes für einen dreischiffigen Verkehr zu verbreitern, wodurch gleichzeitig die hier entstandene Gefällevergrößerung wieder abgebaut wird, ferner die angestrebte Vergrößerung der Mindestfahrwassertiefe um 40 cm auf der gesamten Strecke herzustellen sowie die durch die Vergrößerung der Durchflußöffnungen an den Lochbänken entstandene Wasserspiegelabsenkung unschädlich zu machen. Die Mittel hierfür sind umfangreiche Sohlenvertiefungen oberhalb der Nahemündung sowie Einschnürungen des Abflußquerschnittes bei der Krausaue und unterhalb der Rüdesheimer Aue.

Die Ausführungen lassen somit erkennen, daß eine Vielzahl zusammenwirkender Maßnahmen nötig ist, um bei gleichzeitiger Vertiefung der vorhandenen Schiffahrtswege ein zusätzliches leistungsfähiges Fahrwasser zur Überwindung der für die Schiffahrt kritischsten Stelle des Rheines herzustellen. Sie lassen jedoch auch erkennen, daß zur Vermeidung von Fehlschlägen ein gründliches Studium der Auswirkungen dieser zahlreichen Teilmaßnahmen in einem Modell unerläßlich war. Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe bildete hierbei einen wesentlichen Bestandteil der Untersuchungen.

II. UNTERSUCHUNGEN ZUR AUSBILDUNG EINES SCHIFFAHRTSWEGES IN DEN FELSIGEN HALTUNGEN VON LAUFKRAFTSTUFEN MIT HILFE DES FERNGESTEUERTEN MODELLSCHIFFES — DARGESTELLT AM BEISPIEL FÜR DEN AUSBAU DES HOCHRHEINS BEI RHEINFELDEN

Bei dem Entwurf zum Ausbau des Hochrheins als Schiffahrtstraße wurde es notwendig, in der felsigen unregelmäßigen Stromstrecke bei Rheinfelden die Strömungsverhältnisse am wasserbaulichen Modell und die Schiffahrtsbedingungen mit einem Modellschiff zu untersuchen.

Das Flußbett im Bereich und oberhalb der Rheinbrücke Rheinfelden ist durch seine tiefen verästelten Erosionsrinnen so ungleichförmig, daß hydraulische Berechnungen zur Klärung strömungs- und schiffahrtstechnischer Fragen nicht ausreichen. Es blieb nur der Weg des wasserbaulichen Modellversuches zur Feststellung der Strömungen und der Einsatz eines Modellschiffes, um die Maßnahmen zu erkennen, die für einen ungehinderten Schiffahrtsbetrieb notwendig und wirtschaftlich sind. Das wasserbauliche Modell und das Modellschiff mit seinen Abmessungen, seinem Gewicht und seinen Antriebskräften waren im Maßstab 1 : 60 naturgetreu nachgebildet und betrieben. Die Anströmung der dreifeldrigen Hauptbrücke ist durch den Verlauf der im Brückenquerschnitt geschlossenen Erosionsrinne und die als Staukörper wirkende Insel Burgkastell bestimmt. Die beiden Brückenöffnungen auf der linken Flußseite werden gleichmäßig durchströmt. Durch die mittlere, senkrecht zur Brückenachse angeströmte Öffnung gehen über 50 % des Gesamtabflusses. Die rechte Brückenöffnung liegt bereits außerhalb dieser konzentrierten Strömung. Der unvermittelte Übergang von dem breiten flachen Querschnitt in das schmale tiefe Erosionsprofil verzögert den Abfluß auf dem rechten Vorland. Der überwiegende Teil der kinetischen Energie wird in Druck umgesetzt und bildet eine nicht durchströmte Totwasserzone am rechten Ufer. Durch die Insel Burgkastell wird der gesamte Zufluß zur Stirnfront umgelenkt und durch die linke Öffnung der Hauptbrücke

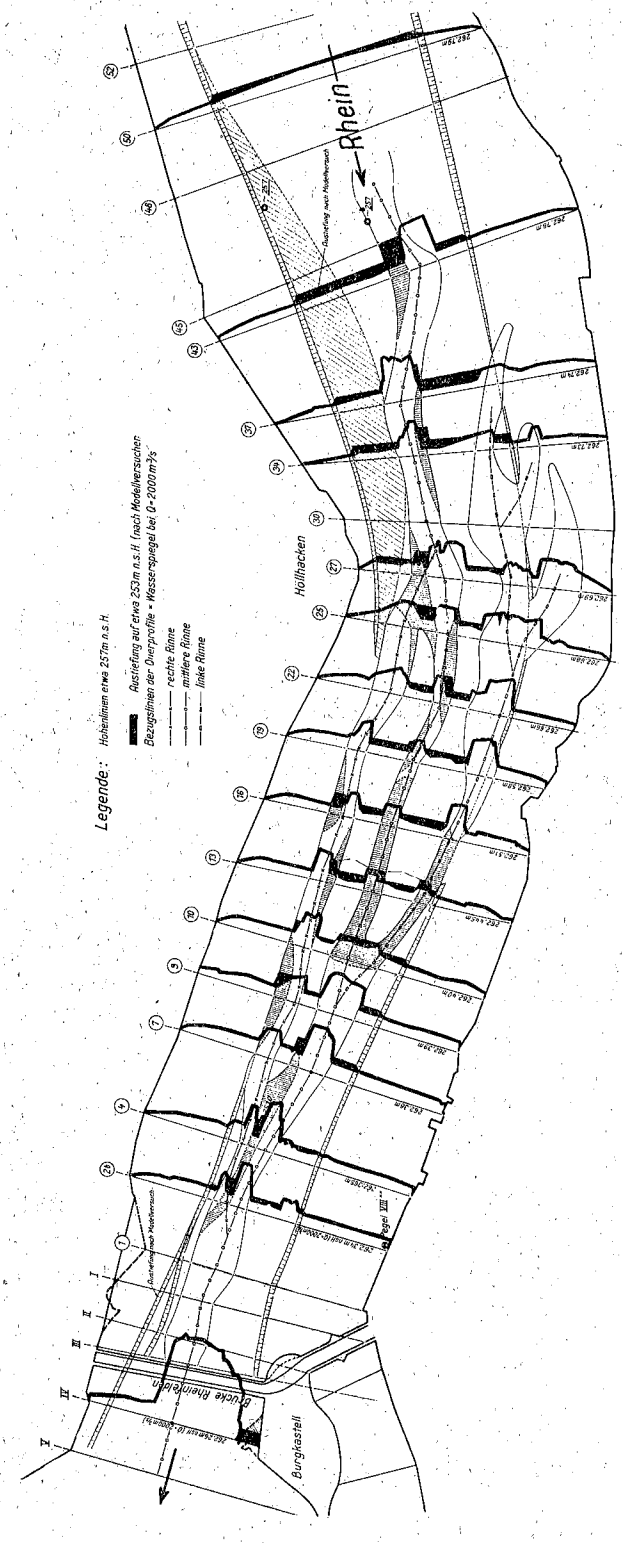


Bild 16
Lageplan Brücke Rheinfelden und Felsstrecke

abgeführt. Sie und die Brückenpfeiler werden schräg angeströmt, so daß sich unterhalb der Brückenpfeiler eine Wirbelstraße mit einer Rückströmungszone ausbildet (Bild 16).

Zu diesen strömungstechnischen Schwierigkeiten im Brückenquerschnitt kommen noch die Gegensätzlichkeiten der Sohlenformen unter- und oberhalb der Brücke. Unterhalb der Brücke geht der Erosionsquerschnitt nahezu unvermittelt in ein gleichmäßiges Flußbett über, dessen Sohlenmaterial aus bewegbarem Kies besteht. Oberhalb der Brücke entstehen in den verästelten, felsigen Erosionsrinnen einzelne, besonders ausgeprägte turbulente Strömungen mit großen Geschwindigkeiten. Die beschleunigte Bewegung dieser Flußstrecke wird unterhalb der Brücke verzögert. Aus diesen groben Gegensätzen der Sohlenformen und Strömungsgeschwindigkeiten ergeben sich die Schwierigkeiten für die Schiffahrt durch die Brücke und in der zerklüfteten Strecke oberhalb der Brücke. Berücksichtigt werden mußten die Eintiefung der Sohle des oberhalb der Brücke geplanten Kraftwerkes Neu-Rheinfelden und eine zweimalige Stauerhöhung des unterhalb der Brücke liegenden Kraftwerkes Augst-Wyhlen. Es ist allerdings vorgesehen, anstelle der vorhandenen dreifeldrigen Rheinbrücke Rheinfelden eine neue Brücke ohne Pfeilereinbauten zu errichten. Bei den Strömungsuntersuchungen war eine deutliche Konzentration der Stromlinien über den Erosionsrinnen und eine zweite, hervorgerufen durch die leichte Krümmung des Flußlaufes, am linken Ufer zu beobachten.

Für die Schiffahrt maßgebend sind die Strömungsgeschwindigkeiten bis etwa 2,0 m unter dem Wasserspiegel. Der auf Bild 17 dargestellte horizontale Isotachenplan gibt die Geschwindigkeiten in 2,0 m Tiefe wieder. Der unregelmäßige Verlauf der Erosionsrinnen spiegelt sich in der Form der Isotachen wider. Die Werte der Geschwindigkeiten bei HSQ = 2420 m³/s variieren in der Felsstrecke örtlich sehr stark und erreichen Spitzen bis zu 4,2 m/s. Unterhalb der Brücke und oberhalb der Felsstrecke sind die Differenzen der Geschwindigkeiten kleiner und der Verlauf der Isotachen ist ausgeglichener. Schon dieser Isotachenplan läßt erkennen, daß eine gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung nur durch eine Korrektion der ganzen Felsstrecke erreichbar ist.

Da die beiden Pfeiler der heute bestehenden Hauptbrücke Rheinfelden wegfallen werden, bedarf es einer geringen strömungstechnischen Verbesserung an der Insel Burgkastell, um die Befahrbarkeit dieser Engstelle entscheidend zu verbessern. Dagegen werden in den Erosionsrinnen oberhalb der Brücke einschneidende Felsarbeiten notwendig. Eine Herabsetzung des HSQ von 2420 m³/s auf 1500 m³/s würde die Strömungsgeschwindigkeiten in 2,0 m Tiefe erheblich vermindern. Indessen scheidet diese Maßnahme aus, weil sie die Dauer der Schiffbarkeit erheblich verringern würde.

In den verschiedenen Varianten wurde versucht durch unterschiedlich hohe Auffüllung des Kolkes im Bereich der Brücke und Begradigung der Ufer den Abfluß zu verbessern. Die hydraulischen Ergebnisse der verschiedenen Varianten führten schließlich zur Variante 10, deren Einzelheiten in Abb. 16 wiedergegeben sind. Die drei vorhandenen Erosionsrinnen sind begradigt und auf die Höhe von 253,00 m n. s. H. vertieft. Die Geschwindigkeiten verkleinern sich durch diese Maßnahmen auf der ganzen Strecke beträchtlich. Die Verbesserung beträgt an den Stellen größter Geschwindigkeiten bis zu 20 % gegenüber den Geschwindigkeiten der Abb. 17. Die größte Geschwindigkeit beträgt nur noch 3,36 m/s und der Bereich der Geschwindigkeiten über 3,0 m/s ist auf eine schmale 10 bis 20 m breite Zunge über der mittleren Rinne zusammengeschrumpft. Die gesamte Aushubkubatur von 53 000 m³ Fels stellt bei der Reduktion der Geschwindigkeiten für HQ = 2000 m³/s um 20 % ein Minimum dar. Wesentlich ist, daß die Unterschiede in den Geschwindigkeiten verkleinert sind.

Die Verbesserung durch diese Maßnahmen ist durch Modellschiffsversuche bestätigt worden. Die Bergfahrt ist im Bereich des „Höllhackens" bei einer Abflußmenge von

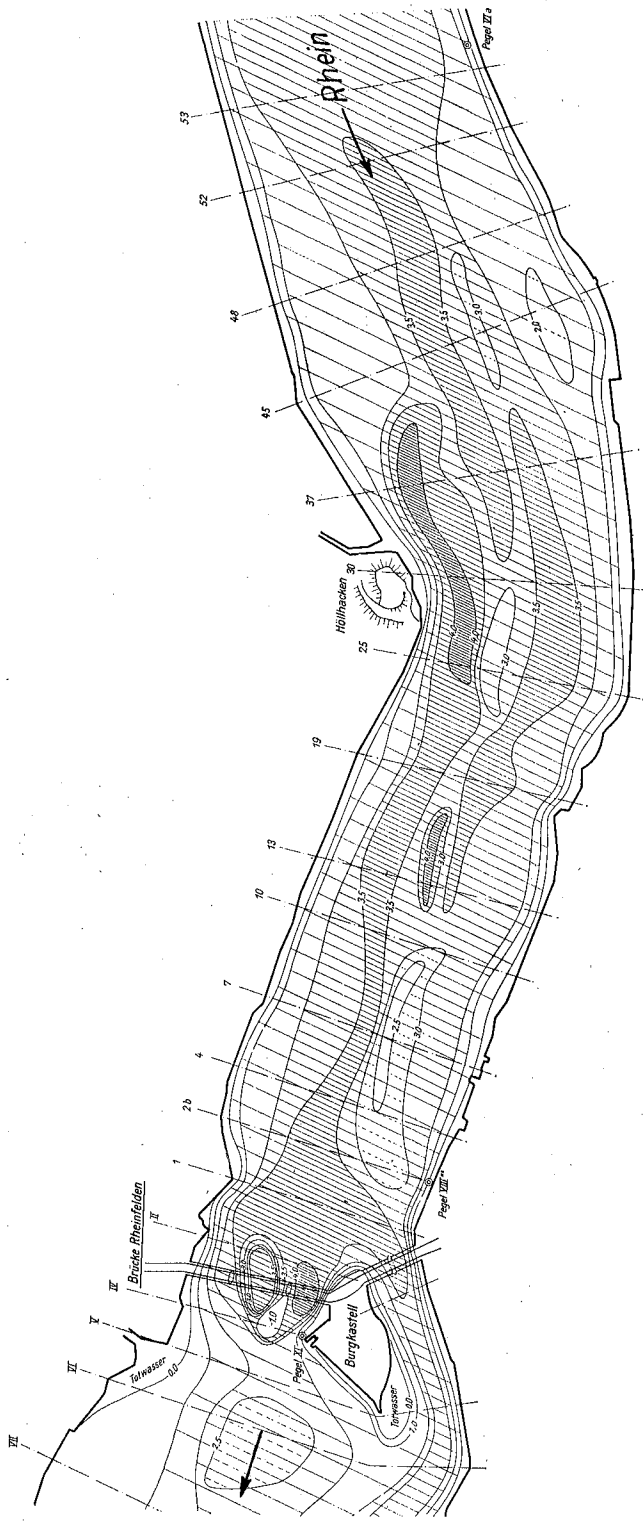


Bild 17
Rheinbrücke Rheinfelden und Felsstrecke. Geschwindigkeitsverteilung.

2000 m³/s und darüber trotz der Felsarbeiten nur mit Schiffen großer Leistung möglich, da die starke Querströmung, hervorgerufen durch die Linienführung der Austiefungsrinne, die Beschränkung der Aushubkubatur und die immer noch großen, wenn auch ausgeglichenen Geschwindigkeiten, einen erheblichen Widerstand bilden.

Über die Ausführung der Modellschiffsversuche wird von den Herren Sektionschef H. Wyss, Bern, und Schiffbau-Ingenieur F. Bösch, Basel, gesondert berichtet.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Der Rhein, Ausbau, Verkehr, Verwaltung. Duisburg: Verlag Rhein 1951.

[2] Jasmund, R.: Die Arbeiten der Rheinstrom-Bauverwaltung 1851—1900. Berlin: Mittler u. Sohn 1901.

[3] Die Verkehrspolitik in der Bundesrepublik Deutschland 1949—1961. Schriftenreihe des Bundesministers für Verkehr. Band 22.

[4] Pichl, K.: Die Regulierung des Binger Loches und die Verbesserung des Rheinschiffahrtsweges zwischen Mannheim und St. Goar. Hansa (1963) H. 21.

[5] Pichl, K.: Der Ortungstachygraph. Die Wasserwirtschaft 49 (1959) H. 7, S. 170—183.

[6] Pichl, K.: Wasserspiegel-Flächenaufnahmen am Rhein. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 3 (1959) H. 3, S. 45—50.

[7] Pichl, K.: Photogrammetrische Schiffsbahnmessungen. Vermessungstechnische Rundschau (1963) H. 9.

[8] Pichl, K.: Die hydraulischen Geschwindigkeitsformeln und die Ermittlung der Rauhigkeitswerte im Flußbau. Die Wasserwirtschaft 46 (1955/56) H. 2, S. 41—45.

[9] Gehrig, W.: Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau. H. 11 (1958) S. 20—34.

[10] Felkel, K.: Strombau-Geschichte der Binger-Loch-Strecke des Rheins. Beiträge zur Rheinkunde. H. 12 (1961) S. 26—44.

[11] Felkel, K.: Modelluntersuchungen für den Rhein bei Bingen. Die Wasserwirtschaft 53 (1963) H. 6, S. 206—213.

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 6

Probleme im Zusammenhang mit der Entwicklung der Vergnügungs- und Sportschiffahrt

Von Dr. von dem Bussche-Hünnefeld, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz; Dipl.-Ing. Buzengeiger, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hannover; Dipl.-Ing. Eicke, Oberbaurat a. D., früher Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, Berlin; Dipl.-Ing. Hellhammer, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsamt Rheine; Dipl.-Ing. Kresse, Regierungsbaurat, Wasser- und Schiffahrtsamt Rheine; Oberregierungsrat Saltzwedel, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hamburg.

Zusammenfassung

Die Vergnügungs- und Sportschiffahrt, als Teil der Schiffahrt leider zu wenig allgemein beachtet, wird nach ihrem Auftreten auf den Gewässern der Bundesrepublik Deutschland mit ihren Eigenarten, Bootstypen, ihrem Einsatz usw. zunächst dargestellt. U. a. ergibt sich, daß sie, wenn sie sich auch auf das Sommerhalbjahr und in ihrer Massierung, abhängig vom Wetter, auf Wochenende bzw. Feiertage konzentriert, an Zahl, sowohl der Fahrzeuge als auch der Ausübenden, die gewerbliche Schiffahrt um das Drei- bis Vierfach übertrifft.

Die Sportschiffahrt, die besonders im Wasserwandern (Wassertouristik) auf kurzen und weiten Strecken in erster Linie auf den Flüssen besteht, hat durch die Technik des Wasserbaues (Kanalisierung der Flüsse für Schiffahrt und Energiegewinnung und Uferschutz) neben Vorteilen auch Beeinträchtigungen hinnehmen müssen. Als nachteilig empfindet sie nicht nur die Verschmutzung der Wasserstraßen, sondern auch die Abnahme der beliebten Fließstrecken zugunsten gestauter Wasserflächen, besonders aber die der Eigenart der Sportschiffahrt nicht entsprechenden Anlagen zur Überwindung der Wehre (Bootsschleppe, für den größeren Teil auch Bootsschleuse) soweit überhaupt vorhanden. Nach Beurteilung der Bootsschleppe und Bootsschleuse wird als neues 1959 erstmalig in Hameln/Weser erprobtes Mittel die Bootsgasse behandelt, die bis 1964 an der Weser mit vier und an der Mosel mit sieben Anlagen entstanden ist (davon zwei in Luxemburg). Die hydrodynamischen Untersuchungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin im Bootsgassenmodell mit den Ergebnissen werden wiedergegeben. Es folgt die Schilderung der Bootsgassen und ihres Betriebes. Bootsgassen können in zwei Typen für Fallhöhen bis über 10 m verhältnismäßig billig, kaum wasserverbrauchend, gebaut werden. Sie sind ideal für die Überwindung der Staustufen durch alle Kanu- und ähnliche Bootsarten bis 120 cm Bootskörperbreite und 20 cm Tiefgang (Gasse für Boote ohne Ausleger) und sind an der Weser auch zur Benutzung von Ruderbooten mit Auslegern entwickelt worden. Für Wasserstraßen mit starkem Kanu-, Ruder- und Motorbootsverkehr sollte grundsätzlich immer eine Bootsschleuse mit Bootsgassen daneben (Muster Mosel) von vornherein eingeplant und am besten zwischen Wehr und Großschiffahrtsschleuse außerhalb des Großschiffahrtsweges erstellt werden. Fällt der Motorbootsverkehr fort, so genügt die Bootsgasse entweder als Anlage für Auslegerboote oder an noch kleineren Flüssen nur für den Kanusport.

Als weiteres Problem wird die Einrichtung von ausreichenden Landestellen und Liegeplätzen mit natürlicher Ufersicherung ohne Steine und Spundwände gestreift und beson-

ders die Anlage von Sportboothäfen behandelt, die sich als dringend notwendig erweisen. Ein Vorschlag für einen solchen Sportboothafen an der Ems wird entwickelt.

Der zweite Teil behandelt die Schäden an Wasserstraßen infolge der in den letzten Jahren stark entwickelten Motorbootfahrt. Als wichtig für die Gewässerreinhaltung wird die Frage der Ölverschmutzung durch Außenbordmotore (Zweitakter) untersucht. Das Ergebnis zeigt, daß der Ölausstoß recht beträchtlich ist und zu einigen Forderungen zur Verringerung der Mißstände führt. Abgesehen von der laufenden Überwachung der Motore durch Fachleute und Heraufsetzung des Mischungsverhältnisses Bezin—Öl auf 1:50 sollten grundsätzlich Ölabscheider an den Motoren angebracht werden.

Abschließend wird das Problem der Vergnügungs- und Sportschiffahrt auf dem Gebiet der Wasserstraßenordnung beleuchtet. Grundsätzlich sollte die Freizügigkeit des Sportverkehrs möglichst wenig eingeschränkt werden. Es werden die Anforderungen vorbeugender Art für den Verkehr mit Sportbooten in bezug auf das Boot und seine Ausrüstung, auf Bootsführer und Besatzung, sowie auf Maßnahmen von Verbänden und Gemeinden dargestellt. Weitere Ausführungen beziehen sich auf Sicherheitsmaßnahmen für den Verkehr und seine Überwachung. Im Vordergrund steht dabei die Ordnung für den Motorbootsverkehr (Führerschein, Kennzeichenpflicht, Geschwindigkeitsbeschränkung und Verbote). Wünschenswert ist die Zusammenfassung der Verordnungen für den Sportverkehr sowie insbesondere eine weitgehende Vereinheitlichung der wichtigsten Vorschriften, sowohl innerhalb der Bundesrepublik Deutschland als auch auf internationaler Ebene.

Inhalt Seite

1. Einführung in die Eigenart der „Vergnügungs- und Sportschiffahrt" 148
   1.1 Begriff 148
   1.2 Merkmale 148
   1.3 Bootsarten 149
   1.4 Einsatzgebiet 150
2. Schäden, die die Sportschiffahrt beim Wasserstraßen- und Energieausbau erleidet, und deren Behebung 151
   2.1 Überwindung von Staustufen 151
      2.11 Bootsschleppen 151
      2.12 Bootsschleusen 152
      2.13 Bootsgassen 153
         2.131 Hydrodynamische Grundlagen 153
         2.132 Ausführung von Bootsgassen 157
   2.2 Uferausbildung und Sportboothäfen 161
      2.21 Uferausbildung 161
      2.22 Sportboot-Hafenbau 161
3. Schäden, die die Sportschiffahrt den Wasserstraßen zufügt 162
   3.1 Uferschäden 162
   3.2 Ölverschmutzung durch Außenbordmotoren 163
      3.21 Versuchsmethode 163
      3.22 Ergebnisse der Untersuchung 163
      3.23 Verminderung der Gewässerverunreinigung 165
      3.24 Forderung an den Motorenbau 165

4. Ordnung für die Sportschiffahrt auf Wasserstraßen 165
4.1 Allgemeines 165
4.2 Anforderungen vorbeugender Art 166
4.21 Anforderungen an das Boot 166
4.22 Anforderungen an den Bootsführer und die Bemannung 167
4.23 Anforderungen die von den Verbänden, Gemeinden usw. zu erfüllen sind 168
4.3 Sicherheitsmaßnahmen für den Verkehr 168
4.4 Überwachung des Verkehrs 169

1. Einführung in die Eigenart der „Vergnügungs- und Sportschiffahrt"

1.1 Begriff

Die „Vergnügungs- und Sportschiffahrt" ist ein Sonderzweig der Schiffahrt, dem leider allgemein viel zu wenig Beachtung geschenkt wird. Zu ihr sind alle diejenigen Wasserfahrzeuge zu rechnen, die keinem gewerblichen Zweck (Frachtschiffahrt, Fahrgastschiffahrt und Fischerei), sondern ausschließlich dem Sport und der Erholung auf dem Wasser dienen. Diese Schiffahrt mit sog. „Kleinfahrzeugen" unter 15 t — wie sie in den Binnenschiffahrtsstraßenordnungen genannt wird — ist ein echtes Kind unserer Zeit. Sie kam mit dem Erscheinen des Ruderbootes, der Kanuarten und Segelboote etwa zu Beginn dieses Jahrhunderts auf, breitete sich schnell zwischen den beiden Weltkriegen aus und entwickelte sich in den letzten 15 Jahren durch das Hinzutreten der Motorboote auf den Wasserstraßen der Bundesrepublik außerordentlich stark. Wenn auch das Befahren der Gewässer mit Booten nicht immer als „Wassersport" angesehen werden kann, so möge im folgenden doch vereinfacht von der Sportschiffahrt die Rede sein. Die Sportschiffahrt wird im Hinblick auf die wachsenden und verkehrlichen Möglichkeiten sowie wegen des Bedürfnisses nach individueller Freizeitgestaltung, begünstigt durch das verlängerte Wochenende (Sonnabend bis Sonntag), an Bedeutung und Umfang zunehmen. Es handelt sich hier um ein Gebiet, das Probleme verkehrlicher, technischer, polizeilicher und sozialer Art aufwirft, dies um so mehr, als die Wasserflächen der Bundesrepublik im Vergleich zu anderen Ländern zur Ausübung des Wassersports beschränkt sind, nicht auch zuletzt unter Berücksichtigung anderer Wassernutzungen. Einige wichtige dieser Probleme sollen im folgenden herausgestellt werden, um zu einer Beurteilung dieses Verkehrszweiges zu gelangen.

1.2 Merkmale

Für viele vermittelt die Berührung mit dem Wasser und das Befahren von Flüssen, Seen und Kanälen ein Erlebnis, aus dem sie Kraft und Erholung für den Alltag schöpfen und das tiefgreifende Wirkung haben kann. Hier wird eine Gelegenheit gesehen, sich von der Ursache, dem Lärm und den Dünsten des Landes abzuwenden und sich einem Element hinzugeben, das noch relativ große Bewegungsfreiheit vermittelt und ganz besonders der Gesundheit des Menschen an Leib und Seele dient. Hier kann besonders die Jugend, soweit sie sich nicht dem Wettkampf auf dem Wasser widmet, zwischen der Wildwasserfahrt im Kajak und dem Wind und Wetter ausgesetzten Segeln ein reiches Revier finden. Seine Förderung sollte daher ein viel stärkeres Anliegen der Organisationen und Wasserstraßen- wie Wasserwirtschaftsverwaltungen sein als bisher. Sämtliche Bevölkerungsschichten aller Altersklassen beteiligen sich an dieser Sportschiffahrt.

Zum Teil sind sie in Vereinen und Verbänden zusammengefaßt. Ein großer Teil ist aber auch keinem Verband angeschlossen und entzieht sich somit der Aufsicht und Anleitung durch die über große Erfahrungen verfügenden Verbände, wie dem Deutschen Kanuverband, Deutschen Ruderverband, Deutschen Seglerverband und Motoryachtverband. Weite Bevölkerungskreise kommen hier mit einem Element in Berührung, das ihnen in seinen Eigenarten weitgehend fremd ist und gerade deshalb einen besonderen Reiz ausübt. Sie kennen nur ungenügend die Auswirkungen von Strömungen und Wirbel sowie die Abhängigkeit von Wellen, Wind und Wetter.

Diesen Verhältnissen und Erscheinungen gilt es Rechnung zu tragen, indem einerseits der Erholungs- und Sportschiffahrt grundsätzlich — in technischer Hinsicht auf den Wasserstraßen der Zugang zum und die Bewegung auf dem Wasser erleichtert wird, um eine genügende Entfaltung zu ermöglichen. Andererseits sind aber auch Grenzen und Beschränkungen der Bewegungsfreiheit nicht zu umgehen, soweit die Sicherheit unter sich und gegenüber der Groß-Schiffahrt gefährdet ist, die Fischerei beeinträchtigt wird und Auswirkungen verschiedener Art wie Lärm, Verunreinigung des Wassers usw. eingedämmt werden müssen.

1.3 Bootsarten

Am weitesten verbreitet ist das K a n u , besonders als K a j a k (Faltboot-, Holz- und Polyesterboot), das überwiegend als Einer und Zweier mit dem Doppelpaddel gefahren wird. Es ist das echte Volks- und Familienboot wegen seines für jedermann erschwinglichen Preises, seines leichten Transportes mit Bahn oder Auto zum Einsatzort, nahezu unbegrenztem Aktionsradius zwischen Wildwasser und Meer und völliger Ungebundenheit.

Außer dem Kajak wird der K a n a d i e r mit Stechpaddel gefahren, in Vereinen als Sechser- und Zehner-Kanadier auch als Jugend-Mannschaftsboot. Beide Typen werden auch mit Außenbordmotoren bis 3 PS bisweilen, besonders auf längeren Stillwasserstrecken gefahren. Auf Seen ist auch in neuerer Zeit das Kanusegeln bekannt. Die Zahl der Kanufahrer wird auf weit über 100 000 geschätzt, wovon im 57 000 Mitglieder zählenden Deutschen Kanuverband mit 730 Vereinen etwa 35 000 Boote erfaßt sind. Allein die Mitgliederzahl des DKV ist größer als die Zahl der in der Binnenschiffahrt Beschäftigten, einschließlich Angestellten der Reedereien und Wasser- und Schiffahrtsverwaltung. Da der Leistungssport beim Kanu nur zu etwa 10 bis 15 % auf kurzen Trainings- und Regattastrecken in der Nähe der Austragungsorte betrieben wird, ist das Kanu in erster Linie als Wanderboot auf allen Flüssen talwärts, seltener auf Kanälen, zu Hause. Das Wasserwandern, das sich seit etlichen Jahren sehr viel ins Ausland verlagert, ist überwiegend Angelegenheit der Kanufahrer. Abgesehen von der darin zum Ausdruck kommenden Reiselust des Deutschen ist die Abwanderung aus heimatlichen Gewässern mehreren Ursachen zuzuschreiben, insbesondere dem Ausbau und Verbau unserer Flüsse durch Stauanlagen im Interesse der Groß-Schiffahrt und Wasserkraftnutzung und der damit zusammenhängenden Behinderungen. Das bevorzugte Element für den Kanuwanderer ist das fließende Wasser, das er heute mehr z. B. auf französischen oder jugoslawischen Flüssen findet.

Der R u d e r s p o r t mit rd. 400 Vereinen und 40 000 aktiven Mitgliedern und etwa 10 000 Booten wird umgekehrt zum Kanusport zu 80 % als Leistungs- und Regattasport betrieben, etwa 14 000 betreiben mit 4000 Booten das Wanderrudern meist im Doppelzweier oder Vierer, aber unter Bevorzugung der Stillgewässer. Auch für das Wanderrudern trifft die Behinderung durch unzulängliche Einrichtungen an den verbauten Flüssen zu.

Zu den klassischen, olympischen Wassersportarten gehört als dritte das Segeln. Als Tourenboot in den meist schmalen Binnenwasserstraßen tritt es kaum in Erscheinung, es sei denn, daß größere Gewässer und Stauflächen gewechselt werden. Die Bundesrepublik weist nur wenige Seeflächen zum Segeln auf, die Bestandteil von Wasserstraßen sind.

Das Motorboot als Kajütboot auf Wanderfahrt trifft man im Binnenland z. Z. noch selten, da seine Anschaffungskosten nur wenigen möglich sind. In der Hauptsache hat sich das kleine Schnellboot mit überwiegend amerikanischen Außenbordmotoren in den letzten Jahren breitgemacht. Es gibt rd. 60 Vereine mit 4500 aktiven Mitgliedern und Motorbooten. Der weit überwiegende Teil der Motorbootsbesitzer ist nicht organisiert, so daß die Schätzungen weit auseinandergehen. Wahrscheinlich dürfte die Zahl zwischen 10 und 20 000 betragen. Während bei den klassischen Wassersportarten die Mitgliederzahl seit einiger Zeit sich wenig ändert, hat der Motorbootsanteil in den letzten Jahren enorm zugenommen, ein allgemeiner Zug der Zeit.

Die schnellen Motorboote gleiten mit Geschwindigkeiten bis zu 70 km/Std., können dies wegen der engen Verhältnisse auf Deutschen Gewässern und mit Rücksicht auf die anderen Fahrzeuge jedoch nur selten ausnutzen, so daß die Durchschnittsgeschwindigkeit zwischen 20 und 40 km/Std. liegt. Hier treten echte Gefahren auf, die ein besonderes Problem darstellen. Dazu gehört auch das Wasserskifahren, welches schnelle Boote voraussetzt, sei es in deren Anhang oder mit dem vor kurzem auf dem Markt erschienenen sogenannten Ski-Craftgerät. In der Entwicklung befinden sich ferner Amphibienfahrzeuge (Amphicar) und Tauchboote.

Auf Campingplätzen und bei Wochenendhäusern an den Wasserläufen trifft man ferner die verschiedenen Arten von Gummiflößen.

Es handelt sich also um eine Vielzahl von Bootstypen, die hinsichtlich Größe, Geschwindigkeit, Fortbewegungsart, Besatzungsstärke und ihres Zwecks weitgehende Unterschiede aufweisen.

1.4 Einsatzgebiet

Die aufgezählten Bootsarten finden ihr Einsatzgebiet auf den verschiedensten Flüssen, Kanälen, Seen und Speicherseen — mit Ausnahme von Trinkwassertalsperren. Außerhalb der Bundeswasserstraßen ist das Motorboot meist nicht zugelassen. Landschaftlich reizvolle Flüsse in den deutschen Mittelgebirgen werden am meisten aufgesucht. Selbstverständlich ist auch der Standort der Vereine besonders bei kurzen Wochenendfahrten maßgebend. Die Verkehrsdichte ist unterschiedlich. So finden wir in den Erholungsgebieten der Großstädte an den Flüssen Ballungszentren, besonders am Wochenende bei gutem Wetter. Hierbei spielen die Ferienmonate Juli—August eine besondere Rolle. In dieser Zeit finden auch die meisten Wanderfahrten statt. Andere Gewässer, die abseits vom Verkehrsstrom liegen, werden dagegen weit weniger befahren. Das Vorhandensein von Bootshäfen, Park- und Campingmöglichkeiten spielt hier eine wesentliche Rolle.

Während das gemächliche Wasserwandern mit Kanu, Ruder- und Kajütboot nicht als verkehrsbelästigend aufzufassen ist, kann das Kurzstreckenschnellboot in mehrfacher Hinsicht Probleme aufwerfen. Auf den Schiffahrtswegen, den Kanälen und gestauten oder regulierten Flüssen, deren Breite nur zwischen 30 und 60 m im allgemeinen (Rhein und Elbe ausgenommen))schwankt, ist die Ausübung des Schnellbootfahrens überall da nicht zu vertreten, wo die Groß-Schiffahrt in großer Verkehrsdichte auftritt. Sie benötigt den Verkehrsraum voll und ganz. Auf ruhigeren Gewässern kommt das Schnellboot andererseits wieder in Konflikte mit den Uferanliegern, Sportanglern, sonstigen Wassersportlern

wegen Geräuschbelästigung, Verscheuchen der Fische, Überfahren nicht rechtzeitig gesichteter Badender, Kentergefahr und Wasserübernahme bei Begegnung mit anderen Booten. Während der heute übliche Uferschutz an Wasserstraßen mit Schüttsteinen den Kanus und Ruderbooten Schäden am Bootsmaterial verursachen kann, vermehrt das Motorboot andererseits die durch die Groß-Schiffahrt und Hochwasser auftretenden Uferschäden infolge seiner Wellenbildung. Hierzu gehören die zwar in der Minderzahl befindlichen Verdrängungsboote (Tourenkreuzer), aber auch die Schnellboote im Anfangs- und Endstadium des Übergangs zum Gleiten und bei Langsamfahrten, die zwangsläufig bei allen Begegnungen erforderlich sind. Durch die überwiegende Verwendung von Zweitaktmotoren tritt außerdem eine zusätzliche Verölung des Wassers ein, eine Erscheinung, der im Interesse der so wichtigen Reinhaltung des Wassers nachgegangen werden muß.

Wir können daher die Probleme der Sportschiffahrt in zwei Gruppen gliedern:

1. Schäden, die diesem Schiffahrtszweig durch den Verkehrs- und Energie-Wasserbau infolge von Einrichtungen, die seiner Eigenart zuwiderlaufen, zugefügt werden und die dadurch die zukünftige Entwicklung gerade der am meisten förderungswürdigen „olympischen" Wassersportarten (Kanu, Rudern, Segeln) hindern oder gar, wie das bereits an verschiedenen Gewässern zu beobachten ist, rückläufig werden lassen.
2. Schäden, die umgekehrt von der Ausübung dieser Schiffahrt ausgehen, insbesondere von den Motorbooten, die abgesehen von polizeilichen Regelungen, auch durch technische Verbesserungen beim Bootsbau abgestellt werden müssen.

2. Schäden, die die Sportschiffahrt beim Wasserstraßen- und Energieausbau erleidet und deren Behebung

2.1 Überwindung von Staustufen

Die Maßnahmen zur Erhaltung und Förderung des Wassersports sind in Deutschland nicht gesetzlich geregelt. Zwar wurde in Deutschland vor 25 Jahren der Versuch unternommen, durch Herausgabe von Richtlinien des damaligen Reichsverkehrsministeriums einen Anstoß zur Förderung der Kleinschiffahrt im Wassersport zu geben. Es handelte sich um einige Empfehlungen zur Anlage von Landestellen und war sonst eine Sammlung von älteren, vorhandenen Bootumsetzmöglichkeiten an Staustufen. Die immer wieder zu beobachtende Fremdheit gegenüber den Eigenarten und Erfordernissen des Wassersports zeigt sich bis in unsere Tage darin, daß man zwar in der Wasserbautechnik für die Groß-Schiffahrt und die Energienutzung bis in alle Einzelheiten modernste Wehre, Schleusen und Kraftwerke schuf, an deren Entwicklung ein Heer von Ingenieuren beteiligt ist, aber nur wenig daran dachte, wie man der Wassertouristik helfen könnte, die Unannehmlichkeiten von Stauhindernissen zu beseitigen. Als die Wirtschaft die Kanalisierung vieler Flüsse wegen Vergrößerung der Schiffsgefäße durchsetzte, stand man diesen Problemen wenig aufgeschlossen gegenüber.

2.11 Bootsschleppen

Die Beobachtung, daß Kanu und Ruderboot nach Gebrauch stets an Land getragen werden und in Bootshäusern lagern, dürfte dazu geführt haben, vom Wassersportler auch an Stauwehren den Über-Land-Transport zu fordern. So finden wir meist die Bootsschleppe von der einfachsten Form der Ufertreppe mit Verbindungsweg bis zur Schienenbahn oder Betonpiste mit vorgehaltenem Bootswagen. Genau wie die Groß-Schiffahrt eine erzwungene Fahrunterbrechung als lästig empfindet, wird der Zwang, alle paar Kilometer Boot und Gepäck mit Zeltausrüstung bei verstärktem Verschleiß der Boote um die Wehre

herumzutragen oder zu fahren, als ein außerordentliches Übel angesehen. Wenn das wie z. B. am Neckar 27mal notwendig ist, dann verliert ein solcher Fluß für den Wassersportler trotz der herrlichen Landschaftserlebnisse an Reiz. Die Wassersportler versuchen daher, um dieser Belästigung zu entgehen, in den großen Schleusen mitgeschleust zu werden. In einigen Fällen werden sogar in großzügiger Weise Sportler gesondert geschleust.

Das Mitschleusen mit großen Schiffen bringt jedoch für das kleine Boot erhebliche Gefahren mit sich, und es sind wiederholt Unfälle in Schleusen durch Unachtsamkeit (Eingekeiltwerden zwischen Großschiff und Kammerwand oder Übernahme von Schraubenwasser, Aufhängen an Leitern usw.) vorgekommen. Das Angewiesensein auf die mit Personal besetzte Schleuse schmälert aber ebenfalls die zeitliche Ungebundenheit des Wassersportlers. Da die Tendenz dahin geht, am Sonntag nicht mehr oder nur zeitweise zu schleusen, ist es auch deshalb unerläßlich, dem Sportverkehr besondere, eigene Anlagen vorzuhalten.

Eine *der wichtigsten Erfordernisse ist daher die strenge Trennung von Groß-Schiffahrt und Sportschiffahrt* überall da, wo sie sich enger berühren, wie im *Bereich der Staustufen (Schleusen und Vorhäfen)*, aber auch die *Fernhaltung* der *Sportfahrzeuge aus den Häfen*. Dieses Prinzip der Trennung ist am Main von vornherein erkannt und durchgeführt worden, im Gegensatz zum Neckar, wo die Bootsschleppen neben den Schleusen im Bereich der Vorhäfen beginnen und enden. Allein die großen Entfernungen des Landweges (bis 600 m) sind hier eine zusätzliche Belastung.

2.12 Bootsschleusen

Als weiteres Mittel, den Sportverkehr um die Wehre zu leiten, wird die Bootsschleuse, eine Kleinform der großen Schleuse angewandt. Sie ist an sämtlichen 37 Staustufen des Mains und an allen 16 Stufen der Mosel zu finden. Sonst kommt sie nur vereinzelt vor. Hierzu gehören auch die alten Kleinschleusen aus früherer Zeit an der Lahn, Ems, Werra, Fulda usw. und an den Küstenflüssen. Die Bootsschleusen am Main haben 12 m Nutzlänge und 2,5 m lichte Weite, können also einen Rudervierer oder 4 Kanus aufnehmen. Diejenigen der Mosel haben 18 m Nutzlänge und 3,5 m lichte Weite, so daß sie von allen Kleinfahrzeugen bis zu den größten Kajütkreuzern benutzt werden können. Die Drempeltiefe beträgt 1,5 m. Eine solche Bootsschleuse von der Mosel zeigt Bild 1. Sie ist zur Selbstbedienung eingerichtet. Da bei dem ursprünglichen Einzelantrieb von Toren und Schützen mit Handkurbeln und Hebeln zahlreiche Schäden am Mechanismus durch laienhafte Betätigung vorkamen, wurde vor einigen Jahren durch die Firma Dinglerwerke A. G. Zweibrücken eine ölhydraulische Einrichtung geschaffen, wodurch die einzelnen Bewegungen der Tore und Schützen in der richtigen Reihenfolge automatisch für Berg- und Talschleusung umsteuerbar, durch eine fortlaufende Handkurbeldrehung ablaufen. Dieses System hat sich gut bewährt. Allerdings könnte der Ersatz des mühsamen Kurbeldrehens durch elektrischen Antrieb mit Druckknopfsteuerung — siehe Bootsgassen — wie in der Skizze angedeutet einen erheblichen Fortschritt bedeuten.

Eigentlich sollte die Bootsschleuse an *keiner Wasserstraße*, auf der Groß- und Kleinschiffahrt einschließlich Motorbooten betrieben wird, fehlen. Sie ist allein Voraussetzung für den Motorbootsverkehr und wird auch von den Ruderern geschätzt. Allerdings sind Bootsschleusen kostspielige Anlagen und verbrauchen größere Wassermengen. Nachteilig ist die umständliche und zeitraubende Bedienung an der Mosel, ½ Stunde für eine Gesamtschleusung. Ungeeignet ist die Bootsschleuse für den Einer bei Handbetrieb, da nicht gleichzeitig die Kurbel gedreht und das Boot gelenkt werden kann. Gerade für die in der Wassertouristik vorherrschende Kanugemeinde kann die Bootsschleuse jedoch

keineswegs als echte Hilfe angesehen werden. In der Tat wurde am Main nicht allein wegen Fortfalls der fließenden Welle nach der Kanalisierung, sondern auch wegen der umständlichen und langwierigen Bootsschleusen das Wasserwandern mit dem Kanu empfindlich getroffen. Bootsschleppe und Bootsschleuse haben sich für die überwiegende Mehrzahl der Wassersportler als unzulängliche Einrichtungen zur Überwindung der Staustufen erwiesen.

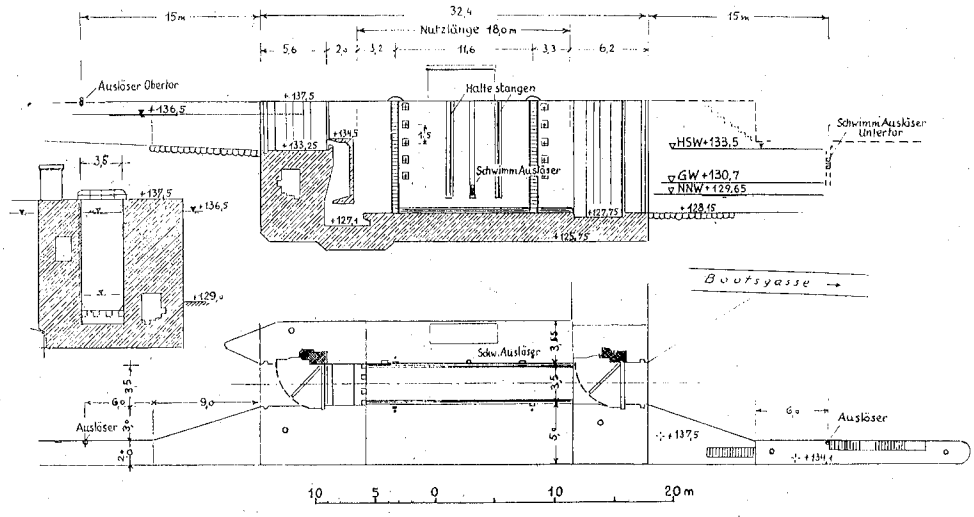


Bild 1
Bootsschleuse (Mosel)

Vor einigen Jahren ist nun in Deutschland eine neue Anlage entwickelt worden, die allen Booten bis 120 cm Breite und 20 cm Tiefgang in der zu 90 % überwiegenden Talfahrt eine unbehinderte Fahrt um die Wehre ermöglicht, die B o o t s g a s s e.

2.13 B o o t s g a s s e n

Dieser Anlage liegt die Idee zugrunde, neben dem Stauwehr eine Rinne mit starkem Gefälle einzuordnen, durch die zeitweilig (bei Kraftnutzung) — durch eine Klappe normalerweise verschlossen — oder ständig eine ausreichende Wassermenge strömt, auf der das Sportboot vom Oberwasser zum Unterwasser hinunterfahren kann. Im Prinzip entspricht sie den früher üblichen Floßgassen, wie sie heute noch z. B. an der Isar für die Floßdrift anzutreffen sind. Auch die Floßholzrinnen in Finnland gaben Anregung, dieser Sache nachzugehen. Bereits 1932 wurde der Gedanke der Bootsgasse am Neckar von Dr. Wenz-Eberbach vorgetragen, aber leider beim damaligen Staustufenbau nicht beachtet. 1940/41 hat Oberregierungsbaurat Gebauer in Eschwege mit einer hölzernen 120 cm breiten Rinne erste praktische Versuche mit einem Faltbootzweier angestellt, die die Brauchbarkeit bei völliger Sicherheit von Boot und Fahrer bewiesen. Vor 8 Jahren wurde das Problem durch den Berichterstatter bei der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hannover endgültig angefaßt.

2.131 Hydrodynamische Grundlagen

Um die bei den Gebauerschen Untersuchungen noch offenen Fragen hydraulischer Art zu lösen, wurden zunächst Modellversuche im Maßstab 1:8 bei der Versuchsanstalt

für Wasserbau und Schiffbau in Berlin durch Oberbaurat Eicke durchgeführt. Den Versuchen lag ein Rechteckquerschnitt von 120 cm, später von 130 cm lichter Weite und 60 bis 80 cm Höhe zugrunde, um zunächst sämtliche Kanuarten bis zum Zehnerkanadier gerecht zu werden. Auch wurden Modellruderboote verwendet. Die Forderungen lauteten:

1. Möglichst kurze, d. h. steile Rinne;
2. Möglichst geringer Wasserverbrauch, zu erreichen u. a. durch kleine Geschwindigkeiten;
3. Zwangsläufige hydrodynamische Führung der Boote in Gassenmitte bei gerader und gekrümmter Gasse;
4. Einwandfreies, gefahrloses Ausfahren;
5. Anpassung an wechselnde Oberwasser- und Unterwasserstände.

Die Forderung nach geringeren Wassergeschwindigkeiten bei stärkeren Neigungen ließ sich durch widerstandserhöhende Einbauten auf der Sohle der Bootsgasse erfüllen. Die Art dieser sogenannten „Schikanen" ist auf Bild 2 und 5 im Schema und in Bild 6 in der Ausführung zu erkennen.

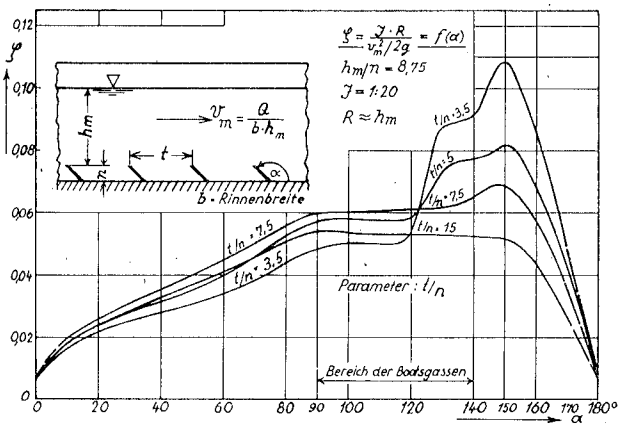


Bild 2

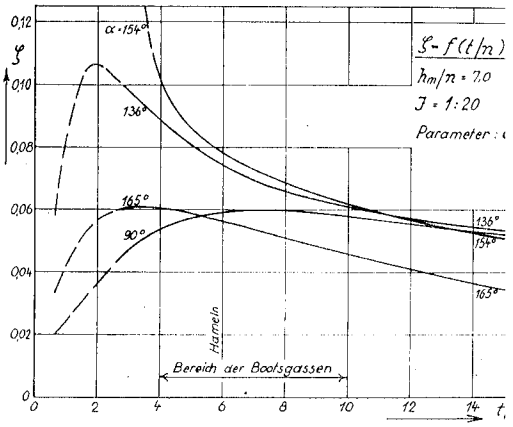


Bild 4

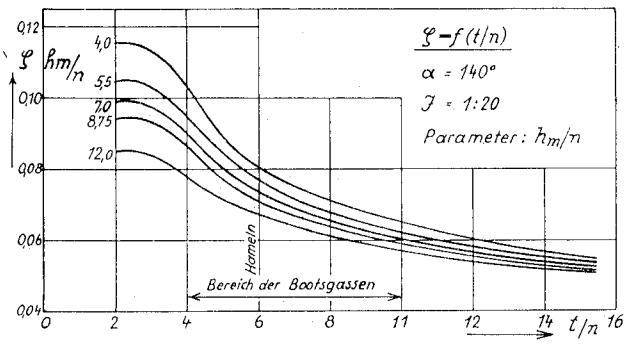


Bild 3

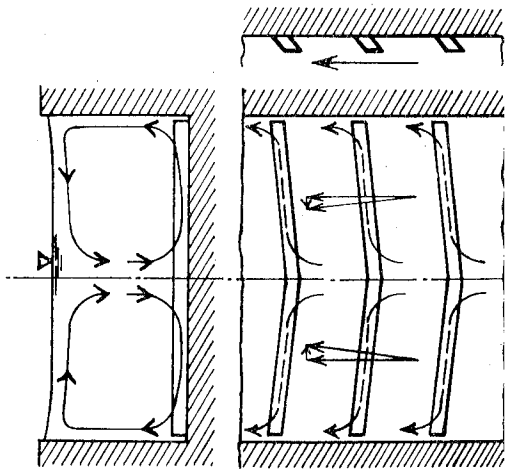


Bild 5

Bild 2, 3, 4 und 5
Funktionen des Widerstandswertes u. a. bei Bootsgassen

Versuche an ähnlichen „Schaufelreihen" sind mit Luft in geschlossenem Kanal von Grünagel 1938 (Literaturnachweis) bekanntgegeben worden. Grünagel hat ausgeprägte, hohe Widerstandsmaxima bei bestimmten Winkeln der Schaufeln gegen die Strömungsrichtung und nicht zu großen Schaufelabständen ermittelt. Für Wasser in offenen Gerinnen konnte durch die Modellversuche ein ähnliches Verhalten bestätigt werden, wenn auch nicht mit gleich starker Widerstandserhöhung wie in Luft (mehr als 50fach gegenüber glatter Rinne). Die Bilder 2 bis 4 zeigen die Widerstandsbeizahl $\zeta = \frac{J \cdot R}{v_m^2/2g}$ abhängig von verschiedenen Einflußgrößen. Die größte Zahl ζ bei $\alpha = 1500$ und $t/n = 3{,}5$ ist etwa 18mal größer als ζ bei glatter Rinne.

Im einzelnen ist ζ abhängig von *Neigung* (Gefälle) I der Rinne: ζ nimmt mit stärkerer Neigung zu, jedoch nur wenig, wenn der Abfluß nicht zu stark schießen wird.

Winkel α der Schaufeln gegen die Sohle, s. Bild 2: Allmähliche Zunahme von ζ bis etwa 90°, dann fast konstant bis nahe 120°, danach bei Teilungsverhältnissen $t/n < 10$ treten Maxima in der Nähe von 150° auf mit anschließendem steilem Abfall. h_m/n hierbei konstant.

Abstand t/n der Schaufeln, Teilungsverhältnis s. Bild 3: Bei konstantem α nimmt ζ mit wachsendem t/n ab, jedenfalls in dem für Bootsgassen in Frage kommenden Bereich, d. h. $t > 4\,n$ und $h_m > 5\,n$. Ferner s. Bild 4: Bei konstantem h_m treten je nach Größe des Winkels α Maxima des ζ bei verschiedenen t/n auf. Diese liegen, außer bei 90°, unterhalb des für Bootsgassen interessierenden Bereichs, d. h. daß ζ mit t/n in der Hauptsache abnimmt.

h_m/n, *Wassertiefenverhältnis:* Die Parameterdarstellung von Bild 3 zeigt, daß ζ außer bei sehr kleinen t/n mit zunehmender Wassertiefe langsam abnimmt.

Reibungskennzahl $Re = v_m \cdot h_m/\nu$: Bei den Versuchen waren die Kennzahlen etwa $6 \cdot 10^4 < Re < 10^5$, im Großen sind sie ungefähr 15- bis 20mal größer. Die Übereinstimmung der Ergebnisse von Modellversuch und Ausführung war durchweg gut; man darf also die Abhängigkeit des ζ von Re als geringfügig ansehen, wie es bei Anordnung mit scharfen Kanten meist der Fall zu sein pflegt.

Mit diesen Versuchsergebnissen waren die wichtigsten Grundlagen für die hydraulische Auslegung von Bootsgassen gegeben. Allerdings ergaben sich aus den Abfahrtsversuchen im Modell einige Einschränkungen. So konnten die Widerstandsmaxima bei 150° und enger Teilung nicht verwendet werden, da in diesem Bereich sehr unruhiger Wasseroberfläche offene Boote unzulässig viel Wasser übergenommen hätten. Ferner sind längeren steileren Strecken bei Verwendung steiler Gefälle Grenzen gesetzt. Die oben aufgeführten Forderungen sind als erfüllt zu betrachten, wie die bis heute 11 Bootsgassen an Weser und Mosel bestätigt haben. Es ergibt sich folgendes für die Konstruktion der Gassen:

1. Die Schikanen sind durch richtige Wahl des Schaufelwinkels α, der Teilung t und der Höhe n der Gassenneigung anzupassen. Ist die Länge der Gasse räumlich beschränkt, so kann bei Fallhöhen bis etwa 5 m im oberen Teil mit maximal 1 : 8 Neigung begonnen und nach dem UW zu geringerem Gefälle übergegangen werden, wobei die Knicke an den Übergängen unter 1° bleiben sollen (Gasse Hameln und Drakenburg/Weser). Auf längeren Strecken sind Steilgefälle unter 1 : 11 zu vermeiden aus folgendem Grund:

   Das durch die Gasse fahrende Boot hat bekanntlich eine größere Geschwindigkeit (V_{Bt}) als v_m des Wassers. Dies hängt von der Neigung, Bootsgröße und -form sowie vom Bootsgewicht ab. Bei den Modellversuchen ist V_{Bt} bis zu 1,8 v_m gemessen wor-

den, meist ist der Faktor etwa 1,5 und weniger (Hameln: Neigung 1 : 10 wurde gemessen v_m 3,0 bis 3,5 m/s und V_{Bt} 4,5 bis 5 m/s.) Diese Geschwindigkeit wird erst nach Durchfahren einer längeren Strecke erreicht. Wegen der Relativgeschwindigkeit Boot gegen Wasser bildet sich am Bug und seitwärts vorn ein Stau, der den Bug leicht hebt. Auf kurzen Strecken (etwa bis 20 m) bleibt es bei diesem Zustand, der beim Übergang in flachere Neigung sich nicht ändert. Bei längeren Steilstrecken dagegen durchstößt mit zunehmender Geschwindigkeit das Boot die Bugwelle und nimmt stark Wasser über. Es kann auch vorkommen, daß das Boot kurz vor dem Ausfahren ins Unterwasser infolge Abbremsung von der Schwallwelle eingeholt und sein Heck überspült wird. Deshalb raten die Versuche dazu, bei größeren Fallhöhen als 3 m und entsprechend längeren Gassen — z. B. Mosel — die Anfangsneigung nicht steiler als 1 : 12 bis 1 : 12,5 oder flacher zu wählen. Aus diesem Grund ist daher bei den jüngst an der Weser entwickelten Bootsgassen, die außer Kanus auch offene Ruderboote aufnehmen, 1 : 20 als durchgehende Neigung gewählt worden.

2. Um das Boot zwangsläufig in der Mitte der Gasse zu halten und damit jede Berührung der Seitenwände sicher auszuschließen, wird durch eine im Grundriß grätenförmige Anordnung der Schikanen eine doppelte Sekundärströmung erzeugt, die an der Sohle beiderseits nach außen und an der Wasseroberfläche beiderseits nach der Mitte hin läuft, s. Bild 5. Man erkennt, daß die Resultierende aus Haupt- und Sekundärströmung an der Oberfläche jeden schwimmenden Körper in der Mitte hält. Wie beobachtet, berühren weder Fahrzeuge mit nur wenigen Zentimetern Zwischenraum zwischen Bord- und Gassenwand die letztere noch schmale Fahrzeuge in Gierstellung. Um diesen Effekt zu sichern, darf die Gasse nicht zu breit im Verhältnis zur Tiefe sein. Die Breite von 130 cm, die dem größten Wanderboot (Zehnerkanadier) beiderseits rd. 5 cm Wasserpolster läßt, hat sich als Standardbreite bewährt.

3. Glattes Ausfahren aus der Gasse setzt voraus, daß beim Übergang vom in der Regel schießenden Durchfluß zu der im Unterwasser langsameren Geschwindigkeit kein oder nur ein schwacher Wechselsprung (Widerwelle) auftritt. Wegen der Unzuverlässigkeit der Vorausberechnung dieses Vorganges wurde der Versuch herangezogen. Da die Grenzneigung in enger Beziehung zur Widerstandszahl steht, war zu vermuten, daß das Verhältnis ζ/I für den Auslaufvorgang maßgebend sein würde. Tatsächlich liegt die Zahl ζ/I sehr nahe bei 1,2 bei Bootsgassen, wenn man die ζ-Werte der systematischen Versuche benutzt.

   Der untere Bereich der Gasse muß daher eine flachere Neigung haben, mindestens 1 : 15 bis 1 : 18, und zwar auf der ganzen Länge der wechselnden Unterwasserstände. In der Tat wurde bei jedem Unterwasserstand ein spritzwasserfreier Übergang bei nur leichter Anhebung der Boote erzielt.

4. Überall, wo auch der Oberwasserstand wechseln kann (feste Wehre oder vorübergehende Speicherung im Stau), ändert sich auch der Wasserstand in der Gasse, ohne daß das hydraulische Prinzip sich ändert. Die Wasserspiegeländerung in der Gasse beträgt 40 bis 50 % der Änderung des Oberwasserstandes (Mosel: bei 60 cm Oberwasserschwankung Wasserspiegeldifferenz in der Gasse 25 bis 30 cm bei einer Abflußschwankung zwischen 0,95 m^3/s und 2,55 m^3/s). Während bei Gassen mit geringer Stauspiegelschwankung (bis 10 cm) die Seitenwände nur so hoch zu sein brauchen (50 cm innen), daß bei Normalstau fast bordvoller Wasserstand in der Gasse sich einstellt, betragen bei gleicher Verschlußanordnung die Wangenhöhen an der Mosel wegen der Schwankungen 80 cm. Erstere können daher auch für Ruderbootsdurchgang mit festen Auslegern, die über den Wangen schweben, eingerichtet werden (Petershagen/Weser), letztere dagegen nur für Kanus, d. h. Boote ohne Ausleger, es sei denn, daß dem Verschluß eine schwimmende Leitebene vorgeschaltet wird, die sich dem

jeweiligen Wasserstand anpaßt und in die Gasse stets eine annähernd gleich große Wassermenge einlaufen läßt. Dieser Gedanke harrt noch der Erprobung. Seine Verwirklichung kommt da in Frage, wo die Stauschwankungen mehr als 0,7 m beträgt und bei Fehlen einer Bootsschleuse ein sehr starker Ruderbootsverkehr mit Auslegerbooten vorkommt.

6. Durch die Versuche wurde ferner nachgewiesen und an der Mosel bestätigt, daß gekrümmte Gassen im Grundriß mit Radien >100 B (mehr als 150 m) den Effekt der gassenmittigen Abfahrt nicht schmälern. Ausgeführt wurden außer 3 geraden Gassen 8 gekrümmte Gassen mit Radien von 250 bis 300 m. Die Unterteilung einer Gasse in gerade und gekrümmte Abschnitte ist ungünstig. Es ist vielmehr ein einheitlicher Radius oder eine Folge von Radien mit langen Übergängen anzustreben.

2.132 Ausführung von Bootsgassen

Nach diesen Modellversuchen sind in Deutschland und Luxemburg bis 1964 im ganzen 11 Anlagen gebaut worden, nach der ersten 1959 in Hameln/Weser für Kanus mit max. 3,5 m Fallhöhe, 3 weitere an der Weser und 7 ebenfalls für Kanus an der Mosel mit Fallhöhen bis zu 7,5 m bei einem Durchschnittsgefälle von 1 : 13 bis 1 : 14. Während an der Mosel Bootsschleusen (für Ruderboote und Motorboote) einschl. Bootsgassen für

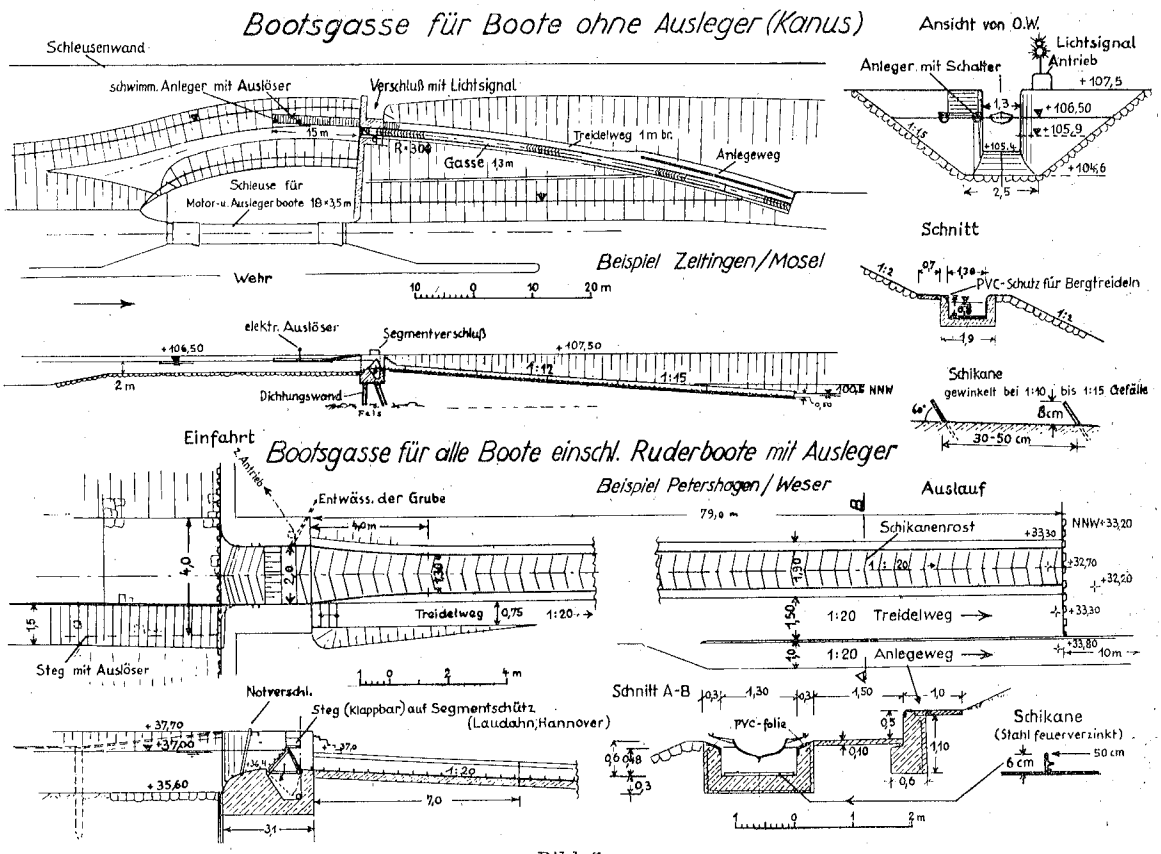


Bild 6
Bootsgassentypen

Boote ohne Ausleger von 120 cm Breite (Kanus) — siehe Foto Bild 7 — entstanden, wurde an der Weser, wo keine Bootsschleusen vorhanden sind, auch die Gasse für Auslegerboote (Ruderer) entwickelt. Die Einlaufbreite beträgt hier wegen der 1,6 m breiten Ausleger 2 m im Gegensatz zur Kanugasse, wo die Einfahrt ebenfalls 1,3 m breit ist. Hinter dem Verschluß verjüngt sich die Ruderboots-Gasse auf das Normalmaß von 1,3 m — s. Bild 6 — mit Oberkante Wange = Wasserspiegel. Im Gegensatz zur

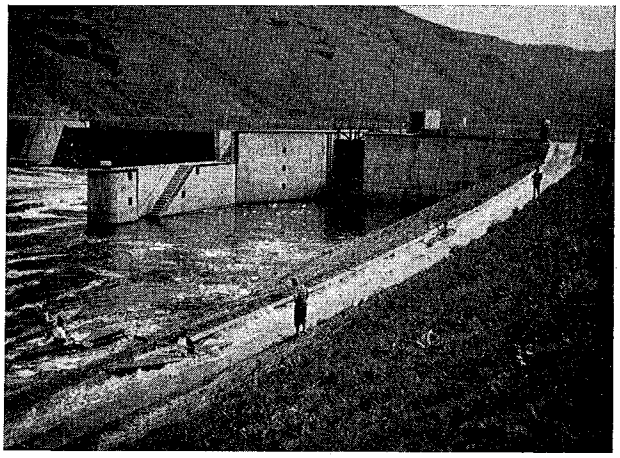


Bild 7
Bootsgasse und Bootsschleuse an der Mosel

„Kanugasse" für Boote ohne Ausleger ist die Gasse für Auslegerboote (Petershagen/Weser 1963) noch nicht ganz in der Konstruktion ausgereift. Z. Z. müssen bei der Gassenfahrt die Riemen bzw. Skulls aus den Dollen genommen und im Boot verstaut werden, um im Unterwasser wieder eingesetzt zu werden. Diese Unannehmlichkeit soll bei der

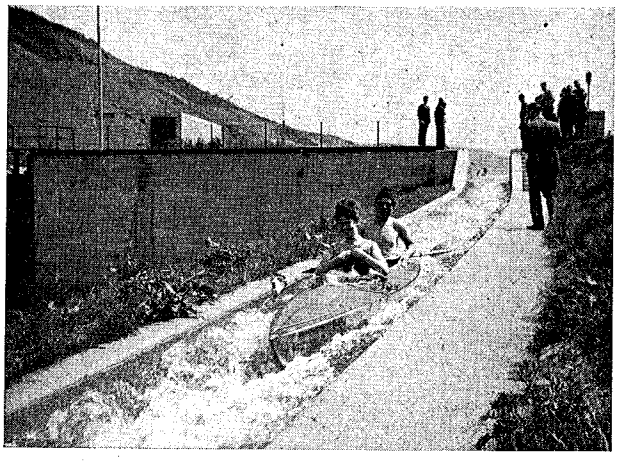


Bild 8
Kajakzweier in der Bootsgasse

nächsten Gasse für Auslegerboote dadurch beseitigt werden, daß neben der Bootsrinne auf den Wangen der Gasse besondere schwach durchflossene Ruderrinnen angelegt werden, durch die die Ruderblätter mitschwimmen.

Eine Bootsgasse besteht aus dem oberen Vorhafen, etwa 3 m langem Einlaufbauwerk mit Verschlußkörper (Segmentwehr mit elektrischem Antrieb) und der eigentlichen Gasse. Im oberen Vorhafen ist ein fester oder schwimmender Steg mit Druckknopfschaltung — etwa 15 m vom Einlauf entfernt — angeordnet. Beim Antrieb des Verschlusses ist eine Zeitrelaisschaltung einschließlich nach oberstrom sichtbarem Tageslichtsignal rot — grün eingebaut. Neben der Gasse, die in der Regel in der Böschung zum Unterwasser verläuft, ist ein Weg von 0,70 bis 1,5 m Breite in Wangenhöhe angeordnet, der mit dem Oberhaupt durch eine Treppe verbunden wird. Ferner führt im Unterwasserbereich neben dem Treidelweg ein Anlegeweg mit Treppen einher.

Die Bootsgasse wird folgendermaßen passiert: Der Sportler fährt im Oberwasser zum Auslöser am Steg und hat vor sich die verschlossene, trockene Gasse mit dem roten Sperrsignal. Durch Druck auf den Schaltknopf vom Boot aus senkt sich der Verschluß, und die Gasse füllt sich binnen weniger Sekunden mit Wasser. Dann erst gibt grünes Licht die Fahrt frei. Mit 2 Paddelschlägen gewinnt der Fahrer die Einfahrt und landet nach einigen Sekunden Gassenschußfahrt bei 4—5 m/s Geschwindigkeit im Unterwasser. Er kann seine Reise sofort fortsetzen, denn nach 30 Sekunden (lt. Erfahrungen) schließt sich die Gasse automatisch mit Wechsel des Signals wieder auf rot. Bei mehreren Booten kann jedes Boot in beliebigem Abstand sich seine 30 Sekunden selbst schalten. Auch Hintereinanderfahren mit etwa 10 m Abstand ist gefahrlos, da die Geschwindigkeiten annähernd gleich sind — s. Bild 8 und 9 (Kanu) und 10 (Rudervierer).

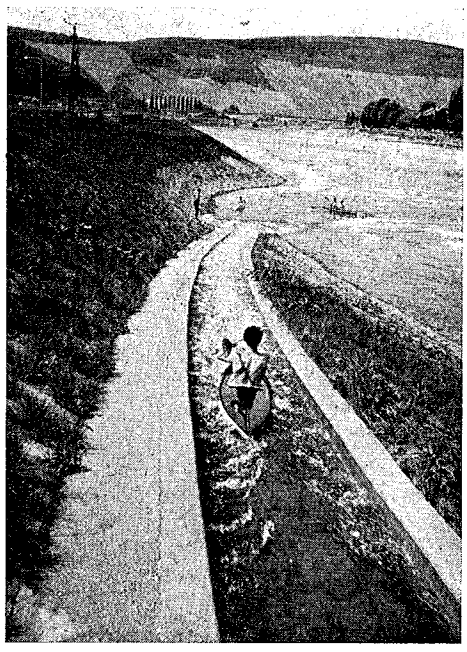


Bild 9
Auslauf einer Bootsgasse mit Einerkajak

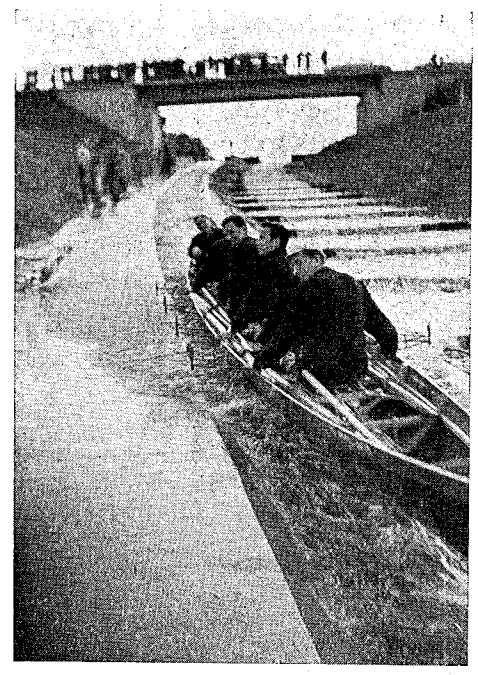


Bild 10
Rudervierer in einer Bootsgasse

Bei Verkehr zu Berg, der im allgemeinen kaum vorkommt, kann in der Gasse mit geringen Zugkräften (Faltboot 8 kg, leerer Rudervierer 18 kg) getreidelt werden, wenn das Zeitrelais auf 2—3 Minuten geschaltet wird.

Das Einlaufbauwerk umfaßt etwa 28 m³ Beton, der lfd. m Gasse mit 30 cm leichtbewehrter starker Sohle und Wangen etwa 1 m³ Beton. Einschließlich Schikanenrost und PVC-Schutz der Wangenoberfläche und Weg kostet der lfd. m Gasse 400 bis 500 DM, der Verschluß mit Antrieb und elektrischer Steuerung 14 000 DM. Einschließlich Vorhäfen kann an Baukosten für die gesamte Anlage mit 100 000 bis 130 000 DM bei Fallhöhen von 5—7 m gerechnet werden, etwa 15 bis 20 % der Kosten einer Bootsschleuse.

Hier mögen noch einige Meßwerte von Bootsgassen an der Weser mitgeteilt werden:

Bootsgasse	Wasserstand OW	Gefälle	Länge	Wassertiefe ü. Schikanen	v_m m/s	v_{om} m/s	Q m³/s
Hameln	NW	1 : 10	40 m	33 cm	2,7	4,6	1,1
(Festes Wehr)	MW	1 : 10		47 cm	3,5	4,93	1,9
Landesbergen	Stau −5 cm	1 : 20	110 m	32 cm	1,9	3,00	0,8
	Normalstau	1 : 20	110 m	39 cm	2,1	3,25	1,04
	Stau + 10 cm	1 : 20	110 m	47 cm	2,4	3,6	1,50
	Kopfwelle	1 : 20	110 m	—	1,8	—	—

Wenn man sich hinsichtlich des Wasserverbauchs vergegenwärtigt, daß die Benutzung der Gasse durch 100 Boote/Tag ≙ 3000 Sekunde ≙ 4500 m³/s (bei 1,5 m³/s) schon sehr selten vorkommt, höchstens in der Nähe der Großstädte, so verteilt sich dieser Wasserverbrauch auf 60 l/s über 24 Stunden, ein Wert, der im Bereich des Fischpaßverbrauches liegt und als fühlbarer Energieverlust nicht angesehen werden kann. Im Durchschnitt liegt aber der 24 Stundenverbrauch wesentlich niedriger.

Die Bootsgasse hat sich sehr gut bewährt und wird vom Deutschen Kanuverband als ideale Lösung des Problems zur mühelosen, sogar reizvollen Überwindung von Stauanlagen an allen großen und kleinen Flüssen, ja als *die Rettung des Wasserwandersports* angesehen. Bei weiterer Verbesserung — wie angedeutet — wird auch vom Deutschen Ruderverband diese Anlage voll anerkannt werden. Es wäre zu wünschen, daß mit dieser Einrichtung überall in Deutschland die gestauten Flüsse besonders in landschaftlich bevorzugten Gegenden als *echte hindernisfreie* Wasserwanderwege für Jung und Alt wiedergewonnen werden könnten. Dasselbe trifft aber auch für alle übrigen Länder und Nationen zu, in denen der Wasserwandersport unter den gleichen Erschwernissen und Behinderungen infolge von Stauanlagen betrieben wird (z. B. Hoch-Rhein, Rhône, Donau usw.) Wenn auch der Bau von Bootsgassen in der Fallhöhe theoretisch unbegrenzt ist — je höher, um so flachere Neigung — so dürfte bei großen Fallhöhen, z. B. bei den 18 m hohen Schleusen oder den noch größeren Hebewerken des Main-Donau-Kanals die Anwendung des Fahrstuhlprinzips erstrebenswert sein.

Zusammengefaßt kann das Problem der mühelosen Überwindung von Staustufen durch die Bootsgasse heute als gelöst angesehen werden. An allen bedeutenden Wasserstraßen, auf denen auch das Motorboot zugelassen werden kann, sollten abseits von der Großschiffahrt — am besten zwischen Wehr und großer Schleuse außerhalb deren Vorhäfen oder an dem Ufer, wo weder Große Schleuse noch Kraftwerk liegen — elektrische auto-

matische Bootsschleusen *einschließlich* Bootsgassen zur Selbstbedienung erstellt werden, in allen anderen Fällen Bootsgassen mit Treidelweg (entweder Kanugässen oder Ruderbootgassen). Nur an Kanalschleusen mit kaum Sportverkehr genügt eine Betonpiste als Schleppe, bei Fallhöhen über 12 bis 15 m sollten Fahrstühle konstruiert werden. Auf alle Fälle sind bei der Planung von Staustufen von vornherein die Wassersportanlagen aufzunehmen, wofür an der Mosel und Weser ausreichend Muster dienen können.

2.2 Uferausbildung und Sportboothäfen

2.21 Uferausbildung

Hemmend für die Entwicklung des Wassersports wirkt sich auch die übliche Ufersicherung der Wasserstraßen aus, die fast durchweg aus Schüttsteinen, an Kanälen teilweise aus Spundwänden hergestellt wird. Dadurch sind überall Lande- und Liegeplätze verlorengegangen. Spundwände sind, wenn sie höher als 25 bis 50 cm aus dem Wasser ragen, zum Landen ungeeignet, für Ruderboote mit Auslegern gefährlich. Auch die befestigten Böschungen mit scharfkantigen Steinen an Deckwerken, Kanalufern und Buhnen ermöglichen kaum ein Anlegen, ebensowenig Betonböschungen, wenn sie nicht durch Treppen gelegentlich unterbrochen sind. Durch den auftretenden Sog bei Begegnungen mit der gewerblichen Schiffahrt werden die Sportboote leicht auf Grund gesetzt und beschädigt. Die Erhaltung von nichtbefestigten Buhnenfeldern ist daher überall da anzustreben, wo das Anlegen üblich ist. An solchen Stellen in der Nähe von Ortschaften oder Zeltplätzen, Wanderheimen und so weiter ist der Ausbau von größeren Buhnenfeldern durch Anordnung von Hakenbuhnen als kleine Sportboothäfen leicht und billig zu erstellen. Auch können Kiesgruben mit Verbindung zum Fluß als Liegeplätze ausgenutzt werden. Es wird nämlich zunehmend beobachtet, daß Motorbootbesitzer nach Erwerb eines kleinen Ufergrundstücks und Aufstellung eines Wohnwagens oder Wochenendhäuschen sich einen Anlegesteg für das Boot erstellen. Diese Anlagen können — oft tagelang ohne Aufsicht des Eigners — samt Boot leicht durch den Wellensog der Großschiffahrt weggerissen werden und bilden eine Gefahr. Auch kann der Schiffahrt wegen dieser Anlagen keine Langsamfahrt zugemutet werden.

2.22 Sportboot-Hafenbau

Die Anlage von Sport-Bootshäfen ist daher eine neue wichtige Aufgabe, wobei die Tragung der Kosten noch zu klären wäre.

Als Beispiel — Bild 11 — ist ein Liegehafen für Motorboote an der Ems im Bereich einer Staustufe aufgezeigt, der durch einen Trenndamm von der gewerblichen Schiffahrt abgeteilt ist und durch seine Lage oberhalb eines Wehres den geringsten Wasserspiegelschwankungen ausgesetzt ist. Die Boote sind dadurch vom Sog der vorbeifahrenden Schiff geschützt.

Der Sportboothafen ist in einer nach Zurückverlegung des HW-Deiches entstehenden Ausbuchtung geplant, um dort liegende Boote vor HW-Strömungen zu schützen. Er ist mit zwölf ständigen Liegeplätzen für Motorboote ausgestattet und kann während der Winterpause mit etwa 20 Booten belegt werden. Jederzeit kann, wenn es die Entwicklung erfordert, eine Erweiterung des Hafens nach Oberstrom oder in der Breite des Hafens vorgenommen werden, da nur die am Trenndamm verlaufende Uferlinie zum Hafen hin durch eine Spundwand, gedacht ist an eine leichte Stahl- oder auch Holzspundwand, befestigt wird und die übrigen Ufer bis auf eine leichte Sicherung durch Busch mit Abraum und Rasenandeckung unbefestigt bleiben sollen. Jedoch erscheint eine Überschreitung von zwanzig Liegeplätzen auch wenig erwünscht, da sie eine örtliche Massierung von Motorbooten mit sich bringen würde.

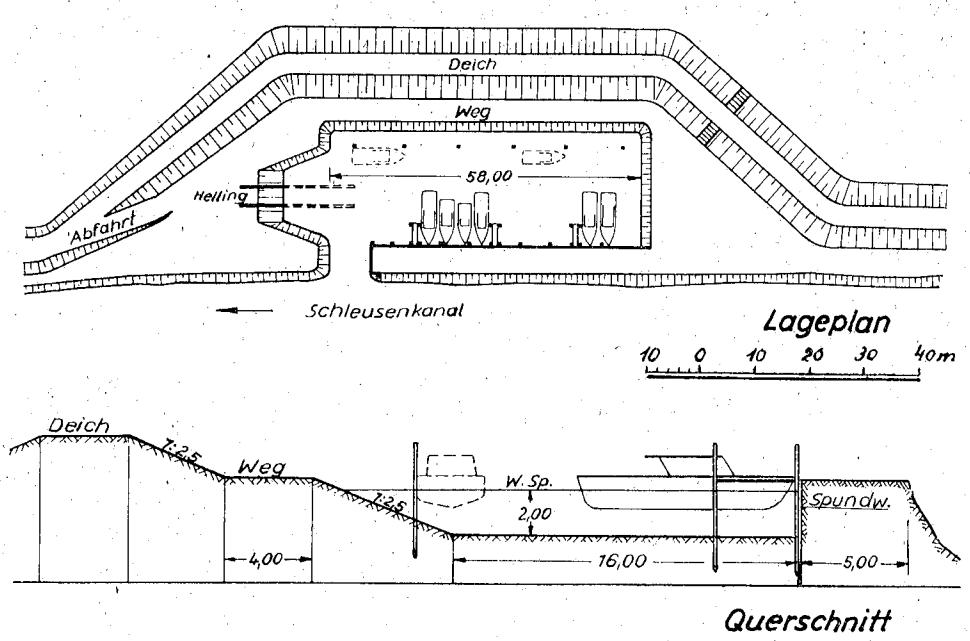


Bild 11
Sportboothafen

Die Boote werden durch 1 m breite und 4 m lange Stege zugänglich gemacht und an Pfählen vertäut. Durch Schwimmer in den Dalbenpfählen soll die Befestigung von Wasserspiegelschwankungen unabhängig gemacht werden. Dies ist erforderlich, da bei großem HW das Deichvorland überschwemmt wird. Die Wassertiefe des Hafens soll 2 m betragen, die Dalbenreihe an der unbefestigten Hafenböschung als Anleger und zur Überwinterung benutzt werden. Um kleine Reparaturen und Überholungen an Ort und Stelle ausführen zu können, ist eine einfache Bootsaufschleppe mit zwei Winden von großem Vorteil. Binnendeichs kann das Clubhaus errichtet oder ein Campingplatz angelegt werden.

3. Schäden, die die Sportschiffahrt den Wasserstraßen zufügt

3.1 Uferschäden

Wenden wir uns nun der Problemgruppe der Schädigung von seiten des Wassersports zu, die sich im wesentlichen mit dem Motorboot zu befassen hat. Über die Uferschäden, die durch den Wellengang der Verdrängungsboote an den Ufern entstehen, braucht in diesem Zusammenhang nicht berichtet zu werden, da sie sich zu den bei weitem größeren Schäden durch die gewerbliche motorisierte Großschiffahrt addieren. Dem Motorboot sind sie an kleinen Flüssen mit geringem Großschiffahrtsverkehr aber anzulasten, wie z. B. an der Aller insbesondere an Campingplätzen beobachtet wurde, wo die auf dem Autodach mitgebrachten Schnellboote sich tummeln. Die Verwaltung versucht hier die Uferschäden durch Geschwindigkeitsbegrenzung z. B. an allen Nebenflüssen der Weser 12 km/h zu Berg und 18 km/h zu Tal — und durch verstärkten Uferausbau — zu verhüten, teils mit zweifelhaftem Erfolg.

3,2 Ölverschmutzung durch Außenbordmotore

Als ein besonderes Problem wird hier die Verölung des Gewässers durch die Außenbord-Motore behandelt. Bekannt ist, daß die handelsüblichen Außenbord-Motore Zweitakter sind und Treibstoff und Öl sowie Crackprodukte aus Treibstoff und Öl, die teilweise wasserlöslich sind, ausstoßen. Eine reine Ölbestimmung, bei der auch die nicht wasserlöslichen Crackprodukte mit erfaßt würden, könnte den Sinn der folgenden Untersuchung nicht ganz erfüllen. Daher werden diese Untersuchungen in der Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz einmal eine Übersicht über den Ausstoß an Treibstoff und Öl mit Kochpunkt über 75° C, zum anderen den an Öl und Crackprodukten mit Kp über 135° C geben. Zur Ermittlung der wasserlöslichen Auswurfprodukte wird noch der $KMnO_4$-Verbrauch bestimmt.

3.21 Versuchsmethode

Die Untersuchung der Außenbord-Motore geschah in einem Prüftank von 1,1 bis 1,3 m³ Inhalt. Der zur Prüfung jeweils eingesetzte Motor war für den Versuch mit einer Testscheibe an Stelle des Propellers versehen. Jeder Motor wurde je nach den Gegebenheiten 10 bis 30 Minuten, bei 1/3 bis 1/2 Geschwindigkeit und bei voller Geschwindigkeit gefahren. Nach den einzelnen Läufen wurde eine Wasserprobe zur Untersuchung entnommen und nach jedem Test das Wasser im Prüftank gewechselt. Während die Seagull-Motore mit einem Gemisch 1:10 liefen, wurde bei den älteren 1:25 und bei den neueren Johnson-Motoren auch 1:50 verwendet. Während die alten Johnson- und West-Bend-Motore bereits lange Betriebszeiten aufwiesen, waren die Johnson-Modelle 1964 nur ca. 10 Stunden eingefahren, die Seagull-Motore fabrikneu.

Um die bestmögliche Durchmischung des Wassers zu erzielen, wurden die Proben bei laufendem Motor entnommen. Bei der labormäßigen Aufarbeitung der Proben wurden die in den „Deutschen Einheitsverfahren zur Wasseruntersuchung" vorgeschriebenen Methoden zur Ölbestimmung angewandt. Der Kaliumpermanganatverbrauch korrelierte gut mit den nur halb quantitativ bestimmten Gehalten an Phenolen. Bei der Auswertung der Ergebnisse wurden die jeweiligen Blindwerte bzw. Bezugswerte aus den Vorläufen berücksichtigt.

3.22 Ergebnisse der Untersuchung

Zusammengefaßt zeigt sich, daß in der Regel die Hauptmenge an Treibstoff und Öl bei Leerlauf ausgeschieden wird, gefolgt von der Ausscheidung bei 1/3—1/2 Geschwindigkeit und bei Vollgas. Dies gilt hauptsächlich bei den neuen Motoren. Die älteren, stärker ausgefahrenen Motore lassen sich in diese Aussage nicht einpassen. Hier gibt es einige Motore, die bei 1/3—1/2 und bei Vollbelastung größere Treibstoff- und Ölmengen ausstoßen als bei Leerlauf. Die beigefügte Tabelle gibt bei den einzelnen Belastungzuständen (Leerlauf, 1/3—1/2 und Vollauf) links die Treibstoffmenge in Gramm, in der Mitte das Öl in Gramm und rechts den Kaliumpermanganatverbrauch in Gramm, berechnet auf einer Stunde Laufzeit an. Die Durchsicht der Ergebnisse zeigt für diese älteren Modelle eine Abnahme des Auswurfs an Treibstoff, Öl und den oxydierbaren wasserlöslichen Substanzen mit abnehmender Leistung des Motors. Überlagert wird diese Erscheinung durch Zunahme der Auswurfmenge mit der Einsatzzeit der Motore.

Die Ergebnisse zeigen, daß bei Betrieb der Außenbord-Motore wesentliche Mengen an Treibstoff, Öl und wasserlöslichen oxydierbaren Produkten ausgestoßen werden. Die bei einzelnen Motoren durchgeführte Wiederholung des Versuchslaufs erweist besonders beim Johnson 40 PS, Baujahr 1960, welchen großen Schwankungen die Auswurfmenge unterworfen ist, obwohl bei den Wiederholungen die Versuchsbedingungen nicht verändert wurden.

Stundenpauschale des Ausstoßes an organischen Substanzen in g/h

Mot.	Bj.	PS	Treibstoff bei 75° C				Öl bei 135° C				$KMnO_4$-Verbrauch			
			Leerl. ½—⅓ v Voll				Leerl. ½—⅓ v Voll				Leerl. ½—⅓ v Voll			
			5 Min.	15 Min.	40 Min.	g/h	5 Min.	15 Min.	40 Min.	g/h	5 Min.	15 Min.	40 Min.	g/h
Jo.	1958	30	7	75	115	197	6	37	57	100	—	13	103	116
Jo.	1959	35	5	30	55	90	4	17	65	86	7	12	31	50
Jo.	1960	40	9	34	230	281	7	12	194	213	6	13	37	56
Jo.	1960	40	34	81	196	311	20	56	222	298	9	12	30	51
Jo.	1960 [1]	40	70	192	3060	3322	17	29	452	498	5	6	36	47
Jo.	1961	75	47	89	333	469	27	91	196	314	10	19	125	154
Jo.	1964	3	11	7	13	31	9	6	5	20	1	5	8	14
Jo.	1964 [2]	3	12	2	11	25	9	2	8	19	0	6	11	17
Jo.	1964 [2]	5,5	11	14	69	94	5	3	36	44	3	5	7	15
Jo.	1964	5,5	9	26	126	161	6	14	59	79	2	6	—	8
Jo.	1964	8,5	18	35	5	58	14	17	22	53	3	12	10	25
Jo.	1964 [2]	8,5	20	21	21	62	14	15	15	44	8	39	25	72
Jo.	1964	18	18	50	62	130	13	24	59	96	3	15	22	40
Jo.	1964 [2]	18	14	19	20	53	11	8	20	39	3	18	20	41
Jo.	1964	28	25	82	13	120	16	37	45	98	2	30	7	39
Jo.	1964 [2]	28	19	18	87	124	9	12	73	93	4	13	10	27
Jo.	1964	40	—	75	207	282	—	74	158	232	—	30	79	109
Jo.	1964 [2]	40	19	35	74	128	15	28	40	83	4	18	28	50
Jo.	1964	60	72	43	257	372	14	26	153	193	32	6	223	261
Jo.	1964 [2]	60	64	85	218	367	31	45	113	189	2	13	243	258
Se.	1964 [3]	2,5	3	21	—	44	4	8	—	12	1	1	—	2
Se.	1964 [3]	5,0	22	10	—	32	2	3	—	5	2	10	—	12
Kö.	1964	40	4	8	183	195	4	7	93	104	2	3	18	23
WB.	1963 1 L.	45	64	43	226	333	23	19	99	141	5	9	43	57
WB.	1963 [4] 2 L.	45	10	50	107	167	6	38	92	136	3	17	21	41
WB.	1961	25	111	250	456	827	48	89	278	415	4	15	21	40
WB.	1964	20	73	62	450	585	3	5	29	37	5	9	18	32
WB.	1964	6	29	35	84	148	13	25	31	69	1	3	16	20

Treibstoff aus „Ölabscheider"

Johnson	60	181	584	1111	1876	Gemisch 1:50	Abkürz.: Jo. = Johnson
Johnson	40	61	23	49	133	Gemisch 1:50	Se. = Seagüll
Johnson	28	71	74	66	211	Gemisch 1:50	Kö. = König
Johnson	18	36	17	106	159	Gemisch 1:50	WB. = West-Bend
Johnson	8,5	50	163	40	253	Gemisch 1:50	
Johnson	5,5	—	3	17	20	Gemisch 1:50	

Jahreszahl ohne Fußnote = Gemisch 1:25.

[1]) Werte experimentell nachgewiesen, mögliche Fehler bei Versuch nicht feststellbar.
[2]) Gemisch 1:50.
[3]) Gemisch 1:10.
[4]) Versuch mit Ölabscheider.

Eine überschlägliche Rechnung soll Aufschluß darüber geben, welche Mengen an ausgeworfenem Treibstoff, Öl und oxydierbaren Substanzen zu erwarten sind. Nehmen wir an, für einen See seien 400 Boote mit Außenbordmotor zugelassen. Nach den Versuchen ist ein Auswurf von 200 g Treibstoff/h, davon 120 g Öl und oxydierbare Substanzen entsprechend einem Kaliumpermanganat-Verbrauch von 60 g/h anzunehmen. Wenn diese 400 Boote je 50 Stunden nur im Jahr betrieben werden, so ergibt sich eine Verunreinigung des Sees mit 4000 kg (4 t) Treibstoff, davon 2400 kg Öl und oxydierbare Substanzen von 1200 kg. Wenn man bedenkt, daß auf dem Bodensee 3500 Außenbord-Motore verkehren, so sind die Sorgen um die Gesundheit dieses Gewässers wohl berechtigt.

Zugegeben, daß diese Versuche im Testtank nicht im vollen Umfang den Freifahrtversuchen entsprechen. Die Tankversuche müssen jedoch als Minimalwerte angesehen werden. Erwärmung des Wassers während des Versuchslaufs, Teilaustrieb des Treibstoffes durch die mit Testpropeller eingebrachte Luft und laufende Absaugung durch den Ventilator haben das Ergebnis mit beeinflußt. Dennoch werden die gefundenen Werte der Wirklichkeit nahe kommen, denn die hier versuchsbedingten Treibstoffminderwerte werden schätzungsweise der besseren Ausnutzung des Treibstoffs bei freier Fahrt entsprechen.

3.23 Verminderung der Gewässerverunreinigung

So unerfreulich das Bild dieser Untersuchung ist, ist doch die Entwicklung der untersuchten Motorengattung nicht stehen geblieben. Einige Ergebnisse der in der Tabelle aufgeführten Motore aus dem Baujahr 1964 zeigen, daß diese gegenüber den älteren Motoren geringere Substanzen auswerfen. Weiter wird der Auswurf verringert durch Veränderung des Mischungsverhältnisses von 1 : 25 auf 1 : 50. Damit sind die Möglichkeiten zur Verminderung des Auswurfes aber noch nicht erschöpft. Durch den Einbau von Treibstoffabscheidern wurde ein großer Teil der sonst in das Wasser gelangenden Stoffe abgefangen. Die Ergebnisse mit Abscheidern sind in der Tabelle unten an sechs Motoren aufgeführt, wobei nur die zurückgewonnenen Treibstoffmengen erfaßt sind.

3.24 Forderung an den Motorenbau

Die Reinhaltung der Gewässer erfordert, daß alle technischen Möglichkeiten, die die geringstmögliche Verschmutzung mit Treibstoff, Öl usw. gewährleisten, mobil gemacht werden. Daher sollten folgende Forderungen an die Hersteller und Besitzer von Außenbord-Bootsmotoren gestellt werden:

1. Laufende technische Überwachung der Motore durch Fachleute
2. Prüfung der Möglichkeiten, das Öl-Benzin-Verhältnis zu vergrößern
3. Einbau von Treibstoffabscheidern grundsätzlich bei jedem Außenbord-Bootsmotor.

4. Ordnung für die Sportschiffahrt auf Wasserstraßen

4.1 Allgemeines

Die Probleme der „Vergnügungs- und Sportschiffahrt" soll nun durch Ausführungen über die Ordnung auf den Wasserstraßen abgeschlossen werden.

Die Berührungspunkte der eingangs charakterisierten Sportschiffahrt mit anderen Wasserbenutzern sind vielseitig. Hier ist zunächst die gewerbliche Güter- und Fahrgastschiffahrt sowie der Fährverkehr zu nennen. Der eine Teil kann in der verschiedensten Weise durch den anderen behindert werden: die gewerbliche Schiffahrt durch laienhafte Manöver der Sportboote, insbesondere der schnellen Motorboote, durch zu

große Annäherung oder Anhängen, Längsseitkommen, unerlaubtes Anbordgehen, durch mangelhaftes Ausweichen, zu starken Bootsverkehr und damit verbundener Ablenkung. Die Sportschiffahrt kann ihrerseits durch starke Verkehrsdichte und mangelnde Bewegungsmöglichkeit behindert werden. Ferner ist die Behinderung von Badenden und Schwimmern bzw. die Behinderung durch sie zu erwähnen. Und schließlich kann die Fischerei, sei es die Berufsfischerei oder das Sportangeln gestört werden, ganz zu schweigen von der Lärmbelästigung der Uferanwohner durch Motorboote. Hier gilt es eine Ordnung zu schaffen, die allem am Wasser interessierten Kreisen gerecht wird und durch die den Belangen der Sportschiffahrt, soweit dies hinsichtlich der Abwehr von Gefahren möglich ist, Rechnung getragen wird.

Diese Ordnung kann durch

Vorschriften für das Verhalten im Verkehr und die Beschaffenheit und Ausrüstung der Boote,

die Ausbildung der Bootsbesatzungen und einen Fertigkeitsnachweis,

die Kennzeichnungspflicht,

Geschindigkeitsbegrenzungen,

Sperrung bestimmter Gewässer (z. B. Umschlaghäfen)

Zulassungspflicht mit Einschränkungsmöglichkeit

erreicht werden.

Hierzu gehört auch die Lenkung des Sportverkehrs auf besondere Reservate (Sportwasserweg an Staustufen mit Sportschiffahrtsanlagen, Anlage von Sportboothäfen usw.) Danach sind zu unterscheiden:

1. Anforderungen vorbeugender Art, die
   a) an das Boot zu stellen sind
   b) vom Bootsführer und seiner Besatzung zu erfüllen sind,
   c) von den Verbänden, Gemeinden usw. zu erfüllen sind.
2. Sicherheitsmaßnahmen für den Verkehr
3. Überwachung des Verkehrs.

Grundsätzlich soll die Freiheit des Einzelnen nur insoweit eingeschränkt werden, wie dies zum Schutz der anderen Wasserverkehrsteilnehmer und Wasserbenutzenden notwendig ist und die Eigenverantwortlichkeit dem Wassersportler belassen werden, soweit dies aus Gründen der Sicherheit vertretbar erscheint. Ferner hängen die Maßnahmen weitgehend von den sehr unterschiedlichen örtlichen Verhältnissen ab. Im Folgenden sollen die insgesamt möglichen Maßnahmen erfaßt und anschließend untersucht werden, ob und inwieweit für alle Gebiete gültige Richtlinien empfohlen werden können.

4.2 Anforderungen vorbeugender Art

4.21 Anfoderungen an das Boot

Hierzu wird teilweise an Vorschriften der Rheinschiffahrt-Polizeiverordnung und Binnenschiffahrtsstraßenordnung der Bundesrepublik angeknüpft.

Das Boot muß so gebaut (d. h. schwimmfähig und wasserdicht) und so ausgerüstet sein, daß jede Gefahr für die an Bord befindlichen Personen und für die Schiffahrt vermieden

wird. Die Verantwortung dafür, daß die Fahrzeuge diesen Anforderungen genügen, trägt der Bootsführer. Dies gilt für Boot und Ausrüstung, wobei die Art der Ausrüstung in gewissen Grenzen dem Bootsführer überlassen bleibt. Sie hängt ab von der Bootsart und -größe, sowie den für die einzelnen Stromgebiete erlassenen Sondervorschriften. Zu ihr gehören u. a. Ruder, Leinen, Anker, Laternen, sonstige Signalmittel usw. Hierzu zählt ferner eine Antriebsmöglichkeit, die eine ausreichende Manövrierfähigkeit und Fortbewegung gewährleistet, so z. B. Paddel, Ruder, Bootshaken, Segel und Motor. Sportschiffer, die diese Mindestforderung nicht erfüllen, machen sich strafbar. Treten Mängel auf und erhält die Strom- und Schiffahrtspolizeibehörde Kenntnis von ihnen, so hat sie ihre Abstellung zu veranlassen oder das Fahren mit dem Fahrzeug zu verbieten, wenn die Verkehrssicherheit gefährdet ist. Inwieweit eine behördliche Überwachung der Fahrtauglichkeit im einzelnen möglich ist, wird später in einem anderen Zusammenhang untersucht.

4.22 Anforderungen an den Bootsführer und die Bemannung

Gemäß BSchStrO und R.P.V.O. § 17, wo es heißt: „Alle Fahrzeuge und Flösse müssen so bemannt sein, daß jede Gefahr für die an Bord befindlichen Personen und für die Schiffahrt vermieden wird", hat der Bootsführer im Rahmen der ihm obliegenden allgemeinen Sorgfaltspflicht die Bemannung derart zusammenzustellen, daß ein sicheres Handhaben des Bootes gewährleistet ist. Dies bezieht sich nicht auf eine zahlenmäßig ausreichende Bemannung, sondern besagt auch, daß ihre Kenntnisse hinreichend sein müssen. Ferner besagt der § 2 der gleichen Vorschriften, daß jedes Fahrzeug einen Führer haben und dieser zur Führung seines Fahrzeuges geeignet sein muß. Der Bootsführer ist hiernach für die nautische Führung seines Bootes voll verantwortlich. Auf einigen Gewässern ist für bestimmte Sportfahrzeuge eine Patentpflicht eingeführt, so besteht z. B. auf dem Bodensee eine Patentpflicht für Fahrzeuge mit Motorenantrieb, auf den Bundeswasserstraßen eine Patentpflicht für Fahrzeuge mit oder ohne eigene Triebkraft von über 15 t Wasserverdrängung, also auch für Sportboote, die diese Grenze überschreiten.

Die Frage, ob für alle Sportboote oder bestimmte Bootsarten, insbesondere Motorboote, eine Führerscheinpflicht zu fordern ist, ist umstritten. Infolge des starken Anwachsens der Motorboote neigt man zwar heute zur Einführung einer Führerscheinpflicht für Sportboote, aber eine absolute Notwendigkeit kann heute noch nicht bejaht werden. Es ist notwendig, daß alle Verkehrsteilnehmer sich ordnungsgemäß in den Verkehr einordnen und die hierfür notwendigen Mindestkenntnisse und Erfahrungen sowie auch eine gewisse charakterliche Eignung mitbringen. Mängel können z. B. durch die Vorschrift eines Mindestalters behoben werden, wie sie teilweise besteht. Ferner haben einige Verbände, wie z. B. der Deutsche Seglerverband und der Deutsche Motoryachtverband für ihren Verband die Führerscheinpflicht eingeführt und betreiben eine solide umfangreiche Ausbildung, an der auch Nichtmitglieder teilnehmen können. Diese Verbände unterhalten zahlreiche Prüfungskommissionen und sind in der Lage, dieses System zu erweitern. Nicht erfaßt wird ein großer Teil der Nichtmitglieder und Führer von Kleinmotorbooten — siehe Seite 150 —, die ohne Zweifel einen Unsicherheitsfaktor für den Verkehr darstellen und auch mangels Schulung durch die Verbände mit den übrigen Gewässerinteressenten (Fischerei) in Konflikt geraten können. Es sollte jedoch vorläufig angestrebt werden, den Staat hier nur eingreifen zu lassen, wenn kein Weg gefunden wird, der auf der Basis der Freiwilligkeit zum Erfolg führt und die nötige Sicherheit gewährleistet. Hier können die Maßnahmen der Sportverbände — der Deutsche Kanuverband unterhält z. B. eine eigene Wasserwacht — durch erzieherische Einwirkung der Wasserschutzpolizisten, Lehrgänge während des Winters, Herausgabe von Merkblättern und vielleicht auch durch die Kennzeichnungspflicht wirksam unterstützt werden.

4.23 Anforderungen, die von den Verbänden, Gemeinden usw. zu erfüllen sind

Die Schaffung von Sportboothäfen — siehe Seite 161 — ist ein dringendes Bedürfnis, da schon jetzt die vorhandenen Liegemöglichkeiten in zahlreichen Stromgebieten nicht mehr ausreichen, um die Boote ordnungsgemäß unterzubringen und pflegen lassen zu können. Hierfür können Kiesgruben in Betracht kommen, nicht aber Alt- und Nebenarme, dem einzigen Reservat der Fischaufzucht. Die Erfahrung zeigt jedenfalls, daß Sportboothäfen und die Häfen der Berufsschiffahrt — ausgenommen reine Winterhäfen — unbedingt getrennt bleiben sollen.

4.3 Sicherheitsmaßnahmen für den Verkehr

Hier sind vor allem die verschiedenen rein schiffahrtspolizeilichen Vorschriften zu nennen, die in den für die einzelnen Gewässer erlassenen Verordnungen und Bekanntmachungen enthalten sind. So sagt der § 18 der BSchStrO bzw. R.P.V.O., daß auf jedem in Fahrt befindlichen Fahrzeug das Ruder mit einer hierfür geeigneten Person besetzt sein muß. Es sind ferner die Ausweichpflicht der Kleinfahrzeuge gegenüber den übrigen Fahrzeugen, deren Kennzeichnung und Lichterführung festgelegt. Weitere Sonderbestimmungen befassen sich mit dem Verbot der Annäherung, dem Anlegen und Anhängen an in Fahrt befindliche Fahrzeuge. Die für die einzelnen Gebiete erlassenen Vorschriften weichen nicht unwesentlich voneinander ab und müssen den sich ändernden Verkehrsverhältnissen laufend angepaßt werden. Sie werden durch das Aufkommen neuer Sportbootarten (Wasserski, Tauboote, Amphicar) beeinflußt, so daß auch für einzelne Bootsgattungen Sondervorschriften notwendig werden können.

Ferner sind noch folgende Maßnahmen zu nennen:

Geschwindigkeitsbeschränkung für Motorboote

Soweit sich die Beschränkung auf den Wellenschlag bezieht, ist sie bei stark auch von der Berufsschiffahrt befahrenen Wasserstraßen nicht überzubewerten, wenigstens, was den Angriff auf die Ufer betrifft. Gleitende Schnellboote (mehr als 25 km/h) verursachen sowieso kaum Wellen. In schmalen, wenig oder nicht von der Berufsschiffahrt benutzten Gewässern mit überwiegend natürlichem Uferschutz sind die Uferschäden durch Motorbootwellen sehr stark. Bedenklich ist aber das wilde Fahren Jugendlicher und Angeber, bei denen sich ein Geschwindigkeitskomplex austobt und in Rücksichtslosigkeit ausartet, deren Opfer dann kenternde Paddel- und Ruderboote sowie überfahrene Schwimmer sind. In allen diesen Fällen müssen zusätzliche Bestimmungen wie Geschwindigkeitsbeschränkungen für bestimmte Gewässer oder Gewässerstrecken erlassen werden, die eine Gefährdung ausschalten, offensichtliche Uferschäden verhindern und auch geeignet sind, die Geräuscheinwirkung in tragbaren Grenzen zu halten. Im Rahmen der Lärmbekämpfung kann es in bestimmten Erholungsgebieten auch notwendig sein, den Motorbootverkehr generell zu verbieten. Verbote und Beschränkungen sind auch dort notwendig, wo es sich um für die Fischerei erforderlichen Laichschon- und Schutzgebiete handelt. Schließlich wird eine Beschränkung der Geschwindigkeit dort noch anzuwenden sein, wo wegen der herrschenden Verkehrsdichte ein Mindestmaß an Übersicht bei zu hoher Geschwindigkeit für die Verkehrsteilnehmer nicht mehr gewährleistet ist.

Sperrung von Gewässern oder Flüssen für bestimmte Sportarten

Dies kann für solche Wassersportarten wie z. B. Wasserski notwendig sein, für die Übungsgebiete benötigt werden. Ferner wird dies in einigen Erholungsgebieten und fischereilich anerkanntermaßen wertvollen Wasserstrecken nicht zu umgehen sein.

Einschränkung der Zulassungszahl von Motorbooten

Diese Maßnahme ist auf einigen Seen angeordnet, um der Belästigung durch die Motorboote Einhalt zu gebieten. Sie hat den Nachteil, daß diese Boote in andere Gebiete ausweichen und die Ballungsräume auf Flüssen usw. verstärken.

4.4 Überwachung des Verkehrs

Das verkehrsgerechte Verhalten der Sportboote muß laufend durch die Wasserschutzpolizei überwacht werden. Dies ist vor allem deshalb notwendig, weil mangels Führerscheinpflicht zahlreiche Boote von Unerfahrenen gefahren werden. Diese Überwachung kann jedoch nur dann zufriedenstellen, wenn sämtliche Fahrzeuge oder zumindest die Motorboote einer amtlichen Kennzeichnungspflicht unterliegen, da sie sonst von den geschädigten oder bedrohten Fahrzeugen aus nicht einwandfrei festzustellen sind und gegen Bootsführer, die sich verkehrswidrig verhalten, oft nicht eingeschritten werden kann. Die amtliche Kennzeichnungspflicht würde gleichzeitig die Möglichkeit geben, für die Teilnahme am Verkehr ungeeignete Boote durch Nichterteilung des Kennzeichens vom Verkehr auszuschließen. Der Kennzeichnung kann daher eine wesentliche Bedeutung zukommen. Sie ist z. Z. nur in einigen Stromgebieten, leider nicht einheitlich, eingeführt und sollte für alle Gewässer angeordnet werden. Die Notwendigkeit dieser Maßnahme wird von den Verbänden anerkannt und gefordert.

Bei der Vielseitigkeit des Sportverkehrs auf den Gewässern wird eine einheitliche Regelung der Verkehrs- und Sicherheitsfragen stark erschwert. Es wird daher nicht zu umgehen sein, daß auch zukünftig den Belangen der Anwohner und dem Charakter der einzelnen Gewässer Rechnung zu tragen ist. Andererseits ist heute der grenzüberschreitende Verkehr sehr stark und die Zahl derer, die ein fremdes Land vom Wasserweg aus bereisen und kennenlernen wollen, wird ständig zunehmen. Anfragen nach den Polizeivorschriften bestimmter Stromgebiete häufen sich. Dies trifft in verstärktem Maße für den über mehrere Stromgebiete sich erstreckenden innerdeutschen Verkehr zu. Es sollte daher versucht werden, den nationalen und internationalen Sportbootverkehr durch folgende Maßnahmen zu erleichtern:

1. Angleichung der Verordnungen und Bekanntmachungen von Bund, Ländern und Regierungspräsidenten usw. untereinander.

2. Gegenseitige Anerkennung der von den Sportverbänden erteilten Führerscheine und von Behörden erteilten Sportpatenten auf internationaler Basis.

3. Kennzeichnungspflicht für Sportboote bzw. bestimmte Bootsklassen und Anerkennung der Kennzeichen auch in anderen Stromgebieten, später möglichst auf internationaler Basis. Einheitliche Maße der Kennzeichen (Stander, Buchstaben usw.).

4. Zusammenfassung und Austausch der für den Sportbootverkehr geltenden Bestimmungen und Herausgabe von Merkblättern, wie sie für einzelne Stromgebiete schon vorliegen.

5. Bereitstellung von Strom- und Gewässerübersichtskarten durch die Sportverbände und Wegebeschreibung mit Angaben über Schleusen sowie über Schleusengebühren, Schleusungszeiten und Kanalabgaben. Einige Verbände kommen diesem Wunsche bereits mustergültig nach — z. B. das Deutsche Fluß- und Zeltwanderbuch 1964 des Deutschen Kanuverbandes —. Gebühren sollten, wenn überhaupt diese Erhebung nicht umgangen werden kann, im Interesse der Förderung des Wassersports möglichst niedrig gehalten werden.

6. Bau moderner Sportanlagen an Staustufen (Bootsgasse und Bootsschleuse) sowie Herrichtung einer genügenden Zahl von Sportboothäfen. Diese Maßnahmen können bewirken, daß der Sportverkehr freizügig gestaltet wird und die gegebenen Möglichkeiten im Rahmen des Vertretbaren auch nutzbar gemacht werden. Dies gilt für alle wassersportliebenden Völker und Nationen.

Schrifttumsverzeichnis

[1] E. Grünagel: Kantenwiderstand von Schaufelreihen, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens VDI-Verlag, Bd. 9, 1938, S. 187/196

[2] Dr. Dr. Wenz, Eberbach/Neckar: Flußkanalisierung und Bootsverkehr, Kanusport-Faltbootsport, 13. Jahrgang 1932, S. 341 ff.

[3] M. Gebauer: Bootsgassen zur Förderung des Wasserwanderns, Deutsche Wasserwirtschaft 1942, S. 130/133

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 2

Studium der Bewegungen der Seeschiffe unter dem Einfluß der Wellen, des Windes und der Strömungen zur Bestimmung der Mindesttiefe in den Zufahrten zu den Seehäfen und an den Löschbrücken für Tanker und Erzfrachter an offener Küste

Von Dipl.-Ing. Sigesmund Kastner, Universität Hamburg; Dipl.-Ing. Siegmund Roden, Oberingenieur, Technische Hochschule Hannover; Dr.-Ing. Kurt Wendel, Professor, Technische Hochschule Hannover.

Thema des Berichtes:

Studium der Bewegungen der Seeschiffe unter dem Einfluß von Seegang und Wind in einem natürlichen Modellsystem zur Bestimmung der Mindesttiefe an Löschbrücken.

Zusammenfassung

Es ist allgemein üblich, zur Dimensionierung technischer Bauwerke Statistiken der Ursachen von Beanspruchungen heranzuziehen. Diese, zumeist Naturkräfte, unterliegen unwandelbaren Gesetzen und sind beobachtet und registriert worden. Sinnvoll können sie allerdings nur dann verwendet werden, wenn es gelingt, aus ihnen im voraus Statistiken der Wirkungen zu ermitteln. Wenn einfache, übersehbare Zusammenhänge bestehen, ist das auf theoretischem Wege möglich; dagegen nicht, wenn aus den Ursachen verwickelte komplexe Bewegungsvorgänge folgen wie z. B. die Bewegungen eines Schiffes im Seegang. In solchen Fällen sind auf Beobachtungen gegründete Statistiken der Wirkungen notwendig, wenn ein guter Kompromiß zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit gefunden werden soll. Bei langsamer stetiger Entwicklung lassen sich solche durch ständige Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken zusammentragen und auf neu zu erstellende anwenden; ohne Zweifel sind die meisten Sicherheitsvorschriften so entstanden.

Bei schneller, sprunghafter Entwicklung oder wenn völlig neuartige Konzeptionen verwirklicht werden sollen, scheidet dieser Weg aus; eine Statistik der Wirkungen fehlt oder was das gleiche ist, Erfahrungen fehlen und Mißerfolge sind möglich. Der vorliegende Bericht beschreibt, wie unter Ausnutzung natürlicher Gegebenheiten für Schiffsbewegungen zuverlässige übertragbare statistische Daten im Modellmaßstab ermittelt werden können. Von besonderem Vorteil ist dabei einmal, daß Vorgänge am Modell geradezu herbeigeführt werden können, die im Großen vermieden werden müssen und zum anderen, daß durch extreme „Seegangsbedingungen" für das Modell und eine maßstabsbedingte Zeitraffung in relativ kurzer Zeit eine große Menge von Informationen erhalten werden kann. Die Modellmethode wird am Beispiel der Kentersicherheit für Schiffe im Seegang erläutert und kann ebenfalls bei der Ermittlung notwendiger Mindesttiefen an Löschbrücken wertvolle Dienste leisten. Das Ergebnis sind Sicherheits- bzw. Risikograde, die in Verbindung mit Wirtschaftlichkeitsüberlegungen eine zweckmäßige Dimensionierung ermöglichen.

Inhalt Seite

1. Aufgabe 172
2. Ähnlichkeit eines natürlichen Modells 173
2.1 Wind und Seegang 174
2.2 Schiffe und andere Bauwerke 176
3. Kontrolle des Modellbereichs 176
3.1 Seegang 177
3.2 Wind 178
3.3 Schiff 178
4. Experimentelle Ermittlung von statistischen Daten 179
4.1 Durchgeführte Messungen zur Stabilität von Schiffen im Seegang 180
4.2 Mindesttiefe an Löschbrücken 182
5. Schlußwort 182

1. Aufgabe

Die Dimensionierung von technischen Bauwerken, die dem Einfluß von Naturkräften, wie Wind, Seegang, Strömung usw. ausgesetzt sind, ist immer problematisch, weil exakte Belastungsgrenzen nicht existieren. Absolute Betriebssicherheit oder auch nur Sicherheit gegen alle im Einklang mit physikalisch-technischen Erkenntnissen denkbaren Beeinflussungen ist mithin nicht erreichbar. Diese axiomatische Erkenntnis ist implizit in allen Sicherheitsvorschriften enthalten. Wenn z. B. über normale Belastungen einer technischen Einrichtung hinaus Sicherheitszuschläge bei der Konstruktion berücksichtigt werden müssen, bedeutet das nichts anderes als daß damit dem zufälligen Zusammentreffen einer Reihe besonders ungünstiger Umstände Rechnung getragen werden soll. Die Größe der Zuschläge und damit das Maß der ertragbaren Zufallsbelastungen ist eine reine Ermessensfrage. Man sagt daher auch folgerichtig, daß nach „menschlichem Ermessen" nichts mehr passieren kann, wenn derartige Sicherheitsvorschriften beachtet werden und verweist einen verbleibenden Risikorest in den Bereich höherer Gewalt. Vom wissenschaftlichen Standpunkt aus betrachtet ist diese Auffassung unbefriedigend; die tatsächlichen Zusammenhänge sollten vielmehr klar zum Ausdruck gebracht werden, beispielsweise durch Angabe eines Sicherheitsgrades, der identisch mit der Wahrscheinlichkeit für sichere Funktion ist, oder eines Risiko- oder Gefährdungsgrades, der identisch mit der Wahrscheinlichkeit für das Auftreten gefährlicher Belastungsspitzen ist. Diese Auffassung wurde zuerst von Wendel in einigen Arbeiten über die Sicherheit von Schiffen für das Überstehen von Verletzungen vertreten und dann auch für die Behandlung von anderen Sicherheitsproblemen am Institut für Entwerfen von Schiffen und Schiffstheorie der Technischen Hochschule Hannover übernommen.

Bei dieser Methode ist immer die Kenntnis von Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit der Belastungen und deren Verteilung Voraussetzung. Leider sind theoretische Ansätze zur Bestimmung von Verteilungsfunktionen nahe den Grenzen oft recht unzuverlässig und statistisches Material, das bei ausreichendem Umfang hier zutreffendere Aussagen liefert, ist besonders dann, wenn neuartige technische Konzeptionen verwirklicht werden sollen, im allgemeinen nicht greifbar. Da Messungen zur Sammlung statistischer Daten

an Versuchsbauten in natürlichem Maßstab zumeist aus Kostengründen ausscheiden, liegt es nahe, solche im Modellmaßstab durchzuführen.

Am genannten Institut wurde diese Methode in den letzten Jahren erfolgreich benutzt, um Risikograde für das Kentern von Schiffen im Seegang zu bestimmen bzw. die zu vernünftigen Sicherheitsgraden gehörenden Mindeststabilitätswerte zu ermitteln. Die hier mitgeteilten Erfahrungen und Erkenntnisse entstammen diesen Messungen, sind aber darüber hinaus auch für ähnliche Problemstellung gültig, wie z. B. für die Ermittlung von Mindesttiefen an Löschbrücken oder künstlichen Löschinseln. Es wurden für den Modellfall naturgegebene Verhältnisse ausgenutzt, wie sie auf Binnenseen bei geeigneten Windverhältnissen anzutreffen sind.

2. Ähnlichkeit eines natürlichen Modells

Die Absicht, komplexe Bereiche, wie hier Wind — Gewässer — künstliche Inseln — Schiff, im Modellmaßstab nachzubilden, löst zunächst die Frage nach den innerhalb des Bereiches gültigen Modellgesetzen aus. Ohne Zweifel bestimmen hauptsächlich Schwerewellen die Bewegungsvorgänge an der Wasseroberfläche, ihre Dynamik bestimmt mithin die Ähnlichkeitsbedingungen, die erfüllt sein müssen, damit ein brauchbares Modell vorliegt. Wählt man als kennzeichnende Größen die Wellenlängen (bei Großausführung λ, bei Modell λ'), so ergeben sich die Ähnlichkeitsbedingungen nach Froude für alle

Längen
$$\frac{a}{a'} = \frac{b}{b'} = \cdots\cdots = \frac{\lambda}{\lambda'} \qquad (1)$$

Geschwindigkeiten
$$\frac{v}{v'} = \frac{w}{w'} = \cdots\cdots = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} \qquad (2)$$

Winkel
$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \frac{\beta}{\beta'} = \cdots\cdots = 1 \qquad (3)$$

Winkelgeschwindigkeiten
$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \frac{\beta}{\beta'} = \cdots\cdots = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2} \qquad (4)$$

Bekanntlich ist es nicht möglich, diesen Forderungen in allen Details des Modells streng zu genügen. Überall dort, wo die Reibung eine Rolle spielt, sind deren physikalische Gesetzmäßigkeiten zu beachten. Es ist daher eine Analyse der erreichbaren Modellähnlichkeit notwendig.

Wind und Seegang und als deren Folge Schiffsbewegungen sind stochastische Vorgänge. Ihre Betrachtung als Raum — oder Zeitfunktion ist daher nicht nur umständlich, sondern auch für manche Zwecke unergiebig, weil dafür nicht eigentlich einzelne Phasen des Bewegungsablaufs kennzeichnend sind, sondern statistische Maßzahlen bzw. Verteilungen. Mit Sicherheit kann angenommen werden, daß die Überlagerung verschiedener Bewegungen unabhängig vom Maßstab nach gleichen Superpositionsgesetzen erfolgt, solange die gleichen physikalischen Gesetze gegeben sind. Das ist hier der Fall, wenn der Modellmaßstab so gewählt wird, daß Kapillarwellen ohne nennenswerten Einfluß sind. Im gesamten Schwerewellenbereich wird also die Überlagerung nach einem einheitlichen Gesetz erfolgen. Damit werden auch ähnliche Abweichungen von linearen theoretischen Ansätzen im Modellbereich und im Großbereich zu erwarten sein. Dann aber genügt der Nachweis der Ähnlichkeit eben der statistischen Kenngrößen für die Festlegung ähnlichen Verhaltens.

2.1 Wind und Seegang

Es ist üblich und zweckmäßig, den Seegang durch sein Leistungsspektrum zu kennzeichnen. Ähnlichkeit entsprechend den Gleichungen (1) ... (4) besteht dann, wenn zwischen maritimem Spektrum und Modellspektrum die Beziehungen

$$\frac{r\,(\omega)}{r'\,(\omega')} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{2,5} \tag{5}$$

$$\frac{\omega}{\omega'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2}, \quad \frac{d\,\omega}{d\,\omega'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2} \tag{6}$$

bestehen.

Natürlicher Seegang wird durch Wind erzeugt. Den Zusammenhang Wind-Seegang beschreiben Roll und Fischer mit der Spektralgleichung

$$\int_{\omega_1}^{\omega_2} d\,R = C \cdot w^4 \left[1 + \left\{1 + \frac{2g^2}{w^2\,\omega^2}\right\}\left\{-\exp\left(-\frac{2g^2}{w^2\,\omega^2}\right)\right\}\right]_{\omega_1}^{\omega_2} \tag{7}$$

Die Gesamtleistung des Spektrums ist danach

$$R = C \cdot w^4 \tag{8}$$

Fordert man nun für ähnlichen Seegang gemäß (5) und (6) für das Verhältnis der Gesamtleistungen

$$\frac{R}{R'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^2, \tag{9}$$

so muß nach (8) das Verhältnis der erzeugenden Windgeschwindigkeiten

$$\frac{w}{w'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} \quad \text{sein.} \tag{10}$$

Integriert man nur über Bereiche von dR, indem man die Grenzen in (7) entsprechend der Bedingung (4) $\frac{\omega}{\omega'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2}$ transformiert, so erhält man auch bereichsweise das gleiche Ergebnis. Das heißt aber, daß der Modellseegang dem maritimen Seegang im Gültigkeitsbereich obiger Spektralgleichung entsprechend (5) und (6) ähnlich ist, wenn für den Wind die Ähnlichkeitsbedingung (10) erfüllt ist.

Wie immer der Bewegungsmechanismus innerhalb eines Luftraumes im einzelnen sein mag, kann es doch als erwiesen gelten, daß die an einem Punkt meßbaren Windgeschwindigkeiten und -richtungen etwa normal verteilt sind. Mittelwerte und Streuungen sind von den meteorologischen Bedingungen abhängig. Das jeweilige Verhältnis Mittelwert zu Streuung liegt aber für eine große Intensitätsspanne etwa im gleichen Bereich. Damit ist es möglich, für Wind im Großbereich einen natürlichen Modellwind zu finden, welcher hinsichtlich Mittelwert und Streuung den Ähnlichkeitsbedingungen entspricht. Es gelten dann die Beziehungen

$$\frac{w_m}{w'_m} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} \tag{11}$$

$$\frac{s^2(w)}{s'^2(w')} = \frac{\lambda}{\lambda'} \tag{12}$$

Eine entscheidende Einflußgröße bei der Erzeugung von Windsee ist die Länge der Windbahn, über die der Wind ungehindert auf die Wasseroberfläche wirken kann (fetch). Nach der Bedingung (1) für die Längen sollen sich die Windbahnlängen verhalten wie

$$\frac{F}{F'} = \frac{\lambda}{\lambda'} \tag{13}$$

Es bleibt nachzuweisen, daß über entsprechende Strecken ähnliche Energiemengen vom Wind auf den Seegang übertragen werden.

Geht man von der wohl in erster Linie zutreffenden Vorstellung aus, daß die Energieübertragung durch Ausbildung dynamischer Druckpotentiale erfolgt, ist die zugeführte Energie proportional

$$E\,(T) \sim (w-c)^2 \cdot \lambda \cdot \frac{T}{2}^2 . \tag{14}$$

Wegen der Forderung

$$\frac{E\,(T)}{E\,(T')} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^3 \tag{15}$$

muß sich mithin verhalten

$$\frac{T}{T'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} . \tag{16}$$

Die Beziehung

$$\frac{F}{F'} = \frac{T \cdot c}{T' \cdot c'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2} = \frac{\lambda}{\lambda'} \tag{17}$$

stellt dann das Verhältnis der von ähnlichen Wellen nach ähnlicher Energiezufuhr durchlaufenen Strecken dar, also der ähnlichen „fetches".

Zweifellos spielen auch Reibungseinflüsse bei der Energieübertragung eine Rolle, und es muß mit Abweichungen von den hier skizzierten idealen Ähnlichkeitsbeziehungen gerechnet werden. Nach bisher durchgeführten Messungen scheinen diese jedoch unerheblich zu sein. Dieser Ähnlichkeitsnachweis gilt für tiefes Wasser, also etwa für $Z > \lambda$. Er läßt sich jedoch auch auf Flachwasser ausdehnen.

Unter der Voraussetzung, daß die Dichte der Luft ρ_L vernachlässigbar klein gegenüber der Dichte des Wassers ρ_W ist und daß Kapillarwellen keinen Einfluß haben, gilt für Schwerewellen allgemein der Zusammenhang

$$c^2 = \frac{g \cdot \lambda}{2\pi} \cdot \tan h \left(2\pi \cdot \frac{Z}{\lambda}\right) \tag{18}$$

Daraus ist für $Z > \lambda$ unschwer die bei (17) verwendete Ähnlichkeitsbeziehung für die Wellengeschwindigkeit c abzulesen.

Diese Beziehung bleibt auch bei flachen Gewässern, also $Z < \lambda$ gültig, wenn man dafür sorgt, daß das Verhältnis Wassertiefe zu Wellenlänge gleich bleibt, also wenn

$$\frac{Z}{\lambda} = \frac{Z'}{\lambda'} \qquad \text{ist.} \tag{19}$$

Aus der Tatsache, daß das Verhältnis $\frac{c}{c'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2}$ erhalten bleibt, darf geschlossen werden, daß die Deformationen der Spektren infolge veränderter Wellengeschwindigkeiten in flachem Wasser ähnlich sind.

2.2 Schiffe und andere Bauwerke

In erster Näherung werden die Bedingungen (1), (3) und (4) von einem Schiffsmodell erfüllt, wenn neben der äußeren Form auch die resultierenden Schwerpunktslagen und Trägheitsradien im Verhältnis $\frac{\lambda}{\lambda'}$ nachgebildet werden. Es verhalten sich dann ebenso die reduzierten Pendellängen wie $\frac{\lambda}{\lambda'}$ und damit die Winkelgeschwindigkeiten bzw. Frequenzen wie $\left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2}$; abweichende Ähnlichkeitsbedingungen hinsichtlich der Reibungseinflüsse lassen sich im allgemeinen durch Abwandlung der Dämpfungsmittel bzw. Aufbauten ausgleichen. Entscheidend ist, daß sich die entsprechenden Bewegungsgleichungen (Momentengleichungen) gliedweise zueinander ähnlich verhalten, also bei einem allgemeinen Ansatz

$$f(\ddot{\varphi}) + d(\dot{\varphi}) + h(\varphi) + k(w) = 0 \qquad (20)$$

muß angestrebt werden:

$$\frac{f}{f'} = \frac{d}{d'} = \frac{h}{h'} = \frac{k}{k'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^4 \qquad (21)$$

Durch experimentelle Nachprüfung und entsprechende Korrekturen läßt sich diese Bedingung mit guter Näherung erreichen.

Der Bedingung (2) kann durch entsprechende Auslegung des Antriebs entsprochen werden. Natürlich müssen darüber hinaus auch Bewegungen am Modell, die ihrerseits Modellbewegungen hervorrufen, der Bedingung (4) entsprechen. Hier ist z. B. an das Ruderlegen des Schiffes oder Schiffsmodells gedacht. Für andere Modellbauten gilt sinngemäß das für Schiffsmodelle Gesagte.

3. Kontrolle des Modellbereichs

Die Ausnutzung natürlicher Gegebenheiten für Modellversuche bedeutet, daß die einzelnen Einflußgrößen nicht jederzeit produzierbar sind, wie z. B. in einem Versuchstank, sondern gewartet werden muß, bis die gewünschten Bedingungen vorliegen. Zum Glück ist der zu vernünftigen Modellabmessungen passende Modellwind recht häufig anzutreffen, so daß in geeigneten Jahreszeiten derartige Versuche ohne große Wartezeiten durchgeführt werden können. Um jede gebotene Möglichkeit zu Messungen auszunutzen, ist aber eine ständige Überwachung des Modellbereichs notwendig. Eine Reihe von kennzeichnenden statistischen Meßzahlen muß ständig ermittelt werden. Das bedingt die laufende Verarbeitung einer großen Zahl von Meßdaten. Der übliche Weg — erst registrieren, dann analysieren — ist wegen des damit verbundenen Zeitverlustes nicht zweckmäßig. Außerdem würde dabei eine Vielzahl für die Versuche größtenteils wertloser Registrierungen anfallen, in denen nur schwer Ordnung zu halten wäre. Es müssen meßtechnisch neue Wege beschritten werden, um statistische Versuchsserien durchführen zu können.

Die Meßdaten werden daher sofort am Meßort statistisch ausgewertet. Eigentlich scheidet mit dieser Forderung eine zeitabhängige Messung überhaupt aus, sie läßt sich nur durch die Erfahrung rechtfertigen, daß meistens über ausreichend lange Zeit im statistischen Sinne stationäre Zustände herrschen und schon innerhalb relativ kurzer Zeiträume ausreichend genaue Kennzahlen gebildet werden können. Die maßstabsbedingte Zeitraffung im Verhältnis $\left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2}$ erweist sich dabei als außerordentlich günstig.

3.1 Seegang

Zur meßtechnischen Erfassung des Seegangs genügt die Messung der Ordinatenschwankungen über der Zeit an einem festen Punkt innerhalb des Modellgewässers, der sogenannten Seegangsfunktion z (t). Hierdurch wird bei stationären stochastischen und ergodischen Vorgängen der Seegang gut erfaßt, wenn man über eine ausreichend lange Zeit mißt.

Zwar spielen manchmal auch die Laufrichtungen β der Einzelwellen eine Rolle. Das führt jedoch zur weitaus schwierigeren Messung des Richtungsspektrums $r'(\omega', \beta')$ eines sogenannten zweidimensionalen Seeganges. Für die meisten Zwecke wird eine Beschränkung auf das eindimensionale Spektrum $r'(\omega')$ ausreichend sein.

Ergänzend sollte der quadratische Mittelwert $\overline{z^2}$ der Seegangsfunktion z (t) bestimmt werden. Um einen Zusammenhang zu messender Größen mit der Häufigkeit verschiedener Wellenamplituden herstellen zu können, muß auch diese gemessen werden, falls man nicht auf die spärlichen theoretischen Ansätze zurückgreifen will.

Die Messung der Seegangsfunktion kann durch das bekannte Prinzip erfolgen, daß zwischen zwei Spannung führenden Drähten je nach Eintauchung verschieden große Ströme fließen. Man kann damit eine der Wasserstandschwankungen an einem Punkt proportionale Spannung erhalten. Eine solche Meßeinrichtung in Transistorschaltung ist am oben genannten Institut entwickelt worden.

Gemäß der Problemstellung sollen alle statistischen Kenndaten am Meßort sofort vorliegen. Dies erfordert den Aufbau spezieller Datenverarbeitungsanlagen.

Zur Ermittlung des Spektrums wurde ebenfalls am Institut ein spezieller Analogrechner für die relativ niedrigen Frequenzen des Modellseegangs entwickelt. Seine Arbeitsweise beruht auf elektro-mechanischer Bildung der Fourier-Koeffizienten, die sich durch folgende Integrale darstellen lassen

$$a_n = \int_0^T z\,(t)\,\cos\,(\omega_n t)\,dt \qquad (22)$$

$$b_n = \int_0^T z\,(t)\,\sin\,(\omega_n t)\,dt \qquad (23)$$

aus denen man leicht das Spektrum erhält:

$$r\,(\omega_n) = \frac{1}{\triangle\,\omega}\,(a_n^2 + b_n^2) \qquad (24)$$

Der Blockschaltplan in Bild 1 zeigt das Prinzip des Analysators. Die entsprechend der Seegangsfunktion modulierte Gleichspannung wird direkt elektrisch weiterverarbeitet. Die Produktbildung des Integranden erfolgt über sin-cos-Potentiometer, die sich mit der jeweiligen Filterfrequenz drehen, die Integration erfolgt durch Kondensatoren. Durch parallele Anordnung aller zur genügenden Auflösung des Spektrums erforderlichen Filter verschiedener Frequenz kann die Speicherung von z (t) wegfallen. Die gespeicherten Werte der Fourierkoeffizienten werden über einen umlaufenden Schalter der Reihe nach abgefragt [1]).

[1]) Nebenbei sei erwähnt, daß dieser Rechner auch für die Verarbeitung maritimen Seegangs geeignet ist, falls dieser in geeigneter Spannungsschwankung anfällt. Die hierbei noch geringeren Frequenzen im Vergleich zum Modellseegang sind wegen der Abhängigkeit des Filterbereiches von der Drehzahl des jeweiligen Potentiometers leicht zu bewältigen.

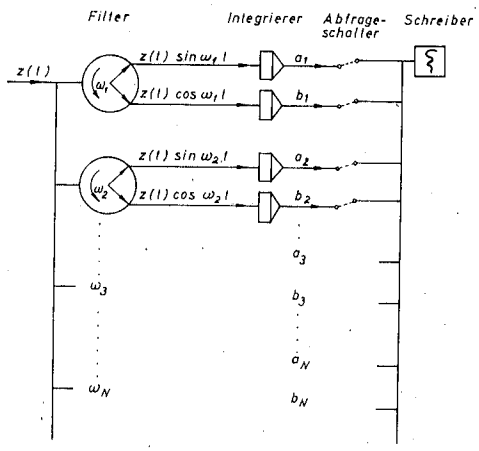


Bild 1
Prinzipschaltbild eines elektrischen Analysators für natürlichen Modellseegang

3.2 *Wind*

Nach den im ersten Teil angedeuteten Beziehungen zwischen Wind und Seegang gibt die effektive Windgeschwindigkeit am frühzeitigsten Auskunft über den zu erwartenden Seegang. Dabei ist die Wahl einer geeigneten Zeitkonstanten für die Meßeinrichtung von großer Bedeutung. Sie darf einerseits nicht zu kurz sein, damit noch eine genügend ruhige Anzeige erfolgt, andererseits nicht zu lang, damit Änderungen rechtzeitig erkannt werden können. Sinnvoll ist etwa $^1/_{10}$ der Einwirkungsdauer des Windes auf kennzeichnende Wellen. Ist also zum Beispiel die kennzeichnende Wellenlänge im Modellbereich 2 m und die Windbahnlänge 2000 m, beträgt diese 1120 sec und es wäre eine Zeitkonstante von etwa 120 sec zu wählen. Es ist weiterhin wünschenswert, den linearen Mittelwert und die Streuung der Windgeschwindigkeit und der Windrichtung zu erfassen. Das kann entweder durch Klassieren dieser Größen nach relativer Häufigkeit oder durch Integration über Analogrechner erfolgen. Der letzte Weg ist wegen des geringeren Arbeitsaufwandes vorzuziehen, auch wenn dabei etwas größere Fehler auftreten.

3.3 *Schiff*

Die Verwirklichung der Ähnlichkeit am Schiffsmodell und entsprechende Kontrollmessungen sind grundsätzlich einfach, erfordern jedoch eine gewisse Sorgfalt. Nach vorherigem rechnerischen Überschlag ausgelegt, führt man am Schiffsmodell folgende Versuche in glattem Wasser bzw. im Windkanal durch:

a) Krägungsversuch zur Ermittlung der Lage des resultierenden Gewichtsschwerpunktes.
b) Roll-, Stampf- und Tauchversuche zur Ermittlung der Eigenperioden und damit der Eigenfrequenzen.
c) Ausschwingversuche zur Ermittlung der Dämpfungen.
d) Messung der Windkräfte an einem Aufbautenmodell im Windkanal.

Man kann so die in (21) geforderte Ähnlichkeit

$$\frac{f}{f'} = \frac{d}{d'} = \frac{h}{h'} = \frac{k}{k'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^4$$

prüfen und durch entsprechende Korrekturen am Modell hinreichend genau herstellen.

Eine ähnliche Geschwindigkeit gemäß Bedingung (3)

$$\frac{v}{v'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{1/2}$$

wird durch entsprechende Auslegung des Antriebs nach den Ergebnissen von Meilenfahrten des Schiffsmodells erreicht.

Um ähnliche Ruderbewegungen am Schiffsmodell zu erzeugen, sind besondere Maßnahmen erforderlich. Wegen (4)

$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2}$$

muß die Winkelgeschwindigkeit eines Ruderausschlages am Modellschiff immer größer als am entsprechenden großen Schiff sein. Dies ist mit direkten Ruderkommandos vom Menschen wegen der physiologischen Reaktionsverzögerung nicht mehr einwandfrei zu verwirklichen. Es muß daher eine Selbststeueranlage eingebaut werden, die selbsttätig die zur Einhaltung eines vorgegebenen Kurses nötigen Ruderbewegungen bewirkt. Für einen geraden Kurs des Schiffsmodells ist das relativ einfach durch einen kreiselgesteuerten Regelkreis zu verwirklichen.

4. Experimentelle Ermittlung von statistischen Daten

Zweifellos zeigt der gegebene Überblick die für die Modellähnlichkeit notwendigen Voraussetzungen nur in großen Zügen, immerhin aber läßt er erkennen, daß hinsichtlich der hauptsächlichsten Einflußgrößen zwischen entsprechenden komplexen Systemen einheitliche Ähnlichkeitsbeziehungen erreicht werden können. Neben Maßstabseinflüssen bei Reibungserscheinungen, für die immer auf die Möglichkeit der experimentellen Nachprüfung und Kompensation hingewiesen wurde, ist eine wesentliche Vereinfachung in den Abteilungen enthalten, nämlich die der linearen Superposition der Komponenten eines Spektrums. Wir wissen, daß mindestens im Bereich sehr großer Amplituden dieses Gesetz nicht mehr zutrifft. Es darf aber sicher angenommen werden, daß im gesamten Schwerewellenbereich die Überlagerung nach einem einheitlichen Gesetz erfolgt, und damit dürfen im Modellbereich ähnliche Abweichungen wie im Großen gegenüber linearen theoretischen Ansätzen erwartet werden. Die beschriebenen Ähnlichkeitsbeziehungen bleiben also gültig und berechtigen dazu, im Modellbereich statistische Daten zu sammeln und auf den Normalbereich zu übertragen. Die vorliegende Methode bedingt ein Erfassen auch der gesuchten Größen auf statistischem Wege, genau wie die Daten der Erregungsgrößen im statistischen Bereich betrachtet wurden. Besonders im Bereich extrem großer Amplituden, der für Sicherheitsbetrachtungen ausschließlich von Bedeutung ist, werden auf diesem Wege Ergebnisse erhalten, die wesentlich besser sind als solche, die bekannte theoretische Ansätze liefern können. Das gilt sowohl für die erregenden Kräfte von Wind und Seegang, als auch für die durch sie hervorgerufenen Schiffsbewegungen. Dabei ist der besondere Vorteil der Untersuchungen am Modell, daß ohne Bedenken auch die Vorgänge herbeigeführt werden dürfen, die im Großen vermieden werden sollen. wie etwa Kentern oder Aufsetzen auf Grund.

Theoretische Amplitudenhäufigkeitsfunktionen weisen meist Unendlichkeitsstellen auf. Praktisch gibt es aber immer eine Grenze im Endlichen, wenngleich sie nicht exakt angegeben werden kann, aber es darf als sicher gelten, daß diese bei durchaus noch vorstellbaren Werten liegt. Zwar hat der Bereich großer und extrem großer Maxima nur sehr geringen Anteil an der Häufigkeitssumme, für eine allgemeine Beschreibung von

Bewegungsvorgängen sind damit theoretische wie gemessene Häufigkeitsfunktionen gleichwertig, nicht aber, wenn wie bei Sicherheitsbetrachtungen nur dieser Bereich interessiert. Hier können, wie leicht einzusehen ist, Differenzen von Größenordnungen auftreten, so daß gemessenen Werten unbedingt der Vorzug zu geben ist gegenüber theoretisch ermittelten, die, vorsichtig ausgedrückt, außerordentlich ungenau sein können. Meßwerte sind besonders dann vorzuziehen, wenn ein vernünftiger Kompromiß zwischen wirtschaftlichkeit und Sicherheit gefunden werden muß. In den meisten Fällen ist nämlich die Häufigkeit extremer Amplituden gleichbedeutend mit dem Risikograd; bei Zugrundelegung theoretischer Häufigkeiten würde also die Sicherheit auf Kosten der Wirtschaftlichkeit erheblich erhöht. Ein weiterer Vorteil der Modellmethode ist der, daß in relativ kurzer Zeit die gleiche Informatationsmenge erhalten wird, wie durch Beobachtung im großen über Jahrzehnte. Einmal ist „extremer Seegang" im Modellmaßstab sehr viel häufiger anzutreffen als extremer maritimer Seegang, und darüber hinaus bewirkt die höhere Frequenzlage im Modellsystem eine Zeitraffung

$$T' = T \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda'}\right)^{-1/2} \qquad (25)$$

Die Zeitraffung ergibt schnellere Versuchsdurchführung, damit größere Informationsmöglichkeit und bessere Übersichtlichkeit des Geschehens.

4.1 Durchgeführte Messungen zur Stabilität von Schiffen im Seegang

Die in Abschnitt 3 geschilderten Meßmethoden dienen in erster Linie zur Überwachung des Modellsystems, das heißt zur Prüfung der für die eigentliche Aufgabe notwendigen Ähnlichkeit.

Sie sind sehr aufwendig hinsichtlich der Meß- und Rechengeräte, die verwendet werden müssen, damit eine ständige Kontrolle der Versuchsbedingungen ermöglicht wird. Die eigentliche Meßaufgabe, die Ermittlung von statistischen Daten in Grenzbereichen zur Ermittlung von Sicherheitsgraden bzw. Festlegung von Sicherheitsgrenzen, ist dagegen einfach. Das soll am Beispiel der durchgeführten Untersuchungen über Kentersicherheit im Seegang erläutert werden.

Die Stabilität eines Schiffes, d. h. die Eigenschaft, sich aus geneigten Lagen wieder aufzurichten, ist von der Gewichtsschwerpunktlage des Schiffes und der Formschwerpunktlage des verdrängten Wasservolumens abhängig. Die Horizontalprojektion des Abstands dieser beiden Schwerpunkte, der Hebelarm des aufrichtenden Moments, ist ein Maß für die Stabilität.

Fährt ein Schiff in Wellen, so ist besonders dann, wenn Schiffslängsachse und Wellenkämme senkrecht zueinander stehen, die Form des verdrängten Wasservolumens wesentlich von dem in glattem Wasser verschieden. Damit ist aber auch die Formschwerpunktlage anders und mithin der Hebelarm des aufrichtenden Moments. Liegt das Schiff im Wellenberg, ist der Hebelarm im allgemeinen wesentlich kleiner, im Wellental dagegen größer als im glatten Wasser. Die Verringerung im Wellenberg, Ursache einer Reihe von Schiffsverlusten, ist abhängig von der Wellenform, also im wesentlichen der Wellenlänge und der Amplitude. Hinsichtlich der Länge liegt das Maximum der Abweichung bei einer Wellenlänge von etwa gleich Schiffslänge, die Abhängigkeit von der Amplitude ist in erster Näherung linear. Danach kentert ein Schiff beim Zusammentreffen mit Wellen, deren Amplitude gleich oder größer als eine bestimmte Grenzamplitude ist. Wo diese Grenze liegt, wird weitgehend durch die Stabilität in glattem Wasser bestimmt. Der Gefährdungsgrad ist identisch mit der Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Amplituden oberhalb dieser Grenze.

Das sind in großen Zügen die Zusammenhänge, von denen ausgegangen wird. Es soll nun die Glattwasserstabilität bestimmt werden, die bei gegebenem Seegang einen bestimmten Sicherheitsgrad oder einen dementsprechenden Gefährdungsgrad für ein Schiff ergibt. Grundsätzlich könnte man nun im Modellversuch die Stabilität solange verändern, bis dieser Sicherheitsgrad erreicht ist und hätte damit die Aufgabe gelöst. Da dieser Wert aber sehr dicht bei 1 liegen muß — das bedeutet, daß die mittlere Kenterzeit sehr lang ist — würde das entschieden zu viel Zeit erfordern.

Zweckmäßig ist folgender Weg: Die Glattwasserstabilität wird so bemessen, daß das Modell nach einer relativ kurzen Zeit kentert. Die Zeiten werden für eine größere Zahl von Kenterfällen bestimmt und gemittelt. Diese mittlere Kenterzeit ist mit dem mittleren Zeitabstand gefährlicher Amplituden identisch und dem vorhandenen Gefährdungsgrad umgekehrt proportional.

Aus entsprechenden Wellenmessungen läßt sich die gültige Amplitudenverteilung angeben und damit die Grenzamplitude für den Gefährdungsgrad bei diesem Modellzustand ermitteln. Ebenso kann die Grenzamplitude für den zulässigen Risikograd bestimmt werden. Über den Zusammenhang zwischen Amplitude und Stabilitätsverminderung kann jetzt abschließend die für den angestrebten Sicherheitsgrad notwendige Glattwasserstabilität angegeben werden.

Versuche in der beschriebenen Art sind mit verschiedenen Schiffsmodellen auf einem Binnensee (Großer Plöner See in Schleswig-Holstein) durchgeführt worden und haben zu guten Ergebnissen geführt.

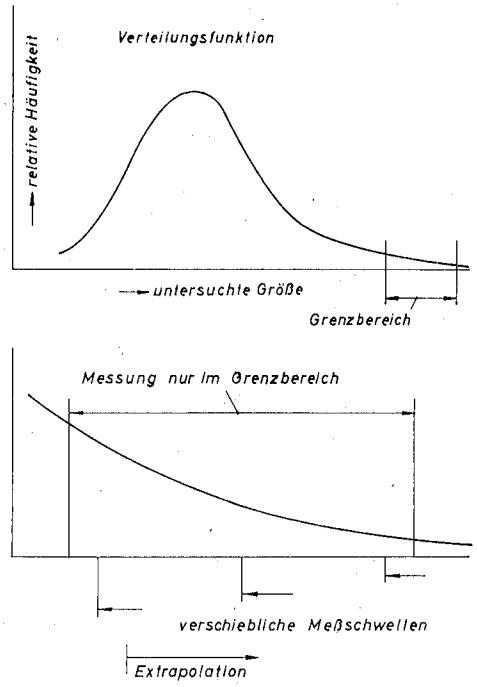


Bild 2
Darstellung einer beliebigen Verteilungsfunktion und ihres Grenzbereiches

4.2 Mindesttiefe an Löschbrücken

Bei Ermittlung notwendiger Mindesttiefen an künstlichen Löschbrücken kann ähnlich vorgegangen werden. Es wird ein Modell der geplanten Anlage in natürlicher Umgebung hergestellt. Bei einer Tiefe, bei der noch Grundberührungen auftreten, wird deren relative Häufigkeit ermittelt. Da auch hier ein direkter Zusammenhang zwischen den Wellenamplituden und den Bewegungsamplituden des Schiffes gegeben ist, läßt sich die notwendige Tiefe für den angestrebten Sicherheitsgrad entsprechend ermitteln. Die eigentliche Messung ist hier eine Zählung.

Man kann das Verfahren noch verfeinern, indem bei einigen verschiedenen Tiefen die Häufigkeit der Grundberührung ermittelt wird. Das Ergebnis ist dann direkt der Verlauf der Amplitudenfunktion im überstrichenen Bereich, von dem aus dann auf die notwendigen Tiefen für größere Sicherheitsgrade geschlossen werden kann (Bild 2). Selbstverständlich lassen sich über entsprechende Aufnehmer auch die Häufigkeitsverteilungen weiterer beliebiger Größen je nach Problemstellung in diesem natürlichen Modellsystem ermitteln, wie z. B. die der Kräfte beim Aufstoßen eines Schiffes auf den Grund etc.

5. Schlußwort

Die beschriebene Modellmethode ist ein Weg, zuverlässige, das heißt praktisch relevante statistische Daten über das Verhalten von Schiffen im Seegang zu ermitteln. Besonders dort, wo theoretische Ansätze nur qualitativen Aufschluß geben — und das ist im Bereich extrem großer Amplituden der Fall, wie sie für Sicherheitsbetrachtungen allein von Bedeutung sind — ist sie ein wertvolles Hilfsmittel, um einmal direkt Unterlagen für die Dimensionierung von Bauwerken zu erhalten, zum anderen um unser Wissen über das Verhalten unter extremen Bedingungen allgemein zu bereichern. Gerade die Grenzbelastungen sind zur Dimensionierung von Bauwerken und zur Erreichung eines gewünschten oder erforderlichen Sicherheitsgrades ausschlaggebend, und es muß bei der Auslegung ein Kompromiß zwischen notwendigem Aufwand zur Realisierung einer bestimmten Forderung und zwischen den Grenzbeanspruchungen geschlossen werden. Die jeweilige Kostenseite wird sich an Hand technischer und wirtschaftlicher Gegebenheiten leicht kalkulieren lassen. Die zum Vergleich nötige andere Seite wird durch die beschriebenen Experimente bestimmt.

So konnte z. B. im Falle der Sicherheit gegen Kentern im Seegang auf diesem experimentellen Wege nachgewiesen werden, daß sehr vereinfachte quasistationäre Berechnungen der Stabilität von Schiffen in Wellen recht zuverlässige Aussagen über die Sicherheit gegen Kentern gestatten, ein Nachweis, der theoretisch bisher nicht gelungen ist.

Es ist keineswegs so, daß in jedem Fall für ein Projekt Messungen notwendig werden. Schon die Ergebnisse einiger durchgeführter Meßserien gestatten es in einem relativ großen Parameterbereich mit einfachen theoretischen Ansätzen zu operieren. Gerade diese Möglichkeit, durch Messungen innerhalb eines komplexen Systems den Geltungsbereich theoretischer Ansätze abzugrenzen, ist eine hervorstechende Eigenschaft der beschriebenen Methode.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Bartsch, H.: Statistische Methoden zur Untersuchung der Bewegungen eines Schiffes im Seegang. Schiffstechnik Bd. 6 — 1959 — Heft 30, S. 1/8 und Heft 31, S. 85/92.

[2] Bartsch, H.: Zur statistischen Verteilung der Wellenhöhen im Seegang sowie der Stampf- und Rollwinkel eines Schiffes im Seegang. Hamburgische Schiffbauversuchsanstalt, Bericht Nr. 1173 (1959).

[3] Cramer, H.: Methematical Methods of Statistics. Princtown University Press, 6. Aufl., 1954.

[4] Dietrich, G. und K. Kalle: Allgemeine Meereskunde. Verlag Gebrüder Borntraeger. Berlin 1957.

[5] Giloi, W. und R. Lauber: Analogrechnen, Programmieren, Arbeitsweise und Anwendung des elektronischen Analogrechners. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1963.

[6] Grim, O.: Rollschwingungen, Stabilität und Sicherheit im Seegang. Schiffstechnik Bd. 1 — 1952 — Heft 1, S. 10/21.

[7] Grim, O.: Beitrag zu dem Problem der Sicherheit des Schiffes im Seegang. Schiff und Hafen, Juni 1961.

[8] Kastner, S.: Kenterversuche mit einem Modell in natürlichem Seegang. Schiffstechnik Bd. 9 — 1962 — Heft 48, S. 161/164.

[9] Kastner, S.: Modellversuche in achterlichem Seegang mit dem Küstenmotorschiff „Lohengrin". Hansa 101. Jg. 1964, Nr. 12, S. 1212/1217.

[10] Lamb, H.: Hydrodynamics. Deutsche Übersetzung Leipzig 1931, 2. Aufl.

[11] Longuet-Higgins, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journal Maritime Research 11, Nr. 3 — 1952.

[12] Neumann, G.: On ocean wave spectra and anew method of forecasting wind-generated sea. Beach Eros. Bd. Techn. Mem. No. 56 (1954).

[13] Paulling, J. R.: Stability and Rolling of Ships in a Following Sea. University of California, Institute of Engineering Research, Berkeley, Cal. 1958.

[14] Paulling, J. R.: The Transverse Stability of a Ship in a Longitudinal Seaway. Journal of Ship Research, Vol. 4, Nr. 4, März 1961, S. 37/49.

[15] Rahola, J.: The Judging of the Stability of Ships and the Determination of the Minimum Amount of Stability, Dissertation Helsinki 1939.

[16] Roden, S.: Beeinflussungen der Stabilität der „Pamir" durch Seegang. Hansa 95 — 1958 — S. 435/437.

[17] Roden, S.: Welche Ergebnisse liefern Kenterversuche mit Modellen? Schiffstechnik Bd. 9 — 1962 — Heft 48, S. 165/169.

[18] Roden, S.: Modellversuche in natürlichem Seegang. Jb. der Schiffbautechnischen Gesellschaft, Bd. 56 — 1962 — S. 132/143.

[19] Roll und Fischer: Eine kritische Bemerkung zum Neumann-Spektrum des Seegangs. Deutsche Hydrographische Zeitschrift Bd. 9 — 1956 — S. 9/14.

[20] Schlitt, H.: Systemtheorie für regellose Vorgänge. Statistische Verfahren für die Nachrichten- und Regeltechnik. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1957.

[21] St. Denis, M. und W. J. Pierson: On the Motion of Ships in Confused Seas. SNAME 1953, S. 280/332.

[22] Sverdrup-Johnson-Fleming: The Oceans, New York, Prentice-Hall, Inc. 1942.

[23] Walden, H. und J. Piest: Vergleichsmessungen des Seeganges. Einzelveröffentlichung Nr. 30 des Deutschen Seewetteramtes Hamburg.

[24] Weinblum, G. und M. St. Denis: On the Motions of Ships at Sea. Transactions SNAME — Bd. 58 — 1950, S. 184/248.

[25] Wendel, K.: Stabilitätseinbußen im Seegang und durch Koksdecklast. Hansa Bd. 91 — 1954 — S. 2009/2022.

[26] Wendel, K. und W. Platzoeder: Der Untergang des Segelschulschiffes „Pamir". Hansa Bd. 95 — 1958 — S. 367 ff.

[27] Wendel, K.: Sicherheit gegen Kentern. VDI-Zeitschrift Bd. 100, (1958) Nr. 32, S. 1523/1533.

[28] Wendel, K.: Die Wahrscheinlichkeit des Überstehens von Verletzungen. Schiffstechnik Bd. 7 — 1960 — S. 47/61.

[29] Wendel, K., K. Knüpffer und O. Krappinger: Sicherheit durch Unterteilung. Jb. der Schiffbautechnischen Gesellschaft — Bd. 55 — 1961.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 3

Neue Entwicklungen der Geräte und Arbeitsmethoden für Baggern und Felsbeseitigen in Flußmündungen und vor den Küsten

Von Dipl.-Ing. W a i b e l, Regierungsbaurat, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg; Dipl.-Ing. W a l t e r, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Bremen; Dr.-Ing. W i t t, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin

Thema des Berichtes:

Entwicklungslinien neuzeitlicher großer Schleppkopfsaugbagger, Arbeitsmethoden solcher Bagger und systematische Untersuchungen an Schleppsaugköpfen, dargestellt an 3 Baggerneubauten für die Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen.

Zusammenfassung

Der beherrschende Baggertyp in Flußmündungen und vor den Küsten ist heute der Schleppkopfsaugbagger. Bisher fast nur mit Laderaum — als sogenannter Hopperbagger — wird er in den letzten Jahren in stark zunehmendem Maße in immer größeren Einheiten gebaut. Der schnell wachsende Seeschiffsverkehr mit raschem Anstieg der Schiffsgrößen und Tiefgänge der Massengutschiffe gibt überall in der Welt Veranlassung zur Vertiefung und Verbreiterung bestehender und der Erschließung neuer Seeschiffahrtsstraßen. Der fahrende Laderaumsaugbagger bietet hier mit seiner Freizügigkeit und Manövrierfähigkeit große verkehrliche Vorzüge und wegen der großen Seegangsunempfindlichkeit und der Möglichkeit zum Bau großer Einheiten entscheidende wirtschaftliche Vorteile. Die rege Bautätigkeit hat auch die technische Entwicklung dieses Baggertyps gefördert und vor allem zu einer Verfeinerung und Rationalisierung der baggertechnischen Einrichtungen geführt.

Die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland hat im Zuge dieser Entwicklung 10 alte Hopperbagger mit Dampfantrieb durch 3 große dieselelektrische Schleppkopfsaugbagger gleicher Ausführung ersetzt, über die berichtet wird. Mit der Angabe der wichtigsten Daten der Neubauten werden ihre Wahl begründet und die Entwicklungslinien großer neuzeitlicher Schleppkopfsaugbagger aufgezeigt. Für diese sind flexible, über Dünungsdämpfer aufgehängte Saugarme und Saugköpfe mit sich selbst einstellenden Teilen ebenso kennzeichnend wie große Maschinenleistungen, die beim Baggern wie bei Fahrten zu den Klappstellen höhere Geschwindigkeiten ermöglichen. Der dieselelektrische Antrieb bietet dem ständig zwischen Baggern und Fahren wechselnden Hopperbaggerbetrieb Vorteile.

Hervorgehoben wird die meßtechnische Erfassung der Vorgänge beim Baggern. Die reiche Ausstattung mit zum Teil eigener Entwicklung entstammenden Meßgeräten auf der Brücke, die sowohl Fahr- wie Baggerzentrale ist, wird eingehend behandelt. Sie ist ein wesentlicher Schritt zur Rationalisierung dieser teuren Arbeitsgeräte und der aufwendigen Baggerei. Im gleichen Sinne wirkt sich auch die weitmögliche Mechanisierung der Betätigung aller Baggereinrichtungen — ebenfalls von der Brücke — aus, die schließlich die Automation anstrebt.

Die Senkung der spezifischen Kosten wird durch größere Einheiten möglich. Am wirtschaftlichsten ist der größte Bagger, der noch eingesetzt werden kann. Bei gegebenen

Fahrwasserabmessungen läßt sich die Einsatzgröße durch besondere Manövrierhilfen wie Bugstrahlanlagen, Aktivruder oder Sonderantriebe wie Voith-Schneider-Propeller heraufsetzen. Am wirksamsten ist aber die Ausschaltung der durch die Verklappfahrten entstehenden Verlustzeiten, wie sie der aus Amerika bekanntgewordene Auslegerbagger ermöglicht. Da bei diesem Baggertyp die Pumpenförderleistung nicht mehr an eine bestimmte Laderaumgröße und Oberflächenbelastung gebunden ist, kann ferner die Baggerpumpen- und Baggerleistung bei gegebener Baggergröße vervielfacht werden.

In der Abhandlung über die Arbeitsmethoden werden die Fragen Überbordbaggern oder Verklappen und die Wahl der Klappstellen untersucht und aus den Untersuchungen über die optimale Betriebsweise von „Rudolf Schmidt" und „Johannes Gährs" bei Unterhaltungsbaggerungen Erfahrungswerte bei verschiedenen Bodenarten und Lagerungsdichten berichtet.

Das Kapitel 4 behandelt vierjährige Forschungsarbeiten an Schleppsaugköpfen. Systematische Versuche lassen die Einflüsse ermitteln, denen die Feststofförderung unterliegt. Die dazu durchgeführten etwa 700 Modellbaggerungen und 50 Meßfahrten an Bord werden beschrieben und erläutert. Es zeigt sich das funktionelle Verhalten von Schleppsaugköpfen, bei denen die Bildung und der Transport des Wasser-Sand-Gemisches durch Saugwasser erfolgt. Selbst ohne Kopfänderung läßt sich allein durch Änderung der Baggertechnik die Ertragsleistung der eingesetzten selbstfahrenden Laderaumsaugbagger erhöhen und durch Kopfumbauten die zeitliche Feststofförderung ohne größeren Leistungsaufwand steigern.

Ein Rollkörper an Stelle des Gleitschuhs vor dem Saugquerschnitt senkt den Zugbedarf des Kopfes wesentlich. Eine Bodenaufweichung durch Druckwasser vermindert den Zugbedarf weiterhin. Eine Aufweichung als Bodenaufbereitung für die Saugförderung ist erfolgreich. Ein entsprechendes hydromechanisches Verfahren wird entwickelt. Die Gemischbildung geschieht hier durch Druckwasser, während Saugwasser das Gemisch verdünnt und den Rohrtransport besorgt. Für das neue Verfahren entwickelte Schleppsaugköpfe werden vorgestellt und Hinweise gegeben, in welchen Grenzen die Konzentration gesteigert werden darf, damit sich für die Saugbagger eine möglichst große Wirtschaftlichkeit erreichen läßt.

Inhalt Seite

1. Vorbemerkung 187
2. Neue Entwicklungslinien für große Schleppkopfsaugbagger 188
   2.1 Die Großraumsaugbagger „Rudolf Schmidt", „Johannes Gährs" und „Ludwig Franziskus" der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland 188
   2.2 Meßtechnische Erfassung der Baggervorgänge 197
   2.3 Mechanisierung und Automation 199
   2.4 Senkung der spezifischen Kosten 201
3. Arbeitsmethoden von Laderaumsaugbaggern in Flußmündungen und vor der Küste 202
   3.1 Baggern in den Laderaum und über Bord und Wahl der Abladestellen 202
   3.2 Bodenart und Lagerungsdichte 203
   3.3 Füllung des Laderaums 204
   3.4 Örtliche Gegebenheiten 204
   3.5 Sonstige Einflüsse 205

Seite

4. Systematische Untersuchungen an Schleppsaugköpfen 205
4.1 Fördermerkmale von Schleppsaugköpfen 205
4.2 Versuchsplanung 205
4.21 Modellähnlichkeit 206
4.22 Durchführung 206
4.23 Auswertung 206
4.3 Baggern ohne Bodenaufbereitung 207
4.31 Modellversuche 207
4.311 Konstruktionsprinzipien 207
4.312 Funktionelles Verhalten 207
4.32 Großversuche 209
4.321 Fahrt über Grund 209
4.322 Fahrt mit und gegen den Strom 210
4.323 Leistungsverteilung auf Propellerwellen und Baggerpumpen ... 210
4.324 Druckgefälle am Saugkopf 210
4.4 Baggern mit Bodenaufbereitung 210
4.41 Bodenaufbereitung 210
4.411 Schneiden 210
4.412 Schwemmen 210
4.42 Modellversuche mit Druckwasser 211
4.421 Visiergleitkopf mit schwenkbaren Strahldüsen 211
4.422 Flachgleitkopf mit Flachvisier 211
4.423 Walzenkopf mit Flachvisier 212
4.424 Flachgleitkopf mit Spaltklappe und Seitenvisier 213
4.5 Gemischstrom 213
4.51 Konzentration 213
4.52 Steigerung der Konzentration 214
4.6 Folgerungen 214

1. Vorbemerkung

Dieser Bericht zum Thema 3 der Abteilung II — Seeschiffahrt — behandelt nur Schleppkopfsaugbagger mit Laderaum — sogenannte Hopperbagger — großer Leistungsfähigkeit, ein Baggertyp, der in den letzten Jahren in stark zunehmendem Maße gebaut wird. Das hat mehrere Ursachen.

Die allgemeine Zunahme des Seeschiffsverkehrs und vor allem der rasche Anstieg der Schiffsgrößen und Tiefgänge der Massengutschiffe zwingen zu Vertiefungen und Verbreiterungen der Hafenzufahrten vieler Seehäfen in allen Kontinenten. Dazu kommen die Hafenbauwünsche der Entwicklungsländer.

Mit zunehmender Fahrwassertiefe reichen die Baggerstellen meistens auch weiter vor die Küste, wo nur noch Schleppkopfsaugbagger eine wirtschaftliche Jahreseinsatzzeit erreichen. Die Seegängigkeit dieses Typs wird neben der Baugröße auch noch durch gelenkige Saugarme und Dünungsdämpfer erhöht.

Sie behindern den Hafenverkehr kaum, da sie keine weiteren Geräte wie Schlepper und Schuten brauchen und ohne Verankerungen oder schwimmende Rohrleitungen arbeiten. Im Gefahrenfall können sie als Selbstfahrer ausweichen. Bei Fahrwasserunterhaltungen können sie schnell zu festgestellten Untiefen entsandt werden.

Vornehmlich im Unterhaltungsdienst sind sie auch wirtschaftlicher als andere schwimmende Baggertypen, wenn die Fahrwasserverhältnisse und Bodenmassen den Einsatz großer Einheiten ermöglichen. Am wirtschaftlichsten ist der größte Bagger, der noch arbeiten kann. Besondere Manövriereinrichtungen gestatten bei gegebenen Fahrwasserverhältnissen diese Größe wesentlich zu erhöhen.

Die starke Zunahme dieses Baggertyps hat seine technische Entwicklung sehr gefördert. Wenn sich auch die Grundformen nur wenig geändert haben, so hat doch der rasche technische Fortschritt zu zahlreichen Verbesserungen der umfangreichen maschinellen Anlagen und zu einer wesentlichen Verfeinerung der baggertechnischen Einrichtungen geführt. Kennzeichnend für diese Entwicklung ist auch die zunehmende Grundlagenforschung auf diesem Gebiet.

Die neuen Entwicklungslinien für große Schlepperkopfsaugbagger mit Laderaum sollen nun an 3 gleichen Neubauten der Deutschen Wasser- und Schiffahrtsverwaltung dargestellt werden, die 1960/61 und 1964 in Dienst gestellt worden sind.

2. Neue Entwicklungslinien für große Schleppkopfsaugbagger

2.1 Die Großraumsaugbagger „Rudolf Schmidt", „Johannes Gährs" und „Ludwig Franzius" der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland

Die Deutsche Wasser- und Schiffahrtsverwaltung begann auf der Weser schon kurz vor der Jahrhundertwende in größerem Umfange mit eigenen Hopperbaggern Vertiefungs- und Unterhaltungsbaggerungen auszuführen. 1950 arbeiteten 12 Hopperbagger zwischen 400 und 2000 m³ Laderauminhalt in den Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen und dem Nordostseekanal, die aber bis auf 2 sämtlich Dampfantrieb hatten und veraltet und unwirtschaftlich waren. Da inzwischen auch verstärkte Baggerungen in den Fahrrinnen der Elbe, Weser, Jade und Ems notwendig wurden, entschloß sich die Verwaltung zum Bau von 3 neuzeitlichen Großraumsaugbaggern einheitlicher Größe, die mit „Rudolf Schmidt" 1960 (Bild 1), „Johannes Gährs" 1961 und „Ludwig Franzius" 1964 in Dienst gestellt wurden. Die 10 alten Hopperbagger wurden ausgemustert.

Die neuen Bagger haben einen Laderaum mit einem Fassungsvermögen von 2500 m³ und sind als Schleppkopfsauger mit 2 seitlich angeordneten Saugarmen für größtmögliche Seegangsunempfindlichkeit entworfen. In allen Flußmündungen ihres Einsatzbereiches an der Nordsee müssen sie laufend an so weit vor der Küste liegenden, ungeschützten Baggerstellen arbeiten, daß die Verminderung der Ausfalltage durch ungünstiges Wetter entscheidenden Einfluß auf ihre Wirtschaftlichkeit hat. Bei Seegang 4 und Windstärke bis Beaufort 8 erfüllen sie dort noch voll ihren Dienst. Hierbei führen die Bagger Tauchschwingungen bis zu 2 m, gemessen an der Saugarmanschlußstelle an der Außenhaut, aus.

Die Baggergröße wurde nach dem Grundsatz, daß der größte noch einsetzbare Bagger am wirtschaftlichsten ist, bestimmt. Sie haben eine Länge über alles von 113 m, eine Breite auf Spanten von 18 m und ein Produkt LBH von 15 000 m³. Um mit diesen großen Schiffen noch in Fahrrinnen von teilweise nur 100 bis 120 m Breite baggern und bei starkem Schiffsverkehr sicher manövrieren zu können, bedurfte es besonderer Wendigkeit. Neben Doppelschrauben und Doppelheckrudern besitzen die Bagger eine sehr starke

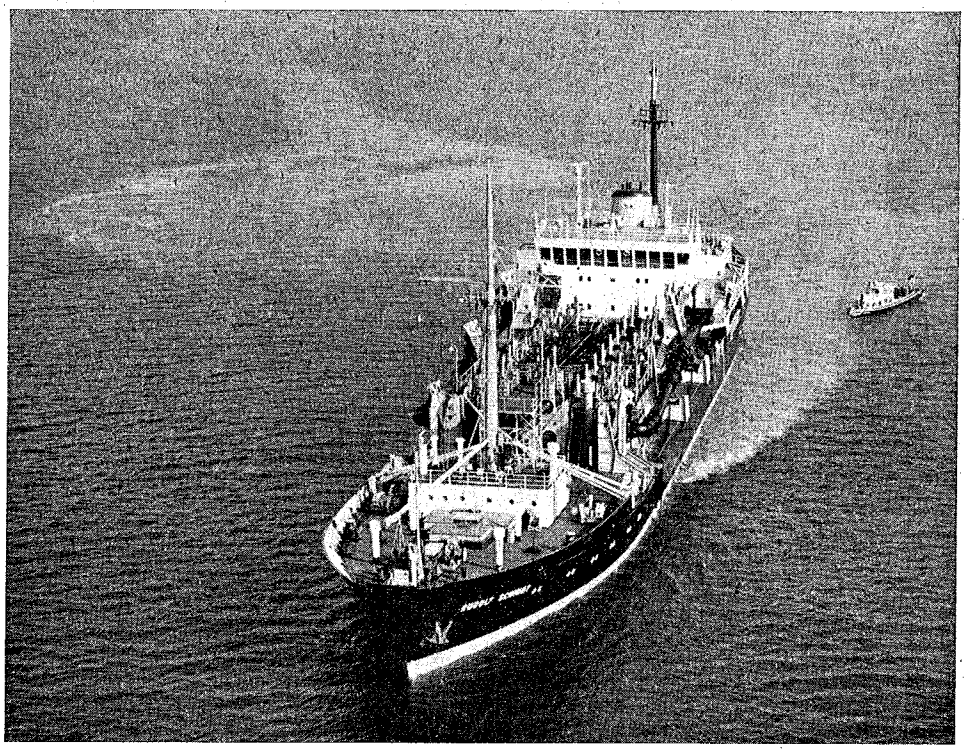


Bild 1
Schleppkopfsaugbagger „Rudolf Schmidt"

Bugstrahlanlage. Mit einem 1000 PS Elektromotor angetrieben, gibt sie den Baggern am Bug eine aktive Querkraft von 10 t.

Wichtig für die Wirtschaftlichkeit war die gute Anpassungsfähigkeit an die verschiedenen Bodenarten. Mit 2800 m³ wird die Nutztragfähigkeit von 4200 t, entsprechend einem Tiefgang von 5,9 m, noch bei einem Raumgewicht von 1,5 t/m³ ausgenutzt. Bei einem Raumgewicht für Sand von 2,0 t/m³ genügt ein Laderaum von 2100 m³. Die Anpassung wird über ein dreifach verstellbares Wehrsystem erreicht, das von der Brücke aus hydraulisch fernbedienbar ist (Bild 2). Der starke Schiffsverband und ein ausreichender Freibord ermöglichen bei günstigen Seegangsverhältnissen jedoch auch Überladungen bis 7 m Tiefgang, dem ein Ladungsgewicht von 6000 t und bei einem Raumgewicht von 2 t/m³ ein Fassungsvermögen von 3000 m³ entspricht. Bei langen Klappwegen und nicht zu feinkörnigem und daher schlecht absetzbarem Boden wird hiervon häufig mit Vorteil Gebrauch gemacht.

Die größte Baggertiefe beträgt 21,5 m. Bei der Wahl ist vom leeren Bagger und dem höchsten Wasserstand auszugehen, bei dem noch gebaggert werden soll. Hier liegt ein Tidehub mit Windstau von 4 m und eine Tiefgangsdifferenz leer—beladen von 2,5 m zugrunde, so daß auch im ungünstigsten Fall noch auf einer Fahrwassersohle von 15 m unter Kartennull gebaggert werden kann.

Das Baggergut wird in der Regel verklappt. Die Einrichtung zum Absaugen aus dem Laderaum und Anlandspülen ist aber vorgesehen. Die beiden Baggerpumpen können

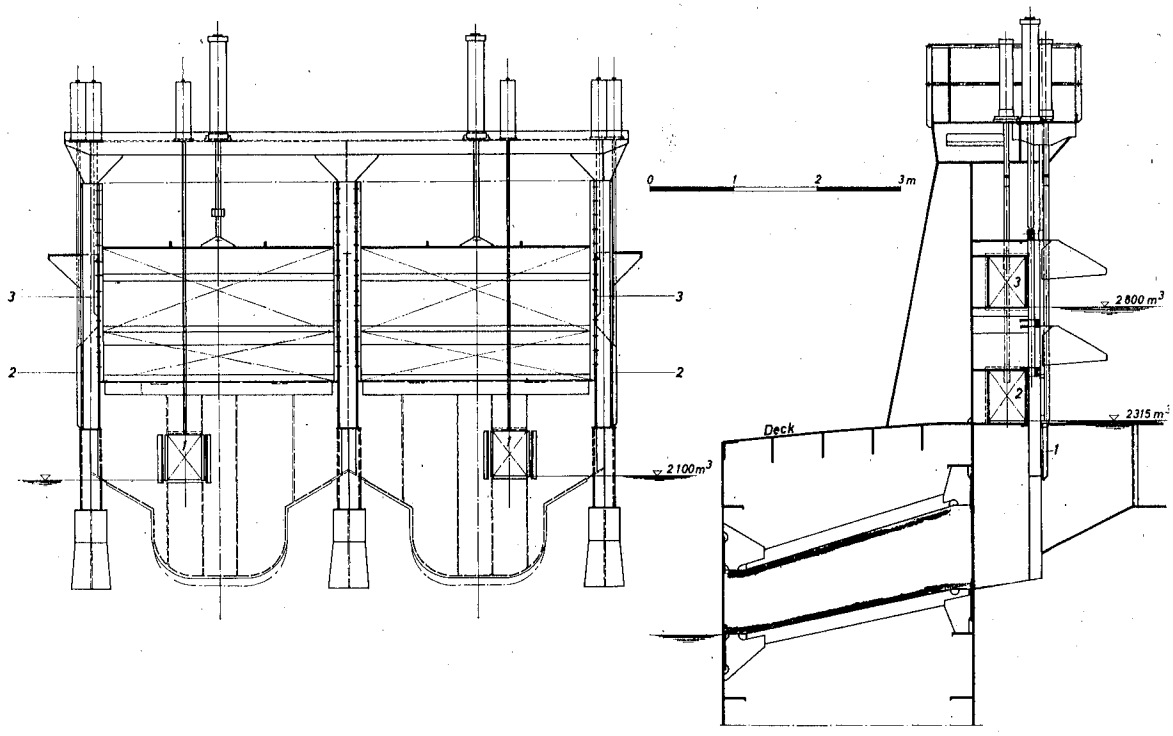


Bild 2
Überlaufwehre im vorderen Laderaumteil
Wasserablaufschieber
1 für 2100 m³ Laderauminhalt, 2 für 2315 m³ Laderauminhalt, 3 für 2800 m³ Laderauminhalt

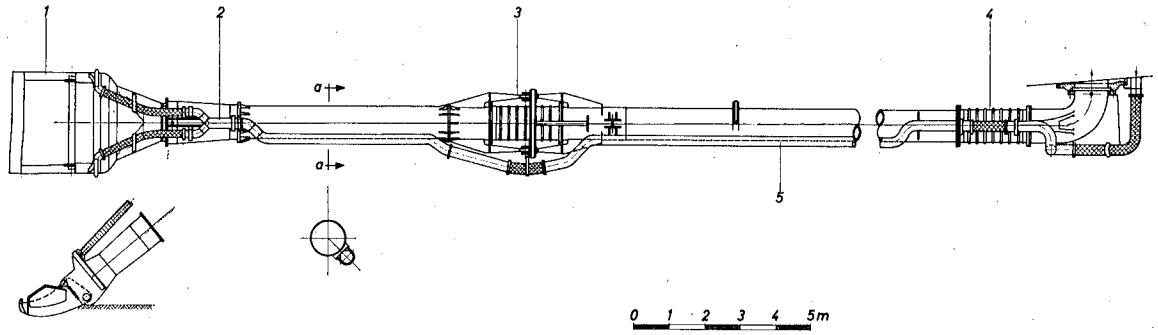


Bild 3
Saugrohr mit Druckwasserleitung des „Ludwig Franzius"
1 Schleppsaugkopf, 2 Drehstück, 3 horizontales Saugrohrgelenk, 4 vertikales Saugrohrgelenk, 5 Druckwasserleitung

dann hintereinandergeschaltet werden und erreichen dabei einen Druck von etwa 5 kg/cm².

Die beiden seitlich ausfahrbaren Saugarme sind mit 2 armierten Gummischlauchstücken und Gelenkarmen im oberen Teil um eine senkrechte und im unteren Teil um eine waagerechte Achse gelenkig. Der untere Teil mit dem Schleppsaugkopf ist durch ein Drehstück um die Rohrachse drehbar (Bild 3). Die Saugarme können mit den elektrisch betriebenen Kränen in 4,5 Minuten aus der größten Baggertiefe an Deck geholt werden. In die Hubseile, die am Saugkopf und in der Mitte des Saugarms angreifen, sind Dünungsausgleicher eingeschaltet, deren Wirkungsweise das Schema (Bild 4) zeigt.

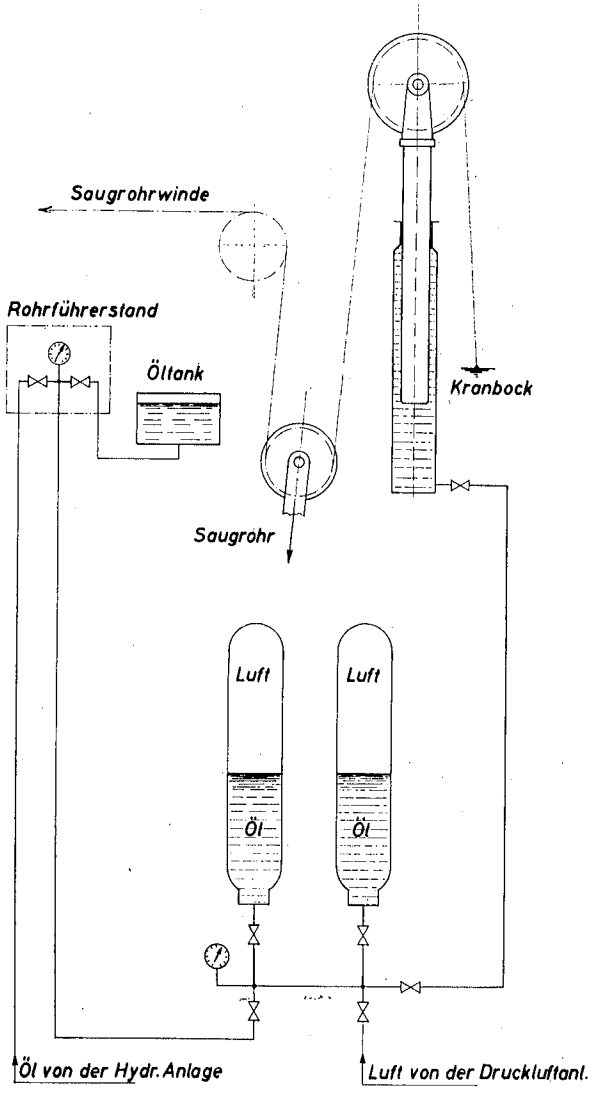


Bild 4
Schema des Dünungsausgleichers in den Hubseilen der Saugrohre

Sie stellen hydraulische Federn dar, deren Hub von ± 1,5 am Saugkopfkran Schiffsschwingungen von 3,0 m zuläßt, ohne den Saugkopf vom Boden zu heben.

Die Saugköpfe der ersten beiden Bagger sind rd. 2,3 m breit und haben einen am Saugarm festen und einen beweglichen, segmentartigen Visierteil, der sich mit Kufen auf den Boden abstützt und die Saugöffnung bei allen Baggertiefen und Bodenformen möglichst günstig zum Boden einstellt (Bild 5). Brechbolzen schützen vor größeren Schäden, wenn die Saugköpfe an einem Hindernis festhaken.

Um feinsandige, stark kohäsive Böden besser lösen zu können, hat der 3. Bagger 2 Druckwasserpumpen erhalten. Die Druckleitung durchtritt die Außenhaut neben dem Saugrohr der Baggerpumpe und führt am Saugarm zum Saugkopf, der vor der Saugöffnung eine Düsenreihe trägt. Die Saugarmgelenke werden mit Gummischläuchen umgangen (Bild 3). An Saugköpfen werden beim 3. Bagger mehrere Neukonstruktionen erprobt, die Verbesserungen der Anpassung an den Boden und des Strömungsverlaufs im Kopf sowie eine Verringerung der Bodenreibung durch Rollen bezwecken. Diesen Änderungen gingen eingehende Modellversuche und wissenschaftliche Untersuchungen voraus, über die im Kapitel 4 berichtet wird.

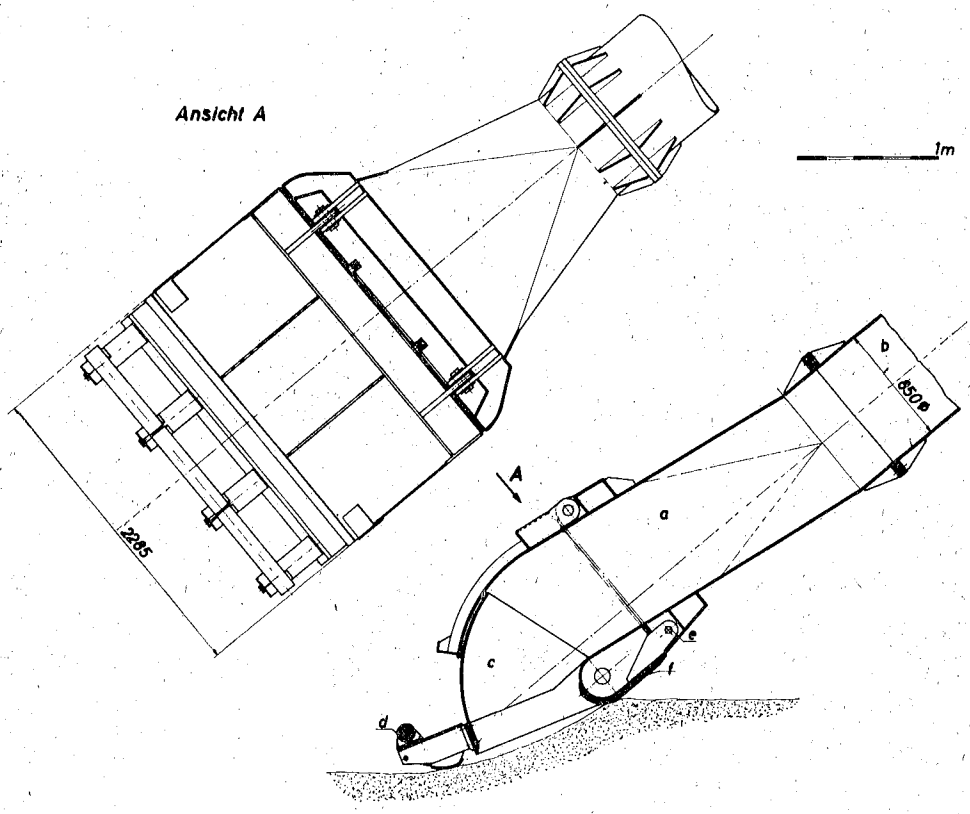


Bild 5
Schleppsaugkopf mit losem, sich selbst einstellendem Visier von „Rudolf Schmidt" und „Johannes Gährs"

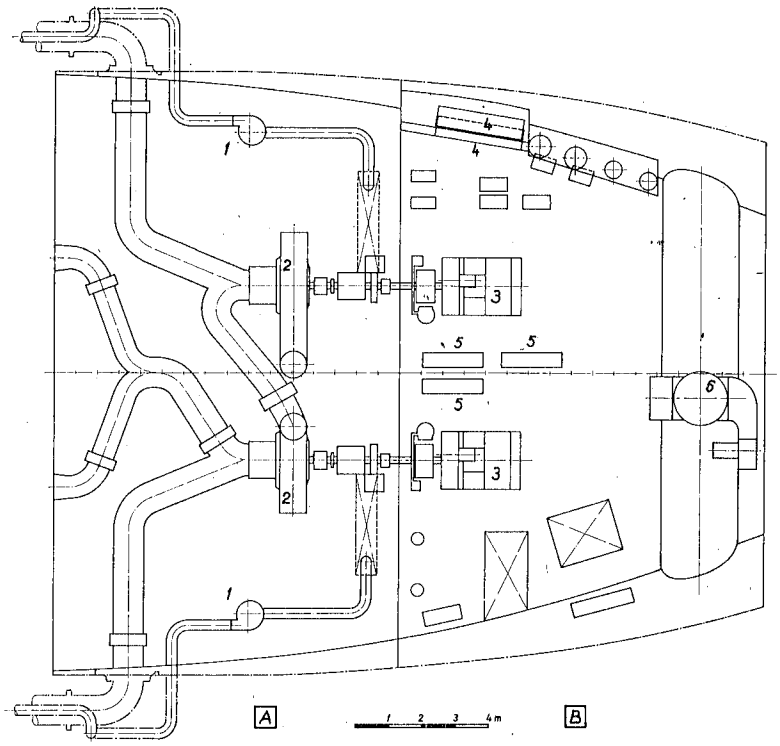


Bild 6
Maschinenanlage vor dem Laderaum des „Ludwig Franzius"

A. Baggerpumpenraum
1 Druckwasserpumpen,
2 Baggerpumpen

B. Raum für Baggerpumpenmotoren und Bugstrahlanlage
3 Baggerpumpenmotoren, 4 Erregerumformer für Baggerpumpenmotoren, 5 Sperrwasserpumpen, 6 Bugstrahlanlage

Die Baggerpumpen, die vor dem Laderaum stehen (Bild 6), haben einteilige Stahlgußgehäuse mit 850 mm Saugrohranschluß und einem fünfflügeligen Kreisel mit 1630 mm Durchmesser. Sie werden durch Elektromotore von 675 kW direkt angetrieben und laufen beim Baggern mit 200 bis 230 U/min. Die Fördergeschwindigkeit für Gemisch beträgt in der Saugleitung 3—4 m/sec. Zum Schutz gegen aufgebaggerte und beim Passieren der Pumpen detonierende Sprengkörper, die vor der deutschen Küste versenkt wurden, stehen die Baggerpumpen in Splitterschutzkästen. Ferner können Fanggitter in die Saugköpfe eingebracht werden.

Die Baggerpumpen fördern in 2 Beladerinnen, die bis zum hinteren Laderaumschott gehen. Die beiden Überlaufwehre liegen am vorderen Laderaumende, so daß ein weiter Weg für Beruhigung und Absetzen von Feststoffen gegeben ist. Dazu kommt, daß weder dichte Querschotte noch ein dichtes Längsschott im Laderaum vorhanden sind, um zusätzliche Turbulenz zu vermeiden.

Die Entleerung erfolgt durch je 9 Doppelklappenpaare in 2 Reihen, die von Stangen bewegt werden, die bis kurz über den Klappen senkrecht geführt sind. Die Betätigung

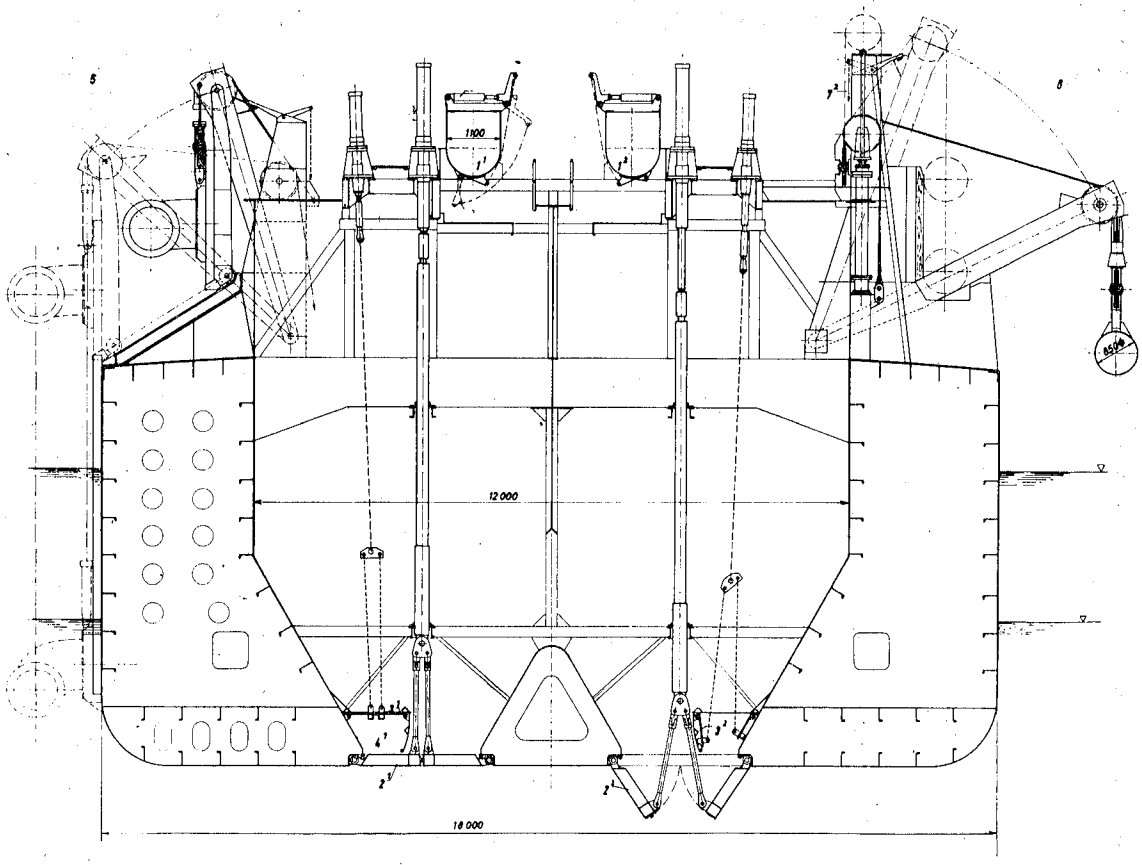


Bild 7
Querschnitt durch den Laderaum mit Saugrohrkränen und Bodenklappen — und Absaugklappenbetätigung
1 Beladerinnen, 2 Bodenklappen, 3 Oberklappen, 4 Absaugkanal, 5 Kran für Saugrohrkrümmer, 6 Saugrohrkran, 7 Dünungsausgleicher

erfolgt durch Öldruckzylinder. Über je einer Bodenklappentür befindet sich ein Kanal zur Laderaumabsaugung, der gleichfalls durch Öldruckzylinder betätigte Oberklappen hat (Bild 7).

Die beiden Propeller, die Baggerpumpen und die Bugstrahlanlage werden elektrisch in einer geregelten Gleichstrom-Konstantstromschaltung betrieben. Das Dieselkraftwerk besteht auf den ersten beiden Baggern aus 4 und bei dritten aus 5 MAYBACH-Einheiten (Bild 8), aufgeladenen Viertaktmotoren in V-Anordnung mit je 1200 PS bei 1400 U/min und einem Einheitsgewicht von nur 4,25 kg/PS. Bei dem zwischen Baggern und Fahren zum Verklappen wechselnden Betrieb eines Hopperbaggers liegt der Vorteil des elektrischen Betriebs und der Konstantstromschaltung darin, daß die Summe der installierten Verbraucherleistungen größer als die der Erzeugerleistungen sein kann — hier wie 1,25 zu 1 —, und daß die verfügbare Kraftwerksenergie von der Brücke aus bequem und beliebig auf die Verbraucher verteilt werden kann, da Erzeuger und Verbraucher sämtlich in Reihe in einem Stromkreis liegen. Damit genügende Manövrierfähigkeit gesichert

bleibt, sorgt eine Lastverteilung selbsttätig dafür, daß die Propellermotoren und in zweiter Linie der Bugstrahlmotor bei Energiemangel bevorzugt gespeist werden.

Zwei weitere MAYBACH-Motore von je 600 PS bei 1400 U/min sind mit Bordnetzgeneratoren gekuppelt. Die ausgereiften schnellaufenden Motoren eignen sich gut für den Kraftwerksbetrieb, benötigen im Betrieb nur geringe Wartung und ermöglichen kurze Werftliegezeiten. Das geringe Gewicht — der 1200 PS-Motor wiegt nur 5110 kg — gestattet den Ausbau zur Grundüberholung und den Ersatz durch Austauschmotor mit Bordmitteln in wenigen Stunden.

Alle Dieselmotoren sind in begehbaren Schallboxen (Bild 9) elastisch aufgestellt. Auch sonst ist zur Lärm- und Schwingungsbekämpfung weit mehr als das sonst auf Seeschiffen Übliche getan worden. Trotz der großen Maschinenleistungen und zahlreiche lärmabstrah-

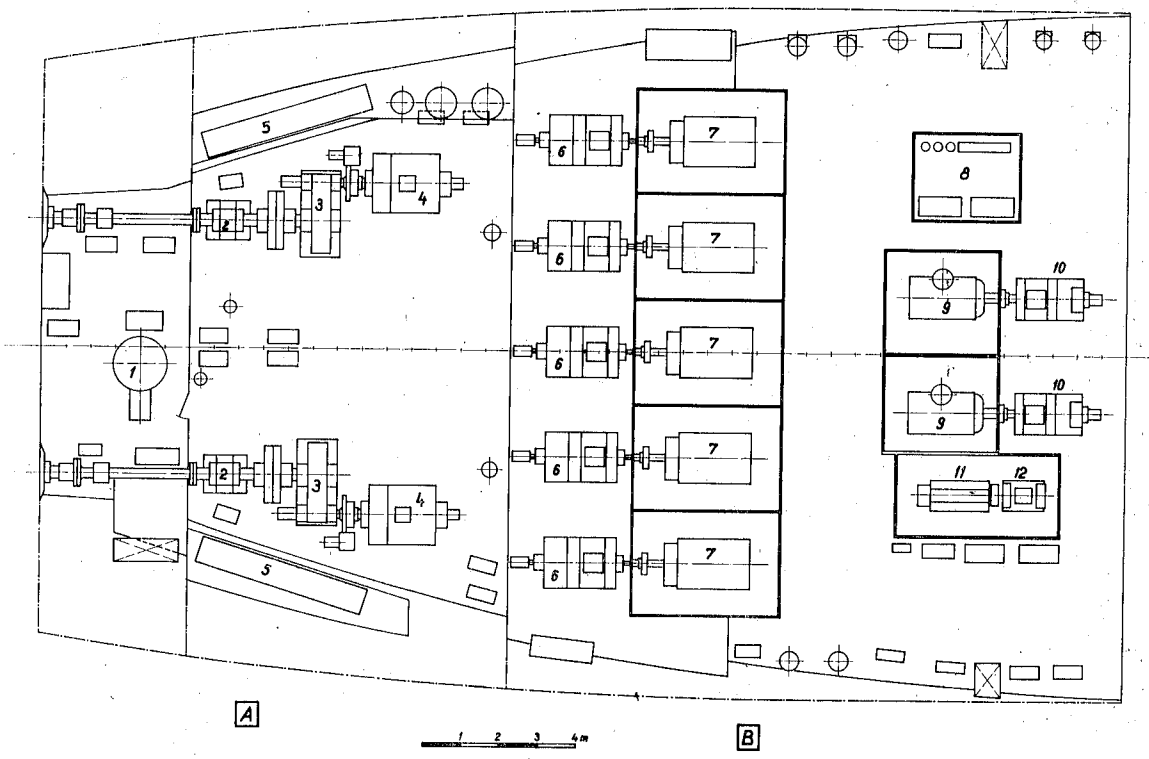


Bild 8

Hauptmaschinenanlage hinter dem Laderaum vom „Ludwig Franzius"

A. Fahrmotorenraum
1 Heizkessel, 2 Drucklager, 3 Getriebe, 4 Fahrmotoren, 5 Erregerumformer, 6 Konstantstrom-Generatoren

B. Dieselkraftwerk
7 MAYBACH-Dieselmotoren 12-Zylinder, 1200 PS/1400 min^{-1}, 8 Hydraulikpumpenanlagen für Baggereinrichtung, 9 MAYBACH-Dieselmotoren 6-Zylinder, 600 PS/1400 min^{-1}, 10 Bordnetzgeneratoren, 11 Hafendieselmotoren, 12 Hafengenerator

7, 8, 9, 11, 12 sind zum Schallschutz umkapselt, 6 und 10 haben Schallschutzstrecken in Kühlluft- Ein- und -Ausgängen

lenden Anlagen hat kein besetzter Maschinenraum über 90 DIN-phon (dB-B), der Leitstand 76, die Brücke 64 und die Wohnkammern zwischen 55 und 72 DIN-phon.

Nicht nur die Dieselmotoren, sondern auch alle anderen Maschinen und Geräte sind auf allen drei Baggern gleich, jeweils vom selben Hersteller und somit voll austauschbar, was den Reserveteildienst sehr erleichtert.

Die beiden Propellermotoren von je 1500 PS treiben mit Untersetzung von 800 auf 160 U/min die Wellen. Die Probefahrt des beladenen Baggers auf unbegrenzter Wassertiefe erbrachte 12,6 Knoten. Die Verdrängung betrug hierbei 8255 t bei 5,9 m Tiefgang und die Propulsionsleistung 2900 PS. Die gleiche Antriebsleistung ergab in leerem Zustand und nach Auspumpen des Restwassers aus dem Laderaum 13,5 Knoten; hierbei war die Verdrängung 4500 t und der Tiefgang vorn 2,6 m, hinten 4,4 m und im Mittel 3,5 m. Für die beiden ersten Bagger war die Möglichkeit zur Steigerung der Geschwindigkeit auf 14 Knoten vorgesehen mit Erhöhung der Wellenleistung auf 5400 PS und einer Erweiterung des Kraftwerks um 2×1200 PS. Dieser Ausbau wird aber unterbleiben, da eingehende Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen nach den Betriebserfahrungen für die häufigsten Verklapp-Entfernungen von 2,5 bis 3 Seemeilen keine Verbilligung ergaben. Beim 3. Bagger wurde daher auf die Ausbaumöglichkeit verzichtet.

Die Brücke liegt hinter dem Laderaum, reicht von Bord zu Bord und gibt einen guten Überblick über alle Vorgänge. Von der Brücke werden alle Baggereinrichtungen bedient und gefahren (Bild 10). Personal befindet sich nur noch auf der Brücke und im Maschinenraum.

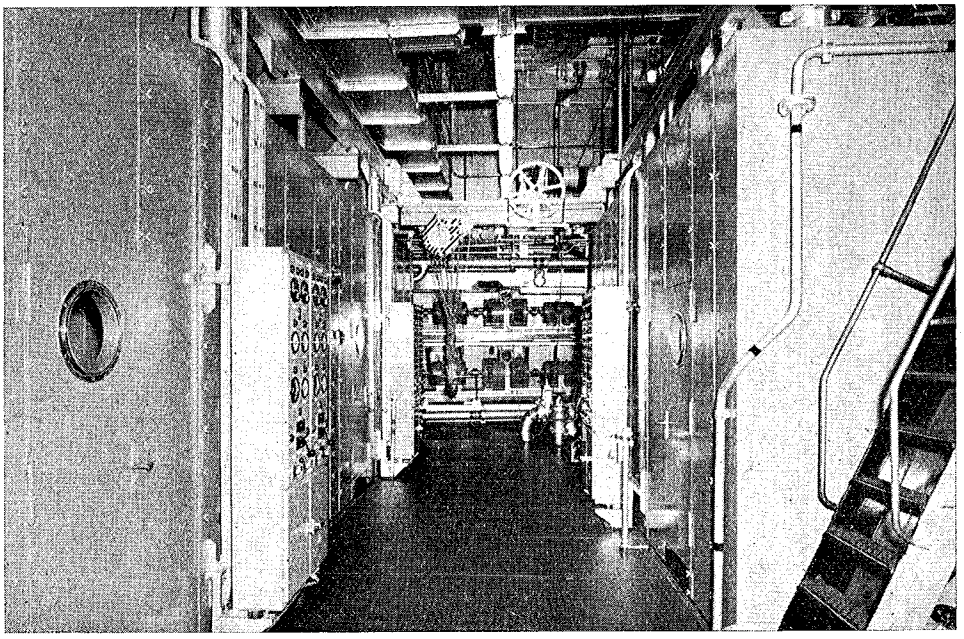


Bild 9
Quergang im Diesel-Maschinenraum mit Laufkran zum Ausbau der Dieselmotoren mit Bordmitteln
links die Boxen der Hauptdiesel, rechts die Boxen der Borddiesel

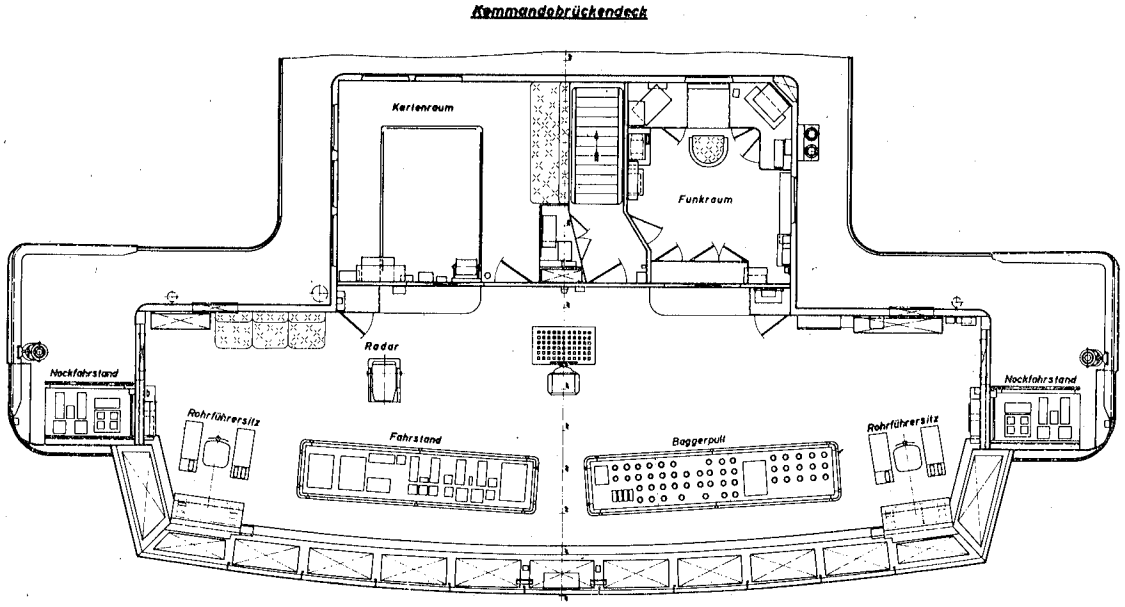


Bild 10
Kommandobrücke

2.2 Meßtechnische Erfassung der Baggervorgänge

Mit Methoden neuzeitlicher Meßtechnik können heute alle wichtigen Vorgänge im Arbeitsablauf eines Hopperbaggers gemessen und dem Baggermeister angezeigt werden. Sie können registriert und auch später im Büro ausgewertet werden. Diese Möglichkeit wurde auf allen 3 Baggern in großem Umfange genutzt. Zur Anwendung kamen schon bekannte sowie auch neuartige, auf Anregung der Verwaltung entwickelte Meßgeräte.

Der Feststoffmengenverbrauch wird durch Messung der Durchflußmenge und der Dichte des Förderstroms und die Kombination beider Anzeigen im Feststoffmengenmesser, der nach m^3 oder t geeicht werden kann, ermittelt. Die Durchflußmenge wird induktiv gemessen. Diese Methode kommt dem Bagger sehr entgegen, da sie den Rohrquerschnitt nicht verändert, sehr genau ist und nach heutigen Erfahrungen durch Ausmessen des magnetischen Kraftfeldes auch eine Nacheichung ermöglicht. Die Dichte des Förderstroms wird nach der Methode der Gammastrahlen-Absorption mit einem Kobalt 60-Strahler ermittelt. Diese Methode hat gegenüber der Dichtemessung durch Vergleich der elektrischen Leitfähigkeit des Fördergemisches mit dem von Wasser ohne Feststoffe vornehmlich im Brack- und Seewassergebiet Vorteile, da dort häufige Salzgehalts- und Temperaturänderungen vorkommen, die einen großen, schwer kompensierbaren Einfluß haben. Für die Messung der Feststoffmenge durch Multiplikation der Fördermenge mit der Dichte ist zu beachten, daß die Transportgeschwindigkeit der Feststoffe kleiner als die Wassergeschwindigkeit ist. Ihr Schlupf schwankt erheblich mit der Wassergeschwindigkeit und der Korngröße. Die Meßstrecke für die Mengen- und Dichtemessung befinden sich bei den ersten Baggern in den Saugleitungen der Baggerpumpen und beim 3. Bagger zur besseren Zugänglichkeit bei schwimmendem Schiff in den Druckleitungen.

Die Laderaumfüllung zeigt der Beladungsschreiber, ein heute vielfach angewendeter selbstschreibender Tiefgangsschreiber. Über eine Membran oder mit Druckluft

wird der Wasserdruck unter dem Schiffsboden gemessen und der entsprechende Tiefgang aufgetragen. Nach Korrektur für Krängung und Trimm, die laufend aufgezeichnet werden, ergibt sich der mittlere Tiefgang und damit das Ladungsgewicht nach Abzug des Schiffsgewichtes.

Systematische Baggerversuche zeigten, daß die Feststoffmengenerträge stark von der Schleppgeschwindigkeit abhängen und ein Log wertvoll wäre, das die Geschwindigkeit über den Grund anzeigt. Dies führt zur Entwicklung eines elektroakustisch arbeitenden Schallogs. Ein neben dem Steven angeordnetes Echolot lotet schräg nach vorn den Flußboden an. Nach dem Dopplerprinzip ändert sich die Frequenz des empfangenen Echos mit der Geschwindigkeit. Diese Änderung wird zur Geschwindigkeitsanzeige benutzt. Das Schallog ist besonders für kleine Geschwindigkeiten von 0 bis 4 Knoten eingerichtet, die es sehr genau mißt. Heute wird beim Baggern nach dem Schallog gefahren, das auch mit einem Distanzzähler verbunden ist.

Einer eigenen Entwicklung entstammt ferner der Bodenkartenschreiber, der dem Bagger eine Tiefenkarte der Baggerstelle gibt. Er arbeitet elektroakustisch und lotet mit 30 quer unter dem Vorschiff und in zwei ausschwenkbaren Auslegern angeordneten Loten, die sekundlich nacheinander abgetastet werden, den Flußboden in 30 m Breite aus (Bild 11). Das Ergebnis wird auf einem Papierstreifen als Tiefenkarte mit Höhenschichten in 4 Schwärzungsstufen aufgezeichnet, die in 25 cm oder größerer Schichthöhe gewählt und in den erforderlichen Tiefenbereichen gelegt werden können (Bild 12). Da der Papiertransport durch das Schallog proportional der Geschwindigkeit über den Grund gesteuert wird, bleiben die Maßstäbe der Tiefenkarte konstant. Einer dauernden Änderung unterliegen aber der Tiefgang des Baggers und der Wasserstand im Tidegebiet und damit der Abstand der Lotschwinger von der Sollsohle des Fahrwassers, die immer auf einer bestimmten Schwärzungsstufe liegen soll. Diese Änderungen müssen möglichst selbsttätig ausgeglichen werden. Den Tiefgang ermittelt ein Schwimmer in einem Rohr über den Schiffsboden und gibt ihn elektrisch in das Schreibgerät. Der Tideausgleich erfolgt halbautomatisch durch Abtastung von Pegelscheiben für die einzelnen Fahrwasserbereiche und Abruf der Pegelstände über UKW-Funk vom Bezugspegel bei Einschaltung des Schreibers. Die erzielte Genauigkeit ist ausreichend, da sich häufig nach Stunden

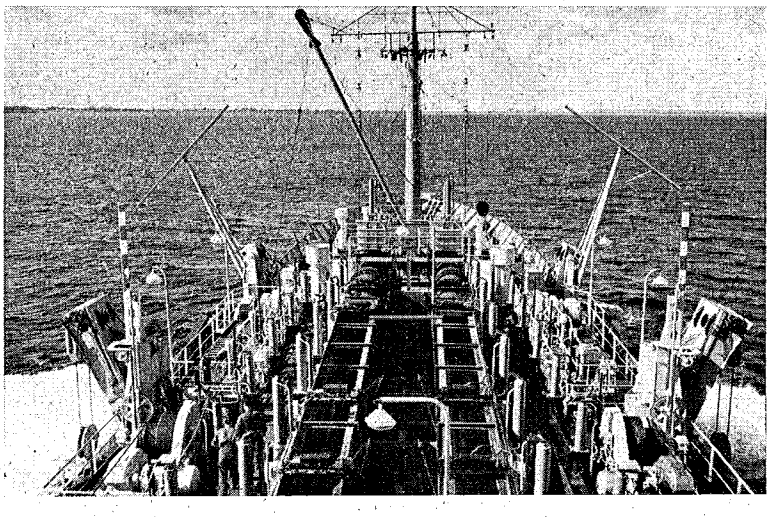


Bild 11
Die Ausleger für Bodenkartenschreiber beim Ausfahren

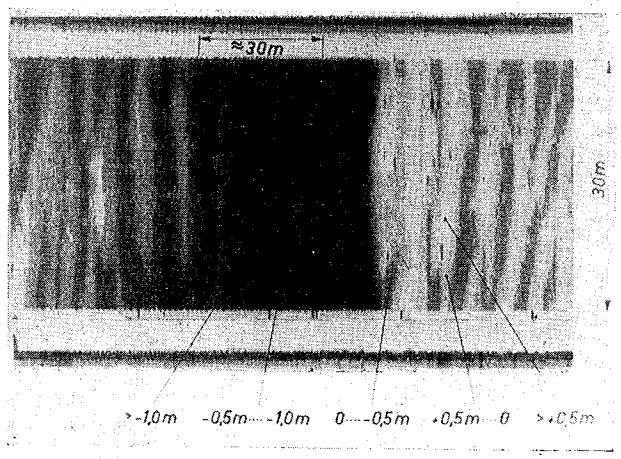


Bild 12
Echogramm des Bodenkartenschreibers
Tiefenwerte sind automatisch in Schwärzungsgrade umgewandelt
0 m entspricht der eingestellten Soll-Tiefe, z. B. 12 m

weiß bedeutet Übertiefe	mehr als 0,5 m
hellgrau bedeutet Übertiefe	0,5 bis 0 m
mittelgrau bedeutet Mindertiefe	0 bis 0,5 m
dunkelgrau bedeutet Mindertiefe	0,5 bis 1 m
schwarz bedeutet Mindertiefe	mehr als 1,0 m.

Tiefenstufen sind einstellbar von 0,25 bis 2,0 m. Übergangslinie zwischen 2 Farbtönen entspricht auf ± 10 cm genau der entsprechenden Tiefenlinie

kein größerer Tiefenfehler als 30 cm ergab. Der Bodenkartenschreiber ist von besonderem Wert für Unterhaltungsbaggerungen, weil der Bagger Untiefen selbst erkunden und den Erfolg der Baggertätigkeit feststellen kann, ohne Einsatz eines besonderen Peilschiffes.

Selbstverständlich haben die Hopperbagger außerdem alle nautischen Einrichtungen und Nachrichtenmittel eines neuzeitlichen großen Seeschiffes.

2.3 Mechanisierung und Automation

Die objektive laufende selbsttätige Messung der für den Bagger wichtigen Vorgänge kennzeichnet die neuzeitlichen Hopperbagger ebenso wie die mechanische Betätigung aller Baggereinrichtungen. Von der Brücke aus werden sämtliche Klappen, Schieber, Überlaufwehre und die Ausleger für den Bodenkartenschreiber hydraulisch gesteuert. Auch die Saugrohre werden elektrisch von den Rohrführerständen auf der Brücke gefahren. Auch alle im vorhergehenden Absatz beschriebenen Meß- und Schreibgeräte befinden sich auf der Brücke. Diese Zusammenfassung ermöglicht die beste Übersicht und Handlungsfreiheit für den Baggermeister, der auf deutschen Baggern identisch mit dem Kapitän ist, und den geringsten Personalaufwand.

Die Fortführung dieser Entwicklung sollte zu einem noch höheren Grad der Rationalisierung in der Baggerei, nämlich zum automatischen Betrieb führen. Der Mensch auf dem Bagger leitet die Vorgänge ein und überwacht den Arbeitsablauf, und die durch Meßgeräte gesteuerten Baggereinrichtungen arbeiten selbsttätig mit optimaler Wirkung. So

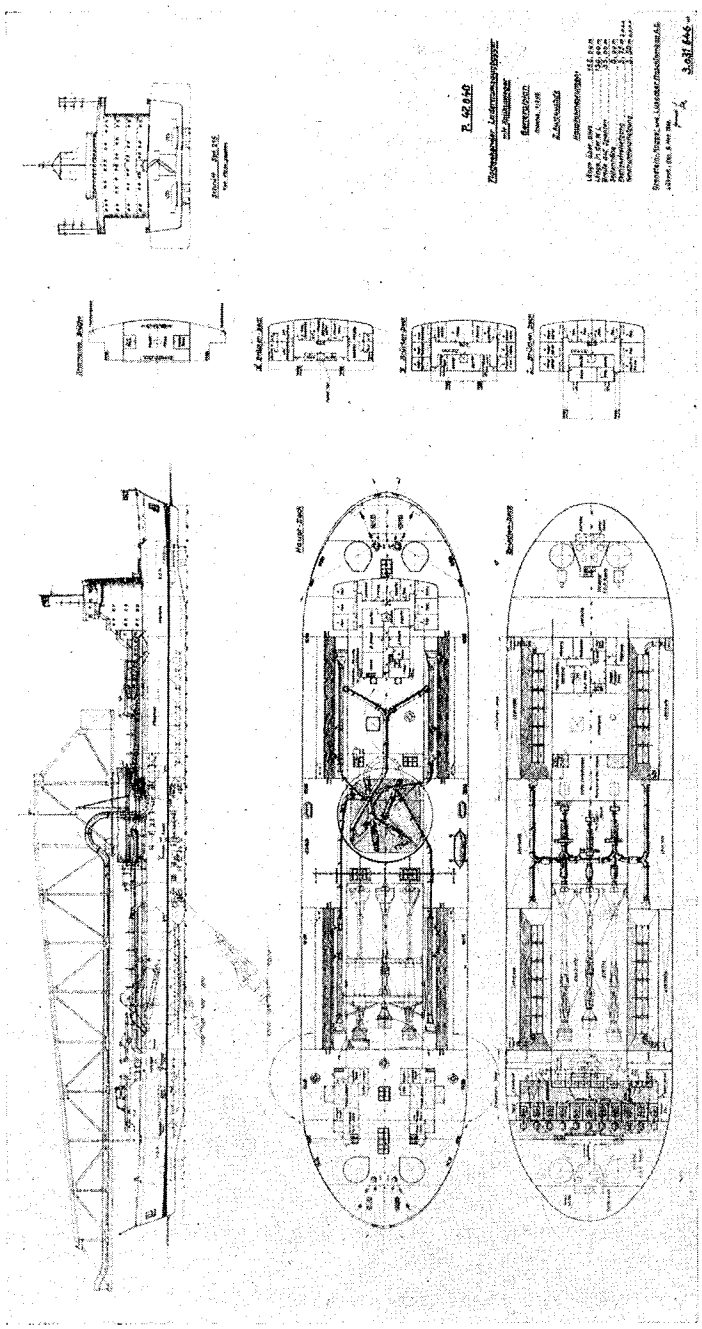


Bild 13
Entwurf eines großen Auslegerbaggers mit sehr geringem Tiefgang
156 m Länge, 35 m Breite, 3,5 m Tiefgang beladen, 3 Saugrohre, 4 VOITH-SCHNEIDER-Propeller von je 2000 PS

utopisch das heute noch klingt, kann der Arbeitskräftemangel in hochindustrialisierten Ländern doch zu einer solchen Entwicklung führen und sie wirtschaftlich rechtfertigen. Ansätze für automatische Vorgänge bilden bereits die vorerwähnten Dünungsdämpfer der Saugrohraufhängung. Ferner arbeiten die Saugköpfe mit sich selbst dem Boden anpassenden Teilen weitgehend automatisch und mit besserem Erfolg. Bagger im ständigen Einsatz im Fahrwasserunterhaltungsdienst, deren dauernde Auslastung unter weitgehend gleichbleibenden Verhältnissen sicher ist, eignen sich vornehmlich für eine solche Entwicklung, die richtig ist, wenn sie die Ertragsleistung steigert und verbilligt und die Ausnutzung des Baggers verbessert und Personal einspart.

2.4 Senkung der spezifischen Kosten

Die Kosten für den gebaggerten m³ Boden werden unter sonst gleichen Verhältnissen durch größere Baggereinheiten gesenkt, die verhältnismäßig weniger Personal erfordern, spezifisch geringere Brennstoffkosten verursachen und in Wind und Seegang ausgesetzten Baggergebieten weniger Ausfalltage haben. Da die Größe meistens durch die Abmessungen des auszubaggernden Fahrwassers begrenzt wird, kann diese Grenze durch besondere Manövrierhilfen wie Aktivruder, Bugstrahlenanlagen oder Sonderantriebe wie VOITH-SCHNEIDER-Propeller heraufgesetzt werden.

Am wirksamsten ist aber, wenn die Verlustzeiten für das Fahren zwischen Bagger- und Klappstelle eingespart werden und kontinuierlich gebaggert wird. Dem in den letzten Jahren aus Amerika bekanntgewordenen Auslegerbagger ist daher ganz besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Das angesaugte Baggergut wird hier von den Baggerpumpen unmittelbar durch ein mit Hilfe eines Auslegers querab nach beiden Seiten schwenkbares Druckrohr über 100 m weit von Bord sofort wieder ausgestoßen. Die Förderung durch eine schwimmende Rohrleitung ist ein ähnlich wirtschaftliches Verfahren, das aber für einen Schleppkopfbagger und bei Seegang nicht möglich ist. Ein weiterer Vorteil hierbei ist, daß die Baggerpumpenleistung und damit das Leistungsvermögen bei einem Auslegerbagger bei gegebener Größe vervielfacht werden kann, da man an ein bestimmtes Verhältnis zwischen Pumpenförderleistung und Laderaumgröße, das durch einen genügenden Setzungsgrad der Feststoffteile im Laderaum bestimmt wird, nicht mehr gebunden ist.

Sicher ist das bisher nur in Venezuela durchgeführte Auslegerbaggern auch in vielen anderen Baggergebieten anwendbar, mit Ausnahme natürlich von Hafenbecken und solchen Wasserwegen, die von Ufer zu Ufer ausgebaggertes Fahrwasser darstellen. Auch bei Hopperbaggern ist ein Rückfluß von Boden mit dem Überlauf, der bei ungünstiger Korngröße und Dichte 50 % des in den Laderaum geförderten Bodens erreichen kann, meistens unvermeidbar.

(Bild 13) zeigt eine Entwurfsstudie für einen Auslegerbagger großer Leistung mit dem sehr geringen Tiefgang von nur 3,5 m. Bei 156 m Länge und 35 m Breite sind für beschränkte Fahrwasserverhältnisse gute Manövriermöglichkeiten nötig, die durch 4 Voith-Schneider-Propeller von je 2000 PS gegeben sind. Hiermit kann nicht nur gleich gut voraus — wie zurückgefahren, sondern auch traversiert und auf der Stelle gedreht werden. Die ungewöhnliche Breite von 35 m ist nur wenig größer, als die Breite von 32 m, die die vorbeschriebenen Hopperbagger mit ausgeschwenkten Saugarmen einnehmen.

Die Ertragsleistungen eines solchen Auslegerbaggers vervielfachen sich gegenüber einem Hopperbagger, während die Kosten je m³ geförderten Bodens auf einen Bruchteil sinken. Hierdurch verändern sich die bekannten Kosten-Maßstäbe für wasserbauliche Maßnahmen für Unterhaltung und Ausbau von Wasserwegen, weil Baggerungen wirtschaftlicher werden können, als der Bau kostspieliger Regulierungsbauwerke.

3. Arbeitsmethoden von Laderaumsaugbaggern in Flußmündungen und vor der Küste.

3.1 Baggern in den Laderaum und über Bord und Wahl der Abladestellen

Während beim Baggern mit Eimerkettenbaggern nur das Lösen und der Vertikaltransport des Bodens durch den Bagger, der Horizontaltransport und das Ablagern aber mit Schuten und Schleppern durchgeführt werden — beim Anlandspülen ist sogar noch ein weiteres Gerät erforderlich — werden beim Laderaumbagger alle Arbeitsgänge von einem Gerät ausgeführt. Dem Vorteil eines solchen Gerätes, auch bei rauher See noch arbeiten zu können, steht der Nachteil gegenüber, daß immer nur ein Arbeitsvorgang gleichzeitig durchgeführt werden kann. Die Einsatzzeit des Gerätes als Bagger vermindert sich um die für den Transport des Baggergutes benötigte Zeit. Um diese „Baggerfehlzeiten" abzukürzen, ist man bestrebt, die Klappstellen so nahe wie möglich an die Baggerstelle zu legen, das heißt, im Grenzfalle das Baggergut sofort wieder der Strömung zu übergeben, die den Horizontaltransport übernimmt. Nach amerikanischen Veröffentlichungen hat man mit diesem Verfahren gute Ergebnisse erzielt. Hierbei wurde das Baggergut über einen auf dem Schiff angebauten Ausleger in mehr oder weniger großer Entfernung vom Schiff dem Strom wieder zugeführt. Von der deutschen Wasser- und Schiffahrtsverwaltung wurden ebenfalls Versuche mit Überbordbaggerungen mit den vorgeschriebenen Schleppkopfsaugbaggern ohne Ausleger durchgeführt. Diese kurzen Versuche ließen jedoch noch nicht erkennen, ob dieses Verfahren auch im deutschen Küstenbereich in größerem Umfang vorteilhaft anzuwenden ist. Die beim Überbordbaggern zu erzielenden Baggermengen betragen zwar ein Vielfaches dessen, was mit einem gleich großen und gleich starken Gerät beim Laderaumbaggern gefördert werden kann. Sie sind jedoch noch kein Kriterium für die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit eines Baggerverfahrens.

In der Regel bedeuten Baggern und Verklappen einen Eingriff in einen bestehenden Gleichgewichtszustand, dem sich die Natur widersetzt. An den vertieften Stellen wird es zu Ablagerungen kommen, an der Abladestelle wird das eingebrachte Baggergut nicht liegenbleiben. Durch die Energie von Strömung und Seegang ist immer Sand in Bewegung, der aus der tiefen See herangeführt wird und sich an den Baggerstellen ablagern kann. Die Menge des neu herangeführten Sandes ist jedoch begrenzt. Sind die Abladestellen falsch gewählt worden, oder liegen Bagger und Klappstellen zu dicht beieinander, so besteht die Gefahr, daß es an den Baggerstellen zu verstärkten Ablagerungen kommt. Bei richtiger Auswahl der Klappstellen oder beim Anlandspülen kann man zumindest erreichen, daß sich das Baggergut nicht mehr an der Entnahmestelle ablagert.

Selbstverständlich wird es Gebiete geben, wo auch das Verfahren des Überbordbaggerns mit Vorteil anzuwenden ist. Der günstigste Fall liegt vor, wenn die Strömung und damit die Transportrichtung nur nach einer Seite gerichtet und stromab einer Baggerstelle Übertiefen vorhanden sind, an denen sich das gebaggerte Material ohne Nachteil ablagern kann. Dieser Idealfall tritt bei Tideflüssen jedoch nur selten auf. Hier wird die Strömung meistens mit teils gleichen, teils verschiedenen Komponenten nach beiden Seiten gerichtet sein, so daß das mitgeführte Material eine hin- und hergehende oder eine in einem gewissen Winkel zueinander verlaufende Bewegung mit einer Resultierenden ausführt. Es bedarf also in jedem Einzelfalle einer eingehenden Untersuchung der örtlichen Gegebenheiten für das anzuwendende Baggerverfahren, um den optimalen Nutzeffekt zu erzielen. Durch neue Untersuchungsmethoden zur Feststellung der Sand- und Schlickbewegung mit Hilfe radioaktiver Isotope oder mit Luminophoren ist es möglich, eine Entscheidung für das eine oder das andere Baggerverfahren zu treffen und gegebenenfalls die Richtigkeit der gewählten Klappstelle zu prüfen.

3.2 Bodenart und Lagerungsdichte

Die Untergrundverhältnisse sind in den einzelnen Baggergebieten sehr unterschiedlich. Klei, Schlick, Torf, feiner bis grober Sand, kopfgroße Steine liegen oft nahe beieinander, so daß man das Gerät nicht für maximale Leistungen bei einer speziellen Bodenart auslegen kann. Lediglich die Betriebsweise des Gerätes kann man den jeweiligen Untergrundverhältnissen anpassen. Hierzu bestehen bei den freifahrenden Laderaumsaugbaggern mit Schleppköpfen viel mehr Möglichkeiten als beim Stoßrohrbagger. Mit den Saugbaggern „Rudolf Schmidt" und „Johannes Gährs", die vornehmlich Unterhaltungsbaggerungen ausführen, wurden systematische Untersuchungen durchgeführt mit dem Ziele, für alle Baggergebiete optimale Betriebsweisen der Geräte zu finden.

Bei den Untersuchungen wurden allein bei Sandböden Schwankungen in der Füllzeit zwischen 55 min, wobei rund 3040 m³, und 150 min, wobei 2320 m³ Baggergut im Laderaum aufgemessen wurden, festgestellt. Das entspricht im ersten Falle einer Minutenleistung von rund 55 m³ und im zweiten Falle einer solchen von rund 15,5 m³. Die Ursachen dieser Leistungsunterschiede liegen allein in den Bodenverhältnissen, das heißt im Kornaufbau und in der Lagerungsdichte des Sandes. 55 m³ pro Baggerminute wurden bei einem Sand mit 3,8 % Kornanteil unter 0,2 mm Durchmesser und 15,5 m³ pro Baggerminute bei 72 % Kornanteil unter 0,2 mm Durchmesser erreicht.

Da eine vergleichende Messung der Lagerungsdichte am Grund während der Versuche nicht möglich war, konnte als Kriterium nur die Siebanalyse des Baggergutes herangezogen werden. Inzwischen wurde eine Sonde entwickelt, die mit verhältnismäßig geringem Aufwand die Entnahme von Bodenproben gestattet und eine vergleichende Messung der Lagerungsdichte des Untergrundes ermöglicht. Die Sonde wird mit einer genormten Treibladung in den Untergrund geschossen und aus der Eindringtiefe auf die Lagerungsdichte geschlossen.

Daß der feinere Sand fester gelagert und für den Schleppkopfbagger schwerer zu lösen ist, geht auch aus den erreichten Förderstromkonzentrationen hervor. Im ersten Falle des grobkörnigen Bodens lagen die Feststoffkonzentrationen im Förderstrom zwischen 34 und 39 Volumen-Prozent (auf die Unterschiede wird noch eingegangen) und im zweiten Falle des feinsandigen Bodens nur zwischen 6,5 und 10 Volumen-Prozent. Ebenfalls ungünstig sind bei feinen Sanden die Absetzvorgänge im Laderaum. So wurden bei 34 und 39 Prozent Feststoff im Förderstrom nur rd. 2,5 Volumen-Prozent Feststoff im Überlauf gemessen, während bei 6,5 bis 10 Prozent Feststoff im Förderstrom rund 3 Volumen-Prozent im Überlauf waren.

Eine Leistungssteigerung kann einmal durch eine Erhöhung der Förderstromkonzentration und — wenn man von der Methode des Überbordbaggerns absieht — durch eine Verminderung der Überlaufkonzentration erreicht werden. Bei den Versuchen wurde einwandfrei festgestellt, daß durch eine Erhöhung der Fahrtgeschwindigkeit über Grund auch eine Steigerung der Förderstromkonzentration bei allen Bodenverhältnissen eintrat. In dem angeführten Beispiel des feinsandigen Bodens wurden Förderstromkonzentrationen zwischen 6,5 und 10 Volumen-Prozent gemessen. Dieser ziemlich linear verlaufende Anstieg konnte durch eine Steigerung der Geschwindigkeit über Grund von 0,8 auf 3,3 Knoten erreicht werden. Auch bei grobsandigem Boden war die Erhöhung der Fördergemischkonzentration von 34 auf 39 % durch eine Geschwindigkeitssteigerung von 2,5 auf 3,5 Knoten zu erzielen. Der Geschwindigkeit sind aber durch die Saugrohrkonstruktion und die installierte Maschinenleistung Grenzen gesetzt.

Eine Steigerung der Pumpenleistung erbrachte zwar eine Erhöhung der Gemischdurchflußmenge, aber nur bis zu einem gewissen Grade eine Steigerung der Feststoff-

förderung. Bei feinsandigem Baggergut wurde der erzielte Gewinn an geförderten Feststoffmenge durch einen ebenfalls höheren Feststoffanteil im Überlauf wieder aufgehoben. Bei beschränkter, für Vortrieb und Baggerpumpen gemeinsam verfügbarer Maschinenleistung ist es beim In-den-Laderaumbaggern günstiger, durch schnelleres Fahren eine hohe Förderstromkonzentration bei kleinerem Förderstrom anzustreben, als bei geringer Fahrgeschwindigkeit einen hohen Förderstrom, der die Oberflächenbelastung des Laderaumes erhöht und damit das Absetzen des Baggergutes erschwert.

3.3 Füllung des Laderaumes

Bei den Untersuchungen über Ladungsmengen und Füllzeiten in den einzelnen Baggergebieten mit einheitlichem Boden wurde festgestellt, daß der Füllungsvorgang über die Zeit einer ganzen Baggerung hinweg nicht gleichmäßig verläuft, d. h. daß die im Laderaum verbleibende Feststoffmenge pro Zeiteinheit mit fortschreitender Füllzeit kleiner wird. Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem auf der Abszisse die Füllzeit und auf der Ordinate die im Laderaum aufgemessene Menge auf und stellt den Verlauf des Füllvorganges als Kurve dar, so ist die Füllungskurve gegen Ende der Füllung bekanntlich keine Gerade, sondern eine nach oben gekrümmte Kurve, die schließlich in eine Horizontale übergeht nämlich dann, wenn der Laderaum gefüllt ist und trotz Weiterbaggerns kein Baggergut mehr aufgenommen werden kann. Diese Verhältnisse wurden auf statistischem Weg näher untersucht, da ein genaues Laderaumaufmaß nur am Schluß der Baggerung, also nach Abschalten der Pumpen, möglich war. Auch aus den mit verhältnismäßig primitiven Mitteln durch Probenentnahme gewonnenen Konzentrationswerten der Überläufe sind exakte Ermittlungen während der Laderaumfüllung nicht möglich.

Unter Berücksichtigung der an den einzelnen Baggerstellen recht unterschiedlichen Verklappfahrzeiten — in den untersuchten Gebieten schwanken diese Zeiten zwischen 30 Minuten und 3 Stunden — lassen sich für die einzelnen Baggergebiete optimale Füllzeiten bzw. optimale Füllungsgrade des Laderaumes ermitteln, um möglichst große Tagesleistungen zu erzielen.

3.4 Örtliche Gegebenheiten

Wie schon ausgeführt, konnte durch schnellere Fahrt über Grund eine Steigerung der Feststoffkonzentration im Fördergemisch erzielt werden. Einzelne Baggerstellen haben jedoch eine so geringe Längenausdehnung, daß der Bagger bei schneller Fahrt häufiger wenden und neu ansetzen muß, wodurch zusätzliche Zeitverluste entstehen. Man wird in jedem Einzelfalle feststellen müssen, welche Betriebsweise die höchste Gesamtleistung erbringt. Bei einigen der untersuchten Baggerstellen zeigt der Untergrund eine starke Riffelbildung mit stellenweise über 4 m Höhenunterschied zwischen Berg und Tal bei einer Längenausdehnung der einzelnen Riffel von 50—60 m von Talpunkt zu Talpunkt. Da oftmals nur die Riffelspitzen 1—2 m über die Sollsohle ragen und abgebaggert werden müßten, war zu untersuchen, welche Baggermethode hier für die Dauer am erfolgreichsten sein würde. Läßt man das Schlepprohr ständig am Grund — also auch über die Riffeltäler hinweg — hätte das einen erheblichenMehraushub zur Folge. Baggert man nur die Riffelspitzen ab, so besteht die Gefahr, daß sich die Spitzen schnell wieder neu bilden. Diese Frage konnte noch nicht abschließend beantwortet werden, da es nicht möglich war, die Großriffeln in den Tiefenplänen so zu erfassen, daß ihr Aussehen vor der Baggerung, ihre Veränderung durch die Baggerung und eine Zeitspanne nach der Baggerung infolge der natürlichen Einflüsse verfolgt werden konnte.

3.5 *Sonstige Einflüsse*

Allgemeingültige Untersuchungen der vorbeschriebenen Art mit einem arbeitenden Saugbagger sind insbesondere deshalb schwierig, weil es praktisch unmöglich ist, für eine gewisse Zeitdauer gleichmäßige und gleichbleibende Untersuchungsbedingungen aufrecht zu erhalten oder herzustellen. Auch sind die für den Prozeß des Baggerns maßgebenden Faktoren der Natur, des Gerätes, der Nautik und der Besatzung so eng miteinander verkettet, daß eine bestimmte gemessene Größe aus dem Baggerprozeß stets von mehreren solcher Faktoren beeinflußt wird, die jedoch nicht beliebig ein- oder ausgeschaltet werden können, weil sie sich zu einem großen Teil der Einflußnahme des Baggerführers entziehen. Auf Kornaufbau, Lagerungsdichte und Gestalt der Sohle wurde bereits eingegangen. Als weitere, den Baggerbetrieb und die Leistungsfähigkeit des Gerätes beeinflussende Größen sind zu nennen: Tidephase, ferner Strömung, Wind und Seegang nach Größe und Richtung, der bauliche Zustand des Gerätes und nicht zuletzt die persönlichen Eigentümlichkeiten der jeweiligen Schiffs- und Rohrführer. Aus diesem Grunde können allgemeingültige Empfehlungen für die zweckmäßigste Betriebsweise der Bagger an den einzelnen Baggerstellen nur aus langen Meßreihen gewonnen werden, wo sich die fälschenden Auswirkungen der nicht beeinflußbaren Größen aufheben.

4. Systematische Untersuchungen an Schleppsaugköpfen

4.1 *Fördermerkmale von Schleppsaugköpfen*

Drei Größen kennzeichnen in besonderem Maße die Arbeit eines Laderaumsaugbaggers:

V_{Ft}, die zeitlich geförderte Feststoffmenge soll groß sein, damit der Bagger eine gute Ertragsleistung erzielt.

V_F/V, die Feststoffkonzentration der transportierten Gemischmenge V sagt aus, wieviel Ballastwasser unnötig von der Sauganlage mitgeschleppt wird.

S, der Schubbedarf des Schiffes während des Baggerns soll klein sein, weil die für die freie Fahrt des Schiffes ausgelegten Propeller bei der langsamen Baggerfahrt in hochbelastetem Zustand mit sehr geringem Wirkungsgrad arbeiten.

Zur Beurteilung des Saugkopfes muß der Leistungsanteil der Baggerpumpe für die Saug- und Druckrohrleitung sowie der Anteil der Propellermotoren für den Schiffswiderstand ausgeschaltet bleiben. Deshalb werden die obengenannten Größen dem am Kopf umgesetzten Druckgefälle bzw. der Schleppleistung für die Kopfbewegung ins Verhältnis gesetzt. Mit derart gebildeten Kennwerten lassen sich die Einflüsse auf die Feststoffförderung von Schleppsaugköpfen erfassen und im einzelnen deuten.

4.2 *Versuchsplanung*

Die von der deutschen Wasser- und Schiffahrtsverwaltung beauftragte VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU UND SCHIFFBAU Berlin führte die Untersuchungen in den Jahren 1960 bis 1964 durch. Modellversuche sollten das Grundsätzliche klären und Meßfahrten an Bord die Übertragbarkeit der Vorgänge auf die Großausführung prüfen sowie die Erkenntnisse erhärten und erweitern.

4.21 Modellähnlichkeit

Da das Saugbaggern im wesentlichen ein Hubvorgang ist, wurde angenäherte Modellähnlichkeit nach Froude angestrebt. Der Modellboden besteht aus Quarzsand, dessen mittlere Korngröße von 0,12 mm gleich der des Originalbaggergutes ist, das sich wegen seiner Fäulnisneigung als Modellsand nicht verwenden läßt. Der Modellmaßstab ergab sich aus praktischen und versuchstechnischen Gesichtspunkten. Ein Meßbehälter auf einer Dezimalwaage sollte die während einer Modellversuchsfahrt gebaggerte Gemischmenge aufnehmen können. Daraus resultierte die Größe der Kreiselpumpe mit 40-mm-Rohranschluß, wonach sich handelsübliches Messingrohr von 39 mm lichter Weite als Saugrohr empfahl. Aus dem Verhältnis dieses Durchmessers zu dem des im Jahre 1960 eingesetzten Saugbaggers „Geheimrat Goeker" von 650 mm ergab sich der Längenmodellmaßstab $\varkappa = 16{,}7$.

4.22 Durchführung

Beim Modell zieht ein Schleppwagen mit angehängter Kreiselpumpe den Modellkopf über den eben abgezogenen Modellsand, der unter Wasser in dem 1 m breiten und 14 m langen Versuchstank mit Glaswänden liegt. Während der Fahrt über die Anlaufstrecke fließt das geförderte Gemisch zunächst in den Tank zurück und dann über die Meßstrecke in eine neben dem Tank angeordnete Auffangrinne, die in den Meßbehälter entleert, mit dem sich Volumen und Gewicht des Fördergutes bestimmen lassen. Wagenweg, Pumpenumdrehungen und Zeitkonstante registriert eine Schreibtrommel. Die Angaben über die Zugkraft werden von einem induktiven Geber mit Biegestab über eine Meßbrücke auf einen Schreiber und die Drücke von verschiedenen Stellen der Saug- und Druckleitung auf ein Flüssigkeitsmanometer an der Wagenbühne übertragen. Jede Modellkopfvariation wird bei den drei Geschwindigkeiten $v = 8$, 14 und 20 cm/s mit den drei Pumpenleistungen $N_P = 60$, 80 und 100 Skalenteile, was 320, 425 und 530 Watt an der Pumpenwelle entspricht, gefahren.

An Bord wird die Geschwindigkeit über Grund im Bereich von 0,3—2,8 m/s verändert und die Leistung jeder der zwei Baggerungen mit Stufe N_P — 7,5 — 8 und 10, was etwa 175 — 300 — 500 und 600 kW entspricht. Das eingekommene Feststoffvolumen V_{FP} ermittelt man durch eine Laderaumpeilung. Soll sich auch die Transportkonzentration feststellen lassen, darf nur bis zum Beginn des Wasserüberlaufs nach außenbords gebaggert werden.

4.23 Auswertung

Im Modell ergibt sich leicht aus dem Volumen V und Gewicht G des zugelaufenen Baggergutes die Gemischwichte γ und bei Kenntnis der Wichten des Wasser γ_W und des (Quarz-)Feststoffs γ_F der Feststoffanteil am Gesamtvolumen
$(V_F/V) = (\gamma - \gamma_W)/(\gamma_F - \gamma_W)$ sowie die Feststoffmenge V_F selbst.

Wegen des Hohlraumverhältnisses $\varepsilon = H/V_{FP}$ (Bild 21) von etwa 42 % bei dem eingeschwemmten wassergesättigten Modellboden sind definitionsgemäß höchstens 58 % Feststoff denkbar, wobei dann nur Porenwasser vorhanden ist. Dies wäre eine Praktiker-Konzentration von $(V_{FP}/V) = 100\,\%$, die natürlich nicht erreichbar ist, da ohne eine größere Menge Wasser kein Rohrtransportfähiges Gemisch entsteht.

An Bord kann wegen der Ungenauigkeit einer Ladungsgewichtsmessung nur die Feststoffablagerung, also V_{FP} (Bild 21) bestimmt werden. Es ergeben sich die absoluten Werte aus den Praktiker-Werten nach $V_F = (1 - \varepsilon)\, V_{FP}$ und
$(V_F/V) = (1 - \varepsilon) \cdot (V_{FP}/V)$

Der Zugbedarf für den Modellsaugkopf läßt sich direkt aus einer Eichkurve ableiten, der Zugbedarf für die Großausführung aus dem Propellerschub unter Abzug des Schiffswiderstandes gemäß der Schiffsgeschwindigkeit v_S im Wasser.

4.3 Baggern ohne Bodenaufbereitung

Herauslösen und Transport des Feststoffes erfolgen allein durch Saugwasser.

4.31 Modellversuche

4.311 Konstruktionsprinzipien

Nur Modelle von praktisch einsetzbaren Schleppsaugköpfen sollen erprobt werden. Deshalb bestehen für die Konstruktion betriebstechnische Forderungen:

1. Der Kopf muß gezogen werden.
2. Allein durch Eigengewichte soll der Bodenanschluß stattfinden.
3. Der Kopf muß über festgesetzte Hindernisse hinweggleiten können.
4. Eine Verstopfungsgefahr der Förderanlage soll durch geeignete Ausbildung des Kopfes umgangen werden. Feste und einstellbare Köpfe sollen nur, soweit zur Klärung grundsätzlicher Fragen erforderlich, untersucht werden. Im übrigen werden nur Köpfe mit sich selbsteinstellenden Teilen gebaut, die bei den immer wechselnden Baggerbedingungen am besten arbeiten.

4.312 Funktionelles Verhalten

Die Größen und Kennwerte nach Kapitel 4.1 ermöglichten eine umfassende Beurteilung aller von den einzelnen Köpfen nach Abschnitt 4.22 des Kapitels 4.2 durchgeführten Modellbaggerungen. Die Ergebnisse stellen sich in aller Kürze folgendermaßen dar:

Vorherrschend bei den durch reines Saugen fördernden Schleppsaugköpfen ist das Ansteigen der Feststofförderung durch Konzentrationserhöhung bei wachsender Fahrgeschwindigkeit infolge Beschränkung einer Freisaug-Möglichkeit. Dazu kommt, daß ein schnell über den Boden geführter Saugkopf mehr von der Oberfläche und dadurch mit weniger Leistungsaufwand das Bodenmaterial räumt. Steigende Pumpenleistung bewirkt eine Vergrößerung der zeitlichen Feststofförderung, doch meist auch eine Konzentrationsabnahme wegen verstärkten Freisaugens. Der Zugbedarf steigt mit einem verbesserten Bodenanschluß, also im allgemeinen mit verbesserter Feststofförderung. Im einzelnen zeigt sich:

1. Seitenverhältnis des Saugquerschnittes: Breite Köpfe saugen Feststoff besser als schmale, weil sie aus geringerer Tiefe abtragen.
2. Saugweg: In der Mitte der Saugkopfhinterkante wird gegenüber den Seiten stärker und konzentrierter gefördert, weil der Abstand von der Mitte zum Saugrohr kleiner ist als von den seitlichen Kopfecken und mithin das Druckgefälle größer. Außerdem saugt sich seitlich der Kopf leicht frei, was das Gemisch unzweckmäßig verdünnt.
3. Saugmundneigung: Bild 14 zeigt den Modellkopf mit verstellbarer Neigung, der dem schürfenden Frühling-Kopf des Saugbaggers „Geheimrat Goeker" ähnelt, der jedoch im Modell wegen des leicht saugbaren Bodens nicht schürfte. Die Förderung verbessert sich zunächst mit vergrößertem Anstellwinkel bis bei 30° und der größten Geschwindigkeit $v = 20$ cm/s die zeitlich abzusaugende Menge, die sich aus Kopfbreite mal Fahrtgeschwindigkeit mal Abklapptiefe bei der Anstellung ergibt, auch bei der größten Pumpenleistung $N_p = 100$ Skalenteile nicht mehr abgesaugt wer-

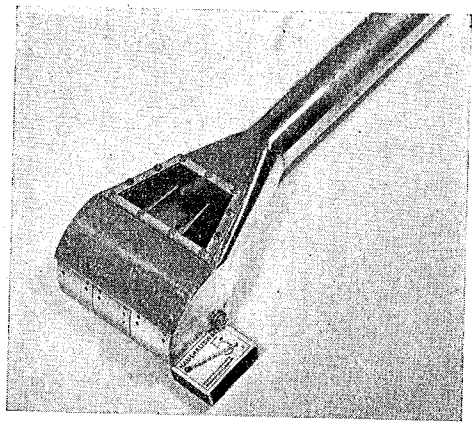


Bild 14
Modell eines Saugkopfes mit verstellbarem Saugmund

den kann. Der Kopf hebt sich nun aus dem Boden heraus, womit Wasser von vorn her in den Saugquerschnitt tritt und Konzentration und Feststofförderung gegen Null gehen.

4. Saugspalt: Der dem Holländer-Kopf der Saugbagger „Johannes Gährs" und „Rudolf Schmidt" nachgebaute Visierkopf (Bild 15) stellt die richtige Saugmundneigung dem Gemischfördervermögen der Baggerpumpe entsprechend selbst ein. Die Konzentration sinkt jedoch bei abnehmender Fahrtgeschwindigkeit stärker, weil sich der Spalt wegen der Anordnung der Visiergleitschuhe hinter dem Visier mit größerer Abklapptiefe vergrößert.

5. Visierform: Eine konvexe Wölbung der hinteren Visierseite zum Boden hin vergleichmäßigt die Saugwege (Punkt 2.) und wirkt verbessernd auf die Feststoffaufnahme.

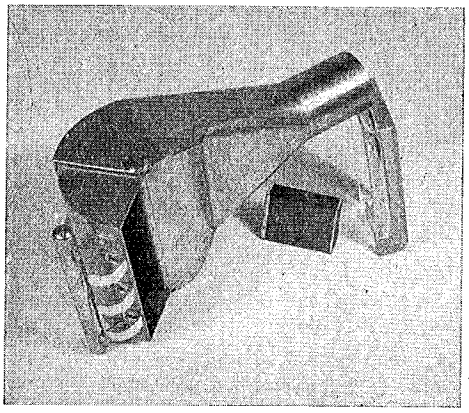


Bild 15
Modell eines Saugkopfes mit sich selbst einstellendem Visier

6. Gewichtsbelastung: Nur als Funktionssicherheit für das Visier und das Bringen des Kopfes an den Grund ist ein gewisses Gewicht erforderlich. Während der Arbeit preßt sich der Kopf infolge Druckdifferenzen in der Umgebung und im Innern des Kopfes an den Boden an.

7. Geteilte Saugfläche: Nur bei Baggerungen in besonders kurzwellig unebenem Boden könnte eine Unterteilung sich selbst einstellender Glieder vorteilhaft sein.

8. Kopfgröße: Der Kopf kann in gewissen Grenzen um so größer sein, je weicher der Boden oder je kleiner die Fahrgeschwindigkeit ist.

9. Getrennter Eintritt von Sand und Wasser: Ein Schürfen des Feststoffes von vorn und ein Wasserzutritt von hinten in den Kopf ist prinzipiell möglich, aber besonders wegen des hohen Zugbedarfs nicht vorteilhaft.

10. Reibung zwischen Saugkopf und Boden: Durch einen Rollkörper an Stelle des Gleitschuhs läßt sich der Zugbedarf wesentlich senken, im Modell bis gegen 50 %. Eine Walze ist auch auf dem Bild 19 zu erkennen. Die seitlich angeordneten Spikes sind eine Rollhilfe für die Walze, die in den relativ weichen Modellboden einsinkt, was ihr Rollen behindert. Die Gemischkonzentration ist bei den rollenden Köpfen etwas kleiner, weil kein Seitenwall vorhanden ist.

11. Seitenwall: Bei den Gleitköpfen fließt das von dem Sandstau vor dem Kopf herrührende Feststoffmaterial seitlich ab und bildet einen Seitenwall, der einerseits den Kopfabschluß gegen Ballastwasser verbessert und andererseits als zusätzliches Baggergut in den Seitengriff des Saugkopfes gerät. Bei fehlendem Seitenwall müssen begrenzende Seitenflächen tiefer herabgezogen werden.

4.32 Großversuche (Saugbagger „Johannes Gährs")

4.321 Fahrt über Grund

Die Visiersaugköpfe (Bild 16) fördern bei gleicher Pumpenleistung N_P zeitlich um so mehr Feststoff V_{Ft}, je schneller sie über den Grund geführt werden, weil sie aus geringerer Tiefe ansaugen, weil durch schnellere Fahrt das seitliche Freisaugen behindert und der Saugspalt infolge der Gleitschuhanordnung durch die geringere Abklapptiefe des Visiers verkleinert wird.

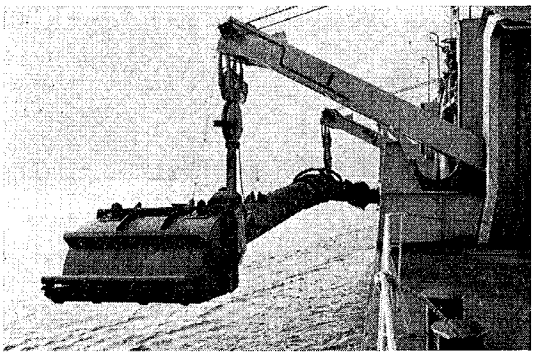


Bild 16
Backbord-Saugkopf des „Johannes Gährs"

4.322 Fahrt mit und gegen den Strom

Bei gleicher Geschwindigkeit gegen den Grund wurden mit der Tide fahrend 55 % mehr Feststoff gebaggert als gegen die Tide (Meßfahrt am 16. 11. 1961). Da die Köpfe von hinten ansaugen, unterstützt bei Fahrt mit der Tide die am Boden vorhandene Strömung die Arbeit der Baggerpumpe. Außerdem wird an Propulsionsleistung für das Schiff gespart.

4.323 Leistungsverteilung auf Propellerwellen und Baggerpumpen

Wegen Ausfalls eines Generators an Bord wurde mit Pumpenstufe 10 und Fahrstufe 7,5 gebaggert. Nach umgekehrter Aufteilung der Kraftwerksleistung, nämlich Fahrt mit Fahrstufe 10 und Pumpenstufe 8 ließen sich zeitlich 53 % mehr Feststoff fördern (Meßfahrt am 15. 8. 1962). Es zeigt sich die starke Verbesserung durch die gesteigerte Fahrtgeschwindigkeit von $v_G = 0{,}3$ auf 1,0 m/s trotz verminderter Pumpenleistung.

4.324 Druckgefälle am Saugkopf

Bei gutkonzentrierter Baggerung mittelfesten Bodens beträgt das zum Herauslösen des Feststoffes und zum Heben und Beschleunigen des Gemisches verbrauchte Druckgefälle am Visiersaugkopf 4 m WS (Meßfahrt am 21. 3. 1963).

4.4 Baggern mit Bodenaufbereitung

4.41 Bodenaufbereitung

Der reine, oberflächlich angreifende Saugstrom löst hartgepackte feine Sande nur unbefriedigend aus ihrem Bodenverband, weshalb eine Lockerung des Materials vor dem Angriff des Saugstroms wünschenswert ist.

4.411 Schneiden

Feststehend oder rotierend am Schleppsaugköpfen angebrachte Schneiden ergaben im Ganzen keine Verbesserung. Die Feststofförderung steigerte sich geringfügig, während der Zugbedarf des Kopfes anstieg und der Verschleiß groß war. Schneiden ist überhaupt nicht das richtige Verfahren zur Aufbereitung vor allem eingeschwemmter Sande. Deshalb mußten auch Versuche mit einzelnen starken Wasserstrahlen, durch hohle Reißzähne oder vom Niveau der Bodenoberfläche her in den Boden gebracht, erfolglos bleiben.

4.412 Schwemmen

Die Aufbereitung eingeschwemmter Sande, wie sie im Küstengebiet allgemein anfallen, geschieht zweckmäßigerweise durch erneutes Aufschwemmen. Ein geeignetes Verfahren besteht darin, daß ein höheres Druckpotential in eine gewünschte Tiefe unter die Baggergrundoberfläche in den Bereich des durchlaufenden Schleppsaugkopfes gelegt wird. Es soll sich eine über die Kopfbreite erstreckende Potentiallinie bilden, wozu die Strahldüsen in einer Reihe so eng nebeneinanderstehen, daß das Wasser der einzelnen Strahlen in der größten Strahleindringtiefe gerade eben ineinanderfließt. Wegen des Kopffortschreitens mit der Schleppgeschwindigkeit entwickelt sich die Potentiallinie zu einer Fläche mit zum Kopfende hin abnehmendem Potential, weil der Überdruck in der Potentiallinie sich bodenartabhängig mit einer gewissen Geschwindigkeit entspannt. Dadurch lassen sich Kapillar- und Reibungskräfte zwischen den Feststoffteilen aus dem Gleichgewicht bringen, die Auftriebskräfte am einzelnen Korn erhöhen und das wassergefüllte Porenvolumen vergrößern. Darin besteht die Bodenentfestigung, wobei gleichzeitig ein Teil des Transportwassers zum Absaugen des gebildeten Wasser-Sand-Gemisches eingebracht ist (Bild 17).

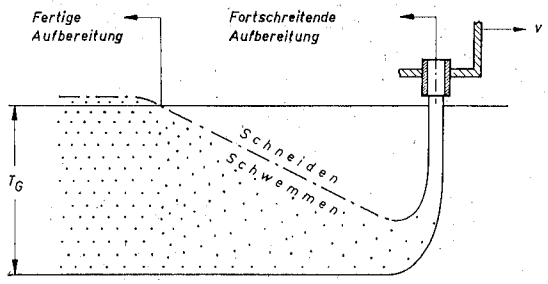


Bild 17
Prinzip der Bodenaufbereitung durch Druckwasserstrahlen

Nur soviel Baggergrundmaterial soll aufbereitet werden, wie dem Gemischfördervermögen der Förderanlage entspricht, d. h. ein bestimmtes Volumen je Zeiteinheit. Gemäß dem gewünschten Aufschwemmgrad ergibt sich die zeitlich einzubringende Druckwassermenge und der auf eine Düse entfallende Anteil. Strahldruck und Düsendurchmesser leiten sich hieraus und aus der zu erwartenden Absaugtiefe T_G ab.

4.42 Modellversuche mit Druckwasser

Vorversuche zeigten, wie die Eindringtiefe von Wasserstrahlen in einem Modellboden von dem Düsendurchmesser, dem Strahldruck und der Fortschrittsgeschwindigkeit gegenüber dem Boden abhängt. Folglich kamen nur Durchmesser bis 3 mm für den vorhandenen Wasserleitungsdruck bis 45 m WS in Frage.

4.421 Visiergleitkopf mit schwenkbaren Strahldüsen

Fünf über die Kopfbreite von 130 mm verteilte Strahldüsen vor der Saugöffnung sind im Durchmesser austauschbar und bis 30° gegen die Lotrechte vorwärts und rückwärts neigbar. Eine Neigung nach hinten ist ungünstig, weil die Bodenaufbereitung erst hinter der durchlaufenden Saugöffnung erfolgt und damit wirkungslos ist. Ein gewisser Vorhalt ist bei schneller Fahrt angebracht, bei der auch etwas höhere Strahldrücke einsetzbar sind. Höhere Drücke verschlechtern beim Einsatz größerer Düsen die Feststoffförderung, weil zuviel Wasser eingebracht wird. Mit zu kleinen Düsen wird selbst bei weiterer Drucksteigerung kein ausreichender Quelleffekt erzielt.

Durch Verdichten mit einem Plattenrüttler ist der ursprünglich rollig-weiche Sandboden derart verfestigt worden, daß ein Prüfkegel nicht mehr 24 mm, sondern nur noch 17 mm tief in den Boden eindrang. Der harte Modellboden läßt sich gegenüber reiner Saugförderung bei mittlerer Fahrtgeschwindigkeit v und Pumpenleistung N_P durch die Wirkung von 5 mit einem Druck von 35 m WS strahlenden 1-mm-Düsen in über vierfacher Menge je Zeiteinheit fördern, während die Feststofförderung des weichen Modellbodens bei dem gleichen Druckwasseraufwand noch um die Hälfte steigt (Bild 18). Außerdem sinkt der Zugbedarf des Kopfes mit fortschreitender Aufweichung, weil wegen des leichteren Nachgebens des Bodens das am Kopf verbrauchte Druckgefälle und der daraus resultierende Anpreßdruck des Kopfes an den Boden geringer ist.

4.422 Flachgleitkopf mit Flachvisier

Wenn die Gemischbildung durch Druckwasser erfolgt, ist die Einlaufform strömungsgünstig und länger ausführbar. Diese Kopfverlängerung ist vorteilhaft, weil auch bei schnellerer Fahrt noch genügend Zeit zur Ausbildung des Quelleffektes vorhanden ist.

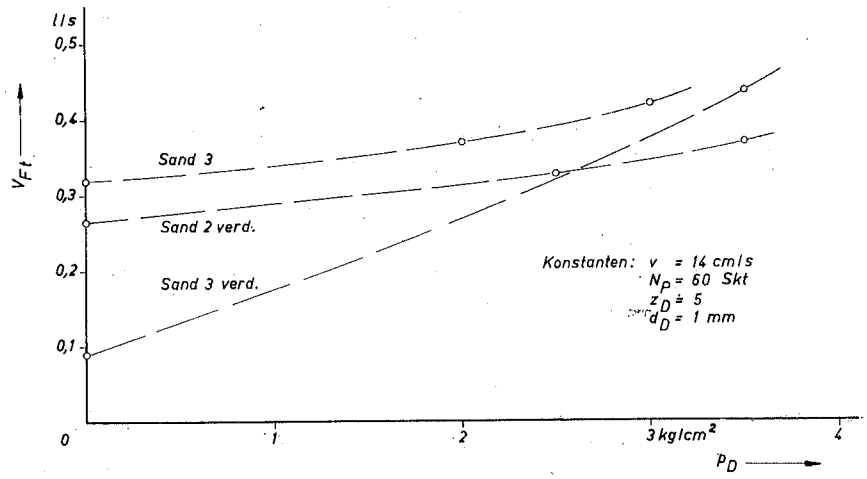


Bild 18
Abhängigkeit der Feststofförderung V_{Ft} vom Strahldruck p_D und Modellboden

Die Art der gestreckten Einlaufform ist an den Köpfen nach Bild 19 und 20 erkennbar. Es läßt sich damit gleichzeitig die durch den reinen Sektoreinlauf des früheren Visiers konstruktionsbedingte große Kopfhöhe verkleinern, dadurch die Geschwindigkeit erhöhen und dem Entmischungsbestreben wegen kleiner Fließgeschwindigkeit entgegenwirken. Läuft entmischter Feststoff als Geschiebe, entzieht er sich in ungünstiger Weise zum Teil der transportierenden Kraft des Wassers.

4.423 Walzenkopf mit Flachvisier (Bild 19)

Nach den Erfahrungen mit den obengenannten Köpfen werden fünf senkrecht strahlende Düsen von 1,75 mm Durchmesser eingeschraubt und der Strahldruck von 0 bis 30 m WS gesteigert. Durch die rollende Walze wird der schon durch die Bodenaufweichung verringerte Zugbedarf noch weiter vermindert. Die tiefergezogenen Seitenteile des Einlaufs schließen den Kopf trotz fehlenden Seitenwalls gut ab. Die Gleitschuhe sind dem Einlauf profilparallel und sorgen für eine von der Abklapptiefe unabhängige Saugspaltweite. Bei Einbau eines Visiers als Kreissektor wird deutlich, daß der Kopf zu kurz ist; wenn schneller gefahren wird, liegt die Feststofförderung bei sonst gleichen äußeren Bedingungen niedriger als beim Einsatz des längeren Flachvisiers.

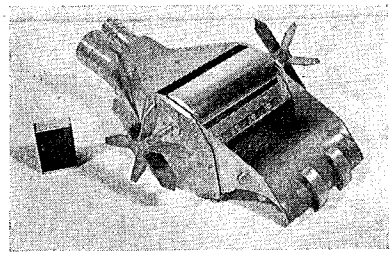


Bild 19
Modell eines rollenden Saugkopfes mit Flachvisier

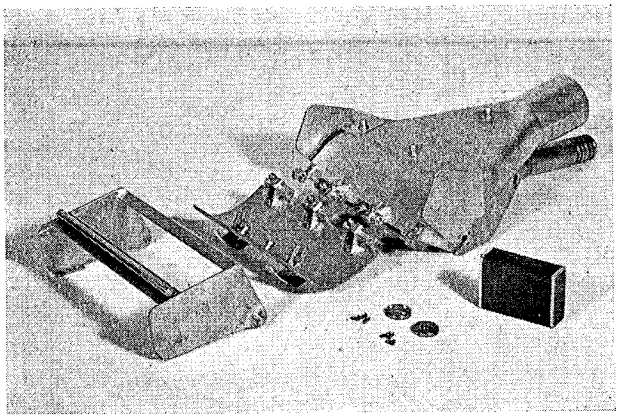


Bild 20
Modell eines Saugkopfes mit Spaltklappe und Seitenvisier

4.424 Flachgleitkopf mit Spaltklappe und Seitenvisier (Bild 20)

Die Spaltklappe sorgt für einen günstigen Saugspalt und das von ihr unabhängige Seitenvisier für einen immer guten seitlichen Abschluß, woraus sich die im Vergleich zu den anderen Köpfen höchstens Werte für die Feststofförderung erklären. Infolge der Kopfkonstruktion wird die Tendenz der allgemeinen Förderverbesserung durch schnelleres Fahren geändert. Bei v = 14 cm/s, der mittleren der drei Fahrtgeschwindigkeiten ergeben sich nun die besten Werte, die um 20 % und 30 % höher liegen als bei der größten und kleinsten Schleppgeschwindigkeit.

4.5 Gemischstrom

4.51 Konzentration

Jedenfalls in horizontalen und steigenden Rohrleitungen schlüpft der schwerere Feststoff im Wasser, d. h. die Geschwindigkeit des Feststoffs c_F ist kleiner als die des transportierenden Wassers c_W Im Auffangbehälter wird als Effekt der Förderung die Transportkonzentration $\mu = V_{F(t)} / V_{(t)}$ festgestellt. Im Rohrquerschnitt nimmt der Fest-

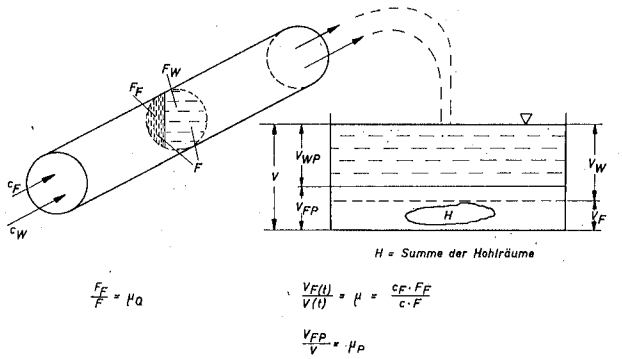


Bild 21
Querschnitt — (μ_Q) und Transport — (μ) Konzentration

stoff wegen des Schlupfes einen größeren Anteil als im Behälter ein: Die Querschnittskonzentration $\mu_Q = F_F/F$ ist größer als die Transportkonzentration (Bild 21).

$$\frac{1}{\mu_Q} - 1 = \frac{c_F}{c_W}\left(\frac{1}{\mu} - 1\right).$$

Je größer der Schlupf infolge gröberen Korns oder größerer spezifischer Schwere des Feststoffes ist, um so größer ist auch der Unterschied zwischen Querschnitts- und Transportkonzentration. μ resultiert aus den Angaben des Auffangbehälters (Meßbehälter bei Modellversuchen, Laderaum bei Großversuchen). Der Schlupf läßt sich durch Messung von c_W über $F_W = V_{Wt}/c_W$, $F_F = F - F_W$ und $c_F = V_{Ft}/F_F$ oder durch Bestimmung von μ_Q aus der Rohrgemischwichte γ_Q ableiten. c_W ist nach dem Induktionsprinzip von Faraday, γ_Q durch Messung des statischen Drucks an zwei übereinander liegenden Stellen eines senkrechten Rohrleitungsstückes oder durch ein radioaktives Absorptionsverfahren mit Rohrdurchstrahlung ermittelbar. Durch die Messung des statischen Drucks ergab sich das mittlere Verhältnis der Geschwindigkeiten von Feststoff zu Wasser im senkrecht steigenden Druckrohr des Baggers bei der Förderung feinen Sandes von etwa 0,1 mm Korndurchmesser zu $(c_F/c_W) > 0{,}9$ (Meßfahrt am 21. 3. 1963) und im engeren Modellsaugrohr zu $0{,}8 < (c_F/c_W) < 0{,}9$.

4.52 Steigerung der Konzentration

Während sich feinkörniger Feststoff besser in Rohrleitungen transportieren läßt als grobkörniger, ist grobkörniger durch den Saugstrom des Kopfes leichter aus dem Bodenverband zu lösen als feinkörniger, der meist fest gelagert ist. Mit wachsender Baggertiefe steigert sich die Abreißgefahr des Saugstroms, wenn durch vergrößerten Feststoffgehalt die Gemischwichte ansteigt oder der Schlupf infolge wachsender Korngröße zunimmt. Die größere Hubarbeit und die mit steigender Konzentration wachsende Reibung vermindern die Fließgeschwindigkeit in der Rohrleitung (Meßfahrt am 15. und 16. 11. 1961).

Die geförderte Feststoffmenge V_{Ft} ergibt sich aus dem Produkt vom Rohrquerschnitt F, der Fließgeschwindigkeit c und der Transportkonzentration (V_F/V). Die beiden veränderlichen Teilfaktoren c und (V_F/V) sollten so kombiniert werden, daß ihr Produkt ein Maximum wird. Demnach hat es keinen Zweck, eine höhere Transport-Gemischwichte als $\gamma = 1{,}4$ t/m³ anzustreben.

4.6 Folgerungen

Gemäß den bisher aus den Untersuchungen gewonnenen Erkenntnissen läßt sich über sandbaggernde Schleppsaugköpfe folgendes aussagen.

1. Nur Schleppsaugköpfe mit sich selbst einstellenden Teilen saugen Feststoff allgemein befriedigen.
2. Die zeitliche Feststofförderung steigt mit der Fahrtgeschwindigkeit, wobei sich der Zugbedarf ebenfalls erhöht.
3. Breite Köpfe fördern Feststoff besser als schmale.
4. Die Aufteilung eines Saugquerschnittes ist nur in besonderen Fällen günstig.
5. Eine getrennte Zuführung von Sand und Wasser ist prinzipiell möglich, aber nicht vorteilhafter.

6. Mit einem verbesserten seitlichen Abschluß des Kopfes gegen den Grund läßt sich die Konzentration des Baggergemisches steigern.
7. Durch einen Rollkörper anstelle des Schleppschuhs ermäßigt sich der Zugbedarf wesentlich.
8. Fahren vor der Tide bringt eine Ersparnis an Fahrtleistung und unterstützt bei den wesentlichen von hinten ansaugenden Köpfen die Arbeit der Baggerpumpe.
9. Im Falle eines Energiemangels ist der Fahrtleistung gegenüber der Pumpenleistung der Vorzug zu geben.
10. Allein durch Ändern der Baggertechnik läßt sich die Ertragsleistung der eingesetzten Geräte steigern.
11. Die Aufbereitung eines Baggergrundes aus feinkörnigem, hart gepacktem Sand geschieht zweckmäßigerweise durch Aufschwemmen.
12. Besonders die Förderung festgelagerter Böden läßt sich mit Hilfe von Druckwasser beträchtlich erhöhen.
13. Die richtige Druckwassermenge hängt von der anfallenden Bodenart ab.
14. Eine Strahldüsenreihe soll vor dem Saugquerschnitt dicht über dem Boden liegen und das Aufbereitungswasser gut verteilt, jedoch in gleicher Richtung etwa senkrecht in den Boden drücken.
15. Die unterste Begrenzung der Quellzone ist durch Abstimmung von Durchmesser und Druck der Strahlen in die Tiefe der nachfolgend vom Saugkopf hergestellten Grabensohle zu legen.
16. Der Zugbedarf des Kopfes sinkt mit fortschreitender Bodenaufweichung.
17. Mit Druckwasseraufbereitung arbeitende Köpfe müssen länger sein und können hinsichtlich der Gemischführung strömungsgünstiger gebaut werden.
18. Es ist vorteilhafter, Druckwasser zur Bodenaufbereitung einzusetzen, als die Baggerpumpen zu verstärken.
19. Richtiger Druckwassereinsatz zur Bodenaufbereitung erhöht die Wirtschaftlichkeit von Laderaumsaugbaggern.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Frederich C. SCHEFFAUER, The hopper dredge — Editor in Chief. United States Government Printing Office, Washington.

[2] H. WAAS, H. WALTER und andere. „Rudolf Schmidt" und „Johannes Gährs" zwei neue Laderaumsaugbaggern für die Fahrwasserunterhaltung an der deutschen Nordseeküste. Schiffstechnik, 8. Band, 43. Heft, Seite 177—234 Sept. 1961.

[3] Henry G. A. HAYWARD. Sidecast (Boom) dredging. Foreign experience and local application — Bulletin of the Permanent International Association of Navigation Congresses, 1962/Vol. II, No. 4.

[4] BLAUM/v. MARNITZ. Die Schwimmbagger. Erster Band: Bodentechnische Grundlagen Saugbagger — Springer-Verlag Berlin.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 4

Fischereihäfen und ihre Einrichtungen

Von Abteilungsleiter Hoffmann, Kieler Seefischmarkt GmbH, Kiel; Dipl.-Ing. Dieter Kuntsche, Architekt, Strom- und Hafenbau Hamburg; Dipl.-Ing. Lack, Oberbaurat, Niedersächsisches Hafenamt Cuxhaven; Dipl.-Ing. Gerhard Wollin, Hafenbaudirektor, Hansestadt Bremisches Amt Bremerhaven

Zusammenfassung

Der Bericht beschränkt sich auf die Wiedergabe der neueren Entwicklung in den Häfen der Hochseefischerei mit großen Trawlern Bremerhaven, Cuxhaven, Hamburg und Kiel. Auf die Häfen für Herings-Logger und für die Kutter der Küstenfischerei wird nicht eingegangen.

Allen vier Häfen gemeinsam ist eine erhebliche Neubautätigkeit mit hohen Investitionen nach dem 2. Weltkrieg. Dabei ist man auf eine geländemäßige Ausweitungsmöglichkeit bedacht, die sowohl Raum am Wasser für Steigerung der Anlandungen bietet als auch Gelände für die Ansiedlung neuer Industrien der Fischverarbeitung und von Zubringerbetrieben. Mit Rücksicht auf den zunehmenden Lkw-Verkehr, auch auf dem Sektor der Kühltransporte, wird dem Straßenbau besondere Aufmerksamkeit gewidmet, aber alle Häfen haben nach wie vor einen umfangreichen Eisenbahnanschluß.

Die Vergrößerung der Hochsee-Trawler von etwa 300 BRT vor dem 2. Weltkrieg auf bis zu 2000 BRT heute mit Tiefgängen bis 5 m und Längen bis 87 m (geplant) stellen die Hafenverwaltungen vor die Aufgabe, ihre Einrichtungen wie Schleusen, Kajen, Wassertiefen usw. zu überprüfen und der Zukunft anzupassen, die jedoch im einzelnen schwer zu übersehen ist. In Cuxhaven wird der Fischereihafen erstmalig eingeschleust mit einer Schleuse von 192 m Länge und 25 m Durchfahrtsbreite und mit einem Mittelhaupt. Die Schwierigkeiten, eine solche Anlage in einem bereits ausgebauten Hafengebiet neu einzuplanen und auszuführen, werden aufgezeigt. Diese Schleuse ist auch für große Fabrikschiffe der Zukunft gedacht. In Bremerhaven ist die eine Kammer der Doppelschleuse zwar 30 m breit, aber nur 100 m lang. Die Planung über einen zukünftigen Seeschleusen-Neubau wird aufgenommen. Da damit gleichzeitig ein Industriegebiet für Seeschiffe erschlossen werden kann, werden die Abmessungen nicht nur von der Entwicklung der Fischdampfer bzw. der Fabrikschiffe bestimmt werden, sondern von den aufzunehmenden See-Frachtern.

Die einschneidenste Änderung ergibt sich auf allen Märkten durch die Zunahme tiefgefrosteter Fische und den Rückgang von Frischfisch. Für Tiefkühlgut sind besondere Löschmethoden erforderlich geworden. Es werden Krane an Stelle der bei Frischfisch üblichen Seilwinden eingesetzt. In Kiel wird ein Stetigförderer verwendet, ist jedoch noch nicht ausreichend für alle vorkommenden Fälle erprobt. Der verschiedenen Größe der Schiffsluken und der wechselnden Art des Fischgutes von gefrosteten Platten bis gefrosteten ganzen Fischen vermag sich bisher der Kran mit Palette oder Netz am besten anzupassen.

Für die Lagerung werden in allen Häfen Kühlhäuser in Kainähe benötigt und gebaut, in die direkt gelöscht werden kann. Sie sind zum Teil mit Frosteinrichtungen und Verarbeitungsräumen versehen. Die Verarbeitungs- und Versandbetriebe haben für die Erhaltung der Kühlkette bis zum Verbraucher zu sorgen.

Inhalt Seite

1. Fischerei in Deutschland (Kutter, Logger, Trawler) 217
2. Bremerhaven 220
2.1 Die bauliche Entwicklung des Bremerhavener Fischereihafens 220
2.2 Der weitere Ausbau des Fischereihafens 221
2.3 Kühlhäuser 222
2.4 Bau von Industriehallen 223
2.5 Verwaltung, Sozialgebäude, Forschung 224
3. Cuxhaven 224
3.1 Einleitung 224
3.2 Die Entwicklung des Fischereihafens Cuxhaven 225
3.3 Der gegenwärtige Ausbau des Fischereihafens 227
3.4 Entwurf der Schleuse 229
3.5 Die Hafenerweiterung 230
3.6 Zukunftspläne 230
3.61 Neue Hafeneinfahrt 230
3.62 Hafenerweiterungen 230
4. Hamburg 231
5. Kiel 234

1. Fischerei in Deutschland

1.1 Von den deutschen Fischereihäfen aus wird der Fischfang mit 3 Arten von Fischereifahrzeugen betrieben: den Kuttern, Loggern und Hochseetrawlern.

In der Küstenfischerei sind kleinere Kutter von 14—16 m Länge eingesetzt, die im wesentlichen den Fang von Garneelen oder Krabben betreiben, die als Futterkrabben und als Speisekrabben gleich hoch geschätzt sind. Diese Kutter sind in den kleinen Küstenhäfen an den Prielen beheimatet, wie z. B. in Dorum und Wremen, den bekanntesten Häfen dieser Art an der Außenweser. Die großen Fischereihäfen werden von ihnen nicht regelmäßig angelaufen.

In der kleinen Hochseefischerei sind Kutter bis zu etwa 30 m Länge eingesetzt, mit 70 bis 100 BRT, die heute mit schweren Motoren, Echolot, Funk usw. schon aufs modernste ausgerüstet sind. Sie fangen die sogenannten Edelfische, die Seezunge, Steinbutt, Scholle, aber auch Lachse, Heringe und gelegentlich den Thunfisch. Diese Kutter fischen bis weit in die östliche Ostsee und in der Nordsee im Umkreis von Helgoland. Bekannte Häfen für die Hochseekutter sind Büsum und Finkenwärder. Daneben sind sie in allen größeren Fischereihäfen zu Hause und ihre Ware ist zur Ergänzung des Sortiments der mit den großen Trawlern angelieferten Massenfische sehr begehrt.

1.2 Einen speziellen Fischereizweig stellen die Logger dar, ein Schiffstyp von heute mehr als 3000 BRT, der neben der Dampferfischerei mit Schleppnetz und der Kutterfischerei fast ausschließlich mit Treibnetz auf den Heringsfang spezialisiert ist. Man erfaßt den Hering in einer bestimmten Wachstumsstufe und gewinnt damit besonders hochwertige Qualitäten, den Logger-Salzhering, der an Bord gekehlt und in Bordfässern, den sogenannten Kantjes, gesalzen wird. Er kann ohne industrielle Nacharbeitung verzehrt werden, wenn er „salzgar" gereift ist. Die Logger sind in den Häfen Vegesack, Emden, Leer und Glückstadt beheimatet.

1.3 Die große Hochseefischerei wird heute von den Häfen Bremerhaven, Cuxhaven, Hamburg und Kiel aus mit modernsten Motortrawlern betrieben, wobei sich neben den Seitentrawlern der Heckfänger mit Einrichtungen für Frischfisch und tiefgekühlten Filets, Fischmehlanlage, Tranverarbeitung usw. das Feld erobert hat. Ihre Anlandungen bestehen im wesentlichen in Massen-Speisefischen, und zwar Hering, Kabeljau, Schellfisch, Seelachs, Rotbarsch und sonstigen. Während die Heringsanlandungen laufend abgenommen haben, nehmen die Fänge an Rotbarsch erheblich zu. Die Trawler einschließlich der Neuplanungen weisen heute eine Länge bis 87 m und eine Größe bis 2000 BRT auf. Als Beispiel seien die Daten der nachstehend aufgeführten Heckfänger in Bremerhaven genannt:

„Carl Oskar Kämpf" der Hochseefischerei Kämpf & Co., Motor-Heckfänger mit Tiefkühleinrichtung, Filetieranlage für Rotbarsch und Kabeljau, Köpfmaschine, Enthäutungsmaschine, Fischwaschmaschine usw.

Indienststellung: Februar 1964

1 344 BRT
581 NRT
76,60 m Länge
11,00 m Breite
4,70 m Tiefgang

Fischräume:

Tiefkühlraum	155 m³	= rd. 116 t
Wechselraum		
Kühl- oder Frischfisch	447 m³	= rd. 335 t
	602 m³	= rd. 451 t

Gefrierkapazität: 30 t/Tag.

127 m³ Fischmehlraum
28 m³ Trantank
15 sm/h Geschwindigkeit
2365 PS Motorstärke
44 Mann Besatzung.

„Hans Böckler" der Gemeinwirtschaftl. Hochseefischerei GmbH

Indienststellung: April 1961, Heckfänger mit Motor.

1561 BRT
690 NRT
75,70 m Länge
11,50 m Breite
4,59 m Tiefgang

317 m³ Tiefkühlraum
387 m³ Frischfischraum
704 m³

16 t/Tag Frostkapazität
2400 PS Motorstärke
44 Mann Besatzung.

Mit der wachsenden Größe der Fischdampfer hat sich die deutsche Hochseefischerei allmählich zur Fernfischerei entwickelt, wobei die größere Geschwindigkeit und die Entwicklung als Fabrikschiff mit Tiefkühlanlagen Reisen bis Labrador und Neufundland

(2200 Seemeilen) ermöglichen. Die Hochseefischerei ist einem Strukturwandel unterworfen, der noch nicht abgeschlossen ist. Rückläufige Fangerträge auf den traditionellen Fangplätzen, z. B. bei Island und den Faröer-Inseln, sowie der Verlust der ergiebigen Fischfanggründe vor der norwegischen Küste und bei Island durch die Ausweitung der Hoheitsgewässer dieser Staaten machten die Erschließung neuer, entfernterer Fanggebiete für die deutschen Trawler notwendig.

Die herkömmlichen reinen Fangschiffe können auf diese Entfernung nicht mehr rentabel eingesetzt werden. Die unproduktiven Reisetage für An- und Abmarsch zum und vom Fanggebiet stehen zu den Erträgen in einem nicht mehr wirtschaftlichen Verhältnis. Mit einem Kostenaufwand von rd. 150 Mill. DM ist deshalb seit 1959 eine neue Flotte von kombinierten Fang- und Verarbeitungsschiffen aufgebaut worden. Innerhalb von fünf Jahren wurden 39 Schiffe mit Tiefkühlanlagen und 54 Schiffe mit Fischmehlanlagen ausgerüstet. Der größte Teil des Fanges wird auf diesen Schiffen bereits verarbeitet und „gefrostet", während nur noch der kleinere Teil als Frischfisch angelandet wird.

Die vier Fischereihäfen der deutschen Hochseefischerei mußten sich dieser neuen Situation anpassen. Die Schiffe werden ständig größer. Die Anlandung von Tiefkühlware erfordert neue Umschlaggeräte und die Bereitstellung von Tiefkühllagerhallen. Ein Ende der Entwicklung ist noch nicht abzusehen. Es gibt Anhaltspunkte dafür, daß die Kombination „Fang- und Verarbeitungsschiff" durch ein „Fabrikschiff" ergänzt wird, das dann Fertigprodukte anlandet. Bei hafenplanerischen Arbeiten muß deshalb davon ausgegangen werden, daß sich die Abmessungen der Fischereifahrzeuge noch erheblich vergrößern werden.

Im folgenden soll dargelegt werden, wie sich die Fischereihäfen Bremerhaven, Cuxhaven, Hamburg und Kiel mit ihren Einrichtungen den neuen Erfordernissen anzupassen suchen. Auf die Häfen der Logger- und Kutterfischerei, die vorstehend der Vollständigkeit halber erwähnt wurden, kann nicht weiter eingegangen werden.

1.4 Allen vier Hochseefischereihäfen sind eine Reihe von Industriebetrieben der Fischverarbeitung und der Zulieferung angegliedert, die vorweg nur summarisch angeführt werden sollen:

Betriebe der Fischverarbeitung:

Fischgroßhandel
Fisch-Feinkostbetriebe
Vollkonservenfabriken
Fisch-Frostereien
Räuchereien
Marinieranstalten
Salzereien
Klippfisch-Trocknereien
Fischmehlfabriken.

Betriebe der Zulieferung:

Dosen- und Verpackungsläger
Schiffsausrüstungsbetriebe
Netzmachereien
Nautische Geräte
Eisfabriken
Kistenfabriken
Fischrestaurants.

Alle diese in der Regel privatwirtschaftlichen Betriebe sind gezwungen, ihre Einrichtungen zu rationalisieren. Dies führt bei den Verarbeitungsbetrieben zur Anschaffung von Be- und Verarbeitungsmaschinen, die einen großen Teil der Handarbeit durch maschinelle Arbeit ersetzen. Der Transport wird durch Einsatz von Gabelstaplern und Paletten modernisiert. Vor allem aber zwingt der immer stärker werdende Verzehr von Frostfisch im Interesse der Qualitätserhaltung zur Errichtung und Überwachung einer lückenlosen Kühlkette vom Fabrikschiff auf See bis zum Verbraucher im Binnenlande. Allen diesen strukturellen Änderungen muß sich die Fischwirtschaft laufend anpassen, um konkurrenzfähig zu bleiben.

2. Bremerhaven

2.1 Die bauliche Entwicklung des Bremerhavener Fischereihafens

Bereits seit 1860 entwickelte sich in Geestemünde infolge einer günstigen Lage zur See und zum Hinterland ein reger Fischhandel. Die Fänge wurden von Fischkuttern am linken Geesteufer an einer 350 m langen Kaje unterhalb der Geestedrehbrücke angelandet. Im Jahre 1875 wurden 1000 t Seefische hier gelöscht und bereits 1888 in einer für diese Zwecke errichteten Auktionshalle die öffentliche Fischauktion eingeführt.

Als 1885 der Fischhändler und Reeder Friedrich Busse die Fischerei mit Fischdampfern einführte, setzte eine sprunghafte Steigerung der Fischanlandungen ein. Preußen entschloß sich 1896, einen eigenen Fischereihafen in Geestemünde zu bauen, dessen Anlage immer wieder erweitert werden mußten.

Nach dem ersten Weltkrieg in den Jahren 1920—25 wurden 460 ha Gelände erworben und eingedeicht. Der neue Fischereihafen wurde als Schleusenhafen ausgebaut. Es sollten die unangenehmen Folgen der Überflutungen der Hafenanlagen durch Sturmfluten für immer ausgeschaltet werden. Bereits 1925 wurden die Arbeiten mit der Inbetriebnahme der 100 m langen Fischereihafen-Doppelschleuse abgeschlossen. Die eine Kammer hat 30 m, die andere 12 m Breite. Bis zum Jahre 1929 standen 642 ha Fischereihafengelände einschließlich der dazugehörenden Wasserflächen eingedeicht zur Verfügung.

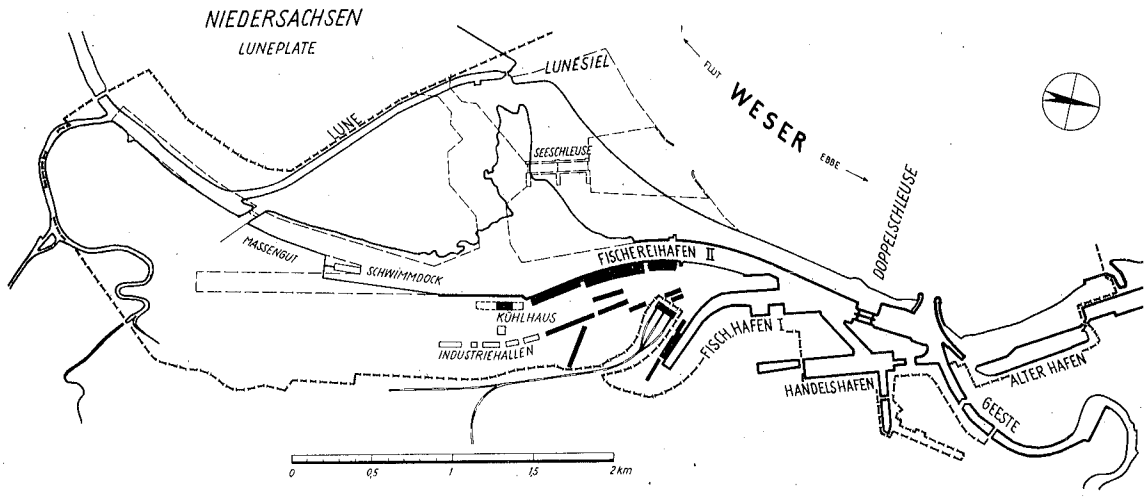


Bild 1
Fischereihafen Bremerhaven, Lageplan, Planung 1964

Mit diesem großen Gebiet steht der Fischereihafen in Bremerhaven noch heute für alle möglichen Erweiterungen gesichert da.

Als Folge des zweiten Weltkrieges entstanden schwere Schäden an den Anlagen, besonders an den Auktions- und Packhallen. Rd. 54 % des Friedensstandes waren zerstört. Der Wiederaufbau der zerstörten Teile wurde durch das Land Bremen, auf das der Fischereihafen nach dem Kriege überging, tatkräftig eingeleitet, so daß 1949 bereits wieder bis zu 2000 t Fische täglich reibungslos aufgenommen und verarbeitet werden konnten.

Heute sind an Anlagen in Benutzung:

25 700 qm Auktionshallen
45 600 qm Packhallen
9,8 km Ufermauern
48 km Gleisanlagen
37 km Straßen.

2.2 Der weitere Ausbau des Fischereihafens

Nachdem die Wiederaufbauarbeiten abgeschlossen waren, wurde ein Generalbebauungsplan erarbeitet, der die Lage der zukünftigen Hafenbecken festlegte und neben einem großzügigen Verkehrsgerippe die Flächen für Fischindustrie, Reedereien usw. ausweist. Eine ausreichende Geländereserve bildete die Grundlage für die Planung (Lageplan Bild 1).

Es wird eine Ausweitung nach Süden, ausgehend von den bisher bebauten Flächen, angestrebt. Hierbei bleibt das nahe gelegene Gelände fischereigebundenen Firmen vorbehalten, während die weiteren Großflächen, einschließlich der auf niedersächsischem Gebiet liegenden Luneplate, für die Ansiedlung allgemeiner Industrien in Frage kommen. Eine gemeinsame Planung mit den niedersächsischen Behörden ist im Aufbau begriffen. Es muß später eine zweite, größere Seeschleuse für das Fischereihafengebiet und für die neuen Industriegebiete gebaut werden, die bereits in den zwanziger Jahren von preußischer Seite eingeplant wurde.

Um die Wünsche der Fischwirtschaft nach baureifem Gelände zur Ansiedlung zu erfüllen, wurden umfangreiche Aufspülungen vorgenommen.

Die gesamte Kanalisation des Fischereihafens mußte überprüft werden, ob sie in der Lage ist, die in vermehrtem Umfange anfallenden Schmutzwasser abzuführen. Durch die Erfüllung der hygienischen Forderungen zur Qualitätsverbesserung ist der Wasserverbrauch der Firmen in einem Maße gestiegen, der bei dem ersten Ausbau der Kanalisation noch nicht zu übersehen war. Die Folge war, daß der Hauptsammler, der vom Pumpwerk in die Weser führt, erheblich verstärkt werden mußte. Ein neuer Hauptkanal mit einem Durchmesser von 1,50 m wird zur Zeit nach einem von Professor Kehr, Hannover, aufgestellten Gutachten verlegt, der nach den gewählten Bemessungsgrundlagen ausreichen dürfte, die zukünftig anfallenden Abwässer abzuführen.

Der Anschluß des Fischereihafens an das städtische Straßennetz und vor allem an die nach Bremen führende Bundesstraße B 6 wurde laufend verbessert. Die Straße „Am Lunedeich", Ausfallstraße zur B 6, ist zunächst in 7,50 m Breite ausgebaut. Eine Verbreiterung bei Bedarf auf 16 m ist vorgesehen. Zu beiden Seiten dieser Straße können ca. 100 ha Gelände für die Ansiedlung von Firmen zur Verfügung gestellt werden.

2.3 Kühlhäuser

Die Umstellung der Hochseefischerei vom Fischdampfer, dessen Ware in den Auktionshallen angelandet und versteigert wird, zum Heckfänger, der einen großen Teil seines Fanges auf See filetiert und bei Temperaturen von −30° C einfriert, zwang zu Überlegungen, wie der Bedarf an gekühltem Lagerraum aufgefangen werden kann. 1959 begann die Planung zur Schaffung von Tiefkühllagerraum. Es wurden zwei Projekte aufgestellt, die eine sofortige kleinere und eine spätere umfangreichere Lösung vorsahen: Zunächst Einbau von drei Tiefkühlräumen in der Versteigerungshalle XI und anschließend Neubau eines kajenahen Kühlhauses.

Am Südende der Versteigerungshalle XI waren zwei Krane von 1,5 t Tragfähigkeit zum Löschen von Importware, Salzfisch usw. vorhanden. Hier wurden im ganzen ca. 45 m von der 328 m langen Aufstellfläche abgetrennt und zu einem Tiefkühllager ausgebaut.

Die drei Tiefkühlräume haben eine Grundfläche von zusammen 463 m². Die Belastung der Räume ist mit 2 t/m² angenommen worden. Die Betriebstemperatur der Räume beträgt −30° C.

Die Kühlräume wurden am 1. März 1961 in Betrieb genommen.

Für das Projekt des hafennahen Kühlhauses bot sich das Erweiterungsgelände südlich der Versteigerungshalle XI an. Hier wurde bereits 1957 vorsorglich eine 550 m lange Spundwand-Ufermauer mit 8,50 m Wassertiefe errichtet. Für das Kühlhaus ist hinter der Kaje eine Grundfläche von 270 × 56 m vorgesehen, die aber zunächst nicht in vollem Umfange bebaut wird.

An der Wasserseite des Kühlhauses ist eine Kajenbreite von 16,70 m gewählt worden, bei der zwei eingepflasterte Eisenbahngleise und eine Straßenspur angeordnet werden. Hierbei kann das Gut sowohl direkt auf Bahn oder auf Lkw verladen als auch mit 2 Löschkranen von je 1,5 t Tragfähigkeit auf die Rampen der Obergeschosse abgesetzt werden. Auf der Landseite ist ebenfalls Gleis- und Straßenanschluß sowie eine großzügige Parkfläche vorgesehen. Der Mittelteil des Gesamtblocks ist das Herz der Anlage, in dem Maschinenanlage, Aufzüge, Sozialräume, Büros, Verarbeitungsräume usw. untergebracht sind. Nach beiden Seiten werden sich an den Mittelteil die Lagerräume anschließen (Bild 2 Querschnitt).

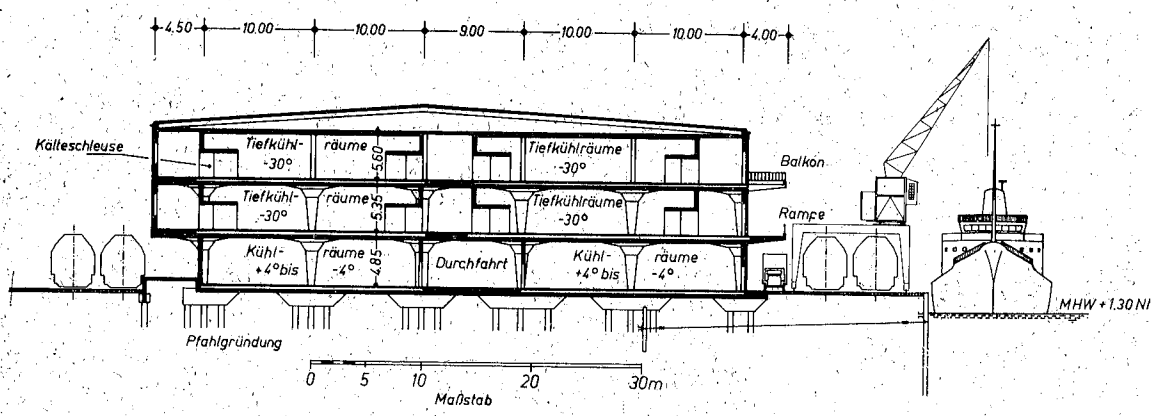


Bild 2
Querschnitt des neuen Kühlhauses in Bremerhaven

Im ersten Bauabschnitt ist der Mittelteil in einer Länge von 26 m errichtet worden und zunächst nur nach Norden durch einen 61,2 m langen Lagerteil mit Erdgeschoß und zwei Obergeschossen ergänzt worden. Die Tiefe beträgt ca. 54 m.

Im Erdgeschoß stehen rd. 2200 m² Kühlräume mit einer Temperatur von −4° C bis +4° C für Halbfabrikate usw. für die fischverarbeitende Industrie zur Verfügung.

Das erste Obergeschoß enthält rd. 2000 m², das zweite Obergeschoß rd. 2200 m² Tiefkühllagerflächen bei Betriebstemperaturen von −30° C sowie Verarbeitungsräume von 560 m² Nutzfläche für Frostfisch.

Die Decken sind für eine Belastung von 2 t/m² berechnet worden. Die Tiefkühlräume sind überwiegend mit beweglicher, zum geringen Teil mit stiller und beweglicher Kühlung ausgestattet.

Das Gebäude ist auf Frankipfählen gegründet. Die Stahlbetondecken sind als Pilzdecken ausgebildet mit einer Spannweite von 10 m.

Der Ausbau der noch freien Erweiterungsflächen nach Süden und Norden kann der weiteren Entwicklung auf dem Tiefkühlsektor angepaßt werden.

2.4 Bau von Industriehallen

Zur Förderung der Fischindustrie werden im Bremerhavener Fischereilager 6 Industriehallen errichtet, um Bremerhavener und auswärtige Firmen unterzubringen, die sich in den verschiedenen Sparten der Fischwirtschaft und Fischverarbeitung industriell betätigen. In erster Linie sind hierbei Firmen berücksichtigt, die ihren Betrieb erweitern müssen, da die alten Anlagen nicht mehr ausreichen. Gleichzeitig wird die erforderliche Modernisierung und Rationalisierung der Betriebe durchgeführt. Nach Einzug dieser Firmen in die neuen Hallen können ihre jetzigen Betriebsstätten modernisiert und zur Zusammenlegung und Aufstockung anderer Unternehmen verwandt werden.

Zwecks Einsparung von Baukosten und rationellerem Einsatz der an Facharbeitermangel leidenden Bauindustrie sowie Einsparung an Planungskosten wird an der Straße „Am Lunedeich" ein Hallentyp mit gleichem Querschnitt und gleichen Spannweiten errichtet (Bild 3). Es ist ein einheitlicher Querschnitt entwickelt worden, der unter Ver-

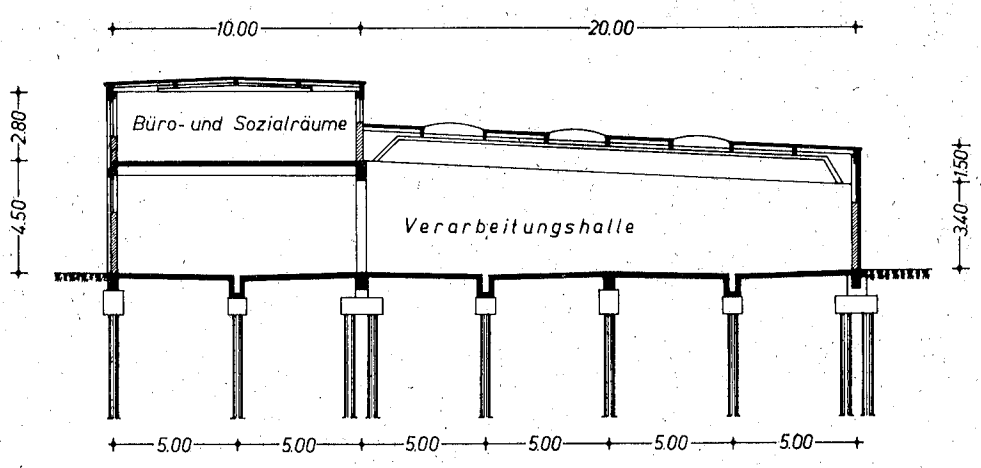


Bild 3
Querschnitt durch eine neue Fisch-Industrie-Halle in Bremerhaven

wendung möglichst vieler gleichartiger, vorgefertigter Bauteile erstellt wird. Er besteht aus einem 10 m breiten zweigeschossigen Teil an der Straße und einem 20 m breiten eingeschossigen Verarbeitungsbau an der Hofseite. Der Stützungsabstand in Längsrichtung beträgt 7,50 m. Der eingeschossige Teil ist auf ganzer Hallenlänge stützungsfrei. Spätere Änderungen an den Einbauten infolge veränderten Betriebsablaufs oder neuer Maschinen sind daher ohne weiteres möglich. Der Fußboden wird wegen des schlechten Untergrundes freitragend gespannt, um spätere Betriebsstörungen durch Sackungen zu verhindern.

Im Obergeschoß des zweigeschossigen Teiles werden die erforderlichen Sozial- und Büroräume untergebracht. Auch dieses Geschoß ist stützungsfrei, um Umbauten zu ermöglichen.

Ein weiterer Betrieb mußte wegen der Geländeverhältnisse andere Abmessungen erhalten. Sein Querschnitt besteht aus einem zweigeschossigen, 20 m breiten, und einem eingeschossigen, 30 m breiten Teil. Für den zweigeschossigen Trakt können jedoch die Konstruktionselemente des 20 m breiten Teiles der Hallen an der Straße „Am Lunedeich" weitgehend verwendet werden.

2.5 Verwaltung, Sozialgebäude, Forschung

Die Fischereihafen-Betriebsgesellschaft mbH ist im Jahre 1954 in der Nähe des Fischversandbahnhofs im Mittelpunkt des Fischereihafens in einem Neubau untergebracht worden. Hier wurden neben Büro- und Sitzungszimmern Räume für die Fischwerbung vorgesehen, in denen Vorträge und Filmvorführungen stattfinden.

Im Bau ist ferner ein Sozial- und Betriebsgebäude, daß den bei der Fischereihafen-Betriebsgesellschaft mbH beschäftigten Fischlöschern als Unterkunft dienen soll. Der Neubau liegt in der Nähe des Verwaltungsgebäudes der Fischereihafen-Betriebsgesellschaft zentral zu den drei Versteigerungshallen X, XI und XV als den Arbeitseinsatzpunkten der Fischlöscher. Hier stehen ausreichend Parkplätze zur Verfügung. Der Bau wird Umkleide-, Wasch- und Duschräume sowie einige Betriebsbüros, Bibliothek usw. enthalten. Ferner sind Trockenräume vorgesehen, in denen das nasse Arbeitszeug getrocknet wird. Ein Aufenthaltsraum wird 300 Sitzplätze enthalten.

Das Institut für Meeresforschung, das Grundlagenforschung für die Fischerei betreibt, wird großzügig erweitert. Zur Zeit sind 6 Forschungsabteilungen in einem ehemaligen Hafenschuppen untergebracht.

Es wird ein Erweiterungsbau errichtet, der die zwei Abteilungen Lebensmittelchemie und eine Abteilung Bakteriologie enthalten wird. Um arbeitsfähig zu sein, werden Laboratorien nach modernsten Gesichtspunkten eingerichtet.

Das vorhandene Gebäude soll umgebaut werden und neben den Abteilungen Zoologie, Hydrographie und Botanik die meereskundliche Schausammlung des Instituts aufnehmen.

3. Cuxhaven

3.1 Einleitung

Die extreme Randlage Cuxhavens an der Elbmündung hat das Wirtschaftsleben dieser Stadt geprägt. Auf drei Seiten von Wasser umgeben, ohne ausreichendes Hinterland, dagegen mit langen Verkehrswegen zu den Absatzgebieten, sind die Standortbedingun-

gen für eine Industrie außerordentlich ungünstig, die Möglichkeit wirtschaftlicher Entwicklung sehr begrenzt.

Unter diesen besonderen geographischen Bedingungen konnte sich in Cuxhaven nur die Fischerei und die Fischwirtschaft zu einem bedeutenden Wirtschaftszweig entwickeln. Für die Hochseefischerei und ihre Abnehmer ist der Standort Cuxhaven relativ günstig: Cuxhaven liegt von den deutschen Fischereihäfen den Fanggebieten am nächsten. Bei den hohen täglichen Unkosten eines Fischdampfers und jährlich bis zu 14 Fangreisen schlägt die Zeitersparnis für Hin- und Rückreise zu Buch.

3.2 Die Entwicklung des Fischereihafens Cuxhaven

Cuxhaven erhielt erst Anfang dieses Jahrhunderts seinen Fischereihafen, als die Freie und Hansestadt Hamburg sich entschloß, in ihrem damaligen Amt Ritzebüttel einen Stützpunkt für die Hochseefischerei aufzubauen.

Zu Beginn des Jahres 1908 waren 8 Fischdampfer in Cuxhaven beheimatet. Sechs Jahre später waren es bereits 32 Schiffe, und in den Jahren 1932/33 waren in Cuxhaven 110 Hochseetrawler registriert. Mit zunehmender Größe der Schiffe nahm ihre Anzahl dann wieder ab. Die Anlandungen stiegen jedoch weiter an.

Im Jahre 1908 war nur der vordere Teil des heutigen Alten Fischereihafens mit den Fischhallen I und II vorhanden. Schon zu Beginn der zwanziger Jahre mußte der Alte Fischereihafen verlängert werden. Weitere vier Fischhallen wurden errichtet. Noch vor dem 2. Weltkrieg wurde begonnen, ein neues Hafenbecken — den Neuen Fischereihafen — zu bauen. 1939 waren bereits neun Fischhallen vorhanden. Nach dem Kriege wurde der Ausbau des Neuen Fischereihafens fortgesetzt. Mit der Verlängerung des Hafenbeckens wurden zwei weitere Fischhallen gebaut. Die Halle IX a (heute als Halle IX bezeichnet) konnte 1959/60 als modernste Anlage des Kontinents in Betrieb genommen werden. Bisher dienten die Fischhallen nur der Versteigerung und dem Versand der Ware. Sie bestanden aus der wasserseitigen Auktionshalle und der landseitigen Packhalle. Die letztgenannte Halle IX dient einem weiteren Zweck: der Lagerung. Sie ist 125 m lang und 55 m breit und erhielt als erste Fischhalle Kühlräume für 3000 t und Tiefkühlräume für 6000 t mit den erforderlichen Maschinenanlagen. Die Notwendigkeit hierfür ergab sich aus den veränderten Bedingungen, unter denen die Fischerei heute betrieben wird (Bild 4, 5).

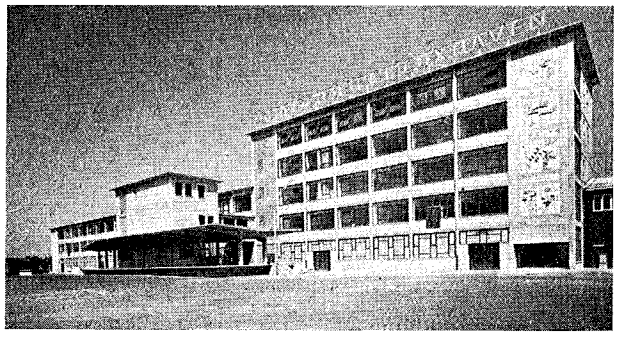


Bild 4
Ansicht der neuen Halle IX mit Kühlhaus in Cuxhaven

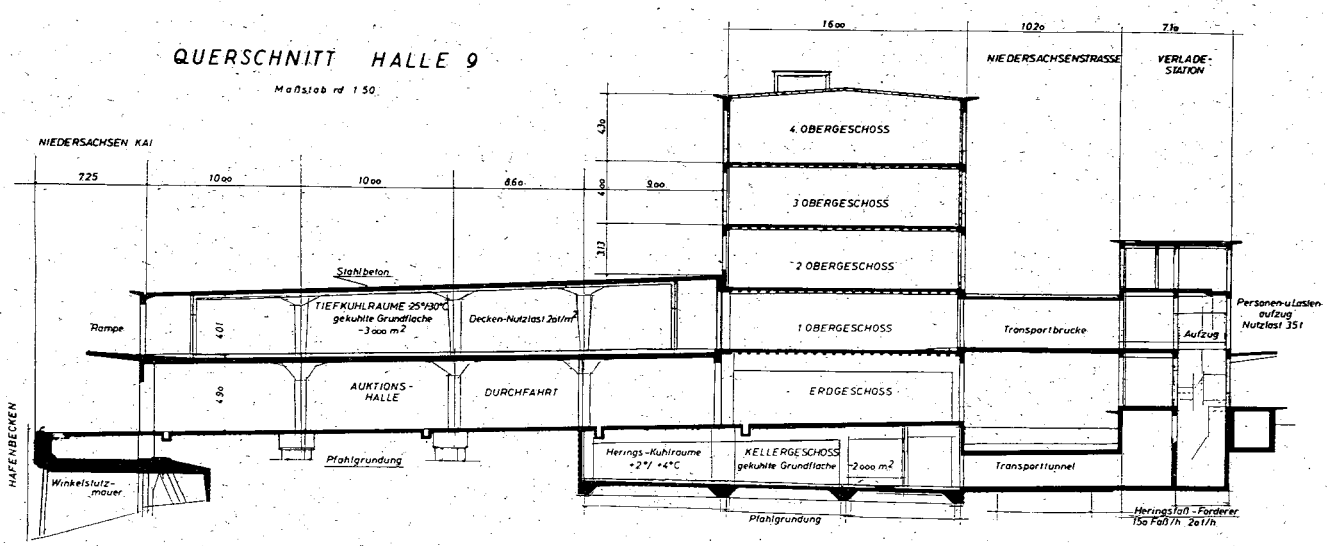


Bild 5
Querschnitt Halle IX in Cuxhaven

3.3 Der gegenwärtige Ausbau des Fischereihafens

Bei lang anhaltenden Ostwindperioden, wie sie hauptsächlich im Winterhalbjahr auftreten, erreicht das Tideniedrigwasser in Cuxhaven häufig einen sehr tiefen Pegelstand, weil der Windn die Wassermassen der Elbemündung in die Deutsche Bucht drückt. Die Wassertiefe in den Cuxhavener Häfen ist zu diesen Zeiten schon seit langem nicht mehr ausreichend. Das mittlere Tideniedrigwasser liegt auf −1,52 m NN. Dieser Wert kann bis zu 2,50 m unterschritten werden.

Das als „Neuer Fischereihafen" bezeichnete Hafenbecken ist für die Hochseetrawler bestimmt. Die Solltiefe seiner Sohle liegt auf −8,60 m NN. Die tatsächliche Tiefe ist vor der jährlichen Schlickbaggerung etwa −7,50 m NN. Da die Hochseetrawler heute bereits einen Tiefgang bis zu 5,00 m haben, besteht schon die Gefahr der Grundberührung, wenn das Tideniedrigwasser einen Meter unter MThw eintritt. Es ist deshalb dringend notwendig, die Wassertiefe zu vergrößern.

Das Hafenbecken ist 100 m breit und 800 m lang. Diese Breite reicht kaum noch aus, ein Schiff von heute fast 80 m Länge mit Schlepperhilfe zu wenden. Für die Anlage neuer Fischhallen und Ausrüstungsbetriebe ist am vorhandenen Kai kein ausreichender Platz mehr vorhanden. Es ist deshalb eine zweite notwendige Forderung, das Hafenbecken zu verlängern und dabei zu verbreitern.

Eine Vertiefung des Hafenbeckens würde die Verstärkung der bestehenden Kaimauern zur Voraussetzung haben. Praktisch wäre das nur zu erreichen, indem eine neue Uferwand vor die alte gebaut würde. Für eine Vertiefung der Hafensohle um 3,50 m müßten für die Verstärkung der vorhandenen Kaimauern etwa 10 000 DM/m = 16 Mill. DM aufgewendet werden. Die vorgesehene Erweiterung des Hafenbeckens um vorerst 500 m würde einen Kostenaufwand von etwa 14 000 DM/m Uferwand = 14 Mill. DM erfordern. Hinzuzurechnen wären die Kosten für den Bodenaushub mit etwa 5 Mill. DM. Die Gesamtkosten für die Vertiefung und Erweiterung des Neuen Fischereihafens würden sich damit auf rd. 35 Mill. DM belaufen.

Es bestand bei den Untersuchungen zur Verbesserung der Hafenverhältnisse von vornherein die Tendenz, den Fischereihafen von seiner bisherigen Zufahrt über den Amerika-Hafen unabhängig zu machen. Zu diesem Zweck mußte ein Durchstich vorgesehen werden, der das Hafenbecken mit der Elbe verbindet. Es lag nahe, in diesem Durchstich eine Schleuse zu legen und den Hafen dadurch tidefrei zu machen.

Eine Schleuse erfordert nach eingehenden Untersuchungen nur Mehraufwendungen von etwa 5 Mill. DM.

Die Abschleusung des Hafens bringt gegenüber einer Vertiefung jedoch weitere entscheidende Vorteile mit sich:

Die neuen Uferwände der Hafenerweiterung können wesentlich leichter gebaut werden, da der ungünstigste Lastfall NNTnw (−4,01 m NN) entfällt. Die Kosteneinsparung gegenüber der hohen Kaimauer im Tidebereich beträgt rd. 8000 DM/m. Da eine zukünftige Erweiterung des Hafens aus den räumlichen Gegebenheiten heraus nur im Anschluß an den Neuen Fischereihafen möglich ist, gewinnt dieser Gesichtspunkt eine erhebliche Bedeutung.

Im Schutz der Schleuse können sämtliche Anlagen im Bereich des Neuen Fischereihafens sturmflutsicher gemacht werden. Da die Oberkante der vorhandenen Kaimauern 1,40 m unter dem maßgebenden Sturmflutwasserstand liegt, wäre das bei einem offenen Hafen nicht möglich.

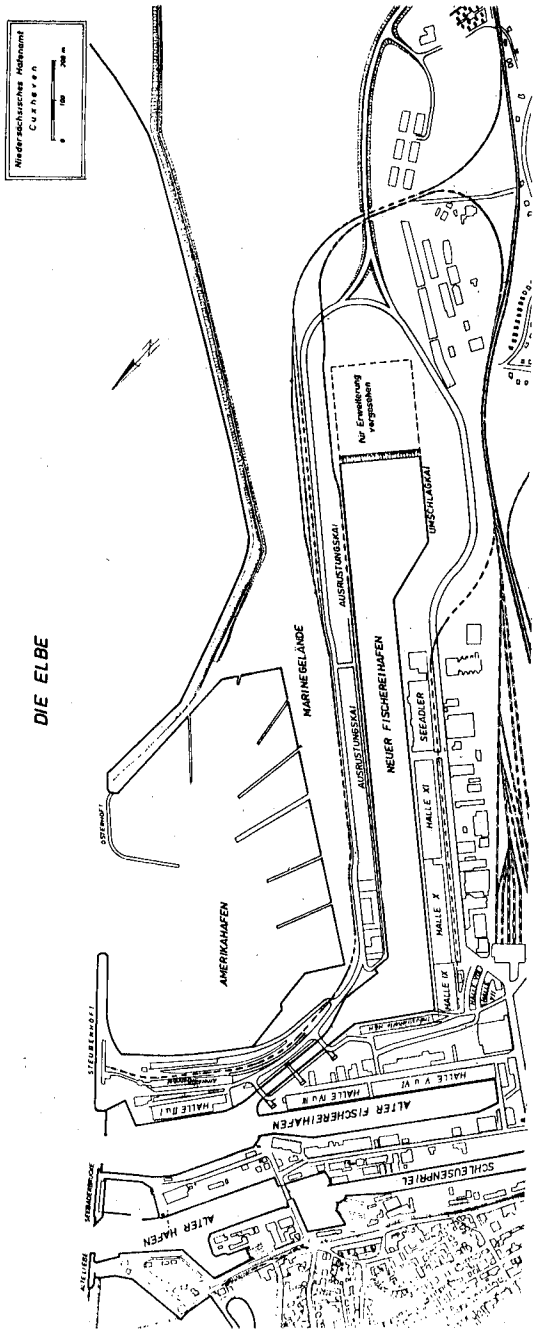


Bild 6
Fischereihafen Cuxhaven, Lageplan mit Schleusen-Neubau

Der Schlickfall wird im abgeschleusten Hafenbecken erheblich verringert. Die Baggerung und die damit verbundene Behinderung der Schiffahrt kann stark eingeschränkt werden.

Die konstante Wasserspiegellage (bisher extremer Tidehub zwischen HHThw und NNTnw fast 9,00 m) läßt den besseren Einsatz von mechanischen Löschgeräten zu, ein Gesichtspunkt, der im Hinblick auf Arbeitskräftemangel und Kosten von großer Bedeutung ist.

Es wurde deshalb beschlossen, den Neuen Fischereihafen Cuxhaven durch eine Seeschleuse tideunabhängig zu machen und um 500 m zu verlängern bei gleichzeitiger Verbreiterung dieses Teils auf 200 m (Lageplan Bild 6).

3.4 Entwurf der Schleuse

Wegen der beschränkten räumlichen Verhältnisse war es nicht möglich, eine Doppelschleuse vorzusehen. Die Umsetzung bestehender Anlagen hätte das Projekt sonst derart belastet, daß seine Finanzierung in Frage gestellt worden wäre. Es konnte deshalb nur der Bau einer Einkammerschleuse in Betracht gezogen werden.

Die Abmessungen der Schleusenkammer waren so zu wählen, daß sie nach menschlichem Ermessen in den nächsten 50 Jahren allen Anforderungen gerecht wird. Da aber — wie bereits erwähnt — die Entwicklung der Fischereifahrzeuge keineswegs abgeschlossen ist, sondern damit gerechnet werden muß, daß die Schiffe noch wesentlich größer werden, ist die Größe der Schleusenkammer nicht exakt zu bestimmen. Um die Abmessungen auf die heutigen Schiffsgrößen zu beziehen, wurde deshalb bestimmt, daß in der Schleusenkammer zwei Hochseetrawler sowohl hintereinander als auch nebeneinander liegen können. Das bedeutet also, daß in der Schleuse noch ein Schiff Platz findet, dessen Abmessungen sich gegenüber den heutigen Typen verdoppelt haben. Dementsprechend wurde auch die Drempeltiefe gewählt.

Die Abmessungen der Schleusenkammer wurden danach wie folgt festgelegt:

Länge	192,00 m
Breite	25,00 m
Drempeltiefe	9,50 m unter Mthw = − 11,00 m NN.

Für den Hafenbetrieb stellt eine Einkammerschleuse mit zwei Toren ein erhebliches Risiko dar. Falls ein Schleusentor beschädigt ist oder aus anderen Gründen ausfällt, könnten nur noch Doppelschleusungen vorgenommen werden. Da aus Sicherheitsgründen eine Dockschleusung nur bei auflaufendem Wasser stattfindet, könnten nur zweimal am Tage Schiffe in den Hafen einlaufen. Diese Situation wird erheblich verbessert, wenn die Schleuse ein Mittelhaupt mit einem dritten Tor erhält. Die Trawler können auf absehbare Zeit noch in einer Kammerhälfte Platz finden. Es ist deshalb vorläufig noch möglich, jeweils ein Tor für Instandsetzungs- oder Unterhaltungsarbeiten außer Betrieb zu setzen, ohne den Verkehr wesentlich zu beeinträchtigen.

Ein weiterer Gesichtspunkt, der für die Unterteilung der Schleusenkammer durch ein Mitteltor anzuführen ist, ergibt sich aus der Tatsache, daß das Hafenbecken keinen Zufluß hat. Der Hafenwasserstand soll auf ± 0,00 m NN liegen, das sind 1,52 m über MTnw und 1,38 m unter MThw. Die Luken der Fischdampfer liegen dann etwa auf Kaihöhe. Durch Schleusungen bei Tideniedrigwasser geht Wasser aus dem Hafenbecken verloren. Bei Tidehochwasser wird der Verlust wieder ausgeglichen. Wird für die Schleusungen von Hafenschleppern, Bunkerbooten und vorläufig auch noch Fischereidampfern nur eine Kammerhälfte benutzt, so bleiben der Wasserverlust und die Wasserspiegelschwankungen

gering. Außerdem wird die Schleusungszeit etwas kürzer, ein Gesichtspunkt, der aber praktisch ohne Bedeutung ist.

Die Mehraufwendungen für das Mittelhaupt bleiben erträglich. Da ohnehin ein drittes Schleusentor als Reservetor erforderlich gewesen wäre, fallen zusätzlich nur die Kosten für den Tiefbau und die Maschinenanlage an. Die Schleuse erhält aus diesen Gründen ein Mittelhaupt.

3.5 Die Hafenerweiterung

Der Neue Fischereihafen wird um 500 m verlängert und mit einer Kaimauer versehen. Er wird dabei auf 200 m Breite gebracht. Hierdurch entsteht am Ende des Hafens ein Wendebecken und außerdem wird neue Kaifläche gewonnen. Die südöstliche Begrenzung des Hafenbeckens bleibt als Böschung stehen, um den Hafen bei Bedarf weiter verlängern zu können.

Der Straßenanschluß des Hafengebietes führte bisher ins Zentrum der Stadt. Für den Fernverkehr soll der Hafen jetzt einen direkten Anschluß an die Bundesstraße 73 (Richtung Stade—Hamburg) erhalten, der später auch mit der Bundesstraße 6 (Richtung Bremerhaven—Bremen) verbunden werden kann.

3.6 Zukunftspläne

3.61 Neue Hafeneinfahrt

Die Einfahrten zu den niedersächsischen Häfen „Alter Hafen" und „Alter Fischereihafen" liegen beide senkrecht zum Strom. Unter den hier vorliegenden Bedingungen hinsichtlich der Tideströmungen, der vorherrschenden Winde und der Eisdrift muß die Ausbildung dieser Hafeneinfahrten als die beste zu erzielende Lösung angesehen werden, obgleich das Einlaufen schwierig ist und gewöhnlich unter Assistenz von Hafenlotsen erfolgt.

Es ist beabsichtigt, eine gemeinsame Einfahrt für den Alten Hafen und den Alten Fischereihafen zu schaffen, die dann in der Verlängerung der Schleusenachse liegt. Die Alte Liebe und das östliche Schutzhöft werden gegeneinander soweit verlängert, daß die neue Einfahrt wieder eine Breite von 80 m hat. Modellversuche zeigten, daß eine Breite von 80 m nicht wesentlich überschritten werden darf, wenn der Durchmesser und die Geschwindigkeiten der sich hinter der Einfahrt bei stark ablaufendem Strom ausbildenden Walze erträglich bleiben sollen. Andererseits hat sich in Eiswintern gezeigt, daß diese Breite ausreichend ist, um die Häfen bei auf West umschlagendem Wind in kurzer Zeit eisfrei zu haben. Die Barrierenbildung in der Einfahrt bleibt gering, da das Treibeis mit dem Strom vorbeizieht.

Das Projekt Neue Hafeneinfahrt befindet sich noch im Planungsstadium, da bei dieser Gelegenheit auch die „Alte Liebe" erneuert werden muß. Wann dieses Bauvorhaben in Angriff genommen werden kann, steht noch nicht fest.

3.62 Hafenerweiterungen

Gleis und Straße, sowie die Versorgungs- und Abwasserleitungen werden soweit nach Südosten hinausgelegt, daß der Neue Fischereihafen bei Bedarf um weitere 350 m verlängert werden kann, ohne daß diese Anlagen abermals verlegt werden müssen. Die langfristigen Planungen für eine weitere Entwicklung des Hafens müssen sich zwangsläufig nach Südosten orientieren, da nur dort Erweiterungsgelände zur Verfügung steht. In fernerer Zukunft könnte in diesem Bereich sogar eine zweite Einfahrt von der Elbe her

für den Neuen Fischereihafen gebaut werden, falls die wirtschaftliche Entwicklung Cuxhavens dieses erforderlich macht. Das Gelände reicht aus, um das Hafenbecken in seiner südöstlichen Verlängerung in zwei Becken aufzuteilen und dadurch 2500 m Kai zu schaffen. Damit wären die hafenbaulichen Voraussetzungen für eine weitere Aufwärtsentwicklung des Fischereihafens Cuxhaven gegeben.

4. Hamburg

In Hamburg wurde der in Altona an der Elbe gelegene Fischereihafen, der im Kriege stark zerstört worden war, in den Jahren 1949—1952 nach modernen Grundsätzen wieder aufgebaut. Nach 1956 wurden zur Rationalisierung des Fischumschlags und zur Förderung der Seefischqualität eine Reihe neuer Baumaßnahmen eingeleitet. Eine neue Filetierhalle wurde errichtet, in der moderne Filetiermaschinen als Gemeinschaftseinrichtung den kleineren und mittleren Betrieben der Fischereiwirtschaft zur Verfügung stehen. Weiter wurde eine neue Packhalle IX gebaut und der Ausrüstungskai für Fischdampfer mit Reedereischuppen verlängert.

Verarbeitung und Frostung des Fanggutes auf hoher See infolge des Strukturwandels im Fangvorgang machte auch an Land in Hamburg-Altona entsprechend abgestimmte neue Anlagen notwendig.

Aus diesem Grunde wurde ein neues Mehrzweckgebäude geplant, in dem Auktion und Tiefkühllagerung gleichzeitig möglich sein sollten (Bild 7).

Nach dem Planungsprogramm wurden im einzelnen hergestellt: Eine Auktionshalle für Frischfisch mit anschließendem 0°-Kühlraum für kurzfristige Zwischenlagerung, moderne Umschlagseinrichtungen für Importgut, — 30°-Tiefkühllagerung, Verarbeitungs-

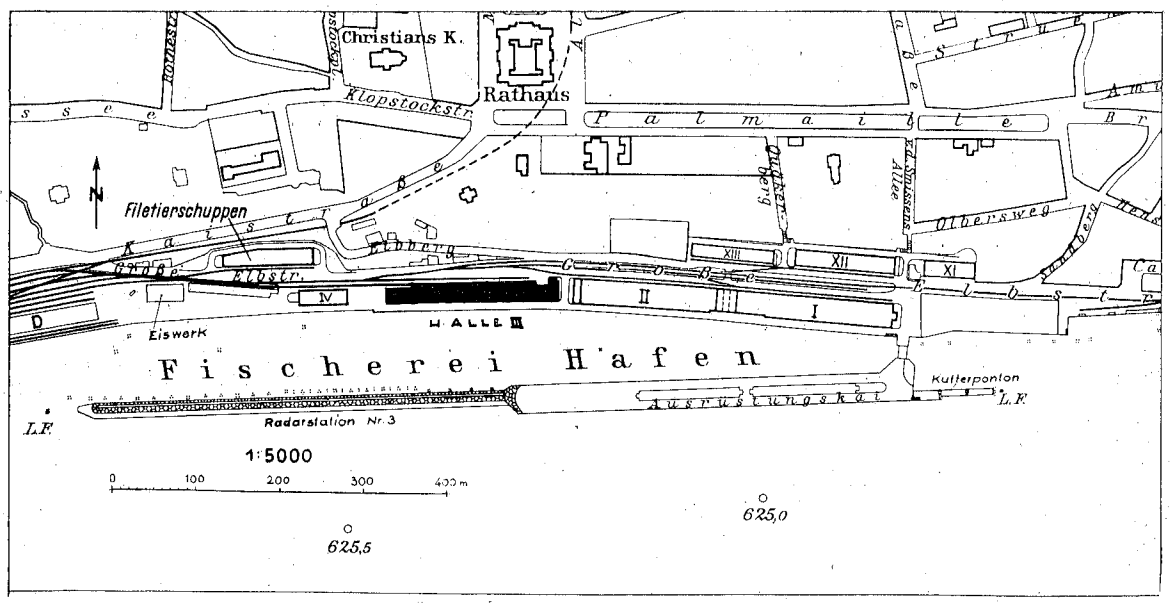


Bild 7
Fischereihafen Hamburg-Altona, Lageplan mit der neuen Kühl- und Auktionshalle III

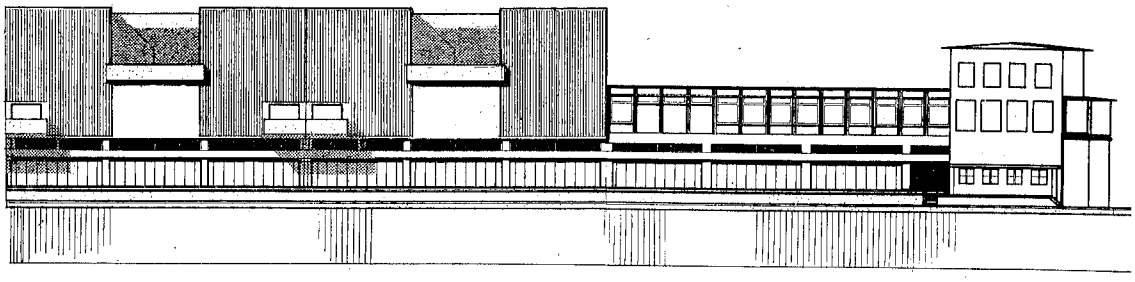


Bild 8
Ansicht von der Wasserseite der Kühl- und Auktionshalle III in Hamburg

räume (Frosten, Schneiden, Packen) und die dazugehörigen Sozial-, Verwaltungs- und Maschinenräume sowie die Erweiterung eines Restaurationsbetriebes.

Mit den Bauarbeiten wurde am 2. Januar 1963 begonnen. Die Witterung zwang zu umfangreichen Winterbaumaßnahmen. So wurden z. B. die Fundamente unter einem beheizten Tragluftzelt mit sehr gutem Erfolg geschüttet. Ein Teil der Anlage befindet sich inzwischen seit März 1964 in Betrieb. Die schließliche Fertigstellung ist im Herbst 1964 zu erwarten.

Das Gebäude ist als Stahlbetonskelettbau (Pilzdeckenkonstruktion) aufgeführt und mit Ziegelmauerwerk, Stahlbetonwänden und Fertigteil-Elementen ausgefacht. Es ruht auf 450 Stahlpfählen von 18,5 m Länge. Die Nutzlast in den Tiefkühlräumen ist auf 2,3 t/m² festgesetzt, um eine intensive Nutzung (Stapelung) zu erzielen. Die gesamte Anlage hat eine Länge von ca. 200 m (Bild 8).

An den vorhandenen Kopfbau Ost schließt sich ein 30 m langer zweigeschossiger Zwischenbau an, der im Erdgeschoß bereits einen Teil der auf ganzer Länge durchgehenden Auktionshalle aufnimmt. Im Obergeschoß befinden sich Sozialräume und die bereits oben erwähnte Restauranterweiterung.

Der mittlere, 130 m lange 3geschossige Teil besteht in den beiden Obergeschossen aus dem eigentlichen Kühlhaus (Bild 9). Lediglich der östliche Teil des 2. Obergeschosses nimmt noch Frostungs-, Schneide- und Packräume auf. Konstruktiv sind aber auch diese Räume bereits für spätere Tiefkühllagerung hergerichtet.

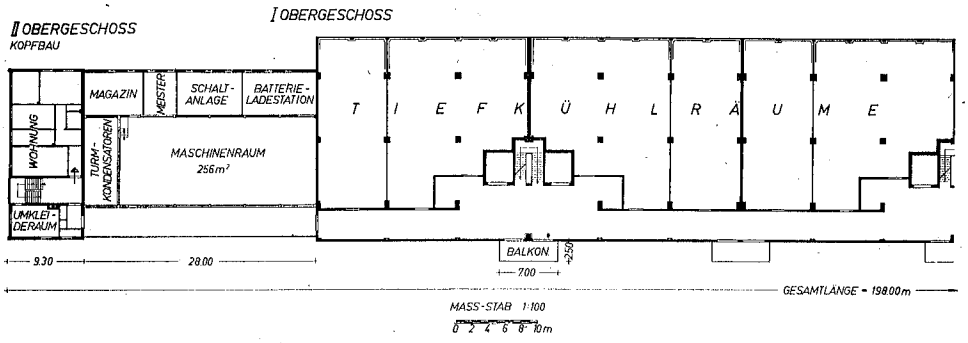


Bild 9
Grundrißausschnitt 1. Obergeschoß zu Bild 8.

Der westliche, ebenfalls 30 m lange und ebenfalls zweigeschossige Zwischenbau beherbergt im Erdgeschoß den 0°-Kühlraum und oben die Maschinenanlagen für die Kältetechnik.

Der anschließende Kopfbau West schließlich enthält eine Wohnung, weitere Sozialräume und die Büros für die Verwaltung.

An Tiefkühllagerfläche (— 30°) stehen insgesamt 3000 m² zur Verfügung. Sie ist in einzelne Räume von 170—320 m² Größe aufgeteilt. Die Raumhöhe beträgt 4 m.

Wie der Schnitt (Bild 10) zeigt, sind die Tiefkühlgeschosse landseitig ausgekragt. Aber auch die Wasserseite ist statisch auskragend gerechnet, da die Erdgeschoßstützen in der wasserseitigen Außenflucht nur die Kranbahn tragen. Sie haben keine Verbindung mit dem Gebäude, um alle eventuellen dynamischen Beanspruchungen aus der Kranfahrt fernzuhalten.

Gegenstand des Programms war die Forderung, alle drei Ebenen (erdgeschossige Auktionshalle, 1. und 2. Kühlgeschoß) gegebenenfalls gleichzeitig zu beschicken. Da wegen der geringen Tiefenentwicklung des Gebäudes (Hanglage!) keine voll durchgehenden, jeweils nach hinten gestaffelten Laderampen pro Geschoß angeordnet werden konnten, wurden für die Obergeschosse seitlich gegeneinander versetzt balkon- bzw. loggienartige Ladezonen geschaffen, um die o. a. Bedingung ohne nennenswerten Nutzflächenverlust erfüllen zu können.

Die Isolierung der Tiefkühlräume besteht aus Hartschaumplatten, die zweilagig zu einer Gesamtstärke von 24 cm allseitig eingeklebt wurden. Im Bereich der Fußböden

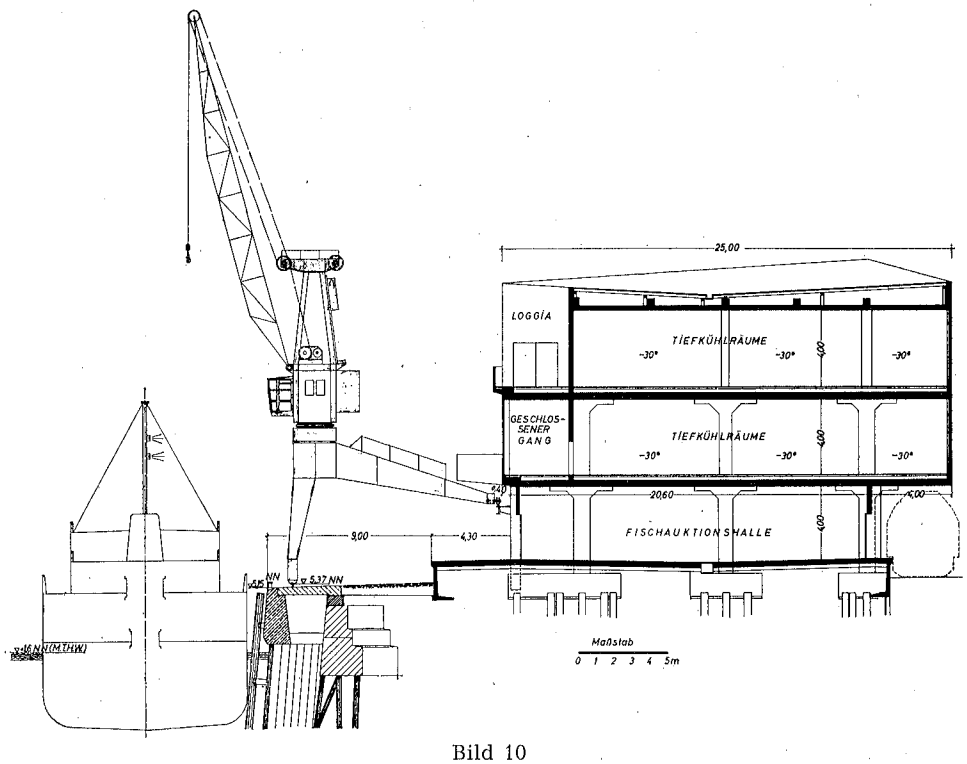


Bild 10
Schnitt zu Bild 8

erhielt die Isolierung noch einen 10 cm starken, oben und unten bewehrten Aufbeton zur Verteilung der Fahr- und Stapellasten. Die vier durchgehenden Dehnungsfugen im Tiefkühltrakt werden elektrisch beheizt, um eventuelle Auffrierungen zu verhindern.

Die kältetechnische Ausrüstung besteht aus 6 zweistufigen und 2 einstufigen Verdichtern mit einer Gesamtleistung von 3 × 80 000 und 3 × 20 000 kcal/h bei −42°/+ 50° C und 2 × 61 000 kcal/h bei −10°/+ 30° C. Als Kältemittel wird Ammoniak (NH_3) verwendet. Lamellenluftkühler, die für eine direkte NH_3-Verdampfung eingerichtet sind, versorgen die einzelnen Lagerräume. Durch regelbare Zentrifugallüfter wird die Luft in den Kühlräumen mit Hilfe von Wand- und Deckenleitwänden umgewälzt und zwangsläufig durch die Lamellenluftkühler geführt. Durch eine sinnvolle Anordnung der Leitwände wird die bei offenen Türen von außen eindringende Warmluft abgeführt, ohne mit der Ware in Berührung zu kommen. Die Luftbewegung im Bereich des Lagergutes, die austrocknend wirkt, ist hierdurch sehr gering.

In den bereits oben genannten Verarbeitungsräumen werden 3 Gefrierboxen mit einem Fassungsvermögen von je etwa 6 t für das Tieffrosten ganzer Fische und 2 Plattenfroster mit einer Leistung von je 500 kg/h für das Tiefgefrieren mit Fischfilets aufgestellt. Diese Geräte sind kältetechnisch ebenfalls an die Zentralanlage angeschlossen.

Das Kältemittel wird in Turmkondensatoren verflüssigt, die aus Gründen der Wirtschaftlichkeit mit Hafenwasser gekühlt werden.

Alle Kühlräume sind für einen vollautomatischen Kühlbetrieb eingerichtet. In jedem Kühlraum ist ein Raumthermostat angebracht, der selbsttätig den Kältemittelzulauf steuert.

Die Stromversorgung erfolgt über eine Hochspannungsstation mit 3 Transformatoren von je 630 KVA Leistung bei einer Spannung von 10 000/380/220 Volt. Die Steuerung der gesamten Anlage wird zentral von einer Niederspannungsschalttafel durchgeführt.

Der Umschlag von Tiefkühlgut wird mit 5 Halbportalkränen von 2,5 t Tragkraft bei 20 m Ausladung betrieben. Im Kühlhaus selbst wird das Gut von 1,2 t-Gabelstaplern auf Stapelplatten von 800 × 1200 mm Größe verfahren.

Um die Abfahrt der Ware auch mit der Eisenbahn zu ermöglichen, ist an der Landseite unter dem hier auskragenden Tiefkühltrakt ein Gleis angeordnet (Abb. 10). Transitware kann deshalb gleich auf der wasserseitigen Rampe abgesetzt und mit Gabelstaplern durch die Auktionshalle hindurch an die landseitige Bahnrampe verbracht werden. Für den Vertikalverkehr sind 4 Aufzüge mit einer Tragkraft von je 5 t und einer nutzbaren Korbfläche von 2,8 × 3,5 m vorhanden.

Mit der neuen Kühl- und Auktionshalle III wird die Leistungsfähigkeit der Umschlagsanlagen im Fischereihafen Hamburg-Altona erheblich gesteigert, zumal Umschlag und Lagerung aus einem Tiefkühlschiff am selben Platz erfolgen können. Das ist insofern von besonderem Interesse, als das reine Umschlagsgeschäft für Import- und Transitware die Auktion inzwischen mengenmäßig bereits überholt hat. Damit sind die Voraussetzungen für einen noch schnelleren Umschlag und für hochklassige Lagerung gegeben.

5. Kiel

Der Hochseefischereihafen in Kiel ist eine Entwicklung der Zeit nach dem 2. Weltkrieg. Er wurde im Jahre 1948 gegründet. Die Wirtschaftsgrundlagen der Stadt Kiel waren damals zerstört, es gab keine Kriegsmarine mehr und keine Werftindustrie. Der Standort-Nachteil, den Kiel als Platz der Hochseefischerei hat, wurde bewußt in Kauf genom-

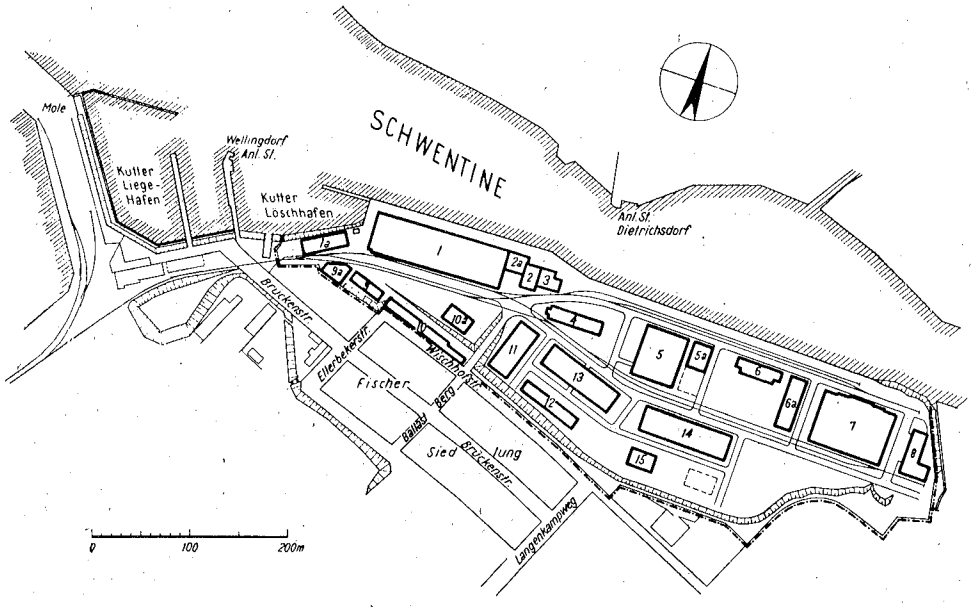


Bild 11
Fischereihafen Kiel, Lageplan

men. Der Kieler Seefischmarkt liegt an der Mündung der Schwentine in die Kieler Förde (Bild 11).

Er umfaßt ein Areal von rd. 100 000 m² mit Erweiterungsmöglichkeiten, auf dem 22 Massivgebäude mit ca. 35 000 m² Nutzfläche stehen sowie 2 Holzgebäude mit 1600 m² Nutzfläche. Die 140 m lange Fischhalle ist in eine 30 m breite Auktions- und eine 10 m breite Packfläche aufgeteilt. Die 600 m lange Kaje umfaßt einen Löschkai und einen Aus-

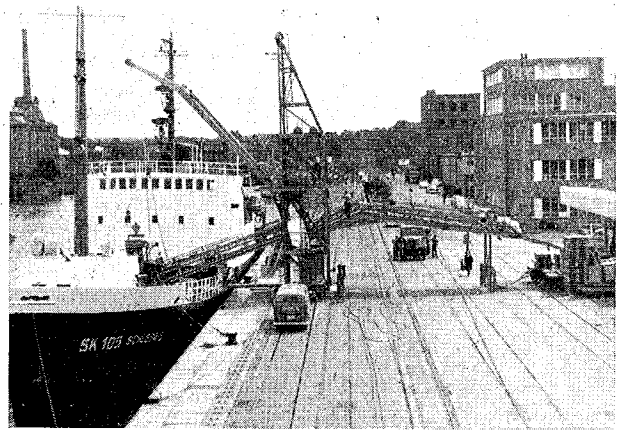


Bild 12
Spezial-Lösch- und Fördereinrichtung zum Löschen eingefrorener Fische in Kiel

rüstungskai. Neben der Fischhalle sind ein Eiswerk mit einer Kapazität von 100 t Blockeis pro Tag und mit einem Gefriertunnel von 9 t Filet täglich vorhanden.

Neu errichtet sind in den letzten Jahren Kühlräume mit einer Kapazität von 1020 m² Tiefkühllager mit Temperaturen bis − 30° C und 1082 m² Heringskühlräume mit Temperaturen von ± 0° C bis − 4° C.

Der Hafen hat Gleisanschluß und 2100 m Betriebsgleise. Für die Löschung von Fischdampfern sind 14 Motorwinden und eine moderne Spezial-Lösch- und Fördereinrichtung zum Löschen von eingefrorenen Fischen vorhanden (Bild 12).

Mit diesem Gerät ist man in Kiel erstmalig von der bisher bei Fischdampfern üblichen Löschmethode abgewichen. Trotz der vorhandenen Schwierigkeiten, welche besonders durch die geringen Ladelukenquerschnitte gegeben sind, reicht diese Anlage mit einem Senkrechtförderer bis in den Fischraum und direkt vor die Türen der Tiefkühlräume. Von hier wird das auf See in Platten von etwa 16 kg eingefrorene und verpackte Fischfilet bis auf die Abnahmerampe des Tiefkühllagers gefördert, wird dort auf Paletten gestapelt, verwogen und mit Gabelstaplern ins Tiefkühllager bis zur Weiterverarbeitung transportiert.

Durch die Mechanisierung dieses Löschvorganges erfolgt nicht nur eine Rationalisierung des Betriebes, sondern damit auch eine wesentliche Arbeitserleichterung für die Löschmannschaften und eine schonende Behandlung der zu löschenden Ware, da ein unnötiges Umpacken vermieden wird.

Über diesen eigentlichen Zweck hinaus soll die Anlage aber auch Gedanken und Anregungen auslösen, um später evtl. auch das schwierige und bisher fast ausschließlich noch manuelle Frischfischlöschen mit mechanischen Vorrichtungen zu erledigen.

Eine Besonderheit des Kieler Seefischmarktes sind die Anlandungen von 300 Kuttern aller Größen der schleswig-holsteinischen Ostseeküste, die Ostsee-Heringe, Ostsee-Lachse und Seefische aller Art absetzen. Hinzu kommen Süßwasser-Fische aus den vielen großen schleswig-holsteinischen Binnenseen, wodurch der Fischereihafen Kiel eine von den übrigen Märkten abweichende Note erhält.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 5

Neuere Entwicklungen im Stückgutverkehr mit Eisenbahn, Lastwagen oder Binnenschiff zum und vom Seeschiff unter dem Einfluß wirtschaftlicher, physikalischer, geographischer und technischer Faktoren

(Dargelegt am Beispiel des Hamburger Hafens; die Ausführungen wurden am 1. Juli 1964 abgeschlossen)

Von Dr.-Ing. Bolle, Erster Baudirektor a. D., Professor, Hamburg

Zusammenfassung

Stückgüter und ihre Träger, die Linienschiffe, stellen erhebliche Werte dar und drängen demenstprechend auf schnellen Transport bzw. beschleunigte Abfertigung in den Häfen. Weil man daher überall in der Welt bemüht ist, Ladungen, Schiffe, Hafenausrüstungen und Landverkehrsmittel auf einen optimalen „turn round" der Schiffe abzustimmen, ist jede Mitteilung über neuere Entwicklungen im Stückgutverkehr von großer Aktualität. Den hierunter folgenden Ausführungen sind die Verhältnisse des Hamburger Hafens zugrunde gelegt, weil in ihm unter Praktizierung zahlreicher Umschlagmöglichkeiten umfangreiche Mengen hochwertigen Stückguts umgeschlagen werden. Im Einzelnen wird — immer in Blickrichtung auf Stückgut — über Stand und Entwicklungen von Schiffs-Ladebäumen, Bordkranen, Schwimmkranen und Kaikranen berichtet. Ausführlich eingegangen wird auf Paletten und Container als Mittel für einen beschleunigten und rationellen Umschllag. Die besonderen Verhältnisse des Hamburger Hafens in bezug auf Binnen- und Hafenschiffahrt geben Veranlassung, auf Entwicklungen beim Transportmittel „Hafenschiff" sowie beim Umschlag von Schiff zu Schiff einzugehen. Weitere Abschnitte sind dem Umschlag zwischen Seeschiff und Landverkehrsmitteln sowie der Verteilung von Export-Sammelladungen gewidmet. Zusammengefaßt können mannigfache Fortschritte in bezug auf schnelle und rationelle Abfertigung von Stückgut im Hafen aufgezeigt werden, einmal mehr ist aber festzustellen, daß man vom Ideal der ununterbrochenen Transportkette vom Erzeuger zum Verbraucher im Verkehr über See noch weit entfernt ist.

Inhalt Seite

1. Einleitung 238
2. Vorbemerkung über Betriebs- und Verkehrsverhältnisse des Hamburger Hafens 238
3. Neuere Entwicklungen im Stückgutverkehr 238
   3.1 beim Umschlag von Schiff zu Schiff (zwischen See-, Binnen- und Hafenschiffen) 238
   3.2 beim Transportmittel „Hafenschiff" 240
   3.3 beim direkten Umschlag zwischen Seeschiff und Landverkehrsmitteln 242
   3.4 beim Umschlag über Kai und Kaischuppen 244
   3.5 unter Verwendung von Paletten und Containern 249
   3.6 bei der Verteilung von Export-Sammelladungen 252

1. Einleitung

Von den drei Komponenten Stückgut, Massengut und Industrie, die sich im neuzeitlichen Großhafen vereinigen, ist und bleibt das Stückgut der kommerziell wichtigste Teil des Hafenumschlages. Hauptträger des Stückgutes ist die Linienschiffahrt, die nach festen Fahrplänen die wichtigsten Häfen der Welt miteinander verbindet. Stückgüter und ihre Träger, die Linienschiffe, stellen erhebliche Werte dar, weshalb die einen auf schnellen Transport, die andere auf schnelle Abfertigung in den Häfen drängen. Dementsprechend ist man in allen Teilen der Welt bemüht, Ladungen, Schiffe, Hafenausrüstungen und Landverkehrsmittel so aufeinander abzustimmen und einzuspielen, daß ein günstiger „turn round" der Schiffe erzielt wird.

In der Reihe der Welthäfen, die über ein umfangreiches Liniennetz verfügen, und in denen umfangreiche Mengen hochwertigen Stückguts umgeschlagen werden, nimmt der Hamburger Hafen nicht nur einen der ersten Plätze ein, sondern praktiziert auch zahlreiche Umschlagmöglichkeiten in dieser Sparte. Das Thema „Neuere Entwicklungen im Stückgutverkehr" wird daher am Beispiel des Hamburger Hafens abgehandelt; aus anderen Häfen wird nur berichtet, wenn dies zur Abrundung der Beschreibungen nützlich erscheint.

2. Vorbemerkung über Betriebs- und Verkehrsverhältnisse des Hamburger Hafens.

Der Hamburger Hafen ist als offener Tidehafen für Schiffe bis 65 000 tdw zugänglich — in den Hafen-Anlagen werden See- und Binnenschiffe gleichzeitig abgefertigt — die Hafenbecken sind so breit gehalten, daß am Kai liegende Seeschiffe auch noch nach Außenbord in Binnenschiffe oder Hafenleichter (Schuten) umschlagen können — Reihen von Anlegedalben (Dückdalben), die teils inmitten der Becken und teils im Elbstrom angeordnet sind, ermöglichen den Umschlag von Schiff zu Schiff — die eingeschossigen Umschlagschuppen dienen dem Sortieren und Übergang der Güter von einem zum anderen Verkehrsmittel — an den Kaischuppen, und zwar an Rampen, werden Bahnwaggons an der Wasserseite (umfangreicher Direktumschlag Schiff/Bahn) und Lastwagen landseitig abgefertigt — für langfristige Lagerung stehen Speicher zur Verfügung, die von Binnenschiffen, Bahn- und Lastwagen erreicht werden können — den größten Anteil am Transport der Güter innerhalb des Hafens haben Hafenleichter — die Hafenbahn verfügt über vier Verschiebebahnhöfe und mehrere Bezirksbahnhöfe — bei der Betriebsführung im Hafen teilen sich Staat und Privatfirmen in die Aufgaben — die Hamburger Hafen- und Lagerhaus-Aktiengesellschaft (im Staatsbesitz) betreibt die Masse der Hamburger Kaischuppen, eine geringe Anzahl Schuppen sind zur Bewirtschaftung an Private verpachtet. 1963 wurden in Hamburg im Seegüterverkehr 33,40 Mill. t umgeschlagen, davon waren 10,84 Mill. t Stück- und Sackgüter — von den Stück— und Sackgütern gingen 7,38 Mill. t über die Kais und 3,38 Mill. t wurden außenbords umgeschlagen — es bestanden 257 feste Liniendienste mit 8294 Abfahrten.

3. Neuere Entwicklungen im Stückgutverkehr

3.1 beim Umschlag von Schiff zu Schiff (zwischen See-, Binnen- und Hafenschiffen)

Umschlag von Schiff zu Schiff findet entweder im freien Wasser (Seeschiff liegt an Vertäudalben oder Bojen) oder bei am Kai liegenden Seeschiffen an der Außenbordseite statt. Bei jedem Umschlag von Schiff zu Schiff werden Kosten sowohl für den Liegeplatz als auch für die Benutzung der Kräne am Kai gespart. Der Außenbordumschlag

Bild 1
Die Hamburger Kaiaufteilung
Drei (nicht eingepflasterte) Gleise am Kai — zwei Gleise sind überspannt von 3 t Vollportal-Wippdrehkranen mit 6 m Spannweite — zwischen Gleisen und Kaischuppen 10—12 m breite Rampe — Flurförderung mit Hilfe von Gabelstablern und Paletten — Umschlag in beiden Richtungen zwischen Seeschiff und Schuppen sowie (über die Rampe) zwischen Seeschiff und Eisenbahn.

am Kai liegender Schiffe gewährt überdies den Vorteil, daß durch das Anfassen der Güter zu beiden Seiten des Seeschiffes ihre Liegezeit gekürzt wird. Der Umschlag von Schiff zu Schiff wird dadurch gefördert, daß die mechanischen Hilfsmittel, nämlich Bordgeschirre, Bordkrane und Schwimmkrane ständig vervollkommnet werden [1]). Beim Bordgeschirr ist man durch verschiedenerlei Maßnahmen — die technische Beschreibung kann nicht Sache dieses Berichtes sein — bemüht, den klassischen Ladebaum immer wettbewerbsfähiger zu machen, wobei mitspielt, daß die Zahl der Häfen ohne eigene mechanische Umschlagsausrüstung immer noch sehr groß ist. Dem Trend zum größeren Stückgewicht entsprechend werden neben oder an Stelle der bisher üblichen 3-t-Ladebäume solche mit 5 t Hubfähigkeit eingebaut; zahlreiche Schiffe verfügen bereits über 10 t oder 25-t-Einzelbäume. Die Ausladung beträgt bei allen Bäumen ca. 6 m.

Parallel zu dieser Entwicklung wächst die Zahl der Schiffe, die an Stelle von Ladebäumen mit konstruktiv weitgehend ausgereiften Bord-Wippdrehkranen ausgerüstet

---

[1]) Unter Umständen entsteht den Bordkranen ein Wettbewerber in der Magromatic-Verladebrücke (vgl. Mac Gregor News v. 28. 6. 63). Dieses System wird gekennzeichnet durch Kranbahnen tragende Pfostenreihen an den Längsseiten des Schiffes. Mit Hilfe von Laufkatzen können sowohl außenbords liegende Leichter als auch ein Kaistreifen erreicht werden. Das System bietet technische Vorteile, ist aber kostspielig; es bleibt abzuwarten, ob es sich einführt.

sind [2]). Hier stehen bereits Bordkrane mit bis zu 16 m Ausladung zur Verfügung, ferner Kräne mit bis zu 10 t Hubfähigkeit, womit diese auch Schwergüter des unteren Bereichs umschlagen können. Beim Umschlag zwischen See- und Hafenschiff bietet der Bordkran den Vorteil, daß er die Hieve dort absetzen kann, wo sie während des Schutentransports verbleibt; beim Ladebaum empfängt die Schute die Hieve an einem festen Punkt, so daß sie noch innerhalb der Schute bewegt werden muß.

In bezug auf die Schwergüter ist die allgemeine Feststellung zu machen, daß deren Zahl und Gewicht in den Häfen wächst, besonders in solchen Umschlagplätzen, über die Maschinen transportiert werden. Dementsprechend ist auch die Zahl der speziellen Schwergutfrachter im Wachsen, die über Ladebäume zwischen 60 und 150 t verfügen.

Wichtigster Träger des Schwergutumschlages ist der Schwimmkran, dessen besonderer Vorteil ist, daß er sowohl heben als auch die Last zum bzw. vom Seeschiff transportieren kann. Schwere Schwimmkrane sind oft nicht ausgelastet, gehören aber zum Kundendienst größerer Häfen. Im Hamburger Hafen stehen (neben 5 landfesten Kränen) insgesamt 20 Schwimmkräne zur Verfügung, darunter befinden sich je ein Schwimmkran von 100 t, 220 t und 400 t Tragkraft [3]) [4]).

3.2 beim Transportmittel „Hafenschiff"

Der umfangreiche Umschlag von Schiff zu Schiff im freien Strom sowie der Außenbord-Umschlag der an den Kais liegenden Seeschiffe, nicht zuletzt aber die Wohlfeilheit des Transportes mit Hafenschiffen sind die Gründe, daß der Hamburger Hafen über 2700 dem internen Hafenverkehr dienende Fahrzeuge (Schuten) mit einer Tragfähigkeit von insgesamt 400 000 Tonnen verfügt; diese Flotte befördert sowohl Massen- als auch Stückgüter [5]). Um es kurz zu sagen, entspricht aber die Quantität nicht mehr der Qualität des Schiffsparks, aus welchem Grunde bereits vor einigen Jahren Rationalisierungsmaßnahmen in Gang gesetzt worden sind, über die, soweit sie sich auf die Fahrzeuggestaltung beziehen, hierunter berichtet werden soll. Im übrigen wird auf die Anpassung der Hafenschiffahrt an neuzeitliche Umschlagsmethoden noch verschiedentlich bei anderen Abschnitten eingegangen.

Noch immer dominiert bei der Hafenschiffahrt die in zahlreichen Varianten vorhandene Spitzschute, deren unbestreitbarer Vorteil ein geringer Schleppwiderstand ist. Abgesehen von dem hohen Durchschnittsalter von 50 Jahren haften unter den heutigen Umständen den Spitzschuten folgende Nachteile an: Hohe Baukosten, ungünstiges Verhältnis von Laderauminhalt (cbm) zur Tragfähigkeit (t), die gerundeten Laderäume sind zur Aufnahme neuzeitlicher Transportmittel wie eckiger Container und palettierter Ladungen, nicht geeignet, eine volle Abladung ist selten möglich. Die Abdeckungen sind veraltet und gestatten keine schnelle Bedienung.

Die Modernisierung und Rationalisierung der Schuten setzte vor einigen Jahren mit der Inbetriebnahme einiger sog. P u n t schuten ein. Die vierkantige Form dieser Schuten

---

[2]) Der im Besitz der Firma Ulrich Harms, Hamburg, befindliche Schwimmkran hat bei 400 t Last 8 m Ausladung.

[3]) Für die Hafengruppe New York — New Jersey stellt die Merrit-Chapman and Scott Corp. N. Y. einen Kran mit 500 t Hubkraft bei 20 Fuß Ausladung zur Verfügung.

[4]) Ist bei einem am Kai liegenden Seeschiff der Anteil der außenbords umzuschlagenden Güter sehr groß, so übernehmen diesen zweckmäßig die Kaikrane, weil sie leistungsfähiger als die an Bord befindlichen Kräne sind.

[5]) Die Frachtschiffahrt mit Schuten im Hafen wird von Ewerführereien („Ewer" Bezeichnung für älteres Segelfahrzeug) betrieben: sie ist am Hafenumschlag mit 30 v. H. aller Güter (ohne Mineralöl) beteiligt. Die Ewerführereien sind Mittler beim Seetransit und transportieren ferner die verschiedensten Güter vom Seeschiff zu den Lagerhäusern, Kühlhäusern, Industriebetrieben bzw. von diesen Stellen zu den auslaufenden Seeschiffen.

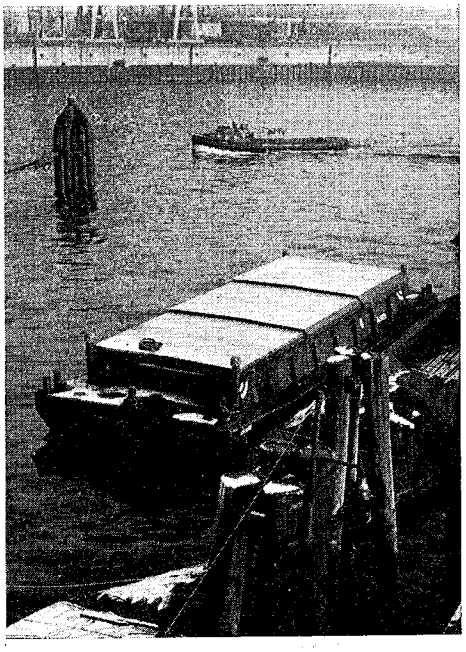


Bild 2
Der neue Schutentyp der Hamburger Hafenschiffahrt (Photo Mc Gregor)

sowie der Verzicht auf die Steuereinrichtung ermöglichen das unmittelbare Vergrößern der Schuteneinheiten und somit eine erhebliche Verkürzung des Schleppzuges. Diese Bauten unterschiedlicher Form und Abmessungen befriedigten jedoch auch nicht. Erst 1964 wurden nach mehrjähriger Entwicklungsarbeit die ersten Schuten eines völlig neuen Typs in Dienst gestellt (vgl. Bild 2). Diese Fahrzeuge (Typschute 66/1 und 66/2) sind behälterähnliche rechteckige Transportgefäße mit glattem Boden, hohem Bord und gutem Schleppverhalten, besonders in bezug auf Kursstabilität. Einige wichtige Daten, zugleich einen Vergleich mit einer Spitzschute gibt die Tabelle [6]).

Vergleich der herkömmlichen Hamburger Spitzschute mit den neuen Schutentypen 66/1 und 66/2

Typ Tragfähigkeit		66/1 150 t	66/2 200 t	Spitzschute 200 t
Länge über alles	m	16,8	20,8	24,0
Breite	m	6,6	6,6	6,2
Seitenhöhe	m	2,05	2,05	2,2
Rauminhalt	cbm	232	304,7	230
Tragfähigkeit	t	160,3	204,0	204

[6]) An der Entwicklung sind der Arbeitskreis „Schuten-Typisierung" des Hafenschiffahrtsverbandes Hamburg, das Ingenieurbüro Weselmann sowie die Hamburgische Schiffbau-Versuchsanstalt beteiligt; die Arbeiten werden fortgesetzt. — Da im Rahmen dieser Arbeit nur einige Besonderheiten der Fahrzeuge herausgestellt werden können, wird wegen technischer Einzelheiten der Typschuten auf „Schiff und Hafen" H. 3, 1964 S. 197 u. f. sowie auf den Jahresbericht 1963 des Hafenschiffahrtsverbandes Hamburg e. V. verwiesen.

Ein beachtlicher Vorteil der Typschute gegenüber der Spitzschute liegt darin, daß der Rauminhalt im Verhältnis zum Eigengewicht, von dem der Baupreis abhängt, wesentlich größer ist. Die lichten Maße des rechteckigen Kastens erlauben das Laden von zwei Groß-Containers nebeneinander. Die Konstruktion des Kastens ist so ausgeführt, daß mit Hilfe eines auf- bzw. abschraubbaren Aufsatzes aus der offenen eine gedeckte Schute gemacht werden kann und umgekehrt. Der Aufsatz dient der Aufnahme eines mechanischen Decks. Für die Abdeckung der Schuten wurden mehrere neue Lukenarten entwikkelt, die als wesentliche Verbesserung gegen früher ein schnelles Öffnen und Schließen gewährleisten. Der Grundtyp 66/1 kann durch Einfügen eines Mittelstückes von 16,8 m auf 20,8 m verlängert werden. Größere Längen sind nicht erwünscht, da man — nach Ausrüstung von Schuten mit automatischen Kupplungen — mehrere Schuten als Schleppeinheit ziehen oder schieben wird. Die Entwicklung einer mechanischen Kupplung ist ein Programmpunkt des Rationalisierungsausschusses des Hafenschiffahrtsverbandes. Weitere Probleme sind die Klärung, wie weit Schubbetrieb zweckmäßig sein könnte, sowie die Schaffung rationellerer Schleppertypen. Die zunehmende Ausrüstung der Schlepper mit Funkgeräten hat deren Einsatz beschleunigt und zugleich den Leerlauf eingeschränkt.

Sehr beachtlich sind die Bemühungen der Hafenschiffahrt, den Stauvorgang in den Schuten lohnsparend zu organisieren. Beim Umschlag zwischen Seeschiff und Schute bzw. umgekehrt war es noch bis vor wenigen Jahren üblich, bei Beladung der Schuten die Hieven aufzulösen, Kisten und Säcke raumsparend zu verstauen und bei der Entladung neue Hieven zu bilden. Heute werden die zur Beladung kommenden Hieven nicht mehr auseinandergebrochen, sondern als Ganzes verstaut, und zwar einschließlich der Ladehilfsmittel (Stroppen und Drahtschläufen); die Hieven werden auch übereinander gesetzt. Bei diesem als „Hievenverkehr" bezeichnetem Verfahren müssen die Ladehilfsmittel von den Ewerführereien vorgehalten werden, auch ist die Raumausnutzung der Schuten geringer. Die Einsparung an Löhnen ist aber weit höher und hat zu einer Verbilligung der Schutentransporte geführt [7] [8].

Schließlich gewinnt für die Hafenschiffahrt der Palettenverkehr immer größere Bedeutung; über die dabei auftretenden Probleme wird im Abschnitt 3.5 eingehend berichtet.

3.3 beim direkten Umschlag zwischen Seeschiff und Landverkehrsmitteln

Obwohl eine Anzahl Häfen (z. B. in USA) vom direkten Umschlag zwischen Seeschiff und Landverkehrsmittel überhaupt keinen Gebrauch machen, ist auf der anderen Seite festzustellen, daß die Zahl der Direktverkehr praktizierenden Häfen so stark wächst, daß sich die International Cargo Handling Coordination Association (ICHCA) als sachverständiges Gremium für Umschlagprobleme veranlaßt gesehen hat, an Hand vieler Beispiele Vor- und Nachteile des Direktumschlages herauszustellen [9]. Direktverkehr ist billig, sicher und schonend, er hilft Zusammenballungen am Kai zu vermeiden, er ist

---

[7] Über die Wirtschaftlichkeit des „Hievenverkehrs" vergl. Kurt Eckelmann, Deutsche Verkehrszeitung, 9. 5. 1964, Nr. 56.

[8] Eine Parallele zum Hievenverkehr ist das von skandinavischen Reedereien angewandte Pre-slung Cargo-(vorumschlungene Ladung) Verfahren. Tendenz dieses Verfahrens ist, die Ladehilfsmittel möglichst lange (im Idealfall vom Produzenten zum Konsumenten) an der Ware zu belassen. Vgl. Ake Röing, Hansa 1963, S. 2098 u. f.

[9] Direktumschlag von Gütern im Vergleich zum Umschlag über den Kaischuppen behandelte A. Vincenti (Union Nationale des Industries de Manutention dans les Ports Francais, Paris) auf der 6. Technischen Konferenz der ICHCA im Oktober 1963 in London.

unentbehrlich in Häfen mit knappem Lagerplatz. Der Direktverkehr setzt allerdings Güter voraus, die weder sortiert noch verwogen werden müssen, was meist für Ausfuhrgüter zutrifft; Einfuhrgüter müssen in der Regel über den „Sortiertisch-Schuppen" gehen. Die Vorteile des Direktumschlages kommen am besten zur Geltung, wenn es sich um größere Mengen gleichartiger Güter handelt; palettierte Ladungen, Behälter oder Kolli, die in der Schlinge bleiben, eignen sich besonders gut. Umgekehrt ist es aber auch oft notwendig, schwere oder sperrige Einzelgüter unmittelbar umzuschlagen.

Von den Landverkehrsmitteln ist die Eisenbahn für Direktverkehr geeigneter als der Lastkraftwagen. In Häfen, die an der Wasserseite über Gleise verfügen, bildet die gesamte Fläche der Waggons eine Vergrößerung der Schuppenfläche; die Umschlagsleistung der Kais wird erhöht. Für Lastkraftwagen ist die Situation ungünstiger, da sie an Ladestellen zu unregelmäßigen Zeiten eintreffen und dann (da bemannt) ungern auf Abfertigung warten. Immerhin sind günstige Voraussetzungen für Lastkraftwagen dann gegeben, wenn größere Importe gleichartiger Ware mit gleichem Bestimmungsort anfallen. Was den Hamburger Hafen anbelangt, so ist beim Wiederaufbau des Hafens nach dem Kriege eine Kaiaufteilung gewählt worden, bei der zwecks Vermeidung von Verkehrskreuzungen Bahn- und Lastkraftwagenabfertigung streng getrennt worden sind. Um dem Direktumschlag Seeschiff/Bahn (vgl. Bild 1) Chancen zu geben, wurden die Gleisanlagen an der Wasserseite der Kaischuppen (3 Gleise zwischen Kaikante und Schuppen) angeordnet, während dem Lastkraftwagenverkehr die Landseite der Kaischuppen zugewiesen wurde. Die Deutsche Bundesbahn fördert den Direktverkehr tatkräftig durch Bereitstellung von Spezialwaggons, die den Lösch- und Ladevorgang erleichtern. Neben den bekannten Tiefladé- und Schwergutachten sind folgende Typen herauszustellen:

Waggons mit Schiebedach (Kmmks, Kmmfks, Kmmgks und Klmmgks), die zum Teil auch Stirnwandtüren und vor allem zwei- und dreiteilige Schiebewände aufweisen. Es ist möglich, sperrige Güter mit Kränen durch das auf 6 m aufgeschobene Dach oder aus den bis 5,6 m breiten Seitenwandöffnungen zu heben. Der Großraumwagen Klmmgks kann in einer Schicht 10 bis 21 Kleinbehälter oder in zwei Schichten 72 Normal-Flachpaletten aufnehmen (Laderaum 86 cbm). Bei rampenlosen Kaistrecken mit eingepflasterten Gleisen können Gabelstapler die Ladefläche von allen Seiten bedienen.

Die bereits seit längerem eingesetzten Doppelstockkraftfahrzeugtransportwagen (z. B. Offs) erhalten neuerdings Decks für unterschiedliche Ladehöhe, so daß z. B. auf dem Unterdeck VW-Busse transportiert werden können. Die Entladung erfolgt a) direkt vom Oberdeck, b) vom Unterdeck nach Auseinanderkuppeln und Einschieben einer fahrbaren Verladepritsche, c) über eine feste Kopframpe oder d) über eine versetzbare Ablauframpe aus leichter Fachwerkkonstruktion.

Behältertragwagen (z. B. BTmms) sind in der Lage, genormte Container zu befördern. Die Behälter werden mit schraubbaren Spannvorrichtungen festgelegt. Im Haus-Haus-Verkehr werden die Behälter dann unmittelbar vom Waggon auf Spezialstraßenfahrzeuge übernommen.

Die erwähnten Doppelstock-Kraftfahrzeugtransportwagen werden im Hamburger Hafen nicht nur an den normalen Kaianlagen abgefertigt, sondern Hand in Hand mit der Entwicklung Hamburgs zu einem Hauptversandhafen für Personenkraftwagen ist auch eine Spezial-Verladeanlage am Burchardkai mit drei Überseeschiffsliegeplätzen und Abstellraum für 4000 Wagen erstellt worden. Sowohl vom Abstellraum als auch von den zulaufenden Waggons kann unmittelbar und gleichzeitig verladen werden, so daß keinerlei Pausen entstehen. Bei der Beladung der Schiffe arbeiten Kaikräne und Schiffsladebäume

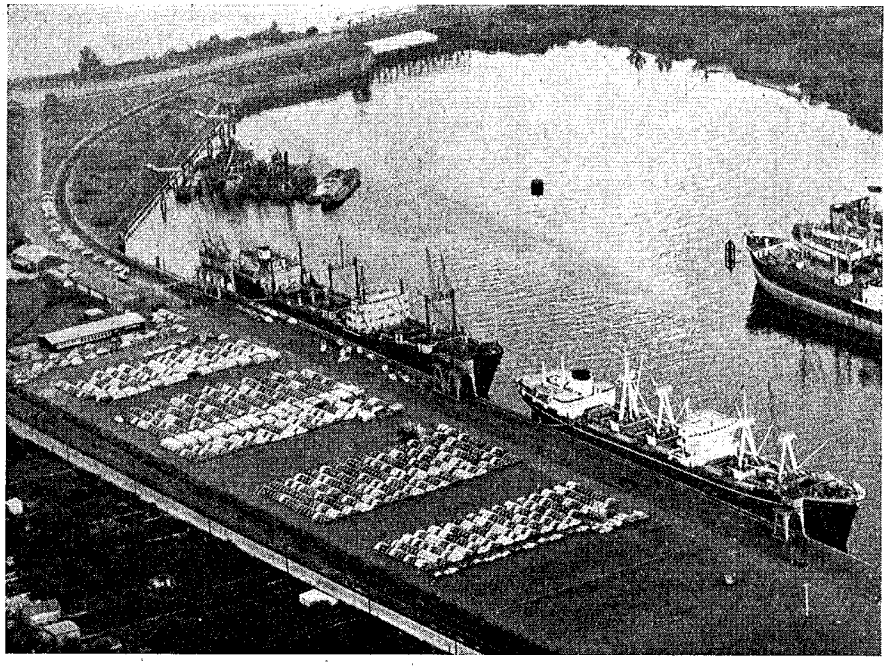


Bild 3
Umschlaganlage für Personenkraftwagen am Burchardkai in Hamburg
(Freigabe durch Luftamt Hamburg Nr. 660 248)

im kombinierten Einsatz. Kaiseitig werden Spezialanschlaggeschirre für jeden gängigen PKW-Typ vorgehalten, so daß die äußerste Schonung der Kraftwagen gewährleistet ist [10]).

3.4 beim Umschlag über Kai und Kaischuppen

Mittler zwischen Seeschiff und Kai sind das Schiffsgeschirr (einschl. Bordkrane), Kaikrane und in manchen Häfen unter besonderen Bedingungen auch Gabelstapler [11]). Jedes Stückgüter transportierende Schiff besitzt als eigene Einrichtungen zum Be- und Entladen Ladebäume oder Bordkrane, deren Reichweite jedoch begrenzt ist. Im Hamburger Hafen stehen an den Kais Kräne zur Verfügung [12]); schlägt ein Seeschiff gleichzeitig nach

[10]) Beispiel: Die „Johann Schulte" (großes VW-Transportschiff) kann 1750 Volkswagen auf einer Reise transportieren, d. i. die Ladung von sieben Eisenbahnzügen mit je 25 Doppelstockwaggons. Die Beladung dauert 14—16 Std. (vgl. Wirtschafts-Correspondent Sonderausgabe 30. April 1964, S. 80—83).

[11]) Das Be- und Entladen von Seeschiffen allein mit Hilfe von Gabelstaplern, die teils auf dem Kai und teils im Schiff arbeiten, ist immer noch auf Sonderfälle beschränkt. Die dazu am Schiff erforderlichen Seitenpforten sind beim Schiffbau nicht beliebt (besonders schwierig bei unteren Laderäumen). Immerhin haben sich unter gewissen Voraussetzungen (mäßiger Wasserstandsunterschied im Hafen, regionale Linienverkehre mit guter Rückfrachtmöglichkeit für palettierte Ladungen) eine Anzahl Seitenpfortenverkehre mit Gabelstaplern entwickelt. Zu nennen sind die Relationen Kopenhagen / dänische Provinzhäfen (Abfertigung an der Kraesthus-Brücke in Kopenhagen) sowie Göteborg — Amsterdam.

[12]) Die Frage eines Verzichts auf Kaikrane stellt sich in Hamburg nicht, da an den Kais auch zahlreiche Binnen- und Hafenschiffe umgeschlagen werden, die über eigene Ladegeschirre nicht verfügen.

der Land- und Wasserseite um, arbeiten normalerweise die schiffseigenen Geräte nach Außenbord (Ausnahme vergl. Abschn. 3.1). Die neueren Hamburger Kaikräne sind Vollportal-Wippdrehkräne mit 6 m Spurweite, 25 m Ausladung und 3 t Tragkraft. Wie auch in zahlreichen anderen Häfen liegt in Hamburg das Gewicht der Durchschnittshieve bei 1 bis 1,2 t. Lasten zwischen 3 und 5,5 t (neuerdings häufiger bei Maschinen und Behältern auftreten) werden an eine Schwergutrolle angeschlagen und von zwei benachbarten 3-t-Kranen durch geschicktes Manövrieren der beiden Kranführer gehoben. Die Verwendung von Gabelstaplern zwischen Schiffs-(Seiten)luken und Kaischuppen ist in Hamburg nicht möglich, da einmal zur Fernhaltung von Lastwagen die wasserseitigen Gleise nicht eingepflastert und zum anderen auch Rampen vor den Schuppen angeordnet sind. Die nicht eingepflasterten Gleise verhindern auch die Verwendung von Straßenkränen an der Wasserseite der Schuppen. Dagegen werden mit Erfolg Straßenkräne an der Landseite der Schuppen (Lastwagenbeladung) sowie an Freiladekais eingesetzt. Der Erfolg

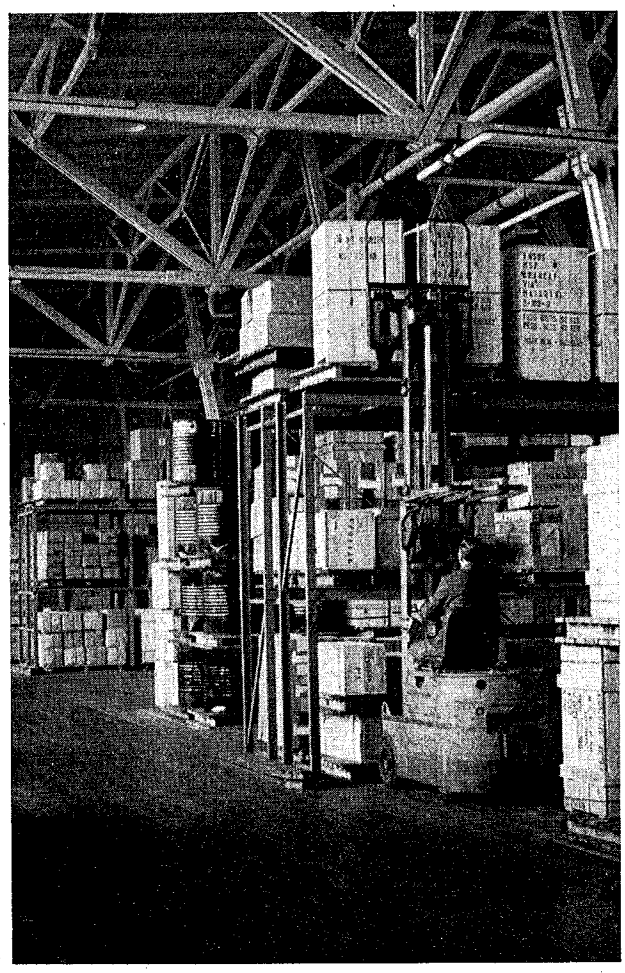


Bild 4
Gabelstapler im Kaischuppen auf Regale arbeitend

der Entwicklung bei den Kaikranen in Hamburg liegt darin, daß es nach dem Krieg gelungen ist, leistungsfähige Standardtypen zu tragbaren Preisen zu entwickeln.

Ein Charakteristikum der eingeschossigen Hamburger Kaischuppen, die bekanntlich nur dem Sortieren der ein- und ausgehenden Waren dienen, sind die Rampen [13]). Während die landseitige Rampe der Abfertigung des Lastkraftwagenverkehrs dient fallen der breit gehaltenen wasserseitigen Rampe (10—12 m) mehrere Aufgaben zu (vgl. Bild 1). Die von den Kränen auf die Rampe abgesetzten Güter werden (häufig nach einer Vorsortierung) entweder unmittelbar in Bahnwagen (Direktumschlag gemäß Abschnitt 3.3) oder in den Schuppen transportiert. Dank der Breite der Rampe können sperrige Güter auf ihr kurzfristig gelagert werden; ebenso können in Ausnahmefällen auch einzelne Lastkraftwagen auf die Rampe gelangen und dort direkt umschlagen. Die Innenflächen der Kaischuppen werden, seit Gabelstapler und Paletten (vgl. unten) allgemein Eingang gefunden haben und ein höheres Stapeln ermöglichen, weit intensiver als früher ausgenutzt; neuerdings vergrößert man den Effekt noch dadurch, daß man in den Schuppen eiserne Regale zur Aufnahme von Paletten mit Ladung aufstellt (Bild 4). In die Paletten-

[13]) Die Frage nach der Höhenlage des Schuppenfußbodens (in Höhe der Waggonplattformen, ebenerdig oder mäßig ansteigend) werden von Ort zu Ort verschieden beantwortet, je nachdem, ob Lastkraftwagen in den Schuppen selbst abgefertigt werden sollen. Seitdem aber Gabelstapler zum verbreitetsten Fördergerät werden, nimmt in den Häfen die Zahl der Schuppen mit Rampen zusehends ab.

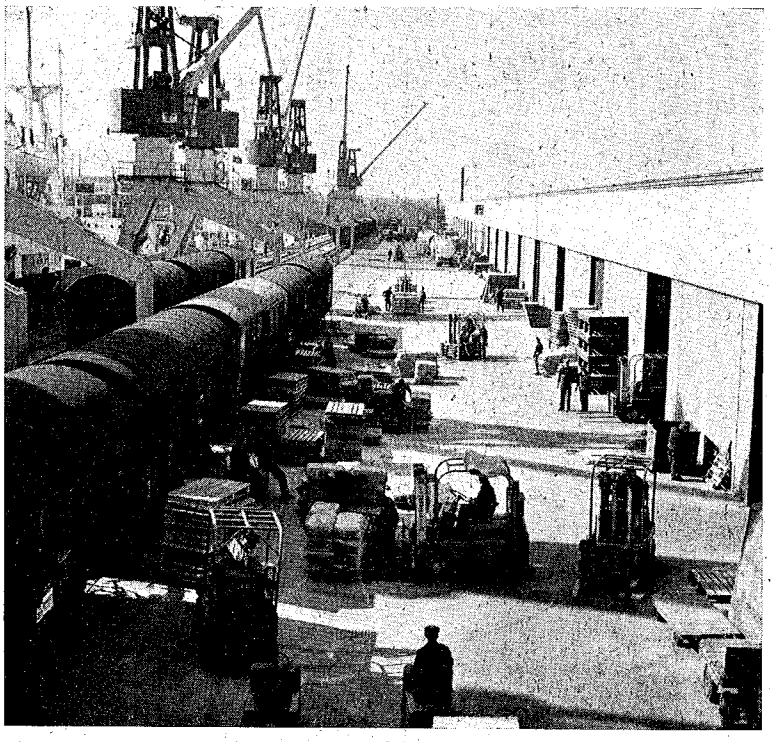


Bild 5
Ebenerdiger Kaischuppen im Hamburger Hafen

regale werden vorzugsweise solche Güter gesetzt, die infolge ihrer leichten Verpackung nicht zu mehreren Paletten übereinander gestapelt werden dürfen; ferner kommen solche Güter in Frage, die auf Grund ihrer unregelmäßigen Packstückgröße nicht zulassen, daß mehrere Paletten sicher übereinander gestellt werden können. Mit Regalen verbessert man die Übersicht und nutzt die Schuppenflächen und die technischen Möglichkeiten der Gabelstapler besser aus.

Die hier skizzierte Umschlagmethode unter Benutzung von Rampen entspricht örtlichen Erfahrungen und insbesondere den Gewohnheiten der die Masse der Hamburger Kaischuppen betreibenden Hamburger Hafen- und Lagerhaus-A. G. Nachdem aber Gabelstapler immer mehr als normales Umschlaggerät angesehen werden müssen, besteht eine neue Situation. Die Vorteile, die sich aus einer freien Bewegungsmöglichkeit der Gabelstapler und Lastkraftwagen im Schuppen und um den ganzen Schuppen herum zweifellos ergeben, haben schon bei einem Hamburger Kaischuppen (Nr. 90), der von einer Privatfirma betrieben wird, zur ebenerdigen Bauweise geführt (Bild 5). Vor der Erstellung neuer Schuppengruppen wird man die Rampenfrage und im Zusammenhang damit die Gleis- und Krangestaltung überprüfen müssen.

Die mehrfach erwähnten Gabelstapler werden in der Regel zusammen mit Paletten (vgl. Abschnitt 3.5) verwandt; je Gabelstapler stehen in den Kaischuppen 300—400 Paletten zur Verfügung. Anzumerken ist der Trend zum stärkeren Gerät. Nachdem die Hamburger Hafen- und Lagerhaus-A.-G. bis vor kurzem vorwiegend Gabelstapler von 1,2 t Tragfähigkeit im Verhältnis 1 : 5 durchsetzt mit solchen von 2,5 t Tragfähigkeit (sämtlich batteriebetrieben) verwendete, werden nunmehr nur noch stärkere Stapler beschafft. Die Masse der neuen Geräte kann bei 2 t Tragfähigkeit 4,30 m (statt früher 3,30 m) heben, zugleich wurden diesen Staplern große Paletten (1,20 m × 1,80 m) zugeordnet. An verschiedenen Stellen stehen 6—8 hebende Stapler zur Verfügung. Man erwartet von diesen Maßnahmen eine ins Gewicht fallende Kapazitätssteigerung der Schuppen.

Als Spezialgeräte sind Gabelstabler für den Umschlag von Papierrollen zu nennen. Diese sind mit sog. Drehsätzen ausgerüstet, die es ermöglichen, liegende Papierrollen aufzunehmen, um 90° zu drehen und senkrecht zu stellen. Abgesehen, daß dieses Verfahren die empfindlichen Rollen schont, braucht man für ihre Lagerung keine Paletten mehr.

Der Hamburger Hafen ist der größte Südfruchthafen des europäischen Kontinents und besitzt 13 Spezialschuppen für Stückgutumschlag. Im Jahre 1961 ist für den Umschlag von Bananen eine Umschlagsanlage in Betrieb genommen worden, die als beachtliche Entwicklung in diesem Spezialverkehr angesehen werden muß. Einen im Rahmen des Themas interessierenden Überblick gibt das mit Erläuterungen versehene Bild 6.

Zum Schluß dieses Abschnittes ist noch auf die Bedeutung einer fachgerechten Verpackung hinzuweisen. Lange Zeit hat man in der Verpackung nur den Schutz der Ware gesehen. In neuerer Zeit ist man sich aber in den Häfen, und zwar in zunehmendem Maße, darüber klar geworden, daß eine auf die Ladehilfsmittel und die Umschlagmanipulationen abgestellte Verpackung wesentlich dazu beiträgt, den Umschlag zu beschleunigen. Aus dieser Erkenntnis heraus domiziliert in Hamburg seit 1954 ein Institut für Exportverpackung (Beratungsstelle für seemäßige Verpackung e. V.). Weiter verfügt Hamburg über Spezialfirmen, die, gestützt auf einschlägige Erfahrungen und wissenschaftliche Erkenntnisse, für die verladende Wirtschaft im Binnenlande die seemäßige Verpackung von Exportladungen nach deren Ankunft im Hafen vornehmen; falls notwendig, setzen diese Firmen sogar fliegende Kolonnen am Versendungsort der Waren ein. Die Firmen verpacken die Güter optimal transportfähig, sogar Stroppen oder sonstige Ladehilfsmittel werden mitgegeben.

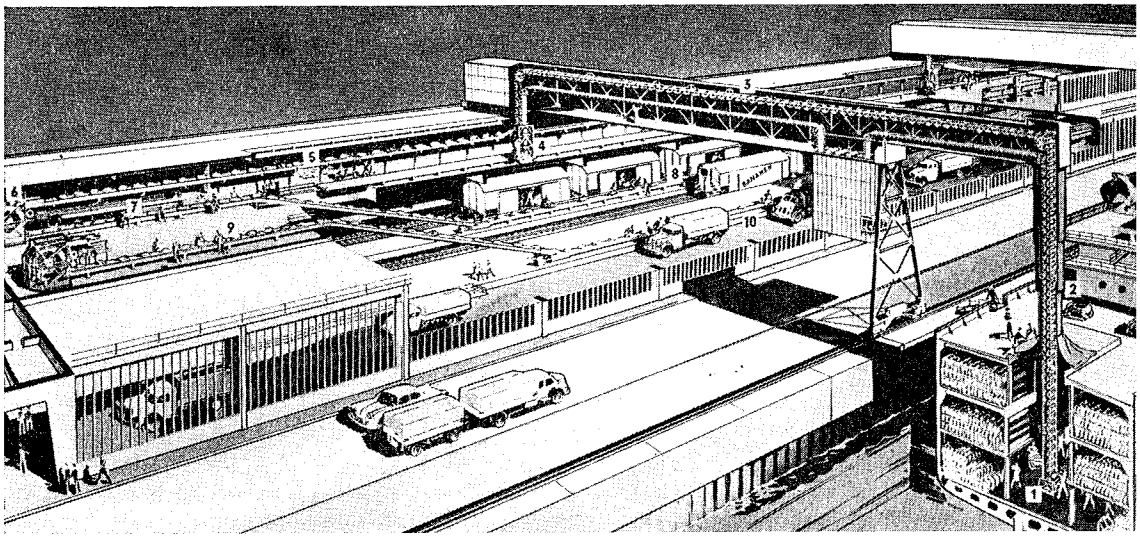


Bild 6
Spezialschuppen für Umschlag von Bananen in Hamburg

Erläuterungen zu Bild 6

Die zweigeschossige Anlage arbeitet mit fünf vollverkleideten und daher witterungsgeschützten Spezial-Elevatoren. Der besseren Übersicht halber wurde hier jedoch nur einer gezeichnet. In den Schiffsladeräumen, deren Lukenöffnungen zum Schutz gegen Kälte und Regen mit Persenningen abgedeckt sind, legen Arbeiter (Schauerleute) der Stauereifirma jeweils einen Bananenbüschel in die Segeltuchtaschen des Elevators (Ziffer 1). Dieser befördert die Früchte dann durch das ebenfalls dem Witterungsschutz dienende Teleskoprohr (Ziffer 2) senkrecht nach oben und dann waagerecht durch die Elevatorbrücke (Ziffer 3) zum Schuppen. Durch einen Schlitz im Schuppendach geht der Weg weiter zum Übergabewagen(Ziffer 4), von dem die Büschel automatisch auf eines der acht Steuerbänder übergeleitet werden (Ziffer 5). In dem hier gezeigten Fall (nicht immer) gelangen die Früchte dann über ein dick gepolstertes Umkehrrad (Ziffer 6) zum Sortierband (Ziffer 7), wo die reifen und nicht transportfähigen Bananen aussortiert werden. Die zum Weitertransport geeigneten Büschel werden durch ein anschließendes Schrägband in das Erdgeschoß befördert und von einem durch die gesamte Schuppenlänge laufenden Verladeband abgenommen und in die im Schuppen bereitstehenden Waggons verladen. Da zwei Gleisstränge von je 250 m in den Schuppen hineingeführt wurden, können jeweils auf einer Seite 16 Waggons gleichzeitig beladen werden, während auf der anderen Seite die vollen Waggons herausgezogen und leere wieder bereitgestellt werden.

Die Zuführung der Bananen für die Lkw-Ladung erfolgt in gleicher Weise. Auch sie werden auf einem Sortierband (Ziffer 9) kontrolliert und durch ein Schrägband dem Verladestrang für Lkw (Ziffer 10) zugeführt. Da jedem der fünf Elevatoren je ein Steuerband für die Bahn oder für die Lkw zugeschaltet werden kann, ist eine weitgehende Anpassung an die stets schwankende Beteiligung der beiden Landverkehrsmittel an der Bananenabfuhr möglich. Vor allem kann jetzt partieweise gelöscht werden, d. h. die Bananenladung aus einer Schiffsluke kann je nach Wunsch der Empfänger einem ganz bestimmten Ladestrang zugeführt werden.

3.5 unter Verwendung von Paletten und Containern

Die Palette als Mittel zur Rationalisierung des Güterverkehrs wurde in ihrer heutigen Form in USA entwickelt und gelangte im Rahmen von Nachschubtransporten während des 2. Weltkrieges nach Europa [14]). Sehr schnell machten die Europäischen Eisenbahnen sich die Vorteile der Palettierung zu Nutze. Heute sind die Bahnverwaltungen von Belgien, Dänemark, Deutschland, Frankreich, Italien, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Österreich, Schweden und Schweiz einem europäischen Palettenpool angeschlossen und verwenden im gegenseitigen Austausch eine Standardpalette 0,80 m × 1,20 m.

In den Häfen sind die Kaibetriebe bemüht, die ein- und ausgehenden Ladungen, sofern diese nicht bereits palettiert ankommen, auf Paletten zu nehmen und sie auf diesen während der Lagerung und Abfertigung zu belassen [15]). Je verschiedenartiger das Gut, desto größer ist die zu erzielende Arbeitsersparnis durch Palettierung. Es wurde schon gesagt, daß in Hamburg jedem Gabelstapler im Schuppen 300—400 Paletten zugeordnet werden. Im Verkehr zwischen Kai und Schiff sind die relativ kleinen europäischen Poolpaletten nicht günstig, da durch sie die Tragfähigkeit der Kräne nicht genügend genutzt wird. Kaibetriebe arbeiten rationeller mit größeren Paletten [16]). Die hamburgischen Kaibetriebe benutzen daher Paletten 1,20 m × 1,60 m (1,80 m); diese Paletten können zwei Poolpaletten tragen, so daß ein Umstapeln von Poolpalette auf Kaipalette und umgekehrt gespart wird.

Noch nicht voll ausgenutzt werden können die Möglichkeiten des Transportes palettierter Güter bei der Hamburger Hafenschiffahrt. U. a. bereitet hier Schwierigkeiten, daß aus individuell bedingten Gründen Eisenbahnen, Lagerhalter, Kaibetriebe und Reedereien Paletten mit verschiedenen Massen benutzen; auch sind anscheinend die Haftungsfragen beim Palettenverkehr noch immer nicht eindeutig geklärt. So erklärt sich, daß noch ständig Güter, die auf Paletten gepackt sind, von der Schutenbesatzung beim Empfang abgepackt und bei Anlieferung beim Seeschiff wieder auf eine Stauerplattform gepackt werden. Schwierigkeiten entstehen auch, wenn zur Überladung palettierter Güter Kaikräne benutzt werden. Das erfolgt nämlich in der Regel mit Geschirren, die in der Schute gelöst werden müssen, wofür um die Paletten herum ein Gang freibleiben muß. Da bei größerem Anfall palettierter Güter der durch die Gänge in den Schuten entstehende Raumverlust nicht tragbar ist, müssen entweder Palettengeschirre zur Anwendung kommen, die einseitig lösbar sind (bisher noch unbefriedigende Lösungen) oder Geschirre wie beispielsweise die sog. Palettengurte, die an den Hieven verbleiben (große Kosten für die Ewerführerfirmen). Das von der Hafenschiffahrt angestrebte Ziel, mit dessen Lösung Experten beauftragt sind, ist eine einheitliche, tauschfähige Hafenpalette, die horizontal und vertikal zu hantieren ist. Bei der Erreichung dieses Ziels müssen alle an einer rationell arbeitenden Hafenschiffahrt Interessierten selbst unter Zurückstellung eigener Belange mithelfen.

Die sich anbietende Verwendung von Paletten im Verkehr über See ist noch in der Entwicklung. Es besteht kein Zweifel, daß man mit palettierten Gütern beim Löschen

---

[14]) Unter Palette wird hier eine Ladeplatte verstanden, auf der zwecks Arbeitsersparnis eine Anzahl kleinerer Kollis zu einer Transporteinheit zusammengefaßt wird.

[15]) Die Hamburger Hafen- und Lagerhaus A.-G. ist 1961 dem Europäischen Palettenpool beigetreten und hat 1000 Pool-Paletten (0,80 m × 1,20 m) beschafft, um Tauschverkehre aufziehen zu können.

[16]) Bei einer Anzahl von Export-Piers in London werden die Güter unmittelbar vom anliefernden Lastwagen auf piereigene Paletten 1,35 m × 1,80 m geladen. Diese Paletten sind an den Ecken mit Öffnungen versehen, so daß sie sowohl von Kränen und Bordgeschirren als auch von Gabelstaplern gefaßt werden können (vgl. Schiff. Zeitschr. Hansa 1963 S. 1858).

und Laden des Seeschiffs Zeit und Arbeitskräfte sparen kann. Problematischer ist die Ausnutzung des Schiffsraumes bei palettierten Ladungen, wobei die Länge der Reise eine Rolle spielt; hier sind genauere Untersuchungen noch erforderlich. Seeschiffe, die für umfangreicheren Palettenverkehr eingesetzt werden sollen, müssen große Luken und durchgehende, für Gabelstapler befahrbare Decks ohne Süllränder besitzen; sie müssen auch über Mittel verfügen, welche die Standsicherheit der Paletten in den Laderäumen während der Fahrt gewährleisten, wie z. B. Spannbänder aus Eisen oder Plastik oder auch weitmaschige Hanfnetze zum Umspannen der Güter. Es gibt Reedereien die eigene Palettenformen entwickelt haben [17]), was aber schon wegen der Notwendigkeit des Umpackens nicht empfehlenswert erscheint, ganz abgesehen davon, daß doch das Ziel aller Beteiligten genormte Paletten sein müssen. Günstig ist, wie z. B. in Hamburg praktiziert, wenn der Kaibetrieb auf einer Trägerpalette zwei Poolpaletten an das Schiff liefert, und dieses die Poolpalette abnimmt und die Kaipalette sofort zurückgibt.

Es ist herauszustellen, daß die Zahl der Reedereien, die auf bestimmten Relationen oder für bestimmte Waren die Vorteile der ununterbrochenen Transportkette ausnutzen, ständig wächst. Wir geben hierfür zunächst ein ausführliches Beispiel der Beförderung von Elektromaterial von Stuttgart nach Upsala [18]):

1. Die Sendung, bestehend aus insgesamt 10 000 kg Elektromaterial, beladen auf 20 Poolpaletten, wird am Lager Stuttgart dem Spediteur übergeben.
   P a l e t t e n t a u s c h , Spediteur an Absender. (Unter Palettentausch ist zu verstehen, die tauschweise Hergabe von Leerpaletten für die übernommenen beladenen Paletten. Anstelle der unmittelbaren Hergabe von Leerpaletten kann auch eine entsprechende Gutschrift für eine spätere Abrechnung treten.)
2. Der Spediteur befördert die Sendung, die mit Gabelstapler von der Seite auf einen 3½-t-Lkw verladen wird, zur Güterabfertigung Stuttgart. Der Lkw muß dreimal fahren.
3. Verladung der 20 beladenen Paletten mit Gabelstapler in einen an der Laderampe bereitgestellten Güterwagen der Gattung „Gm", P a l e t t e n t a u s c h , (Deutsche Bundesbahn an Spediteur).
4. Die Deutsche Bundesbahn befördert den beladenen Wagen nach Hamburg-Freihafen. Der Empfänger, die Hamburger Hafen- und Lagerhausgesellschaft, entlädt den Wagen mit Gabelstapler 26. P a l e t t e n t a u s c h (Hafen- und Lagerhausgesellschaft an Deutsche Bundesbahn).
5. Die Hafen- und Lagerhausgesellschaft in Hamburg lagert die Sendung, meldet sie einer nach Stockholm fahrenden Reederei vor und übergibt sie zeitgerecht.
6. Bereitstellung der Sendung am Kai, Verladung und Verstauung der 20 Paletten. P a l e t t e n t a u s c h (Reederei an Hafen- und Lagerhausgesellschaft).
7. Beförderung der Sendung auf dem Schiffswege von Hamburg nach Stockholm. In Stockholm wird die Sendung gelöscht und dem dortigen Hafenlagerhaus, dem „Tullpackhuskarslay" übergeben. P a l e t t e n t a u s c h (Tullpackhuskarslay an Reederei).
8. Verladung der Sendung durch Tullpackhuskarsley auf die schwedischen Staatbahnen, Schienentransport nach Upsala. P a l e t t e n t a u s c h (Schwedische Staatsbahnen an Tullpackhuskarslay).

---

[17]) Im Linienverkehr Hamburg—Norwegen benutzen die Reedereien Rohrrahmenpaletten, die sich ineinander schachteln lassen und im Leerzustand wenig Raum benötigen. Der Nachteil dieser Palette ist, daß bestimmt in Hamburg, womöglich aber auch noch im norwegischen Endhafen, umgepackt werden muß.

[18]) Das hier gebrachte Beispiel ist einem Beitrag entnommen, den die „Studiengesellschaft für den kombinierten Verkehr e. V.", Frankfurt, für den Bericht beigesteuert hat.

9. In Upsala werden Paletten und Gut dem Empfänger übergeben, der für den Abtransport in sein Lager oder seinen Betrieb sorgt. Er kann sich hierzu auch eines Spediteurs bedienen. P a l e t t e n t a u s c h (Empfänger an Schwedische Staatsbahn).

Damit ist die ununterbrochene Transportkette am Ziel. Das in Stuttgart auf Poolpaletten verladene Gut ist auf d e n s e l b e n Polpaletten in Upsala angekommen. Jeder an der Transportkette Beteiligte hat durch den Palettentausch immer wieder dieselbe Anzahl Poolpaletten zurückerhalten und damit seinen Bestand erhalten.

Ähnlich wie nach Schweden wird in Hamburg auch nach Norwegen durchpalettiert. Die für diesen Zweck umgebauten Schiffe der Reederei Fred Olsen haben Zwischendecks (Glattdecks) von 1,90 m Höhe erhalten. Die Paletten werden nicht übereinander gestapelt, sondern möglichst bis zu 1,8 m Höhe bepackt, dann mit dem Kaikran ins Schiff gehoben und dort auf schiffseigenen Gabelhubwagen bewegt. Mit dieser Methode, Paletten hoch zu bepacken, umgeht man die Schwierigkeiten, die dadurch entstehen, daß häufig Paletten, auf die verschieden gestaltete Güter gepackt werden mußten, sich nicht übereinander stapeln lassen. Die Reederei verwendet eigene Stahlrohrpaletten, 1,20 × 1,60 m. Die Dauer der Rundreise dieser Schiffe verringerte sich von 14 Tagen auf 7 Tage.

Im ausgehenden Verkehr palettieren ferner die Mayer-Line auf eigenen Paletten der Größe 1,0 m × 1,6 m (Hamburg—New York (sowie die US-Lines.

Empfang in größerem Umfang auf Paletten besteht z. Z. bei Apfelsinen aus Israel und kanarischen Tomaten. Sofern beim Palettieren der Orangen im Ladehafen bereits Sorten berücksichtigt werden, kann zu den übrigen Vorteilen auch noch der Sortieraufwand erheblich vermindert werden. Bei Apfelsinen auf Paletten wird der Stauverlust mit 10 % bis 20 % veranschlagt. Durch die Palettierung der Tomaten von den Kanarischen Inseln erhält der Markt die Ware 1—2 Tage früher als sonst.

Gemessen an den Verhältnissen in USA, wo ein geschlossenes Wirtschaftsgebiet mit 190 Mill. Einwohnern der Bildung von Sammelladungen in Containern besonders entgegenkommt, befinden sich in dem noch nicht genügend integrierten europäischen Raum die Containerverkehre noch in der Entwicklung. Die in den USA entwickelten Spezial-Containerschiffe (z. T. mit schiffseigenen Bordkranen) sind für die europäischen Handelsflotten noch nicht akut, und ein derartiges Schiff hat auch den Hamburger Hafen noch nicht angelaufen [19]). Trotzdem sind als Einzel- und Gruppensendungen eine große Zahl von Containern über die Anlagen des Hamburger Hafens gelaufen und mit den vorhandenen Einrichtungen prompt abgefertigt worden.

Im Großen gesehen unterhalten sowohl die deutsche Behälter-Vermiet-Gesellschaft „Contrans" als auch die „Navtrans", deren Muttergesellschaft in USA sitzt, Containerläger in Hamburg. Die letztere verfügt in Hamburg über ein ca. 5000 m² großes Gelände, auf dem ein zentrales Behälterdepot für Nord- und Mitteleuropa eingerichtet ist. Vom Betrieb her haben die Bordgeschirre und die vorhandenen Kräne (Kaikran 3 t, 2 gekoppelte Kaikrane 5,5 t, Schwimmkräne für Groß-Container) bisher genügt. Bei weiterer Entwicklung wird man prüfen müssen, ob man zusätzlich Kaikrane von 8 t, 10 t oder mehr Tragfähigkeit beschaffen muß, da bei massiertem Auftreten von Großbehältern der Einsatz von Schwimmkranen unrentabel wird. Wie schon im Abschnitt 3.2 berichtet, sind auch die neuen Typschuten der Hamburger Hafenschiffahrt auf den Transport großer Container bereits eingerichtet.

---

[19]) Hier ist anzumerken, daß maßgebliche europäische Reeder in der sog. Containerigation das wirksamste Mittel gegen die langen Liegezeiten der Stückgutschiffe in den Häfen sehen.

3.6 bei der Verteilung von Export-Sammelladungen

Große Aufmerksamkeit ist von jeher in Hamburg dem sog. „Verteilungsverkehr" gewidmet worden. Es handelt sich dabei um zur Ausfuhr über den Hamburger Hafen bestimmte Güter, die im Hinterland von Spediteuren gesammelt, unter Ausnutzung günstiger Sammelladungstarife per Waggon, Lastkraftwagen und in geringem Umfang auch per Binnenschiff dem Hamburger Hafen zugeleitet, dort gelagert und zu gegebener Zeit mit Hilfe von Hafenschuten auf Seeschiffe verteilt werden. Nachdem eine dem Verteilungsverkehr dienende Zentralanlage mit rd. 57 000 m² überdachter Lagerfläche im Krieg zerstört worden war, muß man sich noch heute mit zwei Gruppen von Schuppen behelfen, deren eine Waggons, die andere Lastkraftwagen abfertigt. Da diese behelfsmäßigen Verteilungsschuppen aber überlaufen sind, ist seit 1962 am Holthusenkai eine neue zentrale Großanlage im Bau, deren Betrieb nach neuesten Erkenntnissen organisiert und rationalisiert wird.

Die neue Anlage wird ausgelegt für eine Gesamtleistung von 500 000 t. Für die Beanspruchung der einzelnen Teile der Anlage sind je Tag folgende Maximalwerte zugrunde gelegt:

Anlieferung:

Bahn	1 450 t	je Tag mit 195 Waggons
Lastkraftwagen	550 t	je Tag mit 191 Fahrzeugen
Kahn	120 t	je Tag mit 1 Kahn

Auslieferung:

Schute	1 900 t	je Tag an 76 Schuten
Lastkraftwagen	600 t	je Tag an 240 Fahrzeugen

Das Bild 7 gibt eine Übersicht der verschiedenen Teilanlagen:

Für Anlieferung (1) Bahnanlagen (ca. 12,5 km Gleislänge)
(2) Straßenanlagen (ca. 33 000 m²)
(3) Entladekai für Binnenschiffe
(4) Annahmeschuppen (28 000 m²)

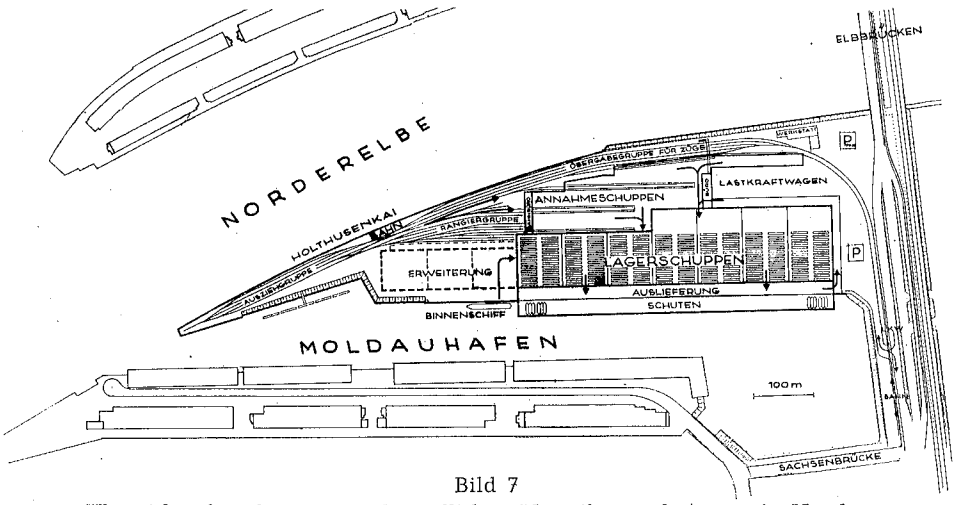


Bild 7
Übersichtsplan des im Bau befindlichen Verteilungsschuppens in Hamburg

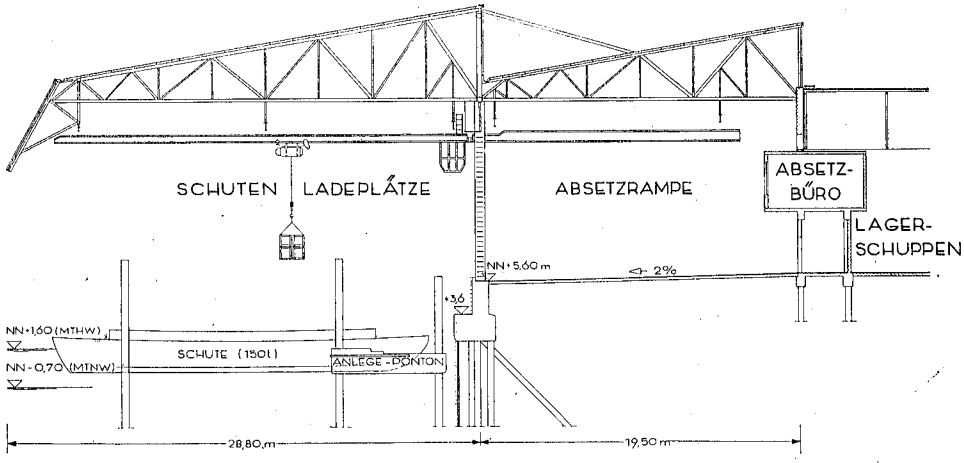


Bild 8
Querschnitt durch die Schutenbeladerampe des neuen Verteilungsschuppens

Für Lagerung (5) Lagerschuppen (58 000 m² mit Erweiterungsmöglichkeit auf 72 000 m²)

Für Auslieferung (6) Beladekai für Schuten
(7) Beladerampe für Lastkraftwagen

Von den die Gestaltung der Anlagen im einzelnen bestimmenden Überlegungen hinsichtlich des Betriebsablaufs seien hier folgende herausgestellt:

Um die Güter auch bei schlechtem Wetter ohne Unterbrechung schnell und schonend behandeln zu können, sind nicht nur die Lagerflächen, sondern auch die Rampen für Bahn, Lastwagen und auch die Beladerampe für Schuten überdacht.

Für den Transport der Güter vom Verteilungsschuppen zum Seeschiff ist die Bahn ausgeklammert worden, weil es erfahrungsgemäß schwierig ist, die Sonderansprüche des Verteilungsverkehrs in die normale Kaibedienung durch die Bahn einzupassen. Im Gegensatz dazu kommt der Lastkraftwagen bei der Verteilung in Frage, weil er elastisch einsetzbar ist und dank seiner großen Betriebsgeschwindigkeit besonders kleinere Partien kostengünstig befördern kann. Unter den besonderen Verhältnissen des Hamburger Hafenbetriebes mit seiner leistungsfähigen Hafenschiffahrt bietet sich aber in erster Linie der Einsatz von Schuten an. Mit Schuten kann man die Seeschiffe unmittelbar ohne Inanspruchnahme des Kais kostengünstig bedienen.

Der Einsatz von bis zu 76 Schuten (bei 25 t mittlerer Beladung) am Tag (vgl. oben) erforderliche bauliche Maßnahmen, wie sie sich aus Bild 8 ergeben. Hier ist erkennbar, daß für die Schutenbeladung dem Lagerschuppen eine breite Absetzrampe zugeordnet ist, vor der unter einer Überdachung die Schuten liegen, und zwar nicht wie üblich, parallel, sondern senkrecht zum Kai. Hierdurch wird erheblich an Kailänge gespart, und zugleich werden die Wege im Schuppen kürzer. Die Beladung der Schuten erfolgt mit Hilfe einer an der Dachkonstruktion aufgehängten Krananlage, bestehend aus in Längsrichtung des Kais verfahrbaren Laufkranen und Katzen, die quer zum Kai arbeiten.

Im Zuge der drei Arbeitsphasen: Anliefern — Lagerung — Ausliefern — ergeben sich innerhalb der Anlage zu verschiedenen Zeiten verschiedene Wege und Manipulationen. Zunächst werden die auf Waggons und Lastwagen ankommenden vielgestaltigen Sammel-

güter durch 0,6 t Gabelstapler entladen und mit Ausnahme besonders schwerer oder sperriger Kollis auf Paletten gepackt, auf denen sie bis zur Anlieferung am Seeschiff verbleiben. Zur Verwendung kommen Paletten 1,20 m × 1,60 m, die bei Bedarf entweder zwei Poolpaletten (0,80 m × 1,20 m) oder vier sog. Kleinpaletten (0,60 m × 0,80 m) aufnehmen können. Die beladenen Paletten werden mit Hilfe von Gabelstaplern (1,5 t) auf von Elektroschleppern gezogenen Flurförderzüge geladen und gelangen in den Lagerschuppen, der nach Fahrtgebieten der Linienschiffahrt unterteilt ist. Hier werden die Paletten von Gabelstaplern (1,5 t) in Regale gestapelt; die Regale gewähren die bei der Verteilung der Güter erforderliche Übersicht. Bei der Auslieferung werden die Paletten von Gabelstaplern (1,5 t) aus dem Lager geholt und von diesen auf die Rampe an eine bestimmte Schuten-Ladestelle gebracht.

Ohne das hier auf Details eingegangen werden kann, dürfte erkennbar geworden sein, daß für die hafeninterne Abwicklung des Verteilungsverkehrs die modernsten technischen Mittel zum Einsatz gebracht werden, wobei noch ergänzend zu bemerken ist, daß auch die büromäßige Abwicklung so organisiert wird, daß keine Verzögerungen entstehen. Die neue Verteilungsanlage, die einen Aufwand von 58 Mill. DM erfordert, soll 1966 in vollem Umfang in Betrieb genommen werden.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Benz, W. und Weselmann, A.: Die Typschute für den Hamburger Hafen. Schiff und Hafen, H. 3 / 1964, S. 197.

[2] Bolle, A.: Wechselbeziehungen zwischen Schiffs- und Hafengestaltung. Jahrbuch der Schiffsbautechnischen Gesellschaft, 57. Bd., 1963, S. 202.

[3] Eckelmann, K.: Palettenverkehr im Hafenumschlag. Hansa, H. 9 / 1964, S. 879.

[4] Eckelmann, K.: Hafenschiffahrtsfragen im Vergleich zwischen London und Hamburg. Schiff und Hafen, H. 8 / 1962, S. 749.

[5] Ernst, H.: Fördertechnik — Krans. VDI-Zeitschrift 1964, Nr. 2, S. 65.

[6] Horn, G.: Palettentransporte. Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, 57. Bd., 1963, S. 222.

[7] Krauss, G.: Die Eisenbahnausrüstung von Seehafen — Stückgutkais. Schiff und Hafen, H. 5 / 1954, S. 301.

[8] Markusen, M.: Moderne Stückgutfracht und rationelle Warenbehandlung. Schiff und Hafen, H. 1 / 1963, S. 57.

[9] Mävers, J.: Planungsgrundlagen des neuen Verteilungsschuppens im Hamburger Hafen. Hansa, H. 9 / 1964, S. 871.

[10] Röper, C.: Vor weltweiter Normung von Containern. Transport-Dienst 1964, S. 901.

[11] Wiechern, O.: Hebezeuge für den Schwerstlastumschlag heute und in der Zukunft. Hansa, H. 3 / 1964, S. 254.

[12], [13] Jahresbericht 1962 und 1963 des Hafenschiffahrtsverbandes Hamburg.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 6

Der Bau von Häfen und Schiffahrtsanlagen auf nachgiebigem Baugrund unter Berücksichtigung der Notwendigkeit, die Wassertiefe zu vergrößern

Von Dr.-Ing. Kurt Förster, Baudirektor, Hamburg; Dr.-Ing. Dietrich Wiegmann, Baudirektor, Bremen; Dipl.-Ing. Gerhard Wollin, Hafenbaudirektor, Bremerhaven

Thema des Berichtes:

Die Gestaltung und Verstärkung von Seeschiffskaistrecken zur Anpassung an die vergrößerte Wassertiefe während der letzten 25 Jahre.

Zusammenfassung

Die hauptsächlichen Hafenbauten auf nachgiebigem Baugrund in Bremen, Bremerhaven und Hamburg sind die Kaimauern. Sie werden seit mehr als 100 Jahren auf gerammter Pfahlgründung errichtet, die in ihrer Einzelausführung, was Überbau, Pfähle und Spundwände betrifft, zwar verändert, d. h. den neueren Bauverfahren angepaßt wurde, im Prinzip aber gleichgeblieben ist. Eine Anzahl typischer Lösungen für jeden der drei genannten Häfen mit dem ausgesprochenen Ziel die Wassertiefe der wachsenden Größe der Seeschiffe anzupassen, werden in bezug auf die angewandten Verstärkungsmaßnahmen bzw. die moderne Konstruktionsart bei reinen Neubauten angesprochen und erläutert.

Inhalt Seite

1. Einleitung ... 256
2. Beispiele aus Bremen ... 257
   2.1 Allgemeines ... 257
   2.2 Grundsätzliche Anordnung der neuen Ufereinfassungen ... 258
   2.3 Kajen-Querschnitt Südseite Europahafen ... 259
   2.4 Erneuerung der Nordkaje Europahafen 1954—1963 ... 260
   2.5 Verstärkung der Nordseite im Überseehafen vor Schuppen 15 ... 261
   2.6 Spundwand Kaje I, Niedervieland, Hafenbecken II, Westseite ... 262
3. Beispiele aus Bremerhaven ... 262
   3.1 Westliche Vorhafenkaje der Kaiserschleuse ... 263
   3.2 Östliche Vorhafenkaje der Kaiserschleuse ... 263
   3.3 Ufermauer am Nordende der Columbuskaje ... 264
   3.4 Spundwandkaje Kühlhaus, Fischereihafen ... 265
   3.5 Kaje Westseite Fischereihafen II ... 266
   3.6 Kaje am Erzhafen — Überseehafen ... 266

4. Beispiele aus Hamburg 267
4.1 Allgemeines 267
4.2 Neue Kaimauern ohne konstruktive Anlehnung an ältere Bauteile 268
4.21 Grevenhofkai — West 268
4.22 Oswaldkai 269
4.3 Verankerte Kaimauern 270
4.31 Kaimauerverstärkung am Grenzkanal 270
4.32 Verstärkung Kaimauer Roßkai vor Schuppen 84 270
4.4 Kaiausbildung als Pierplatte vor älteren Mauern 271
4.41 Neubau Australiakai 271
4.42 Neubau Mönckebergkai vor Schuppen 76/77 272
4.5 Mit Stahlbetonüberbauten versehene, an Schrägpfählen verankerte Kaimauern 273
4.51 Verstärkung vor Kaispeicher A am Schiffbauerhafen (Norderelbe) 273
4.52 Verstärkung des Petersenkai vor Schuppen 27 274
4.53 Kamerunkai (Brooktorkai) vor Schuppen 63 275

1. Einleitung

In den drei großen nordwestdeutschen Häfen Hamburg, Bremen und Bremerhaven sind vor den übrigen Schiffahrtsanlagen die Kaimauern an seeschifftiefem Wasser — im Bremer Bereich auch Kajen genannt — in neuerer Zeit bestimmend für die Leistungsfähigkeit des Umschlagplatzes gewesen. Nächst dem Tiefgang der seewärtigen Zufahrtsstraße — also der Lebensader des betreffenden Hafens — war die Sorge um den Bestand der Ufereinfassungen im Hinblick auf wachsende Schiffsgrößen eine der bedeutendsten Aufgaben der Hafenverwaltungen.

Nicht allein die über mehr als 100 Jahre bis heute zu beobachtende stetige Zunahme des Tiefgangs der Regelfrachter des Weltverkehrs ist Anlaß für fortlaufende Verstärkung und Vertiefung der vorhandenen, aber auch für den Entwurf neuer Seeschiffs-Kaimauern gewesen. Die inzwischen gewonnenen Erkenntnisse im Grundbau und in der Bodenmechanik, die verbesserte Qualität des Stahlbetons im Wasserbau und die hervorragenden noch ständig verbesserten Eigenschaften der Stahlspundwände und des Verankerungsmaterials haben alle zusammen die Konstruktion von Ufereinfassungen stark verändert.

Die Anwendung der neueren Bauverfahren beim Ersatz überalteter oder kriegszerstörter Kaistrecken, bzw. die Verstärkung von zwar noch erhaltungswürdigen, aber für heutige Anforderungen nicht mehr ausreichenden Uferbauten sollen anschließend anhand ausgewählter typischer Beispiele von Bremen, Bremerhaven und Hamburg gezeigt werden. Da zahlreiche Veröffentlichungen auf diesem Gebiet erschienen sind, beschränken sich die nachfolgenden Ausführungen auf kurze Charakterisierung der wesentlichen technischen Merkmale und Eigenschaften der in Prinzipzeichnungen dargestellten und durchwegs bereits in der Praxis realisierten und großenteils gut bewährten Entwürfe.

Die für die drei behandelten Häfen gemeinsame Grundlage liegt in dem dort gegebenen „nachgiebigen Baugrund". Die oberen Schichten sind für Gründungszwecke von Hafenbauten ungeeignet, so daß sich in jedem Falle die sogenannte Tiefgründung ergibt. Die von den nachgiebigen Schichten überlagerten, meist in mehr als 10 m Tiefe entstehenden, als solche tragfähigen Feinsand-, Mittelsand- oder auch Kiesschichten lassen eine Gründung auf Rammpfählen besonders geeignet und wirtschaftlich erscheinen, so daß massive Gründungen hier zu den Seltenheiten gehören. Auch die größeren Hochbauten im Hafen, die Leuchtfeuer, Radarstationen und zahlreiche Schleusenhäupter sowie die meisten Brücken zeigen eine Fundierung auf gerammten Holz- oder in neuerer Zeit Stahlbetonpfählen.

Selbstverständlich muß diese Darstellung auf die hier obwaltenden örtlichen Voraussetzungen, und zwar meistens unausgesprochen Rücksicht nehmen. Andernorts gelten veränderte Bedingungen in bezug auf Bodenverhältnisse, Baumaterialien und Preisniveau, Arbeiterlage und verfügbare ortsübliche Baugeräte und -maschinen. Die daraus sich ergebenden Bauverfahren und demzufolge die Entwürfe für neue Kaimauern werden von den hier behandelten mehr oder weniger stark abweichen müssen, zum Teil aber auch ähnliche Tendenzen zeigen können. Vielleicht gerade wegen dieser Vergleichsmöglichkeiten werden die behandelten Beispiele aus einer insgesamt übergeordneten gemeinsamen Konzeption heraus zu verstehen sein und können so das Interesse voraussetzen, wenn man einen allgemeingültigen Standard für die Entwürfe von Hafenbauten zu gewinnen bemüht ist.

2. Beispiele aus Bremen

2.1 Allgemeines

Der Ausbau der Unterweser gibt ein charakteristisches Beispiel für die Veränderung der Leistungsfähigkeit einer Seewasserstraße infolge der systematisch auf längere Zeit durchgeführten Ausbauarbeiten. Bevor die konstruktiven Folgerungen aus den veränderten Verhältnissen betrachtet werden, empfiehlt es sich, diese Entwicklung, die insbesondere mit dem Namen Ludwig Franzius und Ludwig Plate verbunden ist, noch einmal zu verfolgen:

Mit Beginn der Ausbauarbeiten an der Seewasserstraße Unterweser haben sich, den einzelnen Ausbaustufen entsprechend, die Tidewasserstände fortlaufend geändert. Man kann dabei bis heute im wesentlichen 5 Abschnitte unterscheiden:

1887—1895 Ausbau für Schiffe mit 5,00 m Tiefgang

1913—1916 Ausbau für Schiffe mit 7,00 m Tiefgang (einkommend nach Bremen)

1921—1924 Erweiterter Ausbau für Schiffe mit 7,00 m Tiefgang (ausgehend von Bremen)

1925—1929 Ausbau für Schiffe mit 8,00 m Tiefgang

1953—1958 Ausbau für Schiffe mit 8,70 m Tiefgang

Die Durchführung des Unterweser-Ausbaues kann in seinem Wert für die Schiffahrt aber erst genauer charakterisiert werden, wenn man dazu die zwangsläufig veränderten Tidewasserstände in Bremen seit Beginn der Ausbauarbeiten vor rd. 80 Jahren betrachtet. Nachstehend sind die Tidewasserstände und dementsprechend der mittlere Tidehub am Pegel der Schleuse Oslebshausen am unteren Ende der damaligen Stadt-Bremischen-Hafenanlagen angegeben:

Jahre	Ausbau der Unterweser	MTnw NN	MThw NN	mittlerer Tidehub
1882/86	vor 5,0-m-Ausbau	+1,46 m	+2,03 m	0,57 m
1896/00	nach 5,0-m-Ausbau	+0,16 m	+1,85 m	1,69 m
1919/23	während 7,0-m-Ausbau	−0,41 m	+1,90 m	2,31 m
1931/35	nach 8,0-m-Ausbau	−1,11 m	+1,98 m	3,09 m
1951/60	während 8,7-m-Ausbau	−1,22 m	+2,14 m	3,36 m

MTnw = Mitteltideniedrigwasser
MThw = Mitteltidehochwasser

Da für den Bau von Ufereinfassungen weniger die mittleren Tidewasserstände als vielmehr die zu berücksichtigenden Extremwerte von Bedeutung sind, sei ergänzt, daß in neuester Zeit das niedrigste Tideniedrigwasser am 15. 3. 1964 mit −3,20 m NN und das höchste Tidehochwasser am 17. 2. 1964 mit +5,55 m NN am Pegel Bremen-Oslebshausen angezeigt wurde. Für den Entwurf neuer Hafenanlagen in Bremen — soweit es sich um „öffentliche Häfen" handelt — war dieses zu berücksichtigen, und so ergab sich für die künftige Planung nach dem im Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover durchgeführten Untersuchungen für Bremen ein rechnerisches HHThw von +6,20 m NN. Diese extremen Wasserstände sind beim Entwurf und bei der Berechnung von Uferanlagen — soweit sie sich im Tidegebiet befinden — zu berücksichtigen. Für Dockhafenteile sind diese Werte, wie an ausgeführten Beispielen noch ersichtlich sein wird, wesentlich gemildert.

2.2 Grundsätzliche Anordnung der neuen Ufereinfassungen

Bis in die zwanziger Jahre dieses Jahrhunderts wurden in Bremen im wesentlichen massive Uferwände auf hölzernen Pfahlrosten gebaut. Der technische Fortschritt in der Abwalzung schwerer Stahlspundwandprofile und die in Bremen vorliegenden günstigen Bodenverhältnisse gestatteten es später, Ufereinfassungen für große Geländesprünge bis über 17 m in wirtschaftlicher Weise als verankerte Stahlspundwände herzustellen.

Die Spundwandkajen sind durchweg als einfach verankerte Bohlwerke gerechnet, wobei die Hauptanker so angeordnet sind, daß ihr Einbau unter Berücksichtigung der Tideniedrigwasserstände noch gut möglich ist. Zur Vermeidung ungleicher und größerer Verformungen des Spundwandkopfes sind im oberen Bereich der Wand Hilfsanker eingebaut. Für die Verankerung der Spundwand werden Massiv- oder Stahlkabelanker verwendet, die an einzelnen Stahlbetonplatten oder durchgehenden Verankerungswänden befestigt sind.

Zur Verringerung des Grundwasserüberdrucks wird jedes Spundwandbauwerk in Höhe des unteren Ankers, der meistens etwa 1,25 m über MTnw angeordnet wird, mit einer Mischkiesfilterentwässerung ausgestattet, welche aus dem Kiesfilter, einen Sammler und aus Entwässerungsstutzen mit Rückstauklappen in Abständen von durchschnittlich 7—8 m besteht.

Die Kajen sind mit 1- oder 2köpfigen Pollern für Trossenzüge bis 60 t ausgerüstet. Die Pollerabstände betragen zwischen 15 und 18 m. Mitten zwischen den Pollern, jedoch in doppeltem Pollerabstand, werden in den wasserseitigen Spundwandtälern Steigeleitern angeordnet, und als weitere Ausrüstung sind Nischenpoller für 10-t-Trossenzug jeweils in den Spundwandtälern neben den Steigeleitern und mitten zwischen diesen vorhanden.

In den letzten 10 Jahren sind in den Häfen auf dem rechten Weserufer in Bremen zahlreiche Ufer- und Kajenstrecken erneuert worden. Die Konstruktion ist im Prinzip überall fast die gleiche, nur bestehen in der Anwendung der verschiedenen Spundwandsysteme (Larssen, Peine, Krupp), die sowohl einzeln wie auch in der Kombination, zum Beispiel: Peine/Krupp als auch Peine/Larssen verwendet werden können, gewisse Unterschiede. Mit Rücksicht auf unvermeidliche Bewegungen während des Baues, werden die Stahlspundbohlen der Hauptwand 80 : 1 geneigt und aus Ersparnisgründen am Fuß in der Länge gestaffelt gerammt.

Soweit das Grundsätzliche über den Entwurf neuer Ufereinfassungen mit Seeschifftiefe. In den letzten 10 Jahren sind jedoch in den Häfen auf dem rechten Weserufer in Bremen zahlreiche Ufer- und Kajenstrecken erneuert bzw. verstärkt worden, wovon nachfolgend einige Beispiele beschrieben werden sollen.

2.3 Kajen-Querschnitt Südseite Europahafen
(Ausbaulänge 1945,0 m)

Dieses Beispiel einer mehrfachen Verstärkung und Ergänzung einer Seeschiffskaje ist in seinen charakteristischen Einzelheiten aus der Skizze Bild 1 erkennbar. Die bezeichneten Wassertiefen für die eingetragenen Jahre bedeuten Ausbauabschnitte als Folge der oben behandelten, im Laufe der Zeit erreichten Verbesserungen des Weser-Fahrwassers. Für dieses Bauwerk sind folgende 4 Stadien zu unterscheiden:

1. Kajen-Querschnitt erstellt als Massivmauer auf hölzernem Pfahlrost, Länge ca. 1600 m. Bauzeit 1886—1888. Sohlenlage −4,50 m NN.
2. Vertiefung um 1,20 m vor der Kaje im Jahre 1908. Sohlenlage −5,70 m NN.
3. Verstärkung der Kaje durch einen Vorbau (Breite 7,90 m), bestehend aus einer Stahlspundwand mit dahinter liegender Stahlbetonrostplatte auf stählernem Pfahlrost (1932). Dicke der Rostplatte 0,80 m, darüberliegender Stahlanker ϕ 2". Sohlenlage −6,70 m NN (1932).
4. Vertiefung der Hafensohle um 2,0 m auf Ordinate −8,70 m NN (1947).

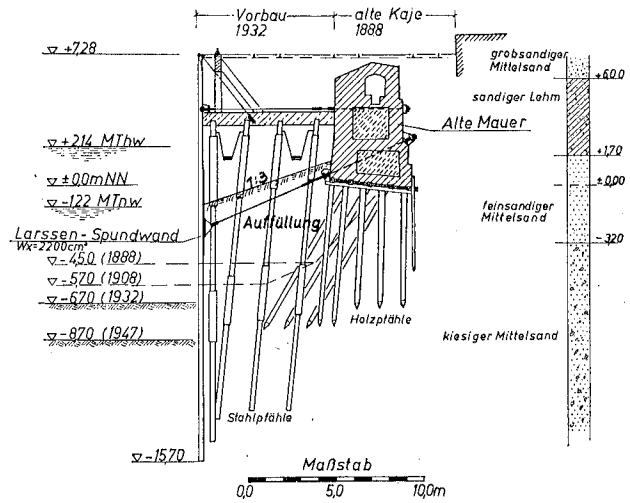


Bild 1
Kajen-Querschnitt Südseite Europahafen

2.4 Erneuerung der Nordkaje Europahafen 1954—1963

Die in den Jahren 1886 bis 1888 in einer Gesamtlänge von 2134,50 m erstellte Kaje als Massivmauer auf hölzernem Pfahlrost war für einen Geländesprung von 11,78 m gebaut worden, wobei die Sohlenlage auf −4,50 m NN und die Kajenoberkante auf + 7,28 m NN gelegt wurde. Schon nach 20jähriger Nutzung des Hafens mußte die Sohle vor der Kaje im Jahre 1908, als die Wassertiefe bei Tideniedrigwasser für zu vertäuende Seeschiffe nicht mehr ausreichte, um 1,20 m auf −5,70 m NN vertieft werden. Die Wassertiefe bei Mittelniedrigwasser (im Jahre 1908 −0,20 m NN) vor der Kaje war somit von 4,30 m auf 5,50 m vergrößert worden.

Nach den im Jahre 1953 durchgeführten Untersuchungen zum Zwecke des Wiederaufbaues der Nordkaje des Europahafens nach dem Kriege war es notwendig, eine Wassertiefe vor der Kaje herzustellen, die für das Regelfrachtschiff des Weltverkehrs ausreichend ist. Sie wurde mit einer Sohlenlage von −10,00 m NN ermittelt.

Für die Nautiker ist der Bezugswert „Seekartennull" (SKN), in Bremen −1,25 m NN, von Bedeutung. Dieser entspricht etwa dem Mitteltideniedrigwasserstand (MTnw), in Bremen −1,22 m NN.

Die gewählte Sohlenlage von −10,0 m NN gleich −8,75 m SKN bedeutet, daß Seeschiffe mit einem Tiefgang von 8,40 m = 27,5 Fuß unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstandes von 0,35 m zwischen Schiffsboden und Hafensohle an der Kaje liegen können.

Die Oberkante der ehemaligen Kaje von + 7,28 m NN wurde für das Bauwerk beibehalten. Die Vorderkante der neuen Ufereinfassungen mußte im Mittel 5,65 m wasserseitig der alten Kaje angelegt werden, um die erforderlichen Flächen für den 1,75 m breiten Leinpfad, die wasserseitige Kranbahn, die Kajengleise und die rd. 5,0 m breite wasserseitige Schuppenrampe zu erhalten.

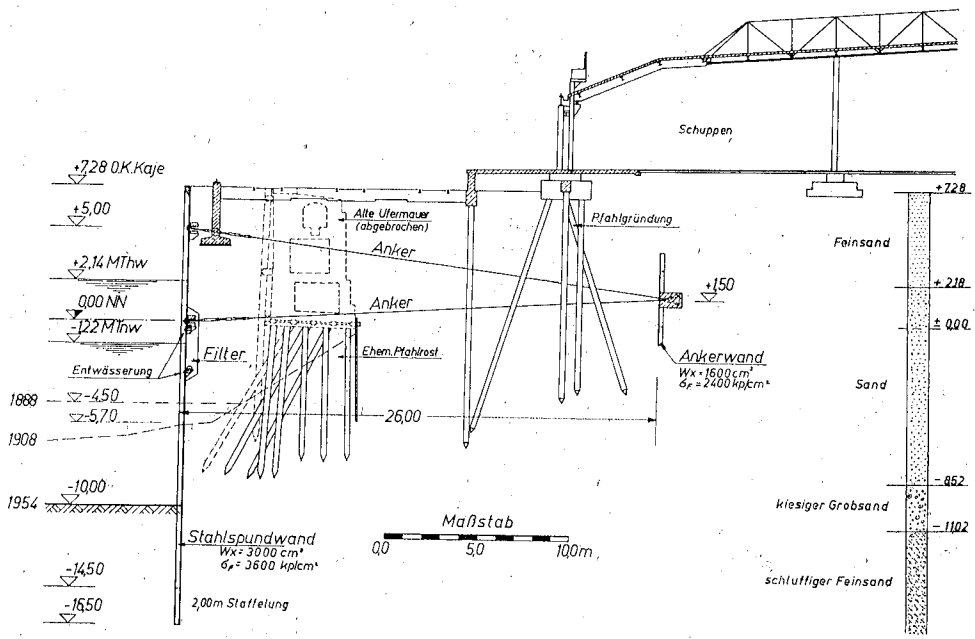


Bild 2
Erneuerung der Nordkaje Europahafen 1954—1963

2.5 Verstärkung der Nordseite im Überseehafen vor Schuppen 15 (Baujahr 1954)

Kajen-Querschnitt Nordseite Überseehafen

1. Bauwerk wurde 1928 erstellt mit einer Sohlenlage von −9,70 m NN.
2. Sohlenlage mußte 1947 um 1,0 m vertieft werden, d. h. bis Ordinate −10,70 m NN.
3. Verstärkung des Kajebauwerks durch Rammung einer hinteren Stahlspundwand und Einbau einer vorgespannten Verankerungskonstruktion im Jahre 1954 ermöglichte die Vertiefung der Sohle um einen weiteren Meter, d. h. auf 11,70 m NN.

Das in den Jahren 1924/28 erstellte Kajebauwerk an der Nordseite des Überseehafens besteht aus einer Stahlbetonwinkelstützmauer auf hölzernem Pfahlrost aus 7 senkrechten Pfahlreihen im vorderen Teil und 7 schrägen Pfahlreihen im hinteren Teil. Den rück-

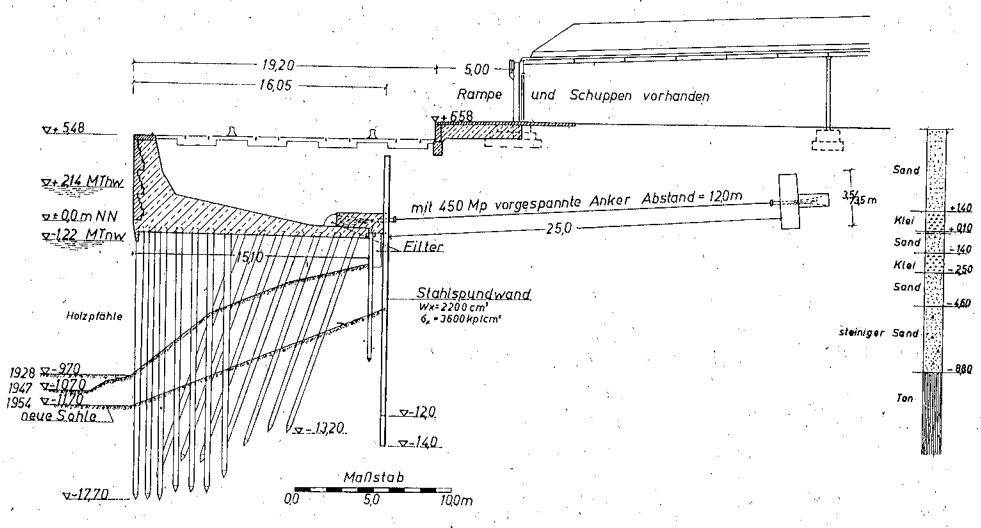


Bild 3
Verstärkung der Nordseite im Überseehafen vor Schuppen 15 (Baujahr 1954)

wärtigen Abschluß der Winkelstützmauer bildet eine hölzerne Spundwand, die durch Bombeneinwirkung an einer Stelle auf 20 m und an anderer auf 50 m Länge gebrochen war, so daß zur Sicherung des Kajebetriebes, da ständig Versackungen eintraten, eine Reparatur notwendig wurde. Um auch Schiffe größeren Tiefgangs ablegen zu können, sollte gleichzeitig vor der Kaje die Hafensohle um 1 m vertieft werden (Bild 3).

Landseitig hinter der vorhandenen Stützmauer wurde eine neue Stahlspundwand Profil Hoesch IV neu gerammt. Auf die rückwärtige Rostplatte der vorhandenen Konstruktion wurde ein durchgehender Stahlbetonbalken vom Querschnitt 0,77 × 3,00 m als Ankerbalken aufbetoniert, in welchen je 4 Ankerseile als eine Einheit in Form eines Kabelbesens einbinden. 25 m landseitig der neuen Stahlspundwand wurden Stahlbetonankersteine von 3,50/3,50 m Größe und hinter denselben Stahlbetonspannklötze angeordnet, in welchen die rückwärtigen Enden der Seilanker befestigt sind. Durch hydraulische Pressen wurden die Seile i. M. bis 450 t vorgespannt.

2.6 Spundwand Kaje I Niedervieland, Hafenbecken II, Westseite

Diese erste bedeutende Bremer Hafenanlage auf dem linken Weserufer ist in ihrem Kajen-Querschnitt aus dem Bild 4 zu ersehen. Als Kajenspundwand werden Stahlspundbohlen Profil V in der Güte Sonderstahl verwendet. Die in 27 m Abstand von der Hauptwand landseitig angeordnete Ankerwand besteht aus Stahlspundbohlen Profil IV, ebenfalls in der Güte Sonderstahl. Hauptwand und Ankerwand werden durch zwei Ankerlagen miteinander verbunden. Die Anker der unteren Ankerlage werden im ungünstigsten Lastfall mit 133,6 t belastet. Die Anker der oberen Ankerlage erhalten bei der ungünstigsten Beanspruchung eine Last von 61,7 t.

Als Anker werden patent-verschlossene Stahlkabelanker verwendet. Die Dimensionierung der Anker erfolgt für zweifache Sicherheit, fo daß für die unteren Anker eine Seilbruchlast von 270 t und für die oberen Anker eine Seilbruchlast von 125 t erforderlich ist.

Zur Verringerung des Wasserdrucks hinter der Stahlspundwand ist eine Grundwasserentwässerung durch eine Filteranlage mit Rückstauverschlüssen angeordnet. Die Entwässerungsstutzen liegen auf Ordinate −1 m NN, so daß die Wirksamkeit der Entwässerung bei niedrigen Hafenwasserständen kontrolliert werden kann.

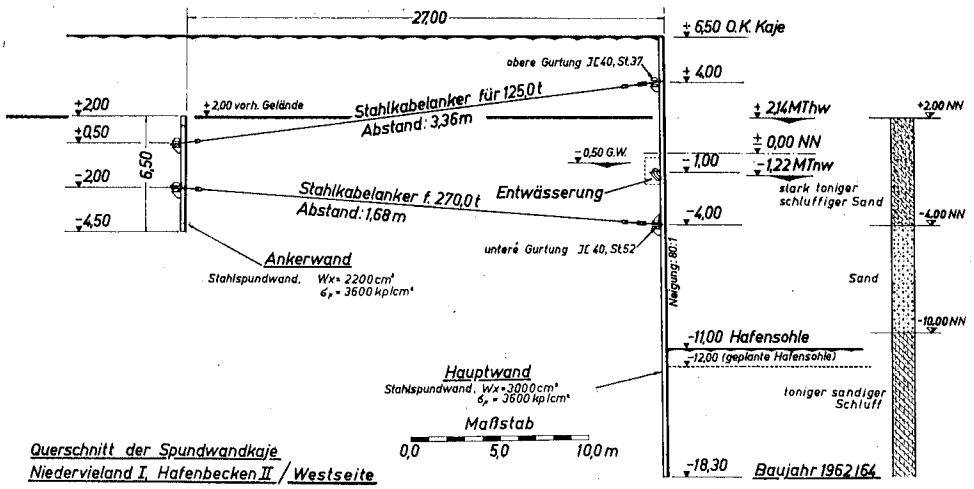


Bild 4
Querschnitt der Spundwand-Kaje Niedervieland I Hafenbecken II, Westseite

Der anstehende Kleiboden zwischen Hauptwand und Ankerwand in der Mächtigkeit von rd. 6,5 m wurde beseitigt und durch Mittelsand ersetzt. Die Hinterfüllung des Bauwerkes mit Sand bis zur erforderlichen Höhe von + 6,5 m NN ist im Spülverfahren durchgeführt worden. Die Oberkante der Kaje ist so gelegt worden, daß eine Überflutung bei einem Katastrophen-Hochwasser nicht möglich ist.

3. Beispiele aus Bremerhaven

In Bremerhaven sind zu unterscheiden die Ufermauern an der Weser bzw. in den Hafenteilen außerhalb der Dockschleusen im Tidegebiet mit normalerweise 3,42 m mittlerem Tidehub von den Kajen hinter den Dockschleusen, für die Wasserstandsschwankungen von höchstens zwischen + 0,30 m NN und + 1,30 m NN in Betracht kommen.

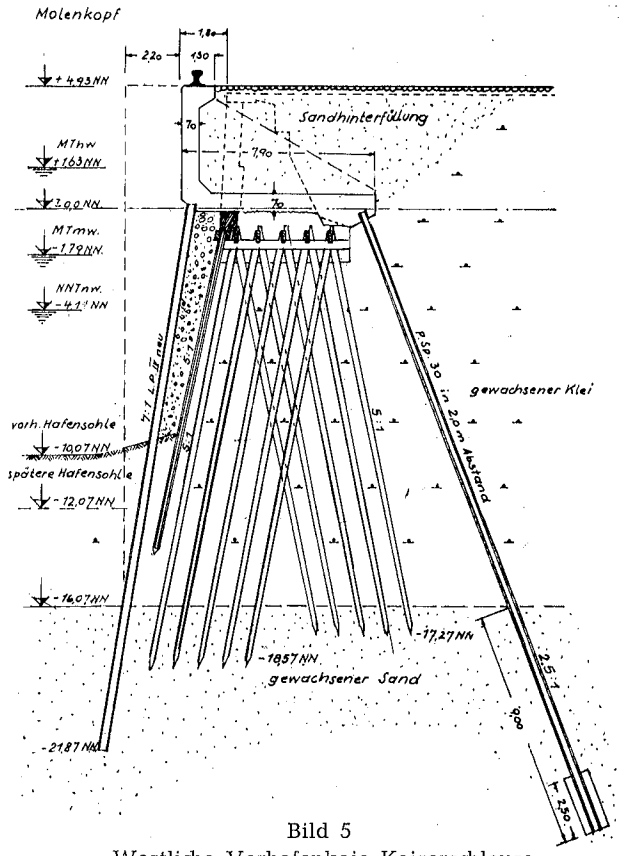


Bild 5
Westliche Vorhafenkaje Kaiserschleuse

Aus den beiden unterschiedlichen Hafenbereichen sollen nachstehend je 3 Beispiele gebracht werden. Dabei ist für das Tidegebiet die Verstärkung vorhandener Kajemauern und im Dockhafenbereich der Entwurf neuester Ufereinfassungen nach modernen konstruktiven Gesichtspunkten von besonderem Interesse.

3.1 Westliche Vorhafenkaje der Kaiserschleuse

Baujahr: 1953; Baulänge 180 m

Die Verstärkung wurde infolge von Bewegungen in der alten Wand erforderlich, zumal die Neigung dieser alten Kajemauer nicht mehr den modernen Schiffsformen entsprach und die Holzspundwand abgängig war. Die Hafensohle wurde von −10,07 m NN auf −12,07 m NN vertieft.

Von der alten Ufermauer wurde der Holzpfahlrost zur Kraftübertragung der Lasten aus der neuen Winkelstützmauer und der Vertikalkraft aus der Schrägpfahlverankerung herangezogen.

3.2 Östliche Vorhafenkaje der Kaiserschleuse

Baujahr: 1957; Baulänge: 365 m

Die Verstärkung wurde aus gleichen Gründen wie bei der westlichen Vorhafenkaje erforderlich, zumal auch die Hafensohle an diesem Ufer von −10,07 m NN auf −12,07 m NN vertieft wurde.

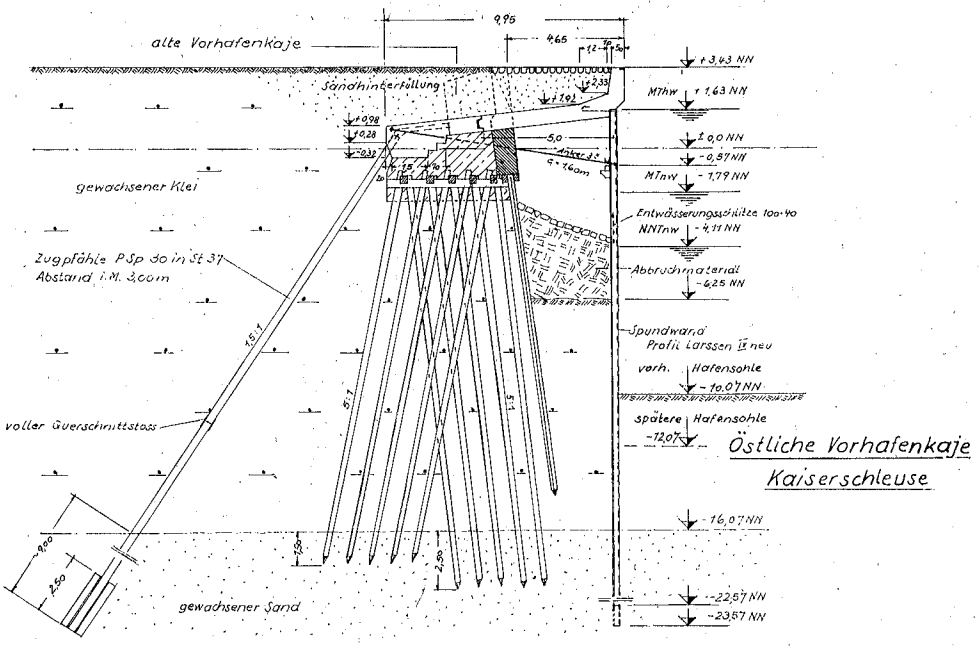


Bild 6
Östliche Vorhafenkaje Kaiserschleuse

Die vordere neue Stahlspundwand wurde lotrecht gestellt und auf diese Weise ein Vorbau der Kaikante um 4,65 m erzielt. Zur Aufnahme der erhöhten Ankerzüge und sonstigen Horizontalkräfte wurde erstmalig in Bremerhaven eine Schrägpfahlreihe mit angeschweißten Flügeln in der Neigung 1,5 : 1 verwendet. Da der Holzpfahlrost der alten Mauer sich in gutem Zustand befindet, war es möglich, sämtliche Vertikalkräfte einschließlich der Nutzlasten der Überschüttung und der Vertikalkomponenten dem Holzpfahlrost zu übertragen.

3.3 *Ufermauer am Nordende der Columbuskaje*

Baujahr: 1964; Baulänge: 320 m

An dieser Stelle des Weserufers am Übergang der Columbuskaje zur Nordschleuse hatte sich eine, die Einfahrt in die Nordschleuse für große Schiffe erschwerende Anlandung ergeben. Außerdem war man bemüht, die Schiffsliegelänge vor der Columbuskaje soweit irgendmöglich weiter zu vergrößern. Modellversuche hatten ergeben, daß die Verlängerung der vorhandenen Kaimauerflucht durch eine Spundwand die Strömungsverhältnisse hier wesentlich verbesserte. So bot es sich an — wie Bild 7 es im Prinzip zeigt — eine verholmte Stahlspundwand in gemischter Bauweise Peine/Krupp in dieser Kaimauerflucht herzustellen und auf einfachste Weise mit Stahlkabelankern an der zurückliegenden älteren Kaimauer zu verankern. Diese sehr langen Anker überwinden einen Abstand der alten von der neuen Flucht bis zu 40,5 m, eine Bauweise, die konstruktiv besonders einfach und wirtschaftlich überzeugend ist, da der eingespülte Sandboden aus Baggerungen hier so gut wie kostenlos zur Verfügung stand. Bemerkenswert ist die Wassertiefe vor der neuen Spundwand von −13,62 m unter Seekartennull. Die in den bindigen Untergrund (Lauenburger Ton) eingreifende Spundwand ist an ihrem Fuß

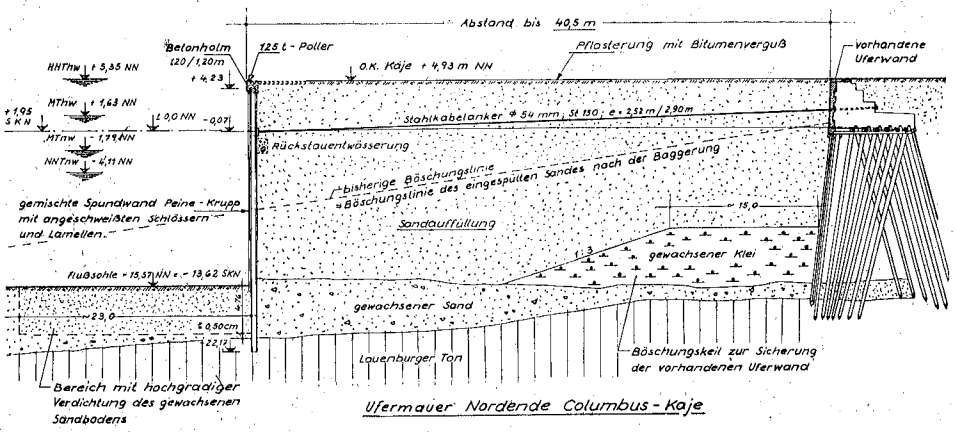


Bild 7
Ufermauer Nordende Columbus-Kaje

durch die künstliche Verdichtung des Sandbodens zwecks Erhöhung des Erdwiderstandes besonders gesichert.

Von den an zweiter Stelle genannten Ufereinfassungen im Dockenhafenbereich seien nachfolgend zwei Beispiele aus dem Fischereihafen und eins vom neugeschaffenen Erzhafen gebracht.

3.4 Spundwandkaje Kühlhaus, Fischereihafen

Baujahr: 1956; Baulänge: 156 m

Dieses ist ein typisches Beispiel für den Ausbau des erweiterten Fischereihafens Bremerhaven mit einer verankerten Spundwandkaje, die auf eine spätere Vertiefung im Hinblick auf die zu erwartenden größeren Fischereifahrzeuge um 1 m Rücksicht nimmt.

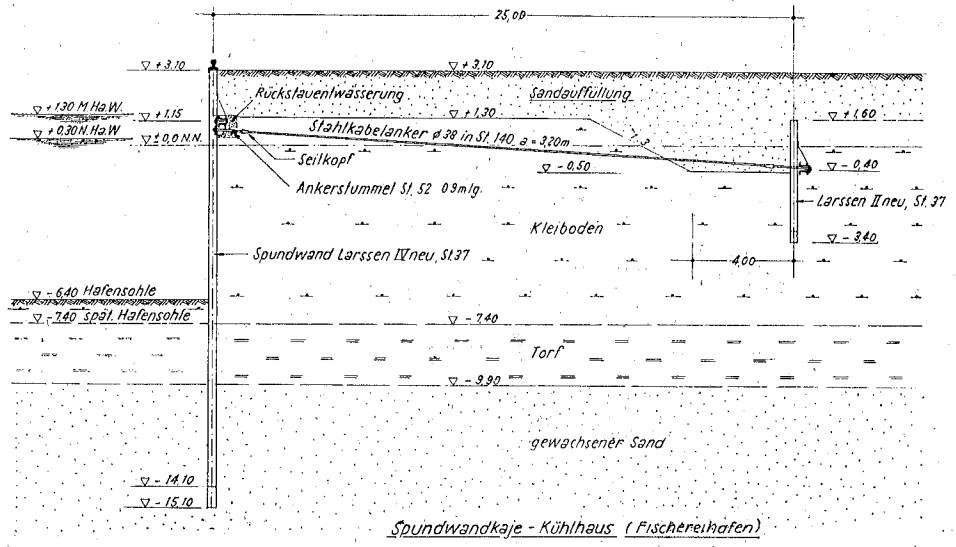


Bild 8
Spundwandkaje — Kühlhaus (Fischereihafen)

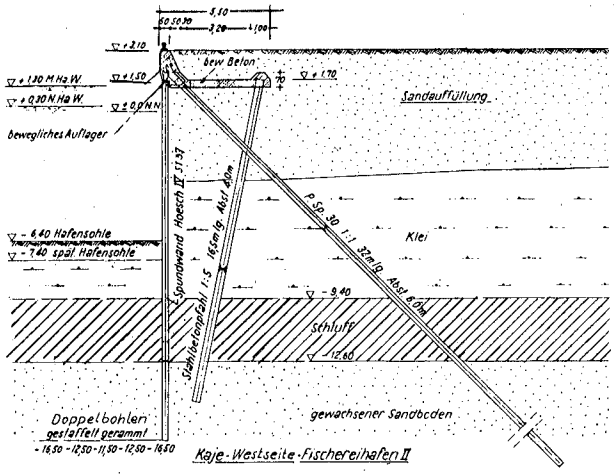


Bild 9
Kaje — Westseite — Fischereihafen II

3.5 *Kaje Westseit Fischereihafen II*

Baujahr: 1959; Baulänge: 216 m

Dieses unter den gleichen örtlichen Voraussetzungen wie das vorhergehende Beispiel entwickelte Uferbauwerk steht jedoch konstruktiv dazu im Gegensatz. Die den Geländesprung abschließende Spundwand ist mit einer Winkelstützmauer in Stahlbeton überbaut, deren Rostplatte am hinteren Ende von einer schräggerammten Stahlbetonpfahlreihe getragen wird. Die gesamten Horizontalkräfte gehen in die Ankerpfahlreihe, bestehend aus 1 : 1 gerammten 32 m langen Peiner Profilpfählen PSp 30. Dieses System ist ein beachtliches Beispiel für die neuste Entwicklung von Stahlbeton-Ufermäuern auf hohem Pfahlrost, wie sie sich unter anderem auch in Hamburg seit kurzem abgezeichnet hat und in Bremerhaven in der nachstehend betrachteten Kaje am Erzhafen-Überseehafen eine konsequente Weiterentwicklung in größerem Maßstabe gefunden hat.

3.6 *Kaje am Erzhafen — Überseehafen*

Baujahr: 1964; Baulänge: 320 m

Den Abschluß bildet wiederum eine schwere gemischte Spundwand Peine/Krupp, deren Horizontalkräfte unmittelbar durch den Stahlbetonholm auf die verankerte Schrägpfahlreihe 1 : 1 aus PSp 40 L in Längen von 36,5 m übertragen wird. Der Druckpfahl zur

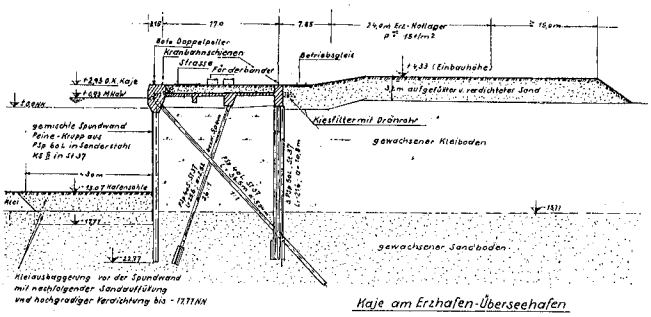


Abb. 10
Kaje am Erzhafen — Überseehafen

Abstützung der Rostplatte, die im übrigen durch Verkehrslasten in Anspruch genommen und entsprechend verstärkt wurde, ist hier als Peiner Flügelpfahl ausgebildet, wie gleichfalls die schweren Tragpfähle für den hinteren Kranbahnbalken, die als Kastenprofil aus 3 PSp 50 L mit angeschweißten Flügeln hergestellt sind. Auch hier besonders charakteristisch die hochgradig verdichtete Zone der Hafensohle, an deren Stelle der Kleiboden ausgekoffert und durch verdichtungsfähigen Sand 4,70 m tief in einer Breite von 30 m vor der Spundwand ersetzt wurde. Beachtlich ist auch unter der landseitig anschließenden Erz-Notlagerfläche der Einbau einer verdichteten Sandschicht von 3,20 m Stärke als Druckausgleich für die hohen Gewichte des zu lagernden Materials im Hinblick auf den im Untergrund befindlichen gewachsenen Kleiboden, der wegen seines hohen Porenvolumens nur begrenzt für Auslasten tragfähig sein dürfte.

4. Beispiele aus Hamburg

4.1 Allgemeines

Für die Kaimauern des Hamburger Hafens ist es charakteristisch, daß bereits vor mehr als 50 Jahren sich die Verstärkung mancher Uferstrecken als notwendig erwies. Die erforderliche Vergrößerung der Wassertiefe an wichtigen Kaistrecken des Stückgutumschlags in Anpassung an den zunehmenden Schiffstiefgang und die veränderte Querschnittsform ließen den bekannten und vor der Jahrhundertwende auch gut bewährten typischen Hamburger Kaimauer-Querschnitt nicht mehr als ausreichend erscheinen. Er wurde somit „überfordert", zumal auch die Erfassung der statischen Verhältnisse seinerzeit nicht den Erkenntnissen gerecht wurde, die man in letzter Zeit insbesondere auf Grund bodenmechanischer Forschungen anzuerkennen hat.

Es war daher schon in den zwanziger Jahren üblich geworden, nicht nur die älteren Kaimauern mit hinten liegender hölzerner Spundwand oder abdichtender Pfahlwand mit leichten Stahlspundwänden zu hinterrammen, um das Ausfließen von Sand und gefährliche Sackungen hinter dem massiven Kaimauer-Querschnitt zu verhindern. Man mußte sie auch auf weite Strecken durch Anker gegen ungewolltes Vorgehen sichern; denn die bis 1914 ausgeführten Mauern in der bekannten Hamburger Bauweise auf Holzpfahlrost waren aus den erwähnten Gründen überlastet und an vielen Stellen langsam aber stetig in Bewegung geraten. Wo die Verankerungen nicht als ausreichend erschien, wurden systematisch Verstärkungsbauten durchgeführt, von denen die exponierten Kaimauern am Kaiser-Wilhelm-Hafen (Auguste-Viktoria- u. Kronprinz-Kai) sowie am Versmannkai im Baaken-Hafen bekannt geworden sind. Diese Verstärkungsmaßnahmen wurden vor allem in den dreißiger Jahren unter möglichst schonender Behandlung des Hafenbetriebes abschnittsweise durchgeführt.

Die Hamburger Kaimauern und ihre Entwicklung allgemein und teilweise die durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen sind von Baudirektor Dr.-Ing. Förster ausführlich beschrieben worden in den Jahrbüchern der Hafenbautechnischen Gesellschaft Band 20/21, 1950/51, Seite 79 und Band 27 1964, Seite 118, sowie als Referat der 4. Internationalen Hafentagung Juni 1964 in Antwerpen unter Abteilung 1 „Die Hamburger Kaimauer als Typenbauwerk betrachtet". Der Hinweis auf diese Veröffentlichungen soll die Möglichkeit geben, die anschließende, nur stichwortartige Beschreibung einiger für Hamburg charakteristischer Neubau- und Verstärkungsmaßnahmen zu ergänzen.

In Fortsetzung der für Bremen und Bremerhaven behandelten Beispiele von Verstärkungsmaßnahmen oder auch von Neubauten, die ohne Anlehnung an vorhandene ältere Ufereinfassungen geschaffen worden sind, erscheint es zweckmäßig, in technischer Hinsicht 4 Gruppen zu unterscheiden, die jeweils andere Konstruktionselemente auf-

weisen. Durch die Beschreibung je eines älteren und eines neueren Beispiels in jeder Gruppe wird wiederum die Weiterentwicklung der speziellen Bauweise im Laufe der letzten 10 Jahre anschaulich gemacht.

4.2 Neue Kaimauern ohne konstruktive Anlehnung an ältere Bauteile
- 4.21 Grevenhofkai-West
- 4.22 Oswaldkai

4.3 Verankerte Kaimauern
- 4.31 Kaimauerverstärkung am Grenzkanal
- 4.32 Verstärkung Kaimauer Roßkai Vorschuppen 84

4.4 Kaiausbildung als Pierplatte vor älteren Mauern
- 4.41 Neubau Australiakai
- 4.42 Neubau Mönckebergkai vor Schuppen 76/77

4.5 Mit Stahlbetonüberbauten versehene, an Schrägpfählen verankerte Kaimauern
- 4.51 Verstärkung von Kaispeicher A am Schiffbauerhafen (Norderelbe)
- 4.52 Verstärkung des Petersenkai vor Schuppen 27
- 4.53 Kamerunkai (Brooktorkai) vor Schuppen 63

Diese 8 Beispiele werden hinsichtlich weiterer konstruktiver Entwicklungstendenzen betrachtet werden und an dem abschließend gezeigten 9. Beispiel der Seeschiffsmauer Kamerunkai mit Hinweis auf 2 Beispiele moderner Ufereinfassungen an binnenschiffstiefem Wasser in Hamburg die hier obwaltenden Einflüsse kennzeichnen.

4.2 Neue Kaimauern ohne konstruktive Anlehnung an ältere Bauteile

4.21 Grevenhofkai-West

Baujahr: 1951/52; Baulänge: 225 m

Auf tragender vorderer Spundwand (gemischtes Profil Peine/Krupp), mittlerer Tragpfahl- und hinterer Pfahlbockreihe in Stahl (Peiner Profil PSp 30 verstärkt) statisch unbestimmt gelagerte Stahlbetonwinkelstützmauer mit unterem Sporn im Tidebereich.

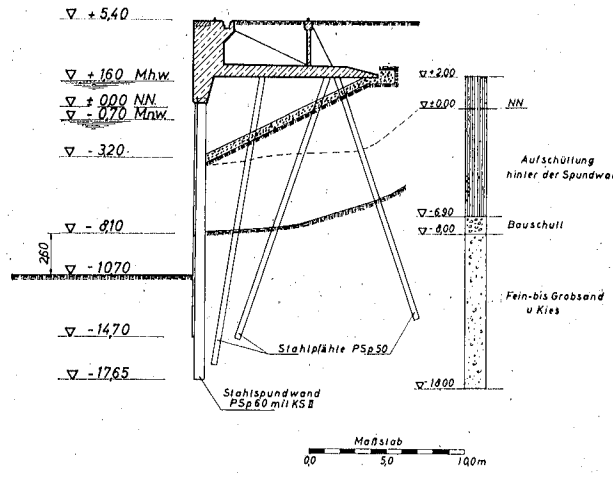


Bild 11
Grevenhofkai — West

Der Hohlraum unter der Rostplatte dient zur weiteren Verminderung der durch diese bereits weitgehend abgeschirmten Erdangriffskräfte. Stahlpfähle sind gewählt worden, weil in diesem Hafenbereich der Untergrund stark trümmerdurchsetzt vorgefunden wurde. Die Ausrüstung zeigt bereits die Portalkranspur mit 6 m Weite und aufgeständerten Kranschienenbalken, dem Schleifleitungskanal vorn, wo sich ebenfalls Doppelpoller, Steigeleitern, Schiffshalteringe und Streichpfähle in der Hamburger Anordnung befinden. Der Querschnitt konnte unabhängig von vorhandenen älteren Bauwerken entwickelt werden (mit Ausnahme der Trümmer im Untergrund).

Der Grevenhofkai wurde in den Jahren 1954 bis 56 zweifach fortgesetzt in aufgelöster Bauweise (Stahlbeton-Kastenquerschnitt), die in etwa dem anschließend behandelten typischen Beispiel 4.22 gleichkommt. Neben der konstruktiv notwendigen Erneuerung der Kaistrecke wurde durch diese Maßnahme eine Sohlenvertiefung von −6,10 m auf −8,70 m NN d. h. um 2½ m bewirkt.

4.22 Oswaldkai

Baujahr: 1955/56; Baulänge: 636 m

Aufgelöster Stahlbetonkastenquerschnitt im Überbau mit schräg nach unten geneigtem „Sporn", der statisch bestimmt auf vorderer tragender gemischer Spundwand Peine/Krupp und hinterer Stahlbeton-Bockpfahlreihe ruht. Der Hohlraum ist fortan für die Hamburger Kaimauerbauweise typisch. Eine große Zahl von Kaimauern, wie auch die vorliegende, besitzt in jedem Baublock unterhalb der Doppelpoller die sogenannte „Fenderschürze" zwecks Aufnahme von Schiffsdrücken anstelle der Streichpfähle mit in jeweils notwendiger Höhenlage vor der Mauer aufgehängtem Gummifender aus Autoreifen auf Rundholzkern. Sonstige Ausrüstung wie bei 4.21 benannt. Die durch diese Konstruktion erreichte Sohlenvertiefung in der Kaiflucht beträgt 185 m.

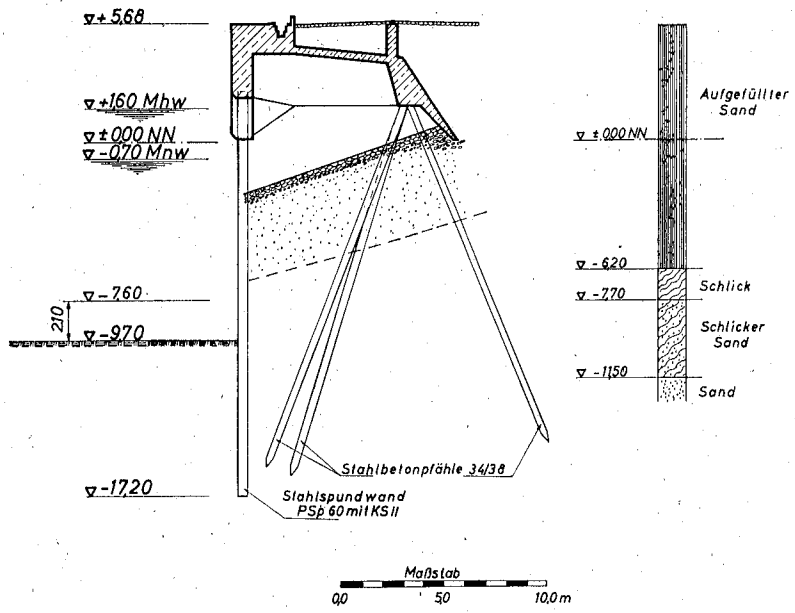


Bild 12
O'swaldkai

4.3 Verankerte Kaimauern

4.31 Kaimauerverstärkung am Grenzkanal

Baujahr: 1956; Baulänge 185 m

Hier bestand eine aus dem Jahre 1926 stammende ältere Kaimauer auf Stahlbetonpfählen für eine seinerzeit ausreichende Wassertiefe von −7,0 m NN, die in Anpassung an die hier abzufertigende größeren Seeschiffe vor einer privaten Kaianlage im Freihafen auf die erforderliche Sohlentiefe von −9,70 m NN, also um 2,70 m vertieft werden sollte. Ein Blick auf die Skizze zeigt, daß die vorhandene vordere Stahlbetonspundwand und die tragenden Pfähle viel zu kurz waren, um diese Vertiefung ohne Verstärkung für die Kaimauer auszuhalten. Man entschloß sich daher, die Vorderfront durch eine Stahlspundwand Profil Larssen IV neu und einen mit dem Altbau verzahnten Stahlbetonkopf zu verstärken und das ganze System durch vorgespannte Seilanker von 68 mm Durchmesser in St 140 an als gerammte Larssen-Wand ausgebildeten Ankerplatten zu verankern. Länge der Kaimauer 590 m, gegenseitiger Ankerabstand 10 m. Die Vorspannung wurde auf 200 t je Anker festgesetzt.

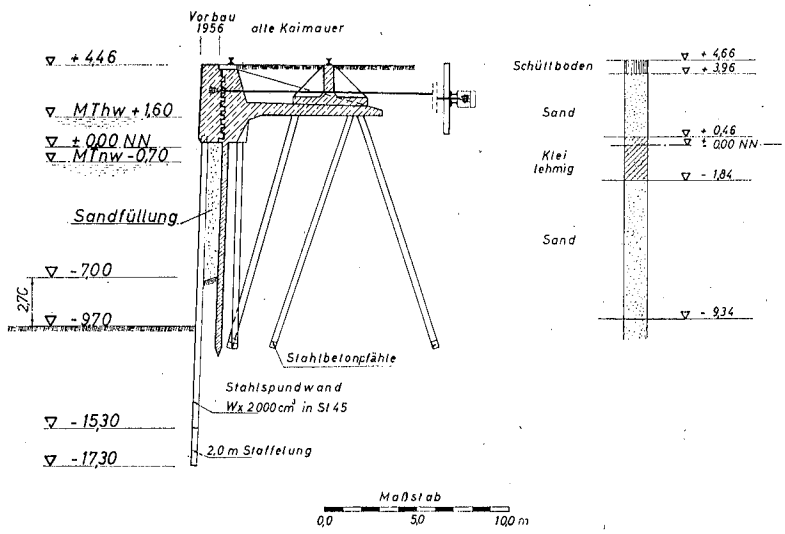


Bild 13
Kaimauerverstärkung am Grenzkanal

Der Zwischenraum zwischen alter Stahlbeton- und neuer Stahlspundwand wurde mit Sand ausgefüllt. Wie die Skizze zeigt, ist, um neuere Portalkräne mit 5,20 m Spurweite auf dem Kai verwenden zu können, die hintere Kranschiene nachträglich aufgebracht, Mithilfe einer lastverteilenden, breitfüßigen Konstruktion des Kranschienenträgers. Die wasserseitige Ausrüstung zeigt Reibehölzer im Bereich oberhalb des MTnw.

4.32 Verstärkung Kaimauer Roßkai vor Schuppen 84

Baujahr: 1960/61; Baulänge: 250 m

Sicherung einer jahrelang in Bewegung befindlichen Kaistrecke durch Davorrammen einer durch aufgeschweißte Lamellen verstärkten Stahlspundwand Hoesch IV unter

gleichzeitiger, an dieser Stelle besonders notwendig erscheinender Gewinnung einer um 2,70 m vergrößerten Sohlentiefe von −10,70 m NN.

Der alte Kaimauerkörper ist in vollem Umfang als Bestandteil der neuen konstruktiven Kombination erhalten geblieben und nur im oberen Teil durch den oberhalb Mittelhochwasser angeordneten Stahlbetonkopf mit der Spundwand alle 4,80 m gemeinsam verankert durch 28 m lange Stahlkabelanker, die in kreiszylindrisch geformten Ankerkörpern

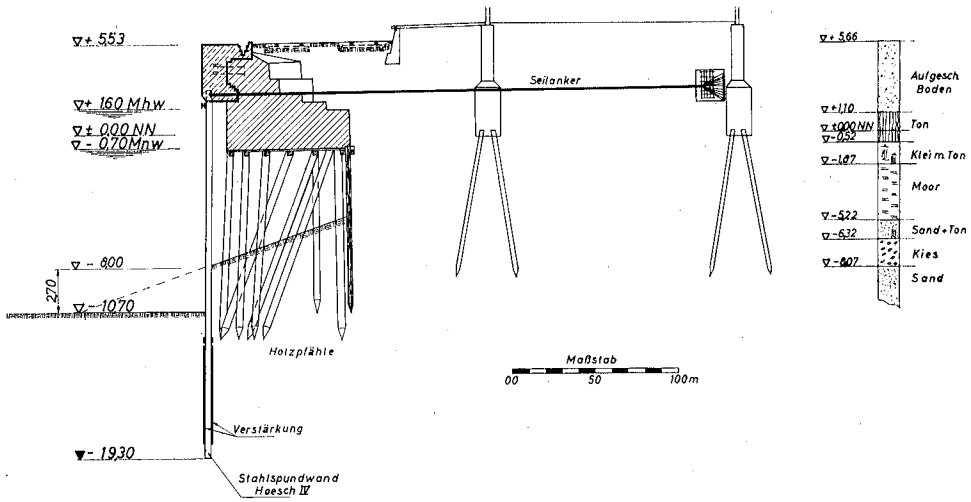


Bild 14
Verstärkung Kaimauer Roßkai vor Schuppen 84

im mittleren Kaischuppenbereich abgefangen werden. Wegen der hier vor allem zu erwartenden größeren Seeschiffe hat man auf Fenderschürzen verzichtet und zwecks Vermeidung von Tidearbeit bei der Herstellung des Stahlbetonkopfes die Betonunterkante auf + 2,0 m NN gelegt.

4.4 Kaiausbildung als Pierplatte vor älteren Mauern

4.41 Neubau Australiakai

Baujahr: 1953/54; Baulänge: 565 m

Der im Kriege stark angeschlagene und zum Teil völlig zerstörte Australiakai sollte erneuert werden, wobei sich aus planerischen Gründen ein Vorziehen der neuen vor die alte Kaimauerflucht um rd. 12,50 m als notwendig ergab. Streckenweise konnte die alte, durch Vorschütten von Sand zu sichernde Kaimauer als hinterer Abschluß und zur Auflagerung einer von Stahlbetonpfählen gestützten hochliegenden Pierplatte verwendet werden. Die vorhandene Stahlspundwand war dem geringeren Geländesprung entsprechend als Wellenprofil Krupp III bzw. V auszubilden. Die erreichte Vertiefung betrug 3,20 m. Die für Hamburg verhältnismäßig leicht erscheinende Konstruktion ist in jedem Block mit einer Fenderschürze ausgestattet, trägt die Krangleise und 2 bzw. 3 wasserseitige Eisenbahngleise vor der Rampe. Die Steifigkeit des Systems wird vor allem durch die in waagerechter Richtung als Scheibe ausgebildete Pierplatte gewährleistet, die auf der Störungsstrecke der Blöcke 2—5 im hinteren Teil anstelle der alten Kaimauer auf

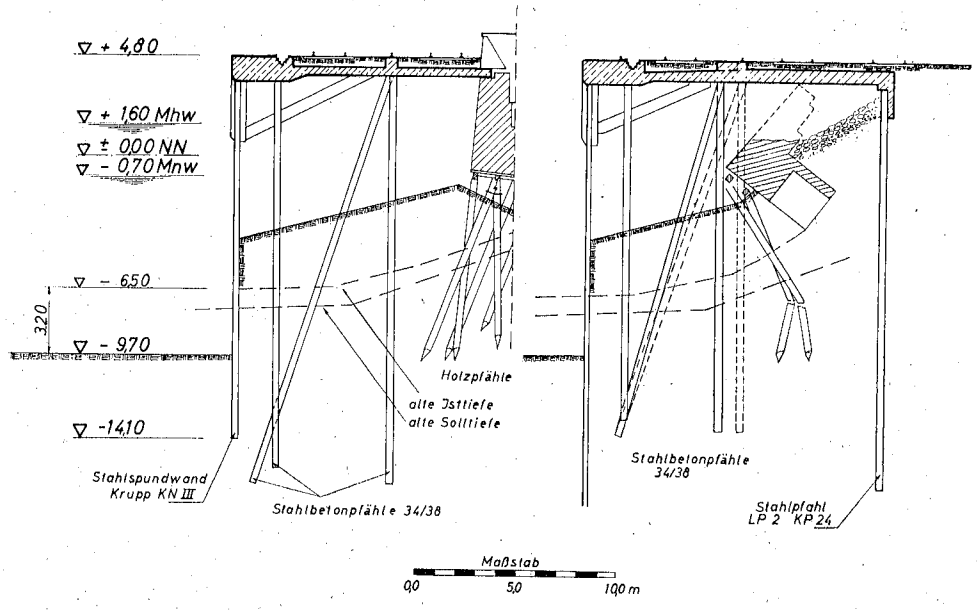


Bild 15
Neubau Australiakai

einer Stahlpfahlreihe von 20 m Länge alle 3 m gestützt werden mußte. Beachtlich ist auch hier der auf 2,30 m Tiefe bemessene Sporn zur Sicherung der Böschung unterhalb der Platte am landseitigen Ende.

4.42 Neubau Mönckebergkai vor Schuppen 76/77

Baujahr: 1958; Baulänge: 733 m

Der zwar veraltete, aber im ganzen intakte Kaimauerquerschnitt des Jahres 1901, der seinerzeit schon einmal verankert worden war, galt für die bisherige Wassertiefe von −8,24 m NN als einigermaßen ausreichend, mußte aber aus zwei Gründen einer Neugestaltung unterworfen werden. Die neue Hamburger Kaiaufteilung mit 3 wasserseitigen Gleisen ließ eine zweckmäßige Verwirklichung dieser Anordnung bei genügend breiter Schuppenrampe nicht mehr zu, so daß man sich bemühte, ein praktisch und wirtschaftlich günstig erscheinendes durch Vergleichsrechnung ermitteltes Vorbaumaß von i. M. 12,50 m konstruktiv zu überbrücken. Dies gelang nach Art einer im Vergleich zum Australiakai viel stärker ausgebildeten Pierplatte in Kastenform mit durchgehenden tragenden Wänden, sowohl wasserseitig über der Stahlspundwand (Larssen IV neu) wie landseitig zugleich als Kranbahnbalken ausgebildet über der Tragpfahlreihe in Spezialausführung. Diese Pfähle sind im Boden als Stahlpfähle K 24 im oberen Teil, als Stahlbeton, Querschnitt 34/38, hergestellt und durch eine sinnreiche, alle Kräfte und Momente übertragende Verbindungskonstruktion gestoßen, da man im Wasserbereich ein Korrodieren von reinen Stahlpfählen befürchtete. Die schwache Spreizung ist aus Gründen der besseren Druckübertragung in den Untergrund gewählt; sie hat nicht etwa eine Bockwirkung auszuüben, da sämtliche Horizontalkräfte der alten Kaimauer und des neuen Baukörpers durch Stahlseilanker ϕ 54 in 26 m Länge und i. M. 5,0 m Abstand an Stahlbetonankerplatten 2 × 2 m mit Vorspannung auf rd. 50 t aufgenommen werden. Die bemerkenswerte

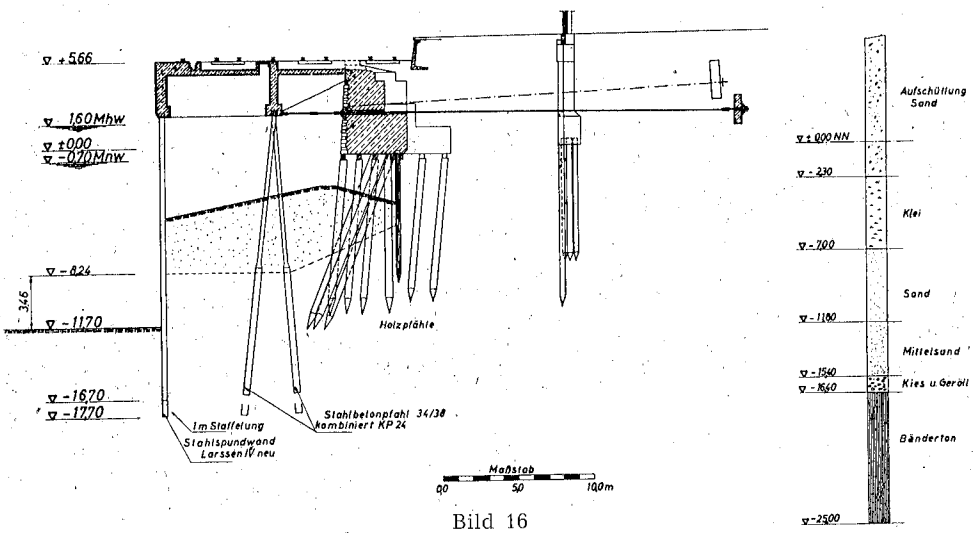


Bild 16
Neubau Mönckebergkai vor Schuppen 76/77

Neukonstruktion hatte das Ziel, an dieser modernsten Stückgut-Kaistrecke des Hamburger Hafens eine künftige Sohlentiefe von −11,70 m für die größten Frachtschiffe dieser Verkehrssparte möglich zu machen. Die erreichte Vertiefung an dieser Stelle beträgt also rd. 3,50 m.

4.5 Mit Stahlbetonüberbauten versehene, an Schrägpfählen verankerte Kaimauern

4.51 Verstärkung vor Kaispeicher A am Schiffbauerhafen (Norderelbe)

1. Bauabschnitt = 126,5 m; Baujahr: 1962

An der Südfront des im Wiederaufbau befindlichen, für Seeschiffe zugänglichen Kaispeichers A am Kaiserhöft war künftig eine Sohlentiefe von −9,70 m NN herzustellen, wozu die alte, auf Senkbrunnen gegründete, aus Gewölben bestehende gemauerte Ufer-

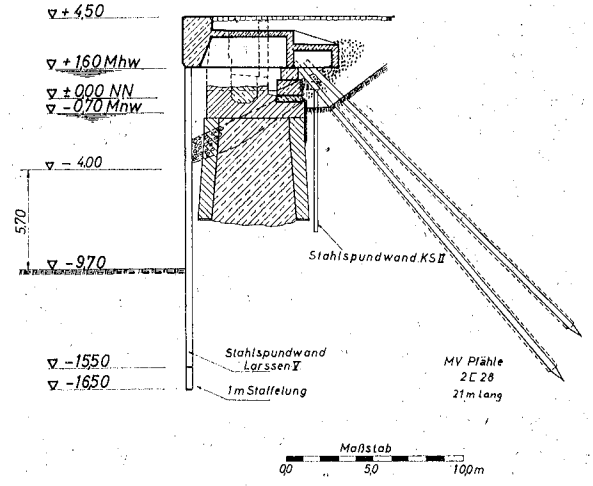


Bild 17
Verstärkung vor Kaispeicher A am Schiffbauerhafen

einfassung mit nur rd. 4 m Wassertiefe nicht ausreichte. Wie der Querschnitt zeigt, hatte man eine Stahlspundwand Larssen V mit Stahlbeton-Holm und Überbau in Kastenbauweise verwendet und diese Konstruktion landseitig auf die Brunnen gesetzt, die als Gründungselemente in gutem Baugrund dafür ausreichend erschienen. Die Horizontalkräfte mußten allerdings zusätzlich von Schrägpfählen in Spezialbauart (sog. MV-Pfählen) von je 21 m Länge aufgenommen werden. Dazu war eine bereits vorhandene Stahlspundwand hinter den schon beschädigten Mauerteilen zwischen den Brunnen zur Aufnahme des Erdangriffs im unteren Bereich geeignet. Das Beispiel zeigt eine moderne Seeschiffsmauer als besonders wirtschaftliches Beispiel einer für Hamburg typischen Modernisierung.

4.52 Verstärkung des Petersenkai vor Schuppen 27

Baujahr: 1963/64; Länge: 290 m

In Abwandlung der Beispiels 4.51 wurde hier die an sich für geringere Wassertiefe −5,60 m noch intakte Kaimauer auf Holzpfahlrost mitverwendet und durch Verzahnung in das statische System des tragenden Stahlbetonüberbaues auf vorderer Spundwand Hoesch IV und hinterer Stahlbetonpfahlreihe 34/38 einbezogen. Die Horizontalkräfte werden wiederum durch MV-Pfähle, die hier nur 16,50 m lang zu sein brauchen (günstige Kraftübertragung im Mittelsand) äußerst wirtschaftlich aufgenommen. Pfahlabstand 4,30 m entsprechend der Kastenbreite des Stahlbetonüberbaues, woraus sich die relativ schwache Ausbildung der hinteren Kastenwand mit 2 m Konstruktionshöhe ergeben hatte. Diese Höhe wurde auch hafenbaulich für vertretbar gehalten, zumal die Erfahrung der Schifffahrt in neuerer Zeit eine relativ hohe Lage der Gummifender oberhalb + 2,0 m NN ermöglichten, wodurch die in früheren Jahren angeordneten Fenderschürzen hier entbehrlich erschienen. Denkt man sich in diesem Beispiel den Rest der alten Kaimauer mit ihrem Holzpfahlrost fort, so verbleibt ein Querschnitt, wie er in letzter Zeit konstruktiv als Optimum für den Durchschnitt der Hamburger Bodenverhältnisse im Hafen anzusehen ist.

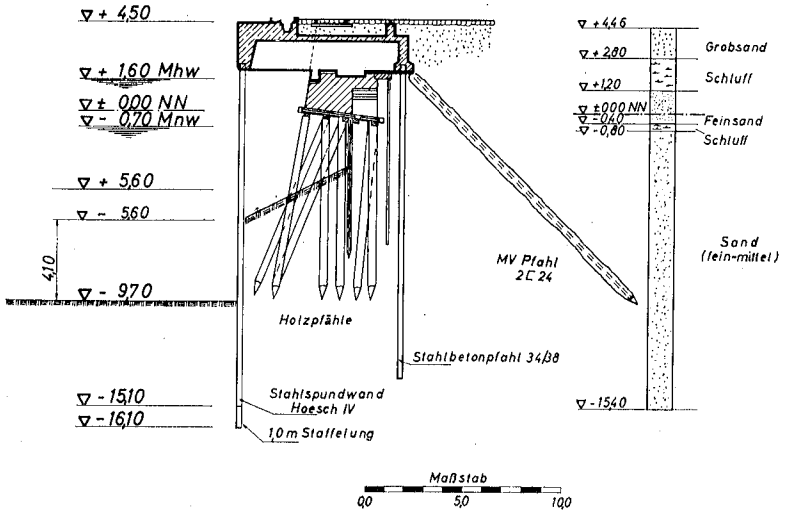


Bild 18
Verstärkung des Petersenkai vor Schuppen 27

Als zusätzliches Beispiel sei daher der Kamerunkai (Brooktorkai) vor Schuppen 63 genannt.

4.53 Kamerunkai (Brooktorkai) vor Schuppen 63

Baujahr 1962/64, Baulänge: 361 m

In der Abbildung ist die alte vorhandene hölzerne Vorsetze an dieser Stelle zwar noch enthalten, wirkt aber praktisch im System nicht mehr mit. Als Variante im Vergleich zu den bisherigen Beispielen ist die vorhandene tragende Spundwand als Larssen-Profil in Winkelform W 32 ausgeführt worden. Die Technologie des Stahlbetons hatte sich inzwischen so weit vervollkommnet, daß man in manchen Fällen den rd. 10 Jahre streng gemiedenen Tidebau wieder zuließ, so daß in dem Beispiel Kamerunkai die Unterkante des Stahlbetonüberbaues auf + 1,0 m NN zwar im Tidebereich liegt, aber nur kurze Zeit bei Hochwasser überflutet wird, so daß mit Hilfe zweckmäßiger Schalung und schneller Betonierfolge nachteilige Einflüsse aus diesem Tidebau auf die Qualität der Kaimauer vermieden werden konnten.

Der Querschnitt ist insofern bemerkenswert, als in geringer Abwandlung ein Hamburger Beispiel am binnenschiffstiefen Wasser (Brooktorkai) einen weiteren Schritt zur konstruktiven Vereinfachung bildet, die bei Bremerhaven bereits erkennbar war. Der Schrägpfahl greift nicht mehr an der hinteren Wand des Kastens im Lotpfahlbereich an, sondern ist sogleich neben der Spundwand mit seinem Kopf im vorderen holmartigen Abschluß des Uferbauwerkes geschlagen.

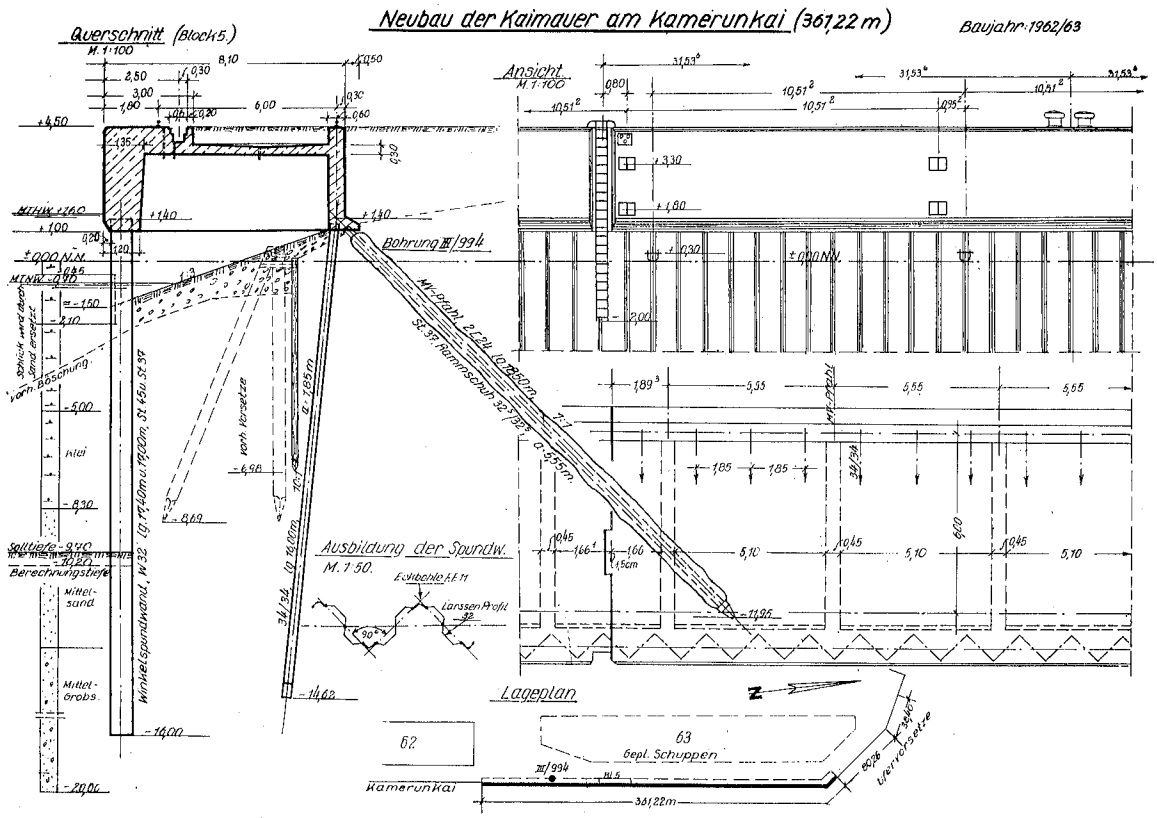


Bild 19
Neubau der Kaimauer am Kamerunkai