PIANC•AIPCN Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen



25. Internationaler Schifffahrtskongress



Edinburgh / Großbritannien (Mai 1981) Deutsche Beiträge

Abteilung I – Binnenschiffahrt

Thema 1

Neue Mittel zum Schutz der Ufer und der Sohle von Wasserstraßen gegen den Angriff von Strömungen und Wellen einschließlich der von Schiffen verursachten Wellen. Berichterstatter:

Dipl.-Ing. Werner Berger, Ministerialrat a.D., Alfter-Gielsdorf (†)
Dr.-Ing. Karl Felkel, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. Martin Hager, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium, Bonn
Dipl.-Ing. Horst Oebius, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau, Berlin
Dr.-Ing. Erich Schäle, Versuchsanstalt für Binnenschiffsbau e.V., Duisburg

Zusammenfassung

In den Deutschen Berichten zu den Internationalen Schiffahrtskongressen 1965 in Stockholm (Thema I/4), 1969 in Paris (Themen I/5 und I/6) und 1977 in Leningrad (Themen I/3 und I/4) ist aus der Sicht der damaligen Entwicklung in der Bundesrepublik Deutschland sowohl über die Ursachen der Beanspruchungen von Ufer und Sohle der Binnenwasserstraßen als auch über die notwendigen Mittel und Methoden zu ihrem Schutz berichtet worden. Inzwischen sind weitere neue Erkenntnisse auf Grund von Erfahrungen in der Praxis, theoretischen Untersuchungen sowie Versuchen am Modell und in der Natur gewonnen worden.

Theoretische Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl

Wegen der Vielzahl variabler Einflußgrößen des Verbundsystems Schiff und Propeller werden durch sinnvolle Vereinfachungen lösbare Bedingungen zur Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl geschaffen: Standversuch, freifahrender Propeller sowie ein seitlich und tiefenmäßig unbeschränktes Kontinuum für das Abstrahlfeld. Für die Vorgänge im Propellerstrahl wird der bekannte Freistrahl herangezogen, womit es möglich ist, neue Ansätze für die Geschwindigkeitsverteilung $\mathbf{u}_{\mathbf{X},\mathbf{r}}$ in der Kernzone und in der Diffusionszone des Propellerstrahls zu entwickeln. Die in den Ansätzen erscheinenden Konstanten wurden durch Versuche ermittelt.

Propellerumströmung in Wechselwirkung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes auf Binnenwasserstraßen

Da die Strömungsvorgänge am fahrenden Schiff im Bereich des Hecks derzeit mathematisch kaum erfaßt werden können, sind hierüber Versuche im Main-Donau-Kanal durchgeführt worden, deren Ergebnisse quantitativ und qualitativ den dreidimensionalen Charakter der Schiffs- und Propellerumströmung erkennen lassen. Weitgehend quantifizierte Aussagen werden für die Verdrängungsströmung, den Propellerstrahl, die Aus-

bildung einer Störfront mitströmenden Wassers, die an der Wasseroberfläche erscheinende Heckwelle und die auf Böschung und Sohle wirkenden dynamischen Kräfte gemacht.

Uferschutz

Die an die Binnenwasserstraßen gestellten, mit der Verkehrsentwicklung wachsenden Anforderungen haben die Entwicklung vom losen zum gebundenen Deckwerk bewirkt. In der Bundesrepublik überwiegen bei den natürlichen Wasserstraßen die losen, bei den Kanälen dagegen die gebundenen Deckwerke. Es bestehen aber Tendenzen, für alle Wasserstraßenverhältnisse gleichartige Konstruktionsprinzipien zu finden. Im einzelnen werden die Anforderungen für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Deckwerks, die mit der Steingröße korrespondierende Schichtdicke, die verschiedenen Steinverklammerungen, den Nachweis der Verklammerungswirkung und die Methoden zur Gewährleistung der Standsicherheit aufgezeigt. Daneben wird auch die Frage der Wirtschaftlichkeit hinsichtlich der Investitions- und der Unterhaltungskosten besonders erläutert.

Die Geschiebezugabe als Mittel zur Verhütung der Sohlenerosion des Rheins

Um am Rhein die gegenwärtigen Schiffahrtsverhältnisse aufrechtzuerhalten, ist es notwendig, ein Gleichgewicht zwischen Abfluß und Geschiebehaushalt herzustellen. Deshalb werden in der Bundesrepublik Untersuchungen der Abfluß- und Geschiebeverhältnisse des Rheins durchgeführt, deren Ziel es ist, hierfür geeignete wasserbautechnische Maßnahmen zu ermitteln. Besonders kritisch sind die Verhältnisse am Oberrhein, weil dort durch den Staustufenausbau der natürliche Geschiebetransport unterbunden wird und sich unterhalb der jeweils untersten Staustufe eine starke Sohlenerosion ausbildet, der bisher nur durch Fortsetzung des Staustufenbaus begegnet werden konnte.

Da die Sohlenhöhe dann stabil bleibt, wenn in einem betrachteten Stromabschnitt die gleiche Geschiebemenge eintreibt, ihn durchwandert und nach unterstrom wieder verläßt, hat die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe vorgeschlagen, zur Verhinderung der Sohlenerosion dem Strom das fehlende Geschiebe in der gleichen Qualität am Ort der Entstehung der Erosion zuzugeben.

Zur Beurteilung und zur Erprobung der neuen Methode wurden unterhalb der Oberrhein-Staustufen Gambsheim (1975) und Iffezheim (seit 1978) großangelegte Naturversuche mit Geschiebezugabe durchgeführt. Das dem Sohlenmaterial des Rheins entsprechende Kiesgemisch wird von talwärts fahrenden Klappschuten teppichförmig in Schichten auf die erodierte Rheinsohle aufgebracht. Der erste Naturversuch, bei dem 92 000 m³ verklappt wurden, mußte wegen des Baufortschritts in Iffezheim abgebrochen werden. Der zweite Naturversuch begann im April 1978 und wird auch jetzt noch weiter fortgesetzt. 158 000 m³ wurden 1978 und 166 000 m³ 1979 eingebaut. Es zeigte sich, daß die Geschiebezugabe auch bei einem großen Hochwasser keine Schwierigkeiten bereitet. Die umfangreichen theoretischen und praktischen Untersuchungen und die Naturversuche haben bewiesen, daß eine Zugabe von Geschiebe in der Erosionsstrecke sehr gut geeignet ist, das Fortschreiten der Erosion zu verhindern, die Wasserspiegellagen bei niedrigen Abflüssen zu erhalten und ein Gleichgewicht im Abflußregime herzustellen, ohne daß die Schiffahrt beeinträchtigt wird. Diese von der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes entwickelte Methode zur Verhinderung der Sohlenerosion des Oberrheins hat sich schon sehr gut bewährt.

1. Einführung

Parallel laufend mit der umwälzenden Entwicklung der Binnenschiffahrt in den vergangenen drei Jahrzehnten — Übergang von Schleppzügen zu Motorgüterschiffen und Schubverbänden sowie Vergrößerung der Abmessungen und Antriebsleistungen — sind nach sorgfältigen Untersuchungen in der Bundesrepublik Deutschland neue Mittel und Methoden zum Schutz der Ufer und der Sohle von Binnenwasserstraßen entwickelt worden, um den verstärkten Angriffen durch die Wirkungen, von Wasser und Schiffahrt besser begegnen zu können. Dabei wurde nicht nur den Ursachen der Beanspruchung von Ufer und Sohle nachgegangen, sondern auch untersucht, wie die notwendigen Schutzmaßnahmen dauerhaft bei möglichst geringem Unterhaltungsaufwand gestaltet werden können. Über die gewonnenen Erkenntnisse bei den Untersuchungen in Theorie und Praxis, am Modell oder in der Natur wurde bereits in den deutschen Berichten zu früheren Internationalen Schiffahrtskongressen ausführlich berichtet:

- 1965 in Stockholm, Thema I/4,
- 1969 in Paris, Themen I/5 und I/6 und
- 1977 in Leningrad, Themen I/3 und I/4.

Die in diesen Berichten mitgeteilten Ergebnisse und Beispiele für die Anwendung in der Praxis stellten allerdings noch keinen Endstand dar, denn im Wasserbau ist in vielen Fällen eine langjährige Erprobung und Bewährung der als zweckmäßig erkannten Methoden unerläßlich. Auch ist es notwendig, die wissenschaftlichen Untersuchungen weiterzuführen, um die vielschichtige Problematik der Wasserbewegung in Wasserstraßen und ihre Auswirkungen besser erfassen zu können.

So haben sich die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin und die Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V. in Duisburg weiter eingehend mit den von fahrenden Schiffen verursachten Strömungen befaßt. Dabei ist es gelungen, einen neuen Ansatz zur theoretischen Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl zu entwickeln. Außerdem sind auf experimentellem Wege, d.h. im Naturversuch, die Wechselwirkung der Propellerumströmung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes in einem Abschnitt des Main-Donau-Kanals ermittelt worden. Damit wurden neue Erkenntnisse gewonnen, die für Ausbau und Unterhaltung der Binnenwasserstraßen von Bedeutung sind.

Verschiedene neue sowie alte, aber verbesserte Methoden zum Schutz der Ufer sind in den letzten 20 Jahren sowohl beim Ausbau als auch bei der Unterhaltung der Wasserstraßen angewendet worden. Seitdem über die wichtigsten dieser Methoden bei den Internationalen Schiffahrtskongressen berichtet worden ist, haben sich einige Deckwerke als besonders gut für den Uferschutz geeignet erwiesen. Deshalb wird in diesem Bericht das Ergebnis einer langjährigen Erprobung und Bewährung mitgeteilt.

In der Bundesrepublik Deutschland ist der Rhein die bedeutendste Binnenwasserstraße und zugleich das Rückgrat der Binnenschiffahrt Westeuropas. Um die gegenwärtigen Schiffahrtsverhältnisse zu erhalten und – wenn möglich – in bestimmten Stromabschnitten noch zu verbessern, muß vordringlich ein besonders schwieriges Problem gelöst werden, nämlich ein stabiles Abflußregime zu erreichen. Aus seiner geographischen Lage und Enwicklungsgeschichte heraus ergibt sich, daß der Rhein – auch ohne die mannigfaltigen Eingriffe in sein Abflußregime und das seiner Nebenflüsse – sich nicht

in einem Gleichgewichtszustand, sondern in einem Zustand ganz langsamer Eintiefung durch Erosion befindet, der vor Jahrtausenden begonnen hat und noch zu keinem Stillstand gekommen ist. Die menschlichen Eingriffe haben eine deutlich spürbare Beschleunigung der Erosion bewirkt und das natürliche Abhängigkeitsverhältnis zwischen Abfluß und Geschiebeführung empfindlich gestört. Als Folge hat sich am Oberrhein unterhalb des mit Staustufen ausgebauten Abschnitts eine starke Sohlenerosion ausgebildet, die in wenigen Jahren die Schiffahrt unmöglich gemacht hätte, wenn nicht der Staustufenbau nach unterstrom fortgesetzt worden wäre. Neben diesem akuten Problem am Oberrhein oberhalb von Karlsruhe ist aber auch in anderen Stromabschnitten eine ständige Veränderung der Höhenlage der Rheinsohle zu beobachten. Deshalb sind Untersuchungen der Abfluß- und Geschiebeverhältnisse für den gesamten Rhein in der Bundesrepublik in die Wege geleitet worden, deren Ziel es ist, die notwendigen wasserbautechnischen Maßnahmen zu finden, mit denen ein Gleichgewicht zwischen Abfluß und Geschiebehaushalt hergestellt, d.h. die Stromsohle stabilisiert werden kann.

Für den kritischen Stromabschnitt am Oberrhein hat sich bisher ergeben, daß eine Sohlenpanzerung keine Maßnahme darstellt, mit welcher die unterhalb der letzten Staustufe auftretenden Probleme ohne eine unzulässige Beeinträchtigung der Schiffahrt gelöst werden können. Auch Grundschwellen in Verbindung mit einer Sohlenpanzerung werden voraussichtlich keine wirtschaftlich vertretbare Lösung bilden.

Auf der Grundlage einer Ideenstudie der Bundesanstalt für Wasserbau konnte jedoch eine völlig neue Methode zur Lösung dieses Problems der Sohlenerosion am Oberrhein gefunden werden. Die umfangreichen theoretischen und praktischen Untersuchungen haben gezeigt, daß eine Zugabe von Geschiebe in der Erosionsstrecke sehr gut geeignet ist, das Fortschreiten der Erosion zu verhindern, die Wasserspiegellagen bei niedrigen Abflüssen zu erhalten und ein Gleichgewicht im Abflußregime herzustellen, ohne daß dabei die Schiffahrt beeinträchtigt wird. Diese von der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes entwickelte Methode, die seit 1975 in Naturversuchen erprobt wird, hat sich bereits sehr gut bewährt und wird in diesem Bericht im einzelnen beschrieben.

Von Schiffen verursachte Strömungen

2.1 Theoretische Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl

2.1.1 Vereinfachende Annahmen

Bei der Unterhaltung der Fahrwasser ist die künstlich erzeugte Sohlenerosion z.B. durch den Schiffspropeller seit dessen Einführung als Antriebsorgan Gegenstand regen Interesses gewesen und hat gerade in jüngster Zeit nach Veröffentlichung erster brauchbarer Ansätze zur Abschätzung des Propellereinflusses wieder besondere Bedeutung gewonnen. Wichtigste Voraussetzung für die theoretische Beschreibung der Beschädigungen an Gewässersohlen, Böschungen und Bauwerken durch die Wirkung des Schiffspropellers ist die mathematische Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Schraubenstrahl als Träger der für einen möglichen Sohlenangriff erforderlichen kinetischen Energie. Auf Grund der Erfahrungen im Schiffbau ist eine universelle mathematische Beschreibung der hydromechanischen Vorgänge im Abstrahlfeld eines Propellers unter praxisnahen Bedingungen wegen der Vielzahl konstruktionsbedingter variabler Einfluß-

größen des Verbundsystems Schiff und Propeller wie Fortschrittsgeschwindigkeit, Hinterschiffsform, Ruderform und -lage zum Propeller usw. nicht möglich. Es ist daher notwendig, durch sinnvolle Vereinfachungen des Systems lösbare Bedingungen zu schaffen.

Ein wichtiges Kriterium für den Einfluß von Propellern auf bewegliche Begrenzungen ist die Einwirkdauer. Da der Schraubenstrahl örtlich nur sehr begrenzt wirkt, sind die Einflußmerkmale umso ausgeprägter, je länger der Einfluß dauert. In der Tat sind die Beschädigungen überall dort am größten, wo das Schiff anfährt, z.B. an Kaianlagen, in Hafenbecken, an Wendestellen, in Schleusenvorhäfen und an Weichen. Im Rahmen dieser Betrachtung wird daher der Standversuch gewählt $(u_p = 0)$.

Da sich der Propeller in diesem speziellen Fall die Betriebswassermenge selbst heranholen muß, kann als Zuströmung zum Propeller von einer Potentialsenke ausgegangen werden, die in nahezu allen praktischen Fällen jedoch durch die Hinterschiffsform und die Lage des Propellers im Gesamtsystem beeinflußt wird. Wie groß diese Strömung ist und welche Auswirkungen sie auf das Abstrahlfeld der Schraube hat, ist noch weitgehend unerforscht. Aus diesem Grunde wird als zweites Kriterium der freifahrende Propeller eingeführt, der die Basiswerte für einen späteren Vergleich mit Meßergebnissen beim Gesamtsystem Schiff und Propeller liefern soll.

Als dritte Vereinfachung wird zunächst angenommen, daß sich das Abstrahlfeld in einem seitlich und tiefenmäßig unbeschränkten Kontinuum befindet, um auch für diesen Bereich universell gültige Ausgangsdaten zu erhalten und einen Vergleich mit später einzuführenden Beschränkungen zu ermöglichen.

2.1.2 Vorstellung eines neuen Ansatzes

Bei der Verfolgung eines neuen Weges zur theoretischen Beschreibung der hydromechanischen Vorgänge im Schraubenstrahl sind zwei Erfahrungen von eminenter Bedeutung, und zwar

- die ausgezeichnete Übereinstimmung der für den Aufpunkt eines beliebigen freifahrenden Propellers theoretisch ermittelten induzierten Geschwindigkeiten mit zu diesem Ort extrapolierten gemessenen Abstrahlgeschwindigkeiten und
- die große äußere Ähnlichkeit des Schraubenstrahls mit dem mathematisch gut erfaßten rotationssymmetrischen Tauchstrahl. Letzterer ist als unter Wasser aus einer Düse austretender Freistrahl zu verstehen, dessen Hauptmerkmal gegenüber dem Propellerstrahl die interne Wirbel- und Drallfreiheit ist.

Es liegt daher nahe, als Gedankenmodell für die physikalische Analyse der Vorgänge im Propellerstrahl den bekannten Freistrahl heranzuziehen.

A priori und prinzipiell ist nicht einzusehen, dass die für den Freistrahl geltend gemachten Bedingungen beim Propellerstrahl nicht Anwendung finden sollten, von systemgebundenen Unterschieden natürlich abgesehen. Diese Unterschiede sind in erster Linie die

endliche Zahl von Einzelimpulsen, die allerdings von der Umdrehungs- und Flügelzahl abhängig sind, der von der Belastung des Propellers abhängige, aufgezwungene Drall, die Naben-(Wirbel-)Zone und das Auftreten radialer Geschwindigkeiten. Letzteres deutet auch auf eine raschere Strahlauflösung als beim Freistrahl hin.

Wie beim Freistrahl lassen sich auch hier grundsätzlich zwei Bereiche in Achsrichtung festlegen:

- 1. eine Kernzone von x = 0 bis $x = x_0$ mit konstanter Zentralgeschwindigkeit und 2. eine Diffusionszone $x > x_0$ mit abnehmender Geschwindigkeit in der "Strahlachse" (Abb. 1).

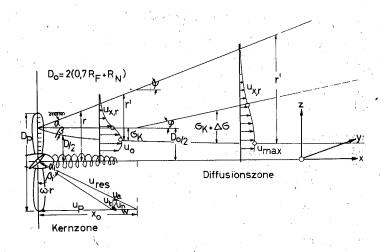


Abb. 1: Schematische Darstellung der Geometrie des Propellerstrahls

In Anlehnung an die Freistrahlgeometrie lassen sich dann für die Kernzone der Ansatz

$$u_{x,r} = u_0 \cdot \exp{-\frac{1}{2} \left(\frac{r - \frac{1}{2}D_{(x)}}{\frac{1}{2}(D_0 - D_{(x)})} \right)^2}$$
 (1)

und für die Diffusionszone der Ansatz

$$u_{x,r} = u_{\text{max}} \cdot \exp{-\frac{1}{2} \left(\frac{r - \frac{1}{2}D(x)}{\sigma_K + \Delta \sigma} \right)^2}$$
 (2)

definieren,

Im Auftrage der Deutschen Forschungsgemeinschaft wurden daher Versuche mit acht im Kontinuum im Standschub freifahrenden Propellern unterschiedlicher Kenndaten durchgeführt, mit deren Hilfe sich die in den beiden Ansätzen erscheinenden Konstanten ermitteln ließen. Der Ausbreitungswinkel des ungestörten Strahls ergab sich dabei zu

$$tg \alpha = \frac{r - \frac{1}{2}D_0}{x} ; \alpha = 18,78^{\circ},$$
 (3)

der geometrische Ort der Wendepunkte σ betrug in der Kernzone

$$\sigma_{K} = \frac{1}{2} (D_{O} - D) \tag{4}$$

mit

$$D_{o} = 2(0.67 \cdot R_{Flügel} - R_{Nabe})$$
 (5)

des Propellers und

$$D = 0.6 \cdot D_{0} \cdot (\frac{x}{D_{0}})^{-0.3}$$
 (6)

sowie in der Diffusionszone

$$\sigma_{\rm D} = \sigma_{\rm K} + \Delta \sigma \tag{7}$$

$$\frac{\Delta\sigma}{(x-x_0)} = tg \gamma ; \gamma = 5,53^{\circ}$$
 (8)

$$\sigma_{D} = \frac{1}{2}D_{O} - 0.6 \cdot D_{O}(\frac{x}{D_{O}}) + 0.0984(x - x_{O}).$$

Für die Abnahme der Zentralgeschwindigkeit u_{max} wurde

$$u_{\text{max}} = 1.5 \cdot u_{0} \cdot (\frac{x}{D})^{-0.6}$$
 (9)

gefunden und für die Kernzonenlänge

$$x_{o} = 2 \cdot D_{o} \tag{10}$$

Die noch verbleibende Konstante \mathbf{u}_0 muß entweder im Einzelfall meßtechnisch bestimmt oder nach bekannten Ansätzen aus dem Schiffbau berechnet werden. Letzeres kann überschläglich nach

$$u_o = 1.6 \cdot n_p \cdot p_o \sqrt{K_T (prop)}$$
 (11)

(mit $K_{T(prop)}$ aus entsprechenden Diagrammen) erfolgen oder genauer nach den Ansätzen von Lerbs und Isay.

Nach Ermittlung der Kenngrößen des Propellerstrahls lassen sich nun die in den Gleichungen (1) und (2) definierten Ansätze für die Geschwindigkeitsverteilung in der Kern- und der Diffusionszone näher spezifizieren und einer bequemen Lösungsmöglichkeit zuführen.

In der Kernzone folgt die Geschwindigkeitsverteilung $\mathbf{u}_{\mathbf{x},\mathbf{r}}$ dem Gesetz

$$u_{x,r} = u_{o} \cdot \exp{-\frac{1}{2}} \left[\frac{r - \{0,3.D_{o} \cdot \left(\frac{x}{D_{o}}\right)^{-0}, 3\}}{\frac{1}{2}D_{o} - \{0,3.D_{o} \cdot \left(\frac{x}{D_{o}}\right)^{-0}, 3\}} \right]^{2}$$
(12)

und in der Diffusionszone dem Ansatz

$$u_{x,r} = 1.5 \cdot u_{o} \cdot (\frac{x}{D_{o}})^{-0.6} \cdot \exp^{-\frac{1}{2}} \left(\frac{r - \{0.3.D_{o} \cdot (\frac{x}{D_{o}})^{-0.3}\}}{\frac{1}{2}D_{o} + 0.0984 (x - x_{o}) - \{0.3.D_{o} \cdot (\frac{x}{D_{o}})^{-0.3}\}} \right)^{2}$$
(13)

Einen Vergleich zwischen Theorie und Experiment bietet Abb. 2.

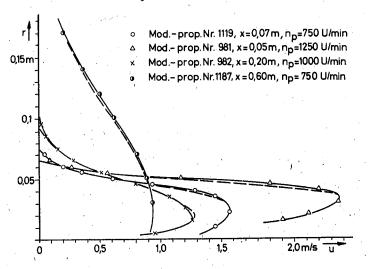


Abb. 2: Vergleich von Theorie und Experiment

2.2 Propellerumströmung in Wechselwirkung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes auf Binnenwasserstraßen

Da die Strömungsvorgänge am fahrenden Schiff im Bereich des Hecks derzeit mathematisch kaum erfaßbar sind, die Wirkungen für den weiteren Ausbau der Binnenwasserstraßen jedoch Berücksichtigung finden sollten, sind in den vergangenen Jahren verschiedenartige experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden. Dabei blieben konstant: die Maße der Binnenwasserstraße: Trapezprofil des Main-Donau-Kanals mit einer Querschnittsfläche von 176 m² und die Form des Schiffes: Rundspantausführung gemäß den Typschiffentwürfen des ehemaligen Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt.

Es variierten: Schiffsgröße, Tiefgang und Fahrgeschwindigkeit.

Gemessen wurden in Abhängigkeit von der Propellerdrehzahl:

Fahrgeschwindigkeit, Wasserströmung neben und unter dem Schiff, Böschungsströmung.

Die Ergebnisse lassen quantitativ und qualitativ den dreidimensionalen Charakter der Schiffs- und Propellerumströmung erkennen. Bei partieller Betrachtung zeigen sich folgende Eigenarten:

- a) Die Verdrängungsströmung um das Schiff herum ist nicht konstant, sondern beschleunigt mit sogar wechselnden Vorzeichen und Richtungen (Abb. 3).
- b) Während die Kernzone des Propellerstrahls im Gegensatz zum Verhalten bei Stillstand ($V_P = 0$) zur Wasseroberfläche abgelenkt wird, erzeugt die Diffusionszone ein weitgehend koaxiales Wirbelfeld um den Kernstrahl herum.
- c) Bedingt durch das Zusammentreffen der verzögerten Verdrängungsströmung am Heck des Schiffes im Bereich der Kern- und Diffusionszone des Propellerstrahls und der Einwirkung der allseitigen Begrenzung (Sohle und Böschung) bildet sich eine Störfront mitströmenden Wassers aus, die erheblichen Einfluß auf die Bewegung des Sohlen- und Böschungsmaterials nimmt. (Abb. 4 und 5)
- d) An der Wasseroberfläche tritt die aus c) resultierende Heckquerwelle in Erscheinung. Da sie mit Schiffsgeschwindigkeit fortschreitet, wird sie zum Ufer hin mit abnehmender Wassertiefe in den kritischen bzw. überkritischen Zustand versetzt. Daraus resultiert die bekannte, hohe hydromechanische Belastung des Ufers selbst, dessen Standsicherheit in der Regel nur durch besondere Baumaßnahmen erreicht werden kann.
 (Abb. 6 mit der Darstellung der Wassergeschwindigkeit im Bereich der

(Abb. 6 mit der Darstellung der Wassergeschwindigkeit im Bereich der Böschung von je 6 vertikal angeordneten Meßdosen innerhalb von 4 Längsschnitten).

e) Langzeitmessungen der auf Sohle und Böschung wirkenden dynamischen Drücke zeigten nach statistischer Auswertung recht eindeutig, welchen Kräften diese beiden wesentlichen Bauelemente insbesondere einer künstlichen Wasserstraße ausgesetzt sind.

Neu ist dabei, daß die dynamischen Kräfte nicht wie früher angenommen nur ca. 10 bis 15 % der statischen Wechsel (Wasserspiegelabsenkung oder Aufstau) ausmachen, sondern die Größe von 100 % erreichen (Abb. 7).

Die hier dargestellten und weitgehend quantifizierten Vorgänge treten dann alle in Erscheinung, wenn betriebsübliche Fahrgeschwindigkeiten eingehalten werden. Diese betragen auf bundesdeutschen Wasserstraßen maximal 0,55 bis 0,60 $_{\rm h}$, wobei $_{\rm ch} = \sqrt{{\rm g \cdot h}}$ die Stauwellengeschwindigkeit oder Wellenschnelligkeit ist.

Im herkömmlichen Trapezprofil ist $h = A_k/B_w$

 $(A_k = Kanalquerschnittsfläche, B_W = Wasserspiegelbreite)$ bei Berücksichtigung der Wasserspiegelabsenkung auf Mitte des fahrenden Schiffes.

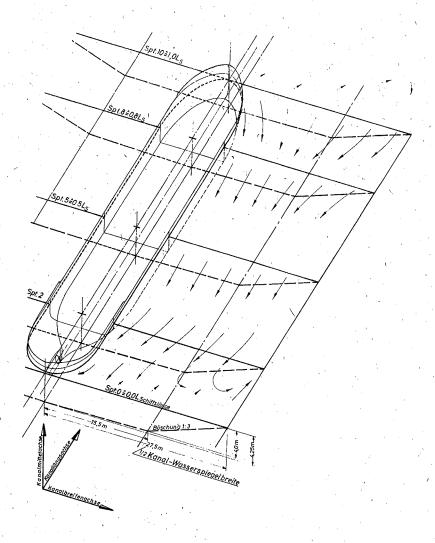


Abb. 3: Qualitative Darstellung der Schiffsumströmung im Trapezkanal in zweidimensionaler Darstellung
(Darstellung nach den Messungen 1967/70/71)

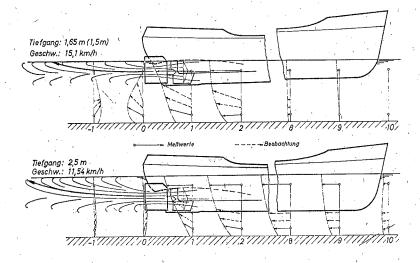


Abb. 4: Betrag und Richtung der Wasserströmung unter und neben dem fahrenden Schiff in Längsschnitt-Darstellung

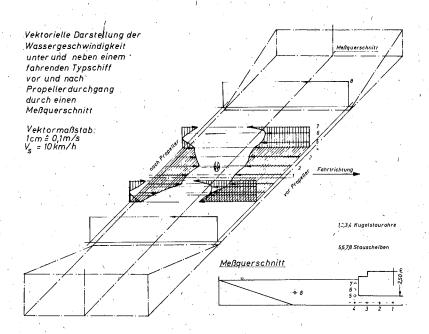


Abb. 5: Vektorielle Darstellung der Wassergeschwindigkeit unter und neben einem fahrenden Typschiff vor und nach Propellerdurchgang durch einen Meßquerschnitt

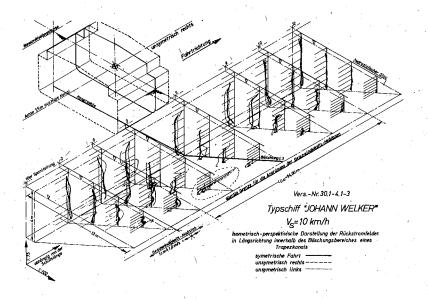


Abb. 6: Isometrisch-perspektivische Darstellung der Rückstromfelder in Längsrichtung innerhalb des Böschungsbereiches eines Trapezkanals

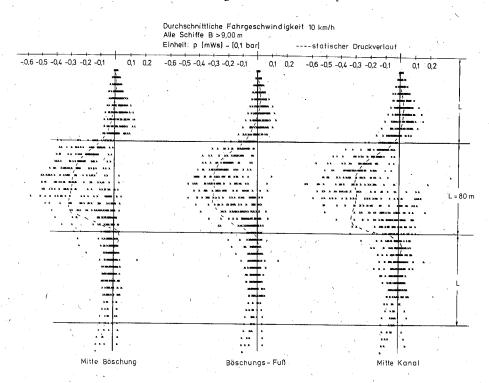


Abb. 7: Darstellung der dynamischen Höchstdrücke auf das Trapezprofil des Main-Donau-Kanals bei Schiffsdurchfahrt

Sind die Fahrgeschwindigkeiten kleiner als 0,55 - 0,60 C_h = 100 %, nehmen die Kräfte und Wassergeschwindigkeiten mit dem Quadrat der effektiven Fahrgeschwindigkeit ab.

Diese für die Fahrpraxis wichtigen Einflüsse sind bekannt und werden hier nicht weiter dargestellt.

3. Neue Mittel zum Schutz der Ufer und der Sohle

3.1 Uferschutz

Seitdem der technische Fortschritt es erlaubt und die Verkehrsbedürfnisse es verlangen, das Gewässerbett gegen alle äußeren Einwirkungen in möglichst gleichbleibendem Zustand zu erhalten, werden zum Schutz der Ufer und bisweilen auch der Gewässersohle vielfältige Bauverfahren und Bauelemente eingesetzt, die möglichst allen angreifenden Kräften so widerstehen, daß der Aufwand zu ihrer Unterhaltung auf ein Minimum reduziert werden kann. Die Zielsetzung eines dauerhaften Uferschutzes, welcher so beständig ist, daß zum einen die Sicherheit des Verkehrs auf der Wasserstraße nicht durch Böschungsschäden beeinträchtigt wird und daß zum anderen die Sicherheit des Gewässerbettes nicht durch Uferschäden gemindert wird, hat zur Entwicklung unterschiedlicher Deckwerkssysteme geführt.

Die Frage nach der geeigneten Lösung stellt sich in schiffbaren Gewässern besonders bei begrenzten Fahrwasserverhältnissen, wenn die vom Schiff ausgehenden Einflüsse zu hohen Beanspruchungen führen. Diese treten besonders in Großschiffahrtsstraßen mit wachsender Verkehrsdichte, großen Schiffsgefäßen, langen und breiten starren Verbänden erhöhter Antriebsleistung und zunehmender Fahrgeschwindigkeit deutlich hervor. Diese Anforderungen haben die Entwicklung vom losen, aus Natursteinen geschütteten oder gesetzten Deckwerk zum gebundenen Deckwerk aus natürlichen oder künstlichen Stoffen gefördert. Es ist aber auch heute nicht möglich, einfür alle Verhältnisse gleichermaßen technisch geeignetes und zugleich wirtschaftlich günstiges Deckwerk anzugeben, weil die Voraussetzungen aus den äußeren Gegebenheiten des Gewässerbettes, den Neu- und Ausbausituationen sowie den aufzunehmenden Lasten aus den hydraulischen Erscheinungen und Einwirkungen des Schiffsverkehrs zu unterschiedlich sind. Grundlegende Unterschiede bestehen hier zwischen den Voraussetzungen im natürlichen und im künstlich hergestellten Gewässerbett.

Eine Untersuchung über den Ausbauzustand der Wasserstraßen in der Bundesrepublik Deutschland mit einer Netzlänge von rd. 4 300 km und 10 500 km Uferlängen zeigt, daß auch heute noch das lose geschüttete Deckwerk bei rd. 68 % aller Ufer verwendet wird. Bei rd. 75 % natürlichen Wasserstraßen haben etwa 80 % Flußufer lose Schüttsteindeckwerke, während der Anteil dieser Deckwerksart bei den Kanälen nach und nach auf rd. 32 % zurückgegangen ist. Asphaltgebundene Deckwerke finden sich in Flußabschnitten kaum und machen nur 4 % der gesamten Uferlänge aus, während bei

künstlichen Wasserstraßen bereits 25 % der Ufer mit bituminösen Stoffen geschützt sind. Bisweilen kommen auch senkrechte Ufereinfassungen vor allem in Häfen, aber auch in der freien Strecke — wie bei der Erweiterung des Mittellandkanals, Uferaufhöhungen in Bergsenkungsgebieten oder in Teilstrecken des Main-Donau-Kanals — vor, die 28 % der Kanalufer umfassen, während bei Flüssen nur 1 % lotrechte Einfassungen ausgeführt sind. Die Gründe für die Unterschiede liegen auf der Hand:

In der natürlichen Wasserstraße ist das n-Verhältnis von durchströmtem Fahrwasserquerschnitt zum eingetauchten Schiffsquerschnitt oft sehr viel größer als im enger bemessenen Kanalquerschnitt, wodurch die Schiffseinflüsse entsprechend geringer sind und häufig hinter anderen Beanspruchungen aus den Strömungen des Gewässers zurücktreten. Im übrigen variieren im natürlichen Gewässer mit den Wasserspiegelschwankungen die Lastangriffshöhen meist beachtlich, so daß die vorherrschende Beanspruchung im Wasserwechselbereich nicht wie im Kanal immer die gleiche Stelle trifft. Besondere Unterschiede bestehen natürlich auch gegenüber Wasserstraßenneubauten, bei denen die Möglichkeit zum Bau im Trockenen zu Sonderverfahren im maschinellen Baubetrieb geführt hat. Dennoch bestehen verständliche Tendenzen, die Verfahren und Bauweisen für alle Wasserstraßenverhältnisse aneinander anzugleichen und gleichartige Konstruktionsprinzipien zu finden.

Für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Deckwerks sind 4 Anforderungen von wesentlicher Bedeutung:

- 1. Die Standsicherheit des tragenden Erdkörpers,
- 2. die Erosionssicherheit der Böschung gegen innere Strömungskräfte, besonders infolge Druckunterschieden zwischen Grund- und Oberflächenwasser,
- 3. die örtliche Lagesicherheit der Einzelelemente des Deckwerks und
- 4. die Sicherheit des Deckwerks gegen Abrutschen auf geneigter Fläche.

Die Standsicherheit der Böschung wird durch die üblichen erdstatischen Verfahren nachgewiesen. Die Deckwerkslasten gehen in die Ermittlungen ein, ohne allerdings in der Regel die Wahl der Konstruktion entscheidend zu beeinflussen.

Die Erosionssicherheit wird wesentlich von der Bodenart und der Kornzusammensetzung des tragenden Erdkörpers bestimmt. Für den Aufbau stabiler Filter gelten die bodenmechanischen Filtergesetze. Dabei ist die Filterstabilität und Erosionssicherheit zwischen Boden und Filter, ebenso aber zwischen Filter und Decklage erforderlich.

Für die Lagesicherheit der Decksteine liefert die sogenannte "Hudson"-Formel geeignete Anhaltswerte. Sie läßt sich auf die Steingröße im Schüttscheindeckwerk anwenden in der Form

$$D = \frac{H}{(pm-1)} tg\beta$$

worin

H = kennzeichnende Wellenhöhe (Schiffswellen),

ρm = Trockenrohdichte der Schüttsteine und

 β = Böschungswinkel.

Die Formel liefert natürlich nur für das gestützte Deckwerk zutreffende Werte. Sobald z.B. am Böschungsfuß oder am unteren Deckwerksende Auskolkungen entstehen, trifft

der eingeführte Böschungswinkel und damit der Ansatz für die Steingrößenermittlung nicht mehr zu. Das führt zur Forderung nach ausreichender Fußstützung.

Mit der Steingröße korrespondiert eine bestimmte Schichtdicke der Schüttung. In der Bundesrepublik sind in technischen Lieferbedingungen verschiedene Größenklassen für Wasserbausteine festgelegt.

Die Beziehungen ergeben sich aus folgender Tabelle:

Größenklasse	Steindurchmesser D cm	Schüttdicke cm	Hohlraumgehalt dm ³ /m ²			
I	10 - 15 $15 - 25$	25 40	110 170			
III	15 – 45	75 、	320			
IV V	20 - 60 $35 - 100$	100 165	430 710			

Für lose Deckwerke aus Natursteinen ist die Klasse II häufig verwendet worden.

Mit der Entwicklung dauerhaft wirksamer Steinverklammerungen, die auch unter Wasser eingebracht werden können, wurde die Möglichkeit eröffnet, höhere Beanspruchungen aufzunehmen oder, bei gleichbleibender Anforderung, Steingröße und damit Schichtdicke zu verkleinern. Außerdem kann der Verguß bei guter Hohlraumfüllung die Erosionssicherheit zwischen Filter und Deckschicht entscheidend verbessern (Bild 8).

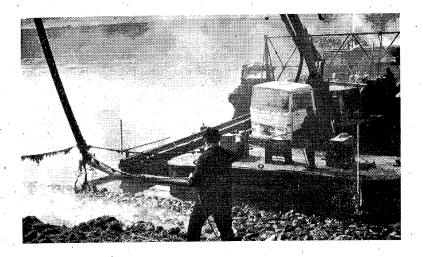


Bild 8: Gebundenes Deckwerk Schüttsteine vergossen mit Asphaltmastix

Nach heutigem Entwicklungsstand stehen als Verklammerungsmöglichkeiten zur Verfügung:

- 1. Verguß mit Asphaltmastix,
- 2. Vollverguß mit wasserdurchlässiger bituminös gebundener Vergußmasse,
- 3. Teilverguß mit kolloidal zementgebundenem Mörtel,
- 4. Teilverguß mit erosionsfestem zementgebundenem Mörtel und
- 5. Vollverguß mit wasserdurchlässigem zementgebundenem Mörtel.

Für den Nachweis der Eignung hinsichtlich der Verklammerungswirkung und Flexibilität unter Veränderung der Lagerungsbedingungen sowie der notwendigen Wasserdurchlässigkeit stehen in der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe Großversuchseinrichtungen zur Verfügung. So ist hier die Anpassungsfähigkeit an Untergrunddeformationen mit Hilfe veränderbarer Flüssigkeitskissenauflager untersucht worden, die für bituminöse Stoffe die weitergehende Flexibilität ergeben hat. Maßgebend ist besonders die bleibende Verbundfestigkeit, die auch für zementgebundenen Verguß bei geeigneter Zusammensetzung in einer Art Gelenkpfannenwirkung nach Überschreiten der Verformbarkeit erhalten bleibt (Abb. 9).

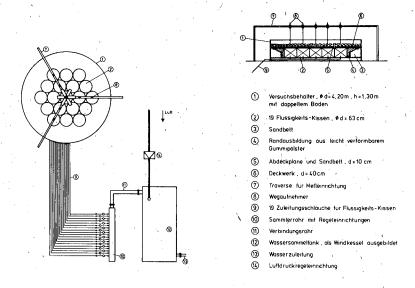


Abb. 9: Versuchseinrichtung zur Prüfung der Flexibilität in der BAW

Als Fußstützung hat sich gegenüber anderen Lösungen — wie Fußkeilausbildung oder Fußpfahlreihe — besonders der befestigte Fußstreifen als geeignete Lösung erwiesen. Mit wachsender Beanspruchung der Sohle steigt auch die Gefahr der Beschädigung und damit des Unwirksamwerdens der tragenden Fußstützung. Dies hat zur Entwicklung von zusammenhängenden Großflächendeckwerken geführt. Sie werden — wenn ein dichter Abschluß notwendig oder unschädlich ist — als vollständig durchgehende Kanalauskleidungen oder in durchlässiger Form als Mastixdecken angewendet. Geeignete Deckenfertiger stehen für den Trockeneinbau sowie neuerdings für den Unterwassereinbau zur Verfügung (Bild 10).

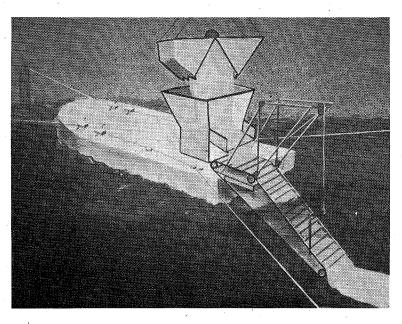


Bild 10: Dichtungseinbau unter Wasser

Daneben sind Mattenbeläge — besonders als vorgefertigte Elemente — für den Unterwassereinbau entwickelt. Bei größeren Böschungsneigungen kann die Standfestigkeit aber nicht mehr durch Fußstützung, sondern nur noch durch obere Verankerung erreicht werden, was eine zugfeste Ausbildung der Mattenkonstruktion voraussetzt. Solche Lösungen sind Betonformsteindecken ebenwo wie bituminöse Decken mit zugfesten korrosionsbeständigen Einlagen. Die Lösung bietet sich besonders an, wenn wegen zunehmender Sohlenbeanspruchung — besonders mit abnehmender Bodenfreiheit tiefgehender Schiffe — die Fußstützung nicht mehr sichergestellt werden kann. Sie kann auch bei hohen Böschungen wie z.B. am Nord-Ostsee-Kanal mit 33 m Fallinienlänge besonders wirtschaftlich sein. Voraussetzung ist allerdings, daß unter den jeweiligen Bodenverhältnissen und angreifenden Lasten sich unter dem hängenden Deckwerk und seiner Verankerung keine Gleitflächen ausbilden können, die nicht ausreichende Sicherheiten des Böschungskörpers ergeben.

Besondere Aufmerksamkeit verlangt — auch in Verbindung mit der Deckwerksstandsicherheit — der Einbau stabiler Filter und deren dauernde Erhaltung. Die darin liegenden Schwierigkeiten haben die Entwicklung von Kunststoffiltern gefördert, die als Vliesmassen die Lebensdauer des Deckwerks erheblich verbessern. Für die Eignung solcher Vliese stehen heute geeignete Prüfverfahren zur Verfügung, wobei besonders günstige Eigenschaften bei wechselseitiger Durchströmung — wie sie im Wasserwechselbereich des Uferdeckwerks die Regel ist — nachgewiesen wurden.

Neben diesen Entwicklungen wird in jüngster Zeit die Frage verfolgt, inwieweit durch eine möglichst einfache Ausführung mit lose geschüttetem Deckwerk (ggf. unter Verwendung auch geringerer Materialqualität) bei freilich verstärktem Unterhaltungsaufwand u.U. wirtschaftliche Vorteile erzielbar sind. Das Verfahren hat zur Voraussetzung, daß

unzulässige Veränderungen im Deckwerk rasch und kostengünstig beseitigt werden. Hierzu befindet sich z.B. ein Gerät im Einsatz, welches ohne Zugang von Land die auf dem Wasser antransportierten Steine an jeder beliebigen Uferstelle einbauen kann (Bild 11).

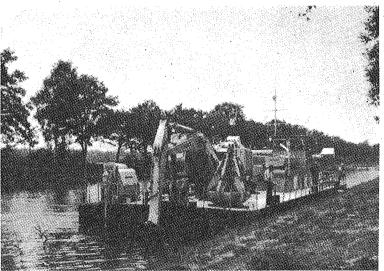


Bild 11: Schwimmgerät für Unterhaltung loser Schüttsteindeckwerke

Natürlich muß der Vergleich zwischen Deckwerksarten unterschiedlicher Widerstandsfähigkeit neben den Baukosten auch die laufenden Unterhaltungsaufwendungen und ggf. den Restwert nach bestimmter Lebensdauer einschließen. Geht man davon aus, daß die Deckwerke am Ende ihrer Lebensdauer – durch entsprechende Unterhaltungsaufwendungen – etwa den gleichen Restwert oder den Restwert Null besitzen, so ist ein in der Herstellung aufwendigeres Deckwerk dann wirtschaftlich günstiger, wenn die Kostendifferenz zur billigeren Lösung kleiner ist als der Differenzbetrag der entsprechenden Unterhaltungskosten. Man wendet dazu die sogenannte Diskontierungsmethode an, bei der alle Kosten auf einen Bezugszeitpunkt transformiert werden. Für die Diskontierung der laufenden Kosten läßt sich die Rentenablösungsformel verwenden. Danach ergibt sich die teuerere Lösung (1) als wirtschaftlicher, wenn

$$K_1 - K_2 < (U_2 - U_1) \frac{1}{q^n} \frac{q^n - 1}{q - 1}$$
 ist.

$$K_1 = \text{Investitionskosten der teuereren Lösung,}$$

$$K_2 = \text{Investitionskosten der billigeren Lösung,}$$

$$U_1, U_2 = \text{entsprechende Unterhaltungskosten pro Jahr,}$$

$$q = 1 + \frac{p}{100} = \text{Zinsfaktor}$$

$$p = \text{Zinsfuß in \%,}$$

$$n = \text{Lebensdauer in Jahren,}$$

Ist die Bedingung nicht erfüllt, wird die billigere Lösung (2) wirtschaftlicher sein. Eine solche Überlegung trifft natürlich nur zu, wenn die zu erwartenden laufenden Aufwen-

dungen bekannt sind. Wenn Anforderungen durch stärkere Beanspruchungen aus Schiffsverkehr wachsen, müssen die Folgen für den Unterhaltungsaufwand entsprechend berücksichtigt werden, was zur Verschiebung des Ergebnisses in Richtung auf ein aufwendigeres Deckwerk führen wird. U. U. wird aber das Anwachsen der Anforderungen zumindest teilweise auch durch Maßnahmen auf der Schiffahrtseite (günstige Schiffsform, Antriebsgestaltung) aufgefangen.

Obgleich sich bei den vielen Randbedingungen keine allgemein gültige Standardlösung finden läßt, wird die Wirtschaftlichkeit im Wasserbau durch weitgehende Standardisierung begünstigt. Aus diesem Grunde sind für die Uferdeckwerke Standardleistungsbeschreibungen aufgestellt, die alle praktisch in Betracht kommenden bewährten Lösungsmöglichkeiten für lose geschüttete oder gebundene Deckschichten, für Filterkonstruktionen aus natürlichen oder künstlichen Stoffen, für durchlässige oder dichte Deckwerke in jeder geeigneten Kombination zulassen.

Sicherungen der Gewässersohle sind bisher nur üblich, soweit sie zur Erhaltung des Abflußquerschnitts oder zur Fußsicherung der Deckwerke nötig sind, im übrigen nur soweit Dichtungen im Sohlenbereich geschützt werden müssen. Hier ist die Vollauskleidung besonders bei Fertigungsmöglichkeit im Trockenen die häufig geeignete Lösung.

In natürlichen Gewässern kann nach neuesten Erkenntnissen die Erhaltung der Sohle auch durch künstliche Aufrechterhaltung – bzw. Wiederherstellung eines gestörten – Geschiebehaushalts erreicht werden, worüber nachfolgend berichtet wird.

3.2 Die Geschiebezugabe als Mittel zur Verhütung der Sohlenerosion des Oberrheins

3.2.1 Das Prinzip der Geschiebezugabe

Zwischen dem als Absetzbecken wirkenden Bodensee und Iffezheim (bei Baden-Baden) ist der Oberrhein annähernd lückenlos kanalisiert, wobei die Ausbauarbeiten unterhalb von Basel in Fließrichtung fortschritten (Abb. 12).

An der Wiedereinmündungsstelle der jeweils untersten Staustufe in das Rheinbett setzt nach ihrer Inbetriebnahme der Abtransport des alluvialen Sohlenmaterials bei geschiebeführenden Abflüssen ein. Da aus der oberhalb liegenden, bereits kanalisierten Strecke kein Geschiebe nachtransportiert wird, vertieft sich die Sohle nach und nach und mit ihr sinkt der Wasserspiegel ab. Um Folgeschäden zu vermeiden und um das Einfahren der Schiffe in die untersten Schleusen zu gewährleisten, müssen Gegenmaßnahmen gegen die Sohlenerosion ergriffen werden. Sie bestanden bisher darin, daß etwa alle vier Jahre eine weitere Staustufe gebaut wurde.

Der Beitrag der Bundesrepublik Deutschland zum XXII, Internationalen Schiffahrtskongreß Paris 1969 zum Thema I/5 enthält eine mathematisch formulierte Theorie der Erosionsbildung talwärts der in Strömungsrichtung letzten Staustufe eines teilkanalisierten Flusses mit alluvialer Sohle.

Die entscheidende Frage, ob sich eine alluviale Flußsohle bei Geschiebeführung im Laufe der Zeit aufhöht oder eintieft oder ob sie ihre Höhe beibehält, hängt demnach

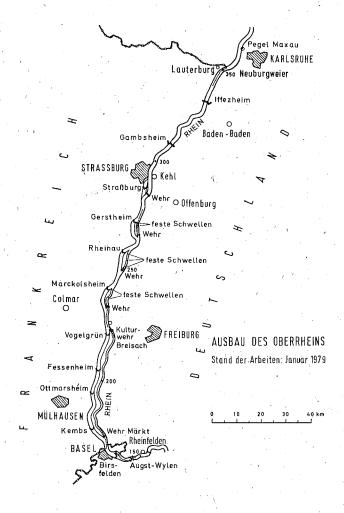


Abb. 12: Lageskizze des Rheins zwischen Basel und Karlsruhe

nicht von der Größe des Geschiebetriebs ab. Auch bei sehr starkem Geschiebetrieb bleibt die Sohlenhöhe dann stabil, wenn in einem betrachteten Stromabschnitt dessen Geometrie derjenigen der beiderseits anschließenden Stromstrecken entspricht, je Zeiteinheit die gleiche Masse eintreibt, die ihn durchwandert und nach unterstrom hin wieder verläßt. Allein das Ergebnis dieser Bilanz zwischen Nachschub und Abgang der Sohlenmassen ist für die mittleren Höhenveränderungen der Sohle ausschlaggebend.

Treibt in einem Zeitintervall von oberstrom her mehr Geschiebe in eine Teilstrecke ein, als auf Grund der vorstehend genannten Gegebenheiten in ihr und an ihrem unteren Ende auf Grund der hier vorhandenen Schleppspannung weitertransportiert werden kann, dann muß sich die Differenz in dieser Teilstrecke ablagern. Treibt umgekehrt von oben zu wenig Geschiebe ein, dann wird die Differenz dieser Teilstrecke entnommen werden und ihre Sohle sich somit eintiefen.

Das letztere ist regelmäßig unterhalb der jeweils letzten Staustufe des Oberrheins der Fall, da hier aus der oberhalb liegenden, bereits kanalisierten Strecke kein Geschiebe nachtransportiert wird. Als Folge der Sohleneintiefung sinkt auch der Wasserspiegel ab. Die dabei entstehende Gefällsverkleinerung hat eine Verminderung der Sohlenschleppspannung zur Folge, so daß aus dem obersten Abschnitt immer weniger abtransportiert wird, wodurch sich im Unterstrom anschließenden Abschnitt ein Geschiebedefizit zwischen Zu- und Abgang ergibt. Die Erosion unterhalb der letzten Staustufe schreitet also in Strömungsrichtung fort, wobei sich ein immer tiefer und länger werdender Erosionskeil ausbildet. Das Ergebnis der theoretischen Überlegungen wird durch die Naturbeobachtungen an den Rheinstaustufen bestätigt. Als Beispiel hierfür zeigt Abb. 13 die zeitliche Entwicklung der Erosion und des Niedrigwasserspiegels unterhalb der im März 1970 in Betrieb gegangenen Staustufe Straßburg. Die in der Abbildung erfaßte Stromstrecke wurde anschließend durch die im März 1974 in Betrieb gegangene Staustufe Gambsheim überstaut. (Abb. 13)

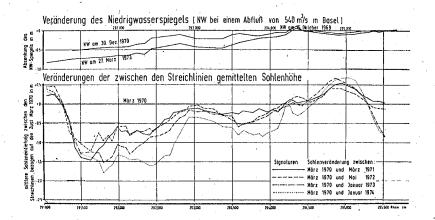


Abb. 13: Veränderungen des Wasserspiegels und der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhe im Unterwasser der Staustufe Straßburg

Die Oberrheinische Tiefebene ist ein geologischer Grabenbruch, in den am Ende einer jeden der vier diluvialen Eiszeiten die Schmelzwässer des zurückgehenden Eises große Geröllmassen abgelagert haben. Später diente die stellenweise bis zu 40 km breite und mehr als 300 m tiefe Diluvialschicht als Geschiebedepot, aus dem heraus sich der Rhein mit der seiner Schleppkraft entsprechenden Geschiebemasse sättigte und sie abtransportierte.

Hinsichtlich der Verteilung der mittleren Durchmesser des Sohlenkorns besteht dahingehend eine Gesetzmäßigkeit, daß die Korngrößen im Rheinabschnitt zwischen Straßburg und Oppenheim in Strömungsrichtung kontinuierlich abnehmen. Aus der Ent-

stehungsgeschichte des Oberrheintals kann geschlossen werden, daß im allgemeinen ähnliche Sand-Kies-Gemische wie unter der Rheinsohle auch seitlich davon in der Talniederung anstehen. Probebohrungen im Rheinvorland sowie der Betrieb der Kieswerke bestätigen dies mit der Einschränkung, daß der Untergrund der Talaue etwas feineres Korn mit einem größeren Sandanteil aufweist als das benachbarte Rheinbett.

In einer Ideenstudie der Bundesanstalt für Wasserbau wird aus den dargelegten Zusammenhängen der Schluß gezogen, daß das weitere Fortschreiten der Erosion dadurch vermieden werden kann und daß man eine bereits eingetretene Sohleneintiefung dadurch wieder rückgängig machen kann, daß man dem Strom die abgängige Kies- und Sandmasse in der gleichen Qualität am Ort der Entstehung der Erosion wieder ersetzt. Das benötigte Kiesgemisch kann z.B. aus dem nahen Vorland, wo ähnliche Körnungen zu erwarten sind, gewonnen werden.

Das zuzugebende Geschiebe (Kiesgemisch) kann jeweils unabhängig von der Wasserführung so lange kontinuierlich am oberen Ende des Erosionskeils eingebaut werden, bis die alte Sohlenhöhe hier annähernd wieder erreicht ist. In Abhängigkeit von der Wasserführung wird die Strömung von dem auf der Rheinsohle abgelagerten Material laufend einen solchen Anteil abtransportieren, wie er auch vor dem Ausbau hier von ihr fortbewegt wurde. Damit aber wird die Geschiebebilanz wieder ausgeglichen. Dies läßt sich durch eine Weiterführung der Kanalisierung nicht erreichen, weil hierbei das Geschiebedefizit nicht behoben wird, so daß die Erosion unterhalb der jeweils letzten Staustufe zwangsweise neu einsetzen muß.

Wenn mit Hilfe der kontinuierlich weiter durchzuführenden Geschiebezugabe die Stromsohle auf ihrer Ausgangshöhe gehalten wird, dann hat dies auch die Beibehaltung der ursprünglichen Wasserspiegellagen zur Folge.

3.2.2 Naturversuche mit der Geschiebezugabe

Im Jahre 1974 erteilte das Bundesministerium für Verkehr den Auftrag zur Vorbereitung eines Naturversuchs mit Geschiebezugabe unterhalb der damals in Fließrichtung letzten Staustufe Gambsheim, um Aufschlüsse über die Realisierbarkeit der hier dargestellten Lösung zu gewinnen. Mit diesem Naturversuch, der sich über fünf Monate erstreckte, wurde im Juni 1975 begonnen. Als Ergebnis von Vorversuchen zur Ermittlung des anzuwendenden Einbauverfahrens entschloß man sich, den Kies aus talwärts fahrenden Klappschuten mit rd. 170 m³ Laderaum zu verklappen, wobei es gelingt, auf der Stromsohle flächenhafte Aufhöhungen von – je nach Fahrgeschwindigkeit und Öffnungsweite der Klappen – jeweils 40 bis 220 m Länge, 7 bis 15 m Breite und 0,10 bis 0,60 m Schichthöhe herzustellen. Insgesamt wurden bis Oktober 1975 in einem etwa 500 m langen Abschnitt am oberen Ende der Erosionsstrecke 92 000 m³ Kies auf die erodierte Rheinsohle gebracht, wovon von der Strömung bei durchwegs über Mittelwasser liegenden Abflüssen mehr als 2/3 abtransportiert wurden.

Über diesen bei Freistett im Unterwasser der Staustufe Gambsheim im Jahre 1975 durchgeführten Naturversuch liegen zwei Veröffentlichungen vor, die über weitere Einzelheiten Aufschluß geben. Mit der dabei angewendeten Methode des Verklappens des Kieses aus talwärts fahrenden Klappschuten konnte das Material hinreichend genau ein-

gebaut werden, ohne die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu beeinträchtigen. Das Verhalten des Zugabematerials bei größeren Abflüssen konnte dabei nicht erprobt werden. Auch Erkenntnisse über die Anhebung des Niedrigwassers am unteren Schleusendrempel konnte wegen des fortgeschrittenen Baus der anschließenden Staustufe Iffezheim nicht gewonnen werden. Der Versuchsverlauf und seine Ergebnisse gaben jedoch keinen Anlaß, die praktische Durchführbarkeit der Geschiebezugabe für ähnliche örtliche Verhältnisse in Frage zu stellen. Zur endgültigen Beantwortung der noch ungeklärten Fragen wurde ein weiterer Naturversuch unterhalb der Staustufe Iffezheim im April 1978 begonnen. Über seine Durchführung und die erzielten Ergebnisse wird nachstehend nach dem Stande vom Dezember 1979 berichtet.

Die Staustufe Iffezheim ist derzeit die in Strömungsrichtung gesehen letzte der Staustufen des Oberrheins. Ihre Wehrachse liegt bei Rhein-km 334,000 (Abb. 14). Die Staustufe besteht im wesentlichen aus einem das ursprüngliche Strombett traversierenden Querdamm, dem daran auf der linken (westlichen) Seite anschließenden Wehr, einem Kraftwerk und zwei Schleusen auf der rechten (östlichen) Rheinseite sowie den Seitendämmen längs der Stauhaltung mit landseitigen Sickergräben.

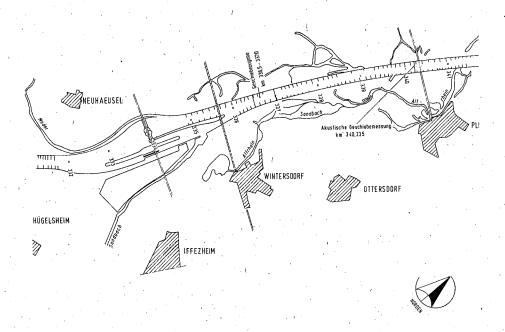


Abb. 14: Lageskizze des Rheins bei der Staustufe Iffezheim

Die heutigen Uferlinien des Oberrheins im hier betrachteten Abschnitt wurden im vorigen Jahrhundert im Zuge der Rheinkorrektion festgelegt. Zur Herstellung durchgehend ausreichender Schiffahrtstiefen wurde in den Jahren 1907 bis 1919 eine Niedrigwasserregulierung mittels Buhnen durchgeführt. Die Längen der von beiden Ufern ausgehenden Buhnen wechseln in der Weise, daß sich die Niedrigwasserrinne von einem Ufer zum anderen schlängelt, wobei ihre Achse die Form von Lemniskatenabschnitten aufweist.

Mit der auch beim ersten Naturversuch angewendeten Methode des Kieseinbaus aus fahrenden Klappschuten (Bild 15) wurden im Unterwasser der Staustufe Iffezheim zwischen Rhein-km 336,200 und 337,000 (zeitweise auch 337,500) im Jahre 1978 von April bis Juni rd. 62 000 m³, in der Zeit von August bis September rd. 88 000 m³ sowie im Oktober und bis 9. November weitere rd. 8 000 m³, insgesamt also 158 000 m³ Kies der Stromsohle zugeführt. Die Zugabemenge im Jahre 1979 betrug rd. 166 000 m³.



Bild 15: Blick in eine Klappschute kurz vor Abschluß des Verklappens

Durch Peilungen von zwei Meßschiffen aus wird das eingebaute Material unverzüglich nach Lage und Höhe überwacht, ferner werden in der anschließenden Strecke bis Rhein-km 339,700 je nach Situation täglich oder in Abständen von wenigen Tagen maßstäbliche Querprofile aufgenommen und in etwa vierteljährigen Abständen in der Strecke zwischen Rhein-km 334,190 und 352,000 insgesamt jeweils 337 Querprofile gewonnen. Die Wasserspiegellagen werden wöchentlich durch Fixierungen an 26 Latten- und 4 Schreibpegeln erfaßt.

In Abbildung 16 sind die Monatsmittel der Wasserstände am Pegel Maxau bei Rheinkm 362,300 aufgetragen.

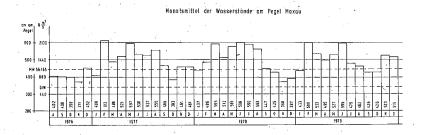


Abb. 16: Monatsmittel der Wasserstände am Pegel Maxau bei Rhein-km 362,3

Die Körnungslinie des Sohlenmaterials bei Rhein-km 337,000 in 0,20 bis 2,00 m Tiefe ist als Abb. 17 wiedergegeben. Die gleiche Kornverteilung wurde auch für das zuzugebende Material angestrebt.

Am 24. April 1978 wurde mit der Geschiebezugabe begonnen. Die zwischen Januar 1978 und diesem Zeitpunkt vor sich gegangene Veränderung der Sohlenmassen geht aus den ersten Spalten der Tabelle 1 hervor. Die darin gewählte Unterteilung in acht Teilstrecken wurde dabei in Übereinstimmung mit den Grenzen der in der Natur überwachten

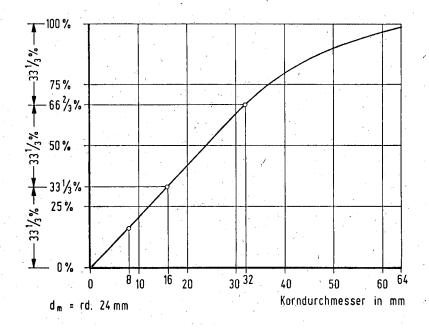


Abb. 17: Kornverteilung des Sohlenmaterials bei Rhein-km 337 in der Schicht zwischen 0,2 und 2,0 m Tiefe; zugleich Kornverteilung des Zugabematerials

Kontrollabschnitte gewählt. Tabelle 1 enthält auch die Fortführung der Sohlenmassenbilanz über den April 1978 hinaus bis Februar 1979. (Abb. 18)

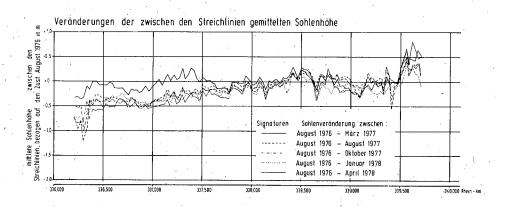


Abb. 18: Veränderungen der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhen zwischen August 1976 und April 1978

Abb. 18 zeigt die bis April 1978 eingetretenen Veränderungen der mittleren Sohlenhöhe in der Strecke zwischen Rhein-km 336,210 und 339,705, bezogen auf den Zustand vom August 1976. Dargestellt ist der Quotient aus der zwischen den Streichlinien liegenden Differenz der Querschnittsflächen der verglichenen Peilungen und dem jeweiligen

Streichlinienabstand. Man erkennt, daß rd. ein Jahr nach Schließung des Querdammes der Staustufe Iffezheim und unmittelbar vor der Geschiebezugabe sich die Sohle am unteren Ende der Zusammenführung des Wehrarms mit dem Schiffahrts- und Kraftwerkskanal im Mittel um etwa 50 cm eingetieft hat. Größere örtliche Eintiefungen im oberstromigen Teil sind zum Teil auch durch Baggerungen verursacht. Der sich anschließende Erosionskeil ist etwa 2 km lang. An ihn schließt sich eine kurze Strecke mit geringer Sohlenaufhöhung an.

Auch für die Zeit der Geschiebezugabe sind die auf den Zustand vom Januar 1978 bezogenen Veränderungen der Sohlenmassen in Tabelle 1 zusammengestellt.

Rhein- km	4 / 13 4 1978		29/30 5 1978	12./13.6, 1978	10/12:7:1978		. 317/1.8 1978		7 / 8 8 1978		21/22 9 1978	5/6 10	1978	15 / 31 1 1979		15 /22.2 1979				
	i ie leil-	ins- gesamt	je Teil- strecke	ins- gesamt	je Teit- strecke	ins - gesamt	je Teil- strecke	ins - gesamt	je Teil- strecke	ins- gesomt	je Teil- strecke	ıns- gesamt	je Teil- strecke	ins- gesamt	je Teil- strecke	ıns- gesamt	je Teil- strecke	ins - gesamt	je Teil- strecke	ins- gesomt
336,210																				
	-8,1		-11,6		-15,4		-22,4		-21,7	,	-13,5		22,8		-2,3		-6,8		-23,7	
336,615		- B,1		-11,6		-15,4		- 22,4		-21,7		- 13,5		-,22,8		- 2,3		-6,8		- 23,7
	- 6.7		+3,1		+ 8,8		- 1,3		- 6,1	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	-4.5		-4.0		+20,7		+15.8		+0.1	
337,065		-14.8		- 8,5	1	- 6,6	1	- 23,7		- 27.0		-18,0		-26,8		+18.4		10.0		-23,6
	- 3,3		-0,3		+2,8		-2,7	1	-6,4		- 6,7		-7,2		+6,6		+1,1		+7,3	
337,505		-18.1		- 8,8		-3,8		-26,4		-34,2		-24,7		-34,0		+25,0		+ 11,1		-16,3
	-5,2		-10,3		- 6,2		-12,2		-14,3		-14,2		-17, 2		-0,7		- 7,6		-7,9	<u> </u>
337,940		-23.3		-19.1		-12,0		- 38,6		-48,5		-38,9		- 51,2		+24,3		+3,5		24,2
	-0.6		-2.8		+0,4		-7,5		-8,7		-8,4 *		- 12,9		- 0,9		- 7,4.		-4,0	
338,380	-,,-	- 23.9		-21,9		-11,6		-46.1		-57,2		-47.3		- 64.1	-	+23,4		-3,9		-28.2
-	•6.2		+3.2		+3.5		- 3,2		-5,2		-7,2		- 6.5		+2,5		- 6,2		• 1,3	
338,835		-17.7		-18,7		-81		- 49,3		-62.4		- 54,5		- 70,6		+25,9	7.	-10,1		-25,9
	+1.2		-7,5		-1,4		-1,6		+2,5		·0,5		-4.6		+4,2		±0		,- 0,1	
339,275	1	-16.5		-26,2		- 9,5		- 50,9		- 59,9		- 54.0	'	- 75,2		+30,1		- 10,1		-27,0
	+18.8		+17.1		+14,9		+7.3		+12,0		+10,2		+8,5		+11,9		- 5.9		+19,6	
339.705	10,0	423		-91		.54		-436		- 47.9		-43.8		- 66.7		+42.0		-16,0		- 7.4

Veränderung der Massen in Tausend m³, bezogen auf den Zustand vom 18./19. Januar 1978

Tabelle 1: Veränderung der Massen in Tausend m³, bezogen auf den Zustand vom 18/19. Januar 1978

Zwischen Januar 1978 und April 1978 hatte sich demnach zwischen Rhein-km 336,200 und 337,900 die Sohle weiter eingetieft, während sie von hier aus bis Rhein-km 339,700 eine Massenzunahme erfahren hat, so daß die Bilanz für den betrachteten Abschnitt annähernd ausgeglichen ist.

Die Peilung vom 29./30. Mai 1978, die unmittelbar nach dem Auftreten des höchsten am Pegel Maxau beobachteten Hochwassers ausgeführt wurde, läßt erkennen, daß – vor allem durch dieses verursacht – trotz der inzwischen seit etwa einem Monat vor sich gegangenen Geschiebezugabe insgesamt ein weiterer Abtrag stattgefunden hat.

Nach der einmonatigen Unterbrechung der Geschiebezugabe im Juli 1978 bei weiterhin hohen Abflüssen ist am 31. Juli praktisch in allen Teilabschnitten eine Abnahme der Sohlenmassen festzustellen.

Am 5./6. Oktober 1978 weist nur der erste, oberstrom der Zugabestelle liegende Teilabschnitt eine Massenminderung gegenüber dem Januar 1978 auf. Die Massenbilanz der anderen Teilabschnitte ist ausgeglichen oder schließt mit einer Massenzunahme ab, so vor allem in der Zugabestrecke Rhein-km 336,600 bis 337,000 mit + 20 700 m³.

Die Veränderungen der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhen, bezogen auf den Zustand vom 18./19. Januar 1978, sind im unteren Teil von Abb. 19 einander

gegenübergestellt, und zwar für die Zeit vom 12./13. Juni 1978 bis 5./6. Oktober 1978. Abb. 19 zeigt im Hinblick auf die Höhenänderungen der Stromsohle im wesentlichen die vorstehend hinsichtlich der Massenveränderungen diskutierte Tendenz, was besonders in Bezug auf die letzte dargestellte Peilung, diejenige vom 5./6. Oktober 1978, von entscheidender Bedeutung ist. Die mittlere Stromsohle zwischen den Streichlinien im Abschnitt Rhein-km 336,400 bis 337,600 liegt etwa 10 bis 40 cm höher als im Januar 1978 und in der übrigen aufgetragenen Strecke – mit Ausnahme ihres Beginns – ist die Höhenlage vom Januar 1978 wieder erreicht oder geringfügig überschritten, nachdem sie sich bis August 1978 über weite Strecken hinweg um 10 bis 20 cm eingetieft hatte.

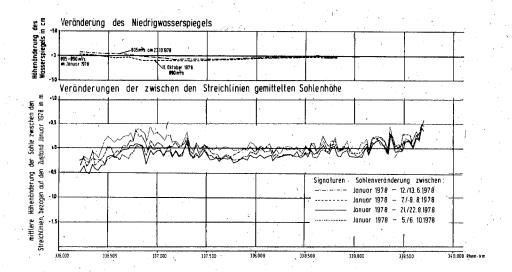


Abb. 19: Veränderungen des Niedrigwasserspiegels und der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhe zwischen Januar 1978 und Oktober 1978

Im oberen Teil von Abb. 19 sind die Veränderungen des Wasserspiegels dargestellt, wobei die bei annähernd gleichen, relativ niedrigen Abflüssen eingetretenen Wasserspiegellagen verglichen wurden, nämlich der Wasserspiegel vom 18. Januar 1978 mit dem jenigen vom 23. Oktober 1978 und derjenige vom 11. Januar 1978 mit dem vom 3. Oktober 1978. Bei Rhein-km 336,750 ist örtlich vorübergehend eine maximale Wasserspiegelabsenkung von 10 cm aufgetreten. An der Wiedereinmündungsstelle des Schleusenunterkanals bei Rhein-km 336,200 konnte der Wasserspiegel nicht nur auf der Höhe vom Januar 1978 gehalten, sondern sogar geringfügig angehoben werden.

Um auch die Sohlenveränderungen im Grundriß übersichtlich zusammenzufassen, wurden in Abbildung 20 vier auf GlW bezogene Tiefenlinienpläne der Strecke Rheinkm 336,000 bis 340,000 gemeinsam dargestellt, und zwar für die Sohlenzustände vom August 1976, April 1978, Oktober 1978 und Februar 1979. Man kann daraus erkennen, an welchen Stellen sich die Sohle bis April 1978 wesentlich vertieft hat. Man sieht ferner, daß im Abschnitt zwischen Rhein-km 339,000 und 340,000 die Sohle zwar im Februar 1979 im Mittel höher liegt als im Ausgangszustand, daß sich diese Aufhöhung jedoch

vorwiegend im Bereich der früher vorhandenen Übertiefen vollzogen hat, während die Fahrrinne, die noch im April 1978 zwischen Rhein-km 339,500 und 339,900 eingeengt war, sich inzwischen verbreitert hat.

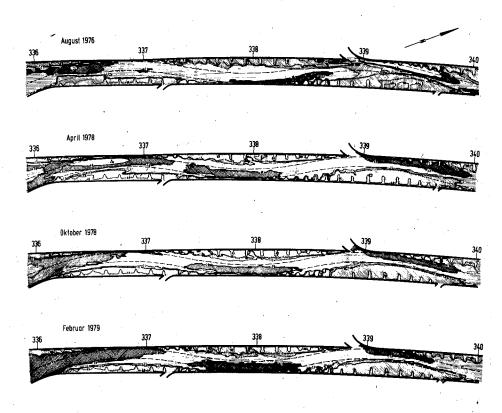


Abb. 20: Gegenüberstellung der Tiefenlinienpläne des Rheins zwischen Rhein-km 336 und 340 für die Sohlenzustände vom August 1976, April 1978,
Oktober 1978 und Februar 1979

3.2.3 Zusammenfassende Beurteilung der Versuchsergebnisse

Die Entwicklung der Sohlenerosion unterhalb der Staustufe Iffezheim und die Ergebnisse der bisherigen Geschiebezugabe zeigten insgesamt das theoretisch erwartete Verhalten.

Es bestätigte sich, daß die Strömung dann denjenigen Anteil des zugegebenen Materials, der dem natürlichen Geschiebetrieb entspricht, aufnimmt und talwärts weitertransportiert, wenn das zugegebene Material annähernd die gleiche Kornverteilung, Kornform und Dichte wie das an der Rheinsohle unter der Deckschicht natürlich anstehende Kies-Sand-Gemisch aufweist.

Wie durch die außerordentlich umfangreichen Peilungen nachgewiesen werden konnte, sind weder an der Einbaustelle noch innerhalb der 15 km langen unterstrom anschließenden Strecke nachteilige Sohlenveränderungen eingetreten. Die Geschiebezugabe bewirkte vielmehr den erwarteten Ausgleich der Geschiebebilanz. Beim Einbau von geeignetem Zugabematerial sind theoretisch keine Gründe dafür zu erkennen, daß sich das Geschiebe im Rhein talwärts anders verhalten könnte, als es beim natürlichen Geschiebetrieb ohne Zugabe geschieht.

Nachdem es gelungen ist, die ursprünglichen Sohlenhöhen annähernd wieder herzustellen und beizubehalten, war theoretisch zu erwarten, daß sich auch die alten Niedrigwasserstände wieder einstellen. Die Ergebnisse der Wasserstandsbeobachtungen haben dies bestätigt. Es ist keine bleibende Absenkung des Niedrigwasserspiegels eingetreten, weil die Abflußquerschnitte gegenüber dem Ausgangszustand insgesamt nicht verändert wurden. Obwohl die Sohle überall dort, wo sie vorher stellenweise höher lag, nur bis auf 2,30 m unter GIW wieder aufgefüllt wurde, wurden doch die Gesamtquerschnitte meist insoweit beibehalten, als im allgemeinen an anderen Stellen zunächst tiefer liegende Querschnittsteile entsprechend höher aufgefüllt wurden.

Das Hochwasser vom 24. Mai 1978 erreichte am Pegel Maxau mit 846 cm den höchsten Pegelstand seit der Rheinkorrektion vor 100 Jahren. Wenngleich ein Hochwasserereignis, wie es 1882/83 aufgetreten ist, im heutigen, bis Iffezheim kanalisierten Rhein, ohne die geplanten Gegenmaßnahmen noch höhere Wasserstände in Maxau zur Folge hätte, schmälert dieser Umstand nicht die Bedeutung des Hochwassers vom 24. Mai 1978 als Kriterium für die Beurteilung der Geschiebezugabe, denn es besteht kein Grund zu der Annahme, daß ein noch etwas höheres Hochwasser zu einem grundsätzlich anderen Verhalten der Stromsohle führen könnte, als es im Jahre 1978 beobachtet wurde. Es bereitete keine besonderen Schwierigkeiten, die dabei eingetretene Sohlenvertiefung trotz weiterhin hoher Abflüsse wieder rückgängig zu machen, so daß keine Bedenken hinsichtlich der Durchführbarkeit und Wirksamkeit der Geschiebezugabe zu Zeiten extrem hoher Abflüsse bestehen.

Auf Grund der Versuchsergebnisse und ihrer theoretischen Beurteilung lassen sich die vier an den Naturversuch gestellten Hauptfragen wie folgt beantworten:

- Durch die Geschiebezugabe im Unterwasser der Staustufe Iffezheim ist es in den Jahren 1978 und 1979 gelungen, den Wasserspiegel trotz zeitweise hoher Abflüsse sowohl an der Einmündung des Schleusenunterkanals bei Rheinkm 336,000 als auch über dem Schleusendrempel bei Rhein-km 334,000 auf der Höhe vom Januar 1978 zu halten.
- 2. Mit der Methode des Verklappens des Kieses aus fahrenden Klappschuten konnte das Material mit einer den Anforderungen voll entsprechenden Genauigkeit in Schichten flächenhaft eingebaut werden.
- Der Schiffsverkehr wurde durch die Geschiebezugabe nicht beeinträchtigt, und zwar weder unmittelbar an der Einbaustelle noch weiter unterstrom.
- 4. In der bis Rhein-km 352,000 regelmäßig gepeilten, unterhalb anschließenden Rheinstrecke sind keine Veränderungen gegenüber dem Geschiebetrieb, wie er auch ohne Geschiebezugabe auftritt, beobachtet worden.

Nachteilige Folgen der Geschiebezugabe sind bisher nicht erkennbar. Die Geschiebezugabe bildet somit nicht nur eine Alternative zum Bau weiterer Staustufen am Oberrhein, sondern stellt auch ein Gleichgewicht im Abflußregime des Rheins her.

S chrifttumsverzeichnis

- [1] Bumm, H., Jambor, F., Kohler, Pichl, K., Röhnisch, A.,: Nouveaux matériaux et réalisations nouvelles pour la défense des rives et la protextion du fond des canaux, des rivières et des ports. Prix de revient et avantages respectifs. XXI^e Congrès International de Navigation Stockholm 1965, Section I, Sujet 4, p. 5. Deutsche Berichte zum XXI. Internationalen Schifffahrtskongreß Stockholm 1965, Bonn 1965, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 81.
- [2] Felkel, K.: Programme pour le calcul par ordinateur des modifications du niveau du fond et de la surface des eaux dans une rivière par suite du charriage. XXIIe Congrès International de Navigation Paris 1969, Section I, Sujet 5, p. 5. Deutsche Berichte zum XXII. Internationalen Schiffahrtskongreß Paris 1969, Bonn 1969, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 122.
- [3] Feuerhake, K., Hintze, R., Hofmann, W., Meyer, H., Schröder, T.: Principes pour la conception et la réalisation de revêtements économiques pour la défense des rives, des rivières et canaux de navigation maritime et intérieure. XXIIIe Congrès International de Navigation Paris 1969, Section I, Sujet 6, p. 5. Deutsche Berichte zum XXII. Internationalen Schifffahrtskongreß Paris 1969, Bonn 1969, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 145.
- [4] Ballin, C. W., Brandenburg, G., Felkel, K., Hager, M., Masson, Müller, E., Öbius, Schäle, E., Wetzel, V.: Comportement des bateaux et navires lors du passage, du dépassement et du croisement dans les canaux et chenaux de largeur et de profondeur limitées, compte tenu de l'accroisement de leur vitesse et de leur dimensions. Etendue de l'action de dégradation sur les berges et sur les fonds. Moyens de la prévenir et d'y remédier. XXIVe Congrès International de Navigation Leningrad 1977, Section I, Sujet 3, p. 95. Deutsche Berichte zum XXIV. Internationalen Schiffahrtskongreß Leningrad 1977, Bonn 1977, herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, S. 45.
- [5] Meyer, H., Pabst, H.U., Rümelin, B., Tzschucke, H.P.: Amélioration et protection de la voie d'eau et du milieu environmant considérés ensemble. XXIVe Congrès International de Navigation Leningrad 1977, Section I, Sujet 4, p. 95. Deutsche Berichte zum XXIV. Internationalen Schiffahrtskongreß Leningrad 1977, Bonn 1977, herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, S. 76.
- [6] Berger, W.: Der Rhein gestern, heute, morgen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft (1974/75), Band 34.

- [7] Oebius, H.: Analytische und experimentelle Untersuchungen über den Einfluß von Schraubenpropellern auf bewegliche Gewässersohlen, Teil 1: Der ungestörte Propellerstrahl. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Bericht Nr. 848/1979.
- [8] Krey: Modellversuche über den Schiffahrtsbetrieb auf Kanälen und die dabei auftretenden Wechselwirkungen zwischen Kanalschiff und Kanalquerschnitt. Mitteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau Nr. 107.
- [9] Kreitner: Über den Schiffswiderstand auf beschränktem Wasser. Werft, Reederei, Hafen, Heft 7/1934.
- [10] Schuster: Untersuchungen über Strömungs-Widerstandsverhältnisse bei Fahrt von Schiffen in beschränktem Wasser, Jahrbuch der STG 1952, S. 244.
- [11] Helm: Einfluß der verschiedenen Flachwasserprofile auf Widerstand und Vortrieb von Binnenschiffen mit Rechnungsbeispiel für die Binnenwasserstraßen der Klasse IV. Hansa, Heft 11 und 12, 1965.
- [12] Gutsche: Form, Widerstand und Vortrieb der See- und Binnenschiffe. Schiffbaukalender 1941, S. 182 (für Fahrt auf Kanälen).
- [13] Müller/Binek: Untersuchung der Wasseroberflächenverformung beim Begegnen zweier Schiffe im Kanal, VBD-Bericht Nr. 425, z. Z. noch nicht veröffentlicht, kann aber als Original bezogen werden,
- [14] Graff: Untersuchungen über die Ausbildung des Wellenwiderstandes im Bereich der Stauwellengeschwindigkeit in flachem, seitlich beschränktem Fahrwasser. Schiffstechnik, Band 9, Heft 47/1962.
- [15] Schmidt-Stiebilz: Die Abhängigkeit des Schiffswiderstandes von flachwasserbedingten Umströmungs- und Wasserspiegelveränderungen, Schiff und Hafen, Heft 6/1966.
- [16] Schäle: Propulsionsversuche in einem Stillwasserkanal trapezförmigen Querschnitts, ausgeführt mit dem Schiffstyp "Johann Welker" und mehreren Schubverbänden in der Haltung Bamberg des neuen Main-Donau-Kanals, Schiff und Hafen, Heft 4/1968.
- [17] Schäle: Strömungsversuche in einem Stillwasserkanal trapezförmigen Querschnitts, ausgeführt mit dem Schiffsty "Johann Welker" und mehreren Schubverbänden in der Haltung Bamberg des neuen Main-Donau-Kanals, Schiff und Hafen, Heft 5/1968.
- [18] Felkel/Steinweller: Druck und Strömung unter im Kanal fahrenden Schiffen. Schiff und Hafen, Hef 8/1973.

- [19] Schäle: Böschungsströmung und Schiffsabsenkung bei der Fahrt verschieden großer Einheiten durch einen Trapezkanal, wobei das Querschnittsverhältnis und die Wassertiefe systematisch vermindert wurden. Schiff und Hafen, Heft 1/1974.
- [20] Schäle/Nerlich: Messung und zum Modellversuch vergleichende Bewertung der Druckwechselbeanspruchung eines Schiffahrtskanals durch fahrende Motorschiffe unterschiedlicher Größe und Antriebsleistung. Schiff und Hafen, Heft 2/1980.
- [21] Knieß, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 42/1977.
- [22] Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Verkehrsblatt, Heft 10/1976, S. 549.
- [23] Hudson, R.Y.: Laboratory investigations of rubble mound breakwaters. Journal Waterways and Harbours, ASCE, 9/1959.
- [24] Felkel, K.: Ideenstudie über die Möglichkeit der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 30/1970.
- [25] Felkel, K.: Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 32/1972.
- [26] Felkel, K.: Die Problematik der Sohlenerosion des Oberrheins. Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen, Heft 8/1977.
- [27] Felkel, K.: Comme moyen de prevention à l'abaissement du fond du Rhin Supérieur: l'apport continu de graviers. XVII^e Congrès de l'Association Internationale de Recherches Hydrauliques Baden-Baden 1977, Sujet Ca, volume 4, p. 213.
- [28] Felkel, K., Kuhl, D., Steitz, K.: Naturversuche mit künstlicher Geschiebezuführung zwecks Verhütung der Sohleneintiefung des Oberrheins (Freistetter Versuche). Wasserwirtschaft, Heft 5/1977.

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Häfen

Thema 2

Methoden für die Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen durch:

- Verbesserung des Betriebes
- Schiffahrt bei Nacht

Berichterstatter:

Dipl.-Ing. W. Hartung, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium, Bonn; Ing. (grad.) H. Japke, Bauamtsrat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz; Dipl.-Ing. H. P. Seidel, Prokurist, Rhein-Main-Donau AG, München; Dipl.-Ing. H. P. Tzschucke, Bauoberrat, Neubauamt Oberrhein, Rastatt; Dipl.-Ing. H. G. Wegner, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz; Dr. D. Wulf, Bundesverband der Deutschen Binnenschiffahrt e.V., Duisburg-Ruhrort.

Inhalt

1.	Allg	gemeine Gesichtspunkte	3.
2.	Beta	riebliche Verbesserungen	39
	2.1	Verbesserungen an der Strecke	39
		2.1.1 Koordinierung von Schiffsschleusen in einer Kette	39
		2.1.2 Änderung der Staustufen bei einem staugeregelten Fluß	41
	2.2	Verbesserungen an Schiffsschleusen	42
		2.2.1 Schwimmpoller	42
•		2.2.2 Einfahrtshilfen an Schiffsschleusen	43
	2.3	Auswirkungen der betrieblichen Verbesserung auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamtsystems einer Wasserstraße am Beispiel der Mosel	4
3	Stei	gerung der Leistungsfähigkeit von Binnenwasserstraßen durch	-16
٠.	,	rgang zur Nachtfahrt	51
	3.1	Grundsätzliches \\	51
	3.2	Voraussetzungen bei der Wasserstraße für die Durchführung	2
	1 .	der Nachtfahrt	5.3
	3.3	Voraussetzungen bei der Schiffahrt für die Durchführung der Nachtfahrt	57
	3.4	Wirtschaftliche Gesamtbetrachtung	61

Zusammenfassung

Die Maßnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen können nur unter dem Aspekt der Gesamtwirtschaftlichkeit des Verkehrssystems Schiff-Wasserstraße gesehen werden. Grundlage bei größeren Vorhaben bilden hierbei die Nutzen-Kosten-Untersuchungen. In der Bundesrepublik Deutschland sind die Maßnahmen an den Wasserstraßen wiederum eingebunden in verkehrswegeübergreifende Untersuchungen des Bundesverkehrswegeplanes, der in 5-jährigem Abstand fortgeschrieben wird.

Die zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Wasserstraße führenden Maßnahmen zur Verbesserung des Betriebes sind vielfältiger Art. So kann z.B. schon bei der Planung eines Schiffahrtskanals durch eine günstige Wahl der Schleusenabstände und darauf abgestellte Schleusungszeiten ein Taktbetrieb vorgesehen werden, der geringstmögliche Wartezeiten erwarten läßt. Bei der Umgestaltung von Stauregelungen, die z.B. aus baulichen Gründen erforderlich wird, kann ebenfalls u.a. durch Verringerung der Fallstufen und damit Verringerung der Gesamtschleusungszeit die Fahrzeit verringert werden. Das wird am Beispiel des unteren Mains verdeutlicht.

Bei den Schiffsschleusen gibt es vielfältige Möglichkeiten, den Betriebsablauf zu verbessern. Neben dem Schleusenfunk, der zum schnelleren Reagieren und besseren Ausnutzen der Schleusenkammern beiträgt, kann durch Verwendung von Schwimmpollern und visuellen Einfahrtshilfen der Verkehrsablauf beschleunigt und sicherer gestaltet werden. Welchen Einfluß betriebliche Verbesserungen, wie z.B. die Vertiefung der Fahrrinne, der Bau zweiter Schiffsschleusen an Staustufen oder der günstigere Strömungsverlauf in Vorhäfen, auf den Nutzen/Kosten-Faktor haben, wird am Beispiel der Mosel erläutert. Hierbei wird auch die Empfindlichkeit des Nutzen/Kosten-Faktors von Verkehrsprognosen und die dadurch ausgelösten ggf. aufwendigen baulichen Maßnahmen sichtbar.

Eine Möglichkeit, die Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße zu erhöhen, wird vielfach in der Nachtfahrt gesehen. Hier wird jedoch sehr schnell die gegenseitige Abhängigkeit von Wasserstraße und Schiffahrt sichtbar. Ein rationeller Contenue-Verkehr ist nur mit Schubverbänden möglich. Da sich jedoch die Schiffahrt nur immer zum geringeren Teil auf den Schubverkehr einstellen wird, ist bei staugeregelten Flüssen und Kanälen mit Schiffsschleusen die Gesamtwirtschaftlichkeit der Nachtfahrt stark auch von den Kosten der Verwaltung für den Betrieb der Schiffsschleusen abhängig. Von Bedeutung kann die Nachtfahrt bei Erreichen der Tages-Grenzleistungsfähigkeit von Schiffsschleusen sein oder wenn wegen der Abmessungen der Fahrrinne für große Schiffe nur ein einspuriger Verkehr möglich ist.

1. Allgemeine Gesichtspunkte

Die Entscheidungen über den Ausbau des Verkehrsnetzes in der Bundesrepublik Deutschland stützen sich auf eine koordinierte Planung und Bewertung. Diese Planung wird alle 5 Jahre überprüft. Änderungen der gesamtwirtschaftlichen und finanzwirtschaftlichen Rahmenbedingungen sowie Akzentverschiebungen bei den wirtschafts- und verkehrspolitischen Zielvorstellungen machen eine Fortschreibung der Programmplanung im Abstand von 5 Jahren erforderlich [1].

Für die Bewertung der Maßnahmen ist ein einheitliches Konzept erarbeitet worden. Im wesentlichen gründen sich die Entscheidungen auf gesamtwirtschaftliche Nutzen/Kosten-Analysen. Hierbei werden im Gegensatz zur einzelwirtschaftlichen Rechnung auch regionalwirtschaftliche Effekte, Umwelteffekte sowie sonstige außerhalb der Benutzer und Betreiber von Verkehrssystemen anfallende Projektwirkungen einbezogen. Dieses sind vor allem: Primäre Kostenersparnisse, Beiträge zur Verkehrssicherheit, Verbesserung der Erreichbarkeit, regionalwirtschaftliche Vorteile, Beiträge zum Umweltschutz und verkehrsfremde Funktionen. Neben der gesamtwirtschaftlichen Bewertung werden folgende Entscheidungskriterien herangezogen: Wirkung auf Wirtschaftsergebnis der Deutschen Bundesbahn, Natur- und Landschaftsschutz, Baureife und Durchführbarkeit, Alternativen, vorliegende Stellungnahmen, Beschlußsituation z.B. unter Berücksichtigung von Interessen der Nachbarstaaten. Auch die Maßnahmen an den Bundeswasserstraßen unterliegen dieser Bewertung.

In der Bundesrepublik Deutschland entfällt auf die Binnenschiffahrt z.Z. ein Anteil von 25 % der tonnenkilometrischen Gesamtverkehrsleistung. Wie sich dieser Verkehr auf das Hauptnetz der Binnenschiffahrtsstraßen verteilt, ist in Abb. 1 dargestellt.

Der Entwicklungsstand der Binnenschiffsflotte kann den Abbildungen 2 und 3 entnommen werden.

Alle umfassenden Maßnahmen zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Bundeswasserstraßen müssen den dargestellten Kriterien entsprechen. Besonders die Maßnahmen zur Verbesserung des Betriebes – hier als Betrieb des Systems Schiff – Wasserstraße aufgefaßt – und die Nachtschiffahrt machen eine gesamtwirtschaftliche Betrachtung erforderlich. So wären z.B. Aufwendungen an der Wasserstraße wenig sinnvoll, wenn sie von der Schiffahrt nicht entsprechend genutzt würden. Für die Abschätzung des Einflusses der Maßnahmen auf die Gesamtwirtschaftlichkeit sind die zeitlichen Anteile für die Streckenfahrt, die Schleusung und für den Hafenaufenthalt bei der Gesamtumlaufdauer der Binnenschiffe von Bedeutung. In der Bundesrepublik Deutschland liegen diese im Durchschnitt für

Streckenfahrt bei 50 % bei 10 % Hafenaufenthalt bei 40 %.

Hierbei können stellenweise allerdings erhebliche Abweichungen auftreten. Dennoch ergeben sich aus diesen Zahlen Hinweise auf Ansätze zur Verbesserung des Betriebes.

Bei den Maßnahmen zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit von bestehenden Wasserstraßen kann nach [2] unterschieden werden zwischen

- a) Maßnahmen zur Reduzierung der Dauer der Schiffsumläufe, hierzu zählen:
 - Vergrößerung des wasserführenden Querschnittes zur Geschwindigkeitserhöhung, zur Beseitigung von Engpässen und zur Schaffung oder Verbesserung von Überholmöglichkeiten.
 - Verbesserungen an Schiffsschleusen/Schleusenvorhäfen zur Verkürzung der Wartezeit und zur Verkürzung der Passierzeit.
 - Verlängerung der Betriebszeit, insbesondere Einführung der Nachtschiffahrt.

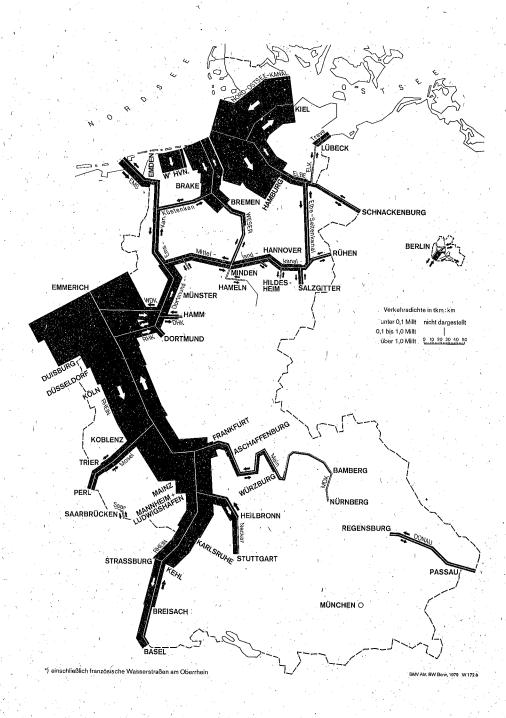


Abb. 1: Güterverkehr auf den Wasserstraßen der Bundesrepublik Deutschland und West-Berlin, 1978

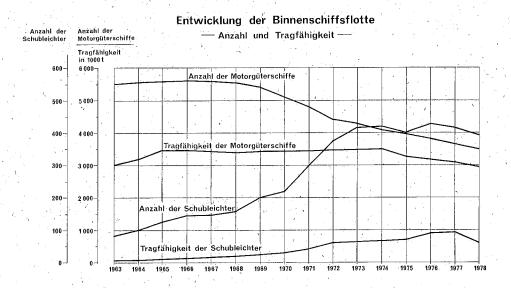


Abb. 2: Entwicklung der Binnenschiffsflotte

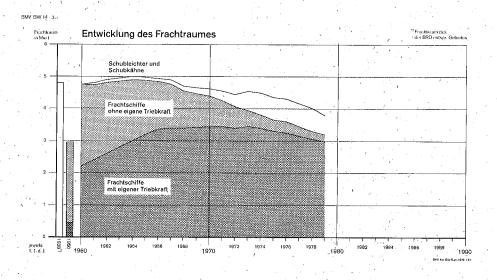


Abb. 3: Entwicklung des Frachtraumes

- Verbesserungen im Hafenbereich zur Reduzierung der Hafenzeiten.
- b) Maßnahmen zur Reduzierung der Anzahl der Schiffsumläufe, hierzu zählen:
 - Zulassung größerer Fahrzeuge durch Wasserstraßenausbau und/oder Verkehrsregelung.
 - Verbesserung der Auslastungsmöglichkeiten der Schiffe durch Vertiefung, Engpaßbeseitigung, zielgerechte Unterhaltungs- und Betriebsstrategien, schiffahrtspolizeiliche Maßnahmen.
 - Reduzierung der Leerfahrten durch Gebühren für Leerfahrzeuge, Anreize zur Poolbildung.

Bei dem Neubau oder der Stauregelung von Wasserstraßen sind darüber hinaus die zweckmäßige Wahl des Schleusenabstandes, der Schleusenabmessungen und der Füllund Entleerungsvorrichtungen zu beachten.

Bei den für die Bundeswasserstraßen durchgeführten Nutzen-Kosten-Untersuchungen haben sich nach [2] folgende wesentliche Maßnahmen als leistungssteigernd herausgestellt:

Bei der Strecke:

- Vergrößerung der Fahrrinnentiefe (wichtiger als Fahrrinnenbreite)
- Verkehrsregelungsmaßnahmen, die den Einsatz tiefer abgeladener Fahrzeuge ermöglichen
- Nachtschiffahrt von Schubschiffahrt
- Nachtbetrieb bei Kapazitätsengpässen an Abstiegsbauwerken
- Schiffahrtspolizeiliche Regelungen
- Maßnahmen im Hafenbereich

Eine Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit trägt nur wenig zur Leistungssteigerung bei.

Bei den Schiffsschleusen:

Hier ergeben sich naturgemäß mehr Möglichkeiten für betriebliche Verbesserungen, wenngleich die Aufenthaltszeit bei Schiffsschleusen einschließlich Wartezeit im Schnitt nur mit 10 % der Gesamtreisezeit anzusetzen ist. Dieses sind:

- günstige Vorhafengestaltung
- visuelle Einfahrtshilfen
- Verbesserung der Füllsysteme und Torantriebe
- Verbreiterung, Verlängerung und Vertiefung der Schleusenkammer
- Zentralsteuerung
- Startplatzsystem

UKW-Funksystem mit der Möglichkeit kurzer Disposition;

sämtliche Schiffsschleusen in der Bundesrepublik mit gewerblichem Schiffsverkehr sind mit Funk ausgerüstet. Der Ausrüstungsstand bei der Schiffahrt liegt bei 80 %. In manchen Bereichen, vor allem wo es oft zu Wartezeiten bei Eingangsschleusen kommt und wo starker Nachtbetrieb herrscht, liegt die Ausrüstung bei der Schiffahrt nahe 100 %. Innerhalb von 6 Jahren ist der Ausrüstungsstand der Schiffahrt von 20 % auf 80 % angestiegen. Hiermit wird bestätigt, daß der Schleusenfunk eines der wesentlichsten Mittel zur Beschleunigung des Vekehrs im Schleusenbereich darstellt.

Zulassung größerer Fahrzeuge und größerer Abladungen

zweckmäßige Gestaltung der Abgaben, z.B. durch Staffelung der Gebühren nach verkehrsstarken und verkehrsschwachen Zeiten

Erhöhung der täglichen Betriebsstunden, sofern kein 24-Stundenbetrieb vorgesehen ist.

Da die Schiffsschleusen die empfindlichsten Organe einer Wasserstraße insbesondere dann sind, wenn nur eine Schiffsschleuse pro Staustufe vorhanden ist, muß durch geplante Instandsetzung und durch Stoßschutzanlagen für die Tore (in der Bundesrepublik seit 1976 bei den Untertoren aller Schiffsschleusen vorgesehen) [3] ein Höchstmaß an Verfügbarkeit erzielt werden.

Als generelle Schlußfolgerung wird in [2] ausgeführt, daß nicht nur der Nutzen aus der Erhöhung der Leistungsfähigkeit bei der Entscheidung über die Investitionen zu beachten ist, sondern auch die effektiven Wegekosten während der Nutzungsdauer. Bei den anzustellenden Nutzen/Kosten-Untersuchungen zeigt sich häufig, daß eine geringfügige Erhöhung der Verkehrsmenge in der Prognose hohe bauliche Investitionen erforderlich macht. 10 % mehr oder weniger Verkehr können zu einer Verdoppelung bzw. Halbierung des Nutzen/Kosten-Wertes führen. Da alle übrigen Maßnahmen zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit in direkter Abhängigkeit zur prognostizierten Transportmenge stehen, sollte zunächst die Schleusenanlage optimiert werden, bevor an eine bauliche Erweiterung herangegangen wird.

Von den vorstehend angegebenen vielfältigen Möglichkeiten zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit durch eine Verbesserung des Betriebes – des Systems Schiff – Wasserstraße – wird nun für eine Neubaustrecke eines Kanals an einem Beispiel die Auswirkung der Schleusenabstände auf die Fahrtgestaltung erläutert und an den Beispielen Main und Mosel die Möglichkeit einer Verbesserung des Gesamtbetriebes einer bestehenden Wasserstraße durch Einsparung von Schiffsschleusen und durch Vertiefung der Wasserstraße anstatt des Baues zweiter Schiffsschleusen dargestellt. Für den Schleusenbereich werden Schwimmpollergestaltung und visuelle Einfahrtshilfen erläutert, die sowohl der Erhöhung der Sicherheit als auch der Leistungsfähigkeit dienen. Schließlich werden die Bedeutung der Nachtschiffahrt und die dafür erforderlichen technischen und betrieblichen Maßnahmen beschrieben.

2. Betriebliche Verbesserungen

2.1 Verbesserungen an der Strecke

2.1.1 Koordinierung von Schiffsschleusen in einer Kette

Während die erreichbare Verkehrsleistung am freien Fluß im wesentlichen vom Fahrwasserquerschnitt und von der Wasserführung abhängt, beeinflussen auf den staugeregelten Flüssen und auf Kanälen die Schiffsschleusen den Verkehrsablauf.

Zur Ermittlung der Verkehrsleistung von Schiffsschleusen gibt es zahlreiche Berechnungsmethoden, auf die hier nicht näher eingegangen wird. Letztlich beruhen alle diese Überlegungen auf der Erkenntnis, daß die Fläche der Schleusenkammer im Grundriß und die Schleusungszeit für die Kapazität maßgeblich sind.

Beim Ausbau zum staugeregelten Fluß und beim Bau von Kanälen ist auch zu berücksichtigen, daß die jeweils "langsamste" Schiffsschleuse, d.h. die Schiffsschleuse mit der längsten Schleusungszeit, für die Kapazität der gesamten Schleusenkette maßgebend ist. Es kommt also darauf an, die Schleusungszeiten von Schiffsschleusen mit großer Hubhöhe durch hydraulisch günstig gestaltete Füll- und Entleerungseinrichtungen so zu verkürzen, daß sie nicht größer als die der kleineren Staustufen sind. Dieses Prinzip sollte besonders in solchen Wasserstraßen-Abschnitten angewendet werden, in denen eine gleichmäßige Verkehrsbelastung zu erwarten ist, wie z.B. am Main-Donau-Kanal zwischen Nürnberg und Kehlheim, wo nur wenige kleine Häfen errichtet werden, deren Ziel- und Quellverkehr von untergeordneter Bedeutung ist und praktisch keine Störung des Hauptverkehrsstromes darstellt [4].

Bei einer durchgehend nahezu gleichmäßigen Verkehrsbelastung führt die bei gleichen Schleusenabmessungen und gleichen Schleusungszeiten einheitliche Kapazität der Schiffsschleusen auch dazu, daß alle Schiffsschleusen in gleicher Weise ausgelastet werden können. Berücksichtigt man dieses Prinzip nicht, so kann der Fall eintreten, daß an der "langsamsten" Schiffsschleuse ein Engpaß entsteht, der letztlich nur dadurch überwunden werden kann, daß man an dieser Stelle eine 2. Schiffsschleuse errichtet, obwohl die Kapazität der übrigen Schiffsschleusen dieser Kette noch nicht erschöpft ist.

Von Bedeutung sind daneben auch die Längen der Stau-bzw. Kanalhaltungen. Entsprechen die von der Länge dieser Haltung abhängigen Fahrzeiten in der Strecke zwischen den Schiffsschleusen der n-fachen Schleusungszeit, dann kann in "Grüner Welle" gefahren werden, d.h. die an der Schiffsschleuse ankommenden Schiffe finden die Schiffsschleuse einfahrbereit vor und müssen nicht warten [4,5].

Es sollte deshalb nicht Ziel der Planung sein, möglichst wenige und dementsprechend hohe Fallstufen anzuordnen; Planungsziel sollte vielmehr ein in sich ausgewogenes, "koordiniertes System" von Fallstufen und Stau-bzw. Kanalhaltungslängen sein. Dies wird am Beispiel der Untersuchung einer Kette von Schleusen oder Hebewerken am Main-Donau-Kanal deutlich, deren Betrieb an Hand eines graphischen Fahrplans koordiniert werden soll (Abb. 4, 5).

Die Forderung, daß die Stau- bzw. Kanalhaltungslänge auf die Schleusungszeit so abgestimmt werden soll, daß die Fahrzeit in der Stau- bzw. Kanalhaltung ein ganzzahli-

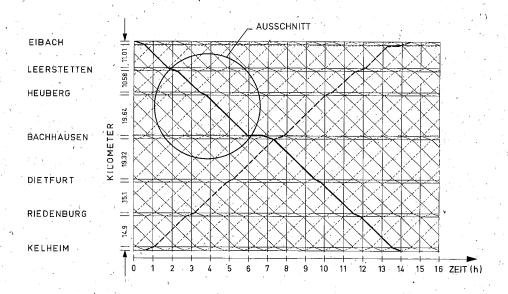


Abb. 4: Fahrplan für den Main-Donau-Kanal Nürnberg – Kehlheim

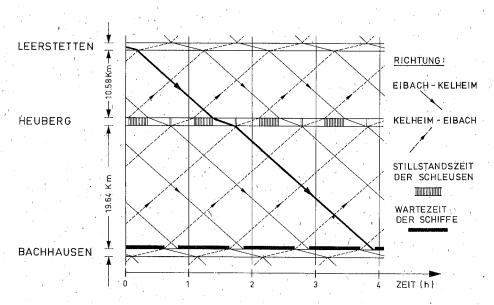


Abb. 5: Ausschnitt des Fahrplanes

ges Vielfaches der Schleusungszeit beträgt, läßt sich allerdings deswegen nicht immer erreichen, weil die Lage der Schiffsschleusen nicht ohne weiteres frei gewählt werden kann. Oft müssen örtliche Zwangspunkte und die Geländebedingungen bei der Wahl der Fallstufen-Standorte berücksichtigt werden. Dies war auch am Main-Donau-Kanal erforderlich.

2.1.2 Anderung der Staustufen bei einem staugeregelten Fluß

In den Jahren 1914 bis 1921 war der Main zwischen Offenbach und Aschaffenburg mit 6 Staustufen ausgebaut worden, deren höchste 2,74 m und deren niedrigste 2,16 m Fallhöhe aufwies (Abb. 6).

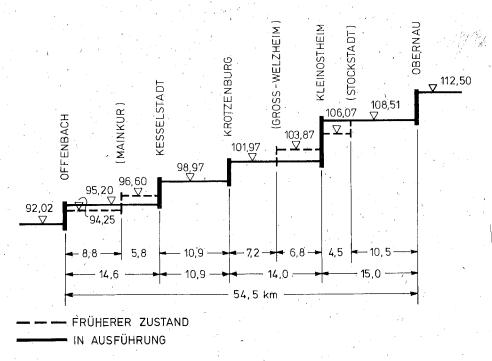


Abb. 6: Längsschnitt des Mains

Als Fahrrinnentiefe in den Stauhaltungen und Drempeltiefe der Schiffsschleusen wurden damals 2,50 m festgelegt, so daß die Schiffe diesen Abschnitt nur mit 2,30 m Abladetiefe befahren können. Diese Abladebeschränkung bedeutet für ein Schiff der Größenklasse zwischen 1000 und 1500 Tonnen Tragfähigkeit einen Ladungsverlust von etwa 200 Tonnen. Nachdem solche Einschränkungen in den oberhalb und unterhalb anschließenden Abschnitten der Wasserstraße nicht gegeben sind, lag es auf der Hand, daß ein Umbau dieser Staustufen von erheblicher volkswirtschaftlicher Bedeutung ist. Entsprechende Nutzen-Kosten-Untersuchungen bestätigen dies.

Unabhängig von solchen Überlegungen erforderte auch der schlechte bauliche Zustand der Anlagen dringend einen Ersatz durch neue Staustufen. Die Gelegenheit des

Neubaues der Staustufen konnte dazu benutzt werden, ein grundsätzlich neues Konzept zu verwirklichen (Abb. 6).

Die vorhandenen 6 Staustufen werden durch 3 neue Staustufen ersetzt. Die neuen Schiffsschleusen haben je 2 Schleusenkammern mit 12 m Nutzbreite und 300 m Nutzlänge und 4 m Drempeltiefe. Die Vorteile dieser Lösung für die Schiffahrt liegen nicht nur darin, daß sie diese Schiffsschleuse mit voller Abladetiefe passieren kann, sie liegen auch in der Verkürzung der Fahrzeit, die etwa 90 Minuten beträgt.

Die Durchführung dieser Umbaumaßnahme wird bis zum Jahre 1983 vollendet sein.

2.2 Verbesserungen an Schiffsschleusen

2.2.1 Schwimmpoller

Die Anordnung von Schwimmpollern in den Schleusenkammern trägt erheblich zur Beschleunigung der Schleusung und zur Erleichterung der Arbeit der Schiffsbesatzung bei. Daher sollten bei allen Neubauten und auch nach Möglichkeit bei allen Modernisierungen von Schiffsschleusen neben den Kanten- und den Nischenpollern Schwimmpoller bei bis zu 12 m Schleusen-Kammerbreite mindestens auf einer Seite, bei über 12 m Schleusen-Kammerbreite auf beiden Seiten vorgesehen werden.

Wenngleich die Schwimmpoller nur dem eigentlichen Schleusungsvorgang dienen und zum Abbremsen der Schiffe die festen Poller benutzt werden sollen, hat der bisherige Betrieb an den verschiedenen Wasserstraßen doch immer wieder gezeigt, daß die Schiffe sowohl bei der Einfahrt vom Oberwasser, als auch vom Unterwasser gleich an den Schwimmpollern abbremsen, um das Umhängen der Trosse zu sparen. Die festen Poller werden nur sehr selten benutzt. Dieser Umstand sollte bei der Dimensionierung der Schwimmpoller berücksichtigt werden. Für die Berechnung der normalen Betriebsfälle wird aufgrund der bisherigen Erfahrungen ein horizontaler Trossenzug von 200 kN empfohlen.

Für den Schiffer dürfte es eine wesentliche Erleichterung bedeuten, wenn er an den Schiffsschleusen möglichst vieler Wasserstraßen gleichartige Haltebolzen (Festmachevorrichtungen) vorfindet. Hierfür wurde die in der Abb. 7 dargestellte Form entwickelt, die bei den neuen Schiffsschleusen an der Saar, dem Main-Donau-Kanal und an der Rheinschleuse Iffezheim eingebaut werden wird. (Abb. 7)

Die zentrische Befestigung soll die aus verschiedenen Richtungen möglichen Trossenzugkräfte direkt, gleichmäßig auf die Laufarmaturen abtragen. Bei ruckartiger Beanspruchung beim Anspannen der Trossen soll ein Schubring eine Verschiebung des Haltebolzens und damit zusätzliche Querkräfte verhindern. In der Befestigung des Haltebolzens wird eine Sollbruchstelle angeordnet, deren Abmessungen am zweckmäßigsten durch Abreißversuche ermittelt werden. Sofern durch außergewöhnliche Belastung doch ein Haltebolzen abgerissen werden sollte, wird er durch ein zusätzliches Fangseil im Fuß des Haltebolzens am Herunterfallen gehindert.

Besondere Bedeutung hat der störungsfreie und gleichmäßige Lauf des Schwimmkörpers in allen Betriebslagen. Hier hat sich ein Schutzschild vor dem Schwimmpoller als zweckmäßig erwiesen, das in den Wasserspiegel eintaucht und mit dem das Eindringen von Geschwemmsel in die Pollerschächte verhindert wird. Die Führungsschienen werden in der Nähe der Schleusen-Kammerflucht angeordnet. Auf diese Weise können notwendige Arbeiten an den Lauf- und Führungseinrichtungen leicht von der Schleusenkammer aus durchgeführt werden.

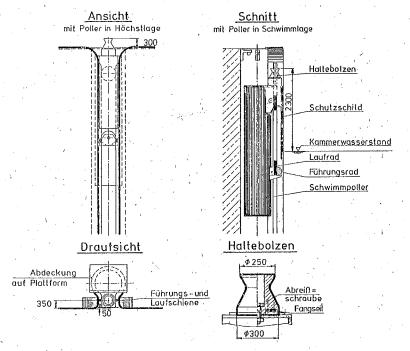


Abb. 7: Schwimmpoller an einer Schiffsschleuse

Maßnahmen zur Eisfreihaltung des Schwimmpollers (Nischenheizung o.ä.) dürften in der Regel zu aufwendig sein. Bei Frost wird der Schwimmpoller am zweckmäßigsten in seiner oberen Endlage verriegelt. Während der Frostperioden muß die Schiffahrt dann die festen Poller benutzen.

Eine weitere Steigerung der Sicherheit und Leichtigkeit des Betriebes, besonders bei eingeschränkten Sichtverhältnissen, wird durch eine farbige Hervorhebung der Schwimmpoller zu erzielen sein. Für den Schwimmkörper und das davorhängende Schutzschild reicht ein entsprechender Anstrich aus, der jedoch von den Haltebolzen durch die Trossen nach kurzer Zeit wieder abgerieben werden würde. Hier können Aufheller, Farbzusätze o.ä. in dem Gußmaterial Erfolg haben.

2.2.2 Visuelle Einfahrtshilfen bei Schiffsschleusen

Das Einfahren in Schiffsschleusen ist häufig für Leerfahrzeuge und für lange Schubverbände und bei der Einsteuerung aus Kurven schwierig. Daher hat sich das Markieren der Einfahrtsöffnungen an den Schleusenhäuptern und die Bezeichnung der Schleusenachse als hilfreich erwiesen [7].

Die Einfahrtsöffnungen können durch auffällige Aufsichtsfarben, die z.B. an vorhandenen Antriebshäusern angebracht werden, oder durch besonders aufgestellte Marken, z.B. Baken, markiert werden. Bei Nacht müssen die Markierungen ausreichend beleuchtet oder selbstleuchtend sein. Die Markierungen sollen nicht weiter als 1 m von der Schleusenkammerwand entfernt sein. Sie sollen so hoch über die Schleusenplattform reichen, daß sie vom Führer eines Leerfahrzeuges noch gut erkannt werden können (Abb. 8).

Die Einfahrtsöffnung am Unterhaupt dürfte bei Schiffsschleusen mit größerer Hubhöhe am Tage in der Rgel ausreichend zu erkennen sein. Die Erkennbarkeit kann durch auffällige Aufsichtsfarben verbessert werden,

Die Schleusenachse kann durch eine in der Schleusenachse angebrachte vordere untere und eine hintere obere Markierung bezeichnet werden, die zum guten Erkennen bei Nacht und unsichtigem Wetter in der Regel selbstleuchtend sein sollen.

Eine bei Tag und Nacht gut erkennbare Markierung der Einfahrtsöffnung am Schleusenhaupt kann die in der Schleusenachse angebrachte untere Marke ersetzen. Die Abweichung von der Schleusenachse kann dann jedoch nicht so genau festgestellt werden.

Bei der Einfahrt vom Oberwasser soll die Untermarke in I-Form am Oberhaupt oder in dessen Nähe in der Schleusenachse mindestens so hoch angebracht werden, daß ihre Unterkante der lichten Durchfahrtshöhe der Brücken in der nach Oberwasser anschließenden Wasserstraßenstrecke entspricht.

Die Obermarke in I-Form oder in V-Form wird am Unterhaupt oder bei langen Schleusen in einem Abstand von mindestens 60 m vor der Untermarke in der Schleusenachse angebracht. Die Obermarke muß so angebracht werden, daß die Verbindungslinie zwischen ihrer Unterkante und der Oberkante der Untermarke die Augenhöhenlinie des Schiffsführers in einem Punkt schneidet, der mindestens 120 m vom Oberhaupt entfernt liegen muß (Abb.10). Bei größeren Schiffseinheiten muß dieser Abstand größer gewählt werden. Wird anstelle der Untermarke die Markierung der Einfahrtsöffnung am Schleusenhaupt benutzt, muß die Unterkante der Obermarke mindestens in Höhe der lichten Durchfahrtshöhe der Brücken in der nach Oberwasser anschließenden Wasserstraßenstrecke liegen.

Bei der Einfahrt vom Unterwasser kann die Schleusenachse bei Schiffsschleusen mit geringer Hubhöhe wie bei der Einfahrt vom Oberwasser bezeichnet werden.

Bei Schiffsschleusen mit großer Hubhöhe ist die Einfahrtsöffnung am Unterhaupt durch die Gestaltung des Bauwerks bereits auffällig. Beiderseits der Einfahrtsöffnung können auch selbstleuchtende Marken aufgestellt werden. In Verbindung mit der Markierung der Einfahrtsöffnung am Unterhaupt kann eine in der Schleusenachse am Oberhaupt (Drempel) angebrachte selbstleuchtende Marke die Achse bezeichnen (Abb. 9).

Für selbstleuchtende Marken können Leuchten mit einer Lichtaustrittsfläche von etwa 25 cm Breite und etwa 1,5 m Länge eingesetzt werden. Für die Nachtbezeichnung reicht die Bestückung mit einer Leuchtstofflampe aus. Sollen die Marken auch bei unsichtigem Wetter zu erkennen sein, werden die Leuchten in der Regel mit 3 bis 5 Leuchtstofflampen der Lichtfarbe Hellweiß und einer Leistung von je 65 W bestückt.

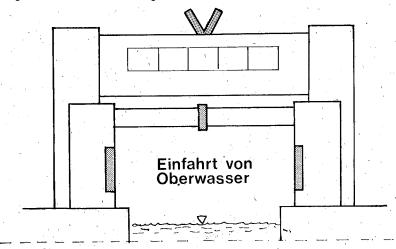


Abb. 8: Einfahrtshilfe bei Einfahrt von Oberwasser in eine Schiffsschleuse

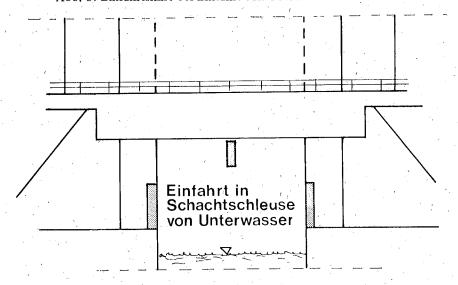


Abb. 9: Einfahrtshilfe bei Einfahrt vom Unterwasser in eine Schachtschleuse

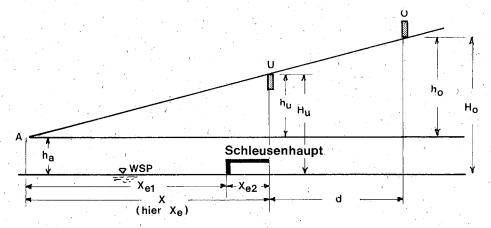


Abb. 10: Geometrische Beziehungen bei den Einfahrtshilfen

Ermittlung der geometrischen Anordnung von Ober- und Untermarke (Abb. 10)

WSp = Wasserspiegel

A = Auge des Beobachters

U = Untermarke

O = Obermarke

x = Abstand Auge - Untermarke

x_e = x_{e₁} + x_{e₂} = Abstand Auge - Untermarke, bei dem Auge, Oberkante der Untermarke und Unterkante der Obermarke eine Linie bilden (kritischer Abstand)

x_e = Länge des längsten verkehrenden Schiffsverbandes zuzüglich 20 m, mindestens jedoch 120 m vom Schleusenhaupt

$$\frac{x}{d + x} = \frac{h_u}{ho}$$
; $h_o = \frac{(d + x) h_u}{x}$; $h = \frac{x \cdot h_o}{d + x}$;

$$H_0 = h_a + \frac{(d + x) \cdot (H_u - h_a)}{x}$$
;

$$H_{u} = h_{a} + \frac{x \cdot (H_{o} - h_{a})}{d + x}$$

$$H_{o} = h_{a} + \frac{(d + x_{e}) \cdot (H_{u} - h_{a})}{x_{e}};$$

$$H_{u} = h_{a} + \frac{x_{e} (H_{o} - h_{a})}{d + x_{e}}$$

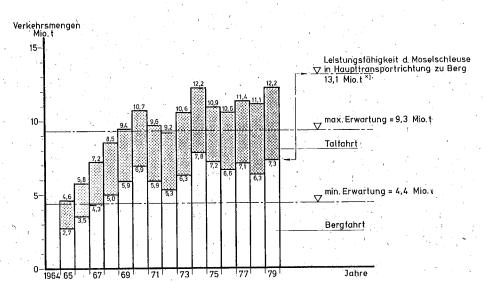
2.3 Auswirkung der betrieblichen Verbesserung auf die Wirtschaftslichkeit des Gesamtsystems einer Wasserstraße am Beispiel der Mosel

2.3.1 Vorbemerkung

Die Mosel ist seit 1964 für Zweier-Schubverbände und 1500-t-Schiffe mit einer Tauchtiefe von 2,50 m befahrbar.

Sie ist gekennzeichnet durch:

- Staustufen mit einer mittleren Fallhöhe von 6,8 m,
- Stauhaltungen mit einer durchschnittlichen Länge von 20 km,
- Kette von Staustufen mit je einer Schiffsschleuse, Ausnahme Doppelschleuse Koblenz.



Die Entwicklung des Verkehrs zeigt Abb. 11.

Verkehrsentwicklung auf der Mosel von 1964–1979 (Verkehrsdurchgänge der Schleuse Koblenz)

Normale Leistungstähigkeit bei Istzustand und Flottenstruktur 1990

*} Anmerkung

Abb. 11: Verkehrsentwicklung auf der Mosel von 1964 – 1979 (Durchgang a. d. Schleuse Koblenz)

Die für 1990 zu erwartende Verkehrsmenge der Mosel beträgt einschließlich des von der Saar zu erwartenden Verkehrs

18.5 (13.0 zu Berg und 5.5 zu Tal) Mio t/Jahr.

Diese Verkehrsmenge liegt an der Grenze der Leistungsfähigkeit des gegenwärtigen Systems. Daher sind vorsorglich Maßnahmen zur Leistungssteigerung zu planen.

2.3.2 Maßnahmen zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit des Gesamtsystems der Wasserstraße Mosel

Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit bieten sich folgende mögliche Maßnahmen an:

- Verkehrliche Maßnahmen:
 - -- Anreiz für verkehrsschwache Zeiten durch günstigere Tarife, um damit eine gleichmäßigere Auslastung zu erreichen (z.B. Nachtschiffahrt).
 - -- Einschränkung der Fahrgastschiffahrt oder bestimmter Schiffsgrößen und damit eine bessere Ausnutzung der Schleusenkammern.
 - Taktplan für den Schleusenbetrieb, um dadurch ein gleichmäßigeres Durchfahren der Haltung zu erzwingen (Grüne Welle).

Bauliche Maßnahmen:

- Anpassung einzelner, bestimmter Schiffsschleusen an örtliche Verkehrsspitzen, z.B. Umbau der Bootschleuse in eine Kleinschiffahrtsschleuse oder Bau der 2. Schiffsschleuse im Bereich von Staustufen mit besonders hohem Anteil an Fahrgastschiffahrt.
- -- Errichtung der bereits vorgeplanten 2. Schiffsschleusen an allen Staustufen auf den für diesen Zweck freigehaltenen Flächen.
- -- Vertiefung der Fahrrinnen, um die mögliche Abladetiefe zu erhöhen.
- -- Ausbau von einigen oberen Vorhäfen, um Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs durch Abminderung der Querströmungen bei hohen Wasserständen zu verbessern.

Im folgenden Teil sollen die für die Wirtschaftlichkeit des Systems maßgebenden Faktoren beschrieben werden. Ein Teil der verkehrlichen Verbesserungen ist wegen der betrieblichen Voraussetzungen bei der Schiffahrt z.Z. nicht erreichbar.

2.3.3 Problembeschreibungen

2.3.3.1 Beschreibungen der baulichen und verkehrlichen status-quo-Situation

- Staustufen mit einer Schiffsschleuse, Kammergröße 172 x 12 m
 Ausnahme Koblenz mit Doppelschleuse (122,5 x 12 m)
- auf 2,5 m beschränkte Ablademöglichkeiten.
- Abhängigkeit der Beladung der Schiffe von den Wasserständen des Rheins.
- Haupttransportrichtung zu Berg, Transportgüteranteil rd. 60 %,
- fast 100 %iger Durchgangsverkehr ab Lehmen bis Lothringen, zumindest bis Trier nach dem Saarausbau.
- hoher Anteil der Schubschiffahrt am Gesamtverkehr,
- starker Penichenverkehr, überwiegend leer zum französischen Kanalnetz,
- hoher Anteil an Fahrgastschiffahrt in den Sommermonaten mit Vorschleusungsrecht,
- 24-Stunden-Betrieb der Schiffsschleusen.
- Erschwernisse vor Erreichen des höchsten Schiffahrts-Wasserstandes bei der Einfahrt in verschiedene obere Vorhäfen infolge starker Querströmungen.

2.3.3.2 Flottenstruktur und Auslastung

Maßgebenden Einfluß auf die Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße und ihrer Schiffsschleusen hat die größenmäßige Zusammensetzung der auf ihr verkehrenden Flotte.

- Entwicklung der Flottenzusammensetzung auf der Mosel in %:

	1970	1973/74	1977	(1990)
bis 1.000 t über 1.000 t (E)	64 24	56 30	41 35	(32) (41)
über 1.000 t (SL)	12	14	24	(27)

E = Selbstfahrer. SL = Schubleichter

- Auslastung der Schiffe in Abhängigkeit von dem Wasserstand des Rheins:

```
bis 1.000 t = 92 - 95 \%

über 1.000 t (E) = 61 - 80 \%

über 1.000 t (SL) = 61 - 75 \%
```

Die prozentualen Schwankungsbreiten ergeben sich aus den unterschiedlichen Schiffsgrößen innerhalb der einzelnen Größenklassen.

- Leerfahrzeuganteile der Haupttransportrichtung (Bergverkehr):

Prognose 1990: 4,2 %

2.3.4 Berechnung der Leistungsfähigkeit

Für die Berechnung der Leistungsfähigkeit der Schiffsschleusen wurde als Rechnungsgröße das Ladungsaufkommen des beladenen Durchschnittsschiffes des Jahres 1990 ermittelt, es beträgt 1.460 t mit einem Auslastungsgrad von 71 %.

Das durchschnittliche Ladungsaufkommen beträgt damit 1.040 t. Eine zusätzliche Belastung der Schiffsschleusen durch Fahrgastschiffe von umgerechnet 1.400 Durchschnittschiffen ist zu berücksichtigen.

Der Anteil des Nachtverkehrs am Gesamtverkehr beträgt bei Schiffen

bis 1.000 t =
$$2.4\%$$

über 1.000 t (E + SL) = 16.1% .

Damit beträgt der Gesamtanteil des Nachtverkehrs 18,5 % bezogen auf 8 Stunden Nachtzeit bei einem 24 Stunden-Betrieb der Schiffsschleusen.

Es kann durchschnittlich mit 349 Betriebstagen pro Jahre gerechnet werden.

Die Leistungsfähigkeit der Schiffsschleusen im status-quo-Fall ergibt sich in Haupttransportrichtung (zu Berg) je Moselschleuse zu rd. 12,600 beladene Durchschnittsschiffe. Bei einem durchschnittlichen Ladungsaufkommen von 1,040 t entspricht dieses einer Gütermenge von 13,1 Mio t/Jahr.

2.3.5 Bewertung der baulichen Verbesserungen und die wirtschaftlichen Auswirkungen

Die Errichtung von zweiten Schiffsschleusen würde die Leistungsfähigkeit des Gesamtsystems der Wasserstraße Mosel nahezu verdoppeln. Die Risiken, die sich aus dem Betrieb mit nur einer Schiffsschleuse ergeben können, wie z.B. bei Havarien, Reparaturen usw., würden hierdurch außerdem beseitigt.

Die hohen Kosten dieser Maßnahme (rd. 450 bis 500 Mio DM) und die Verkehrserwartungen für das Prognosejahr 1990, die im Grenzbereich der errechneten Leistungsfähigkeit der Einzel-Schleusen liegen, zwangen zu Überlegungen, ob nicht durch wirtschaftlichere bauliche Maßnahmen die Leistungsfähigkeit verbessert werden kann. Aus diesen Gründen wurden auch Vertiefungsmaßnahmen untersucht.

Durch diese Vertiefungsmaßnahme würde die Ablademöglichkeit verbessert, die Entwicklung der Flottenzusammensetzung günstig beeinflußt und ein Anreiz zur Inbetriebnahme von großen Schiffseinheiten gegeben.

Die Leistungsfähigkeit der Moselschleusen würde sich erhöhen, so daß

in der Haupttransportrichtung zu Berg auf der Wasserstraße Mosel befördert werden können. Eine Vertiefung der Fahrrinne des Rheins von 2,10 m auf 2,50 m unter GLW (etwa mittleres Niedrigwasser) würde den Auslastungsgrad zusätzlich erhöhen und weitere Verbesserungen mit sich bringen.

2.3.6 Nutzen-Kosten-Untersuchung

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigt werden konnte, daß die Vertiefung der Fahrrinne eine positive Veränderung der Moselflotte und des Abladeverhaltens bewirken und damit die Leistungsfähigkeit des Gesamtsystems erhöhen würde, wird im folgenden Teil die Wirtschaftlichkeit dieser Maßnahme dargestellt.

Danach ergibt sich folgendes Bild:

	Investitions- kosten	Transport- kosten	Transportkosten Differenz
without-Fall		243,3 Mio DM	
with Fall 1 Abladetiefe 2,8 m	110 Mio DM	212 Mio DM	31,3 Mio DM
with Fall 2 Abladetiefe 3,0 m	170 Mio DM	196,7 Mio DM	46,6 Mio DM

Die Berechnung des wirtschaftlichen Nutzens erfolgt nach der gebräuchlichen Barwertmethode. Die Ermittlungen der Nutzen/Kostenverhältnisse ergaben je nach Einbeziehung externer Komponenten, wie u.a. Auswirkungen auf andere Bauvorhaben, Werte, die zwischen 6 und 8 liegen. Die wirtschaftliche Bedeutung dieser Maßnahme wird dadurch unterstrichen.

Die Sensitivitätsprüfungen führten zu dem Ergebnis, daß auch ohne eine Verkehrssteigerung, also für den z.Z. bestehenden Verkehr und mit der heutigen Flottenzusammensetzung, die Maßnahme noch wirtschaftlich wäre.

Im Vergleich hierzu die übrigen baulichen Maßnahmen:

Maßnahme		Nutzen/Kosten-Verhältnis			
	*				
2. Schleusen		0,7 bis 2,5			
Vorhäfenverbesserung		0,7 bis 2,5 0,9 bis 1,7			

Die Nutzen-Kosten-Untersuchungen dieser Maßnahmen zeigten darüber hinaus eine extreme Abhängigkeit von externen Einflußgrößen und den Verkehrsprognosen, so daß eine Entscheidung aufgrund dieser Ergebnisse allein nicht sicher getroffen werden kann.

Nach den bisherigen Untersuchungen stellt daher die Vertiefung der Mosel bei einer erwarteten Verkehrsmenge von 13 bis 17 Mio. t/Jahr in Haupttransportrichtung die wirtschaftlichste Verbesserung des Gesamtsystems dar. Erst bei einer höheren Verkehrsmenge wird der Bau von 2. Schleusen wirtschaftlich interessant.

Steigerung der Leistungsfähigkeit von Binnenwasserstraßen durch Übergang zur Nachtfahrt

3.1 Grundsätzliches

Die Binnenschiffahrt in der Bundesrepublik Deutschland unterscheidet folgende Betriebszeiten

Normale Tagfahrt	16 Stunden
Verlängerte Tagfahrt	18 Stunden
Halbständige Fahrt (Semi-Contenue-Fahrt)	20 Stunden
Ständige Fahrt	
(Contanua Fahrt)	24 Stunden

Unter Nachtfahrt soll nachstehend die Fahrt verstanden werden, bei der die gesamten Nachtstunden benutzt werden. Zusammen mit der Fahrt bei Tag ergibt sich somit ein 24-Stunden-Betrieb [8].

Voraussetzung für einen Nachtbetrieb der Schiffahrt ist eine die Nachtfahrt gestattende Ausrüstung der Wasserstraßen und Häfen.

In Abb. 12 ist der in der Bundesrepublik Deutschland von der Wasserstraße vorgegebene Betriebszeitrahmen dargestellt, in den die Binnenschiffahrt derzeit ihren Betrieb

einpassen muß. Der Rahmen wird im wesentlichen bestimmt durch die Betriebszeiten der Schiffsschleusen und durch die dem Schiffsverkehr von der Befahrbarkeit der Wasserstraßen her gegebenen Grenzen.

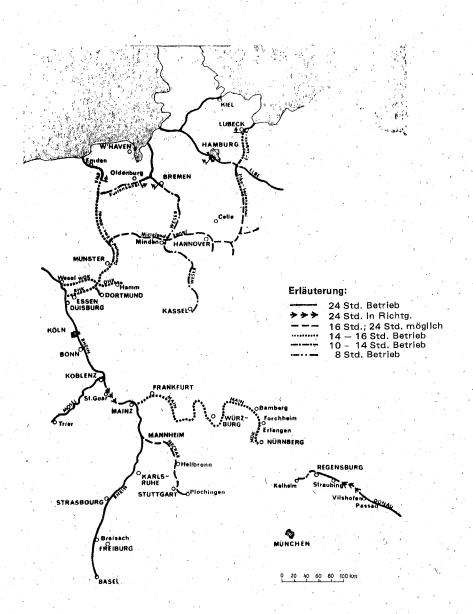


Abb. 12: Betriebszeiten

Ein 24-stündiger Betrieb ist z.Z. nur auf dem Rhein mit Ausnahme der Talfahrt zwischen Bingen und St. Goar, der Donau und der Mosel sowie auf dem Mittellandkanal und dem südlichen Abschnitt des Elbe-Seitenkanals zwischen den Schiffsschleusen möglich. Die Betriebszeiten (Schleusenbetriebszeiten) der übrigen Flüsse und Kanäle sind den üblichen – normalen – täglichen Betriebszeiten der Schiffahrt angepaßt, woraus sich ergibt, daß die Schiffahrt auf diesen Wasserstraßen keinen Nachtbetrieb durchführt.

Auf Rhein und Mosel beträgt der Anteil der Schiffe an der vollen Nachtfahrt 13 %, gemessen an der Zahl der Schiffe bzw. Schubverbände.

Grundsätzlich bewirkt der Nachtbetrieb eine Erhöhung der Wasserstraßenkapazität. Das Maß der Erhöhung beträgt, wenn die 16-stündige Fahrt die Norm darstellt, die Hälfte der Leistungsfähigkeit, die eine Wasserstraße bei 16-Stunden-Betriebszeit besitzt. Im Winter, bei kürzeren täglichen Betriebszeiten, würde das Ausmaß der relativen Kapazitätserhöhung und damit der Leistungssteigerung beim Übergang auf 24-Stunden-Betrieb noch höher als 50 % sein. Diese Kapazitätserhöhung kommt jedoch nur voll zum Tragen, wenn auch die Häfen 24 Stunden arbeiten.

Ob ein 24-Stunden-Betrieb durchgeführt wird, hängt ab

- von der Schaffung der für eine Nachtschiffahrt erforderlichen technischen und betrieblichen Voraussetzungen bei Wasserstraßen, Häfen und Schiffen und
- von dem Verhältnis der durch die Schaffung dieser Voraussetzungen entstehenden Kosten zu den zu erwartenden Nutzen z.B. durch die Einsparung von Schiffsraum.

Es ist somit letztlich eine wirtschaftliche Frage, ob ein 24-Stunden-Betrieb durchgeführt wird. Auch die Umwelt- und Sozialprobleme müssen berücksichtigt werden.

3.2 Voraussetzungen bei der Wasserstraße für die Durchführung der Nachtfahrt

3.2.1 Grundgedanken

Die Verwaltung der Schiffahrtswege kann mit Hilfe technischer, betrieblicher und schiffahrtspolizeilicher Maßnahmen Einfluß auf die Nachtfahrt nehmen. Die Entscheidung über die Einführung der Nachtfahrt bei den mit Schiffsschleusen und Schiffshebewerken ausgerüsteten Wasserstraßen wird im wesentlichen beeinflußt vom Bedarf, von der Struktur der Schiffahrt, von dem Schwierigkeitsgrad der Fahrwasserverhältnisse und von den Betriebskosten.

In der Regel wird eine mit Schiffsschleusen ausgestattete Wasserstraße in folgenden Schritten an den Bedarf der Schiffahrt angepaßt:

- 16-Stunden-Betrieb (Ausgangsbasis)
- bei Bedarf Betriebszeitverlängerung zum Abbau der Wartezeiten (1.)
- Schleusung außerhalb der Betriebszeit auf Bestellung (2.)
- 24-Stunden-Betrieb (3).

Wird die Grenze der Schleusenkapazität nach Schritt 2 erreicht und kann auch durch eine Vertiefung der Strecke keine Erhöhung der Leistungsfähigkeit mehr erreicht werden, so kann anstelle der Einführung des 24-Stunden-Betriebes (3.) die bauliche Erweiterung der Schiffsschleuse oder letzten Endes die Errichtung einer weiteren Schiffsschleuse erforderlich werden. Diese Lösung kann dann wirtschaftlich sein, wenn die Schiffahrt von ihrer Struktur her nicht in der Lage ist, Nachtfahrt durchzuführen. Sofern die Grenzen des Verkehrs großer Schiffseinheiten durch den Ausbauzustand der Strecke bestimmt werden, kann allerdings durch verkehrslenkende Maßnahmen, z.B. durch die Einführung des Richtungsverkehrs eine Lösung gefunden werden. Die Entscheidung über den einzuschlagenden Weg hängt von dem Ergebnis der jeweiligen Kosten-Nutzen-Untersuchung ab, in die auch die Verfügbarkeit der Schiffsschleusen mit einzubeziehen ist.

3.2.2 Technische Maßnahmen

Für die Fahrt bei Nacht sollten sich die dem Schiffsführer gegebenen Informationen möglichst wenig von den am Tage gegebenen unterscheiden. Der Verlauf des Fahrweges ist in vielen Fällen, insbesondere bei Kanälen und staugeregelten Flüssen bei Nacht ohne besondere Hilfsmittel erkennbar. Häufig reicht diese Information jedoch nicht aus. Daher sind für eine sichere Nachtfahrt zusätzliche Informationen erforderlich. Diese werden unterschieden in visuelle und funktechnische Mittel.

Die Fahrt bei unsichtigem Wetter stellt an die Schiffsführung sowie an die Ausrüstung der Schiffe und der Wasserstraße besondere Anforderungen. Hier versagen auch am Tage die visuellen Hilfen, während die funktechnischen Mittel gleichermaßen angewendet werden können.

Visuelle Mittel

Das naheliegendste, nur bordseitig zu verwendende Hilfsmittel ist, wie bei allen nicht spurgebundenen Verkehrsmitteln der Scheinwerfer. Wenn auch mit seiner Hilfe die Uferzonen gut ausgeleuchtet und insbesondere mit Reflexfolien belegte Schiffahrtszeichen erkannt werden können, so sind als bedenkliche Nachteile die lange Adaptationszeit des menschlichen Auges nach seinem Abschalten und die Blendungsgefahr anderer Verkehrsteilnehmer zu nennen. Versuche mit linear polarisiertem Licht, Spezialscheinwerfern u.a. haben bisher zu keinen brauchbaren Ergebnissen geführt. Somit bleibt zunächst nur die Möglichkeit, die Lichtstärke des Scheinwerfers auf ein Minimum zu reduzieren und den Reflexionsfaktor der Schiffahrtszeichen auf ein Maximum zu bringen.

Die aktive Befeuerung wird bei den Binnenschiffahrtsstraßen in der Bundesrepublik Deutschland bisher nur in recht begrenztem Maße angewendet. Leuchttonnen und Orientierungsfeuer sind die hierbei gebräuchlichen Schiffahrtszeichen. Die an der Donau und am Niederrhein verwendeten Orientierungsfeuer sollen dem Schiffer aussagekräftige Hilfspunkte bei Nacht erkennbar machen, die er bei Tage aufgrund seiner Streckenkenntnis leicht ausmachen kann. Bild 13 zeigt ein derartiges Orientierungsfeuer am Rhein.

Die Leuchttonnen markieren hervorzuhebende Punkte am Fahrwasser. Besondere Gefahrenpunkte wie Brückenpfeiler, Molenköpfe usw. werden in der Regel mit

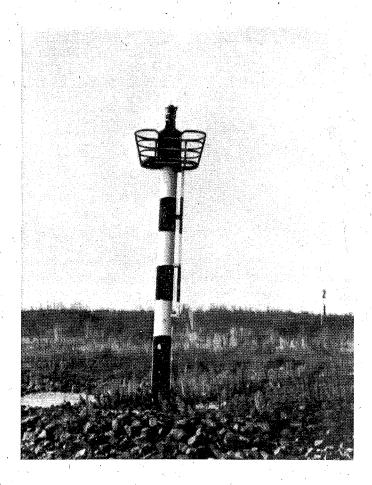


Bild 13: Orientierungsfeuer am Niederrhein

markantem Natriumdampflicht angestrahlt. Für Verkehrsregelungen z.B. an Schiffsschleusen, beweglichen Brücken und im Streckenbereich werden bei Tag und Nacht die gleichen Signallichter verwendet, am Tage mit entsprechend größerer Lichtstärke. Die Tafelzeichen werden in besonderen Fällen beleuchtet, insbesondere dann, wenn sie für den fließenden Verkehr von Bedeutung sind.

Besondere Gefahrenpunkte stellen die Schleusenbereiche dar. Durch Adaptationsstrecken im Bereich der Schleusenvorhäfen und durch Ausleuchtung der Schleusenkammern wird ein sicherer Verkehrsablauf gewährleistet, wie aus den Bildern 14 und 15 zu ersehen ist.

- Funktechnische Mittel

Für die Binnenschiffahrt sind das Bordradargerät und der UKW-Funk von Bedeutung. Das Radargerät hat den Vorteil, nicht nur bei Nacht, sondern auch bei unsichtigem Wetter als Orientierungshilfe und als Kollisionsschutzmittel zu dienen. Hochwertige Flußradargeräte ermöglichen heute ein Fahren selbst in engen Schiffahrtskanälen zu jeder Zeit. Der Ausrüstungsstand der Binnenschiffe mit Radar beträgt in der Bundes-

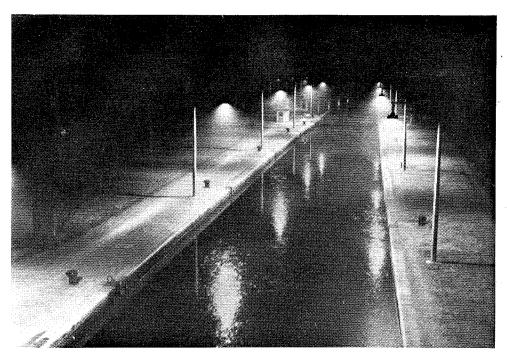


Bild 14: Schleusenbeleuchtung

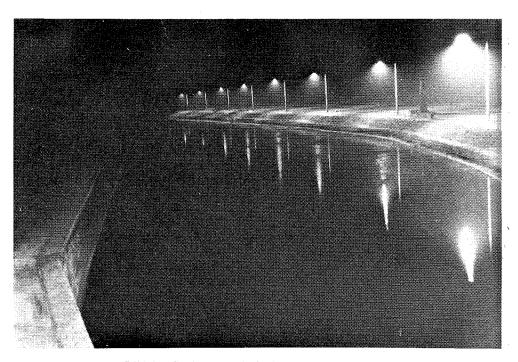


Bild 15: Schleusenvorhafenbeleuchtung

republik z.Z. 22 %, im Rheinstromgebiet jedoch rd. 50 %. Die Steigerung in den letzten 6 Jahren betrug 100 %. Die Verwaltung der Wasserstraße muß allerdings die Schiffahrtszeichen hierfür herrichten; so müssen z.B. die Tonnen und Baken durch entsprechende Ausgestaltung ein gutes Radarecho geben (Bild 16 und 17).

Um die von Brücken und Freileitungen herrührenden Störechos im Radarbild auszuschließen bzw. in ihrer Wirkung unschädlich zu machen, sind besondere Maßnahmen erforderlich. Bei neuen Brücken wird von vornherein entweder auf die Konstruktion Einfluß genommen, so daß durch Mehrfachreflexionen hervorgerufene Fehlechos unterdrückt werden, oder es werden Absorbtionsmaterialien aufgebracht, die eine Reflexion der Radarstrahlen verhindern.

Die Radarfahrer müssen mit UKW-Funk ausgerüstet sein, um sich untereinander verständigen zu können. Zum Erkennen der Drehbewegung des eigenen Schiffes ist ein Wendezeiger sehr nützlich, der auf dem Rhein vorgeschrieben ist. Einen Eindruck von dem Fahrstand eines nachtfahrtfähigen modernen Schubbootes vermittelt Bild 18.

Der UKW-Sprechfunk muß heute mit zu den Navigationshilfen gerechnet werden. Er ermöglicht den Sprechverkehr von Schiff zu Schiff für Sicherheitszwecke, vom Schiff zum Land, z.B. zum Absetzen von Notmeldungen und den Verkehr von Land zum Schiff, z.B. für den nautischen Informationsdienst (Schleusenfunk).

Alle Schiffsschleusen mit gewerblichem Schiffsverkehr sind in der Bundesrepublik mit Funk ausgerüstet, so daß auf diesem Wege eine gute Abstimmung des Schleusenbetriebes mit der Schiffahrt gerade bei Nacht möglich ist. Dieser Funk dient der Sicherheit und Beschleunigung des Verkehrs.

3.3 Voraussetzungen bei der Schiffahrt für die Durchführung der Nachtfahrt

Den visuellen und funktechnischen Navigationshilfsmitteln an den Wasserstraßen entsprechen solche auf den Schiffen. Im einzelnen gehören dazu die vorgeschriebene Lichterführung, Suchscheinwerfer, Radargeräte, Sprechfunkanlagen, Echolote und sonstige Navigationshilfsmittel.

Der Übergang von der 16-stündigen Tagfahrt zur ständigen, 24-stündigen Fahrt erfordert gemäß den Polizeivorschriften zusätzliches Personal.

Für die zusätzlichen Besatzungsmitglieder müssen gegebenenfalls zusätzlich Wohnund Aufenthaltsräume geschaffen werden. Dies geht auf Kosten des Laderaums. Außerdem müssen die Ruheräume ausreichend gegen Lärm und Erschütterung abgeschirmt werden.

Hierdurch werden zusätzliche Kosten verursacht. Ob die Schiffahrt vom 24-stündigen Betrieb Gebrauch macht, hängt vom Verhältnis dieser zusätzlichen Kosten zur Ersparnis infolge des zeitlich besser genutzten Schiffsraums und damit der insgesamt verringerten Flottenkapazität ab.

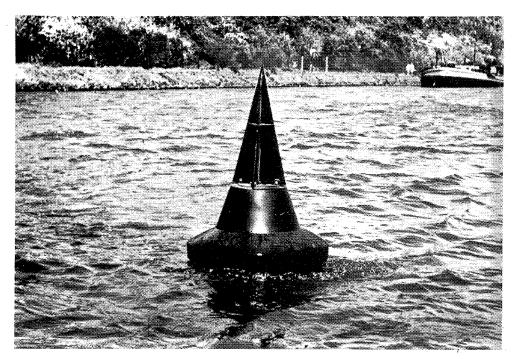


Bild 16: Tonne mit Radarreflektor

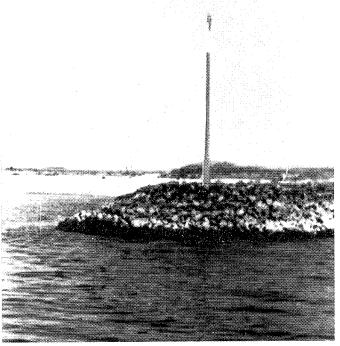


Bild 17: Bake mit Radarreflektor

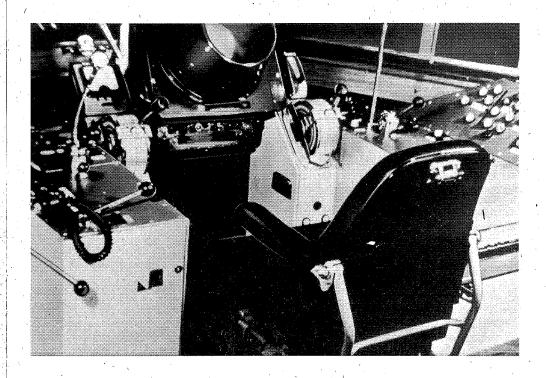


Bild 18: Fahrstand eines Schubbootes

Die Gegenüberstellung von Nutzen-, Personalkosten- und Transportkostensteigerung bei Motorschiffen ist in Tabelle 1 dargestellt [9].

Schiffsgrößen- klassen	Nutzenstei- gerung bei Nachtfahrt; Übergang von 16-Std Betrieb auf 24 Std.	Pe A 16 Std.	rsonal D ständige Fahrt	Personal- kosten- steigerung bei stän- diger Fahrt	Transport- kosten- steigerung
bis 500 t bis 1,000 t bis 1,600 t über 1,600 t Koppelverband z.B. 1,500 t + 1,000 t = 2,500 t	30 % 30 % 30 % 30 %	2 2 + 1*) 3 3 + 1*)	5 + 1*) 6 + 1*)	ca. 100 % ca. 100 % ca. 80 % 70 %	40 % 40 % 32 % 28 %

^{*)} Schiffsjunge

Tab. 1

Die Nutzensteigerung ergibt sich, da sie sich nur auf den Streckenanteil von 50 % und den Schleusenanteil von 10 % (s. Abschnitt 1) und nicht auf den Hafenanteil von 40 % auswirkt, nur zu 50 x (1-0.4) = 30 %. Der Personalkostenanteil an den Vorhaltekosten beträgt 40 %; bei 24-Stundenbetrieb bedeutet dies bei 100 % Personalkostensteigerung eine Kostensteigerung von 40 %.

Als Ergebnis zeigt sich, daß bei Motorschiffen bis 1.600 t die zusätzlichen Personalkosten den Gewinn in Form der möglichen Nutzensteigerung übersteigen. Die Kosten für erweiterte Unterkünfte für zusätzliches Personal und die mögliche Einschränkung des Laderaums sind dabei noch nicht berücksichtigt. Das Verhältnis wird erst bei Motorschiffen über 1.600 t günstiger. Am günstigsten ist es bei Koppelverbänden.

Deshalb werden Motorschiffe nicht regelmäßig in ständiger Fahrt eingesetzt. Die Nachtfahrt bleibt eine Ausnahme, von der nur Gebrauch gemacht wird, wenn der Transport eilbedürftig ist und sich an Bord drei Patentinhaber befinden.

Dagegen werden Koppelverbände schon eher in ständiger Fahrt eingesetzt, wie das auf Rhein und Mosel der Fall ist. Voraussetzung ist aber, daß die Fahrtstrecke lang ist, so daß der Anteil der Lade- und Löschzeit an der gesamten Umlaufzeit gering ist.

Schubverbände sind dagegen von vornherein für die ständige Fahrt bestimmt. Wie aus Tabelle 2 hervorgeht, ist die Nutzensteigerung ab 700 PS-Schubboot mit 2 Leichtern größer als die Transportkostensteigerung.

		4.4			
Schiffsgrößen- klassen	Nutzenstei- gerung bei Nachtfahrt; Übergang von 16-Std Betrieb auf 24 Std.	Pers A 16 Std.	onal D ständige Fahrt	Personal- kosten- steigerung bei stän- diger Fahrt	Transport- kosten- steigerung
bis 500 PS 2 Leichter 3 oder mehr	50 %	3	6	100 %	80 %
Leichter	50 %	4	7	75 %	60 %
500 - 700 PS 2 Leichter 3 oder mehr Leichter	50 % 50 %	4 5	7	75 % 60 %	60 % 48 %
700 - 1,000 PS 2 Leichter	50 %	5	7	über 40 %	32 %
3 oder mehr Leichter	50 %	6	8	33,3 %	27 %
über 1.000 PS 2 Leichter	50 %	5	7	40 %	32 %
3 oder mehr Leichter	50 %	6	8	33,3 %	27.%

Dabei ist berücksichtigt, daß eine dritte Besatzung erforderlich ist, die die beiden an Bord befindlichen Besatzungen turnusgemäß ablöst. Das Schubboot hat im Unterschied zum Motorschiff und auch zum Koppelverband jedoch keine Hafenliegezeit, so daß die Nutzensteigerung von 50 % voll zum Tragen kommt.

Aus diesen Gründen wird von der Möglichkeit der Nachtfahrt auf den Wasserstraßen in der Bundesrepublik Deutschland gegenwärtig nur von der Schubschiffahrt regelmäßig Gebrauch gemacht.

3.4 Wirtschaftliche Gesamtbetrachtung

Da der Anteil der Schubschiffahrtskapazität nur knapp 20 % der Gesamtkapazität der deutschen Binnenflotte beträgt, stellt sich die Frage, ob es wirtschaftlich vertretbar ist, an den Wasserstraßen die für die ständige Fahrt erforderlichen technischen und betrieblichen Voraussetzungen zu schaffen. Dies ist an vielen Stellen zu bejahen. Das Nutzen-Kosten-Verhältnis kann z.B. auch dann günstig sein, wenn die Schiffahrt nur zu einem kleinen Teil von der Möglichkeit der Nachtfahrt bzw. ständigen Fahrt Gebrauch macht. Außerdem bietet der Nachtbetrieb der Wasserstraßen den Motorschiffen und Koppelverbänden im Bedarfsfall die Möglichkeit, von der Nachtfahrt Gebrauch zu machen. Der Anteil der Schubverbände wird in den nächsten Jahren zunehmen und der Anteil der großen Schiffe an der Gesamtkapazität der Binnenflotte wird sich weiter erhöhen. Bei ihnen sind die betriebswirtschaftlichen Voraussetzungen für die Durchführung der ständigen Fahrt günstiger als bei kleinen und mittleren Schiffen. Schließlich ist auch daran zu denken, daß in absehbarer Zeit die Besatzungsvorschriften geändert und der modernen, technischen und betrieblichen Entwicklung bei der Binnenschiffahrt angepaßt werden. Auch dann besteht eine größere Wahrscheinlichkeit, daß Motorschiffe zur ständigen Fahrt übergehen.

Schrifttum

- [1] Bundesverkehrswegeplan 1980; Bundesverkehrsministerium
- [2] Ernst, D.; Lohrberg, K.; Mester, D.; Orlovius, V.: The use of cost-benefit analyses for investments in inland waterways; Bulletin Nr. 34
- [3] Wagner, R.: Die Entwicklung und Erprobung neuartiger Stoßschutzanlagen für Schleusentore, Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Nr. 9/79, S. 382
- [4] Seidel, H. P.: Die Teilstrecke Nürnberg Kehlheim des Main-Donau-Kanals. Linienführung, Gestaltung der Stufen und Verkehrsleistung; Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 32. Bd. 1969/71, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York 1972
- [5] Koehler, R.: Untersuchungen zur Leistungsfähigkeitsberechnung und Reisezeitverkürzung, Dissertation an der Universität Karlsruhe, April 1968
- [6] Eujen, D.M.: Der Mainausbau und seine verkehrswirtschaftlichen Aspekte; Wasserwirtschaft Nr. 7/8 1978
- [7] Richtlinien für visuelle Einfahrtshilfen an Schleusen; Bundesverkehrsministerium
- [8] Hartung, W.: Nachtfahrt auf Binnenschiffahrtsstraßen; Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 35. Bd. 1975/76
- [9] Rheinschiffs-Untersuchungsordnung

Abteilung I — Binnenschiffahrt

Thema 3

Verbesserung und Unterhaltung der Fahrrinnentiefe in Gewässern mit alluvialem Sohlenmaterial durch Regelung der Gewässergeometrie

Berichterstatter:

Dipl.-Ing. Rainer Jurisch, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Christian Krajewski, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz

Heinz-Josef Recker, Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsamt Mannheim, Mannheim Dipl.-Ing. Hartmut Rödiger, Baudirektor, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz Dipl.-Ing. Adolf Timon, Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion West, Münster

Zusammenfassung

Naturmessungen

Die Höhe der Flußsohle wird am Rhein mit Meßschiffen überwacht. Das auf dem Rhein eingesetzte Meßschiff "Bingerbrück" besitzt eine Echolotanlage zur Tiefenmessung, die mit einer Anlage zur zweidimensionalen elektromagnetischen Ortung gekoppelt ist. Für die Tiefenmessung sind am Schiffsboden 41 Schwinger in 1 m Abstand in einer Reihe befestigt. Dadurch kann die Flußsohle in einem Punktraster von 1 x 1 m "flächenhaft" vermessen werden. Die Messungen werden mit Hilfe einer Datenverarbeitungsanlage bei der Bundesanstalt für Wasserbau automatisch ausgewertet. Zeichenautomaten (Plotter) stellen Querprofile und Tiefenlinienpläne her.

Zur Bestimmung der Wasserspiegelhöhen entlang des Flusses wurde am Niederrhein ein Wasserstandsrohr entwickelt.

Modellversuche

Bei Modellversuchen mit Sedimenttransport ist vor Versuchsbeginn die Kenntnis notwendig, ob das Sediment als Schwebstoff oder als Geschiebe im Fluß befördert wird. Im Falle eines Schwebstofftransportes sind für die Ähnlichkeit die Reynolds'sche Zahl des Kornes Re und der Shields-Parameter τ_* in Natur und Modell gleichzusetzen. Wird das Sediment vorwiegend als Geschiebe transportiert und ist Re > 60, so kann der Einfluß der Reynolds'schen Zahl des Kornes vernachlässigt werden. Jedoch muß der Einfluß der Rauhigkeit berücksichtigt werden. Unsicherheiten und Ungenauigkeiten beim Modellbetrieb werden durch eine Veränderung des rechnerisch grob festlegbaren Zeitmaßstabes ausgeglichen. Die praktische Anwendung dieser Überlegungen wird am Beispiel zweier Modellversuche bei der Bundesanstalt für Wasserbau gezeigt, und zwar eines Modells mit Schwebstofftransport der Ems bei Bollingerfähr und eines Modells mit Geschiebetransport des Rheins bei Gambsheim.

Oberrhein

Der Erfolg der seit 1967 durchgeführten Regelungsarbeiten am Oberrhein zur Vertiefung der Fahrrinne zwischen Neuburgweier/Lauterburg und Mannheim wurde überprüft. Es ergab sich eine befriedigende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Modellversuche und der Planung. Hauptsächlich durch den Bau oder die Vergrößerung von Buhnen wurden nachteilige Ablagerungen von Geschiebe in der Fahrrinne verhindert oder zumindest vermindert. Aufgrund der Überprüfungen der Sohlenverhältnisse ist geplant, ergänzende Regelungsarbeiten auszuführen.

Rheingau

Die Fahrrinne wurde durch Regelungsarbeiten vertieft. Um die großen Wasserflächen jenseits der Streichlinien zu erhalten, wurde auf den Bau von Buhnen weitgehend verzichtet. Der angestrebte Erfolg wurde mit Hilfe von Parallelwerken erreicht, die bei Mittelwasser überströmt wurden.

Niederrhein

Entlang des Niederrheins wurde in den Vorländern Kies gewonnen. Dadurch entstanden größere Abflußquerschnitte, die sich ungünstig auf die Geschiebebewegung auswirkten. Durch den Bau von Leitdeichen werden die Abflußquerschnitte so verkleinert, daß diese Nachteile beseitigt werden.

Der Kolk in der Stromkrümmung bei Rees wurde, um Fehltiefen am Rande der Fahrrinne zu beseitigen, mit sandgefüllten Nylon-Säcken teilweise aufgefüllt.

Durch den Bergbau unter dem Rhein werden Stromsohle und Wasserspiegel abgesenkt. Zugleich sinkt der Wasserspiegel ober- und unterstrom der Kolke ab. Um Nachteile für den Strom und die Umschlaganlagen am Strom auszuschließen, müssen die Kolke wieder aufgefüllt werden.

Für Regelungsarbeiten, die weder eine Erhöhung des Hochwassers noch eine Verstärkung der Erosion zur Folge haben dürfen, werden bewegliche Regelungsbauwerke erprobt. Diese werden als Membranbuhnen ausgebildet, die bei niedrigen Wasserständen mit Wasser gefüllt sind und damit den Querschnitt einschränken. Bei höherem Wasserstand entleeren sie sich selbsttätig und liegen flach auf der Stromsohle.

Untere Elbe

In einem rd. 20 km langen Abschnitt der unteren Elbe wurde zwischen 1936 und 1963 eine Niedrigwasserregelung mit Buhnen zur Verbesserung der Schiffbarkeit ausgeführt. Nach den Bauarbeiten wurden in diesem Abschnitt scharf abgegrenzte Bereiche mit verschiedenem Sohlenverhalten festgestellt. Einige Bereiche wiesen festliegende Sandbänke und optimale Tiefen auf, während andere Bereiche wandernde Sandbänke und unzureichende Tiefen zeigten. Letztere waren der Anlaß, das unterschiedliche Sohlenverhalten zu erforschen. Verschiedene hydraulische Parameter wurden mit dem Ergebnis

verglichen, daß Mängel im Ausbaukonzept als Ursache wahrscheinlicher sind als die nicht fertiggestellten Regulierungsmaßnahmen eines kurzen Zwischenabschnittes. Beim Vergleich verschiedener hydraulischer Größen erhalten die Abfluß-Gefälle-Beziehungen eine besondere Bedeutung.

Inhalt

1.	Allgemeine Einführung	64
2.	Naturmessungen und deren Auswertung (Krajewski, Timon)	65
3.	Modellversuche mit Feststofftransport (Jurisch)	69
4.	Regelungsarbeiten am Rhein	78
	 4.1 Situation und Ziele des Ausbaues (Krajewski) 4.2 Oberrhein zwischen Neuburgweier/Lauterburg und Mannheim (Recker) 4.3 Rheingau (Krajewski) 4.4 Niederrhein (Timon) 	79 84
5.	Möglichkeiten der Erfolgskontrolle einer Niedrigwasserregelung im Flachlandfluß, dargestellt am Beispiel der unteren Elbe (Rödiger)	90

Schrifttumsverzeichnis

Hinweis: Im Berichtstext eingeklammerte Ziffern – [1] usw. – verweisen auf das Schrifttumsverzeichnis

1. Allgemeine Einführung

Das Netz der Binnenschiffahrtsstraßen in der Bundesrepublik Deutschland ist ca. 4.100 km lang. Davon entfallen ca. 930 km auf alluviale Flußstrecken von Rhein, Weser, Elbe und Donau, die bei freiem Abfluß geregelt sind. Unter diesen nimmt der frei fließende Teil des Rheins mit ca. 500 km Streckenlänge hinsichtlich seines Verkehrsaufkommens eine überragende Bedeutung ein. Im Jahre 1979 wurden 74 % der gesamten Transportleistung der Binnenschiffahrtsstraßen auf dem Rhein erbracht.

Die heutigen Schiffahrtsverhältnisse auf den frei fließenden Flüssen wurden überwiegend durch die Regelungsarbeiten in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts oder zu Beginn des 20. Jahrhunderts geschaffen. Damals wurden die Ufer durch Deckwerke gesichert und die Fahrrinnen durch den Einbau von Querwerken (Buhnen), Parallelwerken und Grundschwellen vertieft. Neben der Unterhaltung dieser Bauwerke wurden aber auch

in jüngerer Zeit noch Verbesserungen zur weiteren Vergrößerung der Fahrrinnentiefe vorgenommen. Über letztere, die den Charakter von Nachregelungsarbeiten haben, soll im vorliegenden Beitrag anhand von Beispielen von Rhein, Elbe und Ems berichtet werden. Dabei wird besonders auf die technischen Methoden für die Planung und die Erfolgskontrolle eingegangen.

2. Naturmessungen und deren Auswertung

2.1 Gewässergeometrie

Die Form des Flußbettes wird in Querprofilen und Tiefenlinienplänen dargestellt. Hierzu werden auf den Wasserstraßen Meßschiffe mit Echolotanlagen eingesetzt.

Seit einigen Jahren sind Verfahren in Gebrauch, bei denen der gesamte Ablauf zur Herstellung der Querprofile und Tiefenlinienpläne – Tiefen- und Lagemessung an Bord; Prüfung, Auswertung und Zeichnung im Büro – mit Hilfe von Datenverarbeitungsanlagen automatisiert ist. Dadurch ist es möglich, mit geringem Personalaufwand zu arbeiten und zugleich häufiger als früher zu peilen. Die häufigen Peilungen helfen, die Tendenzen zu Veränderungen der Sohlenverhältnisse schneller und klarer zu erkennen.

Zur Erfassung der großräumigen Gewässergeometrie werden – wie früher – Peilungen der Querprofile in 100 m Abstand ausgeführt und zu Tiefenlinienplänen ausgewertet. Will man die Tiefe in einzelnen Teilen des Flußbettes – z.B. in der Fahrrinne – genauer kennenlernen, so bedient man sich jedoch der sogenannten "flächenhaften" Sohlenaufnahme.

Zur flächenhaften Vermessung ist auf dem Rhein das Schiff "Bingerbrück" im Einsatz. (Bild 1)

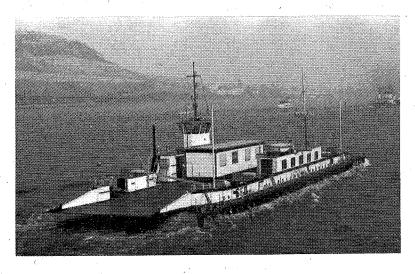


Bild 1: Vermessungsschiff "Bingerbrück" mit 40 Echoloten nebeneinander zur "flächenhaften" Sohlenaufnahme

Das Schiff besitzt 41 Schwinger, die in jeweils 1 m Abstand an einer Bordwand in Längsrichtung befestigt sind. Mit Hilfe von 4 Antrieben — an jeder Ecke einer — fährt das Schiff während der Messung quer zu seiner Längsachse und überstreicht einen 40 m breiten Streifen. Die von den Echoloten gemessenen Tiefenwerte werden laufend auf einem Papierstreifen — der Bodenkarte (Abb. 2) —, einem Bildschirm und auf Magnetband registriert. Bodenkarte und Bildschirm dienen zur aktuellen Kontrolle der Flußsohle. Die Höhe des Schiffes über Normal-Null (Meereshöhe) wird laufend nivellitisch von Land aus bestimmt, um die Wirkungen von Wasserspiegelschwankungen und Gefälle auszuschalten.

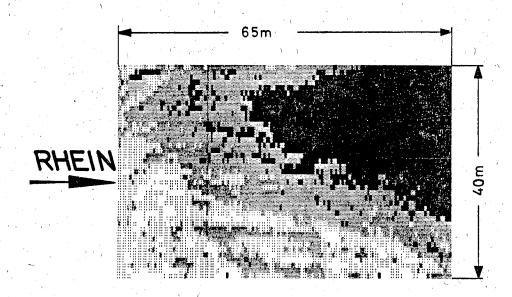


Abb. 2: Bodenkarte, automatisch aufgezeichnet durch die Meßeinrichtung an Bord der "Bingerbrück", Abstufung von 15 cm zu 15 cm Tiefe

Die Tiefenmessung ist direkt mit einer Anlage zur zweidimensionalen Lagebestimmung gekoppelt. Hierzu wird die Lage des Schiffes durch elektronische Entfernungsmessungen zu zwei Landstationen bestimmt. Zugleich wird der Winkel der Schiffsachse gegen die Nordrichtung registriert. Aus diesen beiden Messungen werden laufend die Lage-Koordinaten jedes einzelnen der 41 Echolote berechnet und den Tiefenwerten der Echolotanlage zugeordnet. Meß- und Fahrgeschwindigkeit des Schiffes sind so aufeinander abgestimmt, daß je Quadratmeter Flußsohle etwa ein Punkt registriert wird.

Das Meßschiff ist nicht an Profilfahrten gebunden. Die beste Meßleistung ergibt sich bei Fahrten in Längsrichtung des Flusses (ca. 50.000 – 100.000 m² am Tag). Der Kurs des Schiffes wird während der Fahrt von einem Plotter aufgezeichnet und auf Magnetbändern zusammen mit den Tiefenwerten gespeichert.

Die Magnetbänder werden im Rechenzentrum der Bundesanstalt für Wasserbau automatisch ausgewertet. Hierzu wird zunächst jeder einzelne Meßwert auf Plausibilität über-

prüft, um z.B. Fehlechos infolge von Luftblasen auszuschalten. Sodann werden mit Zeichenautomaten Tiefenlinienpläne hergestellt. Es kann jede beliebige Tiefenlinie gezeichnet werden. (Abb. 3)

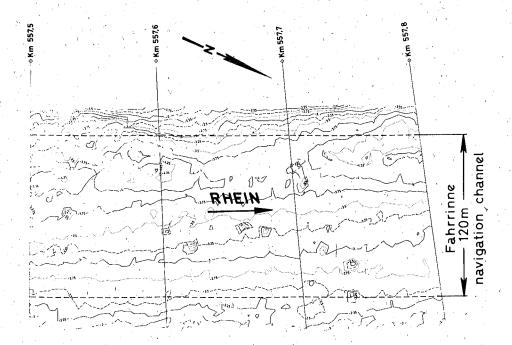


Abb. 3: Tiefenlinienplan, aus Messungen der "Bingerbrück" bei der Bundesanstalt für Wasserbau automatisch berechnet und gezeichnet

2.2 Abflüsse und Wasserspiegellagen

Bezugswasserstand für die Fahrrinnentiefe ist am Rhein der "Gleichwertige Wasserstand" (GlW), der in langjährigen Mitteln an 20 eisfreien Tagen im Jahr unterschritten wird. Der GlW wird zunächst aufgrund von Abfluß- und Wasserstandsmessungen an den Hauptpegeln bestimmt. Die Wasserspiegelmessungen für die Strecken zwischen den Hauptpegeln werden am Ober- und Mittelrhein in Abständen von 100 m bis 200 m jeweils auf beiden Ufern durchgeführt. Die Fixierung wird mit Holzpfählen ausgeführt, an denen der Wasserspiegel markiert und eingemessen wird. Während der Messung wird der Schiffsverkehr für 3 bis 4 Stunden gesperrt. Da dies am Niederrhein nicht möglich ist, mußten dort neue Meßverfahren und -geräte entwickelt werden. Zum Einmessen des Wasserspiegels dient ein mit einer Spitze versehenes Eisenrohr von 60 mm Durchmesser, in das zwei gegenüberliegende Löcher mit Durchmessern von 3 mm gebohrt sind. Das Rohr wird am Ufer im Wasser soweit eingeschlagen, daß die Löcher über der Sohle bleiben. Bei Steindeckwerken wird das Rohr zwischen den Steinen eingekeilt. Die Oberkante des Rohres wird einnivelliert und der beruhigte Wasserstand im Rohr mit einem Schwimmer zur

Rohroberkante eingemessen. Die Genauigkeit dieser Wasserspiegeleinmessung beträgt ± 1 cm (Abb. 4).

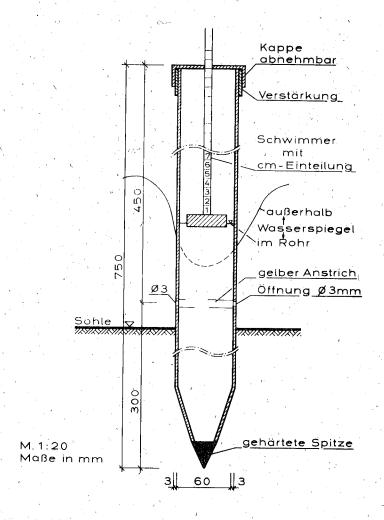


Abb. 4: Wasserstandsrohr zum Einmessen des Wasserstandes am Ufer

Da bei den Fixierungen, die ja eine Vorbereitungszeit von einigen Tagen benötigen, so gut wie nie genau der GlW erfaßt werden kann, müssen die gemessenen Wasserspiegellinien schließlich auf GlW umgerechnet werden.

Durch Vergleich der GlW-Linien vor, während und nach dem Ausbau einer Flußstrecke kann die Auswirkung auf den Wasserspiegel und – anhand des mit GlW als Bezugshorizont dargestellten Tiefenlinienplanes – der Erfolg der Ausbaumaßnahmen festgestellt werden.

2.3 Sonstige Messungen

Für hydraulische Untersuchungen alluvialer Flußstrecken sind Aufschlüsse über die Art des Bettmaterials und seine Bewegung notwendig. Diese werden am Rhein mit verschiedenen Methoden gewonnen:

- Bohrungen vom Schiff aus, und zwar Greiferbohrungen für gestörte Proben und Kernbohrungen für ungestörte Proben
- Greiferentnahmen vom Schiff aus mit einem neu entwickelten Greifer und Auswertung an Bord
- Schürfen und Sondierungen im Taucherglockenschiff
- Beobachtung der Flußsohle mit einer Unterwasser-Fernsehkamera [8]
- Geschiebemessungen mit Geschiebefänger Typ Arnhem/BfG [7]
- Akustische Geschiebemessungen [4]
- Strömungsmessungen mit Schwimmer und Ortungstachygraph [9]

Mit Geschiebefängern werden vom Schiff aus in ca. 30 Meßquerschnitten des Rheins viermal jährlich Geschiebemengen bestimmt. Die akustischen Meßgeräte sind in zwei Meßquerschnitten des Oberrheins eingebaut und zählen kontinuierlich die Zahl der Steinanschläge als Maß für die Intensität des Geschiebetriebes.

3. Modellversuche mit Feststofftransport

3.1 Allgemeines

Eine theoretische Vorhersage der Veränderungen von Flußsohlen ist mit den bisher in der Literatur beschriebenen Gleichungen nur bedingt möglich. Andererseits ist eine solche Vorhersage von enormer Bedeutung für die Praxis. Aus diesem Grunde werden immer wieder Modelluntersuchungen notwendig, in denen die bei allen denkbaren Abflußzuständen sich ausbildenden Ablagerungen und Erosionszonen naturähnlich dargestellt werden sollen. Hierbei entsteht jedoch die Schwierigkeit, daß bei Untersuchungen mit beweglicher Sohle neben den Ähnlichkeitsbedingungen für offene Gerinneströmungen noch zusätzliche Einflüsse berücksichtigt werden müssen. Diese betreffen vor allem die Längenmaßstäbe und den Zeitmaßstab sowie das Sedimentmaterial. Im folgenden wird auf die Ähnlichkeitsbedingungen bei Modellen mit Feststofftransport kurz eingegangen, und die Untersuchungen für je einen Geschiebe- und einen Schwebstoff führenden Fluß werden beschrieben.

3.2 Ähnlichkeitsbedingungen

Allgemein kann auf Grund der in der Literatur beschriebenen Untersuchungen festgestellt werden, daß die Menge \mathbf{g}_s des transportierten Sediments abhängt vom Korndurchmesser d des Materials, der Wassertiefe h, dem Wasserspiegelgefälle J und den Stoffeigenschaften des Sediments [6]. Es kann somit geschrieben werden:

$$f(g_s; d; h; J; \rho; g) = 0$$
 (1)

Mit Hilfe des π -Theorems von Buckingham kann hieraus eine dimensionslose Beziehung entwickelt werden, deren Parameter die dimensionslose Feststofftransportzahl $g_* = g_S/\rho_S \cdot d \cdot v_*$, Die Reynolds-Zahl des Kornes $\mathrm{Re}_* = v_* \cdot d/\nu_W$, der Shields-Parameter $\tau_* = \tau_O / (\gamma_S - \gamma_W) \cdot d$, das Verhältnis der spezifischen Gewichte $S = \gamma_W/\gamma_S - \gamma_W$ und das der geometrischen Größen $T = h/d \sin d$; $v_* = \sqrt{\tau_O/\rho}$. Alle in der Literatur beschriebenen Gleichungen können nach Umrechnungen mit diesen Parametern dargestellt werden.

Betrachtet man die lotrechte Verteilung des Sediments in einer turbulenten Strömung, so kann gezeigt werden, daß diese Schwebstoffverteilung nur von τ_* und Re $_*$ abhängt [5].

Wenn diese Werte in der Natur und in einem geometrisch ähnlichen Modell gleich sind, dann ist auch die Konzentrationsverteilung in der Lotrechten im Modell naturähnlich. Damit gelten für Modelle mit Schwebstofftransport folgende Bedingungen:

$$Re_{*_p} = Re_{*_m} : L_r^{-0.5} \cdot h_r \cdot d_r = 1$$
 (2)

$$\tau_{*p} = \tau_{*m} : L_{r}^{-1} \cdot h_{r}^{2} \cdot d_{r}^{-1} \cdot \Delta \rho_{r}^{-1} = 1$$
 (3)

aus (2) und (3) ergibt sich:

$$h_r^3 = \Delta \rho_r \cdot L_r^2 \tag{4}$$

Unter Verwendung der Indices p für Prototyp-, m für Modellwert und r für das Verhältnis Natur- zu Modellwert bedeuten die verwendeten Bezeichnungen die folgenden Werte:

L Längen; h Höhen d Korndurchmesser;
$$\Delta \rho$$
 $\rho_{\rm S} - \rho_{\rm W}$

Bei dem Vorgang des Schwebstofftransports ist der Einfluß der Rauhigkeit, der sich beispielsweise in Reibungsverlusten ausdrückt, vernachlässigbar. Wird das Sediment dagegen an der Sohle als Geschiebe transportiert, so sind die Rauhigkeitseinflüsse von großer Bedeutung. Nimmt die Reynolds'sche Zahl des Kornes Re* Werte an, die größer als 60 liegen, so kann in diesem Falle und vorwiegendem Geschiebetransport die Bedingung (2) Re*r = 1 entfallen. Die Rauhigkeit in Beziehung zum Korndurchmesser muß hingegen berücksichtigt werden. Somit sind zwei Bedingungsgleichungen für die Ahnlichkeit von Modellen mit Geschiebetransport einzuhalten:

$$\tau_{*p} = \tau_{*m} : L_r^{-1} \cdot h_r^2 \cdot d_r^{-1} \cdot \Delta \rho_r^{-1} = 1$$
 (5)

Rauhigkeitsbedingung:
$$L_r^3 \cdot h_r^{-4} \cdot d_r = 1$$
 (6)

Nach der Wahl bzw. Bestimmung der Maßstäbe L_r , h_r , d_r und $\Delta \rho_r$ ist noch der Zeitmaßstab t_r zu ermitteln. Dieser ist besonders bedeutsam für die Dauer der Versuche. Im allgemeinen ist er nicht frei wählbar. Für seine Bestimmung muß gefordert werden, daß die dimensionslose Feststofftransportzahl g_* in Modell und Natur gleich sind. Somit errechnet sich der sedimentologische Zeitmaßstab $t_{s,r}$ zu:

$$t_{s,r} = \frac{L_r^{3/2}}{d} \cdot P_r \tag{7}$$

 p_r bedeutet den Maßstab für die Lagerungsdichte. Er kann bei gleichen Kornverteilungskurven in Natur und Modell mit 1 angenommen werden. In hydraulischen Modellen für offene Gerinneströmungen, in denen das Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz gültig ist, bestimmt sich der hydraulische Zeitmaßstab $t_{\rm H,r}$ zu

$$t_{\rm H,r} = \frac{L_{\rm r}}{h_{\rm r}^{1/2}} \tag{8}$$

Der Zusammenhang zwischen den beiden Maßstäben wird durch Gleichung (9) wiedergegeben $(p_r = 1)$:

 $t_{s,r} = t_{H,r} \cdot \frac{L_r^{1/2} \cdot h_r^{1/2}}{d_r}$ (9)

Bei der Wahl bzw. der Bestimmung der Maßstäbe werden in praktischen Fällen einige Unsicherheiten in Kauf genommen werden müssen. Durch Versuche, in denen der sedimentologische Zeitmaßstab variiert wird, können die eventuellen Ungenauigkeiten ausgeglichen werden. Dabei wird t_{s,r} so lange verändert, bis ein in der Natur abgelaufener Sedimentationsvorgang im Modell ähnliche Ergebnisse aufweist. Diese Anpassung von Modell- an Naturwerten vor allem von Erosions- und Anlandungszonen ist naturgemäß wieder abhängig von der Verfügbarkeit und der Menge von Naturdaten. Hierbei spielt die Genauigkeit dieser Daten eine wesentliche Rolle.

3.3 Beispiele von Modelluntersuchungen

Im folgenden wird je eine Modelluntersuchung mit überwiegend Schwebstoff- und Geschiebetransport beschrieben. Auf Grund der zur Verfügung stehenden Räumlichkeiten im Laboratorium und der bereits vorhandenen Materialien wurden in beiden Fällen $L_{\rm T}$ und $\Delta \rho_{\rm T}$ zu Versuchsbeginn festgelegt.

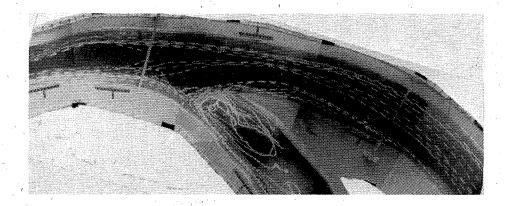
3.3.1 Modell mit Schwebstofftransport

Für den Bereich unterhalb der Schleuse "Bollingerfähr" an der Ems im Nordwesten Deutschlands mußten Modelluntersuchungen durchgeführt werden, da wegen Verlandungserscheinungen in der Fahrrinne Gefahren für die Schiffahrt zu befürchten waren. Die Ablagerung des sehr feinen Sandes ($\gamma_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$) mit einem Durchmesser von 0.2-0.4 mm trat an der Zusammenführung des Flusses und des Unterwasserkanals der Schleuse in diesem Kanal auf (Abb. 5), da hier sehr geringe Fließgeschwindigkeiten vorherrschten. In den Untersuchungen sollten Möglichkeiten zur Verhinderung der Verlandungserscheinungen gefunden werden.

Die äußeren Umstände ermöglichten für den Bau des Modells einen Längenmaßstab $L_r=50$, als Sedimentmaterial wurde Polystyrol ($\gamma_s=1.05~\rm g/cm^3$) verwendet. Damit ergibt sich der Verhältniswert $\Delta\rho$ zu 33, während aus Gleichung (4) h_r sich zu 23 errechnet. Aus Gründen der Einfachheit wurde $h_r=25~\rm gewählt$.

Weiterhin errechnet sich der Maßstab für den Korndurchmesser mit diesen Werten aus Gleichung (2):

 $d_{r} = \frac{\dot{L}_{r}^{0.5}}{\dot{h}_{r}} = \frac{1}{3.5} \tag{10}$



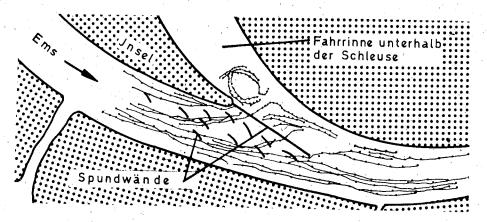


Abb. 5: Modell mit Schwebstofftransport der Ems bei Bollingerfähr. Oberflächenströmung im Modell (oben) und in der Natur (unten)

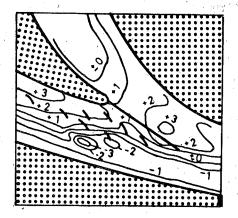
Das Material im Modell mußte also, damit eine naturähnliche Konzentrationsverteilung im Modell vorhanden war, einen 3.5 mal so großen Korndurchmesser aufweisen wie der in der Natur vorkommende Sand, also $d_{\rm m}=0.7$ bis 1.4 mm.

Aus Naturmessungen waren außerdem die langjährige Entwicklung der Sohle, Geschwindigkeitsverteilungen in der Lotrechten und an der Wasseroberfläche bekannt.

In Bild 5 ist das Ergebnis einer Strömungsmessung in der Natur mit dem Ortungstachygraphen [9] im Vergleich zu einer Modellmessung wiedergegeben. Es ist deutlich die gute Übereinstimmung zwischen diesen beiden Messungen sowohl hinsichtlich der Größe als auch der Richtung der Geschwindigkeit zu erkennen. Insbesondere die Teilung der Strombahnen im Bereich der Inselspitze macht die Ähnlichkeit der Natur- und Modellgeschwindigkeiten augenscheinlich. Diese Trennung wird durch Spundwände in diesem Bereich bewirkt, die die wegen der Flußkrümmung vorhandene Spiralströmung auf-

teilen. Entsprechend dieser Teilung wird auch der als Schwebstoff transportierte Sand teils am äußeren Ufer entlang befördert, teils wird er in den Schiffahrtskanal hinein geworfen. Hierbei bewirken die Einbauten bei entsprechenden Abflüssen eine Erhöhung des Schwebstofftransports, da sie die in der Strömung vorhandene Turbulenz wesentlich erhöhen. Die Folge hiervon ist, daß der an der Sohle transportierte Sand in Schwebe gerät.

Bereits auf Grund der sehr ähnlichen Geschwindigkeitsverhältnisse und der Stromlinien war eine gute Ähnlichkeit zwischen Natur und Modell bezüglich der Sohlenverhältnisse zu erwarten. Tatsächlich war diese Ähnlichkeit zufriedenstellend, wie Abb. 6 zeigt.



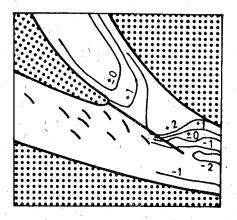


Abb. 6: Modell mit Schwebstofftransport der Ems. Linien gleicher Sohlenhöhen im Modell (links) und in der Natur (rechts)

Hierin sind die Ablagerungs- und Erosionszonen in Natur und Modell aufgetragen. Berücksichtigt man noch die Ungenauigkeiten der Naturmessungen und die Vereinfachungen im Modell, so ist die Übereinstimmung als sehr gut zu bezeichnen. Andererseits ist sie aber ein Kriterium für die Richtigkeit der Maßstabsbeziehungen. Auf Grund dieser Aussage konnten die Versuche intensiviert werden und führten schließlich zu der Notwendigkeit, die vorhandenen Spundwände in ihrer Zahl, ihrer Höhe und die Länge der an der Inselspitze beginnenden Längswand zu ändern. Mit diesen Maßnahmen konnten die Sedimentablagerungen in solchen Größenordnungen gehalten werden, daß die Schiffahrt nicht länger behindert wird.

3.3.2 Modell mit Geschiebetransport

Die Erosion und das Verhalten der Flußsohle unterhalb einer Staustufe können zu Fehltiefen und Absenkungen des Wasserspiegels führen, die theoretisch nicht voll erfaßt werden können. Für den Bereich unterhalb der Rheinstaustufe Gambsheim (Abb. 10) sollten jedoch Prognosen über die Sohlenentwicklung des Rheins für praktisch mögliche Abflußverhältnisse gestellt werden.

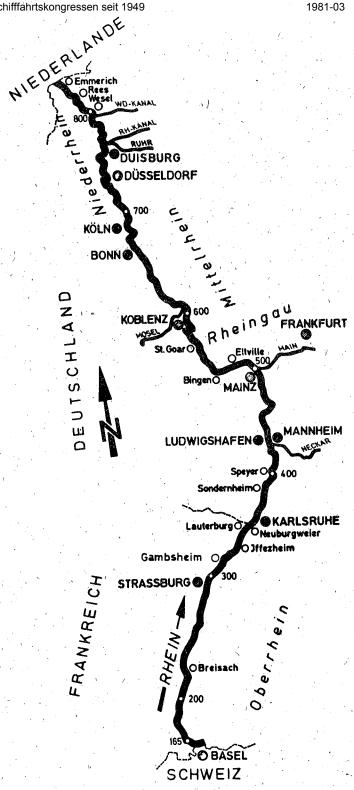


Abb. 10: Lageplan des Rheins

Bereits vor dem Bau der Staustufe und auch nach dem Einstau wurden umfangreiche Naturmessungen über eine lange Flußstrecke durchgeführt, die die Höhenlage der Flußsohle, des Wasserspiegels und den Geschiebetransport betrafen. Diese Naturbeobachtungen dienten als Grundlage einer Eichung des erforderlichen physikalischen Modells mit beweglicher Sohle, wobei davon ausgegangen werden konnte, daß das Sediment ausschließlich als Geschiebe transportiert wurde.

Das Modell selbst mußte eine Flußstrecke von mindestens 7 km in der Natur umfassen (Bild 7).

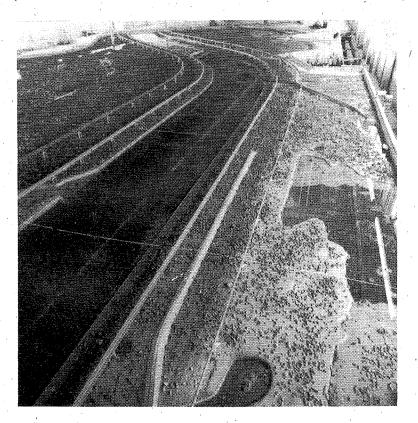


Bild 7: Modell mit Geschiebetransport des Rheins unterhalb der Staustufe Gambsheim,
Blick stromab

Bei dem gewählten Längenmaßstab $L_r=100$ bedeutete dies eine Strecke von 70 m im Laboratorium und eine Modellfläche einschließlich der notwendigen Vorländer von etwa 1500 m². Als Geschiebematerial wird in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bei Flußmodellen vorwiegend Braunkohle ($\gamma_s=1.27~{\rm g/cm^3}$) verwendet. Auch für das hier beschriebene Modell wurde Braunkohle eingesetzt.

Für Modelle mit Geschiebetransport gelten die Ähnlichkeitsbedingungen (5) und (6). Mit $L_r = 100$ und $\gamma_{sm} = 1.27$ und somit $\Delta \rho_r = 6$ errechnen sich daraus die beiden übrigen

Maßstabszahlen h_r und d_r zu

$$h_r = L_r \sqrt{\frac{1}{\Delta \rho_r}} = 40.82$$
 $d_r = \frac{h_r^4}{L_r} = 2.78$

Einfachheitshalber wurde $h_r = 50$ gewählt, was nach Gleichung (5) zu $d_r = 4.17$ und nach Gleichung (6) zu $d_r = 6.25$ führte. Der sedimentologische Zeitmaßstab errechnete sich nach (7):

$$t_{s,r} = \frac{L_r^{3/2}}{d_r} \cong 200$$

In dem Modell wurden nach bestimmten Versuchsabläufen die Höhenlage der Flußsohle in einzelnen Querschnitten mit einem berührungsfreien Meßgerät ermittelt. Außerdem wurde das Wasserspiegellängsgefälle laufend auf Grund von Messungen im Abstand von 5 m im Modell festgestellt. Alle im Modell ermittelten Meßdaten wurden auf PCM-Magnetband registriert und mit Hilfe der Datenverarbeitungsanlagen der BAW ausgewertet. Mit diesen Meßeinrichtungen war es möglich, in relativ kurzer Zeit einen Eindruck über Sohlenveränderungen bei unterschiedlichen Abflüssen zu bekommen.

Die Modellversuche sollten, wie bereits erwähnt, durchgeführt werden, um Prognosen der Sohlenentwicklungen in der Fahrrinne machen zu können. Hierzu ist es unbedingt erforderlich, daß sich das Modell auch bezüglich der Sohlenveränderungen naturähnlich verhält. Demgemäß wurden die Versuche in zwei Gruppen unterteilt: a) In der Natur gemessene Verhältnisse werden im Modell nachgebildet, d.h. das Modell wird geeicht, und b) bei allen denkbaren Abflußzuständen werden die Sohlenentwicklungen erforscht, also Prognose-Versuche; hierbei werden vor allem extreme Abflußganglinien im Modell ablaufen. Im folgenden wird nur auf die unter a) genannten Versuche näher eingegangen, wobei an Hand von nur wenigen Beispielen das naturähnliche Verhalten des Modells nachgewiesen wird.

Die ersten Untersuchungen mit konstanten Abflüssen dienten vor allem dazu, die richtige Wahl des Korndurchmessers von ca. 2 mm zu bestätigen bzw. zu verändern und auch den Zeitmaßstab zu überprüfen. Besondere Beachtung mußte hierbei auch dem eventuellen Auftreten von Riffeln und Bänken geschenkt werden. Nach diesen Versuchen mit Hilfe derer letztendlich die exakten Zeitmaßstäbe ermittelt wurden, konnte mit den Versuchen mit veränderlichen Abflüssen begonnen werden. Hierzu wurden in der Natur abgelaufene Abflußdauerlinien in Modellabflußganglinien umgearbeitet. Eine derartige Ganglinie der Abflüsse ist in Abb. 8 wiedergegeben.

Für die Naturähnlichkeit der Sohlenentwicklung im Modell waren folgende Punkte von ausschlaggebender Bedeutung:

- Die Länge und Form des Erosionskeils unterhalb der Staustufe mußte in Modell und Natur gleich sein.
- Die Ablagerungs- und Erosionszonen mußten ähnlich sein.

Aus den Naturmessungen lagen Auswertungen vor, in denen die Sohlenhöhen in den einzelnen Querschnitten gemittelt waren. Obwohl bei einer derartigen Mittelung die Aussagekraft der Messung gemindert wird, eignet sie sich für vergleichende Betrachtungen.

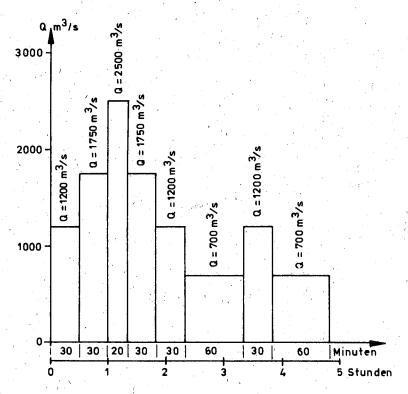


Abb. 8: Geschiebemodell Gambsheim. Abfluß-Ganglinien im Modell

Der Ausgangszustand der Flußsohle war derjenige vom Dezember 1973, weitere Naturmessungen lagen für die anschließenden Jahre vor. Hier sei nur der Zeitraum von Dezember 1973 bis Februar 1976 betrachtet. Die mittlere Sohlenlage in der Natur und im Modell geht aus Abb. 9 hervor.

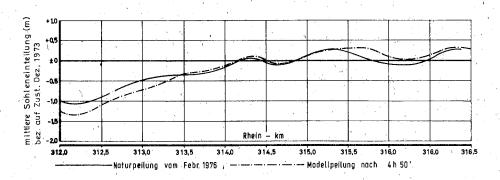


Abb. 9: Geschiebemodell Gambsheim. Vergleich der mittleren Sohlenhöhen in Natur und Modell für die Abfluß-Ganglinie nach Bild 8

Nach den genannten Kriterien für eine Ähnlichkeit ist die Übereinstimmung sehr gut; die Länge und Tiefe des Erosionskeils ist im Modell praktisch identisch mit dem in der Natur. Weiterhin ist der wellenförmige Verlauf der mittleren Sohlenhöhen ebenfalls sehr ähnlich. Lediglich weiter unterhalb treten Abweichungen auf, die aber mit verschiedenen modelltechnischen Gründen erklärt werden können.

4. Regelungsarbeiten am Rhein

4.1 Situation und Ziele des Ausbaus

Der Rhein ist von der Staustufe Iffezheim bis zur deutsch-niederländischen Grenze bei freiem Abfluß geregelt (Abb. 10, siehe S. 74)

Die durch die früheren Ausbauarbeiten erreichten Fahrrinnentiefen gehen aus Abb. 11 hervor,

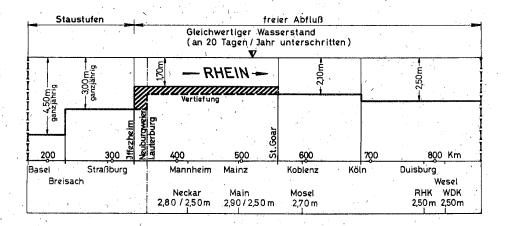


Abb. 11: Fahrrinnentiefen des Rheins von Basel bis zur deutsch-holländischen Grenze

Bei Niedrigwasser, das in jedem Herbst zu erwarten ist, kann die Tragfähigkeit der größeren Schiffe nicht mehr voll ausgenutzt werden.

Dies wirkt sich umso mehr aus, als der Verkehr auf dem Rhein ein stetiges Wachstum verzeichnet:

Jahr		Durchgangsverkehr in Millionen Gütertonnen		
	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	Neuburgweier/ Lauterburg	Koblenz	Emmerich
1950 1960 1970 1979		7,4 16,2 31,2 27,3	23,3 58,1 51,6 50,6	28,8 70,6 112,4 133,3

Um die Wirtschaftlichkeit des Verkehrs zu verbessern und zugleich die Verkehrssicherheit in einigen Engstellen – wie z.B. am Binger Loch – zu erhöhen, wurde 1964 in der Strecke von Neuburgweier/Lauterburg bis St. Goar ein Ausbauprojekt begonnen.

Zum XXI. Internationalen Schiffahrtskongreß 1965 ist über die Voruntersuchungen und Modellversuche für dieses Projekt berichtet worden [3]. In folgendem Beitrag wird deshalb vor allem auf Ergebnisse der Arbeiten – soweit sie alluviale Flußstrecken betreffen – in Beispielen eingegangen. Das Kernstück des Ausbaus, die Felsenstrecke zwischen Bingen und St. Goar, wird entsprechend der Themenstellung nicht behandelt.

Die wichtigsten Ziele des Ausbaues sind:

- 1. Vertiefung der Fahrrinne zwischen Neuburgweier/Lauterburg und St. Goar von 1,70 m auf 2,10 m bei GIW
- 2. Beseitigung von Engpässen und Gefahrenstellen.

Die Ausbauziele oberhalb von St. Goar sind bis 1980 weitgehend erreicht [1]. Neben Arbeiten geringeren Umfanges bleiben noch Nachregelungsarbeiten zwischen Neuburgweier und Speyer sowie zwischen Bingen und St. Goar auszuführen. Die erreichte Fahrrinnentiefe beträgt derzeit 2,10 m zwischen Neuburgweier und Mainz bzw. 1,90 m zwischen Mainz und St. Goar.

Am Niederrhein werden ebenfalls seit 1967 in einzelnen Strecken Ausbauarbeiten durchgeführt. Sie dienen dazu, die infolge örtlicher Sohlenveränderungen eingeschränkten Fahrrinnentiefen und -breiten wieder herzustellen.

4.2 Oberrhein zwischen Neuburgweier/Lauterburg und Mannheim [1]

Im vorigen Jahrhundert wurden die zahlreichen Schlingen mit Hilfe von Durchstichen nach den Plänen von Tulla begradigt. Das neue Strombett hat eine Normalbreite von 240 m zwischen den Uferbauten. In diesem Strombett bildete sich ein in langen Windungen von einer zur anderen Seite verlaufender Talweg heraus, der von Kiesbänken, die langsam talwärts wanderten, begrenzt war. Bei der zu Beginn dieses Jahrhunderts durchgeführten Niedrigwasserregelung wurden die Kiesbänke durch Buhnen und Grundschwellen so fixiert, daß eine in ihrer Lage annähernd stabile Fahrrinne entstand. Die Sohlenverhältnisse blieben instabil, so daß sich Fahrrinnentiefe und -breite erheblich und oft veränderten. Damit genügte dieser Regelungszustand den heutigen, gestiegenen Anforderungen nicht mehr.

Die auf eine umfassende Verbesserung dieser Situation ausgerichteten Ausbauarbeiten wurden sorgfältig vorgeplant [1]. Dabei wurden die Abmessungen der Regelungsbauwerke teils mittels hydraulischer Näherungsberechnungen, teils durch Modellversuche festgelegt. Im folgenden sollen diese Werte mit den Ergebnissen in der Natur verglichen werden.

4.2.1 Neuburgweier - Sondernheim (km 352 - km 379)

Der Ausbauzustand vor 1969 (Fahrrinne: etwa 1,70 m unter GIW auf 92 m Breite) konnte nur durch den häufigen Einsatz von Eimerkettenbaggern erhalten werden. Zur Vergrößerung der Fahrrinnentiefe um 40 cm wurden daher die Streichlinienabstände durch Verlängerung der Buhnen verringert und zusätzlich die Buhnenrücken aufgehöht (Abb. 12). Dabei wurden die Abstände der gegenüberliegenden Buhnenköpfe um max. 11 m auf 165 m am Anfang und 175 m am Ende dieser Strecke verkürzt und die Buhnenrücken bis zu 1 m erhöht.

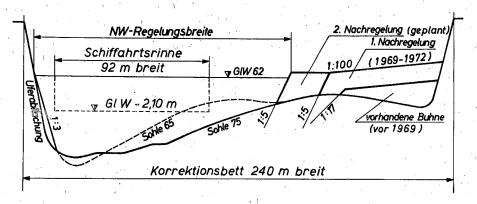


Abb. 12: Oberrhein. Erhöhung und Verlagerung von Buhnen

Nach diesem Ausbau (1969 – 1972) zeigte sich, daß an einigen Innenufern die Bänke nicht weit genug abgetragen wurden und somit Fehlbreitenstellen (Einschränkung der Fahrrinnenbreite um rd. 25 m) verblieben. Eine Nachregelung ist somit erforderlich. Dafür gibt es folgende Möglichkeiten:

- a) Baggerungen. Sie stören jedoch den Geschiebehaushalt und wiederholen sich in der Regel.
- b) Kolkverbau. Am Oberrhein sind die Kolke langgestreckt und flach, ein Kolkverbau ist aber nur bei kurzen und tiefen Kolken wirtschaftlich.
- c) Erhöhung von Buhnen. Dies brächte den Vorteil, daß das Niedrigwasserbett nicht weiter eingeengt würde. Da aber die Aufhöhungen in der Stärke unterschiedlich hergestellt werden müßten, würde beim Überfahren der Buhnenfelder bei hoher Wasserführung die Sicherheit und Leichtigkeit der Schiffahrt erheblich beeinträchtigt.
- d) Zusätzliche Buhnen an den einbuchtenden Ufern des Niedrigwasserbettes. Diese Möglichkeit muß ausgeschlossen werden, weil die hydraulische Wirkung auf die gegenüberliegende Bank zweifelhaft ist und nahezu alle schiffahrtsüblichen Liegeplätze verbaut würden.
- e) Verlängerung der Buhnen und Erweiterung der Buhnengruppen an den ausbuchtenden Ufern.

Der letzteren Möglichkeit wird der Vorzug gegeben, weil das bisher angewendete Regelungsprinzip beibehalten wird, die zu verlängernden Buhnenköpfe im Bereich der Fehl-

breiten liegen und später eine Korrektur der Regelungsmaßnahmen leichter möglich sein wird. Die jeweilige Buhnenverlängerung wird unterschiedliche Ausmaße haben. Es ist beabsichtigt, diese Nachregelung in den Jahren 1982 – 1984 durchzuführen.

Bei Karlsruhe-Maxau überspannt eine Eisenbahnbrücke den Rhein, die 1946/47 als Dauerbehelfsbrücke errichtet wurde (Bild 13).

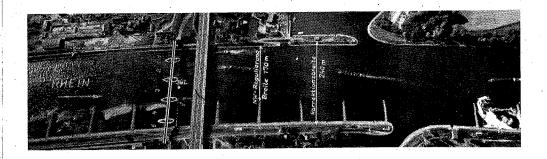


Bild 13: Oberrhein: Der Brückenbereich Karlsruhe-Maxau

Die Brücke besitzt 4 Pfeiler mit 5 Öffnungen. Davon stehen der Schiffahrt nur die 3 linken Öffnungen (30/50/50 m) zur Verfügung. Die dritte Öffnung wurde auch nach dem Ausbau (1970) durch die Kiesbank am rechten Ufer zeitweise eingeschränkt [10]. Eine Buhnenverlängerung schloß sich wegen des nahen rechten Fahrrinnenrandes aus. Deshalb und weil die Öffnungen 4 und 5 für den Schiffsyerkehr gesperrt waren und sind, wurden hier 1978 5 Buhnen im Brückenbereich ausnahmsweise um 50 cm aufgehöht.

Diese Nachregelung hat sich bewährt, die dritte Öffnung ist seitdem frei von Kiesanlandungen.

4.2.2 Sondernheimer Schwelle (km 379 - km 382) [3]

Bis zum Jahr 1967 war die Flußstrecke zwischen km 379 und km 382 nicht reguliert. Sie diente vornehmlich der Schleppschiffahrt als Aufdrehplatz. Da nur noch in wenigen Fällen geschleppt wurde, verlor diese Teilstrecke ihre Bedeutung als Aufdrehplatz. Umso störender wurde von der modern strukturierten Schiffahrt die Verwilderung des nicht mit Buhnen ausgebauten Stromabschnittes empfunden. Das hier im Gegensatz zur oberstromigen Anschlußstrecke verminderte Transportvermögen der Strömung führte zu ständig in Lage und Menge wechselnden Ablagerungen.

Die Grundlage für Planung und Art der Bauausführung bildete ein Modellversuch, der bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe durchgeführt wurde. Danach wurden 1967/68 NW-Buhnen und ein NW-Leitwerk errichtet.

Bereits unmittelbar nach Abschluß der Regelungsmaßnahmen war der ständig Fehltiefen verursachende Übergang, die sogenannte Sondernheimer Schwelle, fast vollends beseitigt (Abb. 14).

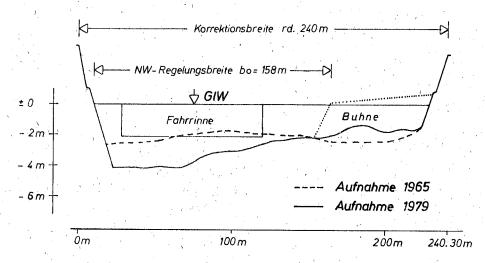


Abb. 14: Oberrhein. Niedrigwasserregelung bei Sondernheim, Querprofil bei km 381

Durch einen Massenvergleich wurde für die Bauzeit von 10 Monaten eine Geschiebebewegung von ca. 250 000 m³ ermittelt. Der große Geschiebebetrieb führte unterhalb der Ausbaustrecke zu Anlandungen, weil nun dort die alten Ausbaugrößen nicht denen der neu ausgebauten Strecke entsprachen und die vorhandene Schleppspannung nicht ausreichte, um das von oberstrom eingetriebene Geschiebe restlos weiter zu transportieren.

Aus dem Vergleich der einzelnen Sohlenzustände (1960, Modell und 1978) miteinander läßt sich feststellen, daß einmal mit gutem Erfolg das Ausbauziel, zum anderen eine außerordentliche Übereinstimmung zwischen Modell und Natur erreicht wurde (Abb. 15).

Die den Querschnitt über die gesamte Breite beeinflussende Geschiebebank ist abgetragen. Der erforderliche Verkehrsquerschnitt ist in vollem Umfang auf der ganzen Ausbaustrecke dauerhaft vorhanden und die Übertiefe bei km 382 am linken Ufer aufgefüllt.

4.2.3 Rheinkrümmung bei Speyer [3]

Zur Verbesserung der Strömungsverhältnisse, Minderung der Unterhaltungsaufgaben und Erleichterung des Schiffsverkehrs hatte die Bundesanstalt für Wasserbau aufgrund von Versuchsergebnissen aus dem Modell Speyerer Kurve als Ergänzung früherer Ausbaumaßnahmen folgendes empfohlen:

- 1. Ausrunden des linken Ufers, verbunden mit einer Abflachung der Uferböschung auf 1:3
- 2. Verklappen des Kolkes bis auf 4 m unter GlW
- 3. Abtragen der Bank am Innenufer auf GlW -2.5 m
- 4. Abgraben des inneren Vorlandes.

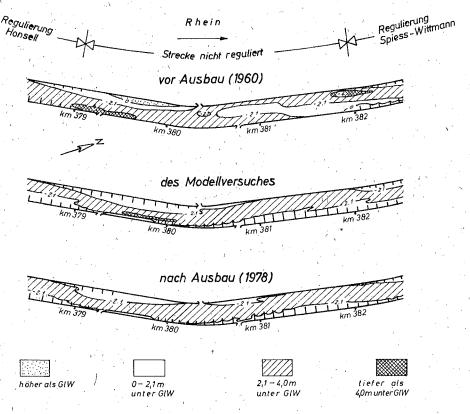


Abb. 15: Oberrhein bei Sonderheim. Tiefenlinienpläne

Tatsächlich wurde beim Ausbau der Speyerer Kurve nur die 1. Stufe der Verbesserungsvorschläge realisiert. Dabei wurde die Ausbuchtung am linken Ufer durch eine verbesserte Linienführung des Ufers beseitigt und die vorher 1: 2 geneigte Böschung auf 1: 3 abgeflacht (Abb. 16).

Nach dem Ausbau hat sich am linken Ufer von km 399,5 bis 399,9 eine Aufhöhung des Kolkes eingestellt. Stromabwärts bis km 400,2 hat sich der Kolk jedoch um maximal 2 m vertieft, obwohl die Wirbelströmungen vermindert wurden. Die Bank am Innenufer ist etwa um das Maß der Ufervorverlegung zurückgedrängt worden (Abb. 17).

Die schwierigen Schiffahrtsverhältnisse sind entschärft, die Kolksituation ist aber verstärkt worden. Der Gutachter empfiehlt für diesen Fall die nächste Ausbaustufe, den Kolkverbau.

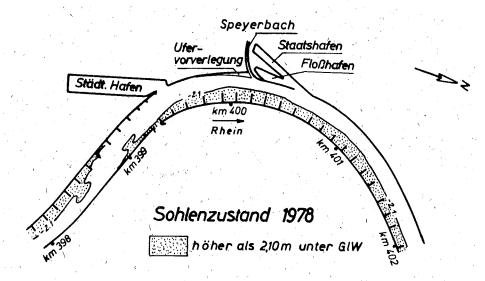


Abb. 16: Oberrhein. Ufervorverlegung in der Kurve Speyer

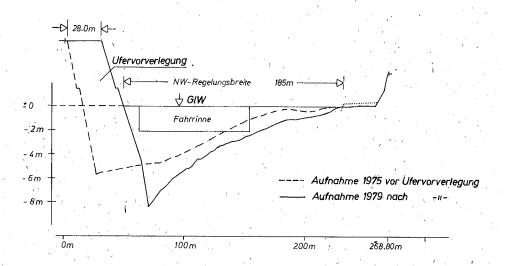


Abb. 17: Oberrhein bei Speyer. Querprofil bei km 400,1 vor und nach dem Ausbau

4.3 Rheingau

Das Gefälle des Oberrheins vermindert sich von Basel abwärts stetig und erreicht im Rheingau vor dem Eintritt des Flusses in die Gebirgsstrecke mit 10 cm/km seine gering-

sten Werte. Der Fluß ist dort entsprechend breit und die Fließgeschwindigkeit gering. Die Stromsohle besteht aus festgelagertem Kies/Sand, über den leicht beweglicher Sand wandert.

Die geplante Vertiefung der Fahrrinne durch Einengung des Abflußquerschnittes stieß hier auf schwierig einzuhaltende Randbedingungen. So durfte der Wasserspiegel des Hochwassers nicht angehoben werden und die bei niedrigem Wasserstand nicht durchflossenen Wasserflächen hinter den Streichlinien durften nicht verlanden. Bereits bei den Ausbauarbeiten im 19. Jahrhundert hatte sich gezeigt, daß Parallelwerke hierzu besser als Buhnen geeignet sind.

Von 1967 bis 1976 wurden deshalb weitere 16 km Parallelwerke errichtet. Den Ausbau einer Stromspaltung bei Eltville zeigt Abb. 18.

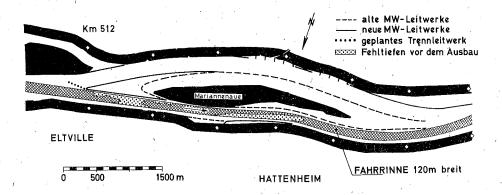


Abb. 18: Rheingau bei Eltville. Ausbau durch Parallelwerke

Die Kronen der Bauwerke liegen 40 cm über Mittelwasser. Die Parallelwerke sind aus Bruchsteinen von 10 – 90 kg Gewicht geschüttet. Der angestrebte Regulierungserfolg hat sich eingestellt. Es ist vorgesehen, den Abfluß und damit die Schleppkraft im rechten Stromarm durch den Einbau eines Trennleitwerkes an der oberen Inselspitze der Mariannenaue noch zu erhöhen.

4.4 Niederrhein [2]

4.4.1 Einführung

Im vorigen Jahrhundert wurde der Niederrhein ausgebaut, um Untiefen zu beseitigen und damit bessere Verhältnisse für die Schiffahrt zu schaffen. Auch der Hochwasserschutz sollte verbessert werden. Dem Strom wurde ein Korsett aus Buhnen, Längs- und Deckwerken angelegt. Daneben wurden Stromverkürzungen vorgenommen. Schon um die Jahrhundertwende hatte sich der Niederrhein auf diesen neuen Zustand eingestellt. Durch Umlagerungen von Geschiebe hatte er sich in dem Korsett ein abflußkonformes Bett geschaffen, das auch bei extremen Abflüssen stabil blieb. Die Tiefenverhältnisse für die Schiffahrt waren damals besser als heute. Durch menschliche Eingriffe in das

Flußregime, die nicht dem weiteren Ausbau dienten, wurden die Verhältnisse nachteilig verändert.

Etwa ab 1913 wurde dem Strom Kies für die Betonherstellung entnommen und ab 1922 wurde die Stromsohle im Raume Duisburg durch Kohleabbau unter dem Rhein abgesenkt. Diese Eingriffe schufen ein Ungleichgewicht in der Geschiebebewegung. Der Strom ist allein nicht in der Lage, die durch Baggerungen und Bergbau entstandenen riesigen Kolke wieder zu verfüllen. Zur Unterstützung des Stromes sind deshalb umfangreiche Ausbaumaßnahmen erforderlich, um wieder eine Stabilisierung der im Ungleichgewicht befindlichen Rheinsohle zu erreichen. Über einige hierzu erforderlichen Arbeiten wird im Nachfolgenden berichtet werden.

4.4.2 Maßnahmen gegen nachteilige Auswirkungen von Vorlandauskiesungen

Als nach 1960 die Wasserspiegelsenkung am Niederrhein von Duisburg bis zur niederländischen Grenze 4 cm/Jahr erreicht hatte, wurde erkannt, daß Baggerungen im Strom sich in Verbindung mit der Erosion sehr nachteilig auf das Abflußregime auswirkten. Gewerbsmäßige Baggerungen im Strom wurden deshalb verboten und bei Unterhaltungsbaggerungen wird jetzt das Baggergut dem Strom an geeigneten Stellen wieder. zugeführt. Um der Erosion, die vornehmlich bei höheren Wasserständen stattfindet, entgegenzuwirken, wurde den Kiesfirmen erlaubt, die vor allen unterhalb Duisburg bis zur niederländischen Grenze vorhandenen großen Rheinvorländer auszukiesen und anschließend nicht wieder bis zur Ursprungshöhe zu verfüllen. Durch die dabei entstehenden Querschnittsvergrößerungen werden bei höheren Abflüssen die Strömungsgeschwindigkeiten und damit die Schleppkraft des Wassers herabgesetzt. In Abb. 19 ist in einem stark verzerrten Maßstab ein Querschnitt dargestellt, der durch Tieferlegung der Vorländer vergrößert wurde. Die schraffierte Fläche gibt die Zunahme des Abflußquerschnittes an. Sie beträgt bei MHW über 100 %. Bei Querschnittserweiterung in dieser Größe nimmt die Schleppkraft des Wassers so sehr ab, daß es zu Ablagerungen im Strom und auf den Vorländern kommt. Dieses abgelagerte Geschiebe wird den unterhalb liegenden Strecken vorenthalten, so daß hier das Arbeitsvermögen der Strömung nicht ausgelastet ist. Die Strömung kann deshalb Geschiebe aufnehmen und damit die Sohle austie-

Um den schädlichen Auswirkungen der Vorlandstieferlegung zu begegnen, werden jetzt Leitdeiche geplant und gebaut, wie in Abb. 19 angedeutet. Sie sollen die Aufgabe des vordem hohen Vorlandes übernehmen, den Strom auch bei hohen Wasserständen zusammenzuhalten, damit eine ausreichende Sohlschleppspannung erhalten bleibt, um das von oberstrom ankommende Geschiebe weiterzutransportieren.

4.4.3 Kolkverbau Rees

Im Bericht zum internationalen Schiffahrtskongreß 1965 [3] sind die Modellversuche für den Kolkverbau in Düsseldorf behandelt worden. Die Kolkverfüllung wurde 1969 ausgeführt. Die Größe der Breitenerosion, wie sie sich im Modell zeigte, konnte in der Natur nicht ganz erreicht werden. Eine weitere Kolkverfüllung wurde 1973 bei Rees ausgeführt (Abb. 20).

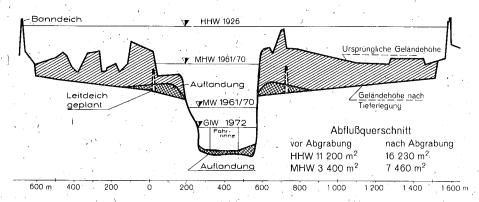


Abb. 19: Niederrhein, Vorlandtieferlegung bei Wesel (km 809.1)

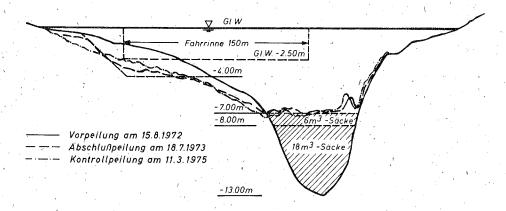


Abb. 20: Niederrhein, Kolkverfüllung bei Rees. Querprofil bei km 836,8

Diese unterscheidet sich von dem bei Düsseldorf durch eine andere Art der Verfüllung. In Düsseldorf wurde der Kolk mit Sand verfüllt und zum Schutz gegen Abtrieb mit Basaltschotter und grobem Kies abgedeckt. Bei Rees wurden die Fehlbreiten durch Baggerungen beseitigt, das dabei anfallende aus Sand bestehende Baggergut in wasserdurchlässige Nylon-Säcke gefüllt und diese in den Übertiefen eingebaut (Abb. 21).

Die zu unterst eingebauten Säcke haben ein Fassungsvermögen von 18 m³/Stck. und die als Abdeckung dienenden von 6 m³/Stck. Eine Abdeckung durch Schüttsteine wurde nicht vorgenommen. Die Lage und das Verhalten der Säcke wurde mit dem Taucherglockenschiff "Carl Straat" mehrmals kontrolliert. Die Lage der Säcke hat sich nicht verändert. Kleine Hohlräume zwischen den Säcken haben sich mit Kies aufgefüllt und vereinzelt angetroffene beschädigte Nylon-Säcke zeigten keinen feststellbaren Sandaustrieb. Es konnte festgestellt werden, daß die mit Sand gefüllten Nylon-Säcke der starken Strömung bei Hochwasser besser widerstehen als der als Abdeckmaterial in Düsseldorf verwendete Basaltschotter und Grobkies, der z.T. abgetrieben wurde. Die vom Kolkver-

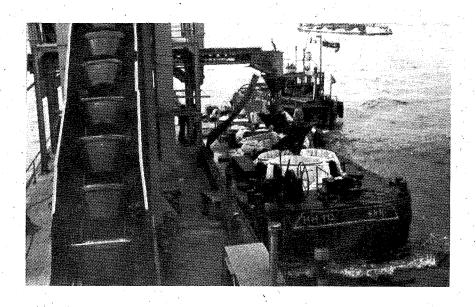


Abb.21: Niederrhein. Kolkverfüllung bei Rees. Füllen der Säcke mit Eimerkettenbagger

bau erwartete Umwandlung der Tiefenerosion in eine Breitenerosion ist nicht überall in dem erwarteten Umfange eingetreten, wenn sie auch in dem in Abb.20 dargestellten tiefsten Querschnitt des Kolkes gerade erreicht wurde. Um in starken Krümmungen überall auf der ganzen Breite der Fahrrinne die vorzuhaltende Tiefe von 2,50 m unter GlW herzustellen und bei allen Abflüssen zu erhalten, ist ein Verbau der Kolke, wie es die Modellversuche für den Kolkverbau in Düsseldorf schon ergeben hatten, auf GlW — 5,0 m erforderlich.

4.4.4 Kohlenbergbau unter dem Rhein

Durch den von 1923 bis 1965 betriebenen Kohlenbergbau unter dem Rhein bei Duisburg auf der Strecke von km 775 – km 795 wurde die Rheinsohle unterschiedlich bis zu 6,5 m abgesenkt. Im Mittel betrug die Absenkung des NW-Bettes rd. 1,0 m. Die Wasserspiegelsenkung war am Pegel Duisburg-Ruhrort etwa 0,2 m größer, weil durch ungleichmäßige Absenkungen die NW-Querschnitte verbreitert wurden. Das abgesunkene Flußbett wirkt wie ein Geschiebefang. Von den 6 Mio m³ Sohlenmassenverlust durch den Bergbau auf dieser 20 km langen Strecke hat die Strömung bis heute schon rd.1,5 Mio m³ durch Ablagerungen wieder aufgefüllt (Abb.22). Der Strom füllt nicht nur die Absenkungsmulde auf, sondern gestaltet die Querschnitte auch wieder abflußgerecht.

Seit 1965 wird der Bergbau unter dem Rhein nur noch auf den Strecken von km 790,5 bis km 793 und von km 795 bis km 798 betrieben. Auf diesen Strecken wurden jedoch bis Ende 1979 über 5 Mio m³ Sohlenmassenverlust festgestellt. Wegen der relativ kurzen Strecken bewirkte dieser Abbau trotz größerer Tiefen, eine geringere Wasserspiegelsenkung als auf der oberhalb liegenden 20 km langen Strecke.

In Abb. 22 sind die mittleren Absenkungen der Sohle durch den Bergbau und die dadurch verursachten Wasserspiegelsenkungen auf der Strecke vom Pegel Duisburg-Ruhrort bis zum Pegel Wesel dargestellt. Der Wasserspiegel senkt sich nicht nur auf der Bergbaustrecke, sondern auch nach ober- und unterstrom ab. Nach oberstrom sind die Absenkungen erheblich größer als nach unterstrom und reichen entsprechend weiter. Am Pegel Ruhrort, der rd. 15 km oberhalb der Bergbaustrecke liegt, ist der Wasserspiegel noch um rd. 15 cm abgesunken.

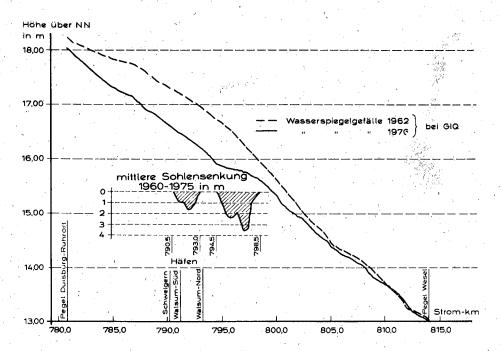


Abb. 22: Niederrhein bei Duisburg. Wasserspiegel und Sohlensenkung durch Bergbau unter dem Rhein

Eine schwerwiegende Folge der Sohlenabsenkung durch den Bergbau ist auch die Vergrößerung des Wasserspiegelgefälles nach oberstrom, durch die die Schleppkraft verstärkt wird, so daß die Sohle erodiert. Unterhalb der Bergbaustrecke wirkt die nicht abgesenkte Sohle wie eine Grundschwelle, auf der erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten eine verstärkte Sohlenaustiefung zur Folge haben. Für die an den Rhein grenzenden Häfen ergeben sich durch die Bergsenkungen geringere Wassertiefen, so daß dort Anpassungsmaßnahmen von erheblichem Umfang erforderlich sind.

Um Nachteile für den Strom und die Umschlagsanlage zu beseitigen und in Zukunft zu verhindern, muß der Bergbau jetzt die Sohlenvertiefung durch Auffüllung wieder ausgleichen. Da es für den Bergbau unwirtschaftlich wäre, sohlengleiches Material zu beschaffen und einzubringen, ist man übereingekommen, daß die Kolke mit dem beim Kohlenabbau anfallenden vorwiegend aus Tonschiefer bestehenden Waschbergen aufgefüllt werden.

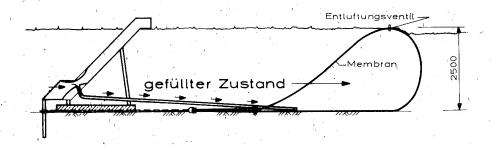
4.4.5 Bewegliche Buhnen

Die Abladetiefe der auf einem Fluß verkehrenden Schiffe muß sich stets nach den Stellen mit den geringsten Wassertiefen richten. Oft ist es nicht möglich, diese Strecken durch den Einbau von festen Buhnen zu regulieren, weil dann bei HW der Wasserspiegel zu stark ansteigt oder die Erosion zu groß wird. Auf solchen Strecken muß deshalb ständig gebaggert werden, so daß hier die Stabilisierung der Sohle nicht zu erreichen ist. Diese Strecken können durch bewegliche Buhnen, die bei niedrigen Wasserständen wirksam sind und bei höheren Abflüssen unwirksam gemacht werden können, verbessert werden. Z. Zt werden Membranbuhnen erprobt (Abb. 23), die in Duisburg oberhalb der Ruhrmündung im Rhein eingebaut sind. Die Membranen bestehen aus einem PVC-Gewebe mit Neoprenbeschichtung. Das verwendete Material und die Form der Buhnen wurden von der Universität Stuttgart vorgeschlagen. Die Buhnen sind aus mehreren nebeneinander liegenden Kammern zusammengesetzt, die mit selbsttätigen Füll- und Entleerungseinrichtungen versehen sind. Unter MW sind die Buhnen mit Wasser gefüllt und heben durch Einschränkung der Abflußquerschnitte den Wasserspiegel an, so daß die Fahrrinnentiefe vergrößert wird. Bei Wasserständen über MW sind die Buhnen entleert und liegen flach auf der Flußsohle, damit der Abfluß nicht behindert wird. Die Modellversuche bei der BAW in Karlsruhe haben ergeben, daß es möglich ist, durch bewegliche Buhnen bei GlW je nach Einschränkung der Abflußquerschnitte und Länge der Buhnenstrecke eine bis weit nach oberstrom reichende Anhebung des Wasserspiegels bis zu 50 cm zu erzeugen. Dabei bleiben die Strömungsgeschwindigkeiten unter den vorhandenen Strömungsgeschwindigkeiten bei MW, so daß eine verstärkte Erosion wie bei herkömmlichen Buhnen nicht zu erwarten ist.

5. Möglichkeiten der Erfolgskontrolle einer Niedrigwasserregelung im Flachlandfluß, dargestellt am Beispiel der unteren Elbe [11]

5.1 Einführung

Die Arbeiten zur Niedrigwasserregelung der unteren Elbe (Buhnen, durchgehend) zur Verbesserung der Schiffbarkeit wurden in der Zeit zwischen 1936 und 1963 ausgeführt. Die Strombauwerke waren bis auf eine kurze Unterbrechung von 10 km Länge (Reststrecke) planmäßig fertiggestellt. Die Unterbrechung durch einen nicht ausgebauten Abschnitt gab durch dessen gänzlich andersartiges Sohlenverhalten die Möglichkeit eines Vergleichs. In der ausgebauten Strecke oberhalb der Reststrecke lag der Sand auf der Stromsohle soweit fest, daß keine Bankwanderung stattfand. Es gab nur selten störende Sandablagerungen, folglich waren auch kaum Baggerungen erforderlich. In der nicht ausgebauten Zwischenstrecke mußte häufig gebaggert werden, sich schnell verändernde Sandbänke behinderten die Schiffahrt. Im Bereich unterhalb der Reststrecke war der Ausbau zwar vollzogen, aber die Fahrrinnenverhältnisse waren wenig zufriedenstellend, verbesserten sich allerdings weiter unterhalb zunehmend. Der Eindruck entstand, als ob die nicht ausgebaute Reststrecke als "Störquelle" für die schlechten Sohlenverhältnisse unterhalb verantwortlich sei. Würde diese Reststrecke erst ausgebaut sein, wären auf der gesamten untersuchten Strecke optimale Fahrrinnenverhältnisse wie im oberen Bereich vorhanden. Anhand einer eingehenden Erfolgskontrolle wurde untersucht, ob diese Vermutung richtig war.



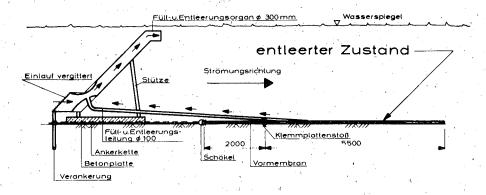


Abb. 23: Niederrhein bei Duisburg, Schematische Darstellung einer flexiblen Versuchsbuhne mit automatischer Füll- und Entleerungseinrichtung

5.2. Beschreibung der untersuchten Stromstrecke

5.2.1 Allgemeines

Das Untersuchungsgebiet umfaßt den Elbeabschnitt unterhalb von Schnackenburg ohne den Tidebereich und ohne den unterhalb anschließenden Staubereich der Staustufe Geesthacht, von km 474,5 bis km 555 (Abb. 24).

Dieser Untersuchungabschnitt ist Teil der Flachlandstrecke eines ursprünglich sehr breiten und verwilderten Urstromtales. Maßgebend für den heutigen Ausbau sind die Entwürfe für die Hochwasserregelung von 1902 sowie für die Niedrigwasserregelung von 1931. Diese Entwürfe haben bewirkt, daß das ursprüngliche Abflußbett stark eingeengt wurde.

5.2.2 Zeit-Weg-Darstellung der Sohlenbewegung

Wenn Vergleiche unterschiedlicher Sohlenformen angestellt werden sollen, ist es erforderlich, diese zunächst einmal darzustellen. Abb. 24 zeigt das Zeit-Weg-Diagramm der Elbe-Strecke zwischen Schnackenburg und Radegast über den Zeitraum von 26 Jahren

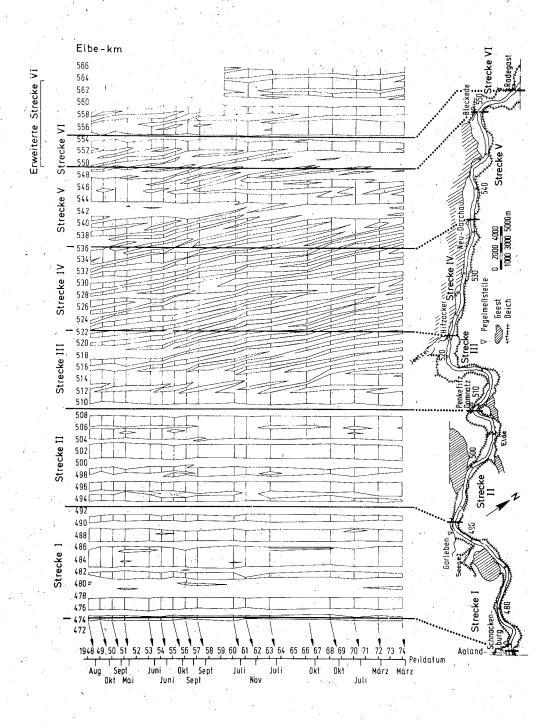


Abb. 24: Untere Elbe. Wanderung der Talwegs-Übergänge zwischen Schnackenburg und Radegast

aufgetragen. Dabei ist von den vorhandenen Tiefenplänen ausgegangen worden. Die Auftragung erfolgte von km 474 bis km 555 bzw. 566. Die eingezeichneten Zeit-Weg-Linien sind die Verbindungsgeraden solcher Orte, an denen zum Peilzeitpunkt die größten Tiefen vom Bereich einer Stromhälfte in den Bereich der anderen überwechseln, oder anders ausgedrückt, die Verbindungslinien der Kreuzungspunkte zwischen Talweg und Stromachse. Die horizontal oder schräg verlaufenden Linienzüge geben die Verschiebung einer Sandbank in Stromrichtung wieder, veränderlich über den angegebenen Zeitraum. Dort, wo benachbarte Linienzüge durch die vertikal ausgezogenen Zeitmarkierungen verbunden sind, wird die zeitliche Verschiebung einer Sandbank in der linken Stromhälfte dargestellt. Entsprechend sind die Bereiche ohne vertikale Zeitmarkierung Sandbänke in der rechten Stromhälfte. In den jeweils gegenüberliegenden Stromhälften verläuft die Fahrrinne.

Deutlich zeichnen sich drei Bereiche mit unterschiedlicher Sohlengestaltung ab. Von km 474 bis km 512 ist kaum eine Verändeurng der Sandbänke festzustellen. Die Länge der Sandbänke erscheint deutlich größer als in der unterhalb anschließenden Strecke. Im Bereich von km 512 bis km 543 ist eine stetige Wanderung der Sandbänke in Talrichtung zu erkennen. Dieser Bereich enthält die oben erwähnte nicht ausgebaute Zwischenstrecke (Reststrecke). Die Sandbänke sind kürzer. Im Abschnitt unterhalb km 543 ist eine Übergangsphase zwischen den beiden genannten Zuständen vorhanden.

Diese drei verschiedenen Sohlenformen unterscheiden sich derart deutlich, so daß ebenso deutliche Ursachen dafür vorhanden sein müssen, die im Folgenden in ihren wesentlichen Zügen aufgezeigt werden.

5.3 Analyse des Abflußverhaltens

5.3.1 Größe der Sohlenbewegung

Der Untersuchungsbereich wird in 6 etwa gleichlange Einzelabschnitte (I-VI) derart aufgeteilt, daß jede Teilstrecke an ihren Enden jeweils durch eine Pegelmeßstelle markiert wird (Abb. 24). Im Zeit-Weg-Diagramm sind diese Teilstrecken dargestellt. Daraus ist ersichtlich, daß sich in jeder Teilstrecke spezifische Bewegungen der Sandbänke vollziehen. Wird diese Bewegung mit s (m/Jahr) definiert, so läßt sich für jeden Zeitabschnitt zwischen zwei aufeinanderfolgenden Peilungen getrennt nach den Strecken I bis VI dieser Wert ermitteln. Eine Zusammenstellung dieser Werte zeigt Abb. 25.

Daraus ist zu erkennen, daß in den Strecken I und II die Sandbänke im wesentlichen festliegen. In Strecke III, der Reststrecke, sind Wege bis über 500 m/Jahr zu erkennen. In Strecke IV läßt sich die gleiche Tendenz erkennen wie in Strecke III, nur in abgeschwächter Form. Ein gänzlich anders geartetes Verhalten zeigt Strecke VI. Der Trend zeigt deutlich eine von Werten\um 300 m/Jahr abfallende Kurve bis zu Werten um – 50 m. Unter Abschnitt 5.3.3 wird hierauf noch näher einzugehen sein.

Die Länge dieser Wege korreliert, deutlich mit den Mittelwasserwerten (MW) auf Abb. 26. Dieser Zusammenhang erscheint plausibel, weist aber gleichzeitig darauf hin, daß entscheidend für die Bewegung der Sandbänke der Hochwasserabfluß sein muß.

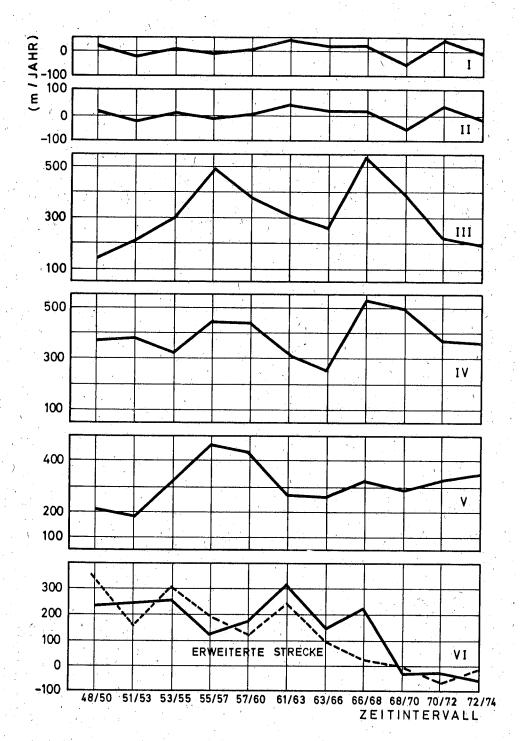


Abb. 25: Untere Elbe. Sohlenbewegung in 6 verschiedenen Strecken

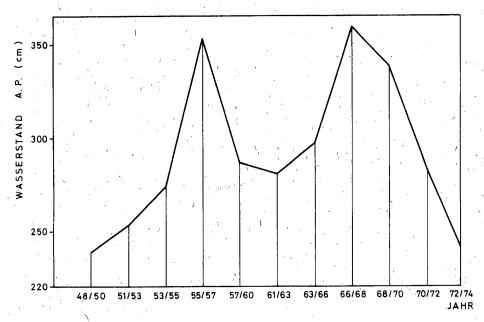


Abb. 26: Untere Elbe. Mittelwasser am Pegel Neu-Darchau, bezogen auf die Zeiträume zwischen zwei Peilungen

5.3.2 Das Spiegelgefälle in Abhängigkeit vom Abfluß

Da Wasserspiegelnivellements aus Direktmessungen nicht vorlagen, mußte diese aus den Wasserstandsunterschieden von je zwei benachbarten Pegeln in Zuständen der Beharrung rechnerisch ermittelt werden. Wenn man auf diese Weise bei möglichst vielen verschiedenen Abflußzuständen die Gefällwerte ermittelt, ergeben sich deutlich Abhängigkeiten von Gefälle und Abfluß (Abb. 27).

Im Bereich weniger tausendstel Promille weist die Gefälle-Abfluß-Linie für jeden untersuchten Bereich eine eigene Charakteristik auf. Dabei ist im NQ-Bereich bei 600 m³/s auch ein zeitabhängiger Einfluß festzustellen sowie die Tatsache, daß sich dort die stärksten Gefällveränderungen in Abhängigkeit vom Abfluß vollziehen. Als Ursache dafür muß der fortschreitende Ausbau bis zum Jahre 1963 vermutet werden.

Die Gefällelinie der Strecke V ist wenig aussagefähig, da hier die sohlenmorphologische Einteilung sich nicht mit der vorgenommenen Streckeneinteilung deckt. Auf diese Strecke wird daher bei der Wertung nicht weiter eingegangen.

Die dargestellen differenzierten Abhängigkeiten bei wechselnden Gefällsverhältnissen spiegeln die Inhomogenität der Abflußprofile wider. Die stark schwankende Breite der Hochwasserquerschnitte (Abb. 24) deutet schon darauf hin, daß es sich bei der unteren Elbe um einen weitgehend natürlich belassenen Strom handelt mit einer auch heute noch vielfältigen Auelandschaft innerhalb des Hochwasserabflußquerschnittes.

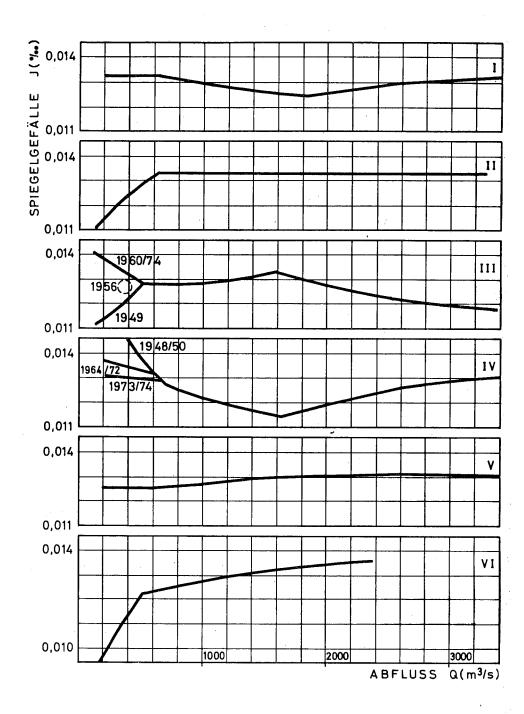


Abb. 27: Untere Elbe, Beziehungen zwischen Abfluß und Gefälle

5.3.3 Folgewirkungen im Zusammenhang mit Errichtung der Staustufe Geesthacht.

Die Staustufe Geesthacht bei km 586 liegt etwa 30 km unterhalb des letzten Pegels (Radegast) der untersuchten Strecke. Sie bildet die Grenze zum Tidegebiet. Die Stauwurzel liegt etwa im Bereich dieses Pegels.

Hervorgerufen durch künstlich herbeigeführte Vertiefung der Tideelbe unterhalb Hamburg waren starke Sohlenerosionen und damit Wasserspiegelabsenkungen stromaufwärts entstanden. Der Bau der Staustufe Geesthacht sollte dieser Entwicklung Einhalt gebieten. Dies ist auch weitgehend erreicht worden. Jedoch hat sich als Folge am Wehr Geesthacht ein Gefällesprung eingestellt. Dieser wird zwar bei geringen Abflüssen durch das Wehr kontrolliert. Bei Hochwasser muß aber aus betrieblichen Gründen das Wehr gelegt werden, so daß freier Abfluß stattfindet. Damit muß der Gefällsprung über ein vergrößertes Spiegelgefälle auf einer längeren Fließstrecke abgebaut werden (Abb. 27). Strecke VI läßt deutlich erkennen, daß das Gefälle mit wachsendem Abfluß wesentlich stärker ansteigt als bei den Strecken I bis V. Umgekehrt macht das Diagramm für den Bereich VI im Niedrigwasserbereich durch die mit abnehmendem Abfluß stark sinkenden Gefällwerte die Charakteristik eines Stauraumes deutlich. Wie im Folgenden zu erläutern sein wird, hat dieses spezifische Gefällverhalten Rückwirkung auf die Sohlengestaltung im untersuchten Bereich.

5.3.4. Schleppspannung als Funktion des Abflusses

Ermittelt man für verschiedene Abflüsse unter Verwendung der bekannten Meyer-Peter-Formel die Schleppspannungen und trägt diese über den zugehörigen Abflußwerten auf, so zeigen sich lineare Abhängigkeiten (Abb. 28).

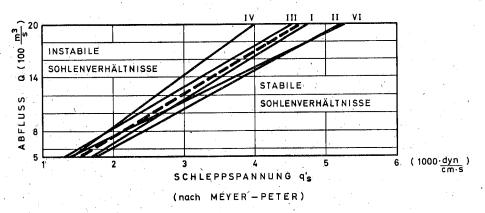


Abb. 28: Untere Elbe. Verhalten der Sänder auf der Flußsohle

Es liegen je zwei Geraden der Strecken IV und III sowie I und II nebeneinander, nahezu parallel wie von einer (gestrichelt angedeuteten) Linie getrennt. Die Gerade der Strecke VI weist eine schwächere Steigerung auf und schneidet nacheinander alle vier Geraden. Vergleicht man dieses Diagramm mit Abb. 24, so erkennt man, daß die Strecken I und II, die den für die Schiffahrt günstigen Zustand darstellen, sich rechts der gestrichelten Linie befinden. Die Strecken IV und III mit den stark wandernden Sandbänken und den häufi-

gen Veränderungen der Schiffahrtsrinne liegen links der Trennlinie. Die Strecke VI, die sich in den vergangenen 25 Jahren vom Zustand "links" zum Zustand "rechts" der Trennlinie in ihrer Sohlenstruktur gewandelt hat, liegt bei hohen Abflüssen (> MQ) in dem Bereich, der für "stabile Sohlenverhältnisse" kennzeichnend ist, bei kleinen Abflüssen (< MQ) in dem Bereich "instabiler Sohlenverhältnisse".

5.4 Anwendung der Erkenntnisse als Mittel zur Erfolgskontrolle der Ausbaumaßnahmen

Als Erklärung für das aus der Rolle fallende Verhalten der Schleppspannung der Strecke VI in Abhängigkeit vom Abfluß kann im wesentlichen nur die Gefälländerung im unteren Abschnitt angeführt werden, welche durch Errichten der Staustufe Geesthacht entstanden ist. Das wiederum bedeutet, daß der in den Strecken IV, V und VI abgeschlossene Niedrigwasserausbau nicht bzw. nicht allein für die Entwicklung verantwortlich gemacht werden kann. Daraus ergibt sich, daß das Ausbauziel wohl in den Strecken I und II erreicht werden konnte, nicht aber in den unterhalb angrenzenden Abschnitten. Es muß daher bezweifelt werden, daß eine nach den alten Ausbaurichtlinien zu regulierende Strecke III den Zustand "stabiler Sohlenverhältnisse" hervorrufen würde, weder in der Strecke III noch im unterhalb angrenzenden Bereich.

Geht man von der Voraussetzung aus, daß alle untersuchten Parameter (nur ein Teil konnte hier aufgeführt werden) verantwortlich sind für das gute Ausbauergebnis der Strecken I und II, kann gefolgert werden, daß die Strecken III bis VI ein ebenso gutes Ergebnis zeigen würden, falls man die hydraulischen Bedingungen dort so änderte, daß die Schleppspannungen vergrößert und damit in Abb.28 ebenfalls rechts der gestrichelten Linie verlaufen würden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung über die untere Elbe lassen sich mit Sicherheit nicht ohne weiteres auf andere Flußgebiete übertragen. Sie können jedoch geeignet sein, neue Wege aufzuzeigen zur Erfolgskontrolle von Ausbaumaßnahmen oder zur intensiven Vorbereitung von Flußregelungen allgemein.

Schrifttum

- [1] Berger, W., Wyss, F., Recker, H.-J., Behlke, G., Langschied, K., Krajewski, C., Stiller, K., Horn, H.: Ausbau des Rheins. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Heft 4/1977.
- [2] Hansen, H., Lankenau, D., Meinhard, H., Martell, J., Timon, A.: Ausbauarbeiten am Niederrhein, Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Heft 10/1975.
- [3] Felkel, K., Gehrig, W., Pichl, K., Strack, H., Wittmann, H.: Maßnahmen zur Regelung von Flüssen..... dargestellt am Ausbau des Rheins. Deutsche Berichte zum XXI. Internationalen Schiffahrtskongreß, Stockholm 1965, Thema I-5.
- [4] Felkel, K., Störmer, H. E.: Die Geschiebemeßgeräte an der Rheinsohle beim Pegel Maxau und der Einfluß der Schiffahrt auf den Geschiebetrieb. Die Wasserwirtschaft, Heft 11/1970.
- [5] Gehrig, W., Jurisch, R.: On the law of similitude in physical models with suspended material. 17. IAHR-Congress, Baden-Baden, August 1977.
- [6] Gehrig, W.: Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen, Mitt, des Franzius-Instituts der TU Hannover, Heft 29/1967.
- [7] Hinrich, H.: Geschiebe und Geschiebefracht im Abschnitt Freistett-Worms in den Jahren 1968 1971, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Heft 2/1972.
- [8] Hinrich, H.: Der Geschiebetrieb, beobachtet mit Unterwasserfernsehkamera und aufgezeichnet durch Unterwasserschallaufnahmegerät. Wasserwirtschaft, Heft 4/1973.
- [9] Jurisch, R.: The tachygraph a reliable instrument for measurements in field. Proc. of FLOMEKO, Groningen, North-Holland Publishing Company, Amsterdam, Sept. 1978.
- [10] Recker, H.-J.: Die neue Verkehrsregelung im Brückenbereich Karlsruhe/Maxau. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Heft 7/1976.
- [11] Rödiger, H.: Die Wirkung eines nicht ausgebauten Streckenabschnittes auf die Gestalt der Flußsohle in der regulierten unteren Elbe. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Heft 2/1979.

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Häfen

Thema 4

Integrierung von See-, Küsten- und Binnenschiffahrt

- Teil 1: Die Seegangsverhältnisse in der Nordsee
- Teil 2: Die Vereinheitlichung der Schiffahrtszeichen an See-, Küsten- und Binnenwasserstraßen
- Teil 3: Linienentwurf und Antrieb von seegehenden Binnenschiffen

Berichterstatter:

Federführung: Prof. Dr.-Ing. H. Heuser, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg

- Teil 1: Dr.-Ing. K. Richter, Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg
- Teil 2: Dipl. Ing. Helmut Kuhlbrodt, Seezeichenversuchsfeld, Koblenz

Teil 3: Ing. (grad.) W. Nussbaum
Dr.-Ing. E. Müller
Dipl.-Ing. G. Luthra
Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg

Zusammenfassung

Das Thema hat viele Aspekte. Der deutsche Beitrag sieht INTEGRIERUNG als die Möglichkeit, mehr als bisher mit demselben Schiff im ungebrochenen Verkehr Güter von Binnenhäfen über die Küstengewässer und die offene See bis in die See- oder Binnenhäfen eines Ziellandes zu befördern.

Dies kann und sollte künftig auch von der Bundesrepublik Deutschland aus nicht nur mit binnengängigen Seeschiffen, sondern mehr und mehr mit seegehenden Binnenschiffen erfolgen. Einige westeuropäische Länder, wie die Niederlande, Belgien, Frankreich, aber auch die Ostseeanrainer DDR und Volksrepublik Polen sowie in großem Maße die UdSSR sind in dieser Richtung vorangegangen und haben wertvolle Erfahrungen sammeln können.

Die besonderen Vorteile seegehender Binnenschiffe liegen z.B. in dem sehr günstigen Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht, den hervorragenden Fahr- und Manövriereigen-

schaften auch bei hohen Blockkoeffizienten sowie der relativ leicht zu realisierenden Möglichkeiten, bis in kanalisierte Flüsse und Schiffahrtskanäle des Binnenlandes zu gelangen.

Da die Nordsee einerseits als "vor der Haustür" der westeuropäischen Länder liegendes Seegebiet hierfür besonders in Betracht kommt, und dort andererseits sehr hohe Anforderungen an Schiffe und Besatzung in einem ungebrochenen Verkehr gestellt werden, befaßt sich dieser Beitrag

- 1.) mit Fragen der Seegangsmerkmale im Nordseebereich
- 2.) mit der angestrebten Vereinheitlichung der Fahrwegmarkierungen im See-, Küstenund Binnenbereich
- 3.) mit experimentellen Entwicklungsarbeiten zur Optimierung des Linienentwurfs und des Antriebs von großen seegehenden Binnenschiffen.

Zu 1.)

In der Nordsee sind die Seegangsverhältnisse besonders kompliziert, weil eine Vielzahl von Einflußfaktoren bei der Entstehung und Ausbreitung des Seegangs zusammenwirken. Die Form der Windfelder ist durch den vielgestaltigen Verlauf der Küstenlinien bestimmt. Das Wetter ist durch den häufigen Durchgang von Fronten charakterisiert, verbunden mit sprunghaften Änderungen des Windes. Von entscheidendem Einfluß auf die Ausbreitung der Wellen ist in der Nordsee die begrenzte Wassertiefe. Dabei sind nicht nur die topographischen Gegebenheiten, sondern auch die Bodenbeschaffenheit von Wichtigkeit. Hier ist der Einfluß des wechselnden Wasserstandes durch Gezeiten und Sturmfluten zu berücksichtigen. Außerdem kann der Seegang von Strömungen beeinflußt werden.

Die Möglichkeit der Berechnung und Vorhersage des Seegangs der Nordsee würde eine wesentliche Hilfe bei der Vorbereitung und Durchführung des Einsatzes von seegehenden Binnenschiffen auf der Nordsee sein.

Die während der JONSWAP-Experimente seit 1968 gewonnenen Erkenntnisse erlauben es, zunächst für tiefes Wasser eine Berechnung der Seegangsdaten durchzuführen, wenn wichtige Randbedingungen wie Richtung, Winddauer und Streichlänge des Windes bekannt sind.

Das Verfahren ist auch für sich schnell ändernde Windfelder geeignet, wenn die notwendige Unterscheidung zwischen dem Dünungs- und dem Windseeanteil berücksichtigt wird.

In der NORSWAM (North Sea Wave Model)-Gruppe, einem Zusammenschluß von Wissenschaftlern der Nordsee-Anliegerstaaten, wurde auf der Grundlage der JONSWAP-Ergebnisse ein numerisches kombiniertes Windsee-Dünungsmodell entwickelt, das in der Nordsee (Tiefwasserverhältnisse vorausgesetzt) die Seegangsfelder aus beliebigen Windfeldern zu berechnen gestattet.

Z.Zt. wird an einer Erweiterung des JONSWAP-Verfahrens auf die Flachwassergetriebe der Nordsee gearbeitet.

Wegen der Veränderung in Wellenform und Dämpfungseinflüssen bei Übergang auf Flach-

wasser gestalten sich diese Forschungsarbeiten besonders schwierig. Grundlagen für das erweiterte Verfahren werden 1981 vorliegen.

Zu 2.)

Schiffahrtszeichen, wie Tonnen, Baken und Leuchtfeuer, stehen seit altersher im Dienste der Schiffahrt und bieten eine wesentliche Gewähr für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs. Die Art und Weise, in der Schiffahrtszeichen gesetzt werden, hat sich in den einzelnen Stomgebieten und Küstengewässern unterschiedlich entwickelt. Im Hinblick auf die internationale Verflechtung der Verkehrsbeziehungen wird seit langem angestrebt, die einzelnen Bezeichnungsarten zu vereinheitlichen.

Die Bemühungen hierzu werden aufgezeigt, die sich daraus ergebenden Bezeichnungssysteme für See- und Küstengewässer einerseits und für die europäischen Binnengewässer andererseits werden vorgestellt und Überlegungen zu einer weiteren Anpassung der Systeme angesprochen.

Zu 3.)

Um den kostensteigernden Frachtumschlag in den Mündungshäfen der europäischen Flüsse zu vermeiden, kommen schon seit vielen Jahren Schiffe im Übergangsverkehr Binnengewässer/See zum Einsatz. Die Forderung nach Optimierung und Rationalisierung dieser Art der Güterbeförderung war Teil einer Studie des Forschungszentrums des Deutschen Schiffbaus mit dem Thema "Technologische Entwicklungslinien der Transportsysteme zu Wasser", die im Auftrage des Bundesministers für Forschung und Technologie erstellt wurde.

Der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, wurde die Aufgabe übertragen, aus den Erkenntnissen der Flachwasser-Hydrodynamik heraus neuartige Schiffsformen und deren Antriebe zu entwickeln, die für die Fahrt in mäßigem Seegang geeignet sind.

Selbstverständlich sollten diese Fahrzeuge im Glattwasser mindestens die gleichen günstigen Fahreigenschaften und transportbezogene Kraftstoffverbräuche erzielen wie herkömmliche Binnenschiffe. Dazu gehört auch die Forderung nach wirtschaftlichem Einsatz im sog, Motorgüterschiff-Schubverband.

Basierend auf vorhandenen, bewährten Binnenschiffstypen wurden durch Änderungen der Schiffslinien im Vor- und Achterschiff sowie der Propelleranordnung seegehende Fahrzeuge entwickelt, die im Modellversuch in regelmäßigen Wellen auf ihre Seefähigkeit getestet worden sind. Der Verkehr auf Binnenwasserstraßen ist integriert in bestehende Systeme möglich, die Fahrt über See kann, je nach den Erfordernissen, im Schub- oder Schleppverband durchgeführt werden.

Auf die Verwendung von Propellerdüsen sollte wegen des höheren Nutzschubes des Antriebsorgans bei gleicher Wellenleistung auch für die Fahrt im kleinen bis mittleren Seegang nicht verzichtet werden. Im Glattwasser können die Schubgewinne mit modernen Düsenformen gegenüber düsenlosen Propellern je nach Wassertiefe, Fahrgeschwindigkeit und Leistungsbelastung der Propellerfläche bis über 30 % betragen. Bei seegehenden

Fahrzeugen müssen möglicherweise zur Verminderung von Slamming-Effekten abweichende Profil- und Umrißformen der Düsen gewählt werden. Dennoch verbleiben wesentliche Vorteile im Vergleich zum düsenlosen Schiff, die sich sowohl in der Wirtschaftlichkeit als auch in der gleichmäßigeren Leistungsübertragung an das Wasser bei Seegang manifestieren.

Teil 1

Die Seegangsverhältnisse in der Nordsee

1.1 Einleitung

Die besonderen Naturgegebenheiten sind die Ursache dafür, daß unsere Kenntnisse über die Seegangsverhältnisse in der Nordsee äußerst unzureichend sind. Dieser Mangel wurde besonders deutlich, nachdem in den letzten Jahren die Off-Shore Aktivitäten in der Nordsee sprunghaft angestiegen sind. Es fehlen insbesondere Langzeitstatistiken des Seegangs als Bemessungsgrundlage für die Konstruktion von Bauwerken in See. In Schiffahrt und Schiffbau müssen Reeder und Konstrukteure neuen Risiken begegnen, die einerseits durch den Einsatz sehr großer Schiffe in den flachen Küstengewässern, andererseits durch die Ausdehnung des Fahrtbereichs von seegangsempfindlichen Binnenschiffen in küstennahe Seegebiete erwachsen. Diese Risiken werden durch den zunehmenden Anteil von gefährlichen chemischen Ladungen erhöht. Eine bessere Kenntnis der Seegangsverhältnisse und Vorhersage von gefährlichen Seegangszuständen könnte diese Risiken vermindern.

Leider gibt es nur wenige Stationen in der Nordsee, denen längere Beobachtungsreihen des Seegangs vorliegen. Längere lückenlose Meßreihen existieren überhaupt nicht. Deshalb gibt es ein wachsendes Interesse an sog. "Hindcasting"-Verfahren, die mit Hilfe der für die Nordsee gut dokumentierten und archivierten historischen Winddaten und einem verläßlichen Seegangsberechnungsverfahren Langzeitstatistiken des Seegangs für jeden Ort in der Nordsee rekonstruieren lassen.

Während der letzten Jahrzehnte ist es gelungen, für den Tiefwasserseegang ein verläßliches Berechnungs- und Vorhersageverfahren zu entwickeln. Für den Flachwasserseegang und damit für die Nordsee ist ein solches Verfahren in Entwicklung, die Fertigstellung steht noch aus.

1.2 Seegangsbeobachtungen und -messungen

Die umfangreichsten Sammlungen von Wellendaten finden sich bei den nationalen Wetterdiensten, so auch beim Seewetteramt Hamburg. Es handelt sich um Schätzungen der Wellenhöhe, der Wellenperiode und Laufrichtung. Die Beobachtungen werden regelmäßig auf den Feuerschiffen, auf speziellen eingerichteten Bordwetterwarten und von anderen fahrenden Schiffen durchgeführt. Beim Seewetteramt Hamburg sind diese Daten auf Magnetband gespeichert. Mit einem Auswerteprogramm können auf Anforderung für jedes ausgewählte Seegebiet, z.B. Jahres- und Monatsmittelwerte für die mittlere Wellenhöhe und Periode ausgegeben werden.

Die fast lückenlosen Beobachtungsreihen der deutschen Feuerschiffe "Elbe 1" und "Weser" stellen einen besonders wertvollen Datensatz dar, weil sich aus ihm nicht nur Angaben über relative Häufigkeiten des Auftretens gewisser Seegangszustände gewinnen lassen, sondern auch Angaben, wie lange ein solcher Zustand andauert.

Leider gibt es solche Datensätze nur für wenige Positionen der Nordsee. Wegen der Fülle der in der Einleitung genannten Einflußfaktoren sind die Ergebnisse von diesen Einzelstationen nicht ohne zusätzliche Kenntnisse auf andere Gebiete der Nordsee übertragbar. Hinzu kommen die Schätzfehler der verschiedenen Beobachter. Die Erfahrung zeigt, daß hohe Wellen meist zu niedrig geschätzt werden. Dadurch kommen systematische Fehler in die Beobachtungen und daraus abgeleitete Statistiken.

Um die letztgenannten Fehler auszuschalten, wurden im Nordseebereich umfangreiche Meßprogramme durchgeführt. Im deutschen Küstenbereich wurde in der Eidermündung, bei Westerland und Wangerooge, in der Piep- und der Elbmündung gemessen ("Meereskundliche Beobachtungen und Ergebnisse", DHI). Weitere Untersuchungen s. Lit. [1], [20]

Das Ziel der genannten ingenieurwissenschaftlichen Untersuchungen ist meist eine phänomenologische Beschreibung der Naturvorgänge und ihre Darstellung in empirischen Formeln. Da viele der möglichen Einflußfaktoren nicht berücksichtigt werden, z.B. die Wellenhöhe als Funktion des lokalen Windes allein betrachtet wird, fehlt häufig eine Erklärung für die starke Streuung der Meßwerte.

Die im "Sonderforschungsbereich 94" der Universität Hamburg zusammenarbeitenden Gruppen der Universität Hamburg, des Max-Planck-Instituts für Meteorologie und des DHI versuchen, das Problem der Seegangsberechnung und -vorhersage auf anderem Wege zu lösen:

Durch sorgfältig geplante Experimente unter definierten Bedingungen sollen die einzelnen Einflußfaktoren z.B. des Windes und des Meeresbodens möglichst isoliert untersucht und die den Vorgängen zugrunde liegenden physikalischen Gesetze gefunden werden. Die Gesetze werden dann zu komplexen mathematischen Modellen zur Berechnung des Seegangs zusammengesetzt, wobei alle wichtigen Einflußfaktoren kontrollierbar berücksichtigt werden. Ein solches Seegangsberechnungsverfahren wird nach Eingabe eines vorhergesagten Windfeldes zum Vorhersageverfahren für die Seegangsverhältnisse an jedem Ort der Nordsee.

Im Meßfeld vor der Insel Sylt fanden seit 1968 mehrere Großexperimente mit starker internationaler Beteiligung statt. Über die Ergebnisse dieser JONSWAP-Experimente (JOINT NORTH SEA WAVE PROJECT) wird im folgenden kurz berichtet.

1.3 Tief- und Flachwasser, Dünung und Windsee

Abb. 1 zeigt ein Ergebnis der JONSWAP-Experimente [3]. Dargestellt sind Seegangsspektren, die gleichzeitig in den angegebenen Entfernungen von der Insel Sylt gemessen wurden. Der Wind war exakt ablandig und konstant, d.h. die Windstreichlänge (Fetch) genau bekannt. Man beobachtet zwei Seegangssysteme: eine niederfrequente schmalbandige Dünung bei 0,1 Hz und eine sich über einen breiten Frequenzbereich erstrecken-

de Windsee. Die Windsee läuft in Richtung des Windes, die Dünung hingegen in entgegengesetzter Richtung auf die Küste zu.

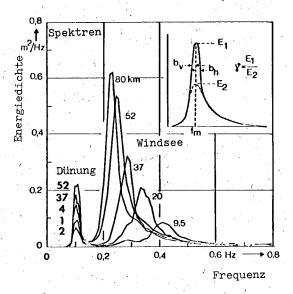


Abb. 1: Seegangsspektren vor der Insel Sylt

Die Energie, bzw. Höhe der Dünungswellen nimmt mit Annäherung an die Küste stetig ab. Ursache ist die von 45 m auf 6 m abnehmende Wassertiefe. Durch Wechselwirkung mit dem Meeresboden verlieren die Wellen Energie. Dieser Effekt wird spürbar, wenn die Wassertiefe d ca. 1/4 der Wellenlänge L der einlaufenden Wellen erreicht. Dieser Grenzwert ist im Fall der 10 s-Dünung bei 40 m Wassertiefe erreicht. In Sturmlagen werden in der Nordsee Wellenperioden bis zu 16 s erzeugt; aus dem Nordatlantik können Dünungen von 20 s einlaufen. Die zugehörigen Grenztiefen betragen 100 m bzw. 250 m, d.h. daß für Sturmlagen bezüglich des Seegangs fast die gesamte Nordsee als Flachwassermeer angesehen werden muß. Andererseits entwickeln sich die Windseewellen bei mäßigen Winden — wie z.B. in Abb. 1 — selbst in Küstengewässern noch unbeeinflußt vom Meeresboden (d/L ist hier für alle Komponenten des Spektrums größer 0,25).

Im Verhalten von Windsee und Dünung gibt es einen weiteren wichtigen Unterschied. Abb. 1 zeigt, daß die Maxima der Seegangsspektren (Peaks) für die Dünung bei derselben Frequenz liegen, während sie sich bei der Windsee mit zunehmender Entwicklung zu kürzeren Frequenzen verschieben. Ursache ist, daß die Windsee vom Wind angefacht wird, während sich die Dünung unbeeinflußt vom Wind ausbreitet. Eine Wellenkomponente der Frequenz f wird so lange anwachsen, wie ihre Phasengeschwindigkeit c geringer als die Windgeschwindigkeit U ist. Aus der Dispersionsrelation $c = L \cdot f = \sqrt{gL/2\pi}$ (Tiefwasser) und U = c ergibt sich folgende Grenzbedingung zwischen Dünung und Windsee:

In Abb. 1 liegt f_{gr} zwischen Windsee und Dünung. Im Fall einer plötzlichen Windabnahme würde f_{gr} nach rechts rücken und alle diejenigen Komponenten des Windseespektrums links von der neuen Grenzfrequenz müßten als Dünung angesehen werden. Da sie anderen Gesetzen folgen als die restliche Windsee, muß dieser Unterschied auch in den Berechnungsverfahren berücksichtigt werden.

Im allgemeinen werden nur langwellige, langkämmige und sinusförmige Wellen als Dünung bezeichnet. Andererseits unterscheiden selbst erfahrene Beobachter in Sturmseen zwischen Windsee und Dünung, obwohl es sich um eine voll in der Entwicklungbefindliche Windsee handelt. Diese Fehler vermindern den Wert des bereits angeführten Beobachtungsmaterials über Seegang und vieler Messungen, die komplexen Seegang durch wenige charakteristische Parameter wie z.B. mittlere Wellenhöhe und Periode beschreiben.

Berechnung des Seegangs für Tiefwasser

Im Fall homogener Windfelder mit definiertem Fetch läßt sich die Entwicklung der Windsee auf einfache Weise berechnen. In Abb. 1 ist die Form der Spektren einheitlich und läßt sich mit einer einzigen Formel darstellen:

$$f gr = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{g}{u}$$

 f_m = Peakfrequenz; a = sog. Phillips-Konstante; γ = Peak-Überhöhungsfaktor; $b = b_v$ für $f \le f_m$ und b_h für $f \ge f_m$. Peak-Breiten (s. rechte obere Ecke Abb. 1).

Dieses "JONSWAP-Spektrum" geht für $\gamma = 1$; $\alpha = 0.0031$ und $f_{\rm m}^{\rm PM} = 0.14 \frac{\rm g}{\rm U}$ in das flachere "Pierson-Moskowitz-Spektrum" über.

Im Fall der hier beschriebenen einfachen Windfelder können $\gamma=3,2$, $b_v=0,07$ und $b_h=0,09$ als konstant angenommen werden. Die für das Wellenfeld charakteristischen Parameter sind aus Dimensionsgründen einzig eine Funktion des sog. dimensionslosen Fetches $\tilde{x}=gx/U^2$ (g = Erdbeschleunigung, x = Fetch in m, U = Windgeschwindigkeit in m/s). Feld- und Laboratoriumsmessungen haben diese Annahme über einen breiten Fetchbereich (10=1) $\approx \tilde{x} \approx 10^4$) bestätigt [1].

Selbstverständlich erreichen die Wellen den in Abb. 1 gezeigten Zustand erst, wenn alle Komponenten des Spektrums genügend Zeit hatten, den gesamten Fetch mit der zugehörigen Gruppengeschwindigkeit v=c/2 ($c=\sqrt{gL/2\pi}$) zu durchlaufen. Ist das nicht der Fall, z.B. weil der Wind erst vor kurzer Zeit eingesetzt hat, sind die Spektren nicht durch den Fetch, sondern durch die Winddauer t (in s) bzw. durch die dimensionslose Größe t=g t/U begrenzt.

Die JONSWAP Untersuchungen ergeben folgende Zusammenhänge:

Fetchbegrenzter Seegang	Dauerbegrenzter Seegang	
$\vec{f}_{m} = 2.84 \ \vec{x}^{0.3}$	$\tilde{f}_{m} = 16.8 \ \tilde{t}^{-3/7}$	
$\alpha = 0.029 \tilde{f}_m^{2/3}$	$\alpha = 0.028 \tilde{f}_{m}^{2/3}$	
$\tilde{H} = 1.65 \cdot 10^{-3} \tilde{x}^{1/2}$	$\tilde{H} = 8.46 \cdot 10^{-5} \tilde{t}^{5/7}$	

wobei die signifikante Wellenhöhe H = H $_{1/3}$ ein Maß für die Gesamtenergie des Seegangs ist. (H = $4\sqrt{\int E(f)}$ df und \widetilde{H} = gH/U², ebenfalls \widetilde{T} = $1/\widetilde{f}_m$ = gT/U).

In Abb. 2 sind die Zusammenhänge graphisch dargestellt.

Beispiel: $gx/U^2 = 5.10^3$, $gH/U^2 = 0.117$, gT/U = 4.53, $gt/U = 2.48 \cdot 10^4$.

Legt man einen Wind von 20 m/s zugrunde, so entspricht das einem Mindestfetch von 204 km. Die signifikante Wellenhöhe erreicht einen Wert von 4,8 m, die Peakperiode 9,2 s vorausgesetzt, daß der Wind stetig über 14 Stunden geweht hat.

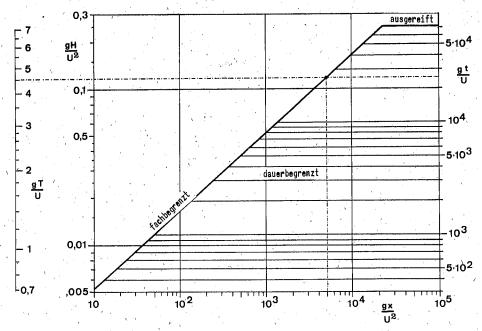


Abb. 2: Dimensionslose Darstellung von fetch- und dauerbegrenztem Windseegang (Tiefwasser)

Die sog. ausgereifte Windsee, bei der das Spektrum die Pierson-Moskowitz-Form annimmt, wird bei $f_m^{PM}=0.14$ erreicht. Dann ist $x^{PM}=2.28\cdot 10^4$ und $t^{PM}=7.1\cdot 10^4$ Dieser Zustand würde z.B. bei einem Fetch von 2000 km und einer Windgeschwindigkeit von 30 m/s erst nach 2-3 Tagen erreicht. Da sich so große Windfelder selten über eine solche Zeitspanne halten, ist der Übergang zur ausgereiften Windsee durch Messungen nur unzureichend belegt. In den meisten in der Nordsee auftretenden Wettersituationen haben die Windsee-Sprektren die (spitze) JONSWAP-Form, solange sie nicht durch Bodeneinflüsse verformt werden.

Eines der wesentlichen Ergebnisse der JONSWAP-Experimente ist, daß man Seegangsentwicklung nicht nur mit den passenden Formeln beschrieben hat, sondern auch versteht, weshalb der Windseegang das von Dünungswellen abweichende Verhalten der charakteristischen Verlagerung des Peaks (s. Abb. 1) zeigt und stets die JONSWAP-Spektralform annimmt. Deshalb kann dieses Verhalten auch auf streng physikalischer Grundlage berechnet werden.

Die Verlagerung des Peaks während der Entwicklung des Seegangs geschieht durch Umverteilung der Energie innerhalb des Spektrums. Tatsächlich laufen die Wellenkomponenten verschiedener Frequenz, die das Spektrum aufbauen, nicht unbeeinflußt nebeneinander her — wie es bei Dünungen der Fall ist — sondern tauschen untereinander Energie aus. Physikalisch handelt es sich um sog. nichtlineare, schwache Wellen-Wellen-Wechselwirkung, für die es eine exakte Theorie gibt.

Der beschriebene Austauschmechanismus funktioniert nur, wenn das Spektrum die spitze JONSWAP-Form hat. In einem rückgekoppelten Regelvorgang zwischen Energiezufuhr aus dem Wind und Umverteilung durch die nichtlineare Wechselwirkung wird dafür gesorgt, daß genau diese Form angenommen und ein bestimmter Energieinhalt des Spektrums erreicht wird.

Der Umverteilungsprozeß benötigt eine gewisse Zeit (abhängig von der Wellenlänge der beteiligten Komponenten ca. 1/2-3 Stunden). Ändert sich der Wind im Vergleich mit diesen Zeitangaben nur langsam, kann die spektrale Form der Windsee bei bekannten Fetchverhältnissen berechnet werden: Man bestimmt a und f_m und setzt sie zusammen mit den konstanten Werten von γ , b_v und b_h in die Formel für das JONSWAP-Spektrum ein.

Im Fall sich schnell ändernder Windfelder, wie sie leider häufig in der Nordsee beim Durchgang von Fronten auftreten, muß man zeitliche und räumliche Struktur des gesamten Windfeldes berücksichtigen und die in Kapitel 3 eingeführte Unterscheidung zwischen dem Dünungs- und Windseeteil des Spektrums machen. Das führt zu numerischen Verfahren, die auf der Integration der sog. Energiebilanzgleichung beruhen:

Die Gleichung beschreibt, wie sich das Seegangsspektrum $F(f,\Theta)$ zeitlich und räumlich unter der Einwirkung äußerer Kräfte, die durch die Quellfunktion S beschrieben werden, entwickelt. v ist die Gruppengeschwindigkeit einer Wellenkomponente mit der Frequenz f und der Laufrichtung Θ . Für eine Windsee kann man annehmen, daß die Wellenkomponenten bevorzugt in Windrichtung Θ_O laufen $(z,B,F(f,\Theta)=E(f)\cdot 2\cos^2{(\Theta-\Theta_O)})$.

Die Quellfunktion S beschreibt alle Prozesse, die dem Seegang Energie zuführen oder entziehen, bzw. die Energie nur umverteilen:

$$S = S_{inp} + S_{diss} + S_{nl}$$

Für die Entwicklung der Windsee ist der Prozeß der nichtlinearen-Wechselwirkung S_{nl} der beherrschende Term in der Energiebilanzgleichung. Dissipative Prozesse S_{diss} spielen eine untergeordnete Rolle und die Energiezufuhr durch den Wind S_{inp} läßt sich in einfacher Weise berücksichtigen.

Im Gegensatz zur Windsee ist die Quellfunktion für Dünungen S = O.

Es gibt keine Energiezufuhr durch den Wind, und die Wellenkomponenten breiten sich

ohne Austausch von Energie aus. Sie folgen den klassischen Gesetzen der linearen Wellentheorie. Ihr Verhalten ist deshalb einfach zu berechnen.

In der NORSWAM (North Sea Wave Model)-Gruppe, einem Zusammenschluß von Wissenschaftlern der Nordsee-Anliegerstaaten, wurde auf der Grundlage der JONSWAP-Ergebnisse ein numerisches kombiniertes Windsee-Dünungsmodel entwickelt, das in der Nordsee (Tiefwasserverhältnisse vorausgesetzt) die Seegangsfelder aus beliebigen Windfeldern zu berechnen gestattet [4].

Abb. 3 soll die Leistungsfähigkeit des Modells für ein kompliziertes Windfeld mit zwei Windsprüngen verursacht durch zwei Fronten demonstrieren. Die Station 9 (37 km vor der Insel Sylt) wurde herausgegriffen und gemessene und berechnete Wellenparameter $(f_m, H_{1/3})$ und Spektren verglichen [5].

Die bisher wichtigste Anwendung des Berechnungsverfahrens erfolgte mit dem Ziel langfristige Extremwertanalysen des Seegang

Die bisher wichtigste Anwendung des Berechnungsverfahrens erfolgte mit dem Ziel langfristige Extremwertanalysen des Seegangs für die nördliche Nordsee zu erarbeiten. Dazu wurden 42 repräsentative Sturmlagen aus den Jahren 1966 – 1976 ausgewählt und im Hincast-Verfahren die zugehörigen Wellendaten berechnet. Die Analyse ergab – für einen 50-Jahreszeitraum extrapoliert – Wellenhöhen von über 30 m [6]. Für die Umgebung von Helgoland wurden übrigens auf der Grundlage von Beobachtungen Design-Wellen von ca. 24 m Höhe abgeschätzt.

Eine weitere Anwendung war die Rekonstruktion der Seegangsverhältnisse zum Zeitpunkt des Untergangs des deutschen Lash-Schiffes "München" und während des Fastnet-Rennens 1979.

1.4 Berechnung des Seegangs für Flachwasser

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt gibt es keine den Tiefwasserverfahren vergleichbare Flachwasser-Seegangsberechnungsverfahren. Zwar existiert ein Verfahren, das vom UK Meteorological Office benutzt wird [7]. Es ist aber in seiner Anwendbarkeit auf den Nord-Atlantik und die Gewässer um England beschränkt.

Im Sonderforschungsbereich 94, Hamburg, arbeitet man an einer Erweiterung des Tiefwasser-Seegangsverfahrens auf die Flachwassergebiete der Nordsee. Zunächst wird die Bodentopographie berücksichtigt, um Refraktion und Shoaling (Aufsteilen) der Wellen zu berechnen. Die Gesetze dafür sind bekannt und stellen eine einfache Erweiterung der Energiebilanzgleichung dar,

Schwieriger zu berücksichtigen sind Prozesse, die Energie der Wellen vernichten. Hier kommen folgende Wechselwirkungsvorgänge in Frage: Reibung, verstärkt durch Bodenrippel; Perkolation, verursacht durch die Permeabilität von Sandboden; welleninduzierte Bewegungen elastischen Bodenmaterials, z.B. von Schlick und Streuung des Seegangs an Großrippeln. Außerdem spielen verstärkt nichtlineare Wechselwirkungseffekte wegen der zunehmenden Wellensteilheit eine Rolle. Messungen und Abschätzungen der Einzeleffekte, sowie Vorschläge, wie man sie durch Einbau entsprechender Quellfunktionen in der Energiebilanzgleichung berücksichtigen kann, finden sich in [8].

Da die meisten der genannten Prozesse von der Bodenbeschaffenheit abhängen und diese örtlich stark unterschiedlich sein und sich mit der Zeit verändern kann, wird man zunächst größere Seegebiete mit einheitlichen Dämpfungsgesetzen beschreiben.

Abb. 4 zeigt, wie sich ein willkürlich angenommenes Spektrum durch Shoaling und gleichzeitige Dämpfung auf einer Laufstrecke von 250 km bzw. 1 km verändert, wenn der Boden von 50 m auf 10 m Wassertiefe, bzw. von 10 m auf 6 m ansteigt. Das entspricht etwa dem Verlauf des Bodenprofils westlich Sylt. Dabei wird angenommen, daß kein Wind den Seegang längs der Laufstrecke anfacht, was aber in den häufigen Westwindlagen der Fall sein wird.

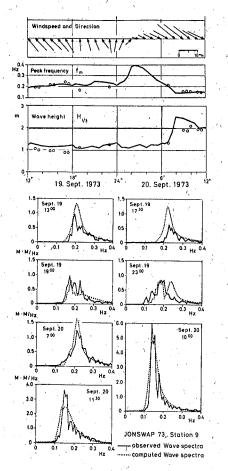


Abb. 3: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Wellenparametern bzw. Spektren

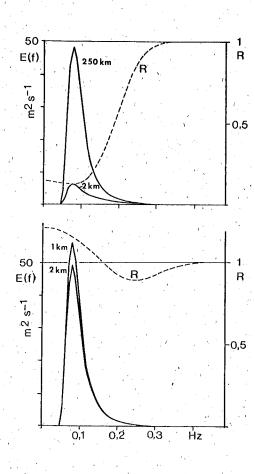


Abb. 4: Berechnete Spektren verursacht durch Shoaling (Aufsteilen) bzw. Dämpfung

Den Berechnungen wurde ein exponentielles Dämpfungsgesetz

$$E = \frac{V_a}{V} E_{a \cdot e^{-D}} \xi \text{ with } \xi = \int_{V}^{x} \frac{k^2 dx}{(2 II f)^2 \cosh^2(kh)}$$

zugrundegelegt, wie es aus Messungen der Dünungsdämpfung (s. Abb. 1) ermittelt wurde (k=2 $\pi/L=$ Wellenzahl, h= Wassertiefe, v= Gruppengeschwindigkeit, Index a kennzeichnet den Zustand am Anfang der Laufstrecke, $D\approx 0.04=$ Dämpfungskoeffizient). Man nimmt an, daß die Wellendämpfung vor Sylt überwiegend durch Perkolation verursacht wird. Der Dämpfungsfaktor

$$R = \frac{V_a}{V} \cdot e^{-D\xi} \qquad (E = RE_a)$$

wurde ebenfalls aufgetragen.

Man erkennt, daß im allgemeinen die Dämpfung überwiegt. Steigt der Boden jedoch auf kurzer Strecke stark an, kann das Aufsteilen der Wellen durch Shoaling den Dämpfungseffekt überkompensieren und eine vorübergehende Zunahme der Wellenhöhe bewirken, wie sie im Fall der Dünung in Abb. 1 zwischen 2 km und 1 km Entfernung (Wassertiefe 10 m und 6 m) tatsächlich gemessen wird.

Interessant ist, daß die Dämpfung nicht ausschließlich den langwelligen Teil des Spektrums betrifft. So wird der Seegang beim Einlaufen in flaches Wasser nicht zunehmend kurzwelliger, sehr wohl aber niedriger als bei vergleichbaren Fetch-Bedingungen in Tiefwasser.

Die Grundlagen eines Seegangsberechnungsverfahrens für Flachwasser werden Ende 1980 vorliegen. Nach einer Erprobungszeit von weiteren 1-2 Jahren könnte das Verfahren auch für eine routinemäßige Seegangsvorhersage für die Nordsee eingesetzt werden.

Teil 2

Die Vereinheitlichung der Schiffahrtszeichen an See-, Küsten- und Binnenwasserstraßen

Auf Veranlassung des Völkerbundes wurde im Jahre 1936 ein Konzept für die Anwendung einheitlicher Bezeichnungsregeln, das sogenannte "Genfer maritime System" erarbeitet

Leider stellte sich in der Folgezeit heraus, daß das Genfer System zu weit gefaßt war und sich wiederum eigene Regeln in den einzelnen Ländern ausbilden konnten, die ein häufiges Umdenken von den Verkehrsteilnehmern erforderten.

Veranlaßt durch katastrophale Kollisionen Anfang der 70er Jahre bemühten sich die IMCO und die IALA (Internationale Association of Light House Authorities) gemeinsam um eine Harmonisierung der Bezeichnungsregeln in den maritimen Gewässern. Auch dabei konnte wegen Rücksichtnahme auf nationale, im wesentlichen traditionell und ökonomisch bedingte Interessen noch kein weltweit einheitliches System gefunden werden. Immerhin gelang es, die Vielfalt der Bezeichnungsregeln zunächst auf zwei Systeme, die IALA-Betonnungssysteme A und B zu reduzieren.

Den Berechnungen wurde ein exponentielles Dämpfungsgesetz

$$E = \frac{V_a}{V} E_{a \cdot e}^{-D} \xi \text{ with } \xi = \int_{V}^{x} \frac{k^2 dx}{(2\pi f)^2 \cosh^2(kh)}$$

zugrundegelegt, wie es aus Messungen der Dünungsdämpfung (s. Abb. 1) ermittelt wurde (k = 2 π/L = Wellenzahl, h = Wassertiefe, v = Gruppengeschwindigkeit, Index a kennzeichnet den Zustand am Anfang der Laufstrecke, D \approx 0,04 = Dämpfungskoeffizient). Man nimmt an, daß die Wellendämpfung vor Sylt überwiegend durch Perkolation verursacht wird. Der Dämpfungsfaktor

$$R = \frac{V_a}{V} \cdot e^{-D\xi} \qquad (E = RE_a)$$

wurde ebenfalls aufgetragen.

Man erkennt, daß im allgemeinen die Dämpfung überwiegt. Steigt der Boden jedoch auf kurzer Strecke stark an, kann das Aufsteilen der Wellen durch Shoaling den Dämpfungseffekt überkompensieren und eine vorübergehende Zunahme der Wellenhöhe bewirken, wie sie im Fall der Dünung in Abb. 1 zwischen 2 km und 1 km Entfernung (Wassertiefe 10 m und 6 m) tatsächlich gemessen wird.

Interessant ist, daß die Dämpfung nicht ausschließlich den langwelligen Teil des Spektrums betrifft. So wird der Seegang beim Einlaufen in flaches Wasser nicht zunehmend kurzwelliger, sehr wohl aber niedriger als bei vergleichbaren Fetch-Bedingungen in Tiefwasser.

Die Grundlagen eines Seegangsberechnungsverfahrens für Flachwasser werden Ende 1980 vorliegen. Nach einer Erprobungszeit von weiteren 1-2 Jahren könnte das Verfahren auch für eine routinemäßige Seegangsvorhersage für die Nordsee eingesetzt werden.

Teil 2

Die Vereinheitlichung der Schiffahrtszeichen an See-, Küsten- und Binnenwasserstraßen

Auf Veranlassung des Völkerbundes wurde im Jahre 1936 ein Konzept für die Anwendung einheitlicher Bezeichnungsregeln, das sogenannte "Genfer maritime System" erarbeitet

Leider stellte sich in der Folgezeit heraus, daß das Genfer System zu weit gefaßt war und sich wiederum eigene Regeln in den einzelnen Ländern ausbilden konnten, die ein häufiges Umdenken von den Verkehrsteilnehmern erforderten.

Veranlaßt durch katastrophale Kollisionen Anfang der 70er Jahre bemühten sich die IMCO und die IALA (Internationale Association of Light House Authorities) gemeinsam um eine Harmonisierung der Bezeichnungsregeln in den maritimen Gewässern. Auch dabei konnte wegen Rücksichtnahme auf nationale, im wesentlichen traditionell und ökonomisch bedingte Interessen noch kein weltweit einheitliches System gefunden werden. Immerhin gelang es, die Vielfalt der Bezeichnungsregeln zunächst auf zwei Systeme, die IALA-Betonnungssysteme A und B zu reduzieren.

In den west- und nordeuropäischen See- und Küstengewässern ist das System A bereits eingeführt worden. Man darf derzeit davon ausgehen, daß das System A, mit Ausnahme des amerikanischen Kontinents, weltweit eingeführt werden wird. Weitere Bemühungen der IALA gehen dahin, die Systeme A und B so anzugleichen, daß letztendlich alle maritimen Gewässer nach gleichen Grundsätzen bezeichnet werden können.

Für die europäischen Binnenwasserstraßen hat man ebenfalls seit langem versucht, einheitliche Bezeichnungsregeln zu finden, die allen Besonderheiten in den einzelnen Stromgebieten gerecht werden. Die Bemühungen fanden ihren vorläufigen Abschluß in den Empfehlungen, die vom Inland Transport Committee der UN-Economic Commission for Europe im Jahre 1957 herausgegeben und 1976 überarbeitet wurden.

Diese Empfehlungen – mit Kurzbezeichnung SIGNI (Signs and Signals on Inland Waterways) – basieren auf dem Genfer System von 1936 und sind von den europäischen Ländern voll übernommen worden. Im Hinblick darauf, das Binnenschiffe in zunehmendem Maße in Küstengewässern verkehren und Seeschiffe in Binnenwasserstraßen einlaufen, wird z.Z. an der Anpassung der SIGNI-Empfehlungen an das IALA-Betonnungssystem A gearbeitet.

Nachfolgend werden die Grundsätze des IALA-Betonnungssystems A der entsprechenden SIGNI-Empfehlungen sowie Überlegungen zur Anpassung der SIGNI-Empfehlungen vorgestellt.

Das IALA-Betonnungssystem A

Allgemeines

Das Betonnungssystem A findet Anwendung für alle festen und schwimmenden Schiffahrtszeichen in maritimen Gewässern (mit Ausnahme von Leuchttürmen, Sektorund Richtfeuern und Feuerschiffen). Ein wesentliches Merkmal des Systems ist, daß Untiefen (auch Fahrwassergrenzen) und andere Hindernisse sowohl in Bezug auf Kompaßrichtungen wie auf Fahrwasserseiten bezeichnet werden können. Man spricht daher auch von einem kombinierten kardinalen und lateralen System. Es enthält folgende Arten von Schiffahrtszeichen:

- laterale Zeichen, die mit Bezug auf eine festgelegte Betonnungsrichtung verwendet werden,
- kardinale Zeichen, die mit Bezug auf Kompaßrichtungen verwendet werden.
- Zeichen für einzelne Gefahrenpunkte
- Mitte-Fahrwasser-Zeichen
- Sonder-Zeichen.

Beschreibung des Systems

Die wesentlichen Merkmale der einzelnen Schiffahrtszeichen sind in der Tabelle (1) zusammengefaßt.

	١ ١	C	T	Anstrich - Farbe	Licht		
	Zeichen	Form	Toppzeichen	Anstrica - rarbe	Farbe	Kennung	
1	Stb lateral	<u> </u>	A	grün	grün	beliebig	
	Bb	_441	P.	rot	rot	belieķig	
2	kardinal	<u> 41</u>	\$ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \	schwarz/gelb waager. Bänder	weiß	Funkel, Funkel – Gruppe	
3	Einzel – Gefahr	41	0	schwarz/rot waager, Bänder	weiß	kurz Blitz - Gruppe (2)	
4	Mitte – Fahrwasser	مكا	9	rot/weiß senkr. Streifen	weiß	lang { Gleichtakt Unterbroch, Blink	
5	Sonder- Zeichen	beliebig	*	gelb	gelb	alle, außer bei 2,3 und 4 ver– wenden	

Tabelle 1: JALA-Betonnungssystem A

<u></u>			Γ		Licht		
	Zeichen	Form Toppzeichen		/ Anstrich - Farbe	Farbe	Kennung	
	o ⊑ linkes	\triangle		schwarz	grün	beliebig	
1	linkes Ufer rechtes Ufer	1	Ŷ.	schwarz / weiß waager, Streifen	oder weiß	ungerade	
	rechtes	П		rot	rot	beliebig	
2	Seites Ufer	1	P	rot / weiß waager. Streifen	oder weiß	gerade	
3	Fahrrinnen- spaltung	ا م	P	schwarz / rot waager. Streifen	weiß	Funkel Gleichtakt	
	u. Gefahren - Dunkte Ufer - Transport of the control of the contro	Stange	Ŷ	schwarz oder weiß oder ungestrichen	wie 1	wie 1	
4		Stange	Υ	rot oder weiß oder ungestrichen	wie 2	wie 2	
	os Ufer suraprinnen- rinnen- spaltg.	Stange	X	rot/schwarz oder weiß oder ungestrichen	wie 3	wie 3	
	am	Tafel	*	schwarz /, weiß	,		
	linken Ufer	Latten - rahmen	•	schwarz oder weiß oder ungestrichen	wie 1	wie 1	
	₫ am	Tafel	F	rot / weiß	wie 2	wie 2	
5	e am rechten Ufer	Latten – rahmen	P	rot oder weiß oder ungestrichen			
	Übergang vom link,	Tafel	•	schwarz/gelb	gelb	Blitz - oder Ubr Gruppe	
	zum recht	Latten - kreuz	**	gelb oder ungestr.	9	ungerade	
	Übergang vom recht		OPD .	schwarz/gelb	gelb	Blitz - oder Ubr Gruppe	
	zum link. Ufer	Latten- kreuz	骨	gelb oder ungestr.	3-1-	gerade	

Tabelle 2: SIGNI-Empfehlungen

Die angegebenen Formsymbole bedeuten:

△ Spitztonne
□ Stumpftonne

 Spiere, Spierentonne

△ Kugeltonne

Bakentonne (i.A. Leuchttonne)

Laterale Zeichen werden für die Seitenbezeichnung von Schiffahrtswegen verwendet. Roter Anstrich, stumpfe Form (Tonne und Toppzeichen) und rotes Licht sind der Backbordseite, grüner Anstrich, spitze Form und grünes Licht der Steuerbordseite zugeordnet. Zur Festlegung von Bb- und Stb-Seite muß die Betonnungsrichtung festgelegt werden. Das kann auf folgende zwei Arten erfolgen:

- Von See kommend und einlaufend in einen Hafen, eine Flußmündung oder ein anderes Gewässer,
- auf See mit Festlegung durch die zuständige Verwaltung in Abstimmung mit den Nachbarländern. Prinzipiell soll die Betonnungsrichtung auf See im Uhrzeigersinn um die Landmassen verlaufen.

Kardinale Zeichen werden zur Bezeichnung von natürlichen und anderen Hindernissen (z.B. Untiefen, Wracks) verwendet. Sie geben mit Bezug auf die Haupthimmelsrichtung und damit auf die Kompaßnadel an, auf welcher Seite des Hindernisses die günstigste Passierseite liegt.

Als Unterscheidungsmerkmale dienen bei Tage Doppelkegel-Toppzeichen sowie schwarze und gelbe waagerechte Farbstreifen auf dem Tonnenkörper, die je nach Himmelsrichtung unterschiedlich kombiniert sind. Die Toppzeichen sind als auffälligstes Tageskennzeichen zwingend vorgeschrieben. Die auf der vorstehenden Tabelle angegebenen Toppzeichen sind von links nach rechts den Himmelsrichtungen Ost, Süd, West und Nord zugeordnet. Dabei schließt jede Haupthimmelsrichtung den zugehörigen Quadranten ein, z.B. Ost den Quadranten von NO über O bis SO.

Zur Unterscheidung bei Nacht kommen Funkelkennungen mit weißem Licht zur Anwendung. In Anlehnung an das Ziffernblatt einer Uhr enthalten die Kennungen für die Richtungen Ost, Süd und West Gruppen von 3, 6 und 9 Blitzen. Der Nordrichtung ist eine ununterbrochene Funkelkennung zugeordnet.

Zeichen für einzelne Gefahrenpunkte werden verwendet zur Bezeichnung von Gefahrenstellen geringerer Ausdehnung, die ringsum von tiefem Wasser umgeben sind. Ihr schwarz-rot waagerecht gestreifter Anstrich, das (zwingend vorgeschriebene) Doppelball-Toppzeichen und weißes Licht mit der Kennung Blitzgruppe 2 ordnen diese Zeichen zusammen mit den kardinalen Zeichen in die Gruppe der Schiffahrtszeichen ein, die Hindernisse und Gefahren kennzeichnen.

M it te - Fahr wasser - Zeichen werden verwendet für die Bezeichnung der Ansteuerung und der Mittelachsen von Schiffahrtswegen. Ihre Kugelform oder das rote Ball-Toppzeichen und der rot-weiß senkrecht gestreifte Anstrich sollen sie deutlich von den vorerwähnten, Hindernissen und Gefahren zugeordneten Schiffahrtszeichen unterscheiden. Wie diese zeigen sie bei Nacht weißes Licht, jedoch mit Kennungen, die lange Lichterscheinungen (Gleichakt, Ubr, Blink) enthalten und sich dadurch deutlich von den Kennungen der den Hindernissen und Gefahren zugeordneten Schiffahrtszeichen mit kurzen Lichterscheinungen unterscheiden.

S on der -Z eichen dienen nicht in erster Linie der Navigation, sondern bezeichnen besondere Gebiete oder Punkte (z.B. Schutzgebiete, Kabeltrassen, Baggerschüttstellen), deren Bedeutung aus den Seekarten oder anderen nautischen Veröffentlichungen entnommen werden muß. Sie sind gekennzeichnet durch gelben Anstrich, gelbes Licht und gelbe Kreuz-Toppzeichen. Ihre Form darf beliebig sein, jedoch muß sie Verwechslungsmöglichkeiten mit anderen Schiffahrtszeichen ausschließen.

Das IALA-Betonnungssystem A enthält außerdem die Möglichkeit, Neue Gefahren unter Verwendung lateraler, kardinaler oder Zeichen für einzelne Gefahrenpunkte besonders auffällig zu kennzeichnen. Unter "Neuen Gefahren" sind Gefahren zu verstehen, die noch nicht in nautischen Veröffentlichungen aufgeführt sind. Die Kennzeichnung erfolgt durch Doppelung des Schiffahrtszeichens, wobei eins der beiden — sonst völlig identischen — Schiffahrtszeichen zusätzlich eine Radarantwortbake mit der Kennung "W" tragen kann.

Die SIGNI-Empfehlungen

Allgemeines

Die SIGNI-Empfehlungen finden Anwendung auf den europäischen Binnenwasserstraßen. Die Abgrenzung gegenüber dem maritimen Bereich wird von den einzelnen Ländern festgelegt (in der BRD durch die Geltungsbereiche der BinSchStrO und SeeSchStrO. In diesem Beitrag wird der Begriff Binnen-"Wasserstraßen" allgemein verwendet, obwohl sich die in der BRD gültigen Verkehrsordnungen auf die "Schiffahrtsstraßen" beziehen, deren Grenzen nicht voll identisch sind mit den Grenzen der "Wasserstraßen").

Die Empfehlungen enthalten neben den Regeln für die Fahrwasserbezeichnung auch Regeln für die Bezeichnungen fester Bauwerke wie Brücken und Schleusen sowie Gebots-, Verbots- und Hinweiszeichen. Als Informationsträger werden nicht nur Tonnen und Baken (Stangen mit Toppzeichen), sondern auch Lichttagessignale (z.B. Brückenund Schleusensignale) und Tafeln (z.B. Gebots-, Verbots- und Hinweiszeichen) verwendet.

Im Hinblick auf den Vergleich mit dem IALA-Betonnungssystem A wird im folgenden nur die SIGNI-Fahrwasserbezeichnung näher behandelt. Die Bezeichnung von Brücken und Schleusen sowie die Anwendung von Gebots-, Verbots- und Hinweiszeichen im maritimen Bereich werden in den einzelnen Ländern durch andere Verordnungen geregelt, die sich eng an SIGNI anlehnen bzw. SIGNI-Regeln voll übernehmen. So enthält z.B. die in der BRD für den maritimen Bereich gültige SeeSchStrO die gleichen Brückenund Schleusensignale und die gleichen Gebots-, Verbots- und Hinweiszeichen wie die im Binnenbereich gültigen Verkehrsordnungen (BinSchStrO, SchPVOen für Donau, Rhein und Mosel).

Ausgehend von den natürlichen Randbedingungen orientiert sich die Schiffahrt auf den Binnenwasserstraßen nicht nach Kompaßrichtungen, sondern nach den Ufern der Gewässer. Die SIGNI-Empfehlungen enthalten daher keine kompaßbezogenen, sondern nur seitenbezogene Fahrwasserbezeichnungen.

Beschreibung der Fahrwasserbezeichnung

Die wesentlichen Merkmale der einzelnen Schiffahrtszeichen sind in Tabelle (2) zusammengefaßt:

Die linke Seite der für den durchgehenden Schiffsverkehr vorgehaltenen Fahrrinne wird mit schwarzen Spitztonnen oder mit schwarz-weiß waagerecht gestreiften Spierentonnen, die rechte Seite mit roten Stumpftonnen oder rot-weiß waagerecht gestreiften Spierentonnen bezeichnet. Bei Nacht wird die linke Seite mit getaktetem grünen Licht beliebiger Kennung oder mit weißem Licht mit einer ungeraden Zahl von Unterbrechungen oder Blitzen, die rechte Seite mit getaktetem roten Licht beliebiger Kennung oder mit weißem Licht mit einer geraden Zahl von Unterbrechungen oder Blitzen bezeichnet.

Die Zuordnung von rechter und linker Seite erfolgt auf natürlichen Gewässern in Blickrichtung auf die Mündung, auf künstlichen Wasserstraßen durch Festlegung durch die zuständige Verwaltung (z.B. in Richtung Talfahrt oder in Richtung der Kilometrierung).

Dadurch ist gewährleistet, daß beim Übergang vom maritimen in den Binnenbereich bei Tage und, unter Verwendung farbigen Lichts bei Nacht, keine grundsätzliche Änderung in der Seitenbezeichnung auftritt, wenn sich auch Details ändern, z.B. die Anstrichfarbe der Spitztonnen von grün in schwarz.

Fahrwassertrennungen und -vereinigungen (im Bereich beidseitig passierbarer Mittelgründe) werden durch schwarz-rot waagerecht gestreifte Tonnen, vorzugsweise Kugeltonnen oder Spierentonnen gekennzeichnet. Bei Nacht zeigen diese Tonnen gegebenenfalls weißes Licht mit Funkel- oder Gleichtaktkennung.

Hindernisse und Gefahrenpunkte in der für die durchgehende Schiffahrt vorgehaltenen Fahrrinne, aber auch außerhalb der Fahrrinne, werden entweder mit den v.g. Tonnen oder mit den unter lfd. Nr. 4 aufgeführten Baken (Stangen mit Toppzeichen) bezeichnet. Als Nachtbezeichnung zeigen die Baken gegebenenfalls die gleichen Lichter wie die v.g. Tonnen.

In der Praxis werden die von SIGNI freigestellten Möglichkeiten für die Tagesbezeichnung bereits enger gefaßt. So werden z.B. auf den Binnenwasserstraßen der BRD die schwarz-weiß und rot-weiß gestreiften Spierentonnen nicht mehr für die Fahrrinnenbezeichnung, sondern ausschließlich für die Hindernisbezeichnung verwendet.

Als Hinweise für den Verlauf der Fahrrinne entlang einem Ufer oder für den Übergang der Fahrrinne von einem zum gegenüberliegenden Ufer können die unter lfd. Nr. 5 aufgeführten Tafelzeichen bzw. Lattenrahmen und -kreuze verwendet werden.

Für besondere Zwecke (z.B. die Sperrung von Wasserflächen) sieht SIGNI gelbe Tonnen vor, deren Form nicht vorgeschrieben ist. Sie können aufgesetzte Tafelzeichen, Aufschriften oder Pictogramme tragen und müssen so beschaffen sein, daß sie nicht mit anderen Schiffahrszeichen verwechselt werden können.

Überlegungen zur Anpassung der Systeme

Nach Einführung des für den maritimen Bereich gültigen IALA-Betonnungssystems A hat das Inland Transport Committee Überlegungen angestellt, wie die SIGNI-Fahrwasserbezeichnung vereinfacht und dem IALA-System A angepaßt werden kann.

Als generelle Anderungen werden diskutiert bzw. sind beabsichtigt:

- Ersatz der Anstrichfarbe Schwarz durch Grün (ausgenommen auf den schwarz-gelben Tafeln zur Bezeichnung des Übergangs der Fahrrinne)
- Wegfall der schwarz-weiß und rot-weiß waagerecht gestreiften Spierentonnen als Seitenbezeichnung der für die durchgehende Schiffahrt vorgehaltenen Fahrrinne.
- Verwendung der v.g. Spierentonnen ausschließlich zur Hindernisbezeichnung.
- Wegfall des weißen Lichtes für die Fahrrinnenseiten- und Hindernisbezeichnung bei Nacht.

Damit werden die Seitenbezeichnungen von Fahrwassern bzw. Fahrrinnen im maritimen und Binnenbereich identisch. Bis auf Details im Anstrich (grün-weiß statt grün, rot-weiß statt rot) werden auch die seitenbezogenen Hindernisbezeichnungen identisch.

Eigene Zeichen für Fahrrinnentrennungen sieht das maritime System A z.Zt. nicht mehr vor. Es bestehen Überlegungen, die für diese Zwecke im Binnenbereich vorgesehenen Zeichen so zu ändern, daß keine für andere Zwecke im maritimen Bereich vorgesehenen Mittel mehr verwendet werden (z.B. weißes Licht mit Funkel- oder Gleichtaktkennung).

Ähnliche Überlegungen wird man bei der Kennzeichnung der Lage der Fahrrinne zum Ufer anstellen müssen. Beschränkt man diese Bezeichnung auf Tagesbezeichnung mit Tafeln, so steht sie nicht im Widerspruch zum IALA-System A. In dieser beschränkten Anwendung ist sie bereits im Gültigkeitsbereich der deutschen SeeSchStrO zugelassen.

Die hier geschilderten Überlegungen zur Anpassung der Systeme werden unabhängig von endgültigen Lösungen im Detail zu einer Reduzierung der bislang auf den Binnenwasserstraßen zugelassenen Bezeichnungsmöglichkeiten führen. Das verlangt in manchen Fällen etwas mehr Aufwand von der zuständigen Verwaltung, erleichtert jedoch dem Schiffsführer die Orientierung und erhöht damit die Verkehrssicherheit auf den Wasserstraßen. Besondere Bedeutung ist dem Umstand beizumessen, daß Binnenschiffsführern, die nur gelegentlich in Küstengewässern fahren und Seeschiffsführern, die nur gelegentlich in Binnengewässern einlaufen, Umstellungsschwierigkeiten auf ungewohnte Bezeichnungen erspart bleiben.

Teil 3

Linienentwurf und Antrieb von seegehenden Binnenschiffen

3.1 Modellversuche im Glattwasser

Es waren zwei Schiffstypen zu entwerfen, nämlich Motorgüterschiffe und unbemannte Leichter, jeweils in zwei Größen: Der kleinere Leichter sollte in seinen Abmessungen etwa dem Typ EUROPA IIa [12] entsprechen, bei der Dimensionierung der größeren Einheiten wurde Rücksicht genommen auf die zu erwartenden Entwicklungen in der westeuropäischen Binnenschiffahrt für die nähere Zukunft. Für alle Entwürfe ist die Möglichkeit gegeben, uneingeschränkt auf nicht staugeregelten Binnenwasserstraßen zu fahren, weitgehend aber auch Schleusen im Europamaß zu passieren. Außerdem können die Leichter in einem Verband aus bis zu vier oder sechs Einheiten im Binnenland durch eines der jetzt vorhandenen Stromschubboote befördert werden.

Im Unterschied zu den bisher im Übergangsverkehr eingesetzten Küstenmotorschiffen mit Seeschiffsformgebung und relativ geringer Tragfähigkeit ging man im vorliegenden Fall von Binnenschiffsformen mit hoher Völligkeit aus, die aber dennoch sowohl die Fahrt in leichtem bis mittlerem Seegang erlauben als auch gegenüber konventionellen. Ausführungen Vorteile im Leistungsbedarf durch Widerstandsverminderung und Verbesserung des Propulsionsgütegrades erbringen sollten.

Aus Mitteilungen der VBD [10] und aus Veröffentlichungen über russische Binnenschiffe [11] wurden zunächst Vorschiffsformen ausgewählt, die von vorneherein für mäßigen Seegang geeigneter erschienen als die EUROPA-Leichterform mit dem flachen Boden in der vorderen Gillung. (Anzumerken ist hier, daß auch mit diesen Leichtern schon erfolgreich Fahrten mit Verbänden aus vier Einheiten bei Windstärken von 7 bis 8 vor der Küste stattgefunden haben [9], selbstverständlich jedoch sind die nicht für einen derartigen Einsatz gedachten Entwürfe nicht optimal und auch für Glattwasserfahrt unter den heute gegebenen Bedingungen verbesserungsfähig.)

Es wurden also zwei Vorschiffsformen konzipiert gemäß den hier gewünschten Anforderungen und Abmessungen, sie werden weiterhin als "Keilspant"- (Abb. 1) und als "Ellipsenbug" (Abb. 2) gekennzeichnet. (Die Kennzeichnung SEE I und SEE II bezieht sich nicht auf die Form, sondern nur auf die Größe des jeweiligen Transportsystems).

Die Hinterschiffe der angetriebenen Einheiten sind für Zwei- oder Dreischraubenbetrieb ausgelegt, durch die Eintunnelung ergeben sich Propellerdurchmesser, die bei See I (Abb. 3) als sinnvollem Grenzwert die Installation von etwa 1500 kW erlauben, bei dem durch drei Propeller angetriebenen Entwurf SEE II (Abb. 4) sind maximal 2300 kW möglich.

Um die bei einem Drei-Schrauber besonders hohe Nachstromziffer am Ort des Mittelpropellers auszunutzen, wurde dieser mit einer Düse versehen. Die Wasserlinien des Hecks sind stark eingezogen, um bei diesem relativ breiten Schiff Ablösungs- und Wirbelverluste, wie sie bei einem Spiegelheck mit Sicherheit in beträchtlicher Größenordnung auftreten würden, weitgehend zu reduzieren.

Abb. 1: Leichter, "SEE I" mit Keilspant-Bug

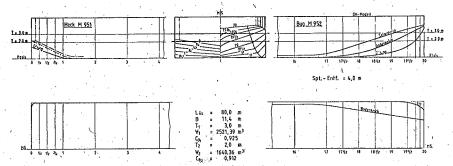


Abb. 2: Leichter, "SEE I" mit Ellipsenbug

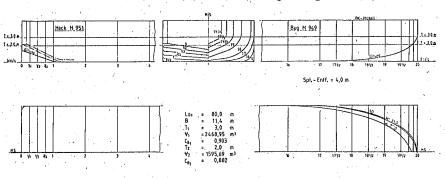


Abb. 3: Motorgüterschiff "SEE I", 2-Schrauber, Ellipsenbug

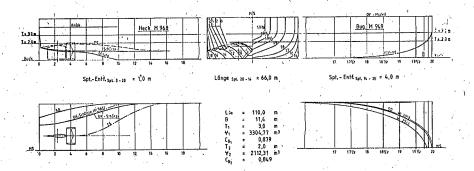


Abb. 4: Motorgüterschiff "SEE II", 3-Schrauber, Ellipsenbug

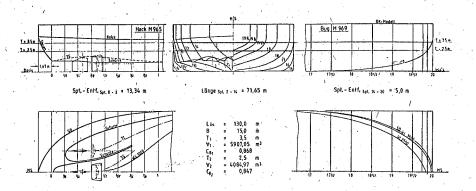
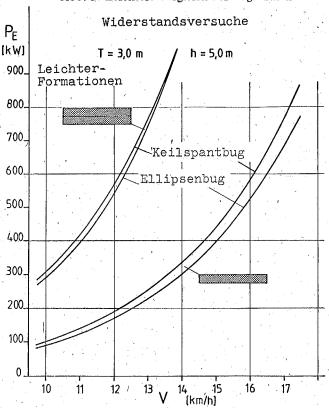


Abb. 5: Leichter: Vergleich der Bugformen



Die folgende Tabelle gibt einen Überblick der wesentlichen Hauptabmessungen:

	Leio	chter	Motorschiff		
	SEE I	SEE II	SEE I	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	SEE II
Länge über Alles (m)	80,0	100,0	110,0		130,0
Breite auf Spanten (m)	11,4	15,0	11,4	2	15,0
Größter Tiefgang (m)	3,0	3,5	3,0		3,5

Nach diesen Ergebnissen wurden Modelle im Maßstab 1: 18 angefertigt. Einige Vorversuche ließen erkennen, daß das Verhalten in mäßigem Seegang gut sein würde. In gleicher Weise wurden die Erwartungen hinsichtlich der Kursstetigkeit beim Schleppen eines Leichters an einer 100 m-langen Trosse, das bei Fahrt über See unter Umständen notwendig werden kann, erfüllt.

Danach wurden hauptsächlich Widerstands- und Propulsionsmessungen ausgeführt unter Variation der Wassertiefe mit korrespondierenden Werten zwischen 3,5 m und 18 m und des Tiefgangs mit entsprechend 2 m, 2,5 m und 3 m bei SEE I und 2,5 m und 3,5 m bei SEE II.

Die Widerstandsmessungen zeigten einen um 12 % geringeren Schleppleistungsbedarf des Einzelleichters mit Ellipsenbug gegenüber der Keilspantausführung. Allerdings geht dieser Unterschied zurück und verschwindet bei höheren Geschwindigkeiten völlig (Abb. 5), wenn die Leichter nebeneinander geschoben werden sollen; durch das zwischen den Vorschiffen zwangsläufig entstehende Keilstück geht hier der Vorteil der besseren Linienführung verloren.

Auch bei den Propulsionsfahrten mit dem Motorschiff SEE I ergab sich eine Einsparung an Antriebsleistung durch den Ellipsenbug um 12 %. Darüber hinaus konnte eine weitere Verminderung des Leistungsbedarfs um 14 % erreicht werden, nachdem Ablösungserscheinungen an der hinteren Schulter durch Korrektur der Linienführung beseitigt wurden.

Nachdem nun die Entwürfe mit den Versuchsergebnissen Vertretern von Werften und Reedereien vorgestellt worden waren, ergaben sich aus den Diskussionen für die als hydrodynamisch optimal erkannte Bugform, den Ellipsenbug, folgende Einschränkungen:

- Die Baukosten werden wegen der immer noch relativ komplizierten Form unverhältnismäßig hoch sein.
- Die konstruktive Ausbildung der benötigten Schubplattform bereitet Schwierigkeiten, da durch derartige Bauteile das ansonsten ausgezeichnete Seeverhalten nicht beeinträchtigt werden darf.

Bei der weiteren Durchführung des Forschungsvorhabens wurde also die Aufgabe darin gesehen, eine Vorschiffsform zu finden, die die konstruktiven und hydrodynamischen Vorteile der bis dahin untersuchten Varianten miteinander verbindet. Diese Aufgabe konnte durch den Entwurf des "V-Spant-Buges" gelöst werden (Abb. 6), die Ergebnisse von Widerstands- und Propulsionsmessungen decken sich mit denen des Ellipsenbuges.

"SEE I"
Motorguterschiff, 2-Schrauber, V-Spant-Bug

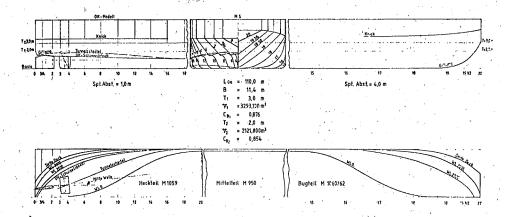


Abb. 6: Motorgüterschiff,,SEE I"

Im nächsten Schritt, in Abb. 10 dokumentiert, wurde das Heck von Motorschiff SEE I optimiert.

Diese Änderung war hauptsächlich gekennzeichnet durch Einführen einer Konvergenz der Propellerwellen von $\beta=7,5^{\circ}$ gegenüber bisher parallelen Wellen. Dadurch wurde einmal erreicht, daß das aus den Düsen abströmende Wasser sich am schmalen keilförmigen Spiegel vereinigt, es wird ein einwandfreier Abriß erzeugt. Zum anderen wird der Nachteil der wegen der Fahrt im Seegang verhältnismäßig eng zusammenstehenden Propeller ausgeglichen, bei großem Tiefgang auf kleinen Wassertiefen wird so das Ansaugen des Wassers von der Seite her gefördert, die Achslage der Propeller paßt sich besser dem Verlauf der Tunnelscheitellinie an.

Die Konvergenz wurde später auf $\beta = 4^{\circ}$ zurückgenommen, da sich sonst Schwierigkeiten bei der Aufstellung der Hauptmaschinen ergeben hätten.

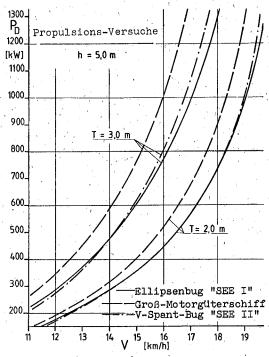


Abb. 7: Vergleich mit einem herkömmlichen Groß-Motorgüterschiff

Mit dieser Ausführung wurden in Ergänzung des normalen Versuchsprogramms auch Manövrierversuche durchgeführt. Sinn dieser Tests war, festzustellen, ob ein derartiges Schiff trotz der ungewöhnlichen Antriebsanordnung auch nach dem Ausfall einer Maschine noch sicher auf Kurs zu halten ist und Ausweichmanöver fahren kann. Die Ergebnisse zeigten, daß die Verkehrssicherheit selbst in diesem Extremfall gewährleistet bleibt. Der Geradeauskurs konnte mit Anstellung beider Ruder zwischen 15°0 und 20° gehalten werden, das Ausweichen nach beiden Seiten war ohne Schwierigkeiten möglich und Zig-Zag-Tests wurden bei 10° Stützwinkel und 40° Ruderwinkel ausgeführt.

Der beispielhafte Vergleich eines großen Binnen-Motorgüterschiffes, das für die Neubauten der letzten Jahre als repräsentativ angesehen werden kann, mit dem Entwurf SEE I von etwa gleichen Hauptabmessungen spricht für sich selbst (Abb. 7), die Tendenz bei größeren Wassertiefen geht sogar zu einer noch stärkeren Verbesserung.

Die Unterschiede werden geringer, wenn die hier gegebenen Absolutwerte über den

TRANSPORTGUTEGRAD
$$G_{T_{\psi}} = \frac{\psi \cdot V}{P_{B}} \left[\frac{m^{3} \times km}{kW \times h} \right]; G_{T_{L}} = \frac{L \star \cdot V}{P_{B}} \left[\frac{tons \times km}{kW \times h} \right]$$
objektiviert werden.

Unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse mit der größeren Variante SEE II entstehen Transportgütegrade G_{TV} , die unter gleichen Randbedingungen erheblich höher, d.h. günstiger als bei bisherigen Großmotorschiffen liegen. Bei der wegen bisher fehlender Gewichtsrechnungen noch nicht möglichen Bestimmung der ladungsbezogenen Transportgütegrade G_{TL} werden die Vorteile voraussichtlich geringer sein.

Selbst bei vorsichtiger Abschätzung dürfte jedoch auch der mehr praxisgerechte Bewertungsvergleich über G_{TL} eindeutig zugunsten der neuen Entwürfe SEE I und SEE II ausfallen.

3.2 Modellversuche im Flachwasser-Seegang

Die im vorangegangenen Beitrag vorgestellten Fahrzeuge brachten erfreulicherweise gute Widerstands- und Propulsionswerte in glattem Wasser, sowohl alleinfahrend als auch im Verband.

Eine Ausdehnung der Fahrtgebiete solcher Schiffe in küstennahe Seegebiete wird von vielen Reedereien in jüngerer Zeit immer stärker in Betracht gezogen.

Im großen Flachwassertank der VBD sind mehrere Versuchsreihen in regelmäßigen Wellen durchgeführt worden, mit deren Hilfe herausgefunden werden sollte, welche Wellenhöhen und -längen den modifizierten Binnenschiffen zugemutet werden können.

Unter besonderer Berücksichtigung der Spritzwasserbildung am Vorschiff und der Slamming-Effekte wurden Vor- und Achterschiffsformen für die Fahrt im Seegang entwickelt.

Versuche in Wellen wurden zunächst nur mit den als Typ SEE I bezeichneten Fahrzeugen durchgeführt und hier wiederum überwiegend mit dem Motorgüterschiff. Der Schwerpunkt der Entwicklung wurde auf die Keilspantform und deren Weiterentwicklung, die V-Spantform, gelegt.

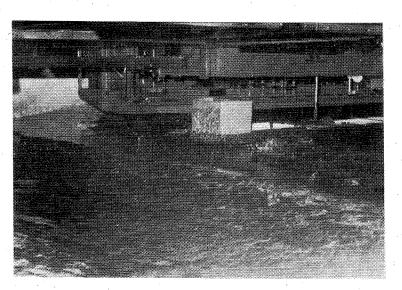


Bild 8: Spritzwasserbildung an der breiten Schubplatte (Zusätzliches Schanzkleid)

Bei den Vorschiffsänderungen war zu berücksichtigen, daß ein Motorschiff auf Binnenwasserstraßen häufig einen Leichter schiebt. Voraussetzung dafür ist das Vorhandensein einer Schubfläche. Wie die Widerstandsversuche in Glattwasser zeigten, empfiehlt es sich, eine Schubplatte in das Vorschiff zu integrieren. Da die Wasserlinienbreite vorn zur Erreichung guter Widerstandswerte in Verbandsfahrt nicht stark vermindert werden sollte, ergibt sich zwangsläufig eine große Breite der Schubplatte. Hydrodynamisch wirken Motorschiff und geschobener Leichter dann fast als Einheit. Die große Schubplattenbreite wirkt sich jedoch negativ auf die Seefähigkeit des Schiffes aus.

Die vordersten Spanten der Keil-Form verlaufen flach, d.h. der Kielungswinkel ist sehr gering. Dazu trägt auch eine gegenüber der leichtertypischen Pontonform nur wenig geänderte Mittschiffslinie bei. Die Spantneigung im Vorschiff wurde in Hinblick auf die im flachen Wasser widerstandsgünstige Pontonform für Leichter zunächst absichtlich nur wenig geändert. Seegangsversuche mit der Keilspantform zeigten aber, daß bei Fahrt gegen die Wellen das Wasser stark nach vorn gedrückt wird, wodurch an der Schubplatte ein kräftiger Stau entsteht, der zu erheblicher Widerstandsbildung führt. Bei kurzen Wellen kommt eine starke Spritzwasserbildung hinzu (Bild 8).

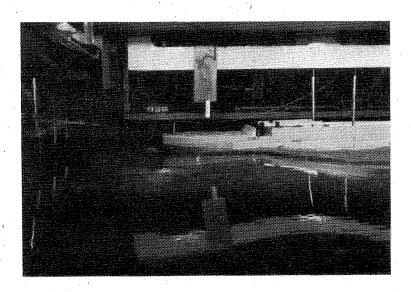
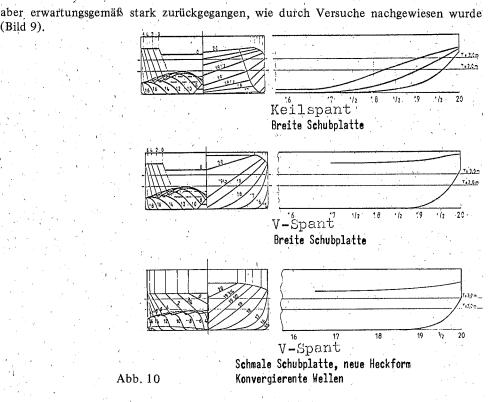


Bild 9: Schiff mit schmaler Schubplatte in Wellen

Um bessere Seegangseigenschaften zu erreichen, mußte der Kielungswinkelvergrößert werden, was nur durch ein stärkeres Herunterziehen der Mittschiffslinie im Bugbereich erfolgen konnte. So entstand die V-Spantform.

Das durch die breite Schubplatte bedingte Spritzwasser im Vorschiff konnte nicht akzeptiert werden. Es wurde nach Rücksprache mit mehreren Reedereien die Schubplattenbreite auf ca. 1/3 der Schiffsbreite verringert. Das führt zwar sicherlich zu einer Erhöhung des Widerstandes bei Verbandsfahrt in Glattwasser, die Spritzwasserbildung ist



Eine Gegenüberstellung der Vorschiffsänderungen wird in Abb. 10 gegeben.

Mit der elliptischen Vorschiffsform ist nach einigen Vorversuchen nicht weiter gearbeitet worden, da für die Verbandsfahrt auf Binnenwasserstraßen an diesem Vorschiff Schubhörner angebracht werden müssen, durch welche wiederum die Seegangseigenschaften des Schiffes stark beeinträchtigt werden (Bild 11).

Die Hinterschiffslinien wurden oberhalb der Tunnelaußenkante gegenüber der herkömmlichen Form etwas völliger gestaltet. Die Tunnelgestaltung ist ebenfalls geringfügig geändert worden. Weiterhin wurde das Totholz gekürzt.

Der befürchtete Slamming-Effekt trat bei den untersuchten Tiefgängen, Wellenhöhen und -längen weder im Vor- noch im Achterschiff ein.

Beachtenswert ist noch, daß das Hinterschiff mit entsprechender Tunnelform auch für Einschraubenausführung gestaltet werden kann, wobei erwartungsgemäß keine Verschlechterung der Seegangseigenschaften eintritt.

Alle Modellversuche wurden auf einer korrespondierenden Wassertiefe von h = 10 m durchgeführt bei korrespondierenden Wellenhöhen $\xi_W = 1$ m und 2 m, Wellenlängen $L_W = 1/3$ L \div L und Geschwindigkeiten gegen die See von v = 0; 10 km/h; 16 km/h = 0; 5,4 kn; 8,6 kn. Außer den Stampf- und Tauchbewegungen wurde auch das Manövrierverhalten ermittelt.

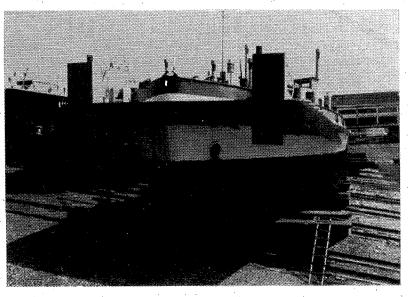


Bild 11: Schubhörner an einem Gütermotorschiff

Abb. 12 zeigt die mit der Wellenamplitude ξ_A normierten Tauch- und Stampfbewegungen des Gütermotorschiffes, aufgetragen über der Wellenfrequenz, bzw. dem Verhältnis Wellenlänge zu Schiffslänge LW/L [13].

Für eine Gesamtwellenhöhe von $\xi_W=2\cdot\xi_A=2$ m lassen sich danach folgende Vertikalbewegungen des Schiffes ermitteln

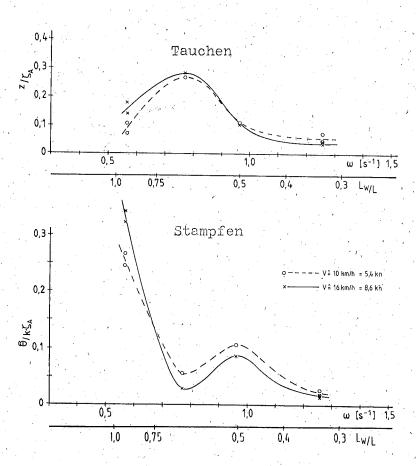
		r a
Taucham	nlituda	77 1 110
1 aucham	Dillude	& IIII I

	T		. t			
V	LW.		0,75 L	0,6 L	0,5 L	0,4 L
10 km/h 16 km/h		0,05 0,13	0,22 0,25	0,25 0,26	0,12 0,12	0,07 0,05

Stampfamplitude $\Theta_{\mathbf{A}}$ [m]

	Τ								
V	LW	\mathbf{L}_{\cdot}	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	0,75 L	0,6 L	· '	0,5 L	·	0,4 L
10 km/h		≈ 0,91		0,58	0,37		0,66		0,4
10 km/h	1	≈ 1,27		0,55	0,21		0,54		0,26





Abb, 12: Binnenschiff L = 110 m; T = 3,0 m Wassertiefe h = 10,0 m See von vorn

Diese absoluten Größen halten sich in vertretbaren Grenzen, Das Maximum der Stampfbewegung liegt bei Wellenlängen, die größer als die Schiffslänge sind. Der genaue Punkt dafür ist jedoch noch nicht ermittelt worden.

Fazit der bisherigen Untersuchungen mit dem modifizierten Binnenschiff ist, daß die Seegangseigenschaften besser sind, als zunächst zu erwarten war.

3.3 Verwendung von Düsen

Die Heckformgebung und der Vortrieb eines für die Fahrt auf Binnengewässern ausgelegten Schiffes sind wegen der wassertiefenbedingten Begrenzung des Tiefgangs besonderen Bedingungen unterworfen. Durch den geringen Tiefgang ist es nicht möglich, die Propellergröße, auch wenn diese in konstruktionsmäßig aufwendigen Tunneln angeordnet wird, zu steigern, was dazu führt, daß die besonders bei großen- bzw. schiebenden Motorgüterschiffen erforderliche hohe Antriebsleistung über relativ kleine Propellerdurchmesser bei ungünstigen Anströmungsverhältnissen abgegeben werden muß. In der Regel ergeben sich hierdurch extrem hohe Propellerbelastungen mit dem Nachteil des geringen Propellerwirkungsgrads und der erhöhten Kavitations- und Schwingungsgefahr. Positive Auswirkungen auf Propulsionskenngrößen lassen sich bis zu gewissen Grenzen durch geeignete Formgebung der Schiffe und bei Zweischrauben-Anordnung mitunter auch durch Propellerdrehsinn, der in Abstimmung mit Heckform und Wassertiefe gewählt wird [14] erzielen. Unabhängig von diesen Maßnahmen bleiben jedoch die hohen Schubbelastungen und die damit verbundenen Nachteile meistens bestehen.

Das Problem wird weiterhin dadurch verschäfft, daß stark schwankende Gewässertiefen und -breiten sowie veränderliche Schiffsgeschwindigkeiten infolge wechselnder Einsatzbedingungen eine entsprechende Anpassung der Propulsionsorgane erfordern.

Beträchtliche Vorteile in dieser Hinsicht lassen sich durch Anordnung der Propeller in Düsen erzielen. Bei gleichem Gesamtschub des Systems, Propeller und Düse, können in solchen Fällen die Antriebsleistungen gegenüber dem freien Propeller wesentlich vermindert und die Schubbelastung des Propellers günstig beeinflußt werden. Weitere Vorteile ergeben sich dadurch, daß die Düse eine Vergleichmäßigung des Nachstromfeldes bewirkt, während die Anströmungsgeschwindigkeit eines in Düse angeordneten Propellers weit weniger empfindlich gegen Anderungen der Schiffsgeschwindigkeit ist als dies bei einem freien Propeller der Fall ist. Dadurch ist auch seine Leistungsaufnahme relativ weniger abhängig von der richtigen Wahl der Propellersteigung.

Propulsionsmessungen, mit den in Abschnitt 3.1 dargestellten Einheiten als düsenlose Schiffe (mit Ausnahme von SEE II), sind bisher nicht durchgeführt worden. Genaue Angaben über Leistungsersparnisse durch Propellerdüsen an diesen Motorgüterschiffen in verschiedenen Betriebsarten, nämlich alleinfahrend oder mit den Leichtern im Schubbzw. Schleppverband, können daher nicht vorgelegt werden. Als Maß für die Wirksamkeit der Düse kann jedoch der Leistungsvergleich aus früheren Untersuchungen der VBD mit selbstfahrenden und schleppenden Typschiffen des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt [15] und aus neueren Propulsionsmessungen mit Großmotorschiffen [16] benutzt werden.

Aus diesen wird beispielsweise der Vergleich für das L x B = 80,0 x 9,5 m große Typschiff "Johann Welker" in 2-Schrauben-Ausführung, wobei als Anhang die früher im Einsatz befindlichen Rhein-Herne-Kanal-Kähne mit je 1045 t Ladefähigkeit untersucht wurden, in Abb. 13 oben gezeigt, während in Bildmitte der erzielbare Leistungsgewinn beim (L x B =) 110,0 x 11,4 m Großmotorschiff wiedergegeben wird. Die Auftragungen in beiden Fällen bestätigen die bekannten Tendenzen, daß der Düsenvorteil mit steigenden Propellerbelastungen, d.h. bei steigender Leistung bzw. Anhanglast oder bei geringwerdender Bodenfreiheit auf flachem Wasser ständig zunimmt. Anhand dieser zahlenmäßigen Beispiele ist zugleich zu ersehen, daß die Leistungsersparnisse bei den üblichen Wassertiefen-Tiefgangsverhältnissen durchweg zwischen 20 und 30 % betragen und bei extremen Flachwasserbedingungen sogar noch höher liegen.

Nachdem die im vorhergehenden Abschnitt dargelegten Ergebnisse eine bedeutende Überlegenheit des Systems, Propeller und Düse, bei vergleichbaren Schiffen auf beschränkter Wassertiefe erkennen lassen, stellt sich die Frage, ob die Anwendung von Düsen an seegehenden Binnenschiffen auch bei Fahrt über See und auf tieferem Wasser günstige Resultate liefert, oder zumindest hierbei keine Schubnachteile zu erwarten sind.

Direkte Ergebnisse von Untersuchungen auf tiefem Wasser mit diesen oder ähnlichen Schiffen, bei denen die Düse im Tunnel angeordnet und dadurch nicht als Vollringdüse wirksam ist, liegen nicht vor. In Abb. 13 unten sind die bereits herangezogenen Resultate aus Propulsionsmessungen mit "Johann Welker" und mit einem Großmotorschiff über das Wassertiefenverhältnis aufgetragen. Der Verlauf der Leistungsersparnisse zeigt erwartungsgemäß eine ständig abnehmende Charakteristik, deren angenommene Verlängerung zu tiefem Wasser hin jedoch noch erheblich positive Werte des Leistungsgewinns vermuten läßt. Mit einem Schub- oder Schlepp-Anhang dürfte der Gewinn noch höher ausfallen.

Ein weiterer vergleichbarer Fall in der Seeschiffahrt ist die Anwendung von Düsen bei großen Tankern, die Gegenstand einiger Untersuchungen gewesen ist. In [17] ist z.B. gezeigt worden, daß durch Ausrüstung solcher Tanker mit Düsen der Propulsionsgütegrad merklich verbessert wird. Die Abnahme der Wellenleistung durch diese Maßnahme gegenüber dem Schiff ohne Düse beträgt etwa 5 bis 8 % für den beladenen und 8 bis 12 % für den Ballastzustand. Eine nähere Betrachtung der einzelnen Propulsionskenngrößen zeigt, daß die Düse den Schiffseinflußgrad etwas verschlechtert, den Wirkungsgrad des Systems aber soweit erhöht, daß er nicht nur den erstgenannten Verlust kompensiert, sondern auch zu diesen Verbesserungen des summarischen Gesamtgütegrads führt. Die Verschlechterung des Schiffseinflußgrads η $_{\rm H}$ = (1-t)/(1-w) ist vor allem auf die übermäßige Verringerung der Nachstromziffer durch die Düse in 1-Schrauben-Anordnung zurückzuführen.

Bei 2-Schrauben-Binnenschiffen mit Tunnelheck ist anzunehmen, daß die Verhältnisse etwas günstiger sind, weil in diesem Fall die flach ansteigenden und nach vorn geöffneten Tunnel allgemein eine gute Wasserzuführung zu den Propellern gewährleisten, so daß die Nachstromziffer und damit auch der Schiffseinflußgrad bereits ohne Düse relativ niedriger ist. Zugleich verhält sich der Schubanteil des Propellers in einer im Tunnel eingelassenen Düse anders, als wenn dieser in einer Vollringdüse arbeitet, wie z.B. im Freifahrtversuch oder an einem Tanker. In Abb. 14 werden solche Vergleichswerte sowie eine Gegenüberstellung der Wirkungsgrade am Beispiel eines 2-Schrauben-Schubboots in Tunnel-Ausführung gezeigt.

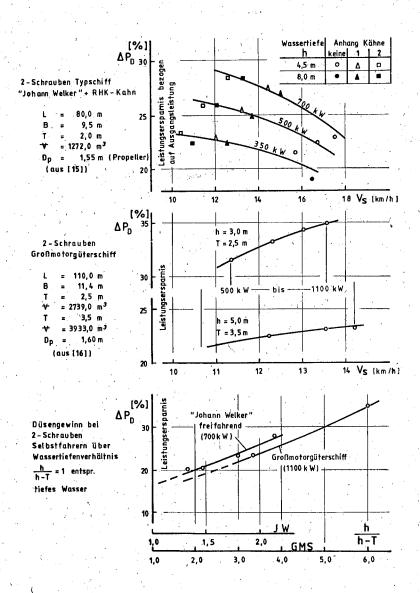


Abb. 13: Leistungsersparnisse durch Propellerdüsen

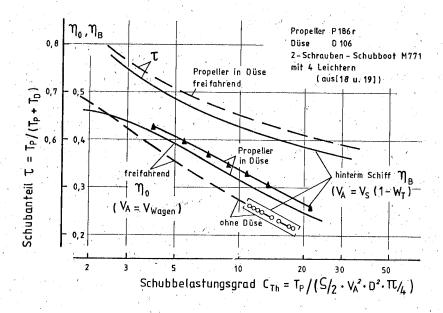


Abb. 14: Vergleich Propeller/Düse freifahrend und hinterm Schiff

Der quantitative Vergleich ist nicht ganz exakt, weil die Anströmgeschwindigkeit V_A des Düsenpropellers nicht bekannt und hier mit Hilfe des effektiven Nachstroms am Schiff ohne Düse berechnet worden ist. Qualitativ läßt sich jedoch feststellen, daß, bedingt durch den reibungsbehafteten Nachstrom, der Wirkungsgrad des Systems, Propeller und Düse, auch bei kleineren Schubbelastungen etwas günstiger ist als dies aus dem Vergleich der Freifahrtergebnisse zu entnehmen ist. Das günstige Abschneiden des Wirkungsgrads und der geringere Schubanteil des Propellers im System am Schiff ist auch in [17], dort jedoch als Funktion des abnehmenden Verhältnisses Diskfläche zu Düsenaustrittsfläche $A_O/A_{\rm EX}$ festgestellt worden. Im vorliegenden Fall kann hierbei der hinter dem Propeller heruntergezogene Tunnel (zur Vermeidung von Luftansaugen bei rückwärtsdrehendem Propeller) eine negative Auswirkung haben. Da die Tunnelformgebung der in Betracht gezogenen Binnenschiffe für Überseefahrt sich jedoch nicht wesentlich von den Schubbooten unterscheidet, dürften die höheren Wirkungsgrade, zumindest qualitativ, als übertragbar gelten und die in Abb. 13 unten angedeuteten Tendenzen bestätigen.

Eine weit verbreitete Anwendung der Düse ist in der Praxis trotz der damit erzielbaren Schubvorteile bisher zurückgeblieben, was damit zu begründen ist, daß bei der Fahrt auf Binnengewässern Düsen als störanfällig angesehen werden. Es besteht die Gefahr, daß sich im Wasser treibende oder von der Flußsohle aufgewirbelte Fremdkörper in die Düse hineinsaugen und zum Festklemmen des Propellers führen oder ihn beschädigen. Einen weiteren Punkt stellt der Rückwärtsschub dar, der in der Binnenschiffahrt wegen des Stoppvermögens von äußerster Bedeutung ist. Dieser wird bei einer herkömmlichen Düse

nicht so stark verbessert wie der Vorausschub. Bei seegehenden Schiffen können für den Fall des im Seegang austauchenden Hecks durch Slamming Düsen- bzw. Propellerschäden auftreten.

Die VBD hat im Rahmen eines langfristig verfolgten Themas zur Verbesserung des Düsensystems in bezug auf Rückwärtseigenschaften, einfachere Formgebung und Herstellungsmöglichkeiten sowie Erhöhung der Betriebssicherheit eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt und deren zum größten Teil positiven Ergebnisse in mehreren Mitteilungen veröffentlicht.

Als einfache Form mit hohem Rückwärtsschub hat sich die Standarddüse der VBD auch in der Praxis gut bewährt. In Abb. 15 wird so eine Düse gezeigt. Wirkungsgrad und Schub in Vorausrichtung sind weitgehend identisch mit den Werten für konventionell gestrakte Düsen. Der Wirkungsgradabfall im Maximum beträgt nur etwa 2 %. Dagegen ist der Rückwärtsschub bedeutend höher und beträgt je nach Schiffsform und Anordnung 68 – 77 % vom Vorwärtsschub.

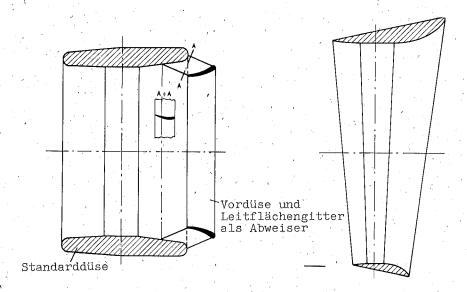


Abb. 15: VBD-Düse und Vordüse

Abb. 16: Konische Düse

Zur Steigerung der Sicherheit gegen einschwimmende Fremdkörper bietet sich das in Modell- und Großausführung getestete System an [20 – 23], bei dem vor der Hauptdüse mit Propeller eine kleine Vordüse angeordnet wird (Abb. 15). Die Vordüse als sehr effektiver Abweiser, bei gleichzeitiger Erhaltung der vollen Düsenwirkung, verlängert das Düsensystem um nur etwa 20 %, ohne den Gesamtdurchmesser zu vergrößern. Mit einem Leitflächengitter, gebildet aus Befestigungsstegen im Spalt zwischen

Haupt- und Vordüse, erreicht das System im Bereich hoher Schubbelastungsgrade einen etwas höheren Wirkungsgrad als die normale Düsenausführung.

In bezug auf die Möglichkeiten zur Herabsetzung des Slamming-Effekts kann die sogenannte konische Düse mit in diesem Fall nach unten kontinuierlich gekürzter Profillänge und dicke [20] hervorgehoben werden (Abb. 16). Der Wirkungsgrad im Bereich höherer Schubbelastungen ist naturgemäß geringer im Vergleich zu einer herkömmlichen Düse. Die Einbuße im Gewinn verhält sich etwa proportional zum fehlenden Profilteil. Die konische Düse ist jedoch besser als z.B. die Lösungsmöglichkeit, aus dem unteren Profilring ein Segment herauszuschneiden, damit die Aufschlagfläche geringer wird [vgl. 20]. Die letzte Variante war auch kaum wirksam gegen einschwimmende Fremdkörper. Der Vorteil dieser Düse dürfte in der Vermeidung vom Ansaugen des Bodensandes liegen. Da die Enden am ausgeschnittenen Profilsegment jedoch die Gefahr von Schwingungen übermäßig erhöhen, sollte man diese Variante vermeiden. Es ist besser, für diesen Fall eine Bodenplatte als Sandabweiser anzuordnen.

Schrifttum

- [1] Siefert, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitteilungen des Leichtweiss-Instituts für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, 40, 1970
- [2] Rohde, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI. "Die Küste", 34, 1979
- [3] Hasselmann, K. et al. Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP), Erg. Heft, Dt. Hydrogr. Z. (A) Nr. 12, 1973
- [4] Günther, H., Rosenthal, W., Weare, T. J., Worthington, B. A., Hasselmann, K. and Ewing, J. A.: A Hybrid Parametrical Wave Prediction Model, J. Geophys. Res., 84, 1979
- [5] Günther, H., Rosenthal, W. and Richter, K.: Application of a Parametrical Surface Wave Prediction Model to Rapidly Varying Wind Fields During JONSWAP 1973. J. Geophys. Res., 84, 1979
- [6] Ewing, J. A., Weare T. J. and Worthington B. A.: A Hindcast Study of Extreme Wave Conditions in the North Sea, J. Geophys. Res., 84, 1979
- [7] Golding, B. W.: A Depth Dependent Wave Model for Operational Forecasting. Proc. NATO Symposium on Turbulent Fluxes through the Sea Surface, Wave Dynamics, and Prediction. Plenum Publ. Co., New York, 1978
- [8] Shemdin, O., Hasselmann, K., Hsiao, S. V. and Herterich, K.: Nonlinear and Linear Bottom Interaction Effects in Shallow Water, Proc. NATO Symposium on Turbulent Fluxes through the Sea Surface, Wave Dynamics, and Prediction. Plenum Publ. Co., New York, 1978
- [9] Hebeler, H.: "Binnenschiffahrt in Mündungs- und Küstengebieten Europas". (Internationale Entwicklungen und ihre Auswirkungen auf den norddeutschen Küstenraum.) Zeitschrift HANSA, 113. Jahrgang, Nr. 5/1976
- [10] Schmidt-Stiebitz, H.: "Untersuchung von Ellipsoidformen zwecks Widerstandsverminderung von Flachwasserschiffen". Forschungsbericht Nr. 1590 des Landes Nordrhein-Westfalen

- [11]] Hartung, F.: "Die technische Entwicklung der Binnenschiffahrt in Rußland". Veröffentlichung des Bundesverkehrsministeriums 1960
- [12] "Standardisierung und Nominierung von Schubleichtern". Stellungnahme Nr. 17 der nautischtechnischen Kommission der Arbeitsgemeinschaft der Rheinschiffahrt e.V., 1970
- [13] Proceedings of the Fourteenth International Towing Tank Conference. Vo. 4, Ottawa, Sept. 1975
- [14] Heuser, H.: Einfluß des Propeller-Drehsinns auf den Leistungsbedarf von 2-Schrauben-Düsenschiffen der Binnenschiffahrt. Schiff und Hafen, Heft 10/1971
- [15] Helm, K.: Modellversuche im Strömungskanal für schleppende Motorschiffe vom Typ "Johann Welker" als Ein- und Zweischrauber, mit und ohne Propellerdüsen. Schiff und Hafen, Heft 6/1960
- [16] Nussbaum, W.: Modellversuche, vergleichende Auswertung und Berechnungen für den Linienentwurf optimaler Großmotorschiffe zum Einsatz auf dem Rhein. VBD-Bericht (i. Arbeit)
- [17] van Manen, J. D., Oosterveld, M. W. C.: Weitere Ergebnisse systematischer Versuche mit Düsenschrauben. Schiffstechnik, Band 20/1973
- [18] Luthra, G.: Untersuchung der Nachstromverteilung eines im Verband schiebenden Schubbootes in Pontonform, Hansa, Nr. 18, September 1974
- [19] Luthra, G.: Einwirkung der Ruderprofildicke und des Anstellwinkels in Vorausfahrt der an Schubbooten anzubringenden Flankenruder auf Sogziffer und Antriebsleistungsbedarf. Schiff und Hafen, Heft 19/1979
- [20] Schmidt-Stiebitz, H., Luthra, G.: Untersuchung selbstabweisender Propellerdüsen. Schiff und Hafen, Heft 9/1970
- [21] Luthra, G.: Untersuchungen der Maßnahmen zur Verbesserung der Betriebssicherheit von Düsenpropellern, Schiff und Hafen, Heft 6/1977
- [22] Schäle, E.: Naturgroße Untersuchung selbstabweisender Propellerdüsen. VBD-Druck 8/1977
- [23] Schneekluth, H., Luthra, G.: Weiterentwicklung von Düsensystemen für Flachwasserschiffe Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Heft 3/1977

Die verwendeten Symbole entsprechen - soweit nicht anders vermerkt - den ITTC-Vorschlägen.

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Häfen

Thema 5

Austausch von Planungs- und Konstruktionstechnologien mit den Entwicklungsländern und seine Auswirkungen auf die Verbesserungen der Seehäfen

Berichterstatter

Dipl.-Ing. Edgar Heyer, Geschäftsführender Gesellschafter der Firma Prof. Dr. Lackner & Partner,

Beratende Ingenieure, Bremen

Dr. Ing. W. Schmidt-Pathmann, Mitglied des Vorstandes der Hamburger Hafen- und Lagerhaus AG, Hamburg

Dipl.-Ing. Helmut Kuhlbrodt, Bauoberrat, Seezeichenversuchsfeld, Koblenz

Inhaltsverzeichnis

ľ.	Erläuterungen der Themenbegriffe	138
2.	Entwicklung der Welthandelsflotte	140
3.	Ziele des Technologieaustausches mit den Entwicklungsländern bei Hafenprojekten	142
4.	Technologieaustausch bei Seehäfen	144
	4.1 Generalplan	144
	4.2 Hafenzufahrt	151
	4.3 Infrastruktur des Hafens	154
	4.4 Hafenorganisation und Betrieb	
	4.5 Schulung und Weiterbildung	163

Zusammenfassung

Die Seehäfen in den Entwicklungsländern nehmen in der Projektpalette dieser Länder eine Sonderstellung ein, da in den Häfen die Technologie der Industrieländer direkt auf die der Entwicklungsländer trifft. Ziel des Technologieaustausches muß daher sein, eine Synthese zwischen diesen gegensätzlichen Technologien zu finden, ohne daß die eine oder andere Wirtschaftsstruktur übermäßig benachteiligt wird.

Unter Berücksichtigung der technischen, wirtschaftlichen und sozialen Merkmale der Entwicklungsländer und der hieraus resultierenden Forderungen, sind für die Häfen Konstruktionstechnologien zu entwickeln und anzuwenden, die

- lohnintensiv und kapitalsparend sind,
- mit einem Minimum an spezialisierten Arbeitskräften auskommen,
- die Verwendung einheimischer Grundstoffe und Materialien ermöglichen und dabei

- einer Mechanisierung und einer Anpassung an den Internationalen Standard nicht im Wege stehen.

Für die ölexportierenden Länder trifft dies mit Ausnahme des ersten Punktes ebenfalls zu. Da diese Länder über ausreichend Kapital verfügen, das Arbeitskräftepotential hingegen gering ist, sollten hier keine arbeitskräfteintensiven Technologien angewandt werden.

- Die genannten Ziele sind zu erreichen durch
- unterhaltungsarme Anlagen,
- vielseitige Verwendbarkeit und Anpassungsfähigkeit der Anlagen an die Forderungen des Seeverkehrs,
- Typenreinheit, Robustheit und Wartungsfreundlichkeit der Geräte und nicht zuletzt durch eine
- gezielte Ausbildung und Motivation des Personals.

Anhand von praktischen Beispielen wird erläutert, wie diese Ziele in einigen Ländern erreicht worden sind und welche Schwierigkeiten dabei teilweise zu überwinden waren. Außerdem werden einige wesentliche Grundsätze herausgestellt, die bei der Ausarbeitung des Generalplans, bei dem Entwurf der Hafenzufahrt und der Kennzeichnung sowie beim Entwurf der verschiedenen Infrastrukturanlagen zu beachten sind. Da die beste Infrastruktur ohne eine äquivalente Hafenorganisation und ohne entsprechend qualifiziertes Personal keinen wirtschaftlich und finanziell rentablen Betrieb erlaubt, wird auf die organisatorischen und personellen Probleme sowie auf die Bedeutung einer ordnungsgemäßen Wartung der Anlagen und Geräte ebenfalls eingegangen.

Der Technologieaustausch mit den Entwicklungsländern wird nur dann erfolgreich sein können, wenn eine enge gleichberechtigte partnerschaftliche Zusammenarbeit zwischen den Industrie- und Entwicklungsländern entwickelt und aufrecht erhalten wird und diese Kooperation durch materielle und personelle Mittel entsprechend unterstützt wird.

1. Erläuterungen der Themenbegriffe

Immer wieder trifft man in den Programmen der Entwicklungspolitik und in der Presse auf den Begriff "Technologietransfer" oder "Technologieaustausch", und es ist festzustellen, daß Außenstehende sich hierunter häufig nichts Konkretes vorstellen können. Selbst bei Eingeweihten sind hin und wieder keine klaren Vorstellungen über den Inhalt dieser Begriffe vorhanden. Des besseren Verständnisses wegen erscheint es daher sinnvoll, diese und andere Begriffe des Themas zu erläutern.

"Technologie" im wissenschaftlichen Sinne ist die Lehre von den

- Mitteln,
- Methoden und
- Verfahren

der landwirtschaftlichen, gewerblichen und industriellen Herstellung von Produkten, Anlagen usw.

Der Begriff "Mittel" umfaßt die Grundstoffe, Handwerkszeuge, Geräte, Maschinen, die Infrastruktur und auch die menschliche Arbeitskraft.

Unter "Methode" ist die theoretische Vorbereitung für die Auswahl der richtigen Verfahren zu verstehen

Der Begriff "Verfahren" bezeichnet die Art und Weise, wie ein Prozeß durchgeführt wird.

Angepaßte Technologien sind daher nur zu erreichen, wenn die genannten drei Faktoren analysiert und auf ihre Anwendungsmöglichkeiten hin untersucht werden.

Während früher in erster Linie der Begriff "Technologietransfer" angewandt wurde, wird heute verstärkt der Begriff "Technologieaustausch" verwendet. Letzterer ist zweifelsohne zutreffender, denn die richtige Technologie wird dann erreicht, wenn nicht nur die Technologie der Industrieländer in die Entwicklungsländer transferiert, sondern auch die Charakteristika der Entwicklungsländer bei der Verfahrensauswahl berücksichtigt werden. Es handelt sich in der Tat also um einen Austausch.

Die "Planung" ist das theoretische Instrument des Ingenieurs oder Kaufmanns für die Ausarbeitung eines Projektes. Sie erfordert also ein gedankliches Durchspielen des zukünftigen Ablaufs, ausgehend von einer bestimmten Datenkonstellation. Die Planung muß fallweise durch die Improvisation ergänzt werden, wenn eine Anpassung an eine nicht vorhersehbare Situation oder an eine zwischenzeitlich eingetretene Änderung erforderlich ist.

Zur Planung gehört

- die Beschaffung aller notwendigen Informationen und deren Auswertung im Hinblick auf das gesteckte Ziel,
- die Bestimmung der optimalen Lösung durch die Analyse der vorhandenen Alternativen, sofern solche vorhanden sind,
- die laufende Kontrolle, die erforderlich ist,
 - aufgrund der Ungewißheit über die zukünftige Entwicklung und der damit verbundenen Gefahr einer Fehleinschätzung,
 - um Planabweichungen festzustellen und
 - um sich der veränderten Situation rechtzeitig anpassen zu können.

Unter dem Begriff "Konstruktion" ist im vorliegenden Fall sowohl die zeichnerische Durchführung der Aufgabe als auch die Bauart der Anlage und der Anlagenteile zu verstehen.

Nachdem die Objekte, die ausgetauscht werden sollen, begrifflich geklärt sind, ist die Frage nach den Besonderheiten, die die Entwicklungsländer charakterisieren, zu beantworten, um so angepaßte Technologien ausarbeiten zu können. Die Kenntnis der wirtschaftlichen, sozialen und kulturellen Struktur der Entwicklungsländer sowie die der klimatischen Verhältnisse und anderer natürlicher Gegebenheiten spielen dabei eine besondere Rolle.

Für die Entwicklungsländer sind u.a. folgende Merkmale charakteristisch:

- (1) Eigene erschlossene Energiequellen fehlen oder sind völlig unzureichend.
- (2) Die Verkehrsinfrastruktur ist nur wenig entwickelt.

- (3) Mittlere und große Produktionsbetriebe gibt es weder auf dem gewerblichen noch auf dem industriellen Sektor.
- (4) Ein großer Teil der Produktion dient der eigenen Bedarfsdeckung; die Marktverflechtung ist folglich nur schwach entwickelt.
- (5) Die moderne Technik wird nur in geringem Ausmaß sowohl in der landwirtschaftlichen als auch in der industriellen Erzeugung angewendet.
- (6) Der überwiegende Teil der Bevölkerung ist im Agrarsektor tätig.
- (7) Das Ausbildungsniveau eines großen Teils der Bevölkerung ist sehr gering (Analphabetentum, keine fachspezifische Berufsausbildung, fehlende Hochschulausbildung mit ausreichend langjährigen, einschlägigen Erfahrungen in der Praxis.
- (8) Die ungünstigen klimatischen Verhältnisse und die Gesellschaftsstruktur beeinträchtigen die Produktivität des einzelnen und der Gesamtheit.
- (9) Das Realeinkommen pro Kopf der Bevölkerung ist wesentlich niedriger als die Pro-Kopf-Quote in den Industriestaaten.
- (10) Der Export beschränkt sich, soweit vorhanden, auf landwirtschaftliche Produkte und Rohstoffe.

Natürlich bestehen in den einzelnen Entwicklungsländern graduelle Unterschiede hinsichtlich der kulturellen, sozialen und wirtschaftlichen Struktur sowie in bezug auf Klima, Rohstoff- und Energiequellen und Infrastruktur. Allen gemein ist jedoch die geringe Kapitalausstattung und das Überangebot an ungelernten Arbeitskräften. Dies hat zur Folge, daß, im Gegensatz zu den Industriestaaten, der Produktionsfaktor Kapital sehr teuer und der Produktionsfaktor Arbeit, besonders ungelernte Arbeit, relativ billig ist. Oberstes Ziel des Technologieaustausches muß es daher sein, ein optimales Verhältnis der Produktionsfaktoren herzustellen.

Die ölexportierenden Länder zählen gemäß obiger Definition nicht zu den Entwicklungsländern, da hier weder ein Energie- noch ein Kapitalmangel herrscht und damit auch das mittlere Pro-Kopf-Einkommen bedeutend größer ist als in den Entwicklungsländern. Die moderne Technik ist in diesen Ländern zwischenzeitlich ebenfalls im großen Umfang eingeführt oder befindet sich verstärkt im Aufbau. Das Fehlen hinreichend ausgebildeter Fachkräfte in ausreichender Anzahl und darüber hinaus der in einigen Ländern vorhandene große Mangel an ungelernten einheimischen Arbeitern, stellt jedoch auch diese Staaten vor besondere Probleme und muß bei der Planung, Konstruktion und Betriebsführung entsprechend beachtet werden. Deshalb gelten die nachstehenden Ausführungen, insbesondere soweit sie den Faktor Arbeit betreffen, auch für die ölexportierenden Länder.

2. Entwicklung der Welthandelsflotte

Der in den letzten beiden Jahrzehnten sehr stark angestiegene Welthandel hat zu einer Entwicklung der Welthandelsflotte geführt, die gekennzeichnet ist durch

- eine ständige Zunahme der Weltschiffstonnage,
- einen bedeutenden Anstieg der mittleren und absoluten Schiffsgröße,
- die Vergrößerung der Tonnage der Spezialschiffe für Einheitsladungen (Container, Ro-Ro usw.).

Die Anzahl der Trockenfrachter ist von 1960 bis 1979 nur um 38 % gestiegen, während die Gesamttonnage, gemessen in dwt, um 176 % zugenommen hat. Die mittlere Schiffsgröße hat sich in dieser Zeit von ca. 6.000 dwt auf ca. 12.000 dwt praktisch verdoppelt¹⁾ (s. Abb. 1).

Die ernorme Steigerung der mittleren Schiffsgröße wird durch die Massengutfrachter stark beeinflußt. Die Untersuchung eines Hafens an der westafrikanischen Küste hat allerdings gezeigt, daß diese Tendenz auch bei den auf dieser Verkehrsrelation eingesetzten Stückgutfrachtern vorhanden ist (s. Abb. 1).

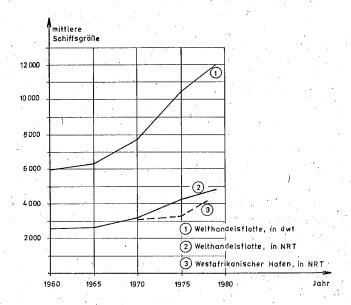


Abb. 1: Entwicklung der mittleren Schiffsgröße, Trockenfrachter
- Schiffe über 300 BRT -

Durch den Einsatz von größeren und schnelleren Schiffen sowie von Spezialschiffen, konnten die Umschlagleistung erhöht und die Umlaufzeiten der Schiffe bei gleichzeitiger Einsparung von Personalkosten verringert werden.

Diese Entwicklung auf dem Schiffbausektor konnte nicht ohne Einfluß auf die Gestaltung, Ausrüstung, Organisation und den Betrieb der Häfen bleiben. Durch die enge

¹⁾ Institute of Shipping Economics, Bremen 1979: "Shipping Statistics Yearbook 1979" Facts an figures about shipping, shipbuilding, seaports and sea-borne trade.

Verbindung zwischen den Volkswirtschaften der Entwicklungsländer und denen der Industrieländer, weitete sich diese Entwicklung auch auf die Häfen der Entwicklungsländer aus.

Andererseits haben aber auch die unzureichenden Hafenkapazitäten in einigen Entwicklungs- und besonders in den OPEC-Ländern in den 70er Jahren den Schiffbau beeinflußt. Kennzeichnend für diesen Einfluß sind Schiffe mit Laderampen, Schiffe mit relativ geringer Größe und geringem Tiefgang sowie Schiffe mit leistungsfähigen Umschlaggeräten großer Tragkraft. Die früher vorherrschende Meinung, daß allein das Schiff die Hafenanlagen bestimmt, ist daher nicht mehr im vollen Umfang haltbar. Vielmehr zeichnet sich ab, daß auch die Schiffe sich den Hafenverhältnissen anpassen können und anpassen.

Ziele des Technologieaustausches mit den Entwicklungsländern bei Hafenprojekten

Die Seehäfen in den Entwicklungsländern nehmen im Rahmen der Projektpalette dieser Länder eine Sonderstellung ein. In den Häfen, den Drehscheiben des internationalen Warenaustausches, trifft die Technologie der Industrieländer direkt auf die der Entwicklungsländer. Daher gilt es hier mehr als bei allen anderen Projekten, eine Synthese zwischen diesen gegensätzlichen Technologien zu finden, ohne daß die eine oder andere Wirtschaftsstruktur übermäßige Nachteile erleidet.

Die Schiffahrt fordert in Anbetracht der hohen Kosten, die sich für ein modernes Schiff aus den Kapital- und Betriebskosten ergeben, eine sichere und schnelle Abfertigung des Schiffes im Hafen. Darüber hinaus muß auch die Transportzeit für die Güter so gering wie möglich gehalten werden, da sich die Ware mit zunehmender Transportzeit verteuert.

Um diese Forderung erfüllen zu können, muß der Hafen so gestaltet werden, daß die Schiffe bei möglichst allen Wind-, Wetter- und Wellenverhältnissen, sowohl bei Tage als auch bei Dunkelheit, gefahrlos ein- und auslaufen, am Kai sicher liegen und ohne Beeinträchtigungen abgefertigt werden können. Durch einen entsprechenden Ausbau aller Anlagen, durch den Einsatz zweckmäßiger Betriebsmittel und durch eine gute Organisation des gesamten Hafenbetriebs ist dafür zu sorgen, daß sowohl die reinen Löschzeiten als auch die Zusatzzeiten, d.h. die Wartezeiten auf Reede, die Zeiten für das Einund Auslaufen, das An- und Ablegen der Schiffe sowie für das Erledigen der Formalitäten usw. auf ein Minimum begrenzt werden. Aber nicht nur seeseitig, sondern auch landseitig ist alles zu tun, damit ein zügiger Güterfluß erreicht wird. Die Lager- und Verkehrsflächen, die Straßen und Gleise sind so auszulegen, daß eine schnelle Verkehrsabwicklung möglich ist und Stauungen vermieden werden. Durch eine einfache und zügige Abwicklung der notwendigen Formalitäten muß für einen reibungslosen und raschen Güterfluß gesorgt werden. Bei Vernachlässigung dieser Grundsätze würde ein Hafen nicht attraktiv sein oder werden können.

Das auf eine volle Befriedigung aller Verkehrserfordernisse zielende Bemühen des Hafens darf jedoch nicht zu einer Vernachlässigung der eigenen betriebswirtschaftlichen Interessen führen. Da die Wünsche der Reedereien der Rentabilität des Hafens teilweise entgegenstehen, muß eine beiden Seiten gerecht werdende Optimallösung angestrebt werden. Gleichzeitig ist zu beachten, daß auch den Wünschen der übrigen Hafenwirt-

schaft weitgehend entsprochen wird, denn es darf nicht vergessen werden, daß der Hafen häufig die Grundlage für die Ansiedlung von Industrie- und Handelsunternehmen bildet, und der Hafen auch dann, wenn er selbst finanziell nicht rentabel betrieben werden kann, volkswirtschaftlich durchaus effizient sein kann.

Um den Forderungen der Entwicklungsländer Rechnung tragen zu können, sind für die Häfen Konstruktionstechnologien zu entwickeln und anzuwenden, die

- (1) lohnintensiv und kapitalsparend sind,
- (2) mit einem Minimum an spezialisierten Arbeitskräften auskommen,
- (3) die Verwendung von einheimischen Grundstoffen und Materialien ermöglichen und
- (4) eine Mechanisierung, ggf. auch erst zu einem späteren Zeitpunkt, nicht ausschließen.

Dabei ist ferner folgendes zu beachten:

- (1) Hafenprojekte haben eine lange Lebensdauer, so daß robuste, unterhaltungsarme Konstruktionen, die höhere Investitionskosten, aber dafür niedrigere Unterhaltungskosten erfordern, letztlich wirtschaftlicher sein können.
- (2) Die Hafenanlagen müssen so geplant werden, daß sie vielseitig verwendbar sind und den Anforderungen des schnell wechselnden Seeverkehrs, einer Änderung des Umschlaggutes (Stückgut statt Massengut oder umgekehrt) und einem Wechsel der Umschlagmethode leicht angepaßt werden können.
- (3) Die Betriebsausrüstungen des Hafens wie Umschlag-, Transportgeräte usw., müssen robust, einfach zu bedienen, unterhaltungsarm und leicht reparierbar sein. Die Anzahl der Typen ist zu begrenzen, die Lagerhaltung und Reparatur zu vereinfachen und wirtschaftlich zu gestalten.
- (4) Die Einflüsse eines Hafens auf die Umwelt sind von Anfang an gebührend zu berücksichtigen, da Versäumnisse oder gar Fehler kaum wieder gutzumachen sind; zumindest nicht mit einem finanziell vertretbaren Aufwand.
- (5) Der Ausbildung und Fortbildung des Personals muß die notwendige Aufmerksamkeit gewidmet werden, und bereits während der Planung sind projektbezogene Ausbildungsprogramme auszuarbeiten.
- (6) Ein laufender Erfahrungsaustausch zwischen den Häfen der Entwicklungsländer untereinander und mit denen der Industrieländer ist einzurichten oder zu intensivieren.

Wie diese Ziele erreicht werden können, soll nachfolgend unter Heranziehung von Beispielen erläutert werden.

4. Technologieaustausch bei Seehäfen

4.1 Generalplan

4.1.1 Standort und Flächenbedarf

Der Standort und der langfristig benötigte Flächenbedarf sind entscheidende Einflußfaktoren für das Grundkonzept eines Seehafens.

Standortbestimmend sind:

- die Lage des gegenwärtigen und künftigen Erzeuger- und Konsumentenschwerpunktes im Einzugsgebiet des Hafens und das bestehende oder zu schaffende Landverkehrsnetz,
- die langfristig zu erwartenden Schiffsgrößen und Schiffstypen und
- die geologischen, morphologischen und hydrologischen Verhältnisse (Tide, Seegang, Strömung, Geschiebe- und Schwebstofffracht).

Die Größe der bereitzustellenden Hafenfläche wird bestimmt durch die langfristig zu erwartende wirtschaftliche Entwicklung des Landes oder des Hafeneinzuggebietes und das daraus resultierende Transportaufkommen. Besonders starken Einfluß haben Projekte des Bergbau- und Industriesektors.

Die naturgegebenen und technischen Einflußfaktoren können bei einer ordnungsgemäßen Durchführung der notwendigen Untersuchungen zutreffend erfaßt werden. Gleiches trifft für die zum Zeitpunkt der Planung existierenden Wirtschaftsdaten zu. Hingegen ist es äußerst schwierig, eine zutreffende Prognose für die langfristige Entwicklung der Volkswirtschaft des Landes und des Schiffbaus aufzustellen. Selbst wenn gutes und vollständiges Datenmaterial aus vergangenen Jahren vorhanden ist, was nur selten zutrifft, kann mit diesen Werten allein keine zutreffende Prognose erstellt werden. Selbst eine zustätzliche lückenlose Erfassung der Entwicklungspläne und deren Auswirkungen auf den Hafenbetrieb bietet keine Gewähr für eine richtige Vorhersage, da einerseits eine zutreffende Bewertung der Realisierungschancen dieser Pläne schwierig und problematisch ist, andererseits aber mittel- und langfristig Projekte verwirklicht werden, die sich im Planungsstadium des Hafens noch nicht abzeichnen. Hinzu kommt, daß ein Hafen stimulierend auf die Entwicklung der Wirtschaft wirkt. Dies wiederum kann zu einer Erhöhung der Umschlagmenge und/oder zu einer erhöhten Nachfrage von Gelände in Hafennähe für die Ansiedlung von Gewerbe- und Industriebetrieben führen. Ein weiteres Mittel zur Erhöhung der Attraktivität und der Wirtschaftlichkeit eines Hafens ist die Schaffung einer Freihafenzone.

Hieraus folgt, daß die Größe des Hafengebietes nicht allein durch den Flächenbedarf bestimmt wird, der für den Umschlag und die Lagerhaltung der Güter erforderlich ist, sondern daß der Flächenbedarf für den Freihafen und für Industrie- und Gewerbebetriebe viel entscheidender sein kann. In Anbetracht dessen ist es angezeigt, den Generalplan für einen neuen Hafen im Gegensatz zur Ausführungsplanung bestimmter Hafenteile so großzügig wie möglich auszulegen, damit langfristig ausreichende Flächen land- und wasserseitig zur Verfügung gestellt werden können. Eine Überschätzung des Bedarfs ist kaum zu befürchten, wenn für die Erarbeitung der Zielvorgaben ein auf dem einschlägigen Gebiet langjährig erfahrener Planer eingeschaltet wird.

Bei der Standortwahl ist zu beachten, daß der Hafen in einer ausreichend großen Entfernung von der Stadt errichtet wird, damit beide Zentren sich ausdehnen können. Dadurch werden außerdem die Umweltprobleme entschärft.

Zwei praxisbezogene Beispiele sollen dieses Problem veranschaulichen:

In den 60er Jahren wurden in zwei etwa gleich großen afrikanischen Ländern mit vergleichbaren Volkswirtschaften Häfen geplant und realisiert, die die bis dahin genutzten Leichterbrücken ersetzen sollten, weil diese sehr hohe Unterhaltungskosten erforderten und nicht mehr den Anforderungen des modernen Seeverkehrs entsprachen. Der Umschlag lag 1965 beim Hafen A bei rd. 200.000 t und beim Hafen B bei 280.000 t. Für derart geringe Anfangsmengen ist die Schaffung eines rentablensHafens problematisch, besonders, wenn aufgrund der Küstenverhältnisse große Anfangsinvestitionen für den Bau von Wellenbrechern erforderlich sind. Um dennoch einen möglichst großen betriebsund volkswirtschaftlichen Nutzen zu gewährleisten, wurde der Hafen A von vornherein so konzipiert, daß

- relativ geringe Anfangsinvestitionen (60 Mio. DM) aufzubringen waren (kein geschlossenes Hafenbecken, sondern nur ein Hauptwellenbrecher und ein Fingerpier im Schutze dieses Wellenbrechers) und
- ein ca. 675 ha großes Hafengebiet bereitgestellt werden konnte (davon ca. 80 ha Freihafenfläche).

Zwischenzeitlich wurde das Hafengebiet trotz anfänglich sehr großzügig erscheinender Auslegung auf ungefähr 900 ha erweitert.

Die Richtigkeit dieses Planungskonzeptes hat sich inzwischen bestätigt. Neben zahlreichen Handelsunternehmen und Gewerbebetrieben haben sich im Hafengebiet bisher ein Zementwerk und eine Raffinerie niedergelassen und ihre Produktion aufgenommen, so daß sich die finanzielle und wirtschaftliche Rentabilität des Hafens verbessert hat.

Für den Massengutumschlag wurde Mitte der 70er Jahre dem Handel entsprechend ein Ölpier und ein Massengutkai und zum Schutz dieser Liegeplätze die Gegenmole gebaut. Gleichzeitig wurde ein kleiner Fischereihafen geschaffen. Die Investitionen für diese Ausbaustufe lagen ebenfalls bei 60 Mio. DM.

Für das Jahr 1980 ist neben dem Stückgutumschlag von ca. 500.000 t ein aus den Industriebetrieben resultierender Massengutumschlag von zusätzlich ca. 2 Mio t zu erwarten.

Der Hafen B wurde bereits in der ersten Bauphase als geschlossener Hafen mit einem Gesamtaufwand von 120 Mio. DM erstellt. Er liegt in unmittelbarer Nähe einer Stadt und ist von dieser nur durch eine Straße getrennt. Die Landfläche einschließlich der Kaianlagen ist nur ca. 20 ha groß. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse konnten sich hier keine Industriebetriebe ansiedeln. Für 1980 wird ein Stückgutumschlag von ca. 350.000 t und ein Massengutimport (einschließlich Treibstoffe) von ca. 600.000 t erwartet.

4.1.2 Anordnung der Hafenanlagen

Den betrieblichen, nautischen, wirtschaftlichen und technischen Erfordernissen entsprechend, ist bereits bei der Ausarbeitung des Generalplans auf eine sinnvolle Anordnung der Umschlagplätze für verschiedene Güterarten zu achten.

Bestimmende Einflußfaktoren sind:

- die verfügbaren und herstellbaren Wassertiefen im Hafen,
- die erforderlichen Landanschlüsse,
- die vorherrschenden Windrichtungen und stärken,
- die Strömungsverhältnisse,
- die Zufahrtswege von See,
- die Sicherheitsbedürfnisse und
- der zu erwartende Publikumsverkehr.

Bei der Planung ist auch dann, wenn der eine oder andere Verkehr noch nicht vorhanden oder vorhersehbar ist, eine klare räumliche Trennung zwischen

- dem Handelshafen (Stückgut und Container).
- dem Industrie- oder Massenguthafen (Schüttgut, Flüssigkeiten).
- dem Fischereihafen und
- den Passagieranlagen

vorzunehmen. Dieser Grundsatz ist selbst dann zu beachten, wenn sich hierdurch höhere Anfangsinvestitionen ergeben sollten; denn eine Negierung dieses Planungsprinzips würde zwangsläufig zu einer unkontrollierbaren Entwicklung führen, bei der die Anlagen dem Momentanbedarf entsprechend realisiert werden.

Die Umschlagstellen für Massengüter sind wegen der zu erwartenden großen Schiffe unter Ausnutzung vorhandener Wassertiefen auf der Leeseite des Hafens anzuordnen, damit der Betrieb in den übrigen Hafenteilen nicht durch Staubentwicklung beeinträchtigt wird und die anderen Güter keinen Schaden nehmen.

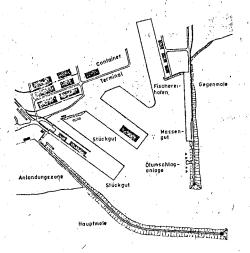
Die Umschlagplätze für brennbare Flüssigkeiten sollten aus sicherheitstechnischen Gründen in der Nähe der Hafeneinfahrt ebenfalls im tiefen Wasser liegen und müssen so abgetrennt sein, daß ein unbefugtes Betreten ausgeschlossen wird. Auch für diese Umschlagplätze empfiehlt sich die Leeseite des Hafens. Sofern eine Strömung im Hafen vorhanden ist, ist bei der Standortwahl zu beachten, daß die Strömung nicht von den Flüssigkeits-Umschlagplätzen zu den anderen Liegeplätzen führt. Eine aus dem Hafen herausgehende Strömung ist wünschenswert.

Sowohl der Fischereihafen als auch die Anlegestellen für den Passagierverkehr müssen unbedingt getrennt vom Handels- und Industriehafen angelegt werden. Anderenfalls würde durch den starken Publikumsverkehr bei diesen Anlagen der übrige Hafenbetrieb empfindlich gestört, die Leistungsfähigkeit verringert, die Sicherheit der lagernden Güter beeinträchtigt und das Unfallrisiko bedeutend erhöht werden.

Schließlich ist zu berücksichtigen, daß mittel- oder langfristig mit einem Containerund/oder Ro-Ro-Verkehr zu rechnen ist und hierfür Spezialterminals erforderlich werden. Dies ist bereits bei der Ausarbeitung des Generalplans zu beachten.

Zwei Beispiele aus der Praxis sollen die vorstehenden Ausführungen untermauern:

Hafen Lomé: Generalplan und Ausbaustufen



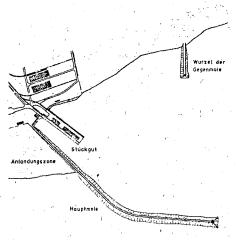
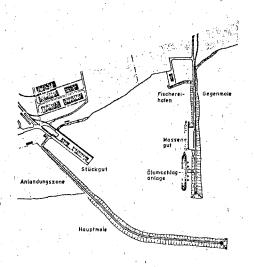
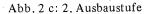


Abb. 2 a: Generalplan

Abb. 2 b: 1. Ausbaustufe





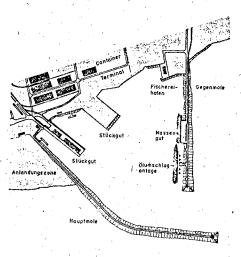


Abb. 2 d: 3. Ausbaustufe

Die Abb. 2 a) zeigt den Generalplan des Hafens Lomé, der unter Berücksichtigung obiger Grundsätze ausgearbeitet wurde. Dem jeweiligen Bedarf entsprechend wurden die erste Stufe (Abb. 2 b) bis 1968 und die zweite (Abb. 2 c) bis 1973 in Anlehnung an den Generalplan realisiert. Die dritte Stufe (Abb. 2 d) steht kurz vor ihrer Verwirklichung.

Die Abb. 3 zeigt einen Hafen, für den kein Generalplan bestand. Die Kaianlagen wurden dem jeweiligen Bedarf entsprechend ohne Trennung der verschiedenen Verkehrsarten gebaut, so daß die hieraus resultierenden eingangs genannten Nachteile vorhanden sind.

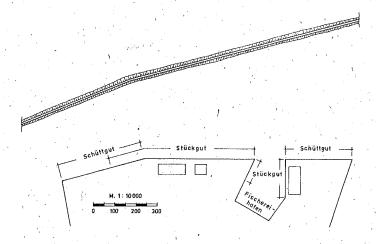


Abb. 3: Lageplan eines Hafens

4.1.3 Mehrzweckkais.

Mehrzweckkais sind so konzipiert, daß sie nicht nur für den Umschlag einer speziellen Güterart, z.B. Schüttgut, sondern beispielsweise auch für den Stückgutumschlag genutzt werden können. Der Entwurf eines solchen Kais kann für die Entwicklungsländer u.a. dann von besonderem Interesse sein, wenn

- ein Spezialkai von der Güterart her erforderlich wird, eine volle Ausnutzung durch das spezielle Umschlaggut jedoch nicht gewährleistet wird,
- die Bedarfsprognose trotz aller Sorgfalt nicht mit der gewünschten Sicherheit erstellt werden kann und/oder
- das Industrieprojekt, das den Spezialkai benötigt, nicht in dem gewünschten Umfang realisiert wird oder verspätet in Betrieb geht.

Private und privat-öffentliche Gesellschaften, die an der Finanzierung und Realisierung eines Industrieprojekts in einem Entwicklungsland interessiert sind, verlangen häufig, daß die für das Industriewerk erforderliche Hafeninfrastruktur von der öffentlichen Hand gestellt wird. Diese ist meist auf Kredite internationaler Finanzierungsstellen

angewiesen, die ihrerseits einer Finanzierung nur zustimmen können, wenn die Realisierung des Industrieprojektes und die Nutzung und Rentabilität der Hafenanlage sichergestellt ist.

Um bei einer derartigen Konstellation das finanzielle Risiko zu mindern, empfiehlt es sich, einen Mehrzweckkai zu schaffen.

Auch hierzu ein praktisches Beispiel:

In einem Entwicklungsland sollten zwei Industriebetriebe geschaffen werden, die für den Import und Export ihrer Produkte einen Kai für den Massengutumschlag und eine Förderbandanlage zwischen dem Liegeplatz und den Werken benötigten. Mehrere Jahre war nicht überschaubar, welches der beiden Projekte die besseren Realisierungschancen hatte und zu welchem Zeitpunkt mit der Inbetriebnahme des einen oder anderen Werkes zu rechnen war.

Im vorliegenden Fall hätte für den reinen Schüttgutumschlag ein Umschlagplatz ohne Kaifläche genügt. Die Strecke zwischen Land und Liegeplatz hätte durch eine Brücke oder einen Damm für das Förderband überwunden werden können.

In Anbetracht der gegebenen Unsicherheiten bezüglich der Realisierung der Industriewerke entschied sich der Planer jedoch nicht für diese einfache Lösung, sondern sah einen ca. 75 m breiten Kai vor, um notfalls und bei Bedarf auch Container, sperriges Stückgut und dgl. umschlagen zu können. Als Überbrückung zwischen Land und Kai wurde ein ausreichend breiter Damm vorgesehen, der alle Verkehrswege und Förderbänder aufnehmen konnte und gleichzeitig als Wellenbrecher wirkte. Dieses Konzept fand die Zustimmung der Hafenbehörde und der Finanzierungsstellen.

Die Richtigkeit der gewählten Lösung wurde zwischenzeitlich bestätigt. Da bisher nur ein Industriewerk und dies mit mehrjähriger Verzögerung realisiert worden ist, konnte der Kai zur Entlastung der Stückgutumschlaganlage herangezogen werden. Hierdurch wurden nicht nur die Wartezeiten der Schiffe verringert, sondern auch eine "Congestion Surcharge" für den Hafen vermieden. Auch künftig kann der Kai zur Abdeckung von Verkehrsspitzen auf dem Stückgutsektor herangezogen werden, weil er durch den Umschlag des Massengutes des Industriewerks nicht voll ausgelastet sein wird.

4.1.4 Planung der Umschlagplätze

Die Anzahl und die Größe der Liegeplätze, die erforderliche Wassertiefe an den einzelnen Kais, die Abmessungen der Kais, die vorzusehenden Transit- und Lagerhallen, die Freilagerflächen sowie die erforderlichen Verkehrsanschlüsse (Straße und Schiene) werden durch die Hafenbetriebsplanung bestimmt.

In der Praxis wird abhängig vom Planungshorizont zwischen kurz-, mittel- und langfristiger Planung unterschieden.

Dabei sind die Zeitspannen jedoch nicht fest definiert, sondern eher fließend.

Die Kurzzeitplanung umfaßt Zeiträume von wenigen Monaten bis zu etwa 5 Jahren. Im Rahmen der Kurzzeitplanung werden allgemein vorhandene Hafenanlagen hinsichtlich vorhandener Probleme untersucht und gewisse Verbesserungen organisatorischer oder anlagentechnischer Art vorgenommen.

Die *mittelfristige Planung* erfaßt einen Zeitraum von etwa 5 bis 10, maximal 15 Jahre, und berücksichtigt u.a. größere Änderungen der Warenströme sowie Veränderungen in bezug auf die Konkurrenzsituation des Hafens und/oder die Umschlagtechnologie.

Die Langzeitplanung überspannt Zeiträume von mehr als 10 bis 15 Jahre und beinhaltet die wesentlichen Annahmen hinsichtlich der Entwicklung des Handels, der sozialen Strukturen und der Technologie. Eine Langzeitplanung ist bei allen neuen Hafenanlagen und auch bei der Erweiterung vorhandener Häfen erforderlich.

Als Folge keiner oder unzureichender Langzeitplanung, besonders in den OPEC-Ländern, konnten deren Häfen die rapide steigenden Güterströme nicht bewältigen und es kam zu den bekannten Hafenverstopfungen und Schiffswartezeiten, die die Volkswirtschaften der betreffenden Länder empfindlich belastet haben.

Unabhängig vom Planungszeitraum haben auf die Auslegung der Umschlagplätze natürlich die umzuschlagenden Güter wesentlichen Einfluß, und zwar hinsichtlich der

- Art,
- Gesamtmengen,
- Mengen pro Zeiteinheit,
- Art der Transportkolli und
- Art der sie anlandenden/abfahrenden Schiffe.

Auch wenn es für gewisse Übergangsphasen aus wirtschaftlichen Gründen sinnvoll sein kann, Mehrzweckanlagen zu bauen, ist weltweit ein klarer Trend zu Spezial-Terminals zu erkennen. Immer größere Ladungsanteile werden als "unitized cargo" d.h. als "pre-sling cargo", auf Paletten, auf Ro-Ro-Trailern, in Containern und in Bargen umgeschlagen. Auf alle Fälle sollte der Planer bei neuen Anlagen entsprechende Möglichkeiten vorsehen. Im Rahmen der heute zunehmenden internationalen Spezialisierung müssen sich die Entwicklungsländer in existierende Transportnetze einreihen, um überhaupt den Umschlag bestimmter Güter zu ermöglichen.

Sehr deutlich läßt sich diese Entwicklung bei den Häfen nachvollziehen, die in den letzten Jahren in den Containerdienst einbezogen worden sind. Während die ersten Container von konventionellen Schiffen mit bordeigenem Geschirr gelöscht und geladen wurden und ein reiner FCL-2) Dienst mit "direct delivery" betrieben wurde, machte es die rasante Zunahme der Containerisierung sehr bald erforderlich, Containerkrane, Portalstapler, Containerpackstationen, Containerstauräume, Leercontainerdepots, Containerreparaturbetriebe usw. vorzuhalten, um trotz des Abwanderns der Stückgutladungen in die Container weiter wirtschaftlich am Güterumschlag beteiligt sein zu können. Die bei dieser Umstellung in vielen Häfen der Industrieländer gewonnenen Erfahrungen hinsichtlich Flächenbedarf, Kailängen, Energieversorgungssysteme, Schuppenfläche, Geräteausrüstung und -spezifikation müssen den Entwicklungsländern zur Verfügung gestellt und bei der Planung von Hafenanlagen in diesen Ländern berücksichtigt werden. Es ist sicherlich vielen Fachleuten bekannt, daß einige OPEC-Länder – um bei dem Beispiel Container-

²⁾ FCL-Dienst = Full Container Load

transport zu bleiben – wegen der zeitweise überlasteten Häfen der LCL-Betrieb³ praktisch untersagt hatten. Überall dort, wo die Hafenplanung trotz des zeitweiligen reinen FCL-Betriebes auch den LCL-Betrieb räumlich berücksichtigt hatte, ist inzwischen der Übergang zu gemischtem FCL-/LCL-Betrieb wie in den Industrieländern nahtlos vonstatten gegangen.

Von den vielen Kennzahlen, die während des jahrzehntelangen Betriebs von Hafenanlagen in den Industrieländern empirisch gewonnen worden sind und die für eine Beurteilung vorhandener oder geplanter Hafenanlagen wichtige Rückschlüsse ermöglichen, sollen hier nur die wichtigsten erwähnt werden, nämlich:

- die Liegeplatzausnutzung,
- die Umschlagleistung in t pro m Kailänge,
- die Umschlagleistung in t pro Kran,
- das Verhältnis Kailänge zu Staufläche,
- das Verhältnis überdachter zu offenen Stauräumen und
- das Verhältnis der Verkehrswege zu den Stauflächen.

Da dieselben Güter, die auf ein Schiff im Beladehafen geladen werden, im Bestimmungshafen zu löschen sind, müssen die Einrichtungen der Häfen in Industrieländern und Entwicklungsländern bis zu einem gewissen Grade kompatibel sein.

Das kann nur durch einen permanenten Dialog zwischen den Verantwortlichen in den Verlader- und Empfängerländern garantiert werden, d.h. zwischen Entwicklungs- und Industrieländern.

4.2 Hafenzufahrt

4.2.1 Wasserbauliche Maßnahmen

Künstlich geschaffene Fahrwasserrinnen sollen das natürlich vorhandene Strom- oder Tideregime so wenig wie möglich beeinflussen. Die seewärtigen Zufahrtsverhältnisse müssen daher schon bei der Standortbestimmung des Hafens berücksichtigt werden.

Die Standortwahl von Häfen in Entwicklungsländern ist meistens weniger mit Sachzwängen aus der Integration des Hafens in die vorhandene Besiedlung, Industriestandorte und Infrastruktureinrichtungen belastet, als dies bei den Industrieländern der Fall ist. Es bietet sich daher viel eher die Chance, den Hafen unter Inkaufnahme längerer Landanschlußverbindungen so nahe wie möglich an natürlich vorhandene, ausreichende Fahrwassertiefen heranzulegen. Trotzdem werden sich Eingriffe in die Natur nie ganz vermeiden lassen. Deshalb müssen auch hier Naturdaten, z.B. über Strömungsverhältnisse und Sedimenttransport, erhoben und analysiert werden und Eingang in die für das Projekt erforderlichen Berechnungen finden.

Leider sind in den Entwicklungsländern häufig nur unzureichende Daten über ausreichend lange Zeiträume vorhanden, die die Voraussetzung für eine gesicherte Planung

³⁾ LCL-Betrieb = Less Container Load

sind. Der Unterhaltungsaufwand für die auszubauenden Hafenzufahrten läßt sich daher nur schwer hinreichend genau abschätzen. Die Ausbaumaßnahmen müssen unter Ausnutzung der morphologischen Gegebenheiten möglichst flexibel gestaltet werden, selbst wenn das einer auf weite Sicht angestrebten großzügigen Trassierung der Zufahrt entgegenstehen sollte. Andererseits läßt sich dadurch der Umfang von Ausbau- und Unterhaltungsbaggerungen besser abgrenzen.

Bei einem Hafen mit vorgelagerten Riffgürteln ist die Aufgabe wie folgt gelöst worden: Die neuen Hafenanlagen sind in den Bereich der Riffgürtel vorgeschoben worden. Dabei wurden die Kaizungen derart angeordnet, daß vorhandene Riffe überbaut und dazwischenliegende Rinnen zu Hafenbecken ausgebaut werden konnten. Im Bereich der Zufahrt mußten lediglich zwei vorhandene Rifflücken durch Baggerungen verbreitert und vertieft werden.

4.2.2 Einrichtungen für die Sicherheit des Verkehrs

Für die seeseitigen Zufahrten ist nicht nur entscheidend, ob natürlich vorhandene Wassertiefen genutzt oder mit welchen Mitteln und Kosten ausreichende Fahrwassertiefen geschaffen und auf Dauer vorgehalten werden können. Mitentscheidend sind auch die notwendigen technischen Hilfsmittel, die der Schiffahrt geboten werden müssen, um ein sicheres Anlaufen des Hafens zu gewährleisten.

Diese Frage wird im Anfangsstadium der Planung häufig zu wenig beachtet oder verdrängt, weil Einrichtungen für die Sicherheit des Verkehrs im Hafenbild kaum in Erscheinung treten und oft als selbstverständliche Nebensache behandelt werden.

Für Hafenbauten in hochindustrialisierten Ländern mag eine solche Denkweise zu vertreten sein, weil neue Häfen dort in aller Regel in ein bereits vorhandenes System von Wasserstraßen mit allen Einrichtungen für die Sicherheit des Verkehrs eingebunden werden. Bei Hafenbauprojekten in Entwicklungsländern sind diese Einrichtungen jedoch erst zu schaffen und daher von vornherein in die Hafenplanung einzubeziehen.

Der Entwicklung des Verkehrs entsprechend, sind in nachstehend aufgeführter Reihenfolge angesprochen:

- Lotsendienst,
- schwimmende Seezeichen,
- feste Seezeichen,
- UKW-Revierfunkdienst,
- Funkortungssysteme und
- Verkehrsüberwachungssysteme.

Bis zu welchem Standard man entsprechend der vorstehenden Reihenfolge vorgehen muß, hängt von der Entwicklung der Schiffsgrößen und der Verkehrsdichte ab. Hierbei geht die Bewertung des Faktors "Sicherheit" ein, der sich nur schwer in Kosten quantifizieren läßt.

Andererseits können die notwendigen Einrichtungen für die Sicherheit der tatsächlichen Entwicklung des Verkehrs sehr flexibel angepaßt werden. Abgesehen vom Lotsen-

dienst trifft das vor allem für schwimmende Seezeichen zu, die sowohl den einzelnen Ausbauschritten als auch unerwartet auftretenden Begleiterscheinungen viel besser angepaßt werden können als festinstallierte Anlagen.

Generell muß bei den Einrichtungen für die Sicherheit des Verkehrs folgendes beachtet werden:

- Die Anlagen sind sehr betriebs- und unterhaltungsintensiv.
- Die Anlagen sind extremen Umweltbedingungen ausgesetzt.
- Viele Anlagen sind an exponierten Stellen installiert und deshalb schwer zugänglich.
- Die Energieversorgung dieser Anlagen bereitet wegen fehlender oder aus Kostengründen nicht vertretbarer Netzverbindungen besondere Probleme.

Daraus folgt für die Installation der Anlagen in Entwicklungsländern:

- Umfang und Anzahl der Anlagen müssen so gering wie möglich gehalten werden.
- Die Technik sollte so einfach wie möglich, reparaturunanfällig und einfach in der Wartung sein.
- Die ständige Überwachung der Funktionsfähigkeit sollte nur bei Anlagen einfacher Technik über Fernwirkstrecken, bei Anlagen mit komplizierter Technik von Betriebspersonal vor Ort erfolgen.
- Bei exponiert liegenden Anlagen kommt der Minimierung des Energiebedarfs entscheidende Bedeutung zu, weil man damit statt aufwendiger Kabelverbindungen oder Eigenstromversorgung durch Diesel-Generatoren auf einfache und unanfällige Energiequellen, wie Primärbatterien, Gas oder natürliche Energiequellen (Sonne, Wind) zurückgreifen kann.

Ferner ist zu beachten, daß alle Seezeichen wegen ihrer Lage im oder unmittelbar am Wasser der Korrosion besonders stark ausgesetzt sind. In subtropischen und tropischen Gewässern müssen entsprechende Zuschläge bei den Materialdicken berücksichtigt werden. In ariden Gebieten sind die Überwasserkonstruktionen bei Sandstürmen zusätzlich dem Sandschliff ausgesetzt. Für feste Seezeichen wären demnach massive Konstruktionen am besten geeignet. Aus Gründen der Zugänglichkeit zur Baustelle ist dies jedoch wirtschaftlich häufig nicht zu vertreten, und es muß deshalb auf leicht montierbare Metallkonstruktionen zurückgegriffen werden. Diese müssen entsprechend überdimensioniert werden.

Die vorstehenden Überlegungen sind bei mehreren Häfen, die an Küsten mit vorgelagerten Riffgürteln gebaut wurden, wie folgt in die Praxis umgesetzt worden:

Die Häfen konnten zunächst nur bei Tageslicht und unter Lotsenassistenz angelaufen werden. In einigen Fällen mußte ein vor Ort stationiertes Fahrzeug vorausfahren und ständig Lotungen und Peilungen vornehmen. Während der Dunkelheit war kein Verkehr möglich.

Die hieraus resultierenden Schiffswartezeiten und die negativen Auswirkungen auf die Umschlagleistungen konnten angesichts der stürmischen Entwicklung der Häfen nicht akzeptiert werden. Deshalb wurde zunächst durch Auslegen von Leuchttonnen und Errichten einiger weniger Leuchtfeuer die Nachtfahrt ermöglicht.

Die Leuchtfeuerträger wurden in Form einfacher Bakengerüste aus verschraubten, feuerverzinkten Stahlrohren errichtet. Leuchttonnen und Leuchtfeuer werden mit Gas betrieben, das in auswechselbaren Flüssiggasbehältern bereitgestellt wird. Das ermöglicht lange Ausliegezeiten für die Tonnen und löst auf einfache Weise das Problem der Energiebereitstellung für die an exponierten Stellen errichteten und weit vom öffentlichen Netz entfernten Leuchtfeuer. Die durch den Gasbetrieb begrenzte Tragweite der Leuchtfeuer wurde bewußt in Kauf genommen.

Alle Tonnen und Leuchtfeuer sind im Hinblick auf ihre Bedeutung als passive Radarziele bei schlechten Sichtverhältnissen mit wirkungsvollen Radarreflektoren ausgerüstet worden.

In Einzelfällen sind auf den Leuchtfeuern auch batteriegespeiste Radarantwortbaken als aktive Radarziele mit großer Reichweite installiert.

Mit den vorgenannten Maßnahmen, deren Kosten im Vergleich mit den Baukosten der Häfen kaum ins Gewicht fallen, konnten die seewärtigen Zufahrtsverhältnisse und hierdurch wiederum die Leistungsfähigkeit der Häfen entscheidend verbessert werden.

4.3 Infrastruktur des Hafens

4.3.1 Baugrunduntersuchungen

In Anbetracht der Kapitalknappheit in den Entwicklungsländern sind ordnungsgemäß und in ausreichendem Umfang durchgeführte Baugrunduntersuchungen von besonderer Wichtigkeit, um von vornherein Baugrundrisiken und hieraus resultierende unvorhersehbare Erhöhungen der Projektkosten auszuschließen. Auf diesem Sektor werden nach wie vor viele Fehler begangen. Die aus solchen Unterlassungen oder Fehleinschätzungen resultierenden Schäden und/oder Mehrkosten wären eine ausführliche Untersuchung wert. Da dies jedoch den Themenrahmen sprengen würde, sei hier nur auf einige wesentliche Aspekte hingewiesen.

Bekanntermaßen sind Baugrunduntersuchungen im freien Wasser oder Meer sehr kostenintensiv. Solange für die Bohrungen und Sondierungen Schiffe eingesetzt werden können, halten sich die Untersuchungskosten noch in Grenzen. Sobald aber infolge einer starken Dünung oder dgl. Hubinseln eingesetzt werden müssen, um die Bohrungen und Sondierungen sicher auf die gewünschte Tiefe abteufen zu können, ergeben sich bereits aus dem An- und Abtransport und dem Vorhalten der Geräte Kosten, vor denen einige Bauherrn und auch einige Finanzierungsstellen zurückschrecken. Dies ist insofern verständlich, weil diese Kosten bereits in der Studienphase aufzubringen sind; zu einem Zeitpunkt, da über die Realisierung des Projektes noch nicht entschieden ist. Dennoch dürfen solche finanziellen Überlegungen nicht zu einer Vernachlässigung der Baugrunduntersuchungen führen. Die aufzuwendenden Kosten für die Baugrunderkundungen sind, verglichen mit den Baukosten, gering und stehen in keinem Verhältnis zu den Mehrkosten, die sich aus einer Fehleinschätzung der Baugrundverhältnisse ergeben können.

Wenn trotz aller Bemühungen seitens des Planers die Baugrunderkundungen, aus welchen Gründen auch immer, nicht in dem gewünschten Umfang durchgeführt werden können, muß der entwerfende Ingenieur nach Lösungen suchen, die das Baugrundrisiko auf ein Minimum begrenzen. Konstruktionen, die ohne Umstellung der Ausführungsmethode den während der Bauausführung angetroffenen Baugrundverhältnissen angepaßt werden können, sind hier am Platze. Auf keinen Fall dürfen empfindliche Konstruktionen, wie z.B. Schwergewichtsmauern, zur Ausführung kommen, wenn die Untergrundverhältnisse nicht eindeutig bekannt sind. Sofern mit Sicherheit auszuschließen ist, daß Fels in Höhe des Gründungshorizonts ansteht, der Schichtenaufbau aber nicht genau bekannt ist, bieten sich z.B. gerammte Pfahlgründungen an. Länge und Fußausbildungen der Pfähle können den örtlichen Gegebenheiten leicht angepaßt werden, so daß die auftretenden Lasten sicher in den tragfähigen Untergrund abgetragen werden können.

4.3.2 Schutzbauwerke

Bei Häfen am offenen Meer sind Wellenbrecher erforderlich, um die Schiffe gegen Seegang zu schützen und jederzeit einen störungsfreien Umschlagbetrieb durchführen zu können. Die Wellenbrecher können als Steinschüttdämme, aus Betonfertigteilen, z.B. aus abgesenkten Schwimmkästen, aber auch aus Spundwandfangedämmen errichtet werden.

Um die örtlichen Ressourcen ausnutzen zu können, ist den Steinschüttdämmen der Vorzug zu geben. Dabei ist die Verwendung von Großsteinen auch für die seeseitige Schutzschicht anzustreben. Auf Betonformkörper, z.B. Tetrapoden, sollte nur dann zurückgegriffen werden, wenn die erforderlichen großen Steine nicht in ausreichender Menge gewonnen werden können oder aufgrund der angreifenden Wellenkräfte eine Deckschicht aus Großsteinen unwirtschaftlich wird. Auch die Verwendung von Betonformkörpern entspricht weitgehend der Technologie der Entwicklungsländer, da zumindest die Zuschlagstoffe im Land beschafft und bei der Herstellung der Formkörper weitgehend auf un- oder angelernte lokale Arbeitskräfte zurückgegriffen werden kann.

Für den Transport der Steine und Zuschlagstoffe vom Steinbruch zur Baustelle sind soweit irgend möglich örtliche Unternehmen einzusetzen. Sofern diese nicht über die erforderliche Transportkapazität oder Organisation verfügen, ist zu prüfen, durch welche Maßnahmen diese Situation verbessert werden kann.

Stahlkonstruktionen, wie beispielsweise Zellenfangedämme, sollten für Wellenbrecher nicht verwendet werden. Sie sind devisenintensiv und haben besonders, wenn mit Sandschliff zu rechnen ist, eine bedeutend geringere Lebensdauer als Steinschüttungen oder Betonkonstruktionen.

4.3.3 Kaianlage

Bei den Kaimauern sind ebenfalls die unterhaltungsarmen Betonkonstruktionen den Stahlkonstruktionen vorzuziehen, wenn die Untergrundverhältnisse eine wirtschaftliche Betonlösung ermöglichen. Sofern jedoch aufgrund der Baugrundverhältnisse Stahlkonstruktionen geeigneter und wirtschaftlicher sind, müssen auch diese unterhaltungsarm, kapitalsparend und arbeitsintensiv konzipiert werden.

Dies ist zu erreichen, wenn folgendes beachtet wird:

- In der besonders korrosionsgefährdeten Wasserwechselzone sollte möglichst ein Betonholm ausgeführt werden.
- Die Stahlteile sind mit einem erstklassigen und dauerhaften Korrosionsschutzanstrich zu versehen. Ein kathodischer Korrosionsschutz kann zusätzlich angeordnet werden.
 Da die Funktionsfähigkeit einer Kathodenschutzanlage nur bei erstklassiger Wartung gewährleistet werden kann, sollte eine solche Anlage auf keinen Fall auf Kosten eines minderwertigen Anstrichs ausgeführt werden.
- Bei Festlegung der Wanddicken ist ein angemessener Zuschlag für die Abrostung zu berücksichtigen.
- Die Anstricharbeiten sollten grundsätzlich in den Entwicklungsländern ausgeführt werden, da hierfür ungelernte Arbeitskräfte eingesetzt und so Kosten eingespart werden können. Hinzu kommt, daß Beschädigungen während des Transports vermieden werden und die Anstricharbeiten auf der Baustelle besser und kostengünstiger überwacht werden können.
- Die Schweißarbeiten sind ebenfalls weitgehend im Entwicklungsland auszuführen, wenn die hierfür erforderlichen Arbeitskräfte vorhanden sind oder ausgebildet werden können.

4.3.4 Ro-Ro-Rampen

In jüngster Zeit werden auch im Verkehr mit den Entwicklungsländern Ro-Ro-Schiffe eingesetzt. Für die Abfertigung dieser Schiffe werden Hafenrampen benötigt, die die Aufgabe haben, wechselnde Höhenunterschiede zwischen der Schiffsklappe und dem Kai zu überbrücken. Hierbei ist in jedem Einzelfall zu prüfen, ob mehrere feste Rampen den vorgesehenen Zweck besser erfüllen, als eine bewegliche Konstruktion, die einer ständigen Wartung bedarf.

4.3.5 Schuppen und Hallen

In Anbetracht der klimatischen Bedingungen, sollten auch für die Hochbauten Betonkonstruktionen bevorzugt werden. Hierdurch könnten gleichzeitig die Unterhaltungskosten stark reduziert werden. In der Praxis hat sich im übrigen mehrfach gezeigt, daß bei Entwürfen in Stahlbeton oder Spannbeton einerseits und in Stahl andererseits die massiven Konstruktionen preiswerter von den Baufirmen angeboten worden sind. Abgesehen von Spezialfällen besteht daher kaum eine Notwendigkeit, in Entwicklungsländern Hochbauten in Stahl auszuführen.

Eine besondere Bedeutung bei den Lagerhallen kommt der Sicherung der Güter gegen Diebstahl und Feuchtigkeit zu. Deshalb sollten die Außenwände mindestens bis zu einer Höhe von 3,0 m über Gelände aus Mauerwerk oder Beton hergestellt werden. Eine Wandverkleidung aus Stahl-, Aluminium- oder Wellasbestprofiltafeln bietet nicht die erforderliche Sicherheit.

Um eine ausreichende Dichtigkeit bei den Dächern zu gewährleisten, ist bei der Verwendung von Wellasbest-, Stahl- oder Aluminium-Profiltafeln besonderer Wert auf eine ausreichend große Überdeckung an den Stößen zu legen. Die von vielen Lieferanten angegebenen Maße genügen den europäischen Verhältnissen, sind jedoch für die Entwicklungsländer, besonders in den tropischen Bereichen, meist nicht ausreichend. Die Verwendung von seewasser- und UV-beständigen Materialien oder Schutzüberzügen und von verstärkten Profilen sind weitere wichtige Voraussetzungen für die Dichtigkeit und Haltbarkeit eines Daches auf lange Sicht.

4.3.6 Flächenbefestigungen

Um die hohen Belastungen, die bei den Verkehrswegen und Lagerflächen im Hafen auftreten, sicher und ohne Beschädigung der Decke abtragen zu können, muß auf einen ausreichend verdichteten Untergrund, einen soliden Unterbau und auf eine verschleißfeste Decke größter Wert gelegt werden.

Für Freilagerflächen hat sich in verschiedenen Entwicklungsländern eine Bodenstabilisierung mit Zement und darüber liegender Betondecke gut bewährt. Bei dieser Bauart kann weitgehend auf örtliche Baustoffe zurückgegriffen werden. Darüber hinaus ist diese Flächenbefestigung sehr widerstandsfähig, so daß Unterhaltungs- und Reparaturarbeiten nahezu vollständig entfallen. Eine derartige Befestigung setzt allerdings voraus, daß alle unterirdisch verlegten Leitungen weitsichtig geplant und großzügig dimensioniert werden, da eine nachträgliche Verlegung schwierig ist.

Für die Verkehrswege im Hafen, die nicht von Umschlaggeräten befahren werden, ist bei entsprechend solidem Unterbau auch eine Schwarzdecke geeignet. Allerdings ist dabei auf eine ordnungsgemäße Sicherung der Ränder zu achten, da die Straßen, wie immer wieder zu beobachten, im wesentlichen von den Rändern her durch den Verkehr und durch nicht abfließendes Regenwasser zerstört werden. Einer einwandfreien Vorflut kommt daher ebenfalls eine besondere Bedeutung zu.

4.3.7 Entwässerungsnetz

Die einwandfreie und möglichst schnelle Abführung des Oberflächenwassers ist sowohl für den Betrieb als auch für die Haltbarkeit der Flächen wichtig. Über die zweckmäßige Wahl des Entwässerungssystems bestehen unterschiedliche Ansichten.

Während die eine Seite ein Entwässerungsnetz aus Betonkanälen bevorzugt, die unmittelbar unter der Oberfläche liegen und mit geschlitzten Platten abgedeckt werden, tendiert die Gegenseite zu tiefliegenden Kanälen mit Einläufen. Eine allgemein gültige Lösung dieser Frage dürfte kaum möglich sein. Deshalb soll hier versucht werden, die Vorund Nachteile aufzuzeigen.

Der oberflächennahe, abgedeckte Rechteckkanal erfordert geringere Anfangsinvestitionen. Allerdings ist die Gefahr der Zerstörung der Abdeckplatten durch erhöhte Lasten, wie sie im Hafen auftreten, oder durch herabfallende schwere Gegenstände besonders groß. In vielen Häfen sind solche Schäden festzustellen. Da die Reparatur häufig unterbleibt, bilden diese Punkte eine akute Unfallquelle.

Weiter ist zu beobachten, daß Schmutzstoffe und Abfälle nahezu ungehindert in das Kanalsystem gelangen und sich dort ablagern und so den Kanal verstopfen. Da die Reinigung des Kanalsystems schwierig ist und daher häufig unterbleibt, wird das System unwirksam oder zumindest in seiner Wirkung stark beeinträchtigt.

Schließlich ist die Leistungsfähigkeit solcher Systeme bei großen Sammlerlängen und besonders im ebenen Gelände begrenzt, da die Kanäle nur mit einem sehr geringen Gefälle ausgeführt werden können. Hierdurch kommt es ebenfalls zu Ablagerungen, besonders bei geringen Abflußmengen. Außerdem verbleibt Restwasser im Kanal, was dort ausfault und nicht nur zu Geruchsbelästigungen führt, sondern auch zu einem Brutplatz von krankheitserregenden Insekten und Ungeziefer wird.

Diese Nachteile sind bei einem tiefliegenden, geschlossenen Kanalnetz nicht oder zumindest nicht in diesem Maße vorhanden.

Durch die lastverteilende Wirkung der Überschüttung sind die tiefliegenden Rohre selbst bei einer Überbelastung kaum gefährdet. Durch die Anordnung von Schlamm- und Schmutzfängern in den Einläufen wird außerdem verhindert, daß Schmutz in das Kanalnetz gelangt. Die Reinigung der Fangbehälter ist erheblich einfacher, als das Reinigen der oberflächennahen Kanäle.

Schäden, die bei dieser Kanalart auftreten, sind allgemein auf die Verwendung fehlerhafter Rohre, auf einen unsachgemäßen Einbau der Rohre, auf undichte Rohrstöße oder eine unzureichende Verdichtung der Auffüllung und nicht zuletzt auf eine ungenügende oder fehlende Bauaufsicht zurückzuführen.

Um solche Fehler rechtzeitig feststellen und beseitigen zu können, sollten die verlegten Kanalabschnitte vor dem Verfüllen der Gräben einer Druckprobe unterzogen werden. Die Kosten für solche Prüfungen sind im Vergleich zu den Kosten, die für die Reparatur am Kanalnetz und der Oberflächenbefestigung aufzuwenden sind, minimal und wirtschaftlich jederzeit zu vertreten.

4.3.8 Energieversorgung

Bei den elektrotechnischen Anlagen muß fast ausschließlich auf Importmaterialien zurückgegriffen werden. Bei der Auswahl ist jedoch darauf zu achten, daß auch hier einfache, robuste und leicht auswechselbare Teile und Anlagen verwendet werden. Einer Typenbegrenzung kommt aus lagerhaltungstechnischen Gründen besondere Bedeutung zu.

Bei der Planung ist ferner zu beachten, daß moderne Häfen sehr maschinenintensiv sind und demzufolge einen hohen Energiebedarf haben. In Anbetracht der Störanfälligkeit und der Ausfallhäufigkeit der öffentlichen Versorgungsnetze zu einigen Entwicklungsländern ist es daher unbedingt erforderlich, eine hafeneigene Notstromversorgung vorzusehen. Nur so kann die notwendige Betriebssicherheit gewährleistet und das im Hafen in Containern oder Kühlhäusern lagernde Kühlgut vor dem Verderben geschützt werden.

4.4 Hafenorganisation und Betrieb

Parallel mit dem Bau oder Ausbau von Hafenanlagen sind Hafenorganisation und Betrieb sorgfältig zu planen. Die Frage, ob ein Hafen durch eine staatliche Organisation – zentral gelenkt oder dezentral – oder aber durch Privatunternehmen betrieben werden soll, muß im Einzelfall mit den betroffenen nationalen Behörden geklärt werden. In jedem Falle sollte es das Bestreben des Hafenbetreibers sein, diesen nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten mit dem Ziel der Kostendeckung und Gewinnerwirtschaftung zu betreiben.

Nachfolgend werden einige wichtige Organisationselemente und Betriebsführungsmittel beschrieben.

4.4.1 Organisationsstruktur

Obwohl die Organisationsstruktur den örtlichen Verhältnissen und der Hafengröße angepaßt werden sollte, kann das nachfolgende, einer UNCTAD⁴⁾-Publikation entnommene Organigramm, in dem die einzelnen Stellen und deren Funktionen beschrieben sind, als Gerippe einer Hafenorganisation gelten.

Die darin beschriebenen Hauptabteilungen

- Nautik und Seeverkehr,
- Hafenbetrieb,
- Planung,
- Verwaltung,
- Finanzen und
- Technik

stellen eine sinnvolle Aufteilung der Tätigkeitsbereiche im Hafen dar, auch wenn die Abteilung Nautik und Seeverkehr nicht unbedingt dem Hafenbetreiber, sondern beispielsweise der Kommunal- oder Länderverwaltung zugeordnet werden kann.

4.4.2 Organisation des "Paper flow"

Für den effizienten Betrieb eines Hafens ist eine lückenlose Dokumentation aller Vorgänge erforderlich.

Die in den Industrieländern erarbeiteten Formulare und Verarbeitungssysteme können größtenteils mit entsprechenden Anpassungen an die örtlichen Verhältnisse in den Entwicklungsländern benutzt werden. Das gilt sowohl für Ladungspapiere als auch für Zollpapiere und für die hafeninternen Dokumentationen, wie z.B. Statistik.

Ein Übergang auf Datenverarbeitungssysteme sollte nur schrittweise und nur dann empfohlen werden, wenn ein manuelles System bereits beherrscht wird, andernfalls

⁴⁾ UNCTAD = UN Conference on Trade and Development

BOARD OF DIRECTORS

			DIRECTOR		GENERAL			
•				,			PORT USERS ADVISORY COMMITTEE	
MARINE		TRAFFIC	MANAGEMENT SERVICES		SECRETARIAT		FINANCE	ENGINEERING
Assistant Director- for Marine mat		Assistant Director-General for Traffic	Assistant Director-General for Planning		Assistant Director-General for Administration		Assistant Director-General for Finance	Assistant Director-General for Engineering
Director of marine Harbour master Pilots Port craft operator Signal tower staff		Director fo traffic Wharf superintendent Wharf inspectors Stied foremen Pier superintendent Port labour	Economist Systems analyst Engineer Cargo-handling expert		Secretary Legal adviser Director of establishment Port police		Director of finance Chief cashier Statistics officer	Civil engineers Electrical engineers Marine engineers Mechanical engineers Draughtsmen
Channel maintena Navigational aids Movement of vess Use of port craft Control of pilots Control of marine staff Registration of vessels Survey of vessels Control of signal tower Marine statistics	els	Allocation of berths Commercial corres pondence and claims Operation of sheds Submission of outturn report Supportision of warrels		earch on and methods n of quarterly for Director-	General and despatch section Port security Staff cars Public correspondence Accidents Archives Preparation of agenda and minutes of meetings Liaison with heads of departments Keeping of confidential papers Preparation of annual reports Maintain files for leases, contracts and other legal matters		Collection of revenues Calling of tenders Control, supply and purchase of stores Control and preparation of budget Preparation of salary and bills Payments to staff Payments to public bills Preparation of monthly and annual financial statistics Electronic data processing	All civil engineering works Maintenance of mechanical, electrical, marine and civil engineering works Assistance in port planning Supervision of contractors' work Supervision of slipway and marine workshop

bringen sich die Hafenbetreiber in ein Abhängigkeitsverhältnis von EDV-Herstellern oder Dienstleistungsunternehmen. Es gibt leider einige Beispiele dafür, daß viel zu große und damit zu teure EDV-Anlagen installiert worden und weitgehend ungenutzt geblieben sind. Darüber hinaus sind Fälle bekannt, daß bei Ausfall der EDV-Anlagen, die Hafenstatistik nicht weitergeführt und ausgewertet worden ist.

4.4.3 Tarifsystem

Für einen reibungslosen Betrieb des Hafens ist es erforderlich, ein System der Abrechnung und eine transparente Tarifstruktur festzulegen, welche die für die Inanspruchnahme verschiedener Dienste in den Häfen fälligwerdenden Kosten beschreibt, so daß Imund Exporteure diese in ihren Kalkulationen berücksichtigen können.

Die Gestaltung der Tarife stellt in den Händen des Hafenbetreibers auch ein Steuerungselement für gewisse Funktionen im Hafen dar. So kann beispielsweise über hohe Schuppenlagergebühren ein schnellerer Durchfluß der Waren durch die Häfen erreicht werden, ebenso wie durch günstige Raten für spezielle Verpackungsarten (Paletten, Container) diese protegiert und damit attraktiv gemacht werden können.

Der verbreiteten Unsitte, importierte Waren im Hafen zu lagern und den Hafen zu blockieren, kann nur durch drakonische Maßnahmen begegnet werden, wie etwa der Auslagerung der Güter auf Kosten der Consignees oder – wie in Häfen des Nahen Ostens praktiziert – durch Verauktionierung der Waren nach Überschreiten einer bestimmten Lagerfrist.

4.4.4 Kostenkontrolle

Der Betrieb einer Hafenanlage kann nur wirtschaftlich gestaltet werden, wenn ein wirksames System zur Kostenkontrolle eingeführt ist.

Hier stehen in den Industrieländern verschiedene Systeme zur Verfügung und sollten nach Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten eingesetzt werden.

4.4.5 Personalwesen

In Anbetracht der in den Entwicklungsländern meist geringen Ressourcen an qualifiziertem Personal, kommt der Auswahl und Betreuung der Mitarbeiter eine ganz besondere Bedeutung zu. (Auf die Ausbildung von Personal wird im nachfolgenden Kapitel 4.5 eingegangen).

In den Hafenorganisationen der Industrieländer liegen Stellen- und Aufgabenbeschreibungen für praktisch alle vorkommenden Tätigkeiten und Funktionen vor. Diese sind, nach entsprechender Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten, ein wertvolles Hilfsmittel für Management und Mitarbeiter bei der Abgrenzung von Tätigkeit und Verantwortung innerhalb der Organisation.

4.4.6 Auswahl der Umschlagverfahren und -geräte

Bevor der Planer sich für bestimmte Güter-Umschlagmethoden und damit für bestimmte Hafenumschlaggeräte entscheidet, ist eine sorgfältige Bestandsaufnahme existierender Praktiken und der Umweltbedingungen erforderlich. Die Einbindung der Häfen der Entwicklungsländer in das Netz hochmechanisierter Industrieländerhäfen zwingt erstere, die Mechanisierung des Umschlags mitzumachen. Diese Entwicklung, die vordergründig nicht im Interesse der Entwicklungsländer liegt, die Arbeitsplätze wegrationalisiert und die überdies das so dringend für viele lebenswichtige Projekte benötigte Kapital bindet, macht die Ausnutzung der Erfahrung der Industrieländer unverzichtbar, will man Fehlinvestitionen vermeiden.

Im Zusammenhang mit der Mechanisierung der Umschlaganlagen mußte in den letzten Jahren immer wieder festgestellt werden, daß dem Thema Instandhaltung und Reparatur der beschafften Geräte und der Ersatzteilhaltung zu wenig Sorgfalt gewidmet worden ist. Das Problem wurde noch verschlimmert dadurch, daß willkürlich verschiedene Gerätetypen beschafft worden sind, deren Wartung und Ersatzteilhaltung auch Betriebe in den Industrieländern vor schier unlösbare Probleme gestellt hätten.

Hier können nur zwei Maßnahmen helfen, eine gewisse Standardisierung der Geräte und der parallell zur Gerätebeschaffung verlaufende Ausbau von Werkstatt und Ersatzteillager. Beide Maßnahmen sind im Rahmen von Projekten im arabischen und afrikanischen Raum angewandt worden und haben zu einer drastischen Erhöhung der Verfügbarkeit der Geräte und damit zu höheren Umschlagleistungen und Einkünften der Häfen geführt.

Bei der Auswahl der Geräte sollten Fachleute zu Rate gezogen werden, die von Lieferinteressen unabhängig die Hafenbetreiber in den Entwicklungsländern beraten. Diesem Problem kommt bei der zweifelsfrei weiter steigenden Mechanisierung der Umschlagmethoden und dem damit erhöhten Kapitaleinsatz in Zukunft weiter steigende Bedeutung zu.

4.4.7 Schiffsmeldesystem

Ein äußerst effektives Mittel zur optimalen Nutzung vorhandener Hafenliegeplätze ist das sogenannte "Ship appointment system".

Bei guter Koordination der verschiedenen Hafendienstleistungen kann mit einer Liegeplatzbelegung von ca. 70 % bezogen auf die zur Verfügung stehenden Liegeplatztage pro Jahr gerechnet werden. Um derartige Ausnutzungsgrade erreichen zu können, ist es erforderlich, daß sich die den entsprechenden Hafen anlaufenden Schiffe rechtzeitig anmelden und dabei neben den technischen Daten des Schiffes auch Angaben über Ladungsart und -menge, Verpackung, Stauung und sonstige Spezifikationen, wie Ladegeschirr, angeben, so daß eine Vorausplanung der Lösch- und Ladeaktivitäten, der Schuppenund Freiflächenbelegung sowie der Geräte- und Personaldisposition durchgeführt werden kann.

Das Schiffsmeldesystem bietet auch die Möglichkeit, Schiffe zur Langsamfahrt oder Veränderung der Reiseroute zu veranlassen und somit durch eine Vergleichmäßigung der

ein-/ausgehenden Güterströme die vorhandenen Hafenanlagen optimal zu nutzen. Hervorragende Ergebnisse sind mit der konsequenten Anwendung dieser Methode in den OPEC-Ländern des Nahen Ostens erzielt worden.

4.5 Schulung und Weiterbildung

Mit dem zunehmenden Einsatz moderner Verfahren und Geräte in den Häfen haben sich in den Industrieländern die Anforderungen an den Hafenarbeiter gewandelt. Während bis etwa 1950 in den Umschlagunternehmen die körperliche Arbeit dominierte und weitgehend ungelernte Kräfte eingesetzt wurden, findet man heute in modernen Häfen hochspezialisierte Fachleute als Kranfahrer, Portalstapler- und Gabelstaplerfahrer oder Operators ganzer Be-/Entladesysteme. Da in den Industrieländern beinahe alle Werktätigen eine abgeschlossene Schulbildung und weit mehr als 70 % eine Berufsausbildung haben, ist die Weiterbildung zu Hafenfachleuten kein unüberbrückbares Hindernis.

Hier stehen die Entwicklungsländer vor extremen Schwierigkeiten, nicht nur, weil die Grundausbildung der potentiellen Mitarbeiter für den Einsatz an modenen Geräten völlig unzureichend ist, sondern weil zusätzlich häufig eine Sprachbarriere zu überwinden ist.

Die Methoden der Ausbildung von Hafenfacharbeitern lassen sich deshalb nicht ohne weiteres aus den Industrieländern in die Entwicklungsländer übertragen.

Da Schiffe und Ladungen andererseits jedoch den Einsatz qualifizierter Mitarbeiter unabdingbar machen, müssen die Industrieländer Ausbildungskurse für Hafenarbeiter und Angestellte in den Hafenbüros durchführen.

In der Vergangenheit sind verschiedene Kurse veranstaltet worden, und zwar sowohl in den entsprechenden Häfen als auch in Deutschland. Diese Kurse setzen sich aus theoretischem und praktischem Unterricht vor Ort zusammen. Außerdem wird in einigen Häfen ein sogenanntes "Counterpart System" praktiziert, bei dem einem einheimischen Mitarbeiter ein qualifizierter Mitarbeiter aus einem Industrieland zur Seite gestellt wird und so ein tägliches unmittelbares Übertragen von Wissen und Erfahrungen stattfindet.

Die Erfahrungen aus der bisher geleisteten Ausbildungsarbeit zeigen, daß es nur sinnvoll ist, Mitarbeiter aus dem mittleren und dem höheren Management in den Häfen der Industrieländer auszubilden. Mitarbeiter, die ohne Grundausbildung nach Europa kommen, werden durch Ausbildung, fremde Sprache und Lebensumstände überfordert. Im Sinne einer effektiven Ausbildung und Schulung erscheint es am günstigsten, Ausbilder aus den Entwicklungsländern aus- und weiterzubilden, damit diese ihr Wissen in ihren Heimathäfen nach gemeinsam erarbeiteten Lehrplänen und mit von den Industrieländern beigestelltem Lehrmaterial weitervermitteln können.

Parallel dazu sollten in den neuen Häfen über Jahre hinweg Berater zur Verfügung stehen, die – unterstützt durch ein effektives Backstopping der Heimatbüros – versuchen, die fortschreitende Technik und Technologie fortlaufend in die neuen Häfen einzubringen.

Die Vermittlung von Umschlagtechniken, Managementtechniken und Ausbildung muß als der schwierigste aber auch wichtigste Teil jeder Hilfe für die Entwicklungsländer

angesehen werden. Keine noch so großen materiellen Hilfen von Industrieländern und keine Rieseneinnahmen aus dem Export von Öl oder anderen Bodenschätzen können die Länder der Dritten Welt unabhängig und selbständig machen. Auch moderne Anlagen und Geräte sind kein Garant für Erfolg, wenn nicht der Ausbildung und Motivation der Arbeitskräfte die notwendige Bedeutung beigemessen wird. Wirklich helfen können wir den Menschen in den Entwicklungsländern nur durch eine gleichberechtigte partnerschaftliche Zusammenarbeit, die durch eine materielle und personelle Hilfe unterstützt wird.

Abteilung II

Seehäfen und Seewasserstraßen

Thema 1

Anforderungen an die Bemessung und Ausrüstung von Hafenzufahrten für große Schiffe mit gefährlicher Ladung am Beispiel der Schiffahrtsstraße Jade zum Hafen Wilhelmshaven mit Anhang zur Frage der Kollisionsdynamik von Schiffen und zur Bemessung eines Vielzweck-Feuerlösch- und Sicherheitsschiffes.

Berichterstatter:

Dipl.Ing. J. Braun, Leitender Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nordwest, Aurich

Dipl.-Ing. V. Goetz, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin

Dipl.-Ing. K.-H. Hamer, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsamt Cuxhaven

Dipl.-Ing. D. Mürdel, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsamt Wilhelmshaven

Kapitän J. Schumacher, Bremen

Dipl.-Ing. V. Wetzel, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsamt Wilhelmshaven.

1. Einführung

Der Hafen Wilhelmshaven ist neben seiner Bedeutung als Marinestützpunkt international als Importhafen für Rohöl und in geringem Umfang als Exporthafen für Rohölprodukte bekannt.

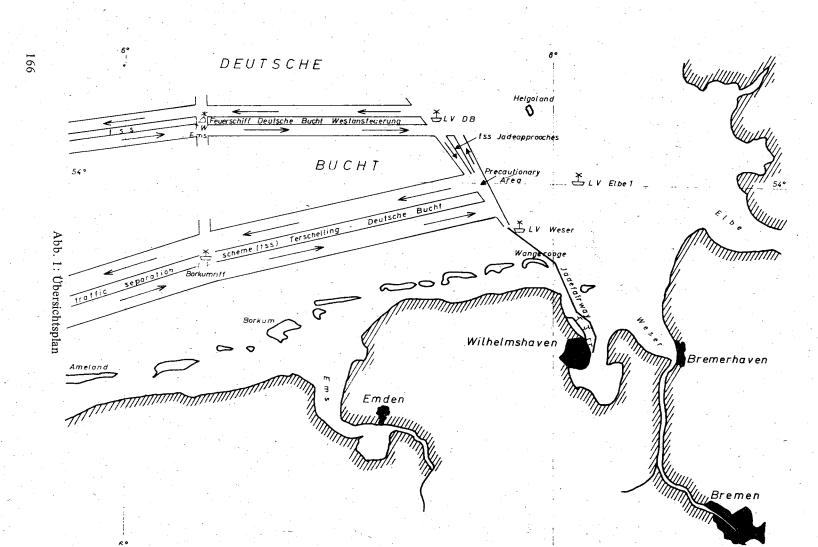
Im Rahmen der Energiediversifikation für die Bundesrepublik Deutschland und verbunden mit einer weiteren örtlichen Industrieansiedlung werden zur Zeit Umschlaganlagen im Tidegebiet der Jade bei Wilhelmshaven für den Import von verflüssigtem Erdgas und den Umschlag von flüssigen Chemieprodukten erstellt.

Es handelt sich hierbei für die Bundesrepublik Deutschland um das erste LNG Terminal größeren Ausmaßes.

Im Zusammenhang mit diesen Projekten mußte untersucht werden, ob der Schiffahrtsweg nach Wilhelmshaven, der z. Zt. für tideabhängigen Verkehr von 250.000 tdw-Tankern als Einbahnweg ausgelegt ist, auch die Risiken des zusätzlichen LNG- und Chemieprodukten-Verkehrs tragen kann.

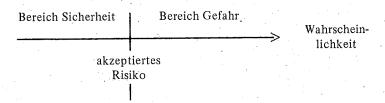
Der folgende Beitrag soll hierzu auf bestehende Verhältnisse angestellte Überlegungen und verbindliche Planungen eingehen.

Der Verkehr auf der Jade ähnlich den Verkehren auf anderen Wasserstraßen hat sich in der Vergangenheit kontinuierlich den expansiven wirtschaftlichen Entwicklungen angepaßt. Die Tiefen des Fahrwassers wurden von natürlichen Verhältnissen im Jahre 1960, die für 40.000 tdw-Tanker ausreichend waren, bis 1974 für Tanker bis zu 250.000 tdw ausgebaut, ohne daß an der grundlegenden Fahrwasserführung und -breite Änderungen durchgeführt wurden.



Im Zusammenhang mit vorgenannten Projekten des LNG- und Chemieproduktenumschlages wurden die Verkehrsrisiken auf der Jade und die Kriterien über zulässige Risiken und die Möglichkeiten ihrer Minderung eingehender untersucht.

Der Begriff "Risiko, Sicherheit und Gefahr" wird hier folgendermaßen definiert. Risiko: Produkt von Eintrittswahrscheinlichkeit und Wirkung



Für die sicherheitstechnische Abschätzung des Verkehrs wurden neben der o. g. Risikodefinition für den LNG- und Chemieproduktenumschlag auch die nach physikalischemischen Gesetzen möglichen ungünstigen Auswirkungen eines denkbaren Unfalls, jedoch ohne Sabotage und Kriegsvoraussetzungen, dargestellt.

Für die endgültige Beurteilung wurde folgender Ansatz gewählt, der die möglichen und wahrscheinlichen Überlegungen berücksichtigt:

Sind die möglichen Auswirkungen eines Unfalls so groß, daß sie nicht mehr getragen werden können, müssen die Voraussetzungen, unter denen sich der Unfall ergibt, noch einmal einer Wahrscheinlichkeitsuntersuchung unterzogen werden. Hieraus ergibt sich die endgültige Beurteilung.

Aufgrund der äußerst komplexen Verhältnisse beim Verkehr von Schiffen mit gefährlichen Gütern konnten die Randbedingungen für eine vollkommen befriedigende Risikoabschätzung nicht vollständig geklärt werden. Die Hauptursachen liegen hierbei vom Verkehr her gesehen im folgenden:

- Die Statistik und Ursachenforschung für Schiffsunfälle erlaubt noch keine gesicherten Erkenntnisse.
- 2. Soweit statistisches Material über Schiffsunfälle vorhanden ist, kann es nicht kritiklos auf den Verkehr neuer gebauter und moderner ausgerüsteter Schiffe übernommen werden.
- Der Verkehr großer LNG Schiffe und das Verhalten großer LNG Mengen bei Ladungsaustritt entzieht sich aufgrund der kurzen Betriebszeit dieser Schiffe der auswertbaren Statistik.

Zusammenfassend wurde für die Aufnahme des Verkehrs mit großen LNG- und Chemieprodukten-Schiffen auf der Jade unter Einschluß des bestehenden Verkehrs folgende Forderung gestellt:

Durch den neuen Verkehr und Umschlag mit gefährlichen Gütern soll an der Jade das zeitliche Gefahrenrisiko für das Leben eines Außenstehenden, der mit dem Verkehr keine direkte Berührung hat, in der statistischen Häufigkeit einmal in 10⁶ Jahren auftreten.

Zum zweiten soll die Auswirkung eines Unfalls oder die sich daraus möglicherweise ergebenden Folgereaktionen (Dominoeffekt) Außenstehende nicht unmittelbar lebensgefährlich beeinträchtigen.

Nach der Risikoanalyse wurden auf folgenden Bereichen Vorschläge erarbeitet, die mit der Aufnahme des Verkehrs von LNG Schiffen verwirklicht werden sollen.

- 1. Verbesserung der verkehrstechnischen Einrichtungen zur Überwachung, Information und Lenkung des Verkehrs.
- Strombauliche Verbesserungen der Lage des Fahrwassers in der Jade und im Verhältnis zu den Umschlaganlagen.
- 3. Verkehrslenkung
- 4. Anforderung an die Infra- und Suprastruktur der Umschlaganlagen.

Bezüglich der Anforderungen an die Schiffahrt selbst, an das Schiff, seine navigatorische Ausrüstung und seine Besatzung wurden nahezu keine Forderungen gestellt, die über bestehende internationale Voraussetzungen hinausgehen.

2. Verkehrsbelastungen des Jadefahrwassers

Die vorstehend aufgeführten Überlegungen wurden für das Jadefahrwasser mit etwa folgendem Verkehrsaufkommen angestellt, das ingesamt die neuen Umschlaganlagen für LNG- und Chemie-Produkte passieren muß (ein- und auslaufend).

Schiffspassagen/Jahr geschätzt für den Zeitpunkt der Inbetriebnahme des LNG Terminals und ihre absehbare Entwicklung:

1.600 - 3.000 Mineralöltanker

800 - 1.000 Trockenfrachter

240 - 300 Gastanker •

2.100 Fahrzeuge der Bundesmarine

Die Zahlen können nur überschlägig genannt werden, da sie starken kurzfristigen Schwankungen unterliegen.

In den Angaben für Mineralöltanker sind etwa 160-260 Tanker der Größenordnung von 100.000-250.000 tdw enthalten.

Die neuen Umschlaganlagen selbst werden etwa folgendes zusätzliche Verkehrsaufkommen pro Jahr bewirken:

LNG Umschlag (ein- und ausgehende Schiffe): 340 – 600 Schiffe der 120.000 m³ Klasse; 500 Schiffe der 40.000 m³ Klasse oder kleiner.

Chemieprodukte: 600 - 1.600 Schiffe pro Jahr bis ca. 60.000 m³; davon

380 – 600 Schiffe mit Äthylen und u.a. 120 – 600 Schiffe mit Vinylchlorid oder Vinylchloridrückständen.

3. Anforderungen an die verkehrstechnischen Einrichtungen zur Überwachung, Information und Lenkung des Verkehrs

3.1 Grundsätzliche Überlegungen zu den Navigationshilfen

Nach wie vor stellen die klassischen Seezeichen (Tonnen, Leuchtfeuer, Feuerschiffe) wegen ihrer unmittelbaren Information eine wichtige Navigationshilfe dar. Sie weisen aber, bezogen auf den Verkehr mit den oben angesprochenen Fahrzeugen, folgende Schwächen auf:

- ohne zusätzliche Einrichtungen (Radarreflektoren, Radarbaken) sind sie bei schlechter Sicht nur begrenzt erkennbar,
- 2) Leuchtfeuer können nur gerade Linien kennzeichnen; ihre Genauigkeit nimmt mit größeren Entfernungen ab. Der Ausbau und die Markierung von Fahrwasserbögen in Form von Polygonzügen mit Zwischenfeuerlinien ist für große Schiffe ungeeignet,
- 3) Tonnen bezeichnen Positionen nur eingeschränkt genau (Einfluß von Strömung, Wind und Eisgang).

Daher müssen die klassischen Seezeichen durch funktechnische Ortungssysteme ergänzt werden. Diese sollten folgende Forderungen erfüllen:

- 1) Ausreichend genaue Standortbestimmungen unabhängig von den atmosphärischen Ausbreitungsbedingungen,
- 2) möglichst direkte, auf den Fahrwasserverlauf bezogene Standortangaben,
- 3) möglichst geringe Anforderungen an die Bordausrüstung.

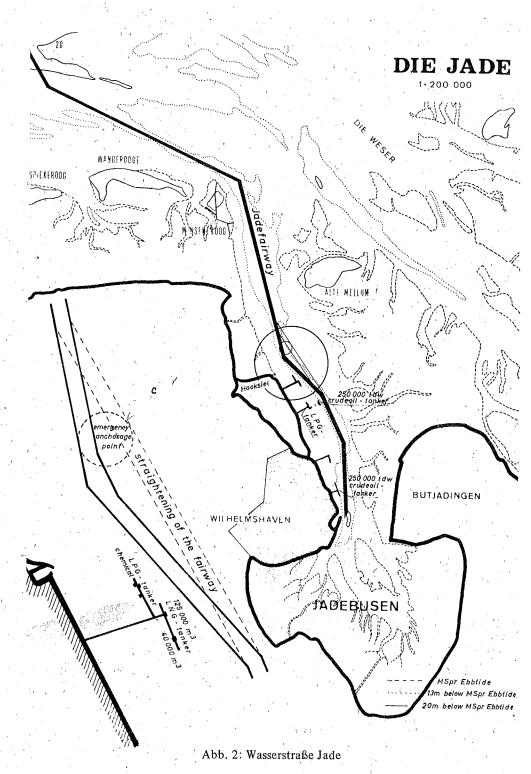
Diese Forderungen führen zu vorwiegend landgestützten Systemen mit zentraler Auswertung. Sie vermitteln den einzelnen Schiffen gezielt die jeweils wesentlichen Angaben und können aufgrund ihres umfassenden Informationswissens die Verkehrssituation und Verkehrsbedingungen besser berücksichtigen als das einzelne Schiff.

3.2 Navigationshilfen für Ansteuerung und Befahren der Jade

Die Jade ist zwar keineswegs die meistbefahrene Wasserstraße an der deutschen Nordseeküste, liegt aber umschlagmäßig an zweiter Stelle und zeichnet sich durch ihren überwiegenden Verkehr an Tankern und in Zukunft auch LNG-Schiffen aus. Während der kleinere Verkehrsanteil aus dem Verkehrsstrom zur Weser und Elbe des küstennahen Verkehrstrennungsgebietes "Terschelling – Deutsche Bucht" abzweigt, gelangt der Hauptteil über die küstenfernen Verkehrstrennungsgebiete "Feuerschiff Deutsche Bucht – Westansteuerung" und "Jadeansteuerung" den vorgenannten Verkehrsstrom in einer "Precautionary area" kreuzend, in die Jade.

3.2.1 Die Jade-Ansteuerung

Aus Sicherheitsgründen ist der Schiffahrt vorgeschrieben, bei Transporten gefährlicher Ladung das küstenferne Verkehrstrennungsgebiet "Feuerschiff Deutsche Bucht — Westansteuerung" TW-Weg zu benutzen. Die Achse dieses Verkehrstrennungsgebietes ist im Westen durch die Leuchttonne TW/Ems, ausgerüstet mit höherem Laternenträger und



170

einer Radarantwortbake (Racon), bezeichnet. Am östlichen Ende wird die Achse gekennzeichnet durch das Feuerschiff "Deutsche Bucht", das neben seiner optischen Funktion mit einem Funkfeuer, einer Radarantwortbake und einem Luftnebelschallsender ausgerüstet ist.

Die äußeren Begrenzungen des Verkehrstrennungsgebietes sind durch Leuchttonnen gekennzeichnet, die zusätzlich einen speziellen Radarreflektor mit einem besonders guten Rundumdiagramm auch bei Tonnenschräglage besitzen (äquivalente Rückstrahlfläche ca. 1.000 m²).

Beim Feuerschiff "Deutsche Bucht" erhalten alle Fahrzeuge, die mehr als 10.000 Tonnen gefährliche Stoffe im Bulk geladen haben, einen Lotsen durch Hubschrauber. In südöstlicher Richtung erfolgt dann die Zufahrt zur Jade im Verkehrstrennungsgebiet "Jadeansteuerung", das durch Leitsektor und Funkfeuer des Leuchtturms Wangerooge sowie mit Leuchttonnen bezeichnet ist.

Südlich anschließend wird die Schiffahrt von der Landradarstation Wangerooge der Jade Radarkette erfaßt und von der Revierzentrale Wilhelmshaven beobachtet.

3.2.2 System der visuellen, schwimmenden und festen Seezeichen auf der Jade

Auf der 47 km langen Strecke von der Jadetonne 5 bis zur Ölumschlaganlage der NWO ist ein 250.000 tdw Tanker an eine 300 m breite Fahrrinne gebunden und hat 7 Kurswechselpunkte mit bis zu 36° Kursänderung zu passieren. Ein anschließender 6 km langer Bereich der Jade ist wegen geringer Wassertiefen nur noch für Versorgungsfahrzeuge und Fahrgastschiffe von Bedeutung und führt zu Liegeplätzen.

Das visuelle Bezeichnungssystem der Jade besteht aus festen und schwimmenden Schiffahrtszeichen zur Bezeichnung des Fahrwassers und der innerhalb des Fahrwassers befindlichen 300 m breiten vertieften Fahrrinne.

Schwimmende Schiffahrtszeichen

Die Fahrwassertonnen liegen im Außenbereich auf 560 m, im Innenbereich auf 660 m Querabstand und ca. 1 sm Längsabstand als symmetrische Tonnenpaare aus, so daß in dem in der Regel auf dem Revier auf 3 sm geschalteten Bordradargerät die Schiffsführung jeweils mindestens zwei Tonnenpaare voraus sieht und dadurch die Trassenachse erkennen kann.

Insgesamt liege 60 Fahrwassertonnen aus, 35 davon sind Leuchttonnen. In der Regel wechseln unbefeuerte Tonnen und Leuchttonnen ab, alle Kurswechselpunkte sind mit Leuchttonnen gekennzeichnet. Der Anstrich der Tonnen erfolgt grundsätzlich mit Tagesleuchtfarben, wodurch sich die Tonnen optisch besser aus ihrer Umgebung hervorheben. Im Außenbereich der Jade werden besonders große unbefeuerte Tonnen mit großem Durchmesser und einer breiten Spiere eingesetzt. Die Radarerkennbarkeit der Tonnen wird bei unbefeuerten Tonnen in der Regel durch sogenannte Eckenreflektoren verbessert. Bei Leuchttonnen sollen in Zukunft Cornerreflektoren mit besonders gutem Rundumdiagramm eingesetzt werden.

Feste Schiffahrtszeichen

Als weitere Navigationshilfen stehen der Schiffahrt ortsfeste Schiffahrtszeichen zur Verfügung. Hierbei haben besonders Richtfeuerlinien zur genaueren Bezeichnung der Trassenachse große Bedeutung. 43 % des Fahrwassers werden auf diese Weise abgedeckt.

Sie haben eine Genauigkeit von besser als \pm 43 m. 48 % des Fahrwassers sind mit "Leitfeuern" bezeichnet. Hervorzuheben ist ein 14 km langer Fahrwasserbereich, in dem ein sog. Präzisionssektorfeuer eingerichtet ist, dessen Leitsektor bei 3,6 x 10^6 cd Lichtstärke nur 0.3° breit ist.

Sämtliche Kurswechselpunkte sind durch Quermarkenfeuer bezeichnet.

Für alle leuchtfeuertechnischen Einrichtungen wird eine Verfügbarkeit von 99,75 % verlangt. Daher sind alle Lichtquellen in geeigneter Form gedoppelt, und das gesamte Leuchtfeuersystem wird von der Revierzentrale Wilhelmshaven ferngesteuert und fernüberwacht, so daß die Beseitigung von Störungen sofort vorgenommen bzw. an die Schiffahrt gemeldet werden kann.

Revierfunkdienst

Als erste Stufe für funktechnische Hilfsmittel wurde 1971 für die Jade ein im 24-Stundenbetrieb geführter Sicherungsrevierfunk eingerichtet. Aufgabe des Funkdienstes ist es, die Schiffahrt auf der Jade jederzeit über alle besonderen Vorkommnisse im Revier in Form einer Verkehrsübersicht zu informieren. Hierfür werden u.a. zweistündlich Lagemeldungen abgegeben. Gleichzeitig erfolgt von der Zentrale aus eine Sichtweitenüberwachung, da der Tankerverkehr an bestimmte Mindestsichtweiten gebunden ist.

3.2.3 Landradarsystem

Um den Verkehr zu überwachen und der Schiffahrt auf Anforderung Radarinformation oder Beratung zu geben, wird mit Hilfe von vier unbemannten Radarstationen die gesamte Jade einschließlich eines Teils der seeseitigen Zufahrt erfaßt und nach Richtfunk-Bildübertragung in der Revierzentrale Wilhelmshaven auf einer Reihe von Sichtgeräten dargestellt. Die Radarberatung enthält zwei Arten Informationen:

- eine Standortinformation, bezogen direkt auf den Fahrwasserverlauf, so daß eine Korrelation zum Bordradarbild möglich ist (Abstand quer zur Fahrwasserachse und längs zur nächsten Tonne),
- eine Verkehrsinformation über die Situation in der Nachbarschaft des beratenen Schiffes, die das Schiff wegen des kleinen im Revier eingeschalteten Radarbereiches u.U. nicht voll einsieht (Entgegenkommer, Ankerlieger, Mitläufer).

Gegenüber Schiffsradaranlagen zeichnen sich die eingesetzten Landaradaranlagen durch eine Reihe besonderer Eigenschaften aus, um hohen Störabstand gegenüber Seegangs-, Regen- und Fremdradarstörungen zu erzielen und genaue Standortangaben zu ermöglichen: Frequenzbereich 8,8 – 9,2 GHz Frequenz-, Polarisations- und Zeitdiversity,

 $0,35^{\circ}$ bündelnde Antennen mit elektronisch umschaltbarer Polarisation (vertikal, horizontal, zirkular), Einblendmöglichkeit von Radarlinien (Fahrrinnenachsen und -begrenzungen), Tonnenpunkten sowie Symbolen und α N-Zeichen.

Das Landradarsystem wird in einer weiteren Ausbaustufe durch eine Radardatenverarbeitung ergänzt. Diese ergibt mit den Zielechos mitlaufende Symbole und Kennungen zur Unterstützung der Radarberatung und ermöglicht Verkehrsextrapolationen und vorausschauende Verkehrsübersichten und -simulationen. Hier zeigt sich, daß im Unterschied zu den klassischen Seezeichen die Landradartechnik nicht nur Navigationshilfen bietet, sondern auch ein geeignetes Instrument zur Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Organisation des Verkehrs (Verkehrsüberwachung, bei Bedarf Verkehrsregelung).

3.2.4 UKW-Peilsystem

Übliche Landradarsysteme haben den Vorteil, eine Verkehrsübersicht ohne die Notwendigkeit spezieller Bordgeräte zu ermöglichen. Vorausgesetzt wird für die Betriebsabwicklung nur eine UKW-Sprechverbindung. Probleme ergeben sich allerdings in der Erkennung rufender Schiffe im Radarbild und durch die begrenzte Genauigkeit und Erneuerungsrate der Standortinformation durch Radarberatung bei großen Schiffen.

Es ist vorgesehen, das beschriebene Landradarsystem Jade durch ein UKW-Präzisionspeilsystem zu ergänzen. Hierfür wurde ein verbesserter Doppel-Peiler mit 0,1° Genauigkeit entwickelt. Ein aus mehreren derartigen Peilern bestehendes Funkortungssystem soll mit Hilfe von Kreuzpeilungen folgende Aufgaben erfüllen:

- 1) Standorterfassung sich anmeldender Schiffe bereits im Küstenvorfeld (in Entfernungen von 50 km bis 80 km),
- 2) Kennzeichnung über UKW rufender Schiffe in den Landradarbildern,
- 3) automatische Standortbestimmung für besonders zu beachtende Schiffe, ausgerüstet mit einem modifizierten UKW-Gerät (Bordgerät oder tragbares Lotsenfunkgerät) nach folgendem Verfahren:
 - Selektive Abfrage der UKW-Geräte
 - Standortberechnung an Land,
 - Übertragung der Standortinformation über UKW zum Schiff,
 - Anzeige der Standortdaten auf dem UKW-Gerät.

Die Modifikation des UKW-Gerätes bedeutet eine Ergänzung durch Selektivrufzusatz, Datendecoder und Datenanzeige. Angezeigt werden in 10 m-Schritten der Querabstand zur Fahrrinnenachse (einschl. seiner Tendenz) sowie der Längsabstand zur Tonne am nächsten Kurswechsel (einschl. Angabe des Bezugspunktes).

3.2.5 Die Revierzentrale

Durch das Landradarsystem und das UKW-Peilsystem ist die Revierzentrale über die gesamte Verkehrssituation informiert. Durch die Seezeichenfernüberwachung, durch Sichtweitenmeßgeräte, Pegel- und Windmesser sowie die ständig neuesten Peilkarten (Tiefenwerte) ist die Revierzentrale über die Funktion der Seezeichen sowie die meteorologischen und die hydrologischen Bedingungen des Verkehrsweges informiert. Diese Konzentration aller Informationen an einer nautisch ständig besetzten Stelle und die Abgabe aller wichtigen Informationen an die Schiffahrt in Form von zweistündlich aktualisierten Lagemeldungen oder gezielt an einzelne Schiffe stellt im weiteren Sinne ebenfalls eine Navigationshilfe dar.

3.2.6 Navigationshilfen und Risikountersuchungen

Ein strenger mathematischer Zusammenhang zwischen Umfang und Eigenschaften notwendiger Navigationshilfen in Abhängigkeit von der Verkehrs- und Fahrwasserstruktur, abgeleitet aus Unfallanalysen, besteht bisher nicht. Die Gesamtzahl der verschiedenen Unfallursachen ist nicht so groß und auch nicht so exakt erfaßt, daß hieraus nach statistischen Methoden der Nutzeffekt bestimmter Maßnahmen mit entsprechender Wahrscheinlichkeit ableitbar ist. Die bisher eingeschlagenen Schritte zur Verbesserung der Seezeichentechnik beruhen teils im Nachvollziehen von Entwicklungen, die sich an anderer Stelle bewährt haben, teils in der Auswertung gezielter Versuche mit Hilfe von Simulatoren, teils in der Auswertung von Fragebogenaktionen bei der Schiffahrt oder den Radarbeobachtern. Folgende Angaben sind aus eigener Erfahrung dabei zugrundegelegt:

Das Unfallrisiko ist für die Schiffahrt in engeren Revieren bei guter Sicht nachts etwa 4 mal so hoch wie am Tage, bei Nebel etwa 13-15 mal höher als bei guter Sicht, wenn Radarberatung zur Verfügung steht, sonst um ein Vielfaches höher. Während früher der Verkehr z.B. auf der Elbe bei Nebel weitgehend zum Erliegen kam, wird er heute durch Radarberatung aufrechterhalten.

Zusätzlich ist die Zahl der Schiffsunfälle (Kollisionen, Grundberührungen) etwa um 50 % zurückgegangen.

3.3 Organisation des Verkehrsablaufs auf der Jade

Bei dem Verkehrsaufkommen der Jade ist davon auszugehen, daß ca. 10 % aller mit gefährlichen Gütern einlaufenden Fahrzeuge tideabhängig sind. Für sie liegt der "point of no return" 30 – 40 km außerhalb der Hafenanlagen. Ferner muß berücksichtigt werden, daß ca. 50 % aller Fahrzeuge mit gefährlichen Gütern auch auslaufend noch eine Gefahr darstellen (Restladungen, nicht entgaste Tanker). Bei einer mittleren Fahrzeit im Revier, einschl. An- bzw. Ablegemanöver von ca. 3 Std., ergibt sich bei gleichmäßiger Verteilung des im Abschnitt 2 prognostizierten Verkehrs über das ganze Jahr, daß immer ein derartiges Fahrzeug im Revier unterwegs ist. Aus dem Gesamtverkehr errechnet sich, daß ständig insgesamt 3,3 Fahrzeuge im Revier unterwegs sind. Als Spitzenwert muß mit 4 bzw. 13 Fahrzeugen gerechnet werden.

Bei der durch die Morphologie der Jade vorgegebenen Linienführung des Fahrwassers sind Begegnungen zwischen Fahrzeugen mit gefährlichen Gütern und anderen Fahrzeugen je nach ihrer Größe nur in bestimmten geraden Abschnitten zugelassen.

Ebenso ist die Begegnung großer VLCC's, die auf die 300 m breite ausgebaggerte Fahrrinne angewiesen sind, sowie die Begegnung von LNG-Tankern untereinander nicht erlaubt.

Mit Hilfe eines Zeit-Weg-Diagramms, in dem als Ausgangswerte die nur tideabhängig

verkehrenden großen Fahrzeuge eingetragen wurden, konnten die zuzulassenden Abfahrzeiten und Fahrgeschwindigkeiten aller übrigen Fahrzeuge abgeleitet werden.

Aus diesen Werten ließ sich eine generelle Organisation des Verkehrs ausarbeiten, nach der alle voraussehbaren verkehrsregelnden Vorschriften und Festlegungen ausgearbeitet wurden.

Damit ein so organisierter Verkehr im Einzelfall auch nach den vorgegebenen Festlegungen abläuft, ist es notwendig zu beobachten, ob

- die Verkehrsteilnehmer die Vorschriften beachten und
- Störungen durch äußere Einflüsse oder Unfälle entstehen.

Für solche Beobachtungen muß eine rund um die Uhr mit Personal besetzte Stelle vorhanden sein. Die Qualifikation des Personals muß ausreichen, um jederzeit in den Verkehrsablauf mit zweckentsprechenden Maßnahmen eingreifen zu können, wenn Unregelmäßigkeiten beobachtet werden. Ferner ist es erforderlich, eine ständige Sprechfunkverbindung zu allen Verkehrsteilnehmern zu haben, und schließlich müssen von allen Fahrzeugen beim Eintritt in das Revier Meldungen abgegeben werden, in den meisten Fällen auch Wiederholungsmeldungen an bestimmten Punkten, wenn nicht technische Hilfsmittel in der Zentrale diese erübrigen. Für die Jade ist vorgesehen, daß alle Fahrzeuge ab einer Größe von 50 m sowie alle Fahrzeuge, die gefährliche Güter geladen haben, unter die spezielle Verkehrsbeobachtung fallen, d.h. sich melden müssen.

Als Landstelle dient die für die Funkortungskette der Jade errichtete Zentrale, die unter anderem wegen dieser Aufgabe die Bezeichnung "Revierzentrale" trägt. Sie ist für die Durchführung dieser und anderer Aufgaben der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland rund um die Uhr mit einem Angehörigen dieser Verwaltung besetzt, der das nautische Patent AG (Kapitän für die große Fahrt) haben muß.

Ein weiterer Angehöriger der Verwaltung mit geeigneter Ausbildung unterstützt ihn und ist gleichzeitig für weitere Aufgaben der Revierzentrale vorgesehen.

Die technische Ausrüstung der Revierzentrale Wilhelmshaven besteht nach Fertigstellung aus folgenden Geräten:

- UKW Sprechfunkgeräte im Frequenzband "Port Operation", und zwar Duplex-Sprechwege, um jederzeit mit Fahrzeugen im Jade-Revier Verbindung aufnehmen zu können,
- Radarschirmbildgeräte in einem weitgehend abgedunkelten Raum, auf denen die Rohradarbilder und synthetische Informationen der Radarstationen dargestellt werden,
- ein Tastenfeld an den Radarsichtgeräten, mit dem Schiffsdaten in einen Verkehrsrechner eingegeben werden und abgerufen werden können, die auf dem Bildschirm zur Darstellung kommen.
- Rollkugeln am Radarschirmbildgerät, mit denen an bliebige Schiffsziele Mitlaufzeichen und Identifikationsnummern gesetzt werden können,
- in dem benachbarten "Revierdienstraum" ein auf die einzelnen Revierabschnitte

schaltbares Tageslichtsichtgerät für ein synthetisches Radarbild, in dem alle Schiffsziele und Tonnen, aber nur die wichtigen Festziele dargestellt werden, sowie Mitlaufzeichen und Schiffsnummern.

- ein *Datensichtgerät* mit Tastenfeld zur Anzeige sowie zur Ein- und Ausgabe von Schiffsdaten.
- ein Datensichtgerät, in dem ein für einen beliebigen zukünftigen Zeitpunkt errechnetes Zeit-Weg-Diagramm für das ganze Revier oder für bestimmte Revierabschnitte dargestellt werden kann,
- Anzeigefeld, Datensichtgerät und Blattschreiber für die Überwachung der festen Schiffahrtszeichen an der Jade und
- Anzeigegeräte für Wind, Sicht, Wasserstände und Wellenhöhe in der Jadeansteuerung.

Der Betriebsablauf der Verkehrsorganisation ist folgender:

- 1. Fahrzeuge, die sich bei der Revierzentrale melden müssen oder die freiwillig an der Verkehrsbeobachtung teilnehmen wollen, geben beim Einlaufen in das Revier von See oder vom Hafen über den festgelegten UKW-Sprechweg ihre Schiffsdaten an. Dabei wird mit Hilfe des UKW-Präzisionspeilsystems der Standort ihrer UKW-Antenne geortet, und sowohl im Rohradarbild als auch im synthetischen Radarbild blinkt das betreffende Schiffsziel und muß vom wachhabenden Nautiker quittiert werden.
- 2. Der Wachhabende gibt die Schiffsdaten in den Verkehrsrechner ein, teilt dabei dem Fahrzeug im Rechner eine Nummer zu, setzt Nummer und ein Symbol für die Schiffskategorie z.B. gefährliche Güter auf das Radarziel und gibt dem Verkehrsrechner Anweisung zur automatischen Verfolgung dieses Zieles.
- 3. Der Verkehrsrechner verfolgt, ohne daß der Wachhabende aktiv werden muß, jedes in der vorgeschriebenen Weise eingegebene Ziel durch das ganze Revier und hält das Zeit-Weg-Diagramm auf dem neuesten Stand.
- 4. Der Wachhabende überprüft mit Hilfe des Zeit-Weg-Diagramms, insbesondere wenn sich neue Fahrzeuge gemeldet haben, ob eine unzulässige Begegnung, Überholung oder Annäherung von Fahrzeugen zu befürchten ist.
- 5. Ist das der Fall, so muß er zunächst durch entsprechende Informationen, gegebenenfalls aber auch durch verkehrsbeeinflussende Weisungen an die Verkehrsteilnehmer tätig werden.
- 6. Treten unvorhersehbare Störungen des Verkehrsablaufes auf, z.B. durch Maschinenoder Ruderschaden eines Fahrzeugs oder durch Schäden an einer der am Fahrwasser liegenden Umschlaganlagen, so kann der Wachhabende sofort gezielte Informationen oder Weisungen an gefährdete Verkehrsteilnehmer geben, da er durch die Geräteausstattung der Revierzentrale lückenlos über den Standort aller Fahrzeuge über 50 m im Revier informiert ist.

Da die Anlagen noch im Aufbau sind – nur die UKW-Sprechfunk-Anlagen und die Rohradarbilder stehen zur Verfügung –, muß das Zeit-Weg-Diagramm zunächst manuell gezeichnet werden.

Der Verkehrsrechner und das UKW-Präzisionspeilsystem sollen 1982 betriebsbereit sein.

Als Programm für die nächsten Jahre ist außerdem vorgesehen, dieses System auf die Verkehrstrennungsgebiete in der Deutschen Bucht auszudehnen, um in diesen Gebieten, in denen jährlich über 120.000 Schiffe – zum Teil auf kreuzenden Kursen – verkehren, die Gefahr von Zusammenstößen, insbesondere mit VLCC's, Gas- und Chemikalientankern, zu reduzieren.

4. Verkehrswasserbauliche Maßnahmen am Fahrwasser zur Verminderung der Verkehrsrisiken

Der Ausbauzustand des Jadefahrwassers mit seiner künstlich vertieften Fahrrinne von 300 m Breite und seiner Tiefe, die auf rd. 10 % UKC für 250.000 tdw-Tanker bemessen ist, entspricht auch nach internationalen Empfehlungen den Ansprüchen für den Verkehr mit Großtankern.

Verkehrswasserbauliche Maßnahmen können jedoch eine Erhöhung der Leichtigkeit des Verkehrsablaufes und damit eine weitere Verminderung des Kollisions- und Strandungsrisikos bewirken.

Bei der Betrachtung der Risikoverteilung für den fließenden und ruhenden Verkehr im Jadefahrwasser ergab sich, daß der den neuen Umschlaganlagen am nächsten liegende Fahrwasserbereich, verbunden mit einem nördlich davon angeordneten Kurswechsel von 30°, die größten Risiken beinhaltete:

- Der Kurswechsel erfordert eine relativ starke Ruderanlage, um ein entsprechendes Drehmoment für das Schiff zu erzeugen.
- Im anschließenden Fahrwasserbereich treten Querströmungen auf.
- Der Kurswechsel kann nur mit relativ hoher Fahrt durchs Wasser passiert werden.
- Sofern der Kurswechsel nicht durchgeführt wird, ist eine Kollision mit der neuen Umschlaganlage nahezu unvermeidlich.

Bei Hochwasser würden nur Schiffe mit Tiefgängen von mehr als 16-17 m durch die natürlichen Wassertiefen vor der Umschlaganlage aufgestoppt.

Die verkehrswasserbaulichen Überlegungen zur Verminderung des Risikos, das durch die Fahrwasserverhältnisse in diesem Kurswechselbereich besteht, orientierten sich u.a. an folgenden Parametern:

- Der tideabhängig einlaufende VLCC mit maximal möglichem Tiefgang von 20 m muß bei der derzeitigen Trassenführung und Ausbautiefe des Fahrwassers eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 8 – 10 sm pro Stunde einhalten.
- Die kritische Kollisionsgeschwindigkeit für den freibeweglichen 125.000 m³ LNG-Tanker beträgt bei einem Auftreffwinkel von 90° ca. 5 1/2 sm/Std.; für den an der Umschlaganlage liegenden LNG-Tanker beträgt sie ca. 4 1/2 - 5 sm/Std.

Unterhalb dieser Geschwindigkeit werden im Kollisionsfall die Ladetanks voraussichtlich nicht ernsthaft beschädigt.

- Eine assistierende Annahme von Schleppern in Kurswechselpunkten zur Verminderung der erforderlichen Passiergeschwindigkeit erbringt bei den Schiffsgrößen auf der Jade keine ausreichende Wirkung. An Leine mitlaufende Schlepper können sich zudem nachteilig auf das Manövrieren von Schiffen auswirken.
- Eine Sperrung des Fahrwassers während der Revierfahrt und der Liegezeit eines großen LNG-Schiffes ist wirtschaftlich nicht vertretbar.
- Eine langzeitige Rückverlegung der gesamten Umschlaganlage erhöht das Risiko
 in der möglichen Wechselwirkung zwischen Land/Umschlaganlage/Außenstehenden
 an Badestränden und benachbartem Hafen und erfordert zudem einmalige und laufende hohe Kosten für die Zufahrt zur Umschlaganlage wegen geringer natürlicher Wassertiefen.

Als risikomindernde verkehrswasserbauliche Maßnahmen ergaben sich folgende Möglichkeiten:

- Aufgliederung des Kurswechsels bei Hooksiel in einem Polygonzug.
- Großräumigere, geradlinige Verlegung des Fahrwassers.

Bei der Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile der beiden Lösungen spielten vor allem folgende Kriterien eine auschlaggebende Rolle:

- Durch die gradlinige Verlegung des Fahrwassers wird der Kurswechsel bei Hooksiel von 30° auf 18° und der südlich anschließende Kurswechsel von 20° auf 8° vermindert, wodurch die Kurswechsel mit einer radius-konstanten Kurvenfahrt bei ausgeglichenen, regelnden Rudereingriffen durchfahren werden können. Intensität und Häufigkeit der Rudereinwirkungen können erheblich vermindert werden.
- Der Kurswechsel wird um weitere rd. 3 km nach Norden von der Anlage weg verlegt und kann mit höherer Fahrt und damit stabilerer Kurslage als bei der Polygonzuglösung durchfahren werden.
- Die lange, geradlinige Fahrwasserführung ermöglicht Passiergeschwindigkeiten an der neuen Umschlaganlage, die unterhalb der "kritischen Geschwindigkeit" liegen, wodurch der Störfall "fließender/ruhender Verkehr" weitgehend abgedeckt wird.
- Mit dem Bau der neuen Fahrrinne läßt sich kostengünstig ein Notanker/Wende und Aufstopp-Platz vor Passieren der LNG-Umschlaganlage und der sich weiter südlich angrenzenden Löschbrücke anlegen, dessen Notwendigkeit sich im Rahmen der Risikountersuchungen deutlich herausgestellt hatte.

5. Umschlaganlagen

Bei den Umschlaganlagen für den LNG- und Chemieprodukten-Verkehr handelt es sich um konventionelle Löschbrücken, die aus Stahlrohrpfählen mit Überbau aus Stahlbetonfertigteilen bestehen.

Als Besonderheit sei vermerkt:

Die Vertäueinrichtungen der LNG-Anlagen werden nach den Empfehlungen des "Forums der internationalen Ölgesellschaften 1978/79" ausgelegt. Damit wird das Pollersystem erheblich stärker ausgebildet als bei den bestehenden Anlagen in vergleichbaren offenen Tidegebieten.

Da die Gründung mit Stahlrohrpfählen im Brandfall nur sehr kurze Standzeiten hat, werden die wesentlichen Tragpfähle im Bereich der Tankerliegeplätze zur Erzielung einer Feuerwiderstandsfähigkeit über 30 Min. oberhalb der Wasserwechselzone ausbetoniert.

Die Anlage wird ein umfangreiches System zur Feuerbekämpfung und Kühlung der Tanker im Brandfall erhalten.

Für den Betrieb der Anlage muß zur Offenhaltung von Fluchtwegen und Unfallbekämpfung u.a.

- ein Mehrzweckwasserfahrzeug mit Brandbekämpfungseinrichtungen in der Größenordnung eines großen Bugsierschleppers,
- ein geschlossenes Schnellangriffsfahrzeug für Personenrettung (12 18 Personen),
- ein Rettungsboot, in Davits an der Anlage,

vorgehalten werden.

6. Anhang, Kollisionsdynamik, Mehrzweckfahrzeug

Im Anhang werden ein Beitrag zur Kollisionsdynamik von Schiffen und ein Beitrag zur Konzeption eines schnellen seegängigen Mehrzweck-Brandbekämpfungsbootes vorgestellt, wie es für Seegebiete und Wasserstraßen mit gefährlichen Gütern zweckmäßig sein kann.

6.1 Kollisionsdynamik von Schiffen

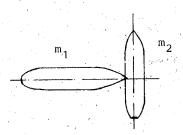
6.1.1 Einführung

Schiffskollisionen sind trotz aller modernen Navigationshilfen nicht immer vermeidbar. Neben den Gefahren für Besatzung, Ladung und Schiff führen sie oft, besonders bei Schiffen mit wassergefährdender oder gefährlicher Ladung, zu beträchtlichen Umweltschäden und im Falle enger Wasserstraßen und im Bereich von Hafenzufahrten zu starker Behinderung des übrigen Schiffsverkehrs.

Um diese Folgen einer Kollision berechenbar zu machen und damit Grundlagen zu ihrer Begrenzung zu erhalten, müssen mathematische Modelle für das dynamische Verhalten der kollidierenden Schiffe entwickelt werden. Damit werden dann auch der Ablauf der Kollision, Kurs und Geschwindigkeit sowie die resultierenden Verformungen der Schiffe bestimmbar.

6.1.2 Lösungsschema

Im einfachsten Fall kann eine Schiffskollision als gerader, zentraler, unelastischer Stoß betrachtet werden, bei dem das rammende Schiff der Masse m_1 mit der Geschwindigkeit V_{10} auf ein ruhendes Schiff der Masse m_2 trifft. Setzt man voraus, daß beide Schiffe nach der Kollision dieselbe Geschwindigkeit $V_1 = V_2 = V_S$ haben und die freiwerdende Stoßenergie E_S vollständig in Deformationsenergie E_D umgesetzt wird, so ergibt sich folgendes Schema:



$$t = 0$$
: $V_1 = V_{10}$; $V_2 = 0$
 $t = t$: $V_1 = V_2 = V_S$
 $E_S = E_D$

Abb. 3

Impulssatz:

$$m_1 V_{10} = (m_1 + m_2) V_S$$
 (1)

Energiesatz:

$$\frac{m_1}{2} V_{10}^2 \frac{m_1 + m_2}{2} V_S^2 + E_D$$
 (2)

Aus beiden Gleichungen folgt für die Deformationsenergie:

$$E_{D} = \frac{m_{1}}{2} \frac{V_{10}^{2}}{1 + \frac{m_{1}}{m_{2}}}$$
 (3)

Gewöhnlich wird nun für die Massenträgheiten mi der Schiffe der Ansatz

$$\mathbf{m}_1 = \rho \nabla_{\mathbf{i}} (1 + \mathbf{m}_{\mathbf{i}}) \tag{4}$$

gemacht, wobei, ∇_i die Verdrängungen ho die Dichte des umgebenden Wassers und m_i dessen relative hydrodynamische Zusatzmassen

$$m_i' = \frac{M_i}{\rho \nabla i}$$

kennzeichnen. Der Kollisionsverlauf wird von den durch die Schiffe in ihrer Umgebung beschleunigten Wassermassen ganz wesentlich beeinflußt. Während die Wirkungen des umgebenden Wassers auf das rammende Schiff vernachlässigbar klein sind, werden für die relative Zusatzmasse des gerammten Schiffes in der Literatur Werte zwischen 0,4 und 1,0 angegeben [1, 2], in Abhängigkeit von Stoßdauer und zeitlichem Verlauf der Stoßkraft. Nun sind aber diese "Pauschalwerte" für m2 nicht dazu geeignet, verbindliche Aussagen über allgemeinere Stoßsituationen und Übertragungsfaktoren bei Modellversuchen zu machen. Vielmehr muß im Hinblick auf die instationären Wellen- und Wirbelerscheinungen, wie sie bei Kollisionen immer auftreten, ein brauchbares mathematisches Modell für die äußere Dynamik der Kollisionsgegner und des sie umgebenden Wassers gefunden werden. Hier sollen unter "äußerer Dynamik" die zwischen Schiff und umgebendem Wasser und im folgenden unter "innerer Dynamik" die an den Schiffsstrukturen (Außenhaut, Spanten, Stringer) auftretenden Kräfte verstanden werden. Ein Modell für die "äußere Dynamik" ist von Schmiechen [3] bereits vorgestellt worden und soll hier kurz beschrieben werden.

6.1.3 Analoge Modelle

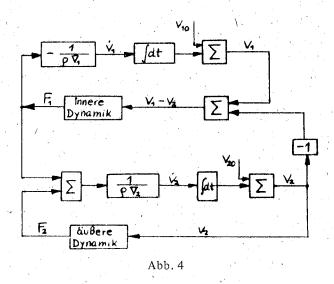
Aus dem Newtonschen Kraftgesetz für starre Körper ergibt sich für das rammende Schiff

$$\mathbf{F}_1 = -\mathbf{V}_1 \rho \nabla_1 \tag{5}$$

und für das gerammte Schiff

$$F_1 + F_2 = V_2 \rho \nabla_2, \qquad (6)$$

wobei F_1 die aus der inneren bzw. Struktur-Dynamik des "Schiffsverbandes", F_2 die aus der äußeren Dynamik des umgebenden Wassers zu ermittelnde Kraft darstellt. Mit den Anfangsbedingungen t=0: $V_1=V_{10}$; $V_2=0$ lassen sich die Gleichungen (5) und (6) in einem Gesamtmodell darstellen:



181

Zu beachten ist dabei, daß für die innere Dynamik der kollidierenden Schiffe die Differenz der momentanen Geschwindigkeiten, für die äußere Dynamik des gerammten Schiffes lediglich der zeitliche Verlauf der Geschwindigkeit V2 benötigt wird.

Für das Modell der äußeren Dynamik wird nun das folgende lineare Gleichungssystem angesetzt:

$$\dot{S}_{f0} = -a_1 S_{f0} + S_{f1} - b_1 V_2$$

$$\dot{S}_{f1} = -a_0 S_{f0} - b_0 V_2$$

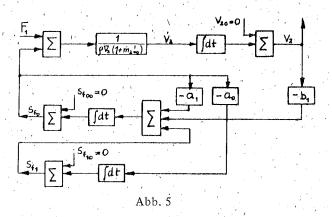
$$F_2 = S_{f0} - C_{f0} V_2 - C_{f1} \dot{v}_2$$
(7)

Es handelt sich hierbei um ein System von Zustandsgleichungen in Standardform. Die letzte Gleichung zeigt, daß die Kraft F_2 sich aus einem vom umgebenden Wasser kommenden Anteil S_{f0} (beschrieben durch die ersten beiden Gleichungen), einem Dämpfungsglied und einem Anteil C_{f1} V_2 zusammensetzt. Dabei ist C_{f1} offenbar ein Massenanteil des umgebenden Wassers, der sich wie ein starrer Körper verhält. Bei sehr niedrigen und sehr hohen Frequenzen werden die Größen b_0 und C_{f0} näherungsweise zu Null, und die Masse C_{f1} wird im letzteren Fall durch $M_{2\infty}$ ersetzt. Dann ergibt sich aus den Gleichungen (6) und (7) mit der schon vorher benutzten Form

$$\dot{V}_{2} = \frac{F_{1}}{\rho \nabla \cdot 2} + \frac{F_{2}}{\rho \nabla \cdot 2} = \frac{F_{1}}{\rho \nabla \cdot 2} + \frac{S_{f0}}{\rho \nabla \cdot 2} - m_{2\infty}' \dot{V}_{2}$$

$$\dot{V}_{2} = \frac{F_{1} + S_{f0}}{\rho \cdot \nabla_{2} (1 + m_{2\infty}')}$$

Dieses Modell läßt sich in der folgenden Form darstellen:



In den Anfangswerten der Zustandsgrößen S_{f0} und S_{f1} ist die Vorgeschichte der Bewegungen gespeichert, in dem vorliegenden Fall also die Ruhelage $V_{20} = 0$ für $t \le 0$, und dann wird $S_{f00} = S_{f10} = 0$.

Die Zusammenfassung der Bilder (4) und (5) liefert ein Gesamtmodell, dessen Verhalten nun wahlweise an einem Analog- oder Digitalrechner simuliert werden kann, vorausgesetzt, daß die innere Dynamik aus Strukturuntersuchungen von Schiffen bei Kollisionsversuchen bekannt ist [4, 5].

Zunächst kann aber auch ohne diese Kenntnisse die Gültigkeit des linearen Ansatzes für das Modell der "äußeren Dynamik" überprüft werden und danach das Modell auf allgemeinere Stoßsituationen erweitert werden.

6.1.4 Modellversuche und ihre Anwendungen

Bei Schiffsmodellversuchen in der VWS Berlin wurden zunächst zentrale Kollisionen unterschiedlicher Größe simuliert und die dabei auftretenden Beschleunigungsverläufe gemessen. Nach der mathematischen Beschreibung des Versuchsaufbaus besteht die oben angedeutete Untersuchung dann in der Simulation zeitlicher Beschleunigungsverläufe mit schrittweiser Anpassung der Eigenschaften (a₀, b₀, b₁) an die Versuchswerte. Ist die Gültigkeit des linearen Gleichungssystems bewiesen, können für konkrete Anwendungen, z.B. in Zufahrten und Häfen, zunächst Kollisionen mit "unendlichen" Massen (Ufern, Kai- und Dockanlagen) bei Variation von Kursen, Geschwindigkeiten und Massenträgheiten auftreffender Schiffe simuliert und Aussagen über Eindringtiefe und nötige Federkonstanten der Kaianlagen gemacht werden. Bei Vorliegen geeigneter Modelle für die Strukturdynamik lassen sich auch Schäden am Schiff selbst vorhersagen und davon ausgehend die besonders bei Schiffen mit wassergefährdender oder gefährlicher Ladung (Gastanker) wichtige Frage nach der wirtschaftlichen und sicherheitstechnisch nötigen Dimensionierung der Schiffe beantworten.

Der nächste Schritt ist dann die Simulation von Kollisionen zweier fahrender Schiffe, wobei Kurse, Geschwindigkeiten und Massenträgheiten der Kollisionsgegner ebenso berücksichtigt werden können wie Tiefgang und Windkräfte. In diesem Fall muß natürlich das Modell für die äußere Dynamik auf beide Schiffe angewendet werden.

Auf der Grundlage dieser Berechnungen werden genauere Prognosen für Kollisionsabläufe in einem bestimmten Revier, z.B. der Jade, möglich. Die im Revier nötigen Kurswechsel und Mindestabstände sowie die Bewegungsspielräume in Hafeneinfahrten können hierbei als Sollgrößen eingegeben werden. Die Nützlichkeit eines solchen Simulationsverfahrens für die Planung der Verkehrsüberwachung wurde schon in einigen Untersuchungen bewiesen (z.B. Europort). Es soll jedoch nicht vergessen werden, daß die oben genannten Ziele für genauere Prognosen die Lösung komplizierterer mathematischer Modelle bedingen, als sie in diesem Aufsatz als erster Schritt vorgestellt wurden. Bis zur Beantwortung konkreter Fragen des Verkehrswasserbaus wird also noch einige Zeit vergehen, der enge Kontakt mit allen hiermit befaßten Stellen wird jedoch für die Lösung der Probleme als unerläßlich betrachtet.

6.2 Schnelles Brandbekämpfungs- und Mehrzweckfahrzeug für den öffentlichen Sicherheitsdienst in der Küstenzone

Allgemeine Bemerkungen zur Seitenansichtsskizze

Der wachsende Verkehr von Schiffen mit gefährlichen Ladungen in navigatorisch schwierigen Gewässern kann die Verwendung eines schnellen Spezialfahrzeuges erfordern.

Die Konzeption eines solchen Fahrzeuges mit uneingeschränkter Seefähigkeit, auch in sehr flachen und gefährlichen Gewässern, wird hiermit an einem Beispiel dargestellt.

Das 118 ft lange Schiff zeichnet sich durch eine große Leistungsfähigkeit bei geringer Größe aus und kann mit der Durchführung öffentlicher Sicherheitsaufgaben innerhalb der Küstenzone und den angrenzenden Bereichen der hohen See beauftragt werden. Das Fahrzeug ist in der Lage, uneingeschränkt Einsätze in Seehäfen und deren Umgebung, auf Seewasserstraßen und Reeden sowie in den Mündungsgebieten und in flachen Gewässern durchzuführen. Folgende Hauptaufgaben sollten dem Schiff übertragen werden:

Brandverhütung und -bekämpfung

Das Fahrzeug hat eine Wassersprühanlage zum Eigenschutz gegen Strahlungshitze, Es verfügt über große Wasserlöschkraft und Wasserwurfweite (100 – 150 m) und/oder Löschschaumzerstäuber sowie einen Löschpulver/Kohlensäure-Monitor. Der Standardvorrat beträgt insgesamt 10 t; sofern erforderlich, kann durch Lufttransport (Hubschrauber) mehr flüssiger Schaum, Pulver/Kohlensäure usw. eingeflogen werden. Die Spezialausrüstung, die Vorrichtungen und Geräte wurden unter Beachtung der sicherheitstechnischen Leitregeln bzw. -vorschriften für das Befahren von Gebieten, die durch gefährliche Ladungen (Gas, Öl, Chemicalien etc.) verseucht sind, konzipiert.

Hospitaldienst und medizinische Ausrüstung

Das Fahrzeug kann "Erste Hilfe", ärztliche Versorgung und medizinische Betreuung bei Not- und Unfällen leisten.

Aufgaben für die Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs

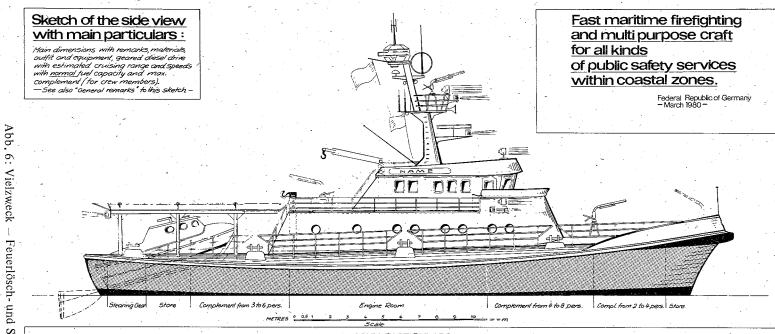
Begleitung von Schiffen und deren Überwachung nach den Weisungen von der Revierzentrale, Örtliche Verkehrssteuerung, Fernsehkameraüberwachung von Schiffsdecks etc., Entfernen von Hindernissen etc., Abschleppen kleinerer Fahrzeuge mit behinderter Manövrierfähigkeit, Hilfeleistung bei der Kontrolle und Unterhaltung von navigatorischen Einrichtungen der Fahrwasser.

Lotsendienst

Unterstützung der konventionellen und Hubschrauberversetzdienste.

Patrouillendienst, Vermessungsdienst

Umweltschutzkontrollen etc., Durchführung von Vermessungsaufgaben auch in sehr flachen Gewässern mit Hilfe des Tochterbootes.



Length 0.a.abt. 36.00m = ~ 118 Ff. Beam Deck = 730m = 24 ft Draught (maxinclkee) 295m = 8 ft Displacement = 150 t

Remarks

1. Definite dates : Length WL. Beam WL. Depth, Draught (base) etc. etc. to be determined if intended service with full details is known and finally fixed. Alterations of superstructure, outfit and equipment possible according to special services and requirements.

- 2. Subsequently it is commendable to test the so settled model of this development in an experiment station as usual.
- 3. Some new research tasks in resistance, Stabilization and propulsion may moreover be of interest in future.

Hull : Steel (St.52 - high tensile -) Steel | 31.2 - Tilgli Ferisite -)
Hull likewise in Aluminium Will
Save Weight and accelerate top'speed with Same engine power
of att. 2-3 kts.—

Superstructure: Aluminium (Al Mg 4,5 Mn.)

Outfit and equipment

i Daugnier Buai, length abt. 8.3m=~27ft for independent tasks in very shallow water, boarding at sea etc.

3 Firefighting monitors - or more - for water foam and powder (Carbonic acid (CO2); 5praying plant for superstructure, main deck and hull. 1 Platform for hovering by helicopter

1 Hospital with four fixed bunks and medical outfit for "First Aid" and medical assistance and care. 1 Hydraulic crane for pneumatic boatetc. 1 Set of towing equipment with ren tow-bows above copier deck.

MAIN PARTICULARS

Geared Diesel Drive 3 Shafts - triple screw drive-Main engine type Output (M C R) Propellertype 3 Rudders abt. 2500 kW

1 Bow Thruster-eventually Trial speed obt. 27/28 kts (~ 150 t Displ.) Aux. Drive 2x abt. 110 kW in deep, current free water and Beauf. 2. by Aux. Diesels - eventually-

Estimated cruising range with normal fuel capacity of 16 t under moderate sea and weather conditions

all three engines abt. 100 % output About 450 n.m at abt. 27 kIs with abt. 4250 kW 1000 16 1100 both the wing engines " 60 % 2000 370 40 % 80 % one wing engine 4500 145 both the aux engines " 7000 70 100 % * "with abt 25t useful load total"

Note: If a higher maximum load of for example, 2 40 f is wanted or necessary, the displacement for main climensions) and the propulsion power has to be accordingly enterged in analytoget the same high forespeed of 27 kts and more. This is no problem as suitable songer engines are available.

Complement

Side (wing) plants

abt. 2 × 950 kW

- Officers and or N.C.Os - from 3 to 6 Hull ahead

- Crewmon etc. -

Superstructure

-1 Commander from 1 to 1 · Hospital may be Used for persons to be trained if

from 4 to 4 needed Number of persons (tot.) from 14 to 23

SCALE 1: 100 4"See going 1 t = 1000 kg, 1KW = 1,3596 HP

Leitfahrzeug bei Katastrophen- und großen Unglücksfällen

Einleitung erster Maßnahmen und Steuerung der gesamten Aktion am Unfallort.

Das für Langzeitaufgaben konstruierte Fahrzeug wird mit Hilfe umfangreicher moderner Nachrichtenanlagen in der Lage sein, die leitende Funktion im Katastrophen-bzw. großen Unglücksfall zu übernehmen. Es sollte an Zentralpunkten, auf passenden Seepositionen stationiert sein oder in zugeteilten Operations-bzw. Einsatzgebieten patrouillieren. Die Spitzengeschwindigkeit wird mit der vorgeschlagenen Antriebskraft und dem Gesamtgewicht des Fahrzeuges mit 27/28 kn veranschlagt.

Falls eine höhere Gesamtzuladung (z.B. von 65/70 t) statt der vorgesehenen Gesamtzuladung von 25/30 t für das 118 ft. lange Fahrzeug gewünscht oder notwendig ist, müssen Gesamtverdrängung (bzw. die Hauptabmessungen) und Antriebskraft entsprechend vergrößert werden, um die gleiche Höchstgeschwindigkeit von 27 kn und mehr zu gewährleisten.

Während der Patrouillenfahrten kann das Schiff wirtschaftlich bei Fahrtgeschwindigkeiten von 7-9 kn mit einer Seitenmaschine gefahren werden, wodurch sich der Aktionsradius entsprechend vergrößert.

<u>*</u>	Fyel oil	consump	otion tab	ole :		
at speed in kts.	kg per 1 HP	kg per 1 HP KW		Fuel oil consumption in 1 hour		
of abt.	in one hour	HP	1 kg : 1000 gr	1 /ifre 1/abt 0.88 kg)	1gallon 14,54 litre	
7	0,170	95,2	16	18,2	4.00	
9	0,160	145	32	36,4	8,02	
11	0,170	503,1	85	96,6	21,27	
16	0,165	<u>1100</u> 1495,6	247	280,7	61,82	
27	0,170	4250 5778,3	982	1115,9	245,79	
of speed	Kind of propulsion		Fuel oil co	el oil comsumption for VE nautical mile abl. :		
of abl.	ONE QUY. B.	One aux. engine (if provided) incl. 50 HP elec. power output + 100 %			1 gallon 14,54 lita	
7	output s	elec. power 100 %	2,28	2,6	0,57	
	Both the	ux. engines	7	1	l	
9	incl. 50 HP elec. power output = N 80 %		3,56	4,0	0,89	
11	One wing	engine ~ 40%	7,73	8,8	1,93	
16	output ain	ing engines	15,44	17,5	3,86	
.27	All three	100 %	36,37	41,3	9,10	
B	Il three engi	PHAIRAS	% output	982	kg_	
200	61. 60% out	out		Creeping	speed	
100			aux.	with one aux of the origines 80% of the electric	resp. both	
on and	e wing engin 40% output = 85 kg		IF Pr	ovided. '		
) L	- U3 Kg	- A - A - A - A - A - A - A - A - A - A	(· · · ·			
\				Speed in		

Abb. 7: Treibstoffverbrauch des Vielzweckschiffes

Das Navigations- und Einsatzzentrum des Fahrzeuges ist nach dem neuesten Entwicklungsstand mit Nachrichten-, Navigations- und Ortungsanlagen ausgerüstet, u.a. öffentliche und verwaltungsinterne Telefoneinrichtung, Situations-Radargerät, UKW/UHF-Peiler, Empfangs- und Sendeanlagen für den Flugfunkverkehr.

Das als Selbstaufrichter konzipierte Fahrzeug trägt ein Tochterboot, das in wenigen Sekunden über das abklappbare Heck des Mutterschiffes zu Wasser gebracht werden kann und ebenfalls Selbstaufrichter ist. Die Geschwindigkeit dieses Bootes ist mit 13/15 kn veranschlagt. Es ist für selbständige Einsätze in sehr flachen Gewässern, für das Längsseitsgehen bei anderen Schiffen und sonstigen Missionen auf See konstruiert.

Für die leichte Zusammenarbeit mit Hubschraubern ist eine besondere Plattform eingebaut, die für das Über- und Absetzen von Personen, Verunglückten vorgesehen ist und über die auch alle Arten von Gütern einschl. zusätzliche Schaumflüssigkeit, Feuerlöschpulver und Kohlensäure für die Monitore und Material zur Bekämpfung evtl. Ölverschmutzungen übergeben werden kann. Die Plattform erlaubt auch die Landung kleinerer Hubschraubertypen.

Nach derzeitigen Erfahrungen wird das Fahrzeug hervorragendes Seegangs- und Manövrierverhalten haben. Durch Automation an Bord ist eine integrierte Stammbesatzung von 6 Personen mit einer Reserve von 4 Personen für den normalen Dienst und die Unterhaltung ausreichend. Für einen 24 h-Dienst werden ca. 12 – 14 Mann Besatzung benötigt.

Literaturangaben

- [1] Motora, S. et al.: Equivalent added mass of ships in collisions. Selected papers from JSNA 7 (1971).
- [2] Schmiechen, M.: On state space models and their application to hydromechanic systems. University of Tokyo, Dept. NA 1973; Naut. Report 5002.
- [3] Schmiechen, M.: Zur Kollisionsdynamik von Schiffen. STG-Jahrbuch 68/1974.
- [4] Woisin, G.: Schiffbauliche Forschungsarbeiten für die Sicherheit kernenergiegetriebener Handelsschiffe, STG 65 (1971).
- [5] Woisin, G.: Zur Technik von Modellversuchen mit den Kollisionsschutzstrukturen von Reaktor-Schiffen. Proc. of 1st Intern. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlin 1972.
- [6] Ballin-Wetzel: Bericht zum Thema I/3 XXIV. Int. Schiffahrtskongreß, Leningrad 1977.

Abteilung II

Seeschiffahrt

Thema 3

Konzepte als planerische Grundlagen für die Modernisierung und Errichtung von Stückgutumschlaganlagen im Hafen Hamburg

Berichterstatter:

Dipl.-Ing. Wiedemeyer, Oberbaurat, Strom und Hafenbau, Hamburg

1.	Vorbemerkungen	188
2	Planerische Konzepte für Mehrzweck- und Containerumschlaganlagen	189
2.1	Auswirkungen des Strukturwandels	189
2.2	Mehrzweckumschlaganlagen	189
2.3	Containerumschlaganlagen	190
3.	Abgrenzung der Hafeninvestitionen	191
4.	Umsetzung der planerischen Konzeptionen anhand von Beispielen	192
4.1	Containerumschlaganlagen in Waltershof	192
4.1.1	Containerterminal Burchardkai	193
4.1.2	Eurokai Terminal	195
4.1.3	Unterschiedliche Betriebskonzepte	197
4.2	Verschiedene Mehrzweckumschlaganlagen	199
4.2.1	Terminal 80/81	199
4.2.2	Terminal O'Swaldkai	200
4.2.3	Terminal Tollerort	203
5.	Schlußfolgerungen	204
6.	Zusammenfassung	207

1. Vorbemerkungen

Über Stückgut-Umschlaganlagen in Seehäfen hat sich in der Fachliteratur eine Fülle von Veröffentlichungen angesammelt, die nahezu unüberschaubar geworden ist. Bei diesen Veröffenlichungen handelt es sich in der Regel um Einzelbeschreibungen von fertiggestellten oder in Betrieb genommenen Umschlaganlagen, die zwar auch auf zahlreiche und interessante Details eingehen, im wesentlichen aber nichts über die planerischen Grundkonzeptionen verraten und damit einen Vergleich aller dargestellten Umschlganlagen erheblich erschweren.

Dabei haben sicher alle großen Seehäfen in der einen oder anderen Form entsprechende Grundkonzeptionen entwickelt, nach denen Flächenbedarfe und andere Parameter für Stückgutumschlaganlagen ermittelt bzw. festgelegt werden.

Hamburg hat derartige Grundkonzeptionen bereits vor etwa 10 Jahren entwickelt und sie seitdem den jeweiligen Ausbaumaßnahmen zugrundegelegt. Ihre Anwendung muß jedoch im Zusammenhang mit einer etwa zur gleichen Zeit eingeführten neuen Hafenordnung gesehen werden, die u.a. auch einen Verteilungsschlüssel für die jeweilig erforderlichen Investitionen beinhaltet.

2. Planerische Konzepte für Mehrzweck- und Containerumschlaganlagen

2.1 Auswirkungen des Strukturwandels

In der überkommenen Betriebskonzeption bildete der Schuppen als betriebliche Grundeinheit mit den zugehörigen Seeschiffliegeplätzen den Kern eine Stückgutumschlaganlage. Durch die technischen und wirtschaftlichen Veränderungen auf dem Gebiet des Seetransportwesens waren Zuschnitt- und Ausrüstung solcher Einheiten den modernen Umschlagerfordernissen nicht mehr gewachsen.

Diese Erfordernisse erwuchsen vor allem aus der zunehmenden Mechanisierung der Lade- und Löschvorgänge, den auf diese Weise ermöglichten größeren Umschlagleistungen und schnelleren Schiffsabfertigungen, den an Land erforderlichen Arbeiten zur Herstellung von Ladungseinheiten sowie den größeren Ladungsmengen je Schiffsabfahrt infolge wachsender Schiffsgrößen und Spezialisierung der Schiffstypen.

Die sich ankündigenden Entwicklungen der Transporttechnik führten außerdem aber zu der Erkenntnis, daß mit der Modernisierung von Umschlaganlagen auch die Bildung größerer und selbständiger Betriebseinheiten sowie die integrierte Abfertigung der Schiffe einhergehen muß.

2.2 Mehrzweckumschlaganlagen

Die analytische Untersuchung der aus dem Seegüterverkehr und den Umschlagtechniken erwachsenden Anforderungen an eine moderne Sückgutumschlaganlage führte zu einem Planungskonzept, dessen Einzelkriterien im wesentlichen bis in die Gegenwart für den Aus- und Umbau von Stückgutumschlaganlagen im Hamburger Hafen richtungsweisend geblieben sind:

Nach diesem Konzept sollte für eine moderne Sückgutumschlaganlage ein Geländebedarf von insgesamt 3-4 ha je Liegeplatz und eine Geländetiefe von 180-230 m berücksichtigt werden, wobei das Gelände zu etwa 55 % als Lager- und Freiflächen und zu etwa 45 % als Verkehrsflächen genutzt wird.

Von den Freiflächen sollten mindestens 15,000 m² für Container zur Verfügung stehen.

Die Anzahl der einem Umschlagunternehmen zur Verfügung stehenden Seeschiff-Liegeplätze, denen entsprechend den durchschnittlichen Schiffsgrößen eine Kaistrecke von jeweils 180 m zugeordnet wird, sollte mindestens 4-5 betragen. Eine Wassertiefe am Liegeplatz von 10-11 m wird als ausreichend angesehen.

An einer derartigen Anlage kann die Umschlagleistung für einen Liegeplatz je nach La-

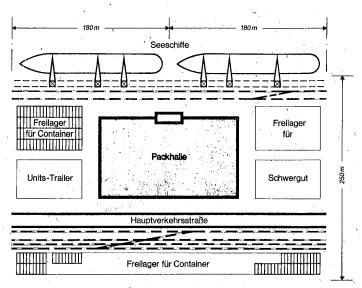


Abb. 1: Systemskizze einer "ideal bemessenen" Mehrzweckumschlaganlage

dungsart mit 150.000-200.000 t pro Jahr oder 800-1.000 t pro lfd. m Kai und Jahr angesetzt werden. Die Flächenproduktivität wird eine Größenordnung von 45.000-50.000 t/ha und Jahr erreichen. Soweit an der Anlage auch einzelne Vollcontainerschiffe abgefertigt werden sollen, vergrößert sich der Gesamtflächenbedarf um 3-4 ha je Liege platz für Containerschiffe.

In Anbetracht der unter anderen Voraussetzungen geplanten und gebauten Stückgut umschlaganlagen auf den für den Hamburger Hafen typischen schmalen Kaizungen oder Fingerpiers sowie den traditionellen Unternehmensstrukturen der Hafenwirtschaft war und ist die Schaffung von modernen Mehrzweckumschlaganlagen für Stückgüter in Häfer kein kurzfristig erreichbares Ziel. Es ist ein permanenter Umstrukturierungsprozess, der von den staatlichen Behörden und der privaten Hafenwirtschaft ein erhebliches planeri sches und finanzielles Engagement verlangt.

2.3 Containerumschlaganlagen

Die konsequente Anwendung neuzeitlicher Umschlagtechniken führt zu Umschlaganlagen, an denen fast ausschließlich Container umgeschlagen werden.

Um dem künftigen Terminaloperator die Option für ein bestimmtes Lager- und Stapelsystem zu erhalten, sollte jedem Liegeplatz, der in Hinblick auf die Abfertigung von Containerschiffen auch der 3. Generation eine Länge von 300 m und Wassertiefen von 13 – 14 m aufweisen sollte, 12 bis 15 ha Geländefläche zugeordnet werden. Auf dem etwa 400 m tiefen Gelände sollten etwa 60.000 m² für die Aufstellung bzw. Stapelung von Containern vorbehalten bleiben. Im Falle des Einsatzes von Transtainerbrücken kann dieser Flächenanteil auch geringer ausfallen. Für die im Hafen Hamburg erforderliche Packstation und weitere mit der Abwicklung des Containerumschlags verbundene Aufgaben wie Werkstätten und Chassis-Stellplätze werden darüber hinaus mindestens 30.000 m² je Liegeplatz als Nebenflächen erforderlich.

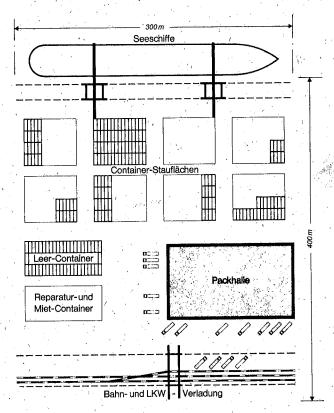


Abb. 2: Systemskizze einer Containerumschlaganlage

Wie schon bei den Mehrzweckumschlaganlagen sollten auch in diesem Fall dem Terminaloperator mindestens 3 Liegeplätze mit den entsprechenden Landflächen zur Verfügung stehen.

Die Leistungsfähigkeit einer solchen Containerumschlaganlage wird mit 80.000-100.000 TEU (20'-Einheiten) je Liegeplatz veranschlagt. Bei einem durchschnittlichen Gesamtgewicht der beladenen Container von 9-10 t/TEU entspricht dies einer Umschlagleistung von 2.500-3.000 t/lfd. m Kai und Jahr. Die Flächenproduktivität erreicht eine Größenordnung von 0.8 TEU/m² und Jahr oder 60.000-70.000 t/ha und Jahr.

3. Abgrenzung der Hafeninvestitionen

Als Mitte der 60er Jahre die internationale Seeverkehrswirtschaft begann, die unproduktiven Hafenliegezeiten der Seeschiffe durch neue schiffbauliche und umschlagtechnische Konzeptionen drastisch zu reduzieren, zeigten sich die traditionellen Stückgut-Umschlaganlagen bald den technischen und betrieblichen Anforderungen nicht mehr gewachsen. Für Senat und Bürgerschaft (Regierung und Parlament) der Freien und Hansestadt Hamburg als oberste politische Entscheidungsgremien für staatliche Hafeninvestitionen ergab sich hieraus die Notwendigkeit, im Rahmen ihrer etatmäßigen Möglichkeiten

die vorhandenen Hafenanlagen den Entwicklungen im Seegüterverkehr anzupassen. Un die staatlichen Mittel jedoch möglichst effizient einsetzen zu können, wurde 1970 das Verhältnis der Hafenwirtschaftsunternehmen untereinander und zum Staat neu geregelt

Nach der sogenannten "neuen Hafenordnung" wurde die Hamburger Hafen- und Lagerhaus-AG, das größte zu 100 % in städtischem Eigentum stehende Umschlagunterneh men, ihrer bis dahin innegehabten quasi hoheitlichen Funktionen entkleidet und be gleichen Rechten und Pflichten voll in den Wettbewerb mit den anderen Unternehmer der Hafenwirtschaft gestellt. Gleichzeitig entfielen Beschränkungen des Wettbewerbs zwischen diesen Unternehmen.

Ein besonders wichtiger Punkt dieser neuen Hafenordnung war die Abgrenzung der Finanzierungsaufgaben der Stadt Hamburg gegenüber denen der Hafenwirtschaft. In den entsprechenden Richtlinien wurde festgelegt, daß die Stadt Hamburg im Hafen nur noch für die sogenannte Infrastruktur zuständig sein soll. Hierzu rechnen die Wasserstraßen und Hafenbecken sowie Hafenstraßen und Hafeneisenbahnanlagen einschließlich der verkehrsund versorgungstechnischen Einrichtungen als allgemeine Infrastruktur. Die spezielle Infrastruktur umfaßt schließlich das für Umschlagzwecke bis zu einer bestimmten Höhe hergerichtete und mit Kaimauer- und Liegeplätzen ausgestattete Gelände sowie die bis an die Grundstücksgrenze herangeführten Ent- und Versorgungsleitungen. Die gesamte Ausrüstung der Umschlaganlage mit Kaischuppen, Packhallen, Betriebsgebäude, Umschlaggeräten, Gleisen und Flächenbefestigungen muß der Umschlagbetrieb selbst übernehmen, wobei das im Eigentum der Stadt verbleibende Gelände und die Kaimauer auf 30 Jahre vermietet werden.

Die Stadt, die vorher Infra- und Suprastrukturinvestitionen für den Stückgutumschlag nahezu allein zu finanzieren hatte, konnte in der Folgezeit ihre Investitionsmittel beim Neu-, Um- und Ausbau von Umschlaganlagen auf die jeweils notwendige Infrastruktur konzentrieren, und die Umschlagunternehmen erhielten schließlich ohne Ausnahme den erforderlichen Freiraum, um im Wettbewerb untereinander und mit Unternehmen anderer Häfen die eigenen Betriebseinrichtungen und Umschlaganlagen in optimaler Weise um- und ausrüsten zu können.

Die öffentliche Hand und die Hafenwirtschaft haben in den zurückliegenden 10 Jahren mehr als 2 Mrd. DM investiert, um die Leistungsfähigkeit Hamburgs im internationalen Wettbewerb der Häfen zu verbessern, wobei die Anteile für die Infra- und Suprastrukturmaßnahmen im Zusammenhang mit dem Bau von Umschlaganlagen etwa gleich groß waren. In jüngerer Zeit allerdings hat sich dieses Verhältnis aufgrund der gestiegenen Aufwendungen für die technische Ausrüstung auf 40:60 zu Lasten der Suprastrukturmaßnahmen verschoben.

4. Umsetzung der planerischen Konzeptionen anhand von Beispielen

4.1 Containerumschlaganlagen in Waltershof

Als in den 60er Jahren die Seehäfen sich auf den Containerverkehr vorzubereiten begannen, ohne seinerzeit allerdings eine Vorstellung von dem späteren Ausmaß zu haben, fiel in Hamburg die Entscheidung zum Ausbau von Umschlaganlagen zugunsten des Hafenteils Waltershof. Dieser Hafenbereich bot sich für den Containerverkehr geradezu

an: Der an der Hafeneinfahrt und damit am weitesten stromab gelegene Hafenteil konnte von den Containerschiffen auf kürzestem Weg und unmittelbar aus dem Fahrwasser der seewärtigen Zufahrt heraus angefahren werden und die entwicklungsfähigen Landflächen sollten schon bald mit der seinerzeit noch im Bau befindlichen und Teil der Europastraße 3 bildenden neuen Autobahn einen exzellenten Straßenverkehrsanschluß erhalten.

Gegenwärtig beherbergt der Hafenteil Waltershof die beiden größten Containerterminals, in denen rd. 75 % aller Container des Hamburger Hafens umgeschlagen werden.

4.1.1 Containerterminal Burchardkai

Der umschlagstärkste und flächenmäßig größte unter ihnen ist der Containerterminal Burchardkai, an dem 1979 rd. 360,000 TEU mit einem Gewicht von 3.3 Mio t, etwa 700,000 t Massenstückgüter sowie etwa 250,000 t konventionelle Stückgüter umgeschlagen wurden.

Die Anfänge dieses Terminals gehen auf eine Umschlaganlage am Südostende des Burchardkais zurück, an der zuletzt Autos umgeschlagen wurden. Nach Aufnahme des Containerverkehrs im Jahre 1967, als im Seegüterverkehr mit der US-Ostküste erstmalig 15.184 Container an dieser Anlage abgefertigt wurden, konzentrierten sich die Ausbauplanungen zunächst auf die Schaffung zusätzlicher Liegeplätze für Containerschiffe und die Herrichtung entsprechender Kaiflächen am Waltershofer Hafen. Für den an der landseitigen Begrenzung dieser Terminalflächen vorgesehenen neuen Container-Verlade-Bahnhof wurde nach sorgfältigen Untersuchungen über den Flächenbedarf von Containerterminals und deren optimale Geländetiefe ein Abstand zur Kaimauer von rd. 400 m gewählt.

Aufgrund dieser Untersuchungen und der zwischenzeitlich gemachten positiven Erfahrungen im praktischen Umschlagbetrieb dieses Terminals entstand schließlich das vorstehend erläuterte Grundmodell für Containerterminals, das wiederum auch zur Grundlage für die weiteren Ausbaumaßnahmen am Containerterminal Burchardkai wurde.

Umfang und Zeitpunkt der einzelnen Ausbaumaßnahmen selbst wurden in der Folgezeit von den sprunghaften Entwicklungen im Containerverkehr und anderen transportwirtschaftlichen Erfordernissen bestimmt. Nach verschiedenen Entwicklungsschritten in der Ausbauplanung ist schließlich ein kompaktes Terminalareal entstanden, das dem Terminaloperator eine Kombination von Dienstleistungen in Verbindung mit dem Containerumschlag erlaubt.

Das Areal des Containerterminals Burchardkai umfaßt gegenwärtig rd. 140 ha. An der insgesamt 2230 m langen Kaistrecke stehen 8 Liegeplätze zur Verfügung, an denen vom kleinen Feederschiff bis zu Containerschiffen der 3. Generation alle Schiffstypen abgefertigt werden können. Ein weiterer, der 9. Liegeplatz, kann bei Bedarf hergestellt werden.

Die Liegeplätze 1 und 2 dienen vorläufig noch der Abfertigung von konventionellen Stückgutfrachtern und Semicontainerschiffen. Es ist geplant, diesen Verkehr demnächst auf andere Umschlaganlagen zu verlagern und die Voraussetzungen dafür zu schaffen, daß auch an diesen Liegeplätzen Containerbrücken eingesetzt werden können, von denen

Lageplan des Containerterminals Burchardkai

der Terminal demnächst über insgesamt 10, darunter zwei kurvengängige, verfügt. Die Liegeplätze 3 bis 7 sind für Voll-Containerschiffe bestimmt, wobei die Liegeplätze 5 und 6 insbesondere den Containerschiffen der 3. Generation vorbehalten sind. Die Liegeplätze 7 und 8 sind zusätzlich mit Rollanlagen ausgerüstet, an denen Rollschiffe jeden Typs gleichzeitig mit Containerbrücken bearbeitet werden können.

Der Liegeplatz 8 dient fast ausschließlich dem Umschlag von Massenstückgütern, für deren Lagerung ein über 20 ha großes Areal und gegebenenfalls auch die Halle 6 zur Verfügung stehen.

Für die Behandlung von Stückgütern aus LCL- bzw. Pier-Pier-Containern sind neben der Halle 6 mit einer Lagerfläche von 37,300 m² weitere 6 Pack- und Lagerhallen vorhanden. Die sieben Hallen mit einer Lagerfläche von insgesamt rd. 143,000 m² können zusammen rd. 200,000 t Stückgut aufnehmen.

Die insgesamt etwa 60 ha umfassenden Terminalflächen für das Lagern und Stapeln von Containern sind funktions- und operationsgerecht angeordnet und lassen die Grundzüge des schon einmal erwähnten Terminalmodells erkennen. Die Flächen zum Lagern und Reparieren von Containern sind zweckmäßigerweise im östlichen Terminalbereich zusammengefaßt worden, wo in 4 Spezialwerkstätten 170 TEU gleichzeitig bearbeitet werden können.

4.1.2. Eurokai-Terminal

Vom Containerterminal Burchardkai nur durch den Waltershofer Hafen getrennt, liegen die 3 Liegeplätze des Eurokai-Terminals, der am Predöhlkai über eine 740 m lange Kaistrecke verfügt.

Mit einem kaiseitigen Containerumschlag von rd. 133.000 TEU und einem Umschlag von etwa 140.000 t konventionellen Stückgütern im Jahre 1979 ist der Eurokai-Terminal gegenwärtig der zweitgrößte Containerterminal des Hamburger Hafens.

Das dem neugegründeten Umschlageunternehmen seinerzeit auf der Griesenwerder Kaizunge zur Verfügung gestellte Gelände, auf dem 1969 der Umschlagbetrieb aufgenommen wurde, entspricht nicht den konzeptionellen Vorstellungen vom Flächenbedarf, wie er etwa zur gleichen Zeit für das Grundmodell eines Containerterminals entwickelt wurde. Allerdings liegen diesem Modell auch Flächengrößen zugrunde, die ein Lagern und Stauen von Containern mit Hilfe von straddle-carriern erlauben. Dies wird in der Ausbauphase eines Containerterminals zumindest unter europäischen Verhältnissen wohl auch der Regelfall sein, da das anfängliche Umschlagvolumen weder vom Bedarf noch von der Wirtschaftlichkeit her die mit anderen Umschlagsystemen verbundenen Aufwendungen rechtfertigt.

In Anbetracht der Tatsache, daß das vorgesehene Gelände auf der betreffenden Kaizunge eine flächenintensive Nutzung nicht zuließ, wurde von dem künftigen Terminaloperator zuvor ein Betriebskonzept entwickelt, in dessen Mittelpunkt die Errichtung einer speziell auf den Bedarf und die örtlichen Gegebenheiten zugeschnittenen Containerstapelanlage steht. Diese Anlage befindet sich im rückwärtigen Teil des insgesamt etwa 20 ha großen Terminalgeländes und umfaßt eine Fläche von etwa 3 ha. Auf einer Grundfläche

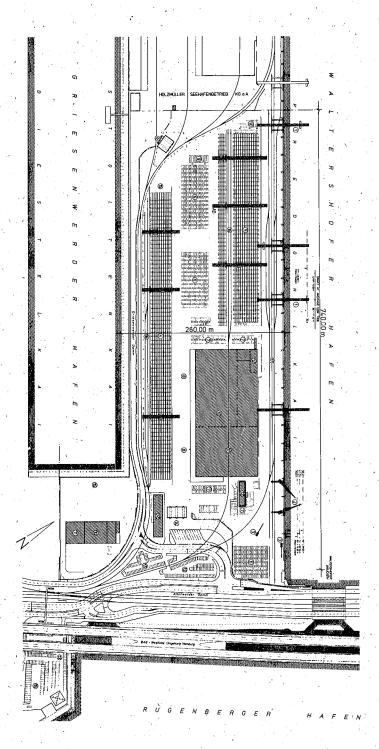


Abb. 4: Lageplan des Euro-Kai-Container Terminal am Predöhlkai

von etwa 15,000 m² können mit Hilfe von 3 schienengebundenen Transtainern 3.080 TEU in 11 Reihen 4-fach gestapelt werden.

Mit einer weiteren Fläche, auf der mit Hilfe von straddle-carriern weitere 2.500 TEU untergebracht werden können, verfügt der Terminal über Containerstapelflächen — einschließlich der Be- und Entladespuren für Lkw und Eisenbahnwagen — von insgesamt 8,44 ha.

Das Gelände des Terminals wird somit extensiv genutzt. Da Flächenerweiterungen in unmittelbarer Nähe des Terminals nicht mehr zu realisieren sind, mußte — um die Voraussetzungen für eine Steigerung der Umschlagleistungen schaffen zu können — ein Verlagerung jener Aktivitäten des Terminaloperators in Betracht gezogen werden, die nicht unbedingt auf die Nähe zu den Seeschiffliegeplätzen angewiesen sind. Es sind dies die Behandlung und Lagerung der LCL- und Leercontainer sowie die Wartungs- und Reparaturarbeiten an Containern, die auch außerhalb der eigentlichen Umschlaganlage erfolgen können, so daß diese ausschließlich dem Umschlag von FCL-Containern vorbehalten bleiben kann.

Zugunsten einer zweiten Transtainer-Anlage werden demnächst 2,4 ha der straddlecarrier-Fläche aufgegeben werden. Die neue Transtainer-Anlage wird 18 Container-Reihen sowie 3 Lkw-Spuren und 2 Gleise überspannen. Sie wird eine 5-fache Stapelung der Container ermöglichen und damit eine zusätzliche Stapelkapazität von 4.320 TEU schaffen, wodurch sich die Gesamtkapazität auf 9.470 TEU erhöhen wird.

Um die Umstrukturierungen auf dem Containerterminal am Predöhlkai in die Wege leiten zu können, hat der Terminaloperator zwischenzeitlich ein 23 ha großes Gelände in der südlichen Nachbarschaft, etwa 1,8 km vom Containerterminal entfernt, übernommen und angemietet. Dieses Gelände war zuvor von der Stadt Hamburg aufgehöht und mit den entsprechenden Verkehrsanschlüssen versehen worden, wozu u. a. ein kleiner Bezirksbahnhof der Hafenbahn gehört.

Die ersten Einrichtungen dieses Landterminals sind bereits in 1979 in Betrieb genommen worden. Sie bestehen aus einer Reparatur- und Wärtungshalle mit einer Grundfläche von insgesamt 9.100 m² und etwa 80.000 m² befestigten Aufstellflächen, auf denen neben den Reparatur-Containern bereits etwa 40 % des Leercontainer-Durchlaufs untergebracht werden,

Bis Mitte 1981 sollen auf dem restlichen Gelände neue CFS-Anlagen entstehen, so daß künftig sämliche CFS-Operationen des Container-Terminals für LCL-Güter und Hafen-Hafen-Container auf dem Landterminal konzentriert werden können.

4.1.3 Unterschiedliche Betriebskonzepte

Aus vorstehenden Kurzbeschreibungen der Containerumschlaganlagen in Waltershof wird erkennbar, daß hier zwei Containerterminals betrieben werden, die sich nicht nur in der Flächengröße voneinander unterscheiden.

Ein für die Unternehmensstruktur und -strategie sehr wichtiger Unterschied zwischen den zwei Terminaloperators liegt in der jeweiligen Unternehmenssituation begründet.

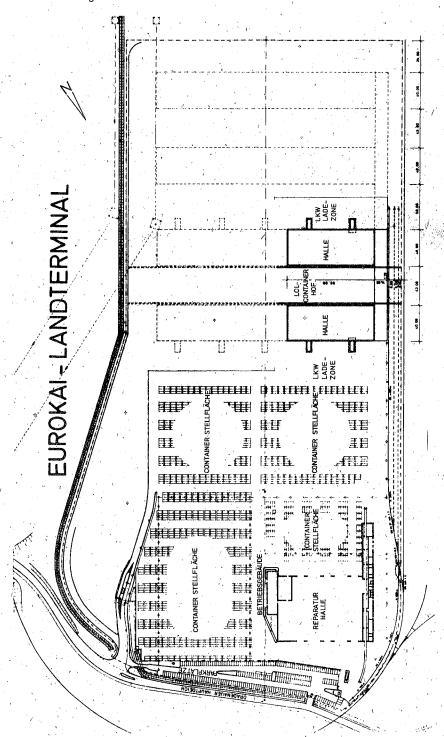


Abb. 5: Lageplan der CFS- und Container-Reparatur-Einrichtungen (im Bau) auf dem Euro-Kai-Landterminal

Der Burchardkai Containerterminal wird von der Hamburger Hafen- und Lagerhaus-Akttiengesellschaft (HHLA) betrieben und ist nur einer von mehreren Umschlagterminals im Hafen, die von der HHLA betrieben werden. Sie verfügt damit auch über ein hohes Maß an Dispositionsmöglichkeiten, die es ihr erlauben, das Dienstleistungsangebot auf dem Containerterminal weitgehend zu varriieren.

Im Gegensatz dazu wird der Eurokai Containerterminal von einem Unternehmen der Eckelmann Service Gruppe betrieben, die zwar auch andere Aktivitäten im Hafen unterhält, jedoch nicht über weitere Umschlaganlagen verfügt.

Der Hauptgrund für die Anwendung verschiedener Umschlagsysteme auf den beiden Terminals sind zweifellos die erheblichen Flächenunterschiede. Während der HHLA auf dem Burchardkai-Gelände eine Gesamtfläche von etwa 140 ha zur Verfügung steht, umfaßt das Eurokaigelände etwa 20 ha. Unter diesen Voraussetzungen mußten eigentlich zwangsläufig zwei Umschlagssysteme entstehen, die sich insbesondere auf dem Sektor der Containerlagerung unterschiedlicher Methoden und Geräte bedienen. Der weitgehend auf den Einsatz von Portalhubwagen abgestellten intensiven Flächennutzung von HHLA steht bei Eurokai eine eher extensive Nutzung der Containerstellflächen mit Hilfe einer Transtaineranlage gegenüber.

Über die Faktoren Terminalgröße und Gerätepark hinaus unterscheiden sich die Terminals jedoch in erheblichem Umfange auch in den Operationsmethoden des Container-empfanges, des Transportes der Container auf dem Terminal, der Kontrolle des Container-umlaufs und der Datenverarbeitung.

Alles in allem haben die beiden Containerterminals bisher bewiesen — und auch die vorgesehenen Modernisierungs- und Erweiterungsabsichten sprechen dafür —, daß Umschlagleistungen auf einem hohen wirtschaftlich-technischen Niveau auch auf individuelle und höchst unterschiedliche Weise erreicht werden können. Für die Hafenplanung ist diese Erkenntnis jedoch noch kein Anlaß, ihre Vorstellungen über den Flächenbedarf von Containerterminals etwa entsprechend zu revidieren. Ihr muß — im Zusammenhang mit Hafenerweiterungsplänen — daran gelegen sein, dem künftigen Terminaloperator ein Gelände zur Verfügung stellen zu können, das ihm die Option auf ein optimales Betriebskonzept im Hinblick auf künftige Entwicklungen im Containerverkehr und in der Umschlagtechnik beläßt. Insofern wird das Nebeneinander und die Konkurrenz von extrem verschiedenen Unternehmenskonzepten im Containerumschlag in Hamburg begrüßt und gefördert, da nur aus einem ständigen Vergleich der wirtschaftlichen Erfolge die technischen Entwicklungen richtig abgeschätzt und gegebenenfalls die entsprechenden hafenplanerischen Entscheidungen getroffen werden können.

4.2 Verschiedene Mehrzweckumschlaganlagen

4.2.1 Terminal 80/81

Mit einer Geländetiefe von 110 m und den 4 Liegeplätzen am Sthamerkai des Oderhafens war die Kaizunge Stettiner Straße vor dem Ausbau zwar bereits eine einseitig betriebene Umschlaganlage, wie sie im Rahmen der Terminalbildung generell für die Nutzung und den Umbau von Kaizungen angestrebt wurden, doch entsprachen sowohl die Flächengrößen als auch die Liegeplatzmöglichkeiten seinerzeit nicht mehr den Vor-

stellungen von modernen Stückgutumschlaganlagen. Die Vernichtung eines der beiden Kaischuppen durch Feuer im Jahre 1970 erleichterte schließlich die schon vorher angestrebten Vereinbarungen zwischen dem damaligen Betreiber der Umschlaganlage, der Reederei DDG "Hansa" und der Stadt Hamburg, um die Kaizunge zu einem modernen Mehrzweck-Terminal ausbauen zu können.

Die gemeinsam mit der Reederei entwickelte Konzeption ging von 5 Liegeplätzen aus, denen jeweils 30.000 m² Kaifläche zugeordnet werden sollten. Im Hinblick auf den Containerverkehr sollten die nach wie vor für erforderlich gehaltenen zwei Schuppenflächen so angeordnet werden, daß zwischen ihnen ausreichende Containerstellflächen eingerichtet werden könnten. Das nach dieser Konzeption zwischenzeitlich in zwei Baustufen realisierte Ausbauprogramm, das auf dem Gebiet der Infrastruktur u. a. den Bau eines 5. Liegeplatzes, die Verstärkung der bisherigen Kaistrecke sowie die Verbreiterung der Kaizunge auf insgesamt 218 m vorsah, liegt damit im Rahmen des in Hamburg entwickelten Grundmodells für Mehrzweckumschlaganlagen.

Der Terminal 80/81, der seit dem Ausbau von der Hansa Umschlaggesellschaft mbH gemeinsam mit der Hanseatischen Hafenbetriebsgesellschaft, einem Tochterunternehmen der Reederei "Hamburg-Süd"; betrieben wird, verfügt nach einigen geringfügigen Geländeerweiterungen gegenwärtig über ein Gesamtareal von etwa 16,5 ha. An diesem Terminal mit einer nutzbaren Kaistrecke von 870 m und einer Schuppenfläche von insgesamt etwa 38.000 m² wurden 1979 etwa 600.000 t umgeschlagen. Dem zunehmenden Containerverkehr wurde dadurch Rechnung getragen, daß 1979 im Bereich der Freiflächen zwischen den Schuppen eine Containerbrücke installiert wurde. Im gleichen Jahr wurde darüber hinaus am südwestlichen Ende der Kaimauer eine Ro-Ro-Rampe gebaut, die gemeinsam mit dem benachbarten Umschlagunternehmen HHLA genutzt wird. Auf diese Weise ist der Terminal der Entwicklung auf dem Seeverkehr entsprechend gefolgt.

4.2.2 Terminal O'Swaldkai

Das von den Kaizungen Asiastraße und Amerikastraße umschlossene Gebiet des ehemaligen Segelschiffhafens mit seinen im wesentlichen noch aus der Zeit der Segelschiffe stammenden Kai- und Schuppenanlagen verlor mit den aufkommenden Entwicklungen im Weltseegüterverkehr sehr bald seine Bedeutung für den Stückgutumschlag. Aus diesem Grunde richtete sich das Interesse der Hafenplanung auch auf dieses Gebiet, als im Zusammenhang mit der Konzeption der Terminalbildung die Umstrukturierungen von alten Kaizungen in die Wege geleitet wurden.

Eine Verbreiterung der beiden Kaizungen, wie in einigen anderen Fällen praktiziert, war im Bereich des Segelschiffhafens insofern problematisch, als einerseits die westlich und östlich benachbarten Kaizungen weitaus jünger und außerdem bereits modernisiert worden waren und andererseits neue Kaimauern im Segelschiffhafen die Wasserfläche in einem für den Verkehr von modernen Stückgutschiffen nicht mehr zulässigem Maße reduziert hätten. So blieb unter kurz- bis mittelfristigen Aspekten als einzige Möglichkeit für eine Umstrukturierung des betroffenen Gebietes die Verfüllung des Hafenbeckens und die Verbesserung der Liegeplätze am O'Swaldkai im Hansahafen.

Hinsichtlich der Nutzungs- und Realisierungsmöglichkeiten bereitete die Größe des Projektes zunächst einige Probleme. Zum einen machte die Verfüllung des Segelschiff-

TERMINAL 80/81

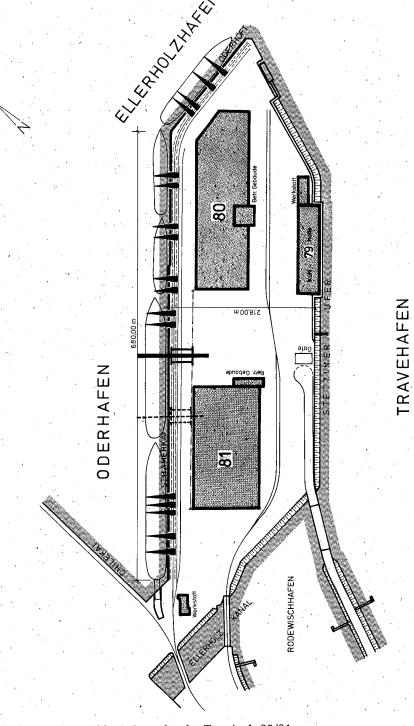


Abb. 6: Lageplan des Terminals 80/81

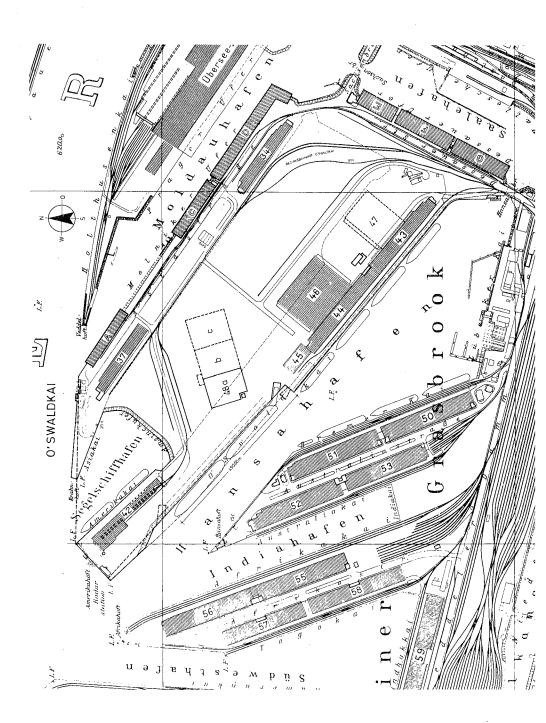


Abb. 7: Lageplan des Terminal O'Swaldkai (3. Baustufe)

hafens und Aufhöhung des Gesamtgeländes den Einbau von über 5 Mill. m³ Sand erforderlich, andererseits mußte für die um die etwa 280.000 m² des Segelschiffhafens auf rund 630.000 m² zu erweiternde Landfläche eine Gesamtkonzeption entwickelt werden, die unter Aufrechterhaltung einiger Einrichtungen wie der Bananenumschlaganlage, den Fruchtschuppen 43 und 44 sowie den Lagerhäusern am Melniker Ufer einen stufenlosen Ausbau des Terminalgeländes erlaubte und zugleich auch Raum für Modifizierungsmöglichkeiten ließ.

Während die erforderlichen Sandmengen im Rahmen der Baggerarbeiten zur Vertiefung des Elbefahrwassers gewonnen werden konnten, für die der ehemalige Segelschiffhafen andererseits eine günstige Unterbringungsmöglichkeit bot, kam der Anstoß für konkrete Ausbaumaßnahmen auf dem auschließlich in der Hand der HHLA befindlichen Gelände aus dem Fruchtsektor, für dessen optimale Abwicklung die HHLA eine Konzentrierung an einer Stelle anstrebte. Die Wahl für ein Fruchtumschlagzentrum fiel schließlich auf die bereits für diese Zwecke genutzten Schuppen 43 und 44. Das Areal des Fruchtzentrums wird nach Fertigstellung sämtlicher Einrichtungen, zu dem zwei weitere je 20.000 m² große Fruchtlagerhallen gehören, etwa 120.000 m² umfassen.

Im Rahmen der Konzeption eines Fruchtzentrums mußte darüber hinaus der Tendenz Rechnung getragen werden, daß im Fruchtverkehr zunehmend von Einheitsladungen Gebrauch gemacht wird, die entsprechende Umschlaganlagen voraussetzen. Diese als integraler Bestandteil des Fruchtzentrums anzusehenden Umschlaganlagen entstehen gegenwärtig im Rahmen eines sich unmittelbar anschließenden Mehrzweckterminals, von dem zunächst erst 500 m Kaimauer und damit zwei Liegeplätze gebaut werden. An diesen Liegeplätzen werden sowohl Roll-Schiffe als auch Containerschiffe abgefertigt werden können. Sobald auch der in der Nordwest-Ecke noch bestehende Bananenschuppen in seiner jetzigen Form seine Aufgaben nicht mehr erfüllen kann, wird auch der bis dahin noch vorzuhaltende Teil des Segelschiffhafens aufgefüllt und weitere Liegeplätze an der Norderelbe geschaffen werden können.

Der Mehrzweckterminal wird nach seinem Endausbau über ein Gesamtareal von rd. 30 ha mit 4 Großschiffliegeplätzen verfügen. Wenn man davon ausgeht, daß mindestens 2 dieser Liegeplätze ausschließlich dem Containerumschlag dienen können, so entsprechen die gewählten Flächenzuordnungen weitgehend den eingangs vorgestellten Planungskonzeptionen.

4.2.3 Terminal Tollerort

Die Umschlaganlage der Lager- und Speditionsgesellschaft mbH im südlichen Teil der Kaizunge Tollerort war eine der ersten Hafenanlagen, die nach dem Konzept für Mehrzweckumschlaganlagen in mehreren Baustufen zu einem Terminal für Stückgut-Verkehre jeder Art umgebaut werden sollte. Auf dem etwa 120 m breiten Teil des Geländes hatte das Unternehmen bereits im Jahre 1962 erstmalig für Hamburg einen rampenlosen, etwa 18,000 m² großen Schuppen (Schuppen 90) gebaut.

Die Planungskonzeption sah zunächst vor, die Anlage durch Einbeziehung des nördlichen 100-150 m breiten Teils der Kaizunge zu einem modernen leistungsfähigen Terminal zu erweitern. Die Geländetiefe des Terminalbereiches konnte zwar noch nicht als optimal angesehen werden, doch schien sie geeignet, eine Umschlaganlage zu konzipieren,

an der sowohl Unit-Loads, Schwergüter und Container als auch konventionelle Stückgüter umgeschlagen werden konnten. Dementsprechend wurde auch eine Flächenaufteilung gewählt, bei der 25.000 m² als Freiflächen und 12.600 m² als Schuppenflächen vorgesehen waren.

1971/72 wurde der Europakai vor dem neuen Erweiterungsgelände um 385 m bis zur Norderelbe hin verlängert, wodurch zwei neue Liegeplätze von 210 m und 175 m Länge entstanden. Mit der neuen Kaistrecke, in deren Bereich gleichzeitig das landseitige Fundament für den späteren Betrieb einer Containerbrücke hergestellt wurde, verfügte der Terminal über insgesamt 6 Liegeplätze. Bei einer Gesamtfläche von etwa 12 ha konnten damit jedem Liegeplatz zunächst 2 ha zugerechnet werden. Die Umschlagkapazität dieses Terminals wurde auf etwa 850.000 t/Jahr veranschlagt.

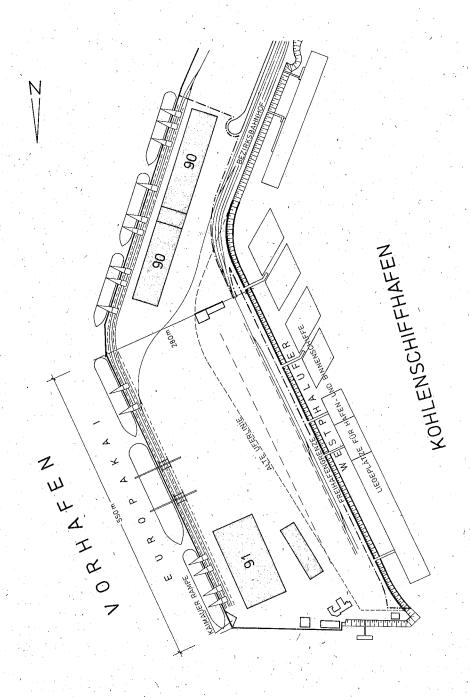
Während im südlichen Teil des Terminalgeländes eine größere Geländetiefe wegen des im rückwärtigen Bereich liegenden Bezirksbahnhofes der Hafenbahn nicht erreichbar war, scheiterte eine Erweiterung des Geländes im Bereich der neuen Kaimauer an einem am Westphalkai des Kohlenschiffhafens angesiedelten Umschlagunternehmen, das vorwiegend den Umschlag von Massenschüttgütern betrieb. Dieses Unternehmen aber löste den ursprünglich bis 1983 laufenden Pachtvertrag vorzeitig auf, so daß sich für den Terminal Tollerort die Gelegenheit ergab, das eigene Gelände um zunächst weitere etwa 3,5 ha auf insgesamt etwa 15,5 ha zu vergrößern.

Das Schwergewicht des Umschlags hat sich in den letzten Jahren schneller als erwartet zugunsten des Containers verschoben. So überstieg in 1979 der Anteil der in Container umgeschlagenen Güter erstmals den konventionellen Stückgutumschlag. 1979 wurden an der Anlage über den Kai bereits rd. 56.000 TEU mit etwa 523.000 t Containergut und 468.000 t konventionelle Stückgüter umgeschlagen. Diese Entwicklung gab schließlich den Anlaß, mit der im Planungskonzept für den Endausbau vorgesehenen Flächenerweiterung vorzeitig zu beginnen.

Die erforderlichen Erweiterungsflächen werden durch eine Vorschüttung am Westphalkai im Kohlenschiffhafen gewonnen, wodurch in diesem Bereich ein um 6 ha vergrößertes und insgesamt 280 m tiefes Gelände entsteht. Dieses Areal, in dessen rückwärtigem Bereich eine Transtaineranlage installiert werden wird, soll künftig ausschließlich dem Containerumschlag vorbehalten bleiben. Der konventionelle Stückgutumschlag wird künftig nur noch am Südende des Terminals im Bereich des Schuppen 90 stattfinden.

5. Schlußfolgerungen

Die Anpassung von bestehenden Umschlaganlagen an die jeweiligen Entwicklungen in der Seeverkehrswirtschaft ist ein Prozeß, der sich in der Regel jeder vereinheitlichten Verfahrensweise entzieht. Die Gründe hierfür liegen nicht nur in den teilweise sehr unterschiedlichen Ausgangspositionen wie z.B. den örtlichen Gegebenheiten, den jeweiligen Unternehmensstrategien oder den spezifischen Markterfordernissen, sondern ergeben sich aus der Tatsache, daß die den Planungsprozeß beeinflussenden Faktoren sich gelegentlich kurzfristig ändern und damit immer wieder neue Ausgangslagen schaffen. Es ist in diesem Zusammenhang sicher bemerkenswert, daß ausgerechnet die staatliche Hafenplanung, die nicht über die erforderlichen betriebswirtschaftlichen und unternehmerischen Insider-Kenntnisse verfügt, einige Male das richtige Gespür bewies, als sie in der Frage des künftigen Flächenbedarfs sich zugunsten großzügigerer Lösungen einsetzte, die sich später als bedarfsgerecht herausstellten.



NORDERELBE

Abb. 8: Lageplan des Tollerort-Terminal (Endausbau)

Für die Modernisierung und Umstrukturierung von bestehenden Umschlaganlagen können Planungskonzepte demnach mehr oder weniger nur Orientierungshilfen sein, wenn es darum geht, die erforderlichen Aufwendungen für die Infrastruktur vor dem Hintergrund gesamthafenwirtschaftlicher Interessen abzugrenzen.

Eine wesentlich weiterreichende Bedeutung erlangen Planungskonzepte jedoch sowohl für die Umstrukturierung ganzer Hafenteile als auch für Hafenerweiterungspläne, wo sie zur Grundlage von Planungsentwürfen werden, bevor das Projekt in die Konkretisierungsphase geht, bei der schließlich auch die speziellen Belange des künftigen Terminalbetreibers berücksichtigt werden müssen.

Im Bereich der Containerumschlaganlagen sind auf diese Weise zwei Großterminals entstanden, die die vorhandenen Gegebenheiten auf verschiedene Weise zu ihrem wirtschaftlichen Vorteil ausgenutzt und dabei erstaunliche Leistungsfähigkeiten erreicht haben.

Im Hinblick auf die Anwendung von Planungskonzepten für Containerterminals ist jedoch auf Besonderheiten hinzuweisen, die — wie in anderen europäischen Containerhäfen — auch in Hamburg eine gewichtige Rolle spielen und möglicherweise zu einer Modifizierung des betreffenden Planungskonzeptes führen werden. Dieses Planungskonzept beschränkte sich bisher fast ausschließlich auf die mit dem jeweiligen Liegeplatz verbundenen Umschlagoperationen eines klassischen Vollcontainer-Terminals. Wenngleich hierbei bereits eine größtmögliche Flexibilität hinsichtlich der Anwendungsmöglichkeiten verschiedener Umschlagssysteme berücksichtigt worden war, so beschränkten sie sich flächenmäßig eben doch nur auf den Containerumschlag und schließen damit einen nichtcontainerisierten Umschlagverkehr sowie zusätzliche Terminalaktivitäten aus.

Letztere sind aber offenbar zu entscheidenden Kriterien im Wettbewerb um den Container geworden, so daß künftig von terminalbezogenen Aktivitäten ausgegangen werden muß, die in ihren Flächenansprüchen teilweise erheblich über die bisherigen Planungsvorstellungen hinausgehen, was unter Umständen auch seinen Niederschlag in den jeweiligen Planungskonzepten finden müßte. Offen bleibt vorläufig in diesem Zusammenhang die Frage, ob überhaupt und gegebenenfalls in welchem Umfang alle diese Aktivitäten wie z.B. das Containerpacken und -löschen, das Reparieren von Containern aller Art, das Unterhalten eines Container-Leasing-Depot, das Betreiben zentraler Auslieferläger und eines terminaleigenen Straßentransportunternehmens angeboten und auf dem Terminal selbst abgewickelt werden müssen oder diese Funktionen gegebenenfalls auch einem in der Nachbarschaft befindlichen sogenannten Landterminal übertragen werden können.

Neben den Erfahrungen mit verschiedenen Umschlagsystemen bieten die großen Containerterminals in Hamburg auch in dieser Hinsicht die Gelegenheit, entsprechende Terminalkonzeptionen miteinander zu vergleichen und im Hinblick auf neu zu konzipierende Containerumschlaganlagen auszuwerten. Letzteres geschieht gegenwärtig im Zusammenhang mit der Erschließung des Hafenerweiterungsgebietes Altenwerders, wo ein weiterer Containerterminal entstehen wird.

Auch im Bereich der Mehrzweckumschlaganlagen zeichnen sich Entwicklungen ab, die eine Modifizierung des entsprechenden Planungskonzeptes erforderlich machen könnte. Diese Modifizierung etwa könnte darauf abzielen, daß zwischen den überwiegend konventionell strukturierten Mehrzweckumschlaganlagen und den reinen Containerter-

minals ein weiterer Typ von Umschlaganlagen entsteht, dessen Struktur auf den überwiegenden Containerumschlag abgestellt ist. Die Erfahrungen mit den bisher nach dem betreffenden Planungskonzept umgebauten Stückgutumschlaganlagen zeigen nämlich, daß in der Güterstruktur dieser Terminals eine Verschiebung zu größeren Containerteilen stattfindet, die wiederum einen größeren Flächenbedarf entstehen lassen.

Alles in allem hat die enge Zusammenarbeit zwischen der Hafenplanung und der Umschlagwirtschaft bisher immer Lösungen finden lassen, die dem jeweiligen Bedarf gerecht wurden. Dieses Ziel wird auch die gemeinsamen Anstrengungen für die Zukunft bestimmen.

6. Zusammenfassung

Der in den 60-er Jahren einsetzende Strukturwandel in der Seeverkehrswirtschaft, dessen überragendes Merkmal der Containerverkehr geworden ist, hat auch an den Umschlaganlagen des Hafens Hamburg weitreichende Veränderungen ausgelöst, die noch bis in die Gegenwart andauern. Wichtige Voraussetzungen für den letztlich sehr erfolgreichen Umstrukturierungsprozeß waren eine "neue Hafenordnung", die für echte Wettbewerbsverhältnisse unter den Umschlagunternehmen sorgte sowie die Investitionsziele der staatlichen Aufgabenpolitik definierte und neue Terminal-Konzeptionen für den Um- und Ausbau der vorhandenen Umschlaganlagen. Die Grundkonzepte werden im Beitrag dargestellt und zusammenfassend erläutert. Die Anwendung der hafenentwicklungspolitischen Richtlinien, insbesondere deren Bedeutung für die Aufgabenabgrenzung in Infra- und Suprastrukturmaßnahmen zwischen staatlicher Hafenverwaltung und privaten Umschlagunternehmen, wird anhand von Umstrukturierungsbeispielen der vergangenen 10 Jahre verdeutlicht. Dazu werden die betreffenden Umschlaganlagen kurz beschrieben und in Lageplänen dargestellt.

Schrifttum

- Nagel, D. und Schulze, H.: ,Betrieb und Planung von Stückgutanlagen heute", HANSA, 17/72 und 19/72, S. 1477 1480, S. 1757 1765.
- 2. Hafen Hamburg Entwicklungsplan: Konzepte für morgen. Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft, 1976, Eigenverlag
- 3. Schmidt-Pathmann, W.: ,,HHLA-Fruchtzentrum Hamburg Ein Beispiel für die Umstrukturierung des alten Freihafens". HANSA, 3,5 und 8/79.

Abteilung II

Seeschiffahrt

Thema 4

Errichtung großer Kaimauern bei weichem Untergrund unter Anwendung von Bodenersatz

Berichterstatter:

o. Prof. Dr.-Ing. Erich Lackner, Bremen/Hannover Dipl.-Ing. Hans-Dieter Höft, Erster Baudirektor, Strom- und Hafenbau Hamburg

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag behandelt vor allem den Entwurf und die Bauausführung hochbelasteter Kaimauern mit großem Geländesprung in Gebieten mit tief unter SKN reichenden weichen Bodenschichten. Bei diesen Verhältnissen können die Baukosten nur dann in erträglichen Grenzen gehalten werden, wenn der weiche Boden bis zum tiefliegenden tragfähigen Baugrund ausgehoben und durch Sand ersetzt wird.

Bei diesem Verfahren sind dann Maßnahmen zu berücksichtigen, die im einzelnen in den Empfehlungen E 109 und E 110 des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG), Hamburg, und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (DGEG), Essen — publiziert in den Sammelveröffentlichungen EAU 1975 und EAU 1980 im Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München — behandelt sind. Die Titel dieser Empfehlungen lauten:

E 109: Ausführung von Bodenersatz für Ufereinfassungen

E 110: Ansatz von Erddruck und Wasserüberdruck und Ausbildungshinweise für Ufereinfassungen mit Bodenersatz und verunreinigter oder gestörter Baggergrubensohle.

Sie werden hier im vollen Wortlaut gebracht, um sie in letzter Fassung baldmöglichst der internationalen Fachwelt zur Verfügung zu stellen. An drei ausgeführten Beispielen von großen Kaimauern wird ihre Anwendung dargestellt.

1. Allgemeines

Die wichtigsten Seehäfen der Bundesrepublik Deutschland liegen in den Mündungsgebieten der großen deutschen Flüsse. Hier sind, wie auch bei vielen ausländischen Großhäfen, die guten Baugründe längst bebaut. Bei Hafenerweiterungen müssen daher Ge-

biete herangezogen werden, bei denen der tragfähige Baugrund häufig erst 12 bis 20 m unter Seekartennull ansteht. Darüber liegen weiche alluviale Schichten, die höchstens für ihr Eigengewicht konsolidiert und daher zur Aufnahme höherer Kaimauerlasten ungeeignet sind. Darüber hinaus führen sie bei den oft viele Meter betragenden Aufsandungen bis zum gewünschten Hafenplanum zu außerordentlich hohen waagerechten Kaimauerbelastungen, da bei ihnen zunächst mit dem Erddruckbeiwert $K_a = 1$ gerechnet werden muß, der je nach Bodenart, Schichtung und Gesamtdicke der Weichzonen und Art der weiteren Behandlung oft erst nach Jahrzehnten auf den Wert von $K_a = \text{ca. 0,4}$ absinkt. Hinzu kommt daß moderne Hafenanlagen – insbesondere für den Containerverkehr – aus Fahrzeitersparnis nicht hinter Schleusen errichtet werden sollen, so daß aus den Schwankungen der Außenwasserstände, bezogen auf die sich nur wenig ändernden Grundwasserstände, außerordentlich hohe Wasserüberdrücke auftreten können. Auch müssen verhältnismäßig große Kran- und Nutzlasten sowie Pollerzüge und Schiffstöße berücksichtigt werden.

Würde man nun die Kaimauer für die schlechten Bodenverhältnisse bemessen, erhielte man außerordentlich teure Bauwerke. Wirtschaftlich vertretbare und auch sonst betrieblich günstige Konstruktionen werden dabei nur erreicht, wenn der weiche Boden bis hinunter zum tragfähigen Baugrund großräumig ausgehoben und durch richtig eingebrachten, relativ dicht gelagerten Sand ersetzt wird. Einige Beispiele hierzu und die dabei gewählten Kaimauerkontruktionen sind unter Ziff. 4., 5. und 6. kurz behandelt.

Bei der Planung, dem Entwurf und der Bauausführung dieser Kaimauerbauten mit Bodenersatz mußten aber besondere Überlegungen angestellt werden, um die teilweise vorhandenen Gefahrenquellen zu vermindern oder ganz auszuschließen und andererseits die günstigen Möglichkeiten optimal zu nutzen. Um die dabei gewonnenen Erkenntnisse der Fachwelt ganz allgemein nutzbar zu machen, entschloß sich der Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG), Hamburg, und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (DGEG), Essen, zwei richtungsweisende Empfehlungen herauszubringen. Sie lauten:

E 109: Ausführung von Bodenersatz für Ufereinfassungen

E 110: Ansatz von Erddruck und Wasserüberdruck und Ausbildungshinweise für Ufereinfassungen mit Bodenersatz und verunreinigter oder gestörter Baggergrubensohle.

Diese Empfehlungen sind bereits in der im Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf erschienenen 5. Auflage der Sammelveröffentlichung der Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", der EAU 1975, und in der 1978 im selben Verlag erschienenen englischen Übersetzung der EAU 1975 enthalten.

Den neuesten Stand dieser Empfehlungen bringt die EAU 1980, die insgesamt 150 aktualisierte Empfehlungen enthält und Ende 1980 im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München erscheinen wird. Die ins Englische übersetzte EAU 1980 soll im selben Verlag Ende 1981 erscheinen.

Um die Empfehlungen E 109 und E 110 möglichst rasch der Fachwelt zur Kenntnis zu bringen, werden sie im folgenden in der Fassung und mit den Abschnittsbezeichnungen der EAU 1980 bereits hier im Wortlaut gebracht.

Wortlaut der E 109 mit den Abschnittsbezeichnungen der EAU 1980

7.9 Ausführung von Bodenersatz für Ufereinfassungen (E 109)

7.9.1 Allgemeines

Bei Ufereinfassungen in Gebieten mit dicken, weichen bindigen Bodenschichten ist – vor allem abhängig von der Höhe des Geländesprunges, von der Größe der Geländeaufhöhung, der Geländenutzlast und den Wasserstandsschwankungen – ein Bodenaustausch für Kaianlagen, Böschungen usw. fallweise wirtschaftlich, wenn der zum Bodenersatz erforderliche Auffüllsand in genügender Qualität und Menge kostengünstig zur Verfügung steht. Die Tiefe der Baggergrube muß dabei so festgelegt werden, daß die Standsicherheit der Ufereinfassung gewährleistet ist. Dazu kann es nötig sein, alle weichen bindigen Schichten hinunter bis zum tragfähigen Baugrund abzutragen. In diesem Fall verlangt die zu erwartende Störschicht auf der Baggergrubensohle infolge der Bodenverluste beim Baggern, eventuelle Störungen der Oberfläche des tragfähigen Baugrundes und laufendem Schlickfall besondere Maßnahmen.

Wenn die Ufereinfassung nur geringe Setzungen vertragen kann, ist ebenfalls ein vollständiger Aushub der weichen bindigen Schichten erforderlich.

Schon für einen ausreichend zutreffenden Kostenvergleich im Vorentwurfsstadium für eine Lösung mit oder ohne Bodenersatz und nicht erst für den Entwurf sind zur Erfassung der Bagger- und der Einfüllkosten ausreichende Bodenaufschlüsse und bodenmechanische Untersuchungen erforderlich. Nur dann können für eine Lösung mit Bodenersatz genügend zutreffend festgestellt werden:

- die Abmessungen und die Sohlentiefe der Baggergrube,
- die Art der einzusetzenden Bagger,
- die zu fordernden und zu erwartenden Baggerleistungen und
- eine möglichst richtige Schätzung der Dicke der zu erwartenden Störschicht auf der Baggergrubensohle infolge des Bodenverlustes beim Baggern und eventueller Störungen der Oberfläche der Baggergrubensohle.

Darüber hinaus ist die Geschiebe- und Sinkstofführung so zutreffend wie irgend möglich zu erkunden, und dies sowohl hinsichtlich des Materials, seines Anteils und der Absetzmenge je nach den Fließgeschwindigkeiten im Verlauf der verschiedenen Tiden, als auch abhängig von den Jahrszeiten. Nur dann kann das Sandeinfüllen so systematisch geplant und ausgeführt werden, daß in der Einfüllung Schlickzwischenlagen auf ein Mindestmaß begrenzt bleiben.

Bei Großbauwerken sollte im Bauwerksgebiet rechtzeitig vor der Entscheidung eine ausreichend große Probegrube gebaggert und laufend beobachtet werden.

Hingewiesen sei auch auf die besondere Kolkgefahr im eingebrachten Auffüllsand. Darauf errichtete Baugerüste und dergleichen müssen tief einbinden, wenn nicht schützende Abdeckungen aufgebracht werden. Damit die Standsicherheit der Ufereinfassung nicht nachteilig beeinflußt wird, ist ein sachgemäßes Arbeiten erforderlich und dabei vor allem Nachstehendes zu beachten.

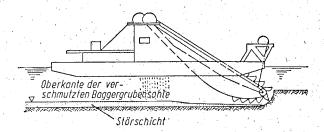


Bild 81: Störschichtbildung beim Aushub mittels Eimerkettenbagger

7.9.2 Bodenaushub

7.9.2.1 Wahl des einzusetzenden Baggers

Für den Abtrag von bindigem Boden werden im allgemeinen Eimerkettenbagger oder Schneidkopf-Saugbagger eingesetzt. Bei beiden Baggerarten sind gewisse Bodenverluste, die zur Bildung einer Störschicht auf der Baggergrubensohle führen, selbst unter besonderen Vorsichtsmaßnahmen nicht zu vermeiden.

Die Verluste beim Eimerkettenbagger sind nach bisheriger Erfahrung im allgemeinen geringer als beim Schneidkopf-Saugbagger. Die mit dem Eimerkettenbagger hergestellte Baggergrubensohle läßt sich darüber hinaus ebener ausführen und dadurch leichter säubern. Beim Aushub mit Eimerkettenbaggern (Bild 81) bildet sich durch den Baggervorgang selbst, durch übervolle Eimer, unvollständiges Entleeren der Eimer in der Ausschüttanlage und durch Überfließen der Baggerschuten auf der Baggergrubensohle im allgemeinen eine 20 bis 50 cm dicke Störschicht, unmittelbar nach dem Baggern gemessen.

Um diese Störschichtdicke zu verringern, muß bei Erreichen der Baggergrubensohle mit geringerer Schnitthöhe gearbeitet werden. Ferner sollte stets mindestens ein Sauberkeitsschnitt geführt werden, um sicherzustellen, daß verlorengegangenes Baggergut weitgestgehend entfernt wird. Dabei muß mit schlaffer Unterbucht sowie mit geringer Eimer- und Schergeschwindigkeit gefahren werden. Ferner sollten die Schuten nur teilweise beladen werden, um so ein Überfließen mit Bodenverlusten zu vermeiden. Hierdurch kann die Störschichtdicke auf etwa die Hälfte reduziert werden.

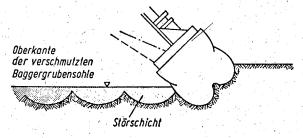


Bild 82: Störschichtbildung beim Aushub mittels Schneidkopf-Saugbagger

Beim Einsatz von Schneidkopf-Saugbaggern entsteht eine gewellte Baggergrubensohle nach Bild 82, deren Störschicht dicker ist als beim Eimerkettenbagger.

Durch eine besondere Schneidkopfform, eine niedrige Schneidkopfdrehzahl, kurze Vorschübe sowie eine langsame Schergeschwindigkeit kann die Störschichtdicke auf 20 bis 40 cm verringert werden.

Durch weitere Sauberkeitsschnitte ist auch hier ein noch besseres Ergebnis erreichbar.

7.9.2.2 Ausführung und Kontrolle der Baggerarbeiten

Um ein zeichnungsgemäßes Baggern gewährleisten zu können, muß die Baggergrube – den Abmessungen des gewählten Baggers angepaßt – großzügig angelegt und entsprechend gekennzeichnet werden. Dabei müssen die Pegel und die Vermessungseinrichtungen vom Baggerpersonal sowohl am Tage als auch bei Nacht deutlich und unverwechselbar erkannt werden können.

Die Markierung der Baggerschnittbreite an den Seitendrähten des Baggers allein ist nicht ausreichend.

Der Aushub wird in Stufen durchgeführt, die am Baggergrubenrand der mittleren Profilneigung entsprechen. Die Höhe dieser Stufen ist von Art und Größe der Geräte und von der Bodenart abhängig. Auf ein strenges Einhalten der Schnittbreiten ist zu achten, da zu breit ausgeführte Schnitte örtlich zu übersteilen Böschungen und damit zu Böschungsrutschungen führen können.

Die ordnungsgemäße Ausführung der Baggerung kann durch die Aufnahme von Querprofilen verhältnismäßig gut überwacht werden. Um eventuelle Profiländerungen, die unter Umständen auf Rutschungen in der Unterwasserböschung zurückzuführen sind, rechtzeitig erkennen und die dann notwendigen Gegenmaßnahmen ergreifen zu können, müssen die einzelnen Profile laufend durch Lotungen überprüft werden. Die letzte Lotung ist unmittelbar vor Beginn des Sandeinbringens durchzuführen.

Um Aussagen über die Beschaffenheit der Baggergrubensohle machen zu können, sind aus ihr Bodenproben zu entnehmen. Hierfür hat sich ein aufklappbares Sondierrohr mit einem Mindestdurchmesser von 100 mm und einer Fangvorrichtung (Federverschluß) bewährt. Dieses Rohr wird je nach den Erfordernissen 50 bis 100 cm oder auch tiefer in die Baggergrubensohle getrieben. Nach dem Ziehen und Öffnen des Rohres gibt der im Rohr enthaltene Kern einen guten Überblick über die in der Baggergrubensohle anstehenden Bodenschichten.

7.9.3 Qualität und Gewinnung des Einfüllsandes

Der Einfüllsand soll nur geringe Schluff- und Tonanteile sowie keine größeren Steinansammlungen enthalten.

Ist der zur Verfügung stehende Einfüllsand stark verunreinigt und/oder steinig, aber noch brauchbar, darf er, um Anhäufugen von Feinmaterial und Steinen in bestimmten Bereichen zu vermeiden, nicht eingespült, sondern nur verklappt werden.

Damit kontinuierlich, rasch und wirtschaftlich verfüllt werden kann, müssen ausreichend große Vorkommen von geeignetem Sand in vertretbarer Entfernung vorhanden sein. Bei der Ermittlung der erforderlichen Einfüllmassen ist der Bodenabtrieb mit zu berücksichtigen. Er wird um so größer, je feiner der Sand, je größer die Fließgeschwindigkeit über sowie in der Baggergrube, je kleiner die Einbaumengen je Zeiteinheit sind und je tiefer die Baggergrubensohle liegt.

Für die Sandgewinnung sind leistungsfähige Saugbagger zu empfehlen, damit neben hohen Fördermengen gleichzeitig ein Reinigen des Sandes erreicht wird. Der Reinigungseffekt kann durch richtige Beschickung der Schuten und längere Überlaufzeiten verstärkt werden. Vom Einfüllsand sind laufend Proben aus den Schuten zu entnehmen und auf die im Entwurf technisch geforderte Beschaffenheit, insbesondere auf den maximal zugelassenen Schlickgehalt hin, zu untersuchen.

7.9.4 Säubern der Baggergrubensohle vor dem Sandeinfüllen

Unmittelbar vor Beginn des Einfüllens muß — insbesondere bei Schlickfall — die Baggergrubensohle im betreffenden Bereich im erforderlichen Umfang gesäubert werden. Hierfür können — wenn die Ablagerungen nicht zu fest sind — eventuell Schlicksauger eingesetzt werden. Wenn jedoch eine längere Zeit zwischen dem Ende der Baggerarbeiten und dem Beginn des Schlicksaugens liegt, kann der Schlick bereits so verklebt sein, daß ein nochmaliger Sauberkeitsschnitt ausgeführt werden muß.

Die Sauberkeit der Baggergrubensohle ist laufend zu überprüfen. Hierfür kann das unter Abschn. 7.9.2.2 beschriebene Sondierrohr verwendet werden. Wenn nur mit weichen Ablagerungen zu rechnen ist, kann für die Entnahme der Proben auch ein entsprechend ausgebildeter Greifer — auch ein Handgreifer kommt in Frage — eingesetzt werden.

Wenn eine ausreichend saubere Sohle nicht gewährleistet werden kann, ist durch andere geeignete Maßnahmen die Verzahnung zwischen dem anstehenden tragfähigen Boden und dem Einfüllsand im erforderlichen Umfange herzustellen. Dies kann bei bindigem, tragfähigem Baugrund am besten durch eine ausreichend dicke, sehr rasch einzubauende Grobschotterschicht erreicht werden.

Auf der Erdwiderstandsseite kann eine solche Sicherung besonders wichtig werden. Da dort im allgemeinen nicht gerammt wird, kann an Stelle von Schotter noch besser Bruchsteinmaterial verwendet werden. Bei anstehenden rolligen Böden kann eine Verzahnung zwischen dem Einfüllboden und dem Untergrund auch durch Vernähen mit Mehrfach-Rüttelkernen (Tiefenrüttelung mit einer Einheit von 2 bis 4 Rüttlern) erreicht werden.

7.9.5 Einfüllen des Sandes

Die Baggergrube kann durch Verklappen oder Verspülen des Sandes, bzw. durch beides gleichzeitig, verfüllt werden. Vor allem bei stark sinkstofführendem Wasser ist hierfür von vornherein ein ununterbrochen Tag und Nacht laufender Einsatz von sorgfältig aufeinander abgestimmten Großgeräten bis in alle Einzelheiten zu planen und später auch durchzuführen. Winterarbeiten mit Ausfalltagen durch zu tiefe Temperaturen, Eisgang, Sturm und Nebel sollten vermieden werden.

Das Einfüllen des Sandes soll dem Ausbaggern des schlechten Bodens zeitlich und räumlich so schnell wie möglich folgen, damit zwischenzeitlich eintretende unvermeidbare Ablagerungen von Sinkstoffen (Schlick) auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Andererseits darf aber auch kein Vermischen zwischen dem auszuhebenden und dem einzubringenden Boden infolge eines zu geringen Abstandes zwischen Bagger- und Verfüllbetrieb eintreten. Diese Gefahr ist vor allem in Gewässern mit stark wechselnder Strömung (Tidegebiet) vorhanden und dort besonders zu beachten.

Eine gewisse Verunreinigung des einzubringenden Sandes durch laufenden Schlickfall ist nicht zu vermeiden. Sie kann jedoch durch hohe Einfülleistungen auf ein Minimum begrenzt werden. Der Einfluß des zu erwartenden Verschmutzungsgrades auf die bodenmechanischen Kennzahlen des Einfüllsandes ist entsprechend zu berücksichtigen. Im übrigen muß der Sand so eingefüllt werden, daß möglichst keine durchgehenden Schlickschichten entstehen. Bei starkem Schlickfall kann dies nur durch einen kontinuierlichen, leistungsfähigen Betrieb, der auch an Wochenenden nicht unterbrochen wird, erreicht werden, wenn gleichzeitig eine Einbaufolge gewählt wird, bei der:

- die sich laufend verändernde Sandeinfüllfläche in der Baggergrube auf eine Mindestgröße begrenzt wird,
- der einzufüllende Sand weitgehend gleichmäßig auf die jeweils vorhandene Oberfläche verteilt wird, so daß keine Teilflächen über längere Zeit allein der Schlickablagerung ausgesetzt sind, und
- die Sandeinfüllfläche sich von der Baggergrubensohle bis zur Sollhöhe bzw. bis zum Tide-Hochwasserstand über die Zeit gleichmäßig aufhöht.

Sollten trotz aller Anstrengungen Unterbrechungen und damit größere Schlickablagerungen eintreten, ist der Schlick vor dem weiteren Sandeinfüllen zu beseitigen oder später durch geeignete Maßnahmen unschädlich zu machen. Während etwaiger Unterbrechungen ist zu prüfen, ob und wo sich die Oberflächenhöhe der Einfüllung verändert hat. Um einen gegenüber den Entwurfsgrundlagen erhöhten Erddruck auf die Ufereinfassung zu vermeiden, muß die Baggergrube so verfüllt werden, daß während des Einfüllens entstehende, verschlickte Böschungsflächen entgegengesetzt geneigt sind zu den später auftretenden Gleitflächen des auf die Ufereinfassung wirkenden Erddruckgleitkörpers. Gleiches gilt sinngemäß für die Erdwiderstandsseite.

7.9.6 Kontrolle der Sandeinfüllung

Während des Sandeinfüllens sind ständig Lotungen durchzuführen und deren Ergebnisse aufzutragen. Hierdurch können die Veränderungen der Einfülloberfläche aus dem Einfüllvorgang selbst und infolge wechselnder Strömungseinwirkungen in einem gewissen Umfang festgestellt werden. Gleichzeitig lassen diese Aufzeichnungen erkennen, wie lang eine Oberfläche etwa unverändert vorhanden und daher der Sinkstoff-

ablagerung besonders wirksam ausgesetzt war, so daß rechtzeitig Maßnahmen zur Beseitigung gebildeter Störschichten eingeleitet werden können.

Nur bei zügigem, ununterbrochenem Verspülen und/oder Verklappen kann auf die Entnahme von Proben aus dem jeweiligen unmittelbaren Einfüllbereich verzichtet werden.

Nach Abschluß der Einfüllarbeiten — gegebenenfalls aber auch zwischenzeitlich — muß die Einfüllung durch Schlauchkernbohrungen oder gleichwertige andere Verfahren aufgeschlossen und überprüft werden. Diese Bohrungen sind bis in den unter der Baggergrubensohle anstehenden Boden abzuteufen.

Ein Abnahmeprotokoll bildet die verbindliche Grundlage für die endgültige Berechnung und Bemessung der Ufereinfassung und eventuell erforderlich werdender Anpassungsmaßnahmen.

3. Wortlaut der E 110 mit den Abschnittsbezeichnungen der EAU 1980

2.7 Ansatz von Erddruck und Wasserüberdruck und Ausbildungshinweise für Ufereinfassungen mit Bodenersatz und verunreinigter oder gestörter Baggergrubensohle (E 110)

2.7.1 Allgemeines

Wenn Ufereinfassungen mit Bodenersatz nach E 109, Abschn. 7.9 ausgeführt werden, müssen — insbesondere bei schlickhaltigem Wasser — die Auswirkungen von Verunreinigungen der Baggergrubensohle und nicht konsolidierte Zustände in dieser und in der hinteren Baggergrubenböschung im vorhandenen weichen Boden bei Entwurf, Berechnung und Bemessung der Ufereinfassung sorgfältig berücksichtigt werden, wobei im Hinblick auf die Konsolidierung der Störschicht auch der Zeitfaktor in die Überlegungen eingeht.

2.7.2 Berechnungsansätze zur Ermittlung des Erddruckes

Neben der üblichen Berechnung des Bauwerkes für die verbesserten Bodenverhältnisse und den Geländebruchuntersuchungen nach DIN 4084 müssen die Randund Störeinflüsse aus der durch das Baggern vorgegebenen Gleitfuge nach Bild 14 zusätzlich berücksichtigt werden.

Für den auf das Bauwerk bis hinunter zur Baggergrubensohle wirkenden Erddruck $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$ sind dabei vor allem maßgebend:

- (1) Länge und sofern vorhanden Neigung des rückhaltend wirkenden Abschnittes 12 der durch die Baggergrubensohle vorgegebenen Gleitfuge,
- (2) Dicke, Material, Konsolidierungsgrad und wirksame Bodenauflast der Störschicht auf 12,

- (3) eine eventuelle Vernähung des Abschnittes 12 durch Pfähle und dergleichen,
- (4) Dicke des hinten anschließenden, weichen bindigen Bodens, seine Bodeneigenschaften sowie Ausführung und Neigung der Baggergrubenböschung,
- (5) Sandauflast und Nutzlast, vor allem auf der Baggergrubenböschung,
- (6) Eigenschaften des Einfüllbodens.

Der Ansatz der auf die Bezugsebenen 0 - 0 und 2 - 2 und auf die Ufereinfassung wirkenden Kräfte E geht in Erweiterung von E 10, Abschn. 8.4.9 aus Bild 14

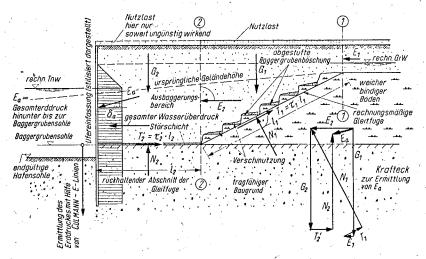


Bild 14: Ermittlung des Erddruckes Ea auf die Ufereinfassung

hervor, auf welchem auch das Krafteck zur Ermittlung von E_a dargestellt ist. Verteilung und Angriff des Erddruckes E_a hinunter bis zur Baggergrubensohle richten sich nach dem statischen System und der Bauart der Ufereinfassung. Der Erddruck und seine Verteilung unterhalb der Baggergrubensohle können z.B. mit Hilfe von CULMANN-E-Linien ermittelt werden. Hierbei sind die Scherkräfte im Abschnitt 1_2 einschließlich etwaiger Vernähungen mit zu berücksichtigen.

Die jeweils wirksame Scherspannung τ_2 in der Störschicht des Abschnittes 1_2 kann für alle Bauzustände, den Zeitpunkt der Ausbaggerung der Hafensohle und auch für etwaige spätere Hafen-Sohlenvertiefungen für das in Frage kommende Störschichtmaterial in einer Bodenversuchsanstalt – abhängig von der Auflast auf und dem Porenwasserdruck in der Störschicht – ermittelt und eingesetzt werden. Bei Schlickablagerungen kann τ_2 mit der Formel $(\sigma \cdot \mathbf{u}) \cdot \tan \varphi \approx \sigma' \cdot \tan 20^{\circ} \tau_2$ = errechnet werden. σ' bedeutet darin die an der Untersuchungsstelle zum Untersuchungszeitpunkt wirksame, also von Korn zu Korn – und nicht durch Porenwasserdruck – übertragene lotrechte Auflastspannung. Die Endscherfestigkeit nach voller Konsolidierung beträgt dann $\tau_2 = \sigma'_A \cdot \tan 20^{\circ}$, wobei σ'_A die wirksame Auflastspannung des untersuchten Bereiches des Abschnittes 1_2 bei voller Konsolidierung $(\mathbf{u} = 0)$ darstellt.

Für die Erfassung einer Vernähung des Abschnittes 12 durch Pfähle sind besondere Berechnungen erforderlich [6].

Bei einer ordnungsgemäß ausgeführten Baggerung der Böschung im weichen Boden in größeren Stufen geht die vorgegebene Gleitfuge durch die hinteren Stufenkanten und läuft somit im ungestörten Boden (Bild 14). In diesem Fall muß wegen der Mächtigkeit des gewachsenen, weichen bindigen Bodens und der dabei auftretenden langen Konsolidierungsdauer $\tau_1 = c_u$ gesetzt werden. Weist der weiche bindige Boden Schichten verschiedener Anfangsscherfestigkeit auf, müssen diese verschiedenen c_u -Werte berücksichtigt werden. Die c_u -Werte werden im Rahmen der Bodenuntersuchungen für das Bauwerk nach E 88, Abschn. 1.3 ermittelt.

Sollte die Baggergrubenböschung im weichen Boden sehr stark gestört, in kleinen Stufen ausgeführt oder ungewöhnlich verschmutzt sein, muß an Stelle der c_u -Werte des gewachsenen Bodens mit den schlechten c_u -Werten der gestörten Gleitschicht gerechnet werden, die dann in zusätzlichen Laborversuchen ermittelt werden müssen.

Wegen der nur langsamen Konsolidierung des weichen bindigen Bodens unterhalb der Baggergrubenböschung lohnt sich hier die Berücksichtigung der mit der Zeit besser werdenden c-Werte im allgemeinen nur, wenn der weiche Boden mit engstehenden Sanddräns entwässert wird. Hierbei kann dann auch die durch die Setzungen hervorgerufene günstig wirkende Abflachung der Baggergrubenböschung mit erfaßt werden.

2.7.3 Berechnungsansätze zur Ermittlung des Wasserüberdruckes

Der gesamte Niveauunterschied zwischen dem rechnungsmäßigen Grundwasserspiegel im Bereich der Bezugslinie $\mathfrak{O}-\mathfrak{O}$ (Bild 14) bis zum gleichzeitig auftretenden tiefsten rechnungsmäßigen Außenwasserspiegel ist zu berücksichtigen. Dauernd wirksame Rückstauentwässerungen hinter der Ufereinfassung können zu einer Absenkung des rechnungsmäßigen Grundwasserspiegels im Einzugsbereich und damit zu einer Verminderung der gesamten Niveaudifferenz führen. Der gesamte Wasserüberdruck kann in der üblichen angenäherten Form als Trapez angesetzt werden (Bild 14) Er kann, unter Verwendung eines Potential-Strömungsnetzes, aber auch genauer berechnet werden, wobei in den Untersuchungsfugen mit dem jeweils vorhandenen, aus dem Strömungsnetz hergeleiteten Porenwasserdruck gearbeitet wird (E 113, Abschn. 4.8 und E 114, Abschn. 2.8).

2.7.4 Hinweise für den Entwurf der Ufereinfassung

2.7.4.1 Untersuchungen an Ausführungsbeispielen haben ergeben, daß im rückhaltenden Abschnitt 1_2 der Gleitfuge bis zu rd. 20 cm dicke Störschichten während der üblichen Bauzeit bis zum Ausbaggern der Hafensohle – auch bei nur einseitiger Entwässerung – für ihre Auflastspannung bereits voll konsolidiert sind. Bei größeren Störschichtdicken muß τ_2 in der Schicht für die verschiedenen Bauzustände in der jeweils ungünstig vorhandenen Größe angesetzt werden. Dies kann zu ganz bestimmten zeitlichen Abständen gewisser Baumaßnahmen, z.B. der Aus- oder Tieferbaggerung der Hafensohle und dergleichen, führen.

- 2.7.4.2 Verankerungskräfte werden am besten üüber Pfähle oder sonstige Tragglieder durch die Baggergrubensohle hindurch voll in den tragfähigen Baugrund abgeleitet. Oberhalb der Baggergrubensohle eingeleitete Stützkräfte belasten den Gleitkörper zusätzlich.
- 2.7.4.3 Abgesehen von den statischen Aufgaben soll der Abschnitt 12, wenn möglich, so lang gewählt werden, daß alle Bauwerkspfähle darin untergebracht werden können und so ihre Biegebeanspruchungen bei einwandfrei eingebrachtem Sand so klein wie möglich bleiben.
- 2.7.4.4 Sind bei starkem Schlickfall trotz aller Sorgfalt der Ausführung des Bodenersatzes nach E 109, Abschn. 7.9 dickere, weiche bindige Störschichten und/oder sehr locker gelagerte Sandzonen, die zu starken Pfahldurchbiegungen und damit zu Beanspruchungen bis in den Streckbereich führen können, nicht zu vermeiden, oder werden solche bei der Kontrolle der Sandeinfüllung nach E 109, Abschn. 7.9.6 nachträglich festgestellt, dürfen zur Verhinderung von Sprödbrüchen nur Pfähle aus doppelt beruhigtem Stahl, vorzugsweise aus St 37-3 bzw. aus St 52-3 verwendet werden (E 67, Abschn. 8.1.6.1 und E 99, Abschn. 8.1.20.2).
- 2.7.4.5 Werden im Standsicherheitsnachweis Gründungspfähle zum Vernähen der Gleitfuge im Abschnitt 12 mit herangezogen [6], darf beim Spannungsnachweis für diese Pfähle die maximale Hauptspannung aus Axialkraft-, Querkraft- und Biegebeanspruchung 85 % der Streckgrenze nirgends überschreiten.

In der Vernähungsberechnung dürfen nur Pfahldurchbiegungen berücksichtigt werden, die mit den sonstigen Bewegungen des Bauwerks und seiner Teile im Einklang stehen, also nur solche von wenigen Zentimetern. Daher kann im nachgiebigen, weichen bindigen Boden der Baggergrubenböschung (Bild 14) eine wirkungsvolle Vernähung nicht erreicht werden.

Pfähle, bei denen aus Setzungen des Untergrundes oder des Einfüllbodens von vornherein mit möglichen Beanspruchungen bis zur Streckgrenze gerechnet werden muß, dürfen zum Vernähen nicht herangezogen werden.

2.7.4.6 Will man vermeiden, daß die Störschicht im rückhaltenden Abschnitt 12 der Gleitfuge und die Baggergrubenböschung im weichen bindigen Boden zu vergrößerten Bauwerksabmessungen führen, müssen neben einer möglichst sauberen Baggergrubensohle vor allem ein ausreichend langer Abschnitt 12 und/oder eine entsprechend flache Neigung der Baggergrubenböschung angestrebt werden (vgl. hierzu die Auswirkungen im Krafteck in Bild 14).

Bei zu erwartender geringer Störschichtdicke kann eine auf den gesäuberten Abschnitt 1₂ aufgebrachte Schotterschüttung zu einer wesentlichen Verbesserung des Schwerwiderstandes in diesem Bereich der Gleitfuge führen.

Wenn ausreichend Zeit zur Verfügung steht, können auch enggestellte Sanddräns, die im weichen bindigen Boden bis hinter das Ende der Baggergrubenböschung ausgeführt werden, zu einer Entlastung des Bauwerkes führen.

Auch eine vorübergehende Verminderung der Nutzlast über der Baggergrubenböschung und/oder ein vorübergehendes Absenken des Grundwasserspiegels bis hinter die Bezugsebene \mathfrak{O} – \mathfrak{O} können zur Überwindung ungünstiger Anfangszustände mit benutzt werden.

- 2.7.4.7 Will man bei Bodenersatz in Kleigeländen auf den rückhaltenden Abschnitt 12 verzichten, darf wenn Zusatzbeanspruchungen auf das Bauwerk vermieden werden sollen bei sonst guter und sorgfältiger Ausführung des Bodenersatzes die Baggergrubenböschung nur etwa die Neigung 1:4 aufweisen. Da es aber auch auf die cu-Werte in der Baggergrubenböschung und den wirksamen Wasserüberdruck ankommt, ist stets ein rechnerischer Nachweis zu führen.
- 2.7.4.8 Bei schlickhaltigem Wasser kommen für die Bauwerksentwässerung nur einwandfreie, doppelt gesicherte Rückstauentwässerungen in Frage. Leistungsfähige Dränagen im hinteren Teil des Ersatzbodens, die zu den Rückstauverschlüssen geführt werden, können den Erfolg der Entwässerung wesentlich verbessern.
- 2.7.4.9 Fragen im Zusammenhang mit Bodenersatz auf der Erdwiderstandsseite werden in einer besonderen Empfehlung behandelt.

4. Kurzbericht über Planung, Entwurf und Bau der Stromkaimauer für das Containerkreuz in Bremerhaven

Die Containerkaimauer Bremerhaven wurde im Ausbau 1970/72 (Abb. 4, Mittelabschnitt) unter der Oberleitung von o. Professor em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Arnold Agatz, Bremen, entworfen und ausgeführt. Hierüber gibt es eingehende Veröffentlichungen von folgenden am Bauvorhaben maßgeblich beteiligten Fachleuten:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Arnold Agatz, Dipl.-Ing. Peter Conrad, Dipl.-Ing. Heinz Fedders, Dipl.-Ing. Max Haase, Dipl.-Ing. Gerd Hauschopp, Dipl.-Ing. Paul Heiß, Dipl.-Ing. Edgar Heyer, Dr.-Ing. E. Krenkel, o. Prof. Dr.-Ing. Erich Lackner, Baudirektor Dipl.-Ing. Wilhelm Lüninghöner, Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Wolfram Schenck, Oberbaurat Dipl.-Ing. Heinrich Wenning, Prof. Dr.-Ing. Klaus-Peter Wenz, Hafenbaudirektor Dipl.-Ing. Gerhard Wollin.

Die Veröffentlichungen sind in der Zeitschrift "Die Bautechnik", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, in den nachstehenden Heften erschienen:

DIE BAUTECHNIK, H. 5/1972, S. 145 – 151, H. 3/1973, S. 73 – 85, H. 2/1974, S. 37 – 47, H. 3/1974, S. 74 – 81, H. 5/1975, S. 156 – 164, H. 6/1975, S. 198 – 208, H. 7/1975, S. 217 – 231, H. 6/1976, S. 188 – 197, H. 7/1976, S. 233 – 241, H. 8/1976, S. 271 – 281, H. 9/1976, S. 311 – 319, H. 10/1976, S. 333 – 344.

Aus den dort enthaltenen zahlreichen Abbildungen sind hier — teilweise überarbeitet — zur allgemeinen Unterrichtung die Abb. 2 und 5 wiedergegeben. Sie zeigen für den Aus-

bau 1970/72 die Bodenverhältnisse, die Bodenkennwerte, den Bodenersatz und die konstruktive Lösung einschließlich der Ausrüstung der Stahlpfähle mit Fußflügeln und die Anwendung eines besonders leistungsfähigen und sicher arbeitenden Entwässerungssystems zur Abminderung des Wasserüberdrucks.

Alles Weitere kann den oben genannten Veröffentlichungen entnommen werden.

Für die südliche Erweiterung der Containerkaimauer, Ausbau 1978/79 (Abb. 4), sind zahlreiche sonstige Lösungen systematisch untersucht worden. Es ergab sich aber keine technisch und wirtschaftlich bessere Lösung, so daß das System des Ausbaus 1970/72 beibehalten wurde. Geiches gilt für die 1980 in Angriff genommene nördliche Verlängerung um rd. 360 m (Abb. 1).

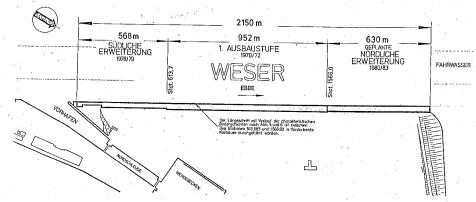


Abb. 1: Übersichtsplan zum stufenweisen Ausbau der Containerkaimauer in Bremerhaven

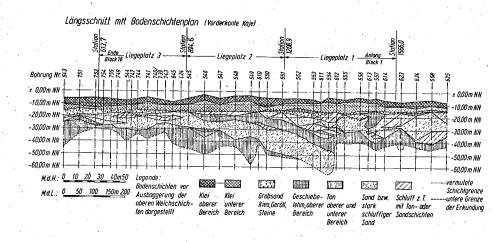


Abb. 2: Längsschnitt mit Verlauf der charakteristischen Bodenschichten. Ausbau 1970-72 (Entnommen aus: "Die Bautechnik" 52 (1975), H. 7, S. 217)

		Bodenkennwerte , Rechnungswerte										
Hauptbodenart		Signatur	Trackenraum - gewicht	n - Feuchtraum - Auftriebs - Xa gewicht raumgewicht Xa	Xonsistenz	Steifezilfer	Lagerungs -	Reibungs -=*) winkel	Kohāsian		Hantel - reibung	
			γ,		γ,	Κ	E	UISING	P	¢	ger Pront -	
			[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	/	[MN/m²]	/	Grad	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m²
weiche (alluviale)	oberer Bereich		9,5	15,5	5,5	0 0,3	10,5	-	0	5		-
Ablogerungen	unterer Bereich	****	9,5	15,5	5,5	0,20,6	1,5		0	30	\ <u>-</u>	
Ton	oberer Bereich		14,0	18,5	8,5	1,0	1.5	-	10	70	1,0	0.03
	unterer Bereich		16,0	20,0	10,0	>1,0	2 5		10	100	2,0	0,035
Grobsand, Kies, Geröll, Steine		7.676	18,5	21,5	11,5	-	10Q	mitteldicht bis dicht	36	0		0,05
Sond		1000000	18,5	21,5	11,5		100	dicht bis sehr dicht	37	0	5.0	0,06
Feinsand, stark schluffig			18,5	21,5	11,5		70	dicht bis sehr dicht	- 37	0	5,0	0,07
Geschiebelehm	oberer Bereich		17,0	20,5	10,5	0,61,0	8		10 b: 25	# 40 # 0	0,5	0,02
	unterer Bereich		19.0	22.0	12,0	> 1.0	30		10 30 b	60 * 0	1,5	0,07
Schluff, z.T. mit Ton- oder Sandschichten			15,0-17,0	190-20,5	9.0-10,5	0.5 1.0	15 *** []] bzw. 25		10 25	60	1.0	0,035

⁻⁾ Die angegebenen Badenpressungen und Hantelreibungen sind Grenzlastspannungen. Sie gelten nur, wenn die Pfähle ausrelchend tief in die Jeweilige Schicht einbinden und unter der Spitze die Schicht noch

Abb. 3: Zusammenstellung der maßgebenden Bodenkennwerte für die Berechnung der Stromkaimauer, Ausbau 1970 - 72

(Entnommen aus: "Die Bautechnik" 51 (1974), H. 2, S. 37)

5. Kurzbericht über Planung, Entwurf und Bau des Elbehafens Brunsbüttel

Das vorliegende Bauwerk wurde 1963/64 geplant und 1965/66 ausgeführt. Es mußte an der Elbe nahe der Mündung des Nord-Ostsee-Kanals in einem Gelände errichtet werden, in dem i.M. bis NN-22,0 m (= SKN-20,7 m) breitger Kleiboden anstand, dem tragfähiger Sand als geeigneter Baugrund folgte (Abb. 6 und 7).

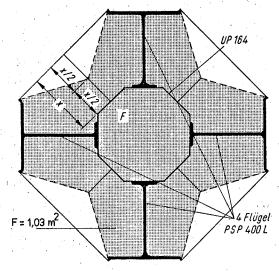
Bei einem Kaiplanum auf NN + 6,62 m sollte die Hafensohle zum Betrieb mit Schiffen von 100.000 dwt im Endausbau auf NN - 15,30 m liegen. Auf eine Bauwerksentwässerung wurde von vornherein verzichtet.

Die generelle Planung sah zunächst einen zentralen, bis O.K. Planum mit Sand ausgefüllten rd. 300 m langen Umschlagbereich mit seitlich anschließenden Stein-Leitdämmen vor. Bald nach Beginn der genauen Bodenaufschlüsse stand aber fest, daß der vorhandene sehr weiche Baugrund Steindämme nicht tragen konnte und daher die Leitwände in Spundwandbauweise (Abb. 6) errichtet werden mußten. Für den eigentlichen Umschlagbereich konnte aber nur durch einen großräumigen Ersatz des weichen Bodens durch Sand eine technisch einwandfreie und wirtschaftliche Lösung erreicht werden. Die im folgenden gebrachten Abb. 6 bis 10 geben einen generellen Überblick über den Kleiersatz, das Arbeitsprogramm für die Sandauffüllung und das Kaimauerbauwerk. Weitere Einzelheiten und auch besondere Angaben über die zu lösenden Probleme können dem Werk: Agatz A. und Lackner E.: "Erfahrungen mit Grundbauwerken", Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York 1977, Kap. 5.1.2.11 und 17.3 entnommen werden.

[🛶] Die ungünstigen Werle sind für die Berechnungen maßgebend

MMM) Der Wert E = 15 MN/m^2 gilt für Schichten oberhalb der Höhenkote -30 m NN, der Wert E = 25 MN/m^2 für Schichten unterhalb der Höhenkote -30 m NN,

222



Lösung mit 4 Fußflügeln

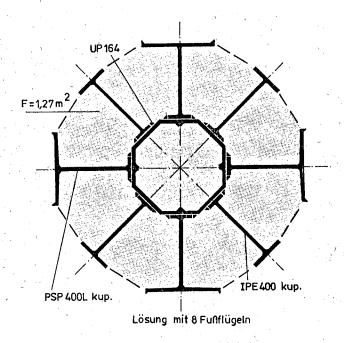


Abb. 5: Pfahlfußausbildung der Ermittlung der Spitzendruckfläche (Entnommen aus: "Die Bautechnik" 52 (1975), H. 6, S. 198)

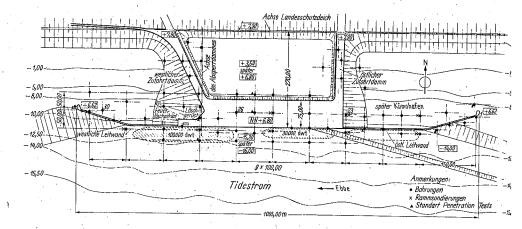


Abb. 6: Übersichtsplan des Elbehafens Brunsbüttel, Ausbau 1965-1966 mit Angabe der Bohrungen und Sondierungen

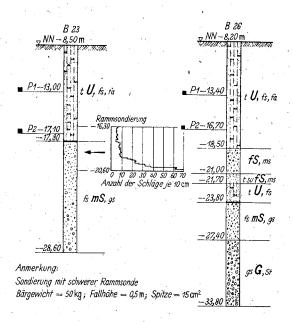


Abb. 7: Zwei kénnzeichnende Bohrungen, B 23 und B 26 und Rammsondierung bei B 23

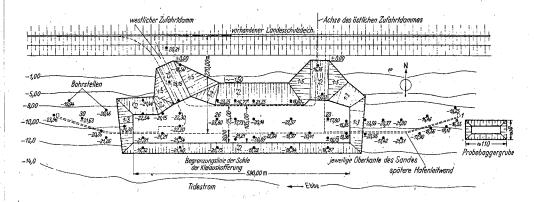


Abb. 8: Kleiauskofferung für den Bodenersatz mit Angabe der Bohrstellen und der jeweiligen Oberkante des tragfähigen Sandes

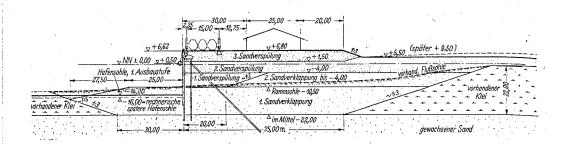


Abb. 9: Normalquerschnitt der Kaianlage mit Arbeitsprogramm für das Sandeinbringen

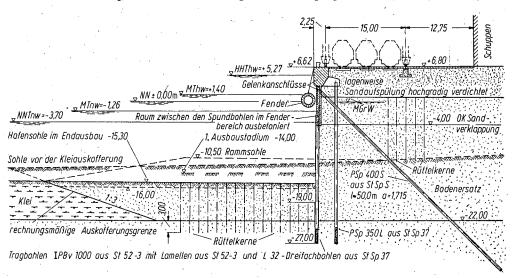


Abb. 10: Ausführungsquerschnitt im voll aufgefüllten Bereich

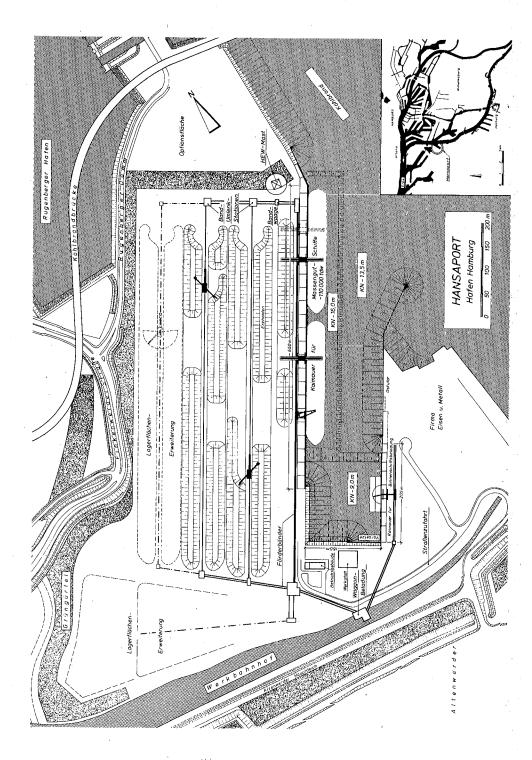


Abb. 11: Übersichtsplan Hansaport, Hamburg

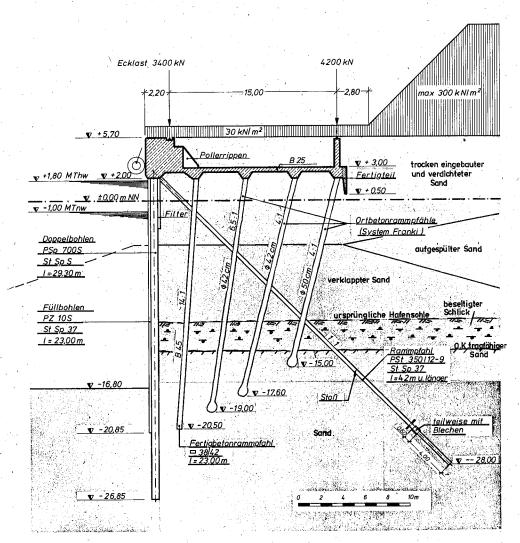


Abb. 12: Querschnitt durch die Hansaport - Kaimauer

6. Kurzbericht über die Hansaport-Kaimauer in Hamburg

Ein Beispiel für Bodenaustausch bei Kaimauerbauten im Hamburger Hafen ist die Hansaport-Kaimauer (Abb. 11 und 12). Das Bauwerk liegt im ehemaligen Sandauhafen. Zur Erzverladung mußte hier eine Kaimauer erstellt werden, welche die weit ausladenden Kaibrücken tragen konnte sowie die Herstellung einer Hafensohlenlage auf NN – 16,00 m ermöglichte. Wegen der späteren Nutzung mit hohen Erzhalden hinter der Kaimauerließen die in der Natur anstehenden Schlick- und Kleischichten im Hafenbecken bereits bei den Vorentwürfen ohne Bodenersatz sehr unwirtschaftliche Kaimauerbauten erwarten. Ein Entfernen der Weichschichten mußte daher sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus späteren betrieblichen Gründen im Einflußbereich der Kaimauer angeordnet werden. Die Weichschichten wurden mittels Eimerkettenbaggern ausgehoben (Abb. 12), bevor der sandige Ersatzboden eingebracht werden konnte.

Es mußte mit einer erheblichen Sinkstofführung des Hafenwassers gerechnet werden, wie auch mit einer mehr oder weniger mit Klei verunreinigten Baggergrubensohle. Zur Erreichung einer Störschicht mit nur minimaler Schichtdicke wurde aufgrund vorliegender Erfahrungen der Sandboden im Bereich der Kaitrasse soweit wie möglich durch Verklappen eingebracht. Die hinter dem so erstellten Unterwasserdamm, dessen Krone aus baubetrieblichen Gründen auf NN $-4.0\,$ m liegen mußte, fehlenden Sandmengen wurden sodann landseitig aufgespült und mittels Raupen hinter die Kaimauer geschoben.

In der statischen Berechnung wurde in der ehemaligen Baggergrubensohle eine 1,0 m dicke Mischbodenschicht berücksichtigt.

Im vorliegenden Fall wurde auch die Pfahlreihe unter der landseitigen Kranbahn schräg angeordnet. Dies führte zu einer zusätzlichen Entlastung der Ankerpfahlreihe. Dabei mußte aber eine stärker wechselnde Axialkraftbeanspruchung der Rostplatte in Kauf genommen werden, die durch eine entsprechende Verdichtung des Sandbetts hinter dem Überbau vermindert werden kann. Bei schweren Belastungen aus den Kaibrücken ist es aber fallweise zweckmäßig, die Pfahlreihe unter der landseitigen Kranbahn lotrecht anzuordnen und den Kranbahnbalken entsprechend steif auszubilden.

Weitere Einzelheiten zum vorliegenden Bauwerk können der Veröffentlichung: Höfer, R., Schrader J. P., Thomas E.: "Hansaport – Eine neue Umschlaganlage für Massenschüttgut im Hamburger Hafen", Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 36. Band, 1977/78, S. 111 bis 127, entnommen werden.

7. Schlußbemerkungen

Unter Berücksichtigung der Empfehlungen E 109 und E 110 des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" der HTG und der DGEG ist es heute möglich, auch bei tiefreichendem schlechten Baugrund unter Anwendung von Bodenersatz Großkaimauern wirtschaftlich und sicher zu errichten. Die gebrachten Anwendungsbeispiele geben dazu weitere Anregungen.