

PIANC•AIPCN
Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen



28.
Internationaler Schifffahrtskongress



Sevilla / Spanien (Mai 1994)
Deutsche Beiträge

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 2:

Thema des ersten deutschen Berichts

Systeme zur Sicherung des Verkehrs auf dem Rhein und zum Informationsaustausch zwischen Schifffahrt und Behörden

Berichtersteller:

BOR Dipl.-Ing. Heinz-Hero Gottschalk, Wasser- und Schifffahrtsdirektion West, Münster

Ltd. BDir Dipl.-Ing. Christian Krajewski, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz

Dipl.-Ing. Franz-Georg Mosler, Seezeichenversuchsfeld, Koblenz

Dipl.-Ing. Heinz Wepper, Seezeichenversuchsfeld, Koblenz

Übersicht

Um das Sicherheitsniveau der Schifffahrt auf dem Rhein zu erhalten und zu verbessern, werden die vorhandenen Verkehrssicherungssysteme ausgebaut und neue geschaffen.

Für eine schnelle und direkte Kommunikation zwischen der Schifffahrt und den Behörden der Wasserstraßenverwaltung wurde ein nautischer Informationsfunk mit 13 ortsfesten Funkstellen und zwei Revierzentralen eingerichtet. Ein Melde- und Informationssystem für bestimmte Transporte (vor allem Gefahrgüter) ist im Aufbau. Die Daten vom Schiff und Ladung werden vor Beginn einer Reise erhoben und in den Revierzentralen gespeichert. Sie stehen bei einem Unfall sofort zur Verfügung.

In der Gebirgsstrecke des Rheins wurde das Wahrschausystem zur Anzeige der Talfahrt erneuert und an die moderne Computertechnik angepaßt.

Abschließend werden die bewährten Systeme zur Bezeichnung der Fahrrinne und der Hindernisse außerhalb der Fahrrinne mit Fahrinnentonnen, Baken u. a. beschrieben. Auf Orientierungsfeuer am Niederrhein mit Solartechnik wird hingewiesen.

Inhalt

- 1 Zur Sicherheit der Schifffahrt auf dem Rhein
- 2 Nautischer Informationsfunk (NIF)
- 3 Melde- und Informationssystem auf bestimmten Binnenschifffahrtsstraßen (MIB)
- 4 Schiffszählung
- 5 Wahrschau in der Gebirgsstrecke zwischen Oberwesel und St. Goar
- 6 Revierzentralen Oberwesel und Duisburg
- 7 Bezeichnung der Fahrrinne und der Hindernisse

Schrifttum

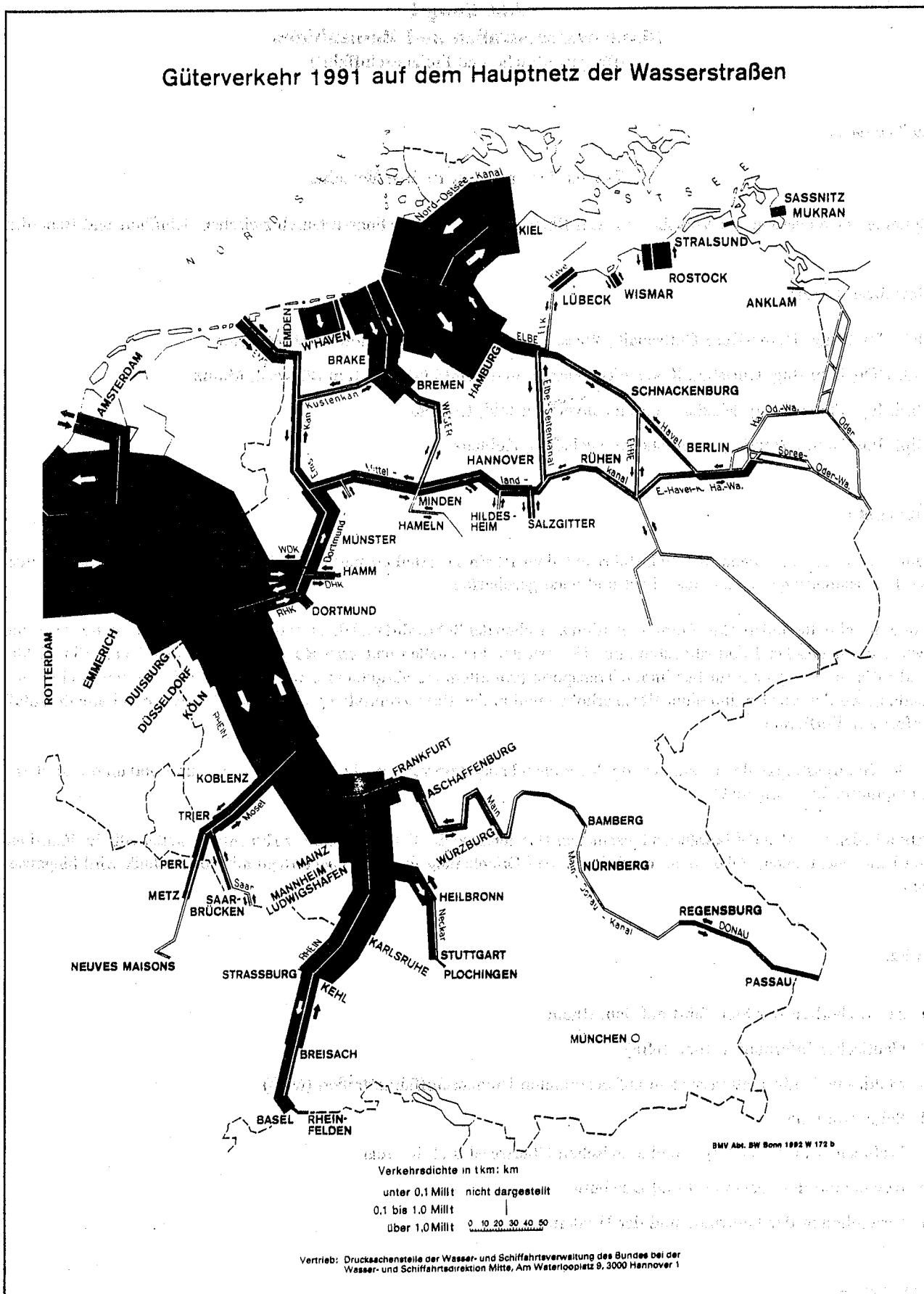


Abb. 1: Güterverkehr 1991 auf dem Hauptnetz der Wasserstraßen

1 Zur Sicherheit der Schifffahrt auf dem Rhein

Auf dem Rhein zwischen Basel und der deutsch-niederländischen Grenze wurde 1990 eine Gütermenge von 198 Millionen Tonnen befördert; die entsprechende Verkehrsleistung betrug 38,2 Milliarden Tonnenkilometer. Davon entfielen rd. 25 % auf den Transport gefährlicher Güter (Abb. 1 und 2.). Die Prognosen sehen für die Binnenschiffahrtsstraßen eine Zunahme des Güterverkehrs von 1988 bis zum Jahre 2010 um 84 % (Rhein 60 %) vor (1).

Der hohe Sicherheitsstandard der Binnenschifffahrt ist unbestritten (2). Um das Sicherheitsniveau zu erhalten und zu verbessern, werden die vorhandenen Verkehrssicherungssysteme ausgebaut und neue geschaffen. Neben die traditionellen Objekte des Schifffahrtszeichenwesens wie Tonnen, Lichtsignale und Tafelzeichen treten dabei zunehmend funk- und informationstechnische Einrichtungen (3). Hierzu wurden am Rhein in Oberwesel und Duisburg Revierzentralen eingerichtet, in denen folgende Dienste wahrgenommen werden:

- Nautischer Informationsfunk (NIF)
- Notfallmeldestelle
- Melde- und Informationssystem auf bestimmten Binnenschiffahrtsstraßen (MIB)
- Schiffszählung (Statistik)
- Wahrschau in der Gebirgsstrecke des Rheins (nur in Oberwesel)

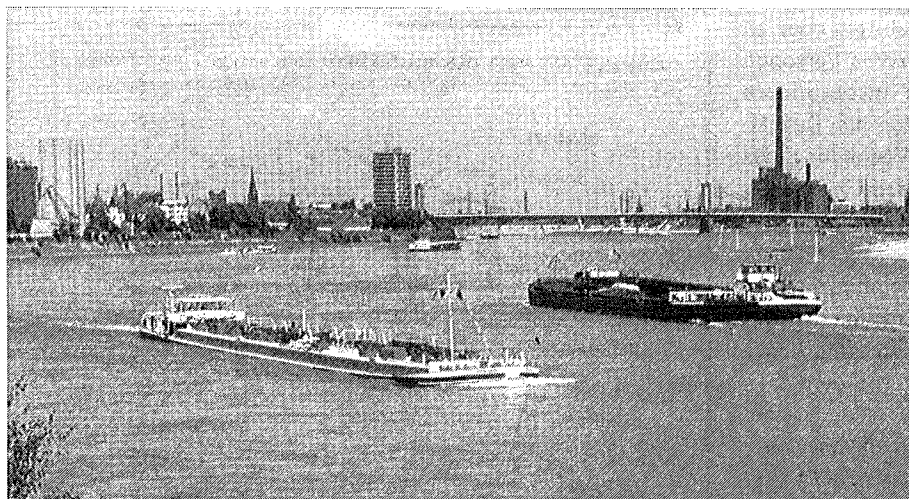


Abb. 3: Schifffahrt auf dem Niederrhein

2 Nautischer Informationsfunk (NIF)

2.1 Regionale Vereinbarung über den Rheinfunkdienst

Der nautische Informationsfunk ist eingebettet in die Vorschriften der "Regionalen Vereinbarung über den Rheinfunkdienst", die im Jahre 1976 von den Rhei-

nanliegerstaaten geschlossen wurde (4,5).

Der Rheinfunkdienst umfaßt folgende Verkehrskreise:

- Öffentlicher Nachrichtenaustausch (Einstellung voraussichtlich Ende 1994),
- Nautische Information,
- Schiff-Schiff,
- Schiff-Hafenbehörde,
- Funkverkehr an Bord.

Eine Verpflichtung, die Schiffe mit Sprechfunkanlagen für den Kanal 10 (Schiff-Schiff) auszurüsten, besteht am Rhein nur in der Radarfahrt, für Gefahrguttransporte und in einigen Sonderfällen. Eine statistische Erhebung 1990 hat aber ergeben, daß 98% aller Schiffe auf dem Rhein mit einem und 66% mit zwei Sprechfunkgeräten ausgerüstet sind. Bei zwei Sprechfunkgeräten können die Verkehrskreise nautische Information und Schiff-Schiff zugleich gehört werden.

Der Rheinfunkdienst wird nur in der Binnenschifffahrt eingesetzt. Die Vorschriften über die Technik und den Betrieb sind international vereinbart worden (6). So kann z. B. ein niederländisches Schiff, das mit einer Rheinfunkanlage ausgerüstet ist, problemlos deutsche Funkstellen anrufen. Im Rheinfunkdienst wird das sogenannte offene Anrufverfahren verwendet. Funkkontakte werden durch Nennung des Schiffsnamens oder des Namens der ortsfesten Funkstelle hergestellt. Eine Anwahl über Rufnummern ist nicht möglich. Die Bedienung der Rheinfunkgeräte an Bord eines Schiffes ist somit einfach und im Prinzip von jedem Laien durchführbar, wenn auch ein Befähigungszeugnis vorgeschrieben ist. Dies ist bei Notrufen wichtig. Der betroffene Schiffsführer ist vielleicht verletzt oder kann den Notruf aus anderen Gründen nicht selbst einleiten. Zum Aufbau einer Nachrichtenverbindung braucht nur der Handhörer herausgenommen und die Sendetaste gedrückt zu werden. In der Zentrale wird dieser Notruf akustisch wahrgenommen. Demgegenüber kann bei

den sogenannten Autotelefonanlagen eine Notverbindung nicht so einfach hergestellt werden.

2.2 Aufbau des nautischen Informationsfunks (NIF)

Der nautische Informationsfunk wird eingesetzt zwischen Schiffsfunkstellen und den Funkstellen der Behörden, wel-

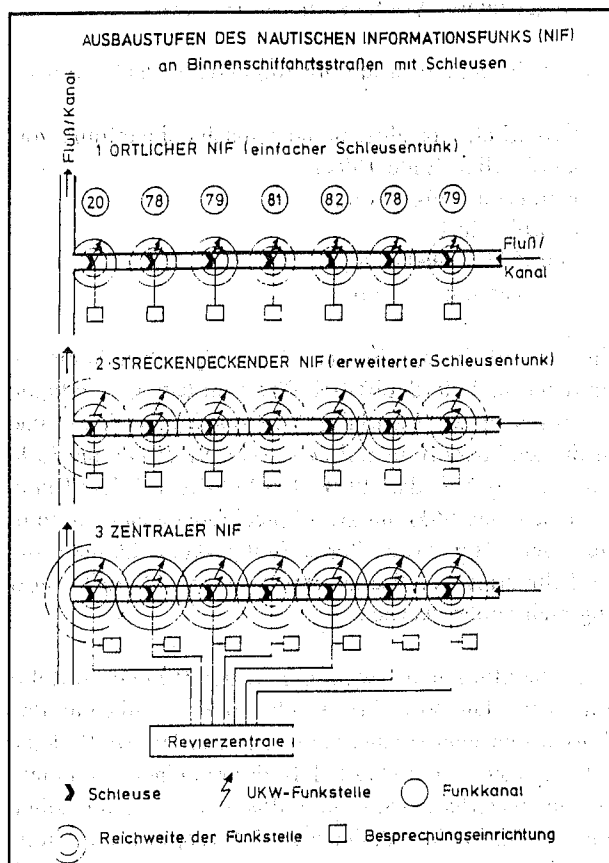


Abb. 3: Ausbaustufen des nautischen Informationsfunks (NIF) an Binnenschiffahrtsstraßen mit Schleusen

Schiffe oder die Sicherheit von Schiffen oder, in dringenden Fällen, auf den Schutz von Personen beziehen. Ausgeschlossen sind insbesondere Nachrichten kommerzieller Art über den Betrieb der Schiffe, z. B. solche über die Versorgung, das Personal, die beförderten Waren, den Umlauf der Schiffe oder die Disposition.

Aufgrund der Vorschriften des Rheinfunkdienstes ist im Verkehrskreis nautische Information die Vermittlung von Funkgesprächen in ein öffentliches oder betriebsinternes Telefonnetz verboten.

In Deutschland wurde für den Verkehrskreis nautische Information kein unabhängiger neuer Funkdienst aufgebaut, sondern es wurden die bestehenden Einrichtungen des UKW-Schleusenfunks genutzt und erweitert.

Der nautische Informationsfunk wird in drei Stufen ausgebaut (Abb. 3):

1. Funkstellen auf allen Schleusen, und zwar mit geringer Reichweite und gleichen oder periodisch wechselnden Funkkanälen (örtlicher NIF);

2. Erhöhung der Reichweite der Funkstellen und Verwendung periodisch wechselnder Funkkanäle, so daß auch die zwischen den Schleusen liegenden Strecken erreicht werden; Neubau von Funkstellen an Wasserstraßen ohne Schleusen (streckendeckender NIF);
3. Anschluß aller Funkstellen eines Wasserstraßengebietes an eine Zentrale (zentraler NIF).

Diese Vorgehensweise ermöglicht es in der 2. Stufe jedem Schiff, aus der ganzen Strecke eine Funkstelle zu erreichen. In der 3. Ausbaustufe können die Behörden die Schifffahrt über die Zentrale schneller über besondere Ereignisse (Havarien) unterrichten, als es bisher möglich war.

Ziel der Verwaltung ist es, den NIF der 3. Stufe auf allen wichtigen Binnenschiffahrtsstraßen einzurichten (Abb. 4).

Da der Schleusenbetrieb und die nautische Information an den Wasserstraßen mit Schleusen dieselben Funkkanäle benutzt, sind technische und organisatorische Regelungen getroffen worden, die dies reibungslos ermöglichen.

Für den nautischen Informationsfunk stehen insgesamt 8 Funkkanäle zur Verfügung. Diese Funkkanäle müssen auf alle Funkstellen der Binnenschiffahrtsstraßen so verteilt werden, daß gegenseitigen Störungen weitgehend vermieden werden.

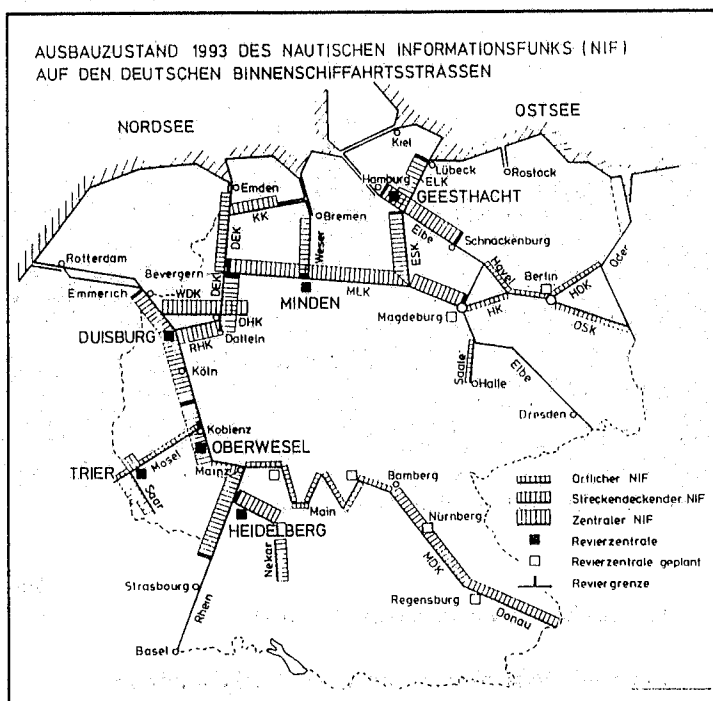


Abb. 4: Ausbauzustand 1993 des nautischen Informationsfunks auf den deutschen Binnenschiffahrtsstraßen

2.3 Nachrichtentechnisches Konzept des Nautischen Informationsfunks Rhein

An der deutschen Rheinstrecke sind zwei regionale Systeme mit den Zentralen Oberwesel und Duisburg eingerichtet (Abb. 5).

Auf dem Rhein werden für den nautischen Informationsfunk ausschließlich die Funkkanäle 18 und 22 im Wechsel eingesetzt. Die Eingangsschleusen zu den Nebenwasserstraßen erhalten den Funkkanal 20. Die Funkstellen sind in ca. 30 km Abstand angeordnet. Somit wird vermieden, daß die Funkkanäle während der Fahrt häufig gewechselt werden müssen. Nachteilig wirkt sich allerdings die große Reichweite der einzelnen Funkstationen dadurch aus, daß die Schiffsführer z. T. mit Informationen belastigt werden, die für sie nicht oder noch nicht interessant sind.

Für die Abwicklung des Funkdienstes sind folgende betriebliche Randbedingungen vorgegeben:

- Der Anruf einer Schiffsfunkstelle wird sowohl an der nächstgelegenen Schleuse als auch in der Revierzentrale gehört. Übernimmt die Schleuse das Gespräch, wird die Aussendung des Schiffes nicht mehr in der Revierzentrale gehört. Beide Besprechungseinrichtungen erhalten eine optische Anzeige darüber, wer das Gespräch übernommen hat.
- An den Schleusen werden die Aussendungen der Revierzentrale mitgehört.
- Wenn die Revierzentrale über eine Funkstelle mit einem Schiff in Verbindung steht, kann das Personal der Schleuse diese Verbindung durch Herausnahme des Handhörers sofort unterbrechen. Die Schleuse hat somit immer die erste Priorität, weil sie ja unmittelbar in den Schiffsbetrieb eingreift.
- Alle Besprechungseinrichtungen, also Zentrale und Schleusen, können eine Sammelanruf "An alle Schiffsfunkstellen" (ARI) aussenden. Dies ist eine Folge von verschiedenen Tonfrequenzen. Die Aussendung wird nur bei Not-, Dringlichkeits- und Sicherheitsmeldungen verwendet. Beim Verlassen einer Schleuse ist der Schiffsführer nämlich nicht mehr an den Schleusenfunkgesprächen

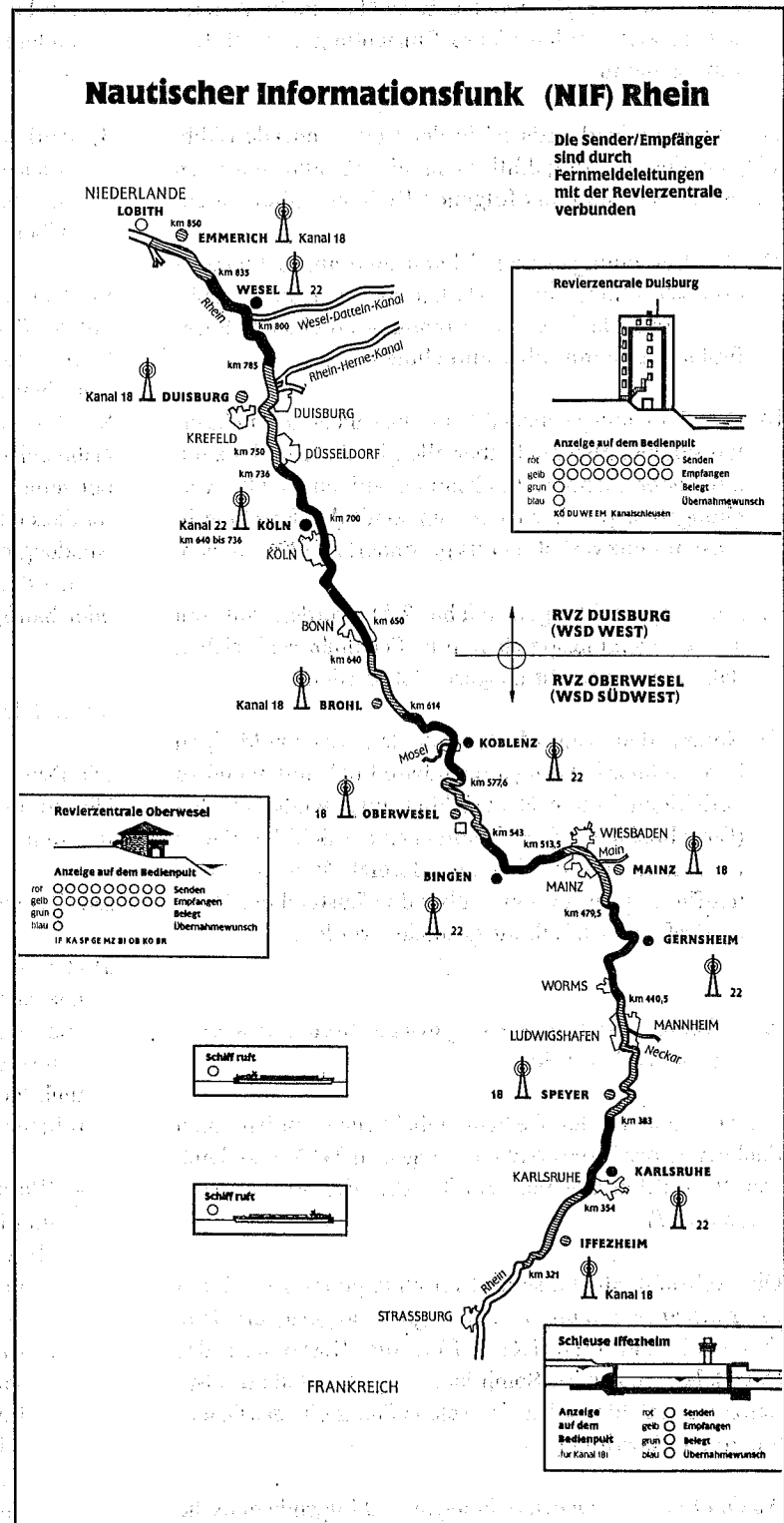


Abb. 5: Nautischer Informationsfunk (NIF) Rhein

interessiert und kann somit sein Funkgerät leiser stellen. Hört er nun das ARI-Signal, weiß er, daß eine wichtige Durchsage folgt. Dieser ARI-Ruf darf nicht mit dem Notruf verwechselt werden.

- Die Revierzentrale kann mit den Schleusen intern

Gespräche führen, ohne daß diese über die Funkstelle ausgesendet werden. Diese Einrichtung wird "Inter-com" genannt.

Der "zentrale Bedientisch" in der Revierzentrale (Abb. 13), an den im Regelfall mehr als 10 Funkstationen angeschlossen sind, hat folgende Bedienmöglichkeiten:

- a) Das Bedienungspersonal kann eine angeschlossene ortsfeste Funkstelle anwählen und über diese Funkstelle eine Nachrichtenverbindung zu einer Schiffsfunkstelle unmittelbar aufnehmen.
- b) Das Bedienungspersonal kann über mehrere Funkstellen senden, also auch über alle gleichzeitig. Es kann eine oder mehrere Funkstellen auf einen Überwachungslautsprecher legen, um somit den Empfang in diesem Funkverkehrskreis gesondert zu überwachen.
- c) Die Lagemeldungen (siehe 2.5) werden auf ein Tonbandgerät gesprochen. Eine Schaltuhr stellt sicher, daß sie zeitgerecht ausgesendet werden.
- d) Neben den zeitlich festgelegten Lagemeldungen können über beliebig anwählbare Funkstellen und zu beliebigen Zeiten Nachrichten ausgesendet werden (Einzelmeldungen). Bei Störungen des Schiffsverkehrs in einem eng umrissenen Bereich können somit häufigere Informationen über den Zustand der Wasserstraße zusätzlich ausgesendet werden.

2.4 Technische Realisierung des nautischen Informationsfunk Rhein

Die oben angeführten Bedienmöglichkeiten wurden durch Funkgeräte des Types AEG-Teleregent II WSV und durch das Vermittlungssystem AVS 1280 der Firma AEG realisiert (7).

Die nachrichtentechnischen Einrichtungen werden durch Mikroprozessoren und Datentelegramme gesteuert. Jede Funkstelle hat eine Kennziffer, die Bestandteil des Datentelegrammes ist. Somit kann an jeder Stelle des Systems festgestellt werden, für welche Funkstelle das Datentelegramm bestimmt ist.

An den Besprechungseinrichtungen sind folgende optische Anzeigen vorhanden (Abb. 5):

- a) Aufleuchten einer roten LED bedeutet, daß der Sender der Funkstelle aktiviert ist (Senden).
- b) Aufleuchten einer gelben LED bedeutet, daß der Empfänger der Funkstelle beaufschlagt ist, d.h. eine Schiffsfunkstelle hat angerufen (Empfangen).

c) Aufleuchten einer grünen LED bedeutet, daß eine andere Besprechungseinrichtung, z. B. eine Schleuse, das Gespräch übernommen hat (Belegt).

d) Aufleuchten einer blauen LED bedeutet, daß eine Besprechungseinrichtung (z. B. Schleuse) das Gespräch an eine andere (z. B. Revierzentrale) abgeben möchte (Übernahmewunsch).

In Oberwesel muß sich die Zentrale den Funkkanal 18 mit der Schiffsmeldestelle für die Schiffszählung teilen. Um die nicht betroffene Schifffahrt im weiteren Umkreis des Senders Oberwesel nicht zu belasten, wird die Schiffsmeldestelle mit einem leistungsschwachen Nahbereichssender für Kanal 18 ausgestattet, der allerdings bei seiner Aktivierung die Tätigkeit der Revierzentrale für diesen Sendebereich unterbricht. Die gemeinsame Verwendung desselben Funkkanals würde auch hier gewählt, um der Schifffahrt nicht den Einsatz zu vieler Funkgeräte oder häufiges Umschalten der Kanäle zuzumuten.

2.5 Betriebliches Konzept

Die Revierzentralen am Rhein sind täglich rund um die Uhr besetzt. Die Beschäftigten besitzen das Rhein-Schifferpatent.

Die Revierzentralen üben folgende Funktionen aus:

a) Herausgabe von Bekanntmachungen der Behörden
Die Schifffahrtsbehörden des jeweiligen Reviers und angrenzender Bereiche erteilen den Revierzentralen Sendeaufträge, die als Sammelanruf "An alle Schiffsfunkstellen" (ARI) auszustrahlen sind. Hierunter fallen folgende Inhalte:

- Wasserstandsmeldungen, Hochwasserberichte, Eis- und Nebelmeldungen
- Hinweise einschließlich Verkehrsregelungen auf
 - Fehltiefen und Fehlbreiten in der Fahrrinne
 - wassersportliche Veranstaltungen
 - Baustellen und Baggerstellen mit Verkehrsbeschränkungen
 - Bauarbeiten an Brücken, Freileitungen, Dükern mit Verkehrsbeschränkungen
 - havarierte Fahrzeuge
 - militärische Übungen
 - Peilungen
 - Einstellungen der Schifffahrt bei Hochwasser
- Freigabe der Schifffahrt nach Hochwasser
- Hinweise über Sperrungen von Schleusen oder Betriebsstörungen
- Hinweise über Schiffsansammlungen und eventuelle Verlängerung der Schleusenbetriebszeit
- strom- und schifffahrtspolizeiliche Verfügungen über Verkehrsregelungen

- Bekanntmachungen und Anweisungen bei besonderen Ereignissen

Die Bekanntmachungen werden in der Art von Lagemeldungen (4 x täglich zu festen Zeiten), Wasserstandsmeldungen (2 x täglich) und Einzelmeldungen (bei Bedarf) herausgegeben.

b) Bearbeiten von Mitteilungen und Anfragen aus der Schifffahrt

Notrufe werden unverzüglich an die Hilfsdienste weitergegeben. Meldungen aller Art, die den Schiffsverkehr (Havarien), die Schifffahrtszeichen, den Zustand der Wasserstraße, die meteorologischen Verhältnisse (Nebel, Eis) oder sonstige Beobachtungen und Vorkommnisse betreffen, werden von der Zentrale an die Behörden weitergegeben. Die für die Schifffahrt wichtigen Meldungen aus der Strecke, wie z.B. über Nebel oder Havarien, werden - sofern eine Gefahr für die Schifffahrt zu befürchten ist - von der Zentrale als Sammelanruf "An alle Schiffsfunkstellen" (ARI) ausgesendet.

Anfragen nautischer Art aus der Schifffahrt beantwortet die Zentrale im Rahmen ihrer Zuständigkeit, soweit dies mit vertretbarem Aufwand möglich ist.

3 Melde- und Informationssystem auf bestimmten Binnenschiffahrtsstraßen (MIB)

3.1 Ausgangslage und bestehende Sicherheitsvorkehrungen

Der Anteil der Gefahrgütertransporte auf dem Rhein liegt bei 25 %. Etwa 50.000 Schiffe mit Gefahrgut passieren jährlich die deutsch-niederländischen Grenze in beiden Richtungen. Auf der gesamten deutschen Rheinstrecke sind im Durchschnitt 160 Gefahrguttransporte gleichzeitig unterwegs.

Die Unfallbekämpfung wird dann verzögert und erschwert, wenn die Polizei und die Feuerwehr keine genauen Angaben über Schiff, Ladung und Besatzung erhalten. Dies betrifft besonders den Transport gefährlicher Güter.

Folgende Informationsquellen sind schon bisher vorhanden:

- Die Schiffsbesatzung kann nach einem Unfall die Revierzentrale über Schiff und Ladung unterrichten. Die Zentrale gibt die Meldung an die Hilfskräfte weiter. Voraussetzung dafür ist, daß die Besatzung noch handlungsfähig ist und daß die Funkausstattung noch intakt und erreichbar ist.
- Schiffe, die gefährliche Güter befördern, sind nach den

schiffahrtspolizeilichen Vorschriften je nach Art des Gefahrguts bei Tage mit ein bis drei blauen Kegeln und bei Nacht mit ein bis drei blauen Lichtern zu kennzeichnen. Die Kennzeichnung ist für den Verkehr der Schiffe erforderlich (z. B. Abstand halten, Stillliegen). Die Unterteilung nach 1 bis 3 Kegeln/-Lichtern ist sehr pauschal und kann im einzelnen nur ungenügend Aufschluß über die Ladung geben; Eine gezielte Bekämpfung von Unfallfolgen allein aufgrund dieser Kennzeichnung ist nicht möglich.

- Weitere Sicherheitsvorkehrungen ergeben sich aus der Verordnung über die Beförderung gefährlicher Güter auf dem Rhein (ADNR), die auf allen Bundeswasserstraßen angewandt wird. Neben einem Beförderungspapier, das Angaben über das Gefahrgut enthält, muß der Absender dem Schiffsführer schriftliche Weisungen (Unfallmerkblätter) mitgeben, die folgende Angaben enthalten:

- Die Art der Gefahr, die die beförderten gefährlichen Güter in sich bergen, sowie die erforderlichen Sicherheitsmaßnahmen, um ihr zu begegnen;
- die zu ergreifenden Maßnahmen und Hilfeleistungen, falls Personen mit den beförderten Gütern oder entweichenden Stoffen in Berührung kommen;
- die im Brandfall zu ergreifenden Maßnahmen und die Mittel, die zur Feuerbekämpfung nicht verwendet werden dürfen;
- Maßnahmen bei Verpackungbruch, insbesondere wenn sich diese gefährlichen Güter ausgebreitet haben.

Aufgrund dieser Weisungen sind bei Unfällen Sofortmaßnahmen durch die Besatzung möglich. Das gleiche gilt für die Hilfskräfte, sofern sie im Besitz dieser normierten, für das jeweilige Gefahrgut bestimmten Weisungen sind, und Angaben über die Art der Ladung vorliegen (8).

- Die Transporte mit Binnenschiffen werden nach Güterart und Menge an den deutschen Grenzen, einigen Schleusen und der Zählstelle Oberwesel (Rhein) erfaßt. Dabei wird die Ladung aber nicht unter dem Gesichtspunkt der Gefahrenabwehr klassifiziert. Bei einer Havarie können Polizei und Feuerwehr diese Angaben telefonisch erfragen. Nähere Angaben über die Ladung können sie aber nur von der Reederei oder dem Verlader erhalten.

3.2 Defizit bei der Unfallbekämpfung der Unfallfolgen

Das mit den schriftlichen Weisungen (3.1.c) verfolgte Ziel kann nicht erreicht werden, wenn die Schiffsbesatzung nicht in der Lage ist, die Weisungen zu befolgen. Hierbei ist an Fälle zu denken, in denen die Besatzungsmitglieder

durch den Unfall ertrinken oder sich retten müssen oder sonst eine Kommunikation mit den Hilfskräften nicht möglich ist. In Unkenntnis über die Schiffsladung sind die Hilfskräfte dann nicht in der Lage, die dieser Ladung entsprechende Unfallbekämpfung einzuleiten. Sie müssen sich anderweitig erst Kenntnis über die Ladung verschaffen. Durch diese zeitliche Verzögerung können die Unfallfolgen erheblich steigen.

3.3 Verbesserung durch das Melde- und Informationssystem (MIB)

Dem oben genannten Mangel wird dadurch abgeholfen, daß alle für die Unfallbekämpfung wichtigen Daten vor Antritt der Reise gemeldet werden und in den Revierzentralen abrufbereit zur Verfügung stehen.

Nachdem bereits auf der französischen und der niederländischen Rheinstrecke eine Meldepflicht für bestimmte Transporte existierte, wurde diese 1993 auch in der deutschen Strecke eingeführt, und zwar zunächst nur für die Gebirgsstrecke zwischen Bingen und St. Goar. Die Meldepflicht soll 1994/95 auf die ganze deutsche Rheinstrecke und einige angrenzende Wasserstraßen ausgedehnt werden. Das Meldegebiet, die Art der zu meldenden Daten und der Datenfluß gehen aus Abb. 6 hervor. Eine ständige Überwachung der Transporte, durch die der jeweilige Standort eines Schiffes genau festgestellt werden kann, ist wegen des unverhältnismäßig hohen Aufwandes, und um die Funkkanäle nicht zu überlasten, nicht möglich.

3.4 Betriebliches Konzept des MIB

Zur Durchführung des Melde- und Informationssystems bot sich eine Nutzung der Revierzentralen Oberwesel und Duisburg an. Die Revierzentralen sind 24 Stunden täglich besetzt. Sie werden für die Aufgaben des MIB mit Datenverarbeitungsanlagen ausgerüstet (Abb. 6)

- zur Eingabe, Verarbeitung und Darstellung der von den Schiffen abgegebenen Daten
- zum Abruf von Daten über gefährliche Güter aus der Gefahrgutschnellaukunft des Umweltbundesamtes
- zur Verbindung mit anderen Zentralen.

Das informationstechnische Konzept wurde in Abstimmung mit der niederländischen Wasserstraßenverwaltung Rijkswaterstaat entwickelt, die bereits ein entsprechendes System in Betrieb hat (9). Alle Daten werden nur einmal erfaßt und entsprechend der Reiseroute des Schiffes an die Nachbarzentrale weitergegeben.

Die in den Zentralen gespeicherten Daten werden nur den Stellen zugänglich sein, die unmittelbar bei der Gefahren-

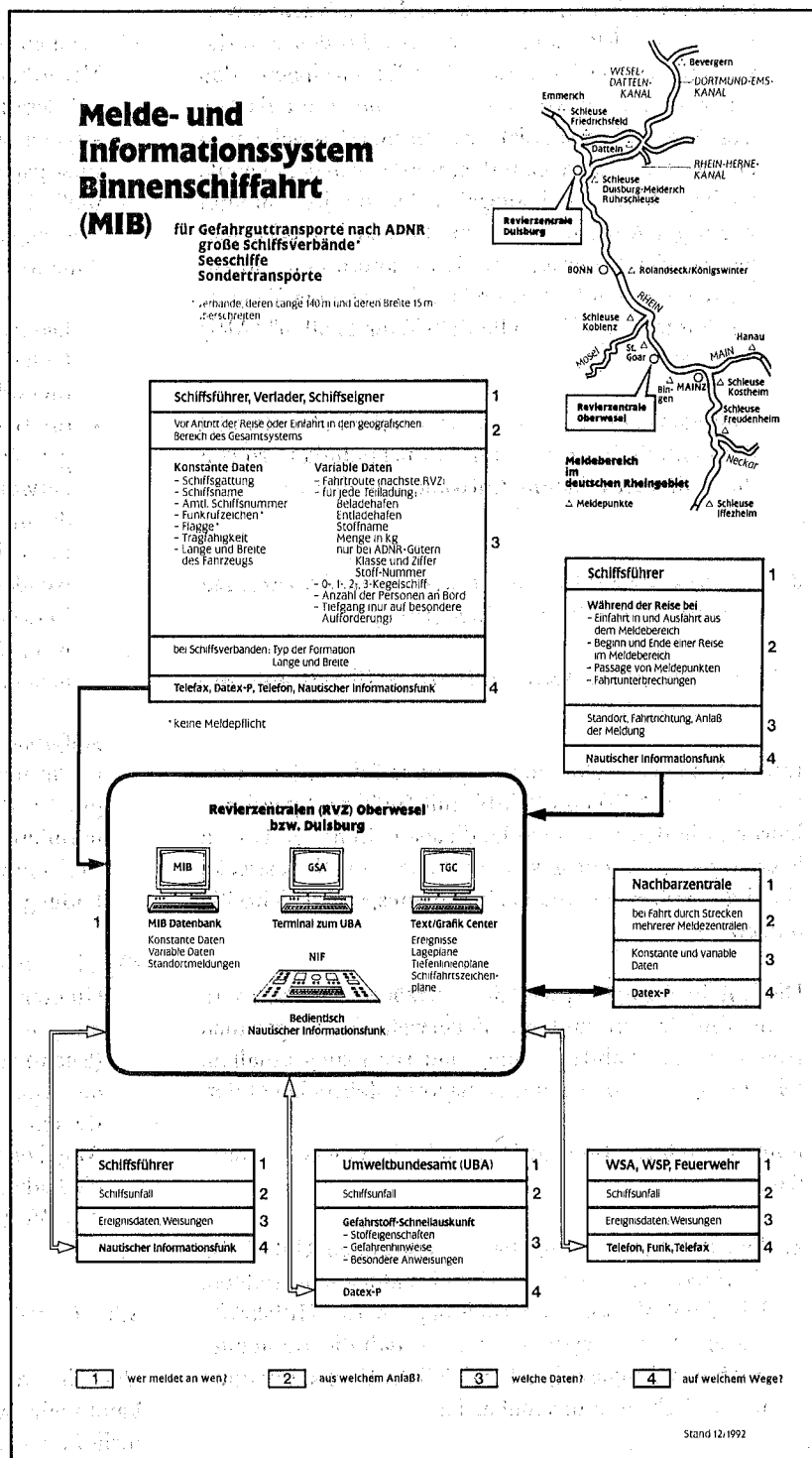


Abb. 6: Melde- und Informationssystem Binnenschifffahrt

In den Revierzentralen werden jeweils mehrere Personalcomputer (Abb. 6) installiert, die über ein Netzwerk verbunden sind.

Abb. 7: Überwachungs- und Eingabemasken auf dem MIB-Monitor

Auf dem Monitor MIB (Abb. 7) werden dem Nutzer Oberflächen und Auswahlmenüs angeboten, die er mit Maus oder Tastatur anwählen kann. Die "Revierliste" bildet den Einstieg in das System. Sie zeigt alle gemeldeten Schiffe, die sich in dem Bereich einer Zentrale befinden. Bei den weiteren Menüs wird unterschieden zwischen festen Daten, die nur einmal zu melden sind und variablen Daten, die sich mit jeder Reise ändern. Die festen Daten werden über die Maske "Schiffsdateneingabe" gespeichert, und zwar für jeden Schiffskörper einzeln. Die beweglichen Daten werden über die Masken "Verbandsdaten" und "Ladungsdaten" eingegeben. In der Maske "Verbandsdaten" wird als "Reiseroute" lediglich der Name der nächsten Revierzentrale gespeichert, damit die Daten nach dort automatisch weitergeleitet werden können. Die Ladungsdaten werden nach "Beladehafen" und "Entladehafen" gruppiert,

Die Funktionen der Bildschirme für die Gefahrstoff-Schnellauskunft (GSA) und des Text-Graphik-Center (TGC) gehen aus Abb. 6 hervor.

4 Schiffszählung

Für statistische Zwecke werden folgende Angaben von allen Schiffen erhoben, anonymisiert und in einer vom MIB getrennten Datenbank geführt:

Schiffsgattung, Schiffsname, Tragfähigkeit in Tonnen, Flagge, Fahrtrichtung (Berg- oder Talfahrt), Güterart nach Güterhauptgruppen, Gesamtladung in Tonnen je Güterhauptgruppe, auf der Fahrt von nach (Abkürzung des Landes), Anzahl der transportierten Container.

Für die Schiffszählung wird eine mit der MIB-Datenbank vernetzte Datenbank eingerichtet. Um doppelte Abfragen zu vermeiden, werden die im MIB erhobenen Daten - soweit benötigt - an die Datenbank der Schiffszählung automatisch übergeben.

5 Wahrschau in der Gebirgsstrecke zwischen Oberwesel und St. Goar

Innerhalb der Gebirgsstrecke des Rheins, und zwar zwischen Oberwesel und St. Goar, besteht auf 5 km Länge wegen des tief eingeschnittenen, stark gewundenen und engen Rheintales weder eine ausreichende Sicht noch eine direkte UKW-Sprechfunkverbindung von Schiff zu Schiff (Abb. 8). Die Fahrrinne ist zwar auch dort 120 m breit, doch benötigt die Talfahrt infolge ihres Driftwinkels in den engen Kurven einen Fahrstreifen bis zu 60 m Breite. Dies bedeutet, daß eine Begegnung je nach Art der beteiligten Fahrzeuge in den Kurven vermieden werden muß. Einfluß auf den Ort und die Art der Begegnung kann aber nur die zu Berg fahrende Schifffahrt

nehmen, weil

- die Talfahrt bei einer mittleren Strömungsgeschwindigkeit von 6 km/h mit ca. 20 km/h Stunde über Grund fahren muß, damit ausreichend Wasserdruck auf dem Ruder liegt, um das Schiff sicher durch die Kurven lenken zu können
- die Bergfahrt auch bei einem Stillstand über Grund noch Fahrt durch das Wasser macht und somit manövrierfähig bleibt. Dies bedeutet, daß der Bergfahrt bekannt sein muß, ob und welche Talfahrt entgegenkommt. Die Bergfahrt kann dann warten, bis die Talfahrt die kritischen Bereiche passiert hat.

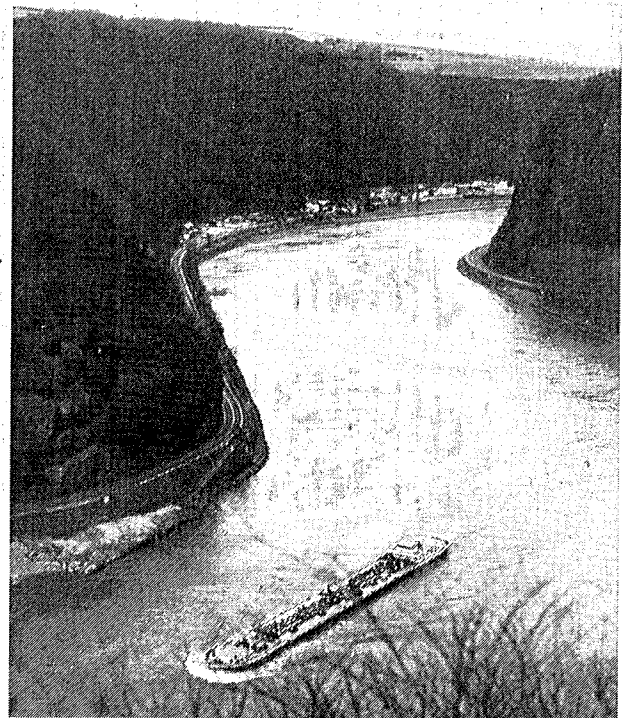


Abb. 8: Bergfahrt in der Gebirgsstrecke des Rheins am Betteck

Hierzu besteht eine Signalisierung durch Lichttagessignale, die von drei Beobachtungsposten aus geschaltet werden. Die Grundprinzipien der Lichtwahrschau sind auf Abb. 9 dargestellt (10).

Zwischen den Signalstellen A "Am Ochenturm" und E "Bankeck" ist der Rhein in vier Abschnitte unterteilt. Die auf den Signalmasten übereinander angeordneten Formsignale beziehen sich auf diese Abschnitte (Abb. 10); sie zeigen der Bergfahrt an, welche Fahrzeuge oder Verbände in welchem Abschnitt zu Tal kommen. Die Formsignale sind aus drei weißen, im Dreieck stehenden Lichtlinien zusammengesetzt. Jede Lichtlinie besteht aus einem Lampenkasten (1.600 mm x 380 mm x 230 mm), der mit fünf dimmbaren Leuchtstofflampen bestückt ist. Die Bedeutung der Lichtlinien und ihrer Kombinationen geht aus der Legende zur Abb. 9 hervor.

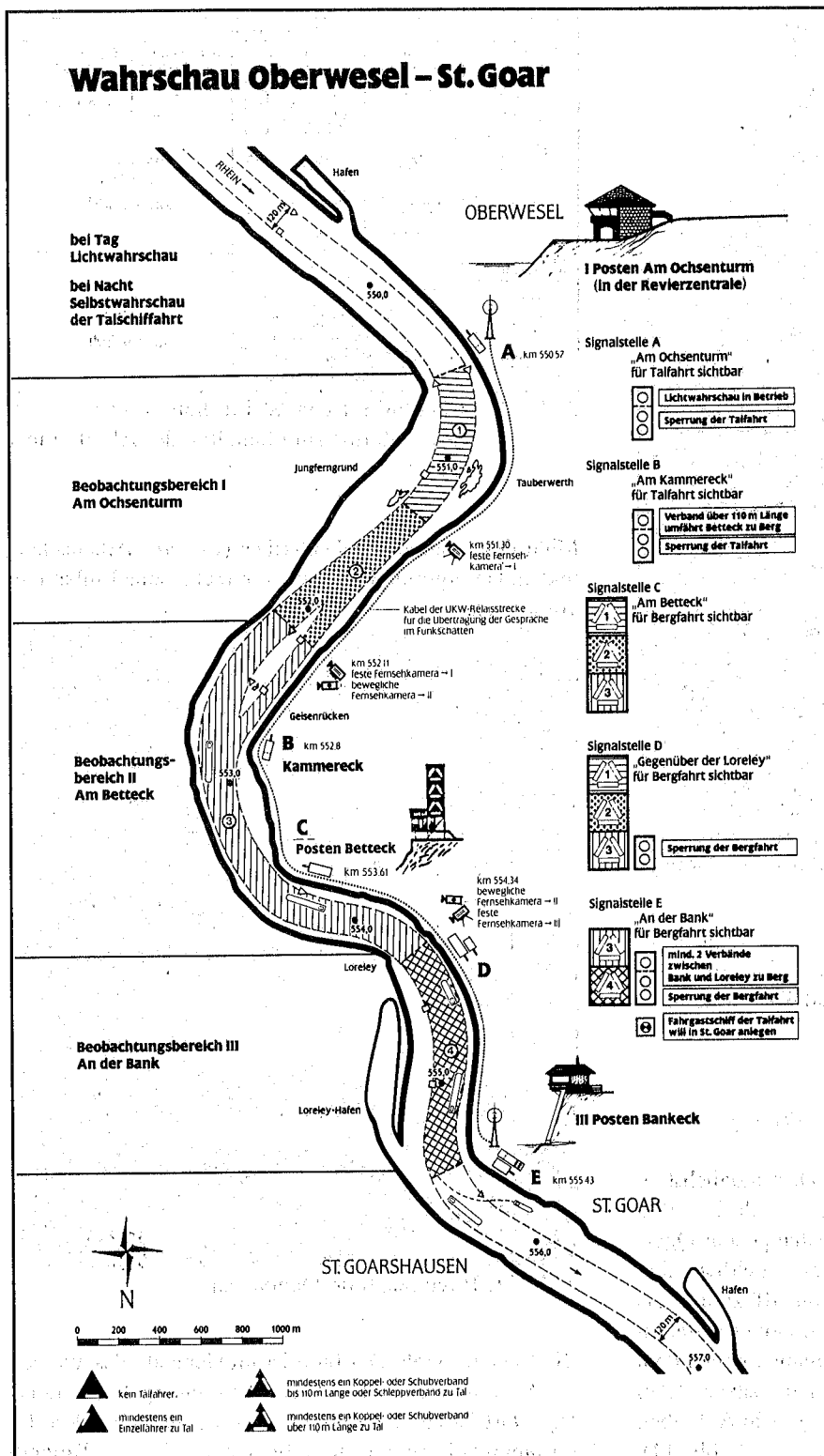


Abb. 9: Wahrschau Oberwesel - St. Goar

Die Signale werden von den mit je einem Mann besetzten Posten "Am Ochsenturm", "Betteck" und "Bankeck" geschaltet. Die Wahrschauer können ihre Beobachtungsbereiche mit ihren Augen einsehen. Die Fernsehkameras an den Abschnittsgrenzen stellen nur eine Unterstützung dar.

Ein- und Umschalten der angeschlossenen Geräte ist ein Fernwirkssystem auf der Basis der speicherprogrammierbaren Steuerung Simatic S 5 der Fa. Siemens eingesetzt. Als Übertragungsmedium wird ein Fernmeldekabel verwendet.

Da die Beobachtung der Wahrschaustrecke mit dem menschlichen Auge nur bei Tage möglich ist, kann die Lichtwahrschau nur von einer halben Stunde vor Sonnenaufgang bis zu einer halben Stunde nach Sonnenuntergang betrieben werden. Bis 1970 war folglich die Talfahrt bei Nacht durch die Gebirgssstrecke verboten. Um diese Einschränkung zu beseitigen, wurde 1980 mit einer "UKW-Relaisstrecke" die Möglichkeit zur Selbstwahrschau der Schifffahrt bei Nacht eingeführt (11). Hierzu wurden Funkanlagen an Land in Oberwesel und St. Goar errichtet und über ein Kabel miteinander verbunden. Die auf Kanal 10 an einem Ende der Strecke von den Schiffen ausgestrahlten Funkgespräche werden dort aufgenommen, über das Kabel zum anderen Ende der Strecke geleitet und wieder ausgestrahlt. Diese Selbstwahrschau ist betrieblich möglich, weil in der Nacht nur wenige Schiffe verkehren, so daß Mißverständnisse ausscheiden. Bei Tage kann auch weiterhin wegen des starken Schiffsverkehrs und der Tatsache, daß sich oft mehrere Schiffe in einem der vier Abschnitte befinden, nicht auf die Lichtwahrschau verzichtet werden.

Die 1970 installierte Technik der Lichtwahrschauanlage ist inzwischen veraltet und wurde 1993 komplett ersetzt, ohne daß sich für die Schifffahrt nach außen etwas änderte. Der Wahrschauposten "Am Ochsenturm" wurde in das danebenliegende neue Gebäude der Revierzentrale Oberwesel (Abb. 12) verlegt. Die Schaltanlage in den drei Posten wurden durch ein PC-System ersetzt. Abb. 11 zeigt das Monitorbild für den Posten A "Am Ochsenturm". Zur Übertragung der Befehle für das

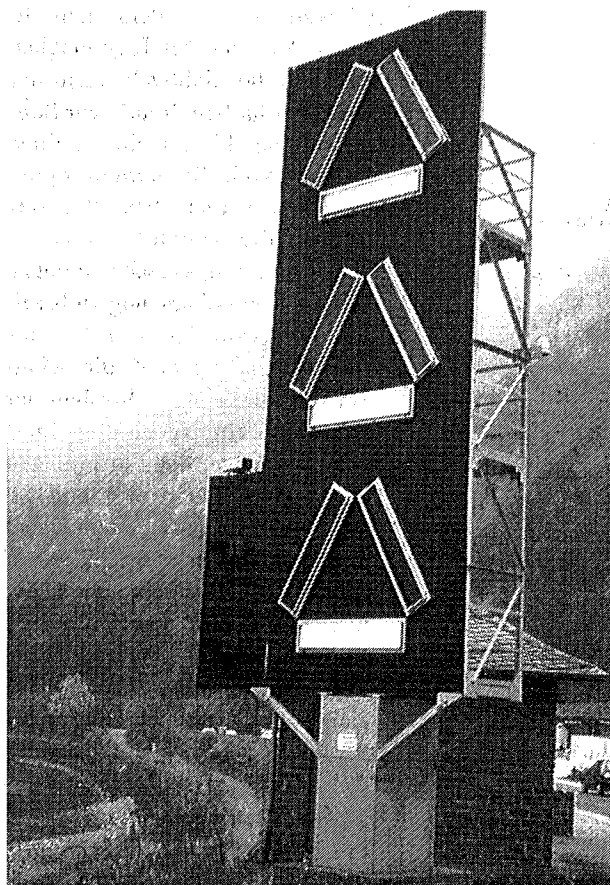


Abb. 10: Wahrschausignal D "Gegenüber der Loreley"

Längerfristig ist geplant, die Beobachtung vom menschlichen Auge auf Radar umzustellen und in der Revierzentrale Oberwesel zu konzentrieren, so daß die beiden anderen Posten entfallen können.

6 Revierzentralen Oberwesel und Duisburg

Um die in Abschnitt 1 genannten Aufgaben möglichst an einem Ort zusammenzufassen, entschied sich die WSD Südwest für den vorhandenen Wahrschauposten Oberwesel als Standort der Revierzentrale am Mittelrhein. Ihre Zuständigkeit umfaßt den Rhein von Iffezheim bis Rolandseck/Königswinter (Abb. 6). Für den erweiterten Aufgabenumfang wurde ein neues Gebäude neben dem vorhandenen Gebäude des Wahrschaupostens "Am Ochsenturm" errichtet (Abb. 12 und 13). Alle Aufgaben werden am zentralen Bedientisch erledigt (Abb. 14), während die nachrichtentechnischen Einrichtungen in einem besonderen Raum untergebracht sind. In der ersten Ausbaustufe der Zentrale sind zwei Arbeitsplätze am zentralen Bedientisch eingerichtet: ein Platz für NIF/MIB und ein weiterer für Wahrschau/Schiffszählung. Für den NIF wurde ein Reservebedienfeld eingebaut. Erweiterungsmöglichkeiten für zukünftige Aufgaben (z. B. Radarbeobachtung der Wahrschaustrecke) sind in der

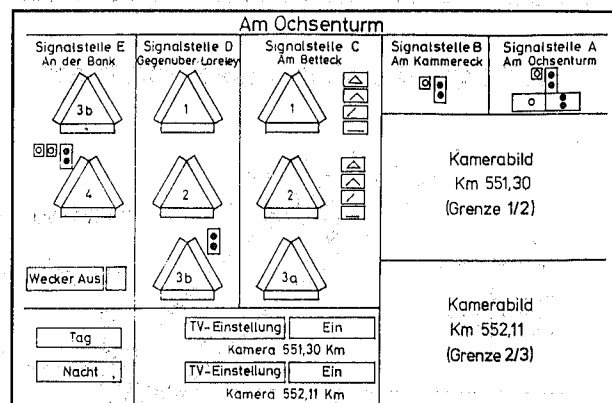


Abb. 11: Monitorbild des Wahrschaupostens A "Am Ochsenturm" zum Schalten der Abschnitte 1 und 2

Mitte des zentralen Bedientisches (weiterer Arbeitsplatz) und im Untergeschoß (für weitere technische Einbauten) vorhanden.

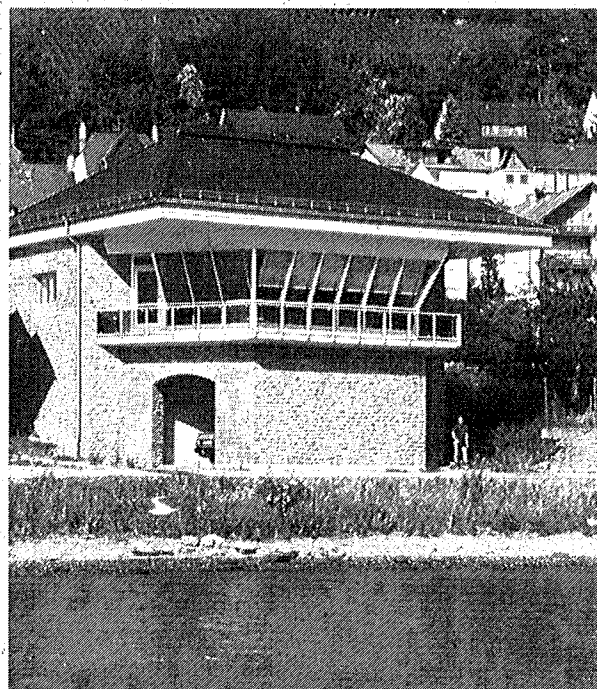


Abb. 12: Revierzentrale Oberwesel

Die Revierzentrale Duisburg ist im Gebäude des Wasser- und Schiffsamtes Duisburg-Rhein untergebracht (Abb. 15). Dort ist sie auch organisatorisch eingebunden. Ihr Zuständigkeitsbereich umfaßt den Rhein von Rolandseck/Königswinter bis zur deutsch-niederländischen Grenze sowie die westdeutschen Kanäle bis Bevergern (Abb. 6). Der zentrale Bedientisch entspricht in seinem Grundaufbau jenem in Oberwesel.

Die Wasserschutzpolizei-Direktion Nordrhein-Westfalen ist im nautischen Informationsfunk mit einer Sprechstelle an die Zentrale Duisburg angeschlossen

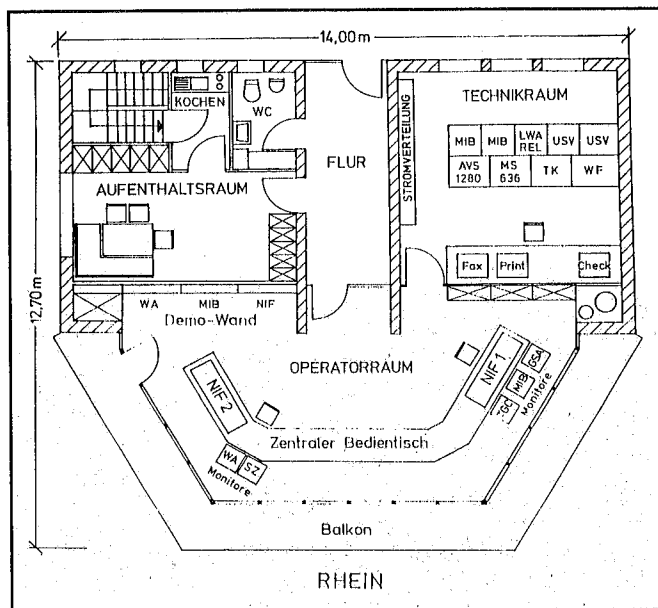


Abb. 13: Grundriß der Revierzentrale Oberwesel

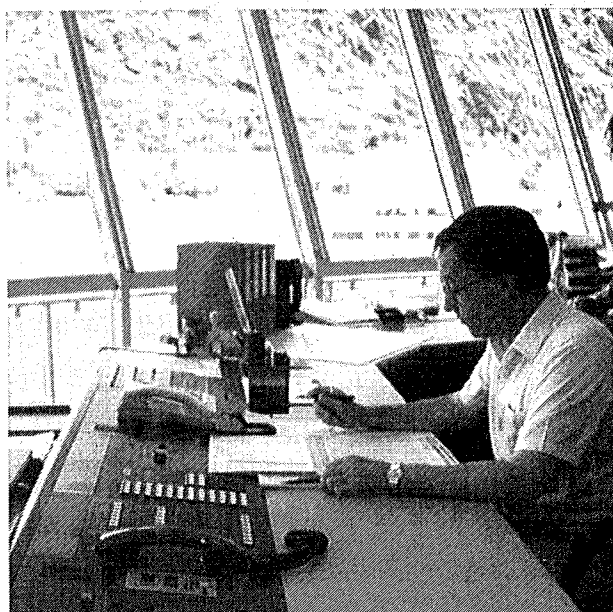


Abb. 14: Arbeitsplatz des nautischen Informationsfunks in der Revierzentrale Oberwesel

7 Bezeichnung der Fahrrinne und der Hindernisse

7.1 Grundsätze für die Bezeichnung

Auf dem frei fließenden Rhein unterhalb der Staustufe Iffezheim wird eine Fahrrinne bestimmter Breite und Tiefe im Rahmen des Möglichen und Zumutbaren vorgehalten. Die Rheinschiffahrtspolizeiverordnung sieht Tonnen zur Bezeichnung der Fahrrinnenränder sowie Spierentonnen oder Stangen (Baken) zur Bezeichnung

von Bauwerken und Hindernissen außerhalb der Fahrrinne vor. Alle Fahrrinnen- und Hindernisbezeichnungen sind mit Radarreflektoren für die Fahrt bei Nacht und unsichtigem Wetter ausgestattet. Die Fahrrinnenränder des Rheins werden nicht durchgehend mit Tonnen bezeichnet, da die Streckenkenntnis der Schiffsführer für eine sichere Fahrt vorausgesetzt werden kann und muß. Lediglich in besonderen Gefahrenbereichen ist die Fahrrinne bezeichnet.

Entsprechend den charakteristischen Eigenschaften der einzelnen Abschnitte des Rheins werden in der frei fließenden Strecke unterhalb der Staustufe Iffezheim bis zur deutsch-niederländischen Grenze unterschiedliche Bezeichnungssysteme eingesetzt (Abb. 16):

- Im Oberrhein zwischen Iffezheim und Mannheim befinden sich regelmäßig angeordnete niedrige Buhnengruppen, die fast während des ganzen Jahres überflutet sind. Um diese als Hindernisse kenntlich zu machen, ist am Anfang, in der Mitte und am Ende jeder Buhnengruppe je eine Spierentonne außerhalb der 92 m breiten Fahrrinne angeordnet.
- Zwischen Mannheim und Mainz werden auf einer Strecke mit eindeutigem Mittelwasserbett einzelne Gefahrenstellen am Rande der 120 m breiten Fahrrinne durch Fahrrinntonnen bezeichnet. Die Mittelwasser-Leitwerke sind überwiegend durch Bäume und in Einzelfällen durch Baken gekennzeichnet.
- Im Rheingau zwischen Mainz und Bingen ist der Strom sehr gerade und breit, so daß Fahrrinntonnen zur Orientierung über die Lage der Fahrrinne in größerer Zahl ausliegen.
- In der Gebirgsstrecke zwischen Bingen und St. Goar ist der Rand der 120 m breiten Fahrrinne, soweit er felsig ist, fast durchgehend aber nicht regelmäßig durch Fahrrinntonnen bezeichnet.
- Zwischen St. Goar und Rolandseck/Königswinter ist die Lage der Fahrrinne in gestreckten Stromstrecken durch Fahrrinntonnen bezeichnet. Weitere Fahrrinntonnen befinden sich an markanten Punkten.
- Am Niederrhein zwischen Königswinter und Emmerich wird auf eine Bezeichnung der Fahrrinnenränder mit Fahrrinntonnen weitgehend verzichtet. Buhnenköpfe, Leitwerke und Ufer, die bei höchstem Schifffahrtswasserstand (HSW) überflutet werden, sind durch Baken mit Radarreflektoren bezeichnet.

Auf Fehltiefen und -breiten der Fahrrinne wird im Regelfall durch schriftliche Mitteilungen und in Ausnahmefällen durch Auslegung von Tonnen hingewiesen.

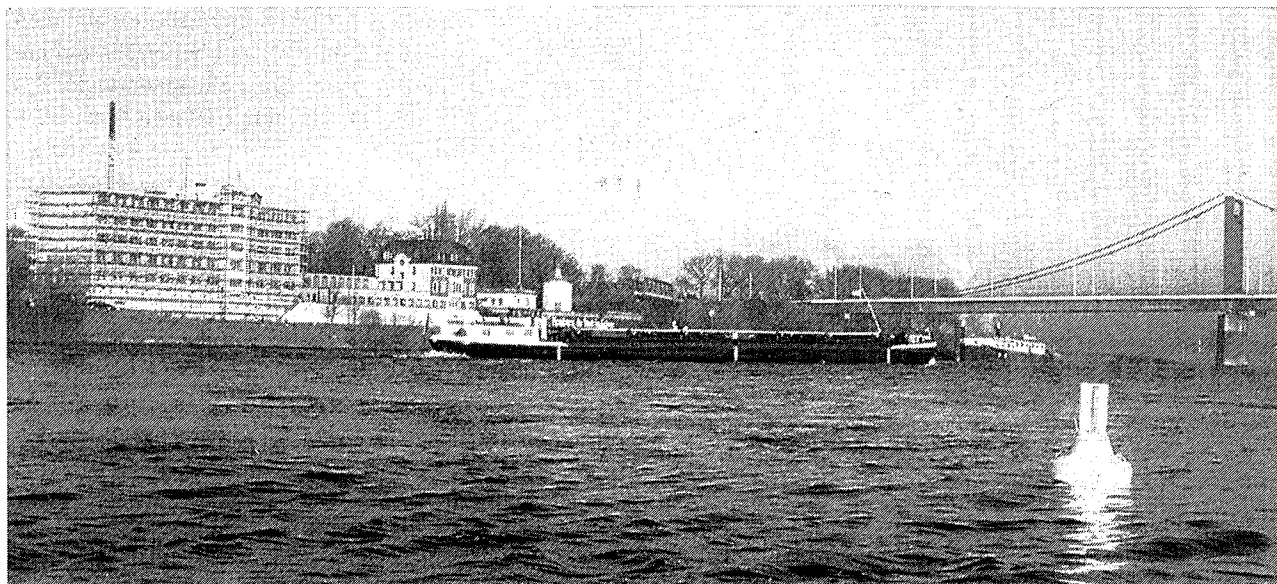


Abb. 15: Revierzentrale Duisburg im Gebäude des Wasser- und Schifffahrtsamtes Duisburg-Rhein

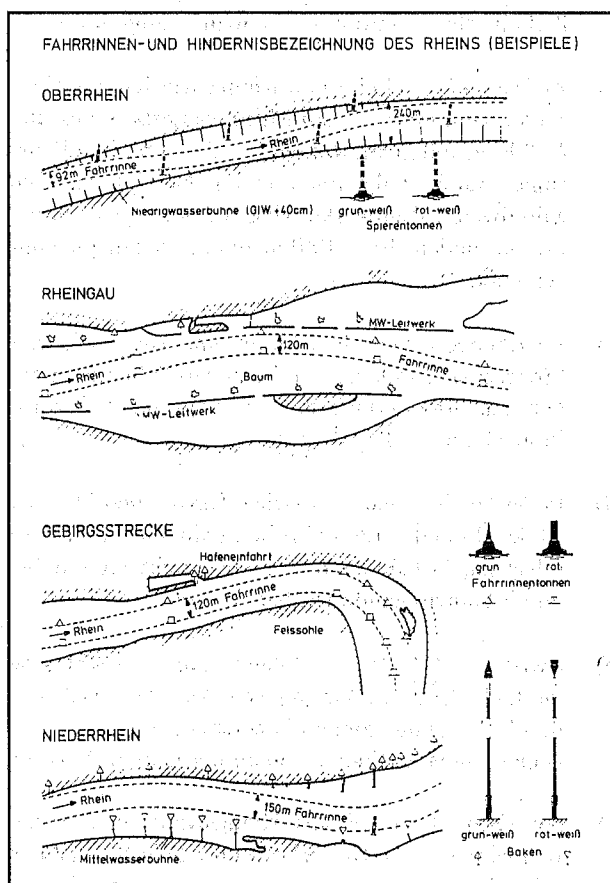


Abb. 16: Fahrrinnen- und Hindernisbezeichnung des Rheins (Beispiele)

Alle diese Bezeichnungssysteme sind so angelegt, daß in Verbindung mit den natürlichen Marken wie hohen Ufern, Bäumen, Dämmen und Gebäuden eine sichere Orientierung in der Fahrt bei Nacht und unsichtigem

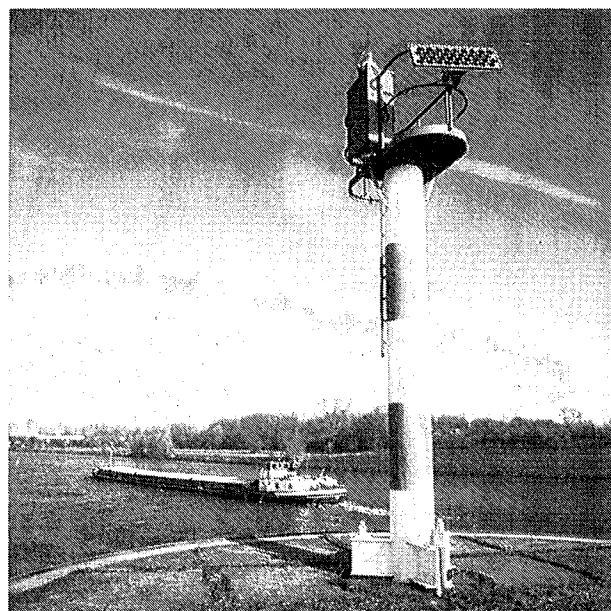


Abb. 17: Orientierungsfeuer mit Solartechnik an der Einfahrt vom Rhein in den Wesel-Datteln-Kanal

Wetter mit Radar bis zum höchsten Schifffahrtswasserstand ermöglichen.

7.2 Orientierungsfeuer mit Solartechnik am Niederrhein

Zwischen 1969 und 1976 wurden insgesamt 11 Orientierungsfeuer zwischen Duisburg und Emmerich gebaut. Orientierungsfeuer werden nur in extremen Rädien als Navigationshilfen für die nicht mit Radar fahrende Schifffahrt aufgestellt. Als Energiequelle wurde ursprüng-

lich Propangas verwendet. Das Wechseln der Propangasbehälter war kostenaufwendig und bezüglich der Arbeitssicherheit nicht unbedenklich. 1989 wurden die Orientierungsfeuer deshalb auf elektrische Energie aus Solargeneratoren umgerüstet (Abb. 17).

Schrifttum

- (1) Bulletin der Bundesregierung Nr. 30, S. 285, 1992
- (2) Ridder, K.: Gefährliche Güter werden auf dem Rhein sicher transportiert, Verkehrsnachrichten des BMV, 10-91
- (3) Hartung, W.: Verkehrssicherung auf Binnenschiffahrtsstraßen, Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft Nr. 38, 1982
- (4) Regionale Vereinbarung über den Rheinfunkdienst vom 01.10.1976 (BGBl. II 1977, S. 290)
- (5) Verordnung über den Betrieb von Sprechfunkanlagen auf Ultrakurzwellen in der Binnenschiffahrt vom 22.02.1980 (BGBl. I S. 169)
- (6) Merkblatt der ZKR für den Sprechfunk in der Rheinschiffahrt, Binnenschiffahrts-Verlag GmbH, 1992
- (7) Mosler, F.-G.: Kommunikation auf Binnenschiffahrtsstraßen, in AEG-Technikmagazin, Berlin 1988
- (8) Pabst, H. U.: Informationssystem der Binnenschiffahrt für den Transport gefährlicher Güter, Binnenschiffahrts-Nachrichten, 1 - 2/88.
- (9) Brolsma, J.U.: The IVS 90 information system for inland navigation, PIANC Bulletin 1991, Nr. 74, S. 71 - 74
- (10) Hinricher, R.: Umstellung der Wahrschau am Binger Loch und in der Gebirgsstrecke des Rheins zwischen Oberwesel und St. Goar, Binnenschiffahrts-Nachrichten, 13 - 14/69
- (11) Mosler, F.-G.: Funkrelaisstrecke in der Gebirgsstrecke des Rheins, 10. IALA - Konferenz, Tokio, 1980

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 2:

Thema des zweiten deutschen Berichts

Wachfreie, automatische Wasserstandsregelung am neuen Weserwehr Bremen

Berichtersteller:

Bauoberrat Dipl.-Ing. Klaus Frerichs, Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

Dipl.-Ing. Holger Brüggemann, Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

Zusammenfassung

In Bremen wurde von 1988 bis 1993 ein neues Wehr als Ersatz einer alten Anlage errichtet. Das neue Wehr ist mit 5 beweglichen Fischbauchklappen ausgestattet, die eine permanente Regulierung des Wasserstandes oberhalb des Wehres ermöglichen.

Das "Neue Bremer Weserwehr" wird zukünftig ohne Betriebspersonal, d.h. mit einer automatischen Wehrregelung betrieben. Dies wird erreicht durch den Einsatz einer speicherprogrammierbaren Steuerung, der erforderliche Wasserstandsdaten von Pegeln oberhalb und unterhalb der Wehranlage gemeldet werden.

Die Wehranlage arbeitet mit einer Oberwasser-/ Durchflußregelung. Die Integration des dynamisch schnelleren Durchflußreglers ermöglicht eine Optimierung der Regelungsvorgänge für die ölhydraulischen Wehrklappenantriebe.

Inhalt

Beschreibung der Wehranlage und der Wasserstände

Steuerpegel

Anforderungen an die Wehrregelung

Aufbau der Wehrregelung

Beschreibung der Wehranlage und der Wasserstände

In Bremen wurde von 1988 bis 1993 ein neues Wehr in der Weser errichtet (Lageplan - Abb. 1). Es ersetzt die bestehende Anlage, die 1906 bis 1911 errichtet wurde.

Das neue Wehr hat als bewegliche Regelungsorgane für den Wasserstand 5 Fischbauchklappen. Jede Fischbauchklappe ist 30 m breit. Die feste Wehrschwelle, auf der die Fischbauchklappen angelenkt sind, hat eine Höhe von NN + 1,50 m. Bei einem Gesamtregelungsbereich von 3,80 m liegt die Oberkante der Klappe in Höchststellung auf NN + 5,30 m.

Das neue Bremer Weserwehr hat die Wasserstände einzuhalten, die bisher auch für das alte Weserwehr maßgebend waren. Zukünftig wird dann für das neue Weserwehr ein neuer Betriebsplan zu erarbeiten sein. Oberhalb des Wehres ist ein Normalstau von NN + 4,50 m einzuhalten (Abb. 2).

Die Anlage ist so ausgelegt, daß eine Regulierung des Wasserstandes bis zu einem Abfluß von 1.200 m³/s, d.h., bis ca. zum 4-fachen des Normalabflusses von 325 m³/s erfolgt, bei höheren Abflüssen bleiben die Klappen in Tiefststellung.

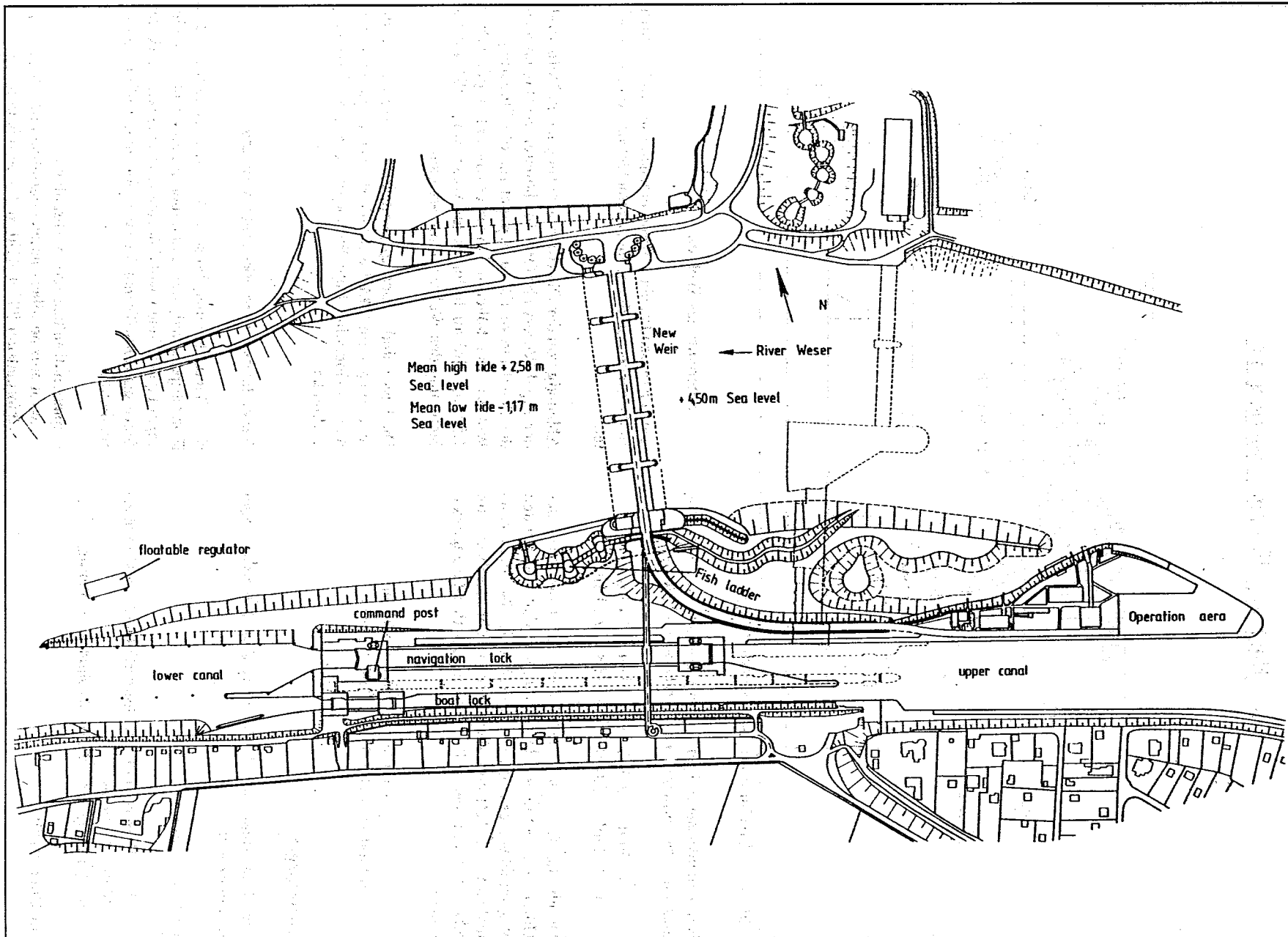


Abb. 1: Lageplan der Stausee Bremen

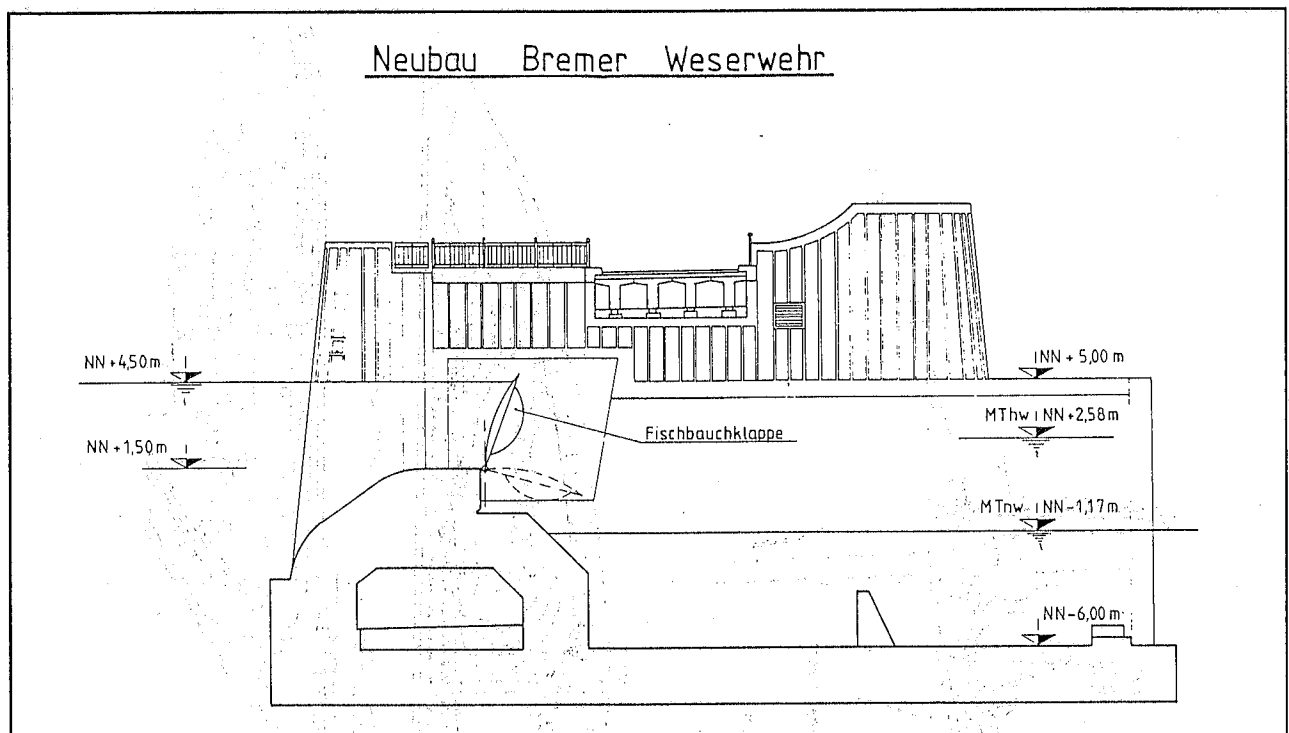


Abb. 2: Querschnitt durch die Wehranlage

Bei Hochwasserereignissen ergeben sich bei den Bemessungswassermengen folgende Wasserstände:

n - Fall	3.400 m ³ /s	NN + 7,23 m
n - 1 Fall	3.000 m ³ /s	NN + 7,71 m

Durch die Lage des Wehres an der Tidegrenze der Unterweser kann es dazu kommen, daß Sturmfluten Wasserstände erzeugen, die erheblich über dem Normalstau der Haltung des Bremer Weserwehres von NN + 4,50 m liegen. Als Bemessungswerte sind zugrunde gelegt:

$$\begin{aligned} \text{HHThw} &= \text{NN} + 6,26 \text{ m} \\ \text{zukünftiges HHThw} &= \text{NN} + 6,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Steuerpegel

Zur Steuerung des Wehres werden folgende Pegel herangezogen:

im Oberwasser

- Pegel Weserwehr Oberwasser (OW), ca. 300 m oberhalb des Wehres
- Pegel Dreye, ca. 7 km oberhalb des Wehres

im Unterwasser

- Pegel Weserwehr Unterwasser (UW), ca. 170 m

unterhalb des Wehres

Die von diesen Pegeln aufgenommenen Meßwerte werden an die Steuerung des Wehres gemeldet und dort verarbeitet.

Abhängig von der Oberwasserführung ist im Normalfall der Pegel Weserwehr OW, bei höheren Abflüssen auch der Pegel Dreye Führungspegel für die Steuerung des Wehres. Bei höheren Unterwasserständen (ab NN + 1,50 m) wird auch der Pegel Weserwehr UW mit zur Steuerung des Wehres herangezogen.

Die Pegel sind - abhängig von ihrer Bedeutung für die Steuerung - mit 2 Meßwertaufnehmern ausgestattet und über gedoppelte Signalleitungen mit der Steuerung verbunden.

Anforderungen an die Wehrregelung

Das "Neue Bremer Weserwehr" wird zukünftig ohne Betriebspersonal, d.h. mit einer automatischen Wehrregelung betrieben. Mit einer speicherprogrammierbaren Steuerung (SPS-Technik) werden folgende Anforderungen realisiert:

- personell unbesetzte Wehranlage
- automatische oberwasserstandsabhängige Regelung (Normalstau NN + 4,50 m +/- 5cm Toleranz)
- gleichmäßiger Wasserabfluß über alle 5 Wehrklappen

- Abweichungen der Oberkante von benachbarten Wehrklappen nicht mehr als ± 10 cm.
- Erweiterungsmöglichkeit der Aufgabenstellung bei einem späteren Laufwasserkraftwerksbetrieb
- Protokollierung der Prozeßereignisse als Tages- und Meldeprotokolle.

Mit einer Oberwasser-/Durchflußregelung (OW/Q-Regelung) werden die o.g. Bedingungen erfüllt. Des weiteren werden steuerungs-technische Sonderaufgaben vom Regelungsprogramm mit berücksichtigt, z.B.:

- nach Ausfall einer Wehrklappe (n -1/Fall) soll die Wehrregelung mit den noch verfügbaren Wehrklappen weiterhin den Oberwasserstand konstant halten.
- bei erhöhten Tiden, bei denen das Gefälle am Wehr aufgehoben wird, werden alle Wehrklappen in die tiefste Lage gefahren, da eine "Sperrwerksfunktion" nicht vorgesehen ist.
- Handkorrektur des Sollwertes ($\Delta h = 0 - 30$ cm) für kurzfristige Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse.

Die hier beschriebenen Bedingungen sind in den einzuhaltenden Betriebsplänen als Programm gespeichert.

Aufbau der Wehrregelung

Die Darstellung einer Oberwasser-/Durchflußregelung wird im Blockschaltbild (Abbildung 3) dargestellt. Der abgebildete Regelkreis besteht aus einem Durchflußregler mit einem überlagerten Wasserstandsregler. Der Oberwasserregler reagiert auf Wasserstandsänderungen in der Stauhaltung. Der Zeitablauf zwischen einer Klappenbewegung und der meßbaren Wasserstandsänderung ergibt sich aus dem Speichervolumen der Stauhaltung (Retentionszeit). Der Oberwasserregler kann dadurch nur relativ langsam reagieren.

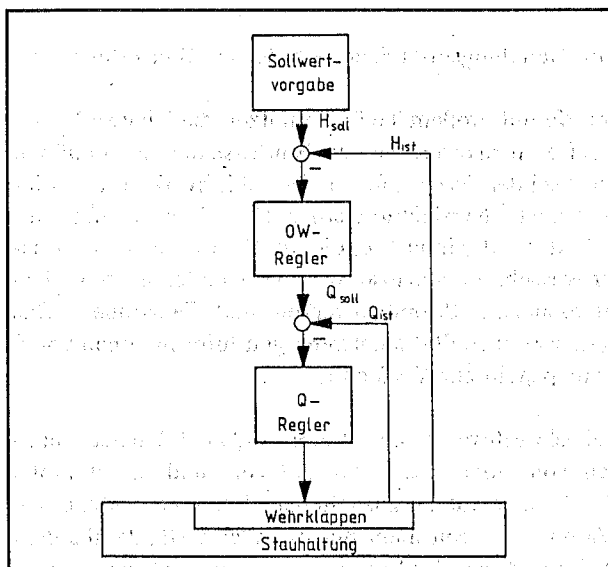


Abb. 3: Oberwasser-/ Durchfluß - Regelung

Der Durchflußregler hat ein dynamisch schnelleres Regelverhalten als der überlagerte Oberwasserregler. Von der elektrisch gemessenen Wehrklappenhöhe wird der Wasserdurchfluß abgeleitet. Der Zusammenhang zwischen Klappenhöhe und Wasserdurchfluß wurde als Kennlinie durch hydraulische Modellversuche bei der Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Küste - in Hamburg ermittelt. Die Kennlinie ist als Polygonzug in der Steuerung abgespeichert. Bei Zu- und Abflußänderungen leitet der Durchflußregler mittels der Kennlinie die Stellbefehle für die Wehrklappen ein. Die Wehrklappen werden gezielt in ihre neue Position bewegt. Im stationären Zustand stellt sich der Wasserstand ein, der als Sollwert vorliegt. Der übergeordnete Oberwasserregler überwacht die nicht erfaßten Störgrößen, wie z.B. Schleusungsvorgänge und führt notwendige Korrekturen durch. Weitere Einflüsse auf das Abflußverhalten der Wehrklappe entstehen durch höhere Unterwasserstände an der Wehranlage. Durch größere Klappenverstellung wird der Unterwassereinfluß ausgeglichen.

Bei größeren Oberwasserführungen (ca. 500 m³/s) wird ein zusätzlicher Pegel (Dreye) 7 km oberhalb der Wehranlage bei der Wasserstandsregelung mitberücksichtigt. Werden hier Grenzwasserstände überschritten, wird der Normalstau an der Wehranlage in den dafür vorgegebenen Grenzen abgesenkt.

Das Betriebsprogramm der Wehrregelung befindet sich in der Zentral-Steuerung im linken Randpfeiler des Bremer Weserwehres. Für die 5 ölhdraulischen Wehrklappenantriebe sind in den jeweiligen Wehrfeldern speicherprogrammierbare Steuerungen (SPS) vorhanden, welche der Zentralregelung untergeordnet sind (Master-Slave-Betrieb). Von dort werden dann die Steuerbefehle an die Hydraulikantriebe umgesetzt.

Der Prozeßdatenaustausch, wie Steuerbefehle, Betriebs- und Störmeldungen, erfolgt zwischen Zentral-Steuerung und den 5 Vorort-Steuerungen über eine Datenbusleitung (Länge ca. 300 m). Von einem Steuerpult im linken Randpfeiler besteht die Möglichkeit, z.B. bei Wartungsarbeiten, einzelne Klappen der 5 Wehrfelder zu bedienen.

Alle Störmeldungen und Prozeßereignisse werden von einem Protokolldrucker dokumentiert und wesentliche Meldungen sofort an besetzte Dienststellen des WSA Bremen, wie z.B. den Schleusenleitstand oder die Revierzentrale weitergemeldet. Von dort werden dann ggf. Maßnahmen veranlaßt.

Abteilung I**Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen**

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 2:

Thema des dritten deutschen Berichts**Datennetzwerk für den Hamburger Sturmflutwarndienst****Berichtersteller:****Kapitän Jan Fock, Wirtschaftsbehörde Hamburg, Amt Strom- und Hafenbau****Zusammenfassung**

Das Amt "Strom- und Hafenbau" vertritt in der Wirtschaftsbehörde des Stadtstaates "Freie und Hansestadt Hamburg" den bautechnischen Bereich der Hafenverwaltung. Dazu gehören auch die Überwachung des Tidegeschehens im Hafengebiet durch den Pegeldienst und die Sturmflutvorhersage auf der Grundlage hydrologischer und meteorologischer Daten aus der Nordsee und entlang der Elbe. Für diese Zwecke wurde ein Datennetzwerk eingerichtet, das im April 1992 in Betrieb genommen wurde. Dieses Informationssystem sichert eine zweite Linie der Datenübertragung ab, die im Telephonnetz mit Meßwertansagegeräten aufgebaut worden war. Das neue EDV-Netzwerk ist Teil eines internationalen Daten-Kommunikationssystems geworden, in dem hydrologische, meteorologische und ökologische Daten von der Ostküste des Englischen Kanals bis hinauf nach Norwegen übertragen werden können, das Flüsse und Binnengewässer innerhalb der Niederlande und das Elbegebiet einschließt. Innerhalb der internationalen Verbindungen ist der niederländische Rijkswaterstaat der hauptsächliche Betreiber.

Inhalt**1 Einführung****2 Rückblick und Problemstellung****3 Lösungsweg Meßwertansage****1 Einführung**

Der Hamburger Hafen liegt am Ende des Gezeitenstromes der Elbe. In den 800 Jahren seiner Geschichte ist der Hafen immer für die Tide offen geblieben, konnten Schiffe immer ohne Schleusen die Hafenbecken direkt erreichen. Stadt und Hafen sind im Niederungsgebiet der Elbe aber auch immer von Sturmfluten heimgesucht worden. Die Kenntnis der Wasserstände und der Tiden hat daher schon lange eine große Bedeutung. Seit Ende des 18. Jahrhunderts werden Pegel regelmäßig abgelesen und die Wasserstände aufgezeichnet.

Auch heute hat die genaue Kenntnis der Wasserstände einen besonderen Stellenwert und gewinnt insbesondere an einem Tidefluß zunehmend an Bedeutung. Für Seeschifffahrt und Hafenwirtschaft ist sie ebenso unverzicht-

4 Einführung der EDV-Technik**5 Aufbau eines Netzwerkes****6 Ausblick**

bare Handlungsgrundlage wie für den Sturmflutschutz.

Schiffe mit großem Tiefgang nutzen die Tidewelle, um den Hafen zu erreichen. Die Einflüsse der Natur auf den Wechsel der Gezeit müssen für Schiffsverkehr und Liegeplätze berücksichtigt werden. Der Wasserstand beeinflusst die Hafenindustrie, die am Wasser oder mit Wasser wirtschaftet genauso, wie die Arbeiten an den Ufer-einfassungen, Strombauwerken und Fahrrinnen. Das Pegelwesen stellt die notwendigen Informationen von 6 Hafenpegeln zur Verfügung.

Bei sehr schweren Sturmfluten sind auch Überströmungen von Hochwasserschutzanlagen, und damit große Gefahren, nicht auszuschließen. Für eine rechtzeitige Warnung müssen nicht nur die Wasserstände aus dem Hafen und von der Elbe bekannt sein. Daher verfolgt

der Hamburger Sturmflutwarndienst die Entwicklung des Sturmes und der Wasserhöhe entlang der Nordseeküste und in der Elbmündung. Mit den Meßwerten von niederländischen und deutschen Meßstationen und Pegeln werden Warnungen vor gefährlichem Hochwasser für Hamburg erarbeitet. (Abb. 1)

Seit dem April 1992 ist für den Hamburger Hafen und seinen Sturmflutwarndienst ein Automatisches Pegel Daten System APDS in Betrieb, in dem mit elektronischer Datenverarbeitung in einem automatisierten Meßnetz Wasserstände und Winddaten von Meßstellen im Hafen, an der Elbe und an der Nordsee erfaßt, übertragen und verwaltet werden. Das neue Netz kann im Verbund mit einer niederländischen Datenzentrale arbeiten, in der in großem Umfang hydrologische und meteorologische aber auch ökologische Daten aus der Nordsee, von der Küste der südwestlichen Nordsee sowie aus den niederländischen Flußsystemen und Binnengewässern enthalten sind. (Abb. 2)

Für den Hamburger Hafen soll das Automatische Pegel-datensystem vor allem die Arbeitsgrundlage für das Pegelwesen und den Sturmflutwarndienst verbessern. Da für die Sturmflutwarnung eine zuverlässige Verfügbarkeit von Daten Voraussetzung ist und der Umfang der benötigten Daten zugenommen hat, gibt die Einführung der EDV in diesem Bereich Anlaß aufzuzeigen, daß dabei neben der Einführung neuer Techniken die Re-

dundanz der Datenübertragung mit unterschiedlichen Systemen Zielsetzung sein mußte.

2 Rückblick und Problemdarstellung

Im Februar 1962 wurde Hamburg von einer Sturmflutkatastrophe heimgesucht. Bei einem Wasserstand von 3,70 m über dem mittleren Hochwasser (entsprechend 5,70 m über Normal Null) gab es viele Deichbrüche. Es starben 330 Menschen und ein sechstel des Stadtgebietes wurde überflutet. Die Sturmflut von Januar 1976 hat mit einem Scheitelwasserstand von 4,45 m über dem mittleren Hochwasser (entsprechend 6,45 m über Normal Null) gezeigt, daß noch höhere Wasserstände als bei der Katastrophenflut auftreten können. Die gerade erst fertiggestellte Deichlinie wurde erneut gefährdet und der größte Teil des damals ungeschützten Hafengebietes so überflutet, daß sehr hohe Sachschäden die Folge waren. Auf diese weitere Herausforderung für den Sturmflutschutz in Hamburg gab es zwei Antworten: Bau eines wirksamen Hochwasserschutzes für den Hafen und die Verbesserung und Intensivierung der Sturmflutwarnung in Hamburg. Sie ist seither Voraussetzung für den wirksamen Einsatz des danach geschaffenen privaten Hochwasserschutzes im Hafen mit fast 120 km Schutzlänge und nahezu 1 000 Durchlässen. Sturmflutwasserstände von 3,81 m im November 1981 sowie 3,75 m im Februar 1990 und Januar 1992 (entsprechend

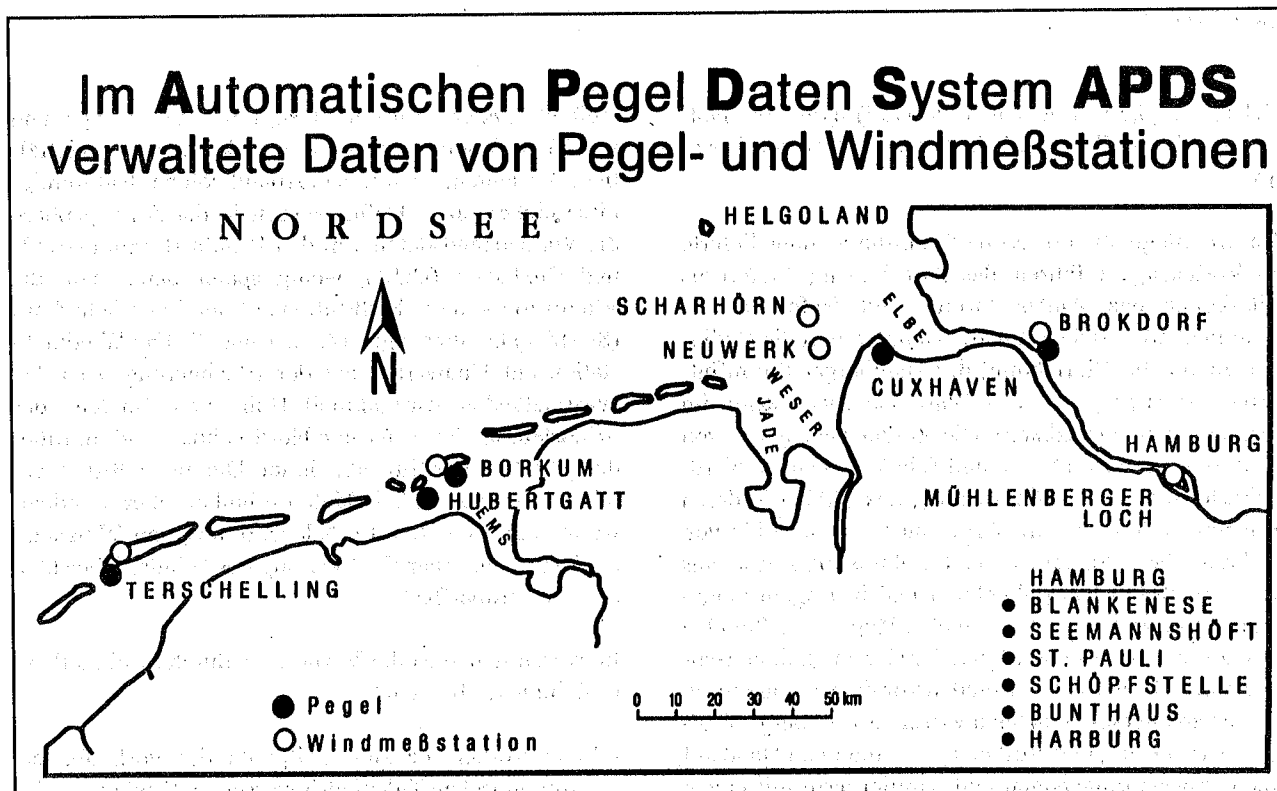


Abbildung 1

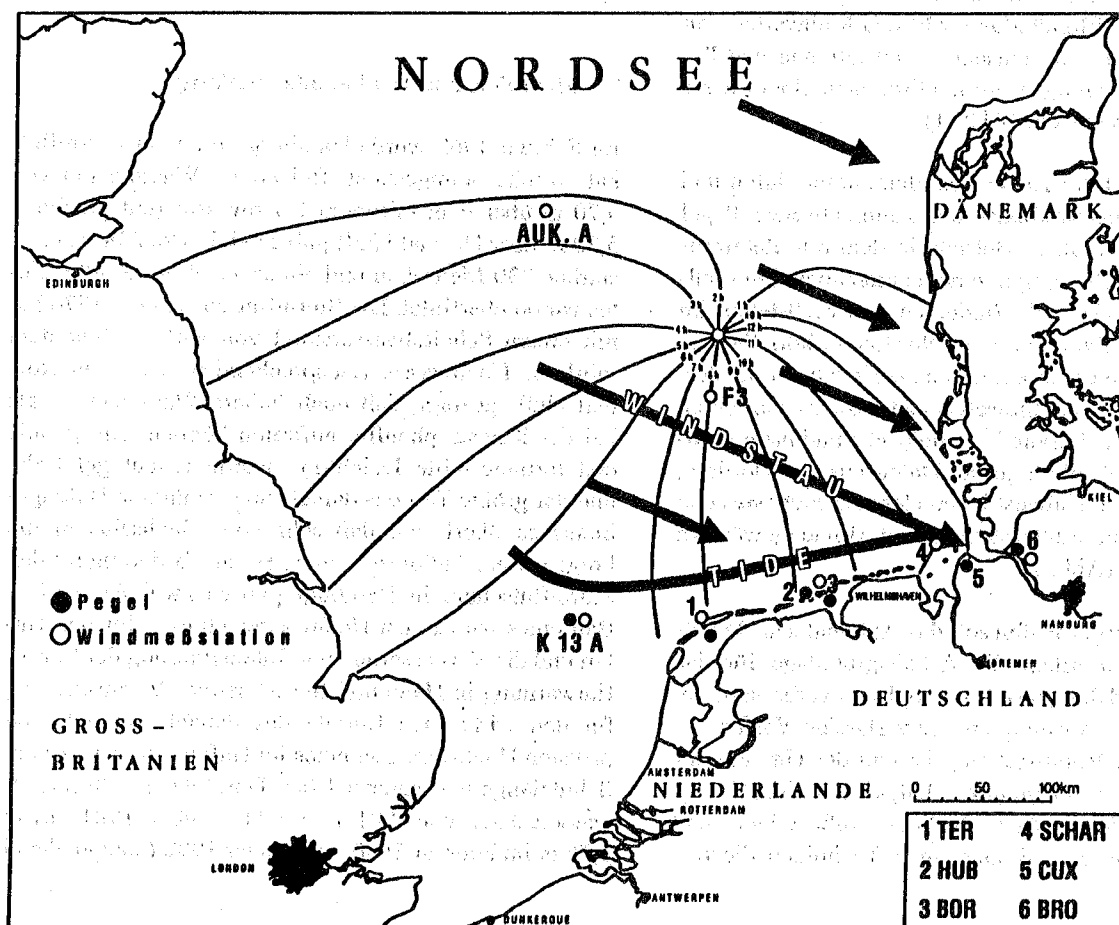


Abbildung 2

5,81 m und 5,75 m über Normal Null) haben die Notwendigkeit und Wirksamkeit dieser Maßnahmen bestätigt.

Die Grundlage für verbesserte Sturmflutwarnung lieferte ein Vorhersageverfahren, das Prof. Dr.-Ing. Siefert als Mitarbeiter des Amtes Strom- und Hafenbau anwendungsreif entwickelt hatte. Damit waren die Bedingungen für die Einrichtung des Hamburger Sturmflutwarndienstes gegeben. Der Warndienst war schon im Oktober 1976 einsatzbereit. Die Vorhersagen gehen von gemessenen Wasserstands- und Winddaten an der Nordseeküste und in der Elbmündung aus (Abb. 2), deren Abhängigkeiten im Fortschritt einer Sturmfluttide von Borkum über Cuxhaven bis Hamburg empirisch aus etwa 150 Sturmfluten abgeleitet und in Regeln umgesetzt wurde. Mit ihnen können über längstens 9 Stunden Prognosen von zufriedenstellender Genauigkeit erarbeitet werden (Frühestens 6 Stunden vor dem astronomisch vorausberechneten Tidehochwasser in Hamburg ± 20 cm). Auswertung und Vorhersage werden von Hand auf einem Auswertungsbogen und parallel dazu mit einem dafür entwickelten Vorhersageprogramm ausgeführt. Die

laufende Datenermittlung festigt die Vorhersage und schafft die Voraussetzung für eine Erfassung der vielfältigen Varianten, die mit dem Ablauf solcher Naturereignisse einhergehen. Dafür wurden in der Anfangsphase die Wasserstandsdaten von den Pegeln Borkum (BOR) und Cuxhaven (CUX), wenig später dann auch die Windwerte von der Meßstation auf der Düne Scharhorn (SCHAR) herangezogen (Abb. 1 und 2). Die Windmeßstation auf Neuwerk dient der Absicherung. Aus den Wasserständen wird aktuell Höhe und Tendenz des Windstaus an der deutschen Nordseeküste und im Mündungstrichter der Elbe abgeleitet. Die als Halbstundenmittel registrierten Winddaten erlauben über Windbeiwerte eine schnellere Berücksichtigung von Windstautendenzen aus einer Veränderung des Windstriches über der Wasseroberfläche.

Im wesentlichen ist die Vorhersage durch zwei markante Zeitpunkte begrenzt:

- Erste Vorhersage zum Zeitpunkt des vorlaufenden, astronomischen Tideniedrigwassers in Cuxhaven, also etwa 9 Stunden vor der astronomisch vorausberech-

neten Eintrittszeit der erwarteten Sturmflutide in Hamburg. Zu dieser Zeit ist mit ungefähr halber Tide der Flutast in Borkum deutlich ausgeprägt. Die Tideaufzeit beträgt von Borkum bis Cuxhaven im Mittel 2 Stunden 45 Minuten.

- Letzte Vorhersage mit Eintritt des Scheitelwasserstandes in Cuxhaven.

Fortschritte in der Sturmflutforschung unter Professor Siefert haben diesen Bereich um wichtige Schritte erweitert:

Kontrolle nach dem Eintritt des Tidehochwassers in Cuxhaven

Mit Einbeziehung der Wasserstandsdaten vom Pegel Brokdorf kann die Vorhersage noch überprüft und korrigiert werden.

Frühprognose Terschelling

Unter Verwendung von Wasserstands- und Winddaten von der niederländischen Insel Terschelling sind zwei Frühprognosen durchführbar.

- Aus der Windstauentwicklung am Pegel Terschelling und einer Korrelation der Windentwicklung zwischen den Stationen Terschelling und Scharhörn über die jeweils letzten 4 Stunden kann frühestens 11 Stunden vor der astronomischen Eintrittszeit in Hamburg erkannt werden, ob die Gefahr einer sehr schweren Sturmflut besteht und Wasserstände von 4,50 m über dem Mittleren Hochwasser (entsprechend 6,50 m über geographisch Null) erreicht oder überschritten werden könnten.
- Mit den gleichen Daten kann weit unterhalb dieser Gefahrenschwelle erkannt werden, ob es notwendig ist, die Einsatzzentrale zu besetzen.

Für die praktische Verwendung dieser Vorhersageschritte müssen die Daten von den Meßstationen Terschelling (TER-Pegel und -Wind) sowie Brokdorf (BRO-Pegel) ebenfalls ständig verfügbar sein (Abb. 1 und 2). Darüber hinaus ist zur Weiterführung der Sturmflutforschung, vor allem zur besseren Erfassung später Sturmflutentwicklungen, eine weitergehende Analyse der Windentwicklung in der Deutschen Bucht und in der Elbe im Verlauf einer Sturmflut erforderlich. Windmeßstationen auf Borkum, in Brokdorf und am Mühlenberger Loch sollen dazu beitragen.

Die Fernübertragung von Pegeldaten erfolgte zunächst mit drahtgebundenen Sende- und Empfangsanlagen, ihre Darstellung auf mechanischen Planschreibern. (Abb. 3) Außerhalb des Hamburger Hafens hält die Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung des Bundes ein umfassendes System dieser Bauart in Betrieb, das teilweise Strom- und Hafenbau zur Verfügung steht. Die Technik ist zwar "in die Jahre gekommen", wird aber noch genutzt. Ausfälle

und Fehlanzeigen erschweren allerdings die Verwendung. Von Scharhörn wurden die Winddaten mit einem Meßwertansagegerät abrufbar gemacht. Diese Technik hatte sich als Wasserstandsansage am Pegel St. Pauli bewährt.



Abbildung 3

Mitte der achtziger Jahre wurde es notwendig, dieses System der Datenerfassung und -übertragung zu verbessern und auszubauen.

- Die Erweiterung der Vorhersage machte die Einbeziehung weiterer Stationen erforderlich.
- Eine Absicherung der Verfügbarkeit mit unabhängigen Systemen und die Plausibilitätskontrolle wurden dringend.
- Ein ortsunabhängiger Datenabruf wurde zur Erleichterung des Personaleinsatzes unverzichtbar.
- Mit neuen Systemen war die Übertragung der Vorhersagedaten für die Zukunft sicherzustellen.

3 Lösungsweg Meßwertansage

Zunächst wurden an den Pegeln Borkum und Cuxhaven Meßwertansagegeräte installiert. Es wurden Geräte verwendet, die vollelektronisch bzw. teilmechanisch eingerichtet sind. Die Geräte speichern die Daten in Halbstundenschritten über zweieinhalb Stunden, so daß in einer Lage mit Sturmflutgefahr jederzeit eine Entwicklung verfolgt werden kann. Die Geräte sind mit einem Telefonanschluß mit Mehrfachzugang ausgestattet, so daß zeitgleich 5 Abfragen bedient werden können. Neben der Redundanz zu den Planschreibern bietet dieses System die Möglichkeit der ortsunabhängigen Abfrage. Diese wird so genutzt, daß dem verantwortlichen Einsatzleiter ein leistungsfähiger, tragbarer Kleinrechner mit Prüf- und Vorhersageprogrammen zur Verfügung steht, die im Hause Strom- und Hafenbau entwickelt wurden. Die Dateneingabe macht eine rasche Lagebeurteilung ohne Zeichenaufwand möglich. Da die nebenamtlichen Mitarbeiter des Warndienstes diese Aufgabe

zusätzlich zu ihren dienstlichen Verpflichtungen wahrnehmen, war diese technische Verbesserung für sie von großer Bedeutung.

An den Windmeßstationen wurde die Absicherung der Datenübertragung durch eine zweigleisige Ausstattung mit Ansagegeräten erreicht. Besondere Bedeutung haben die Werte von der Düne Scharhörn. Da sie unmittelbar am Wasser ohne Reibungseinflüsse des Landes praktisch unverfälscht den Einfluß des Windes auf die Wasseroberfläche wiedergeben, sind sie für die Erfassung der Windbeiwerte von zentraler Bedeutung. Neben dem inzwischen erneuerten Telefonkabel wurde daher eine Richtfunkstrecke nach Neuwerk eingerichtet. Das System wurde kürzlich durch ein Ansagegerät am Pegel Brokdorf ergänzt, das auch die Daten von einer Windmeßanlage aufnimmt, die dafür auf dem Pegelturm installiert wurde. Der Pegel von Terschelling kann im übrigen in holländischer Sprache aus einem entsprechenden Gerät abgefragt werden, das die niederländische Wasserbauverwaltung (Rijkswaterstaat) dort eingerichtet hat (Abb. 2).

4 Einführung der EDV-Technik

Schwierig und zunächst unbefriedigend gestaltete sich die Einbeziehung von Windwerten aus Terschelling. Vom Deutschen Wetterdienst wurde eine stündliche Übermittlung im automatisierten Telexdienst angeboten und mit Anschluß eines Fernschreibers realisiert. Diese Verbindung ist unflexibel und erwies sich trotz bester Unterstützung durch das Seewetteramt als anfällig und nicht zuverlässig genug. Es wurden daher Kontakte zu den Niederlanden gesucht. Sie entstanden zuerst mit der Wasserbauverwaltung des niederländischen Verkehrsministeriums, dem "Rijkswaterstaat".

In den Niederlanden sind wasserbezogene Daten wesentliche Lebensgrundlage. Wasserregulierung im Inland, Wasserstandskontrolle an Tideflüssen, an der Nordsee und nicht zuletzt die Sturmflutvorhersage beeinflussen dort das Leben in nahezu allen Landesbereichen. Bei "Rijkswaterstaat" hat man über lange Zeit Erfahrungen mit der Entwicklung, dem Betrieb und der überregionalen Verknüpfung von automatisierten Meßnetzen gesammelt, in denen mit der elektronischen Datenverarbeitung Erfassung, Registrierung, Übertragung, Darstellung und Sicherung der Daten abgewickelt werden. Im Monitoring System Wasser, kurz MSW, wurde ein erstes, landesweites Netz für die Überwachung und Verwaltung von mehr als 100 Pegeln aufgebaut. Die Verknüpfung mit der Zentrale in Den Haag erfolgt über Standleitungen, wobei regionale Knotenpunkte gebildet werden. Der gemessene Wasserstand an Pegelstationen wird als Tidekurve in einem Personalcomputer dargestellt. Bis zu 4 benachbarte Pegel werden in das Bild

aufgenommen. An der Zeitleiste sind die Meßwerte digital in Zehnminutenschritten aufzurufen. Die numerische Darstellung erfolgt in Tabellenform für 24 Stunden. (Abb. 4 - Bild mit freundlicher Genehmigung des Rijkswaterstaat)

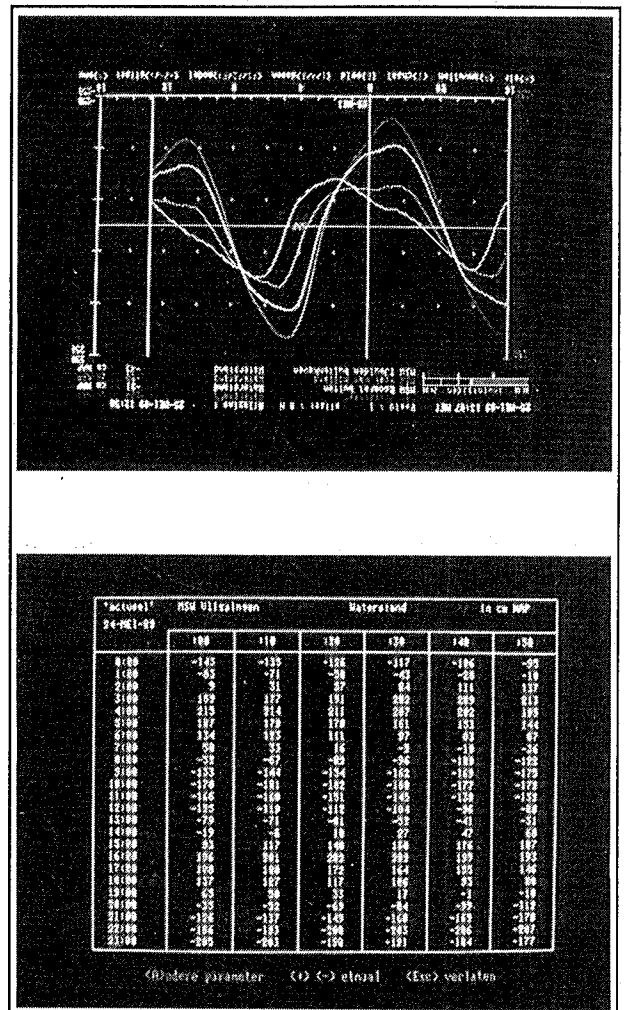


Abbildung 4

Mit dem Meßnetz Nordsee und dem Meßnetz Aqua-Alarm sind inzwischen weitere Verknüpfungen hinzugekommen, so daß jetzt hydrologische, meteorologische und ökologische Daten in einem System verwaltet und auf einfache Weise verwendet werden können. Für den Hamburger Sturmflutwarndienst wurde mit Abruf über Modem eine telefonische Verbindung zu diesen Netzen aufgebaut und die Verwendung von Wasserstandsdaten vom Pegel Terschelling und anderen ergänzenden Standorten wie Hubertgat für den eigenen Bedarf erfolgreich erprobt. (Abb. 1 und 2)

Winddaten von Produktionsplattformen in der Nordsee wurden einbezogen, zum Königlich Niederländischen Meteorologischen Institut KNMI wurden ebenfalls Kontakte mit dem Ziel geknüpft, Winddaten von Terschelling in diese Übertragung einzubinden.

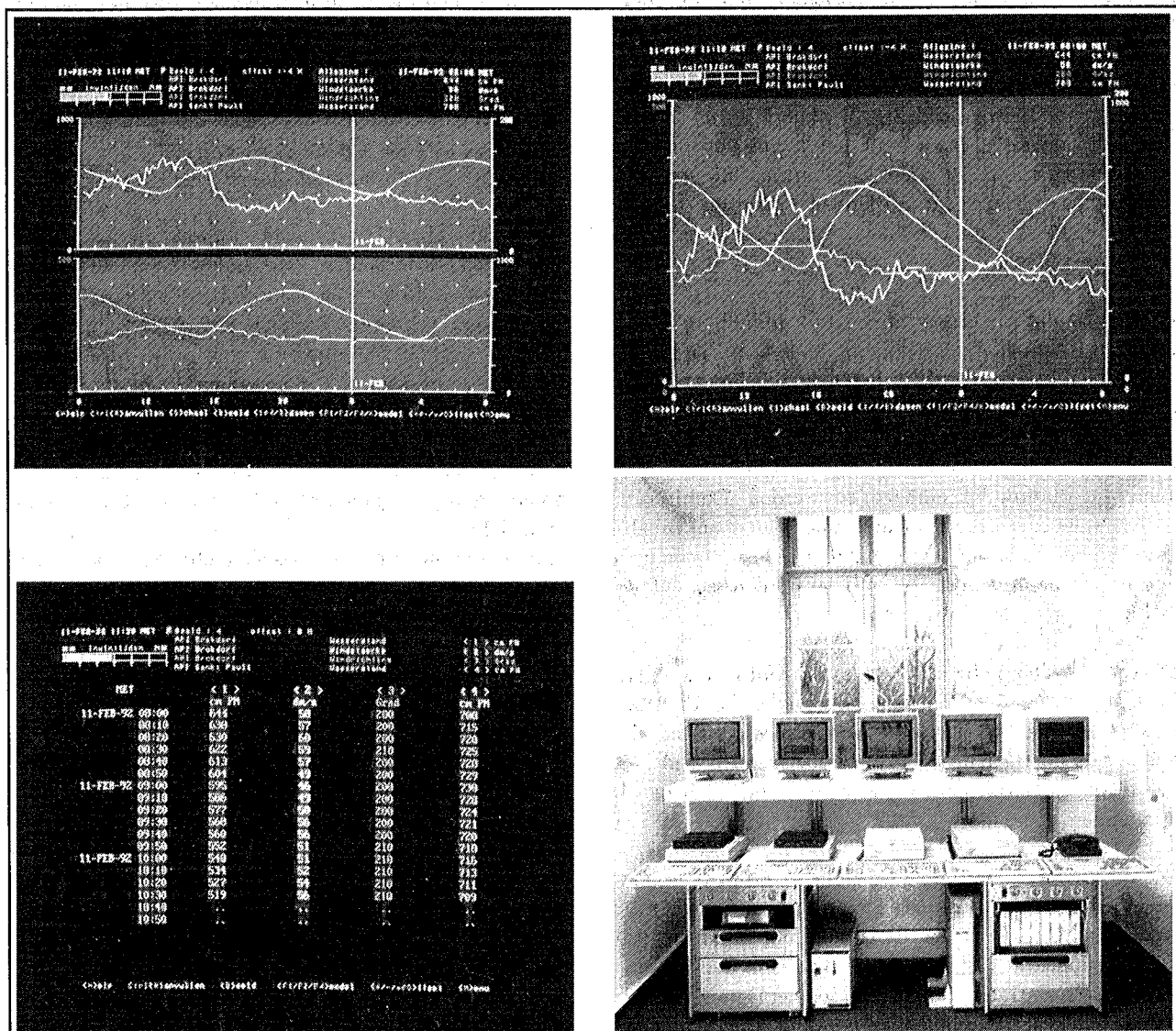


Abbildung 5

5 Aufbau eines Netzwerkes

Bei der Auswahl für ein Automatisches Pegel Daten System APDS lag es daher nahe, Bewährtes ins Auge zu fassen. Der "Rijkswaterstaat" hat sein Knowhow mit Datennetzen in ein privatisiertes Tochterunternehmen

eingebraucht, das in einjähriger Arbeit das Meßnetz APDS erstellt hat. Es wurde im April 1992 vollständig in Betrieb genommen.

Eine Besonderheit des Systems ist sein modularer Aufbau aus einfachen und robusten PC-Einheiten, die mit dem Betriebssystem MS-DOS arbeiten und gesteuert werden. An jeder Meßstelle ist wetterfest ein PC installiert, der alle 10 Minuten 6 verschiedene Werte registriert und über 8 Wochen speichert. Mit einer Modem-Steuerung werden die Daten über das Telefonnetz in

vorzugebenden Intervallen in eine Zentrale übertragen. Vorhandene Standleitungen können genutzt werden, sind jedoch nicht erforderlich. Die Zentrale besteht aus mehreren Personalcomputern, die in einem Verbund unterschiedliche Aufgaben übernehmen. (Abb. 5) Sie speichert die Daten über 8 Tage, dann müssen sie in einen Langzeitspeicher übernommen werden. Bei Störungen kann der Anwender die Meßstellen auch direkt ansprechen und so die Daten erfassen. Der Abruf durch die Anwender erfolgt ebenfalls mit einem PC über Modembetrieb in einem Normprotokoll mit handelsüblichen Geräten. Die Abrufsteuerung, Darstellung und Bearbeitung der Daten bewirkt die Darstellungssoftware MFPS (Multi Functional Presentation Software). Das Programm ist universell verwendbar, bietet verschiedene Darstellungen in klaren Bildern (Abb. 5) und ist durch gute Menüsteuerung einfach und ohne Vorkenntnisse zu bedienen. Das Netzwerk APDS ist für 18 Meßstellen

ausgelegt, von denen 12 eingerichtet sind. Für den Sturmflutwarndienst sind die Wetterstation auf Terschelling, Pegel und Windmeßstation Borkum, die Windmeßanlagen auf Scharhörn und Neuwerk, der Pegel Cuxhaven, Pegel und Windmeßanlage Brokdorf und die Windmeßanlage Mühlenberger Loch bei der Deutschen Airbus einbezogen. (Abb. 9) Für das Pegelwesen sind Stationen an den Hafenpegeln Blankenese, Seemannshöft, St Pauli, Schöpfstelle, Bunthaus und Harburg eingerichtet. (Abb. 1 und 2)

Für den Sturmflutwarndienst werden aus den niederländischen Netzen außerdem von den Meßstellen Terschelling (TER), Engelsmanplaat (ENG) und Hubertgat (HU) die Wasserstände abgerufen und Winddaten von Plattformen in der Nordsee (AUK. A und K. 13 A) sowie von Terschelling verwendet. Nach Fertigstellung soll auch die Station F3 einbezogen werden. Damit ruft APDS stets aus drei verschiedenen Datenbanken ab. Anwendungseinheiten wurden in den Diensträumen und der Einsatzzentrale des Sturmflutwarndienstes aufgestellt.

In einem weiteren Schritt wurde die Multi Functional Presentation Software in den Notebooks der Einsatzleiter eingerichtet, die mit einem Akustikkoppler die Daten aus der Datenbank APDS übernehmen und zur Kontrolle einer Entwicklung oder für eine Vorhersage verwenden können.

Die on-line Verknüpfung zwischen der Datenbank und den Vorhersageprogrammen bleibt noch einer weiteren Entwicklung vorbehalten. Es ist aber der Schritt in ein neues redundantes System getan, mit dem die Versorgung des Sturmflutwarndienstes mit einer Datengrundlage und deren ortsunabhängigen Anwendungen gesichert ist.

6 Ausblick

APDS ist Bestandteil einer europäischen Verknüpfung von Meßnetzen geworden. Wasserstände können von der englischen Küste bis zur Elbe ausgetauscht werden. Wetterdaten sind aus der Mittleren Nordsee und entlang ihrer Südostküste von den friesischen Inseln bis hin zur Elbe verfügbar. (Abb. 3) Informationen über Seegang und Strömung können abgerufen werden. In den Niederlanden sind Flüsse und Binnengewässer ebenfalls erfaßt. Dort werden auch Daten der Wasserqualität einbezogen. In Norwegen und in den Niederlanden werden die Daten für den kontinuierlichen Betrieb von Nordseemodellen eingesetzt. Mit Wasserstands- und Winddaten wird daher von APDS ein überregionaler Beitrag geleistet, der über das Ziel hinausgeht, für den Hafen von Hamburg und seinen Sturmflutwarndienst eine elektronische Erfassung und Verwaltung dafür einzurichten.

Einen weißen Fleck stellt in diesem Verbund noch der Ostteil zwischen dem Skagerrak und der Deutschen Bucht entlang der dänischen Westküste dar. Hier stehen Wasserstands- und Winddaten nicht zur Verfügung. Das kann bei Sturmflutentwicklungen, die von Norden her einsetzen, zu einer späten Erfassung und zu Schwierigkeiten bei der Vorhersage führen. (Abb. 1)

Es könnten aber über die Anwendungen hinaus, ebenso wie in den Niederlanden, ganz andere Daten aus Hydrologie, Meteorologie oder Ökologie aufgenommen, verwaltet und bearbeitet werden. Durch den modularen Aufbau ist die Erweiterung einfach. Wenn die Sensoren Meßwerte in Stromstärken zwischen 0 und 20 Milliampere liefern, werden sie direkt aufgenommen und umgesetzt. Die Möglichkeiten der Software zur analytischen Auswertung von Daten und einer unmittelbaren Verwendung der Ergebnisse sind vielfältig. Dazu einige Beispiele:

Aus den aktuellen und vorausgerechneten Wasserständen kann der Windstau ermittelt und direkt in die Kalkulation von Vorhersagen übernommen werden.

Aus den Messungen des Seeganges werden die Kenndaten der Wellen direkt berechnet und dargestellt (Höhe, Spektrum, Energie).

Wenn der Gang der Gezeit für ein Gebiet ermittelt und eingegeben wurde, können die Wasserstände zwischen den Pegeln für beliebige Orte jederzeit interpoliert werden.

Die Eingabe der Kenndaten von Brücken, Schleusen oder Durchfahrten erlaubt in Verbindung mit den Wasserständen jederzeit die Kontrolle einer sicheren Passage anhand von Schiffsdaten. Die Eingabe der gepeilten Wassertiefen erweitert diese Möglichkeit so, daß sich daraus ein Informations- und Steuerungssystem für den Verkehr auf Wasserstraßen aufbauen läßt.

Bei längeren Revierfahrten, wie sie in den Ästuaren an der südlichen Nordsee vorkommen, kann aus der Verknüpfung der aktuellen Wasserstandsdaten mit den vorhandenen Wassertiefen und den Schiffstiefgängen die Beratung tideabhängiger Schiffe so unmittelbar erfolgen, daß eine bessere Ausnutzung der Wassertiefen möglich ist und die Passage sicherer wird.

Die Ermittlung von Wasserstandsabweichungen an den Mündungen erlaubt mit hinreichender Genauigkeit für die Zeit des Tidefortschrittes nach oberstrom dort ihre vorsorgliche Berücksichtigung im Rahmen eines solchen Beratungs-, Informations- und Steuerungssystems.

Vor diesem Hintergrund kann die Datenbank APDS in vielfacher Weise Grundlagen für eine ständige Wasserstandsvorhersage liefern, für die gegenwärtig bei Strom- und Hafenbau ein Vorhersageverfahren mit dem Ziel entwickelt wird, einen permanenten Tideservice (PERTIS) zu schaffen. Die Vorhersage soll in einem mathematisch-numerischen Modell den gesamten Tideverlauf entlang eines Reviers etwa 12 Stunden in voraus be-

rechnen und für den Benutzer abrufbar vorhalten. Dafür könnte APDS mit Pegeldaten und Wassertiefen die Grunddaten verfügbar machen und darüber hinaus mit den Windwerten die Eingangsdaten für das ständige Updating des Modells liefern, aus dem die voraussicht-

liche Wasserstandsentwicklung in die Verkehrslenkung für die Schifffahrt einfließen kann. Da APDS modular aufgebaut ist, sind die Erweiterungen für solche zusätzlichen Aufgaben innerhalb der großen Bandbreite und mit den Möglichkeiten der Software einfach vollziehbar.

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 4:

Thema des deutschen Berichts

Wasserstraßen und Umwelt

- Teil 1: Ökologische Aspekte des Systems Wasserstraße/Binnenschifffahrt
- Teil 2: Umweltaspekte beim Ausbau der Wasserstraßenverbindung nach Berlin
- Teil 3: Methoden zur Berücksichtigung ökologischer Gesichtspunkte beim Ausbau von Wasserstraßen
- Teil 4: Von Spundwand bis Deckwerk - Aufgaben für Ingenieurbau und Ingenieurbilogie bei der Ufersicherung von Wasserstraßen

Berichtersteller:

- Teil 1: Baudirektor Dr.-Ing. Eberhard Wildenhahn, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz
- Teil 2: Leitender Baudirektor Dipl.-Ing. Hartmut Rödiger, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Außenstelle Berlin
- Teil 3: Prof. Dr.-Ing. Martin Hager, Bonn
- Teil 4: Dipl.-Ing. Lothar Bestmann, Bestmann GmbH - Ingenieurbilogie, Wedel
Dr.-Ing. Michael Heibaum, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. Siegfried Roth, Hoesch Stahl AG, Dortmund

Teil 1

Ökologische Aspekte des Systems Wasserstraße/Binnenschifffahrt

Zusammenfassung

Die Bundesrepublik verfügt über ein Netz von Binnenwasserstraßen mit einer Gesamtlänge von rd. 6.500 km, auf dem im Bereich der alten Bundesländer eine Güterverkehrsleistung von rd. 55 Mrd. tkm erbracht wird. Das entspricht einem Anteil von 23 % am Gesamtgüteraufkommen. Zum erheblichen Teil finden diese Transportleistungen auf dem Rhein statt, dem Rückgrat der Binnenschifffahrt im westlichen Teil Mitteleuropas. Im Bereich der neuen Bundesländer ist aus geographischen und wirtschaftsstrukturellen Gründen der Anteil am Gesamtgüteraufkommen mit 1,4 Mrd. tkm bzw. 1,9 % deutlich geringer.

Als Folge der politischen Veränderungen in Osteuropa wird in den nächsten 20 Jahren mit einer Verdoppelung des Verkehrsaufkommens gerechnet. Um die damit verbundenen Umweltbelastungen so gering wie möglich zu halten, ist es entscheidend wichtig, diejenigen Verkehrsträger zu fördern, die die Umwelt am stärksten schonen. Als Maß für die Belastung der Umwelt werden meistens die sog. externen Kosten herangezogen: Das sind diejenigen Kosten, die nicht unmittelbar beim Verursacher anfallen, sondern Dritten, d.h. in diesem Fall der Gesellschaft als ganzem angelastet werden. Dazu gehören u.a. die Verschmutzung von Luft, Wasser und Boden, Lärmemissionen sowie die Kosten, die als Folge von Unfällen entstehen. Von den insgesamt rd. 6,4 Mrd. DM, die jährlich vom Güterfernverkehr an externen Kosten verursacht werden, entfallen lediglich rd. 1,7 % auf den Transport von Gütern auf der Wasserstraße. Bezogen auf die erbrachte Verkehrsleistung belastet der Güterfernverkehr auf der Straße die Umwelt etwa zwanzigmal so stark

wie der auf der Wasserstraße.

Betrachtet man jedoch nicht nur den Transport auf bereits bestehenden Verkehrswegen, sondern das jeweilige Gesamtsystem, dann ist beim Ausbau von Wasserstraßen sehr genau abzuwägen, ob in jedem Fall der verkehrliche Nutzen in einer vernünftigen Relation zu den verursachten externen Kosten steht. Diese sind zwar als Folge der immer noch fast ausschließlich betriebswirtschaftlich geprägten Wertvorstellungen nur schwer in Nutzen-Kosten-Betrachtungen einzubeziehen. Das seit dem Jahr 1990 in Kraft befindliche Gesetz zur Prüfung der Umweltverträglichkeit eröffnet jedoch eine Chance zu einer umfassenden Betrachtung und Bewertung sämtlicher Auswirkungen von verkehrlichen Baumaßnahmen, auch an Bundeswasserstraßen.

Inhalt

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1 Einleitung 2 Ökologische Aspekte der Binnenschifffahrt <ul style="list-style-type: none"> 2.1 Die Wasserstraße als Verkehrsträger 2.2 Das Binnenschiff im ökologischen Vergleich <ul style="list-style-type: none"> 2.2.1 Transportleistung 2.2.2 Externe Kosten 2.2.3 Verkehrssicherheit 2.2.4 Schadstoffemissionen 2.2.5 Lärm 2.3 Ökologische Aspekte der Wasserstraße 2.4 Zusammenfassende Bewertung | <ul style="list-style-type: none"> 3 Prüfung der Umweltverträglichkeit beim Ausbau von Bundeswasserstraßen <ul style="list-style-type: none"> 3.1 Das Gesetz zur Prüfung der Umweltverträglichkeit 3.2 Praktische Durchführung 3.3 Ermittlung des Bearbeitungsumfanges 3.4 Ermittlung und Bewertung der Auswirkungen von Baumaßnahmen 3.5 Minimierung, Ausgleich und Ersatz negativer Auswirkungen |
|---|---|

Literatur

1 Einleitung

Die politischen Ereignisse der vergangenen Jahre haben auch eine Veränderung der Verkehrsströme bewirkt, die in ihren Folgen und ihrer Bedeutung nicht hoch genug eingeschätzt werden kann: Die Bundesrepublik ist damit wieder zum Schnittpunkt von Waren- und Verkehrsströmen geworden, von denen erwartet wird, daß sie bis zum Jahre 2010 das doppelte Volumen wie im Jahre 1988 haben werden.

Zu den zentralen Problemen gehört dabei auch die Frage, ob und wie in einem so dicht besiedelten Land, wie der Bundesrepublik, ein derartiges Verkehrsaufkommen durch Förderung von Verkehrsträgern bewältigt werden kann, die bei Ausbau und Betrieb die Umwelt möglichst wenig belasten. Ohne die Lösung dieser Frage wird es auf Dauer nicht möglich sein, einen Austausch von Gütern in der prognostizierten Größenordnung umweltschonend zu gewährleisten.

Nachfolgend wird der Versuch gemacht, Rolle und Bedeutung des Verkehrsträgers Wasserstraße unter dem Gesichtspunkt von Umweltbelastung und Umweltverträglichkeit darzustellen.

2 Ökologische Aspekte der Binnenschifffahrt

2.1 Die Wasserstraße als Verkehrsträger

Die Bundesrepublik Deutschland verfügt über ein Netz von Wasserstraßen, das - gemessen an Schiene und Straße - zwar vergleichsweise klein ist, über das aber ein erhebliches Transportvolumen abgewickelt wird. Das Gesamtnetz der Binnenschifffahrtsstraßen umfaßt eine Länge von rd. 6.500 km, davon etwa zwei Drittel in den alten Bundesländern und ein Drittel im Bereich der ehemaligen DDR (Abb. 1, Tafel 1).

Wenn man von Main und Donau absieht, dann bilden entsprechend den geographischen Gegebenheiten die natürlichen Gewässer im wesentlichen die in nord-südlicher Richtung verlaufenden Teile dieses Verkehrssystems. Dabei stellt der Rhein das Rückgrat dieses Verkehrssystems dar als Verbindung zwischen den Seehäfen Amsterdam und Rotterdam auf der einen und den industriellen Zentren Westdeutschlands sowie der Schweiz und dem östlichen Frankreich auf der anderen Seite.

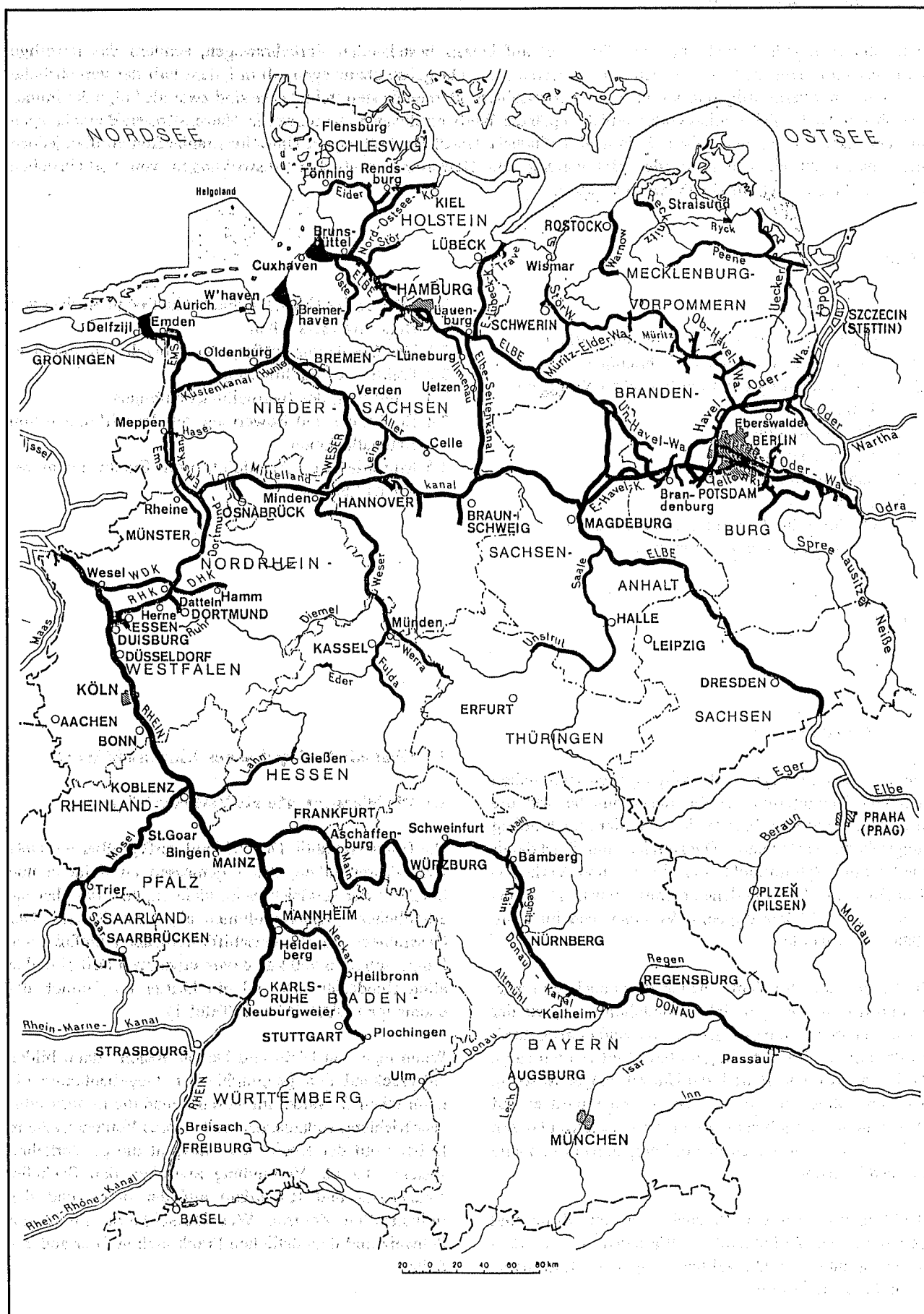


Abb. 1: Das System der Bundeswasserstraßen

	alte Bundesländer	neue Bundesländer	Gesamt
Binnenwasserstraßen	4.200	2.300	6.500
Eisenbahn	29.900	14.000	43.900
Fernstraßen ¹⁾	39.900	13.200	53.100

¹⁾ nur Autobahnen und Bundesstraßen bzw. Fernverkehrsstraßen, [1]

Tafel 1: Länge der Verkehrswege (in km), Stand 1990

Ende des vergangenen Jahrhunderts wurde damit begonnen, die natürlichen Transportstränge durch ein auf den modernen Massengüterverkehr abgestimmtes System von Kanälen zu ergänzen, das im wesentlichen in ostwestlicher Richtung verläuft und die Flußgebiete von Rhein, Ems, Weser, Elbe und Oder miteinander verbindet. Zum großen Teil ist dieses Kanalsystem, das eine Länge von rd. 1.500 km aufweist, bereits in den dreißiger Jahren fertiggestellt worden. Der Ausbau der Wasserstraßen erfolgte dabei seinerzeit für Schiffstypen, die teilweise regional auch unterschiedlich - den jeweiligen Wasserstands- und Abflußverhältnissen bzw. den technisch realisierbaren Regulierungsmöglichkeiten angepaßt waren. Mit dem Ausbau der Saar und dem in 1992 in Betrieb gegangenen Main-Donau-Kanal sind die Neubaumaßnahmen im wesentlichen abgeschlossen.

Wenn die Wasserstraße im Gegensatz zur Schiene ihren Anteil am gesamten Gütertransportaufkommen in etwa halten konnte, dann ist das im wesentlichen eine Folge der in den letzten Jahrzehnten durchgeführten Rationalisierungsmaßnahmen. Damit verbunden ist ein steter Trend zu größeren Schiffseinheiten gewesen, was vor allem im Bereich der Kanäle zu erheblichen Ausbaumaßnahmen geführt hat.

2.2 Das Binnenschiff im ökologischen Vergleich

2.2.1 Transportleistung

Grundlage für jeden Vergleich der einzelnen Verkehrs-

träger sind die von diesen erbrachten Transportleistungen. In Tafel 2 sind Güterverkehrsaufkommen und Güterverkehrsleistung der Verkehrsträger Wasserstraße, Schiene und Fernstraße getrennt nach alten und neuen Bundesländern gegenübergestellt.

Danach hatte im Bereich der *alten Bundesländer* die Binnenschifffahrt im Jahre 1990 einen Anteil an Güterverkehrsaufkommen und Güterverkehrsleistung von rd. 23 %. Dieser Anteil unterliegt konjunkturbedingt gewissen Schwankungen, ist jedoch im Vergleich zur Schiene, deren Anteil sich in den letzten 25 Jahren halbiert hat, bemerkenswert stabil geblieben. Insgesamt werden rd. 55 Mrd. tkm auf 4.200 km Wasserstraße bewältigt, das ist rd. 90 % dessen, was z.B. die Bundesbahn auf einem Schienennetz von rd. 30.000 km abwickelt. Daß diese Relation in den *neuen Bundesländern* gänzlich anders ist, liegt u.a. daran, daß hier eine Verbindung der Rohstoffzentren - d.h. in erster Linie der Braunkohlengewinnungsgebiete - mit den Verbrauchszentren aus geographischen Gründen praktisch nur über die Schiene möglich war. Wegen der künftigen Verbesserungen bei Straße und Wasserstraße, aber auch wegen der Ablösung der heimischen Braunkohle als Primärenergieträger - etwa ein Drittel der Reichsbahntransporte entfielen seinerzeit auf die Braunkohle - ist hier voraussichtlich eine deutliche Verschiebung zu anderen Verkehrsträgern zu erwarten [4].

Welchen Anteil die Binnenschifffahrt an dieser Verschiebung haben wird, wird nicht nur entscheidend davon abhängig sein, wie flexibel sie auf Änderungen im Gütertransport reagieren wird, sondern auch davon, inwieweit die Gesellschaft künftig bereit sein wird, den einzelnen Verkehrsträgern die jeweils anfallenden externen Kosten anzurechnen und dadurch Verkehrsströme auf Verkehrsträger umzulenken, die die Umwelt möglichst wenig belasten. Näheres ist hierzu in Abschn. 2.4 ausgeführt.

2.2.2 Vergleich der externen Kosten

Praktisch in allen Industriegesellschaften wird Verkehr dadurch massiv subventioniert, daß die einzelnen

	Güterverkehrsaufkommen				Güterverkehrsleistung			
	alte Bundesländer		neue Bundesländer		alte Bundesländer		neue Bundesländer	
	Mio t	%	Mio t	%	Mrd tkm	%	Mrd tkm	%
Binnenschifffahrt	231,6	23,8	13,6	5,1	54,8	23,1	1,9	3,9
Eisenbahn	303,7	31,2	234,8	88,0	61,8	26,1	40,9	83,5
Straßengüterverkehr	438,1	45,0	18,0	6,8	120,4	50,8	6,2	12,6

Tafel 2: Anteile der Verkehrsträger an Güterverkehrsaufkommen und Güterverkehrsleistung - Stand 1990 - ([2], zitiert nach [3])

Verkehrsträger für die von ihnen verursachten Kosten nur zum Teil aufzukommen haben. Vor allem die durch den Verkehr verursachten Umweltbelastungen schlagen sich nicht oder nur zu einem sehr geringen Teil in den Kosten nieder, d.h. sie werden *externalisiert*, wodurch Verkehrsleistungen billiger gemacht werden, als sie in Wirklichkeit sind. Unter diesen externen Kosten versteht man denjenigen Kostenanteil, der nicht dem Verursacher, sondern Dritten angelastet wird. Je nach Höhe dieses Anteiles kommt es zu massiven, politisch u.U. auch gewollten Verzerrungen, die freilich den Grundsätzen der Marktwirtschaft und dem Verursacherprinzip insofern widersprechen, als das Preissystem hierdurch falsche Signale an Produzenten und Konsumenten vermittelt und dadurch eine optimale Verwendung knapper Ressourcen in Frage gestellt oder gar verhindert wird. "Die notorische Ausblendung von Umweltschäden stellt unmittelbar einen zentralen Lenkungsmechanismus der Volkswirtschaft ... in Frage. Da die sich im Marktgeschehen bildenden Energiepreise die wahren Kosten der Energieerzeugung und -nutzung verfälscht abbilden, kann es zu massiven volkswirtschaftlichen Fehlallokationen kommen. Dies trifft den Kern des Effizienzanpruches einer Marktwirtschaft" [5].

Durch die Nichtberücksichtigung der externen Kosten wird ein Verkehrsträger umso stärker begünstigt, je höher diese sind, d.h. je höher auch die Umweltbelastungen sind, die von diesem ausgehen.

Im Rahmen einer von der Planco Consulting im Jahr 1990 erstellten Studie wurden die externen Kosten der einzelnen Verkehrsträger ermittelt und dabei die Teilbereiche Unfälle, Lärm, Luftverschmutzung, Boden- und Wasserbelastung, Trennwirkungen und Flächenverbrauch berücksichtigt [6]. Diese belaufen sich für den gesamten Verkehrssektor (ohne Luftfahrt) auf rd. 37 Mrd. DM pro Jahr, wobei rd. 6,4 Mrd., d.h. etwa 17 % auf den Güterfernverkehr entfallen. Dabei muß allerdings beachtet werden, daß das nur ein Teil der tatsächlichen externen

Kosten ist, da einzelne Komponenten, wie die Auswirkungen der CO₂-Belastung nicht zu bewerten waren oder die zu einer Bewertung erforderlichen Kenntnisse der Wirkungszusammenhänge immer noch unzureichend sind. In Tafel 3 sind die für den Güterfernverkehr errechneten externen Kosten zusammengestellt. Danach sind der Binnenschiffahrt lediglich 1,7 % der gesamten externen Kosten zuzurechnen, der Schiene hingegen 10 % und dem Straßenverkehr 89 %. Mit 0,23 Pfennig pro Tonnenkilometer hat das Binnenschiff mit weitem Abstand die geringsten externen Kosten, die sich bezogen auf die Güterverkehrsleistung von Schiff, Eisenbahn und LKW etwa wie

1 : 4 : 19

verhalten. Das bedeutet, daß im gleichen Verhältnis die Umwelt durch die jeweiligen Verkehrsträger belastet wird.

Die Bereiche, in denen die stärksten externen Kosten anfallen, sind Unfälle, Lärm und Schadstoffemissionen. Da hier systembedingt die Binnenschiffahrt besonders günstige Werte aufweist, soll darauf nachfolgend etwas näher eingegangen werden.

2.2.3 Verkehrssicherheit

Wie die Unfallstatistik ausweist, liegt das System Binnenschiff/Wasserstraße am unteren Ende der Skala. Die Ursachen hierfür sind in erster Linie

- weitgehend einheitliche Transportgefäße,
- weitgehend gleichmäßiger Verkehrsfluß mit einem Minimum an Überholvorgängen,
- vergleichsweise wenig Quer- und Begegnungsverkehr,
- geringe Geschwindigkeiten,
- hohe Unempfindlichkeit gegenüber schlechten Wetterbedingungen (Regen, Nebel).

	Dim.	Binnenschiffahrt	Schiene (DB)	Straßenverkehr	Gesamt
Unfälle	Mio DM	7	75	2500	2582
Lärm	Mio DM	-	411	489	900
Luftverschmutzung	Mio DM	102	114	1923	2139
Boden- u. Wasserbelastung	Mio DM	-	-	566	566
Trennwirkungen	Mio DM	-	-	81	81
Flächenverbrauch	Mio DM	-	14	84	98
Summe	Mio DM	109	614	5643	6366
Anteil	%	1,7	9,6	88,7	100
bezogen auf Verkehrsleistung	DPfg/tkm	0,23	0,95	4,27	-

Tafel 3: Externe Kosten im Güterfernverkehr ([6] zitiert nach [3])

Daraus resultiert nicht nur eine hohe Geeignetheit der Binnenschifffahrt für Gefahrguttransporte, sondern auch eine große Zuverlässigkeit, durch die der Nachteil der im Vergleich zu Schiene und Straße geringen Geschwindigkeit teilweise kompensiert wird.

2.2.4 Schadstoffemissionen

Der Umfang der Schadstoffemissionen eines Verkehrssystems ist stark mit dem erforderlichen Energieeinsatz korreliert. Von der Energiebilanz her ist der Verkehr auf den Wasserstraßen deutlich günstiger als der auf Schiene und Straße. So beträgt der spezifische Verbrauch an Primärenergie:

- bei der Binnenschifffahrt 584 KJ/tkm
- bei der Eisenbahn 677 KJ/tkm
- im Straßenverkehr 2889 KJ/tkm

(Veröffentlichungen, wonach Binnenschiffe doppelt soviel Energie als die elektrifizierte Eisenbahn verbrauchen, sind insofern irreführend, da sie den End- nicht aber den Primärenergieverbrauch angeben und dabei außer acht lassen, daß für die Bereitstellung der elektrischen Energie am Fahrdrat die rd. dreifache Menge Primärenergie erforderlich ist).

Die Ursache für vergleichsweise günstige Energiebilanz liegt nicht nur in den geringeren Reibungsverlusten, die beim Transport auf dem Wasser zu überwinden sind, sondern auch in dem deutlich günstigeren Verhältnis zwischen der jeweils transportierten Last und dem Eigengewicht: Um eine Tonne Nutzlast transportieren zu können, ist beim LKW ein Eigengewicht von 0,7 t und bei der Bahn von ca. 0,8 t erforderlich, beim Binnenschiff jedoch nur von 0,35 t.

Insgesamt gesehen ist mit der gleichen Treibstoffmenge eine Gütertonne mit dem Binnenschiff rd. viermal soweit zu transportieren wie mit dem LKW.

2.2.5 Lärm

Da Lärmschäden nicht direkt gemessen werden können, sind die in Tafel 3 angegebenen Zahlenwerte über den sog. Vermeidungskostenansatz ermittelt worden, d.h. es wurde ermittelt, wie hoch der Aufwand z.B. für Lärmschutzwände und Schallschutzfenster wäre, um bestimmte Grenzwerte einzuhalten. Beim Binnenschiff fallen derartige Kosten nicht an, da aus folgenden Gründen die Lärmemissionen bereits unter den zulässigen Grenzwerten liegen [3]:

- keine Rollgeräusche und wegen der geringen Geschwindigkeiten auch keine Windgeräusche,

- vergleichsweise geringe Motorgeräusche wegen der zunehmend besseren Kapselung moderner Motoren und deren baulichen Anordnung unter der Wasserlinie.

2.3 Ökologische Aspekte der Wasserstraßen

Die in Abschn. 2.2.2 genannten Zahlen für die Höhe der externen Kosten beziehen sich lediglich auf den Transport von Gütern auf bereits vorhandenen Verkehrswegen. Sie jedoch sagen nichts über die externen Kosten bzw. die Umweltauswirkungen des jeweiligen Gesamtsystems aus. Es kann zwar angenommen werden, daß das Gesamtsystem Binnenschiff/Wasserstraße vom Grundsatz her auch den übrigen Verkehrssystemen überlegen ist, entsprechende Zahlen fehlen aber. Sie hätten, sofern es sie gäbe, auch nur den Charakter von Pauschalwerten, die nicht auf jeden Einzelfall zutreffen müßten.

Nicht nur der Neubau, sondern auch der Ausbau einer bestehenden Wasserstraße stellt häufig einen sehr erheblichen Eingriff in bestehende und z.T. wertvolle ökologische Strukturen dar, zumal sich vor allem die meist Jahrzehnte alten Kanäle inzwischen zu wichtigen landschaftsprägenden Elementen entwickelt haben. In einzelnen Gebieten, wie z.B. in den Bördelandschaften Nord- und Mitteldeutschlands stellen sie z.T. die einzigen Elemente dieser Art dar.

Für bauliche Veränderungen an Bundeswasserstraßen schreibt das im August 1990 in Kraft getretene Gesetz zur Prüfung der Umweltverträglichkeit, auf das in Abschn. 3 noch näher eingegangen wird, eine umfassende Ermittlung und Bewertung der Auswirkungen vor, die der Eingriff auf die Umwelt hat. Diese Auswirkungen müssen, soweit sie unvermeidlich sind, minimiert und ausgeglichen werden. Wo das nicht möglich ist, muß durch geeignete Maßnahmen Ersatz geschaffen werden.

In der Mehrzahl der Fälle gelingt das auch in befriedigender Weise. Trotzdem wird man zunehmend genauer abwägen müssen, ob für bestimmte Wasserstraßen ein Ausbau in jedem Fall so erfolgen soll, daß ein Einsatz von universell verwendbaren, einheitlichen Schiffsgefaßen möglich ist. Das gilt gerade auch für einen Teil der Wasserstraßen in den neuen Bundesländern, wo sich vor allem in den Elbeauen teilweise Biotopstrukturen erhalten haben, die im übrigen Mitteleuropa inzwischen verloren gegangen sind [9]. Gerade vor dem Hintergrund eines deutlichen Präferenzwandels in der Öffentlichkeit ist eine sorgfältige und detaillierte Prüfung erforderlich, ob der prognostizierte Verkehrsnutzen tatsächlich höher zu bewerten ist als die Zerstörung von inzwischen - im Wortsinne - unersetzlichen Strukturen.

Bei der Beantwortung der Frage, ob der Erhalt dieser

Strukturen Vorrang zu haben hat vor dem Angebot einer entsprechend ausgebauten Wasserstraße, steht man natürlich sehr schnell vor dem Problem, wie eine intakte Umwelt auch im Hinblick auf kommende Generationen zu bewerten ist und wie eine derartige Bewertung auf der Basis der heute üblichen, stark betriebswirtschaftlich geprägten Wertvorstellungen möglich ist.

2.4 Zusammenfassende Bewertung

Wenn es tatsächlich die zentrale Aufgabe der europäischen Verkehrspolitik sein soll, die "Kostenwahrheit im Verkehr" [7] herbeizuführen, dann erfordert das u.a. eine Einbeziehung der bisher nur ansatzweise berücksichtigten externen Kosten, wobei beide Teilaspekte

- Durchführung von Transporten und
- Ausbau von Verkehrswegen

betrachtet werden müssen.

Sollten, was durchaus im Bereich des Wahrscheinlichen liegt, mittelfristig die Verkehrssysteme entsprechend ihren Auswirkungen auf die Umwelt einem an ökologischen Kriterien orientierten Steuersystem unterworfen werden, dann hätte das zweifellos auch gewisse verkehrsvermeidende Effekte zur Folge. Darüberhinaus entstanden damit für die Industrie wie für den Planer Anreize, systematisch Lösungen zur Vermeidung von Umweltbelastungen zu entwickeln, die heute mangels Rentabilität unterbleiben oder noch nicht konsequent genug umgesetzt werden [8]. Mit großer Wahrscheinlichkeit wäre damit auch eine Verschiebung des Güterverkehrs hin zum System Wasserstraße/Binnenschiff verbunden als dem eindeutig umweltfreundlichsten Verkehrsträger. Gleichzeitig würde das für die Binnenschifffahrt bedeuten, noch stärker als bisher Alternativen zum abnehmenden, transportkostenintensiven Massengutverkehr anzubieten, etwa in Form von Transportleistungen, die sich im Rahmen logistischer Konzepte nicht auf den reinen Transport auf der Wasserstraße beschränken, sondern die gesamte Kette vom Absender zum Empfänger umfassen. Dazu gehören u.a.:

- * vermehrte Transporte unter Beibehaltung der jeweiligen Transportgefäße auch bei einem Wechsel auf andere Verkehrsträger (Container- und RoRo-Verkehre)
- * Aufbau von Güterverteilzentren an den Bundeswasserstraßen
- * Aufbau von Transportketten, bei denen das entscheidende Kriterium weniger die Geschwindigkeit als die Zuverlässigkeit, z.B. im Rahmen von Just-in-time-Konzepten ist.

3 Prüfung der Umweltverträglichkeit beim Ausbau von Bundeswasserstraßen

3.1 Das Gesetz zur Prüfung der Umweltverträglichkeit

Am 01.08.1990 ist das *Gesetz zur Umsetzung der Richtlinie des Rates vom 27. Juni 1985 über die Umweltverträglichkeitsprüfung bei bestimmten öffentlichen und privaten Projekten* in Kraft getreten. Was sich hinter diesem umfänglichen Titel verbirgt, hat als Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetz (UVPG) seither die Planungspraxis im Bereich der Bundeswasserstraßen - und nicht nur dort - erheblich beeinflusst. Obwohl schon vor diesem Termin immer die Auswirkungen einer Baumaßnahme im Hinblick auf Vegetation und Fauna bewertet worden sind und nach dem Bundesnaturschutzgesetz auszugleichen wären, haben derartige Untersuchungen mit Erlaß des UVPG eine bis dahin nicht gekannte Breite und Tiefe bekommen.

Das Gesetz beruht auf der von der europäischen Gemeinschaft verabschiedeten *Richtlinie des Rates vom 27. Juni 1985 über die Umweltverträglichkeitsprüfung bei bestimmten öffentlichen und privaten Projekten* [10]. Diese Richtlinie ist nach langer und z.T. kontroverser Diskussion aufgrund der Erfahrungen erlassen worden, die in den USA seit 1970 mit dem National Environmental Policy Act (NEPA) gemacht worden sind. Man hat sich dabei schließlich im wesentlichen darauf geeinigt, allgemeine Mindestanforderungen zu formulieren, deren konkrete Ausgestaltung den Mitgliedsstaaten innerhalb eines Dreijahres-Zeitraumes, also bis 1988, überlassen wurde.

Grundlage für die EG-Richtlinie ist erstmals nicht der reparierende Umweltschutz, sondern das Vorsorgeprinzip, wonach "die beste Umweltpolitik darin besteht, Umweltbelastungen von vornherein zu vermeiden, statt sie erst nachträglich in ihren Auswirkungen zu bekämpfen". Mit diesem präventiv formulierten Gedanken wird das Ziel verfolgt, "die menschliche Gesundheit zu schützen, durch eine Verbesserung der Umweltbedingungen zur Lebensqualität beizutragen, für die Erhaltung der Artenvielfalt zu sorgen und die Reproduktionsfähigkeit des Ökosystems als Grundlage allen Lebens zu erhalten". Neben diesen sehr allgemeinen Grundsätzen enthält die EG-Richtlinie Verfahrensvorschläge zur Prüfung der Umweltverträglichkeit, sowie Kataloge von baulichen Maßnahmen, auf die die Richtlinie anzuwenden ist.

Bei der Umsetzung der EG-Richtlinie hat die Bundesrepublik, ähnlich wie die meisten anderen Mitgliedstaaten, die Umweltverträglichkeitsprüfung in die bereits bestehenden gesetzlichen Genehmigungsverfahren integriert. Man hat sich als Vorteil einer solchen "unselbständigen Regelung" eine schnellere Umsetzung und

einen geringeren Verwaltungsaufwand versprochen, als das durch Einrichtung neu zu schaffender eigener UVP-Behörden möglich gewesen wäre.

Wie die EG-Richtlinie, so fordert auch das Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetz (UVPG) vorab eine Prüfung, ob und inwieweit die geplante Baumaßnahme Auswirkungen auf

- Mensch, Tier, Pflanze,
- Boden, Wasser, Luft, Klima, Landschaft,
- die jeweiligen Wechselwirkungen zwischen diesen Faktoren sowie
- Kultur- und sonstige Sachgüter

hat. Weiter ist darin festgelegt, daß eine Prüfung der Umweltverträglichkeit (UVP) unter Beteiligung der Öffentlichkeit durchzuführen ist. Dazu sind in jedem einzelnen Fall die folgenden Schritte vorgeschrieben:

*** Unterrichtung über den voraussichtlichen Untersuchungsrahmen (§ 5 UVPG)**

- (1) Der Träger des Vorhabens unterrichtet die zuständige Behörde
- (2) Die zuständige Behörde erörtert mit dem Träger des Vorhabens Umfang und Methode der UVP, ggf. unter Hinzuziehung anderer Behörden
- (3) Die zuständige Behörde informiert den Träger des Vorhabens über den voraussichtlichen Untersuchungsrahmen sowie über Art und Umfang der beizubringenden Unterlagen

*** Untersuchungen des Trägers des Vorhabens (§ 6 UVPG)**

Der Träger des Vorhabens stellt die entscheidungserheblichen Unterlagen zusammen. Diese müssen mindestens enthalten:

- (1) Beschreibung des Vorhabens (incl. Angaben über Standort, Art und Umfang sowie Bedarf an Grund und Boden)
- (2) Beschreibung von Art und Menge der Reststoffe und Immissionen sowie der Beeinträchtigung der Umwelt
- (3) Beschreibung von Vermeidung und Minimierung von Eingriffen in Natur und Landschaft sowie Planung von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen
- (4) Beschreibung der zu erwartenden erheblichen Auswirkungen des Vorhabens auf die Umwelt.

*** Beteiligung anderer Behörden (§ 7 UVPG)**

Die zuständige Behörde holt Stellungnahmen anderer Behörden ein und stellt Einvernehmen her.

*** Einbeziehung der Öffentlichkeit (§ 9 UVPG)**

Die zuständige Behörde führt ein öffentliches Anhörungsverfahren durch.

*** Zusammenfassende Darstellung der Umweltauswirkungen (§ 11 UVPG)**

Die zuständige Behörde bearbeitet auf der Grundlage der Unterlagen nach den §§ 6, 7 und 9 eine zusammenfassende Darstellung der Auswirkungen, die das Vorhaben auf die o.g. Schutzgüter hat.

*** Bewertung der Umweltauswirkungen und Berücksichtigung des Ergebnisses bei der Entscheidung (§ 12 UVPG)**

Die zuständige Behörde bewertet die Umweltauswirkungen auf der Grundlage der zusammenfassenden Darstellung nach § 11 und trifft eine Entscheidung über die Zulässigkeit des Verfahrens (Umweltverträglichkeitsprüfung).

Das UVPG regelt zwar den verfahrenstechnischen Ablauf, gibt jedoch keinerlei Hinweise zur inhaltlichen und methodischen Ausgestaltung, ein wesentlicher Grund für die Schwierigkeiten bei der praktischen Umsetzung, die bis heute noch nicht vollständig behoben sind. Von besonderer Bedeutung sind dabei u.a.

- (1) die Frage nach dem jeweiligen inhaltlichen und räumlichen Umfang einer UVP sowie
- (2) die Methoden zur Bewertung der Auswirkungen des Eingriffes auf die einzelnen Schutzgüter.

Die inhaltliche und methodische Abwicklung bleibt dabei weitgehend dem jeweiligen Gutachter überlassen, der in Ermangelung verbindlicher Regelungen dadurch über ein nicht unerheblichen, subjektiven Spielraum verfügt.

3.2 Praktische Durchführung

Die Prüfung der Umweltverträglichkeit beruht auf folgenden drei Dokumenten, die vom Träger des Vorhabens - im Falle der Bundeswasserstraßen kann das ein Wasser- und Schiffsamt (WSA) oder ein Neubauamt (NBA) sein - zu erstellen sind, wobei sich das Amt dabei häufig einer staatlichen Institution, z.B. der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) oder eines Büros bedient wird:

- (1) Beschreibung des Vorhabens,
- (2) Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU),
- (3) Landschaftspflegerischer Begleitplan (LPBP).

Aufgrund einer vorläufigen Vorhabensbeschreibung werden zunächst die potentiellen Auswirkungen der Baumaßnahme auf die Umwelt identifiziert. Die weitergehende Quantifizierung erfolgt im Rahmen der Umweltverträglichkeitsuntersuchung, die folgende Komponenten enthält:

- die Beschreibung und Bewertung des vorhandenen Zustandes,

- die Beschreibung und Bewertung der Auswirkungen der geplanten Maßnahme auf die natürliche Umwelt und den Menschen als Nutzer dieser Umwelt,
- die Darstellung und Beschreibung von Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Minimierung der Auswirkungen sowie
- die Begründung der vorgeschlagenen Vorhabensalternative in ökologischer Hinsicht.

Die Umweltverträglichkeitsuntersuchung ist die Grundlage für den sich anschließenden Landschaftspflegerischen Begleitplan, in der die Ersatz- und Ausgleichsmaßnahmen konkret geplant werden, die zur Kompensation der Auswirkungen des Eingriffes erforderlich sind. Grundlage hierfür ist das Bundesnaturschutzgesetz. Zusammen mit der vom Träger des Vorhabens zu erstellenden Beschreibung des Vorhabens und seiner Alternativen bilden UVU und LPBP die Grundlage für die anschließende Umweltverträglichkeitsprüfung durch die Planfeststellungsbehörde im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens.

Wie erwähnt, gibt es für die praktische Durchführung der UVU noch keine festgeschriebenen, allgemein anerkannten Regeln, so daß der jeweilige Bearbeiter über einen nicht unerheblichen Ermessensspielraum verfügt.

In den folgenden Abschnitten sind einige grundsätzliche Aspekte der Umweltverträglichkeitsuntersuchung dargestellt.

3.3 Ermittlung des Bearbeitungsumfanges

Zu Beginn der UVP-Diskussion, die Mitte 1989 einsetzte, stand die Frage im Mittelpunkt, wie der sehr allgemein formulierte Katalog der zu berücksichtigenden Schutzgüter bei konkreten Einzelvorhaben umgesetzt werden soll. Dabei wurde sehr schnell deutlich, daß es nicht möglich ist, allgemeingültige Untersuchungskataloge zu formulieren, die den Erfordernissen sämtlicher Projekttypen genügen. Vielmehr muß in jedem Einzelfall, bezogen auf das jeweilige Vorhaben und die jeweils unterschiedlichen Randbedingungen ein eigenständiger Untersuchungsrahmen erarbeitet werden.

Für den Bereich der Bundeswasserstraßen und die wichtigsten dort vorkommenden Eingriffe hat die BfG sehr früh einen ersten *Vorschlag für die Erarbeitung von projektbezogenen Maßnahmenkatalogen* erarbeitet [11].

Das dabei angewandte Verfahren beruht auf Ansätzen, wie sie bei der analytischen Projektbewertung für komplexe wasserwirtschaftliche Projekte verwendet werden. Diese Verfahren lassen sich auch für Zwecke der UVP einsetzen, da mit ihrer Hilfe sehr gut die Auswirkungen analysiert werden können, die von geplanten

Baumaßnahmen auf bereits bestehende Nutzungen oder Zustände ausgehen. Dabei wird das konkrete, oft sehr komplexe wasserwirtschaftliche Problem zunächst in überschaubare und leicht bearbeitbare Teilprobleme zerlegt, die dann über eine Bewertung wieder zusammengefügt und einer Entscheidung zugeführt werden.

Ein wesentliches Hilfsmittel ist dabei die Wirkungsanalyse, deren Durchführung durch eine matrixförmige Zuordnung von Ursachen und Wirkungen erleichtert wird. Dabei werden entsprechend Abb. 2 zunächst die Wirkungszusammenhänge zwischen den geplanten Maßnahmen und den bereits bestehenden Nutzungen und Funktionen identifiziert und die wesentlichen Einflüsse und Wechselwirkungen ermittelt. In einem zweiten Schritt wird dann der Untersuchungsumfang geklärt, der notwendig ist, um die Auswirkung der Maßnahmen zu quantifizieren und Planungsvarianten vergleichen und bewerten zu können.

Dieses hier nur anzudeutende Verfahren zeichnet sich bei geeigneter Anpassung an die jeweilige Aufgabe durch einfache Handhabbarkeit, hohe Transparenz und Flexibilität aus. Dem in der Planung tätigen Ingenieur und Wissenschaftler wird damit eine Planungs- und Entscheidungshilfe zur rationellen und sachgerechten Abwicklung derartiger Untersuchungen an die Hand gegeben. Das Verfahren umfaßt mehrere Einzelschritte, die im folgenden näher beschrieben werden.

Der Verfahrensgang orientiert sich streng an den Bedürfnissen des Anwenders, der infolge einer konkreten wasserbaulichen Maßnahme, z.B. einer größeren Uferrückverlegung eine UVP als Teil des Planfeststellungsverfahrens (PFV) durchführen muß. Dafür müssen zunächst die Auswirkungen der Maßnahme auf die am Gewässer vorhandenen Nutzungen oder die dort bestehenden Verhältnisse analysiert werden. In Abb. 2 sind in Form einer Abhängigkeitsmatrix mögliche Baumaßnahmen und möglicherweise bestehende Nutzungen gegenübergestellt. Die Maßnahmen sind zunächst untergliedert in

- Maßnahmen im Uferbereich,
- Maßnahmen im Sohlenbereich,
- wasserstands- und abflußregulierende Maßnahmen,
- Deponierung von Baggergut,
- Streckenneubau,
- Schleusen und Vorhäfen sowie
- bauzeitliche Maßnahmen, deren Auswirkungen nur kurzfristig wirksam sind.

Durch diese Maßnahmen können die spaltenweise dargestellten Nutzungen und Funktionen betroffen sein, dazu gehören z.B.

- Vorflutverhältnisse,
- Grundwasserverhältnisse,

[illegible]

Abb. 2: Matrix der Wirkungszusammenhänge

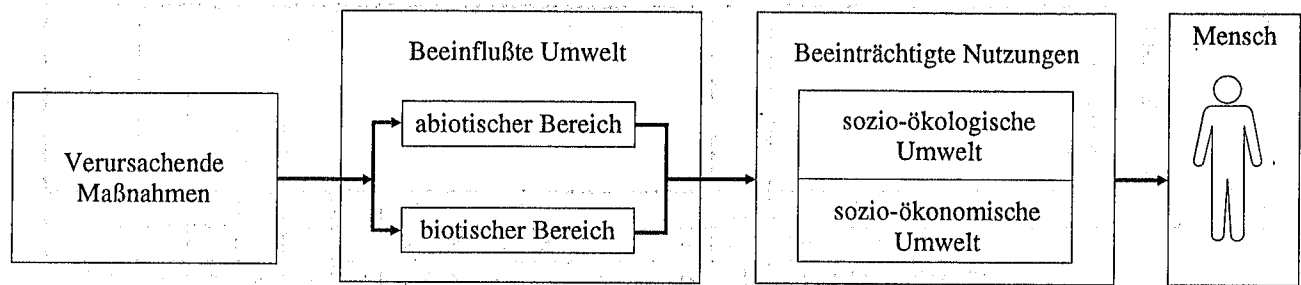


Abb. 3: Beeinflussung des Schutzgutes "Mensch"

- Flora und Fauna,
- Nutzungen (z.B. Freizeit und Erholung, Fischerei, Kiesabbau)
- bestehende bauliche Anlagen
- lokales Klima etc.

Mit der matrixförmigen Zusammenstellung wird die Identifizierung möglicher Beeinträchtigungen erleichtert.

Der in § 2 UVPG als erstes Schutzgut genannte Mensch ist in dieser Zusammenstellung nicht ausdrücklich erwähnt. Da dieser nach Abb. 3 sowohl als Teil des biotischen Bereiches wie auch als Nutzer der Umwelt von den Maßnahmen betroffen ist, wird angenommen, daß er bei einer sachgerechten Untersuchung aller betroffenen Schutzgüter hinreichend berücksichtigt ist.

3.4 Ermittlung und Bewertung der Auswirkungen von Baumaßnahmen

Im Rahmen der Umweltverträglichkeitsuntersuchung ist der nach Abschn. 3.3 ermittelte und in Gesprächen mit Einvernehmensbehörden und Umweltverbänden festgelegte Untersuchungsrahmen abzuarbeiten.

In der Regel erfolgt für die einzelnen möglicherweise betroffenen Schutzgüter zunächst eine Darstellung und Bewertung des vorhandenen Ist-Zustandes. In einem zweiten Schritt ist ihre Beeinflussung durch die vorgesehene Baumaßnahme darzustellen und zu bewerten unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Faktoren.

Wechselwirkungen, die häufig im Vorfeld der Untersuchung noch nicht in vollem Umfange erkennbar sind, können u.U. eine nicht unerhebliche Aufweitung des Untersuchungsrahmens zur Folge haben. Aber nur durch einen universellen Untersuchungsansatz, der sich nicht auf einzelne Medien oder Sektoren beschränkt, ist der Komplexität ökologischer Zusammenhänge einigermaßen Rechnung zu tragen. Wie und nach welchen Verfahren die einzelnen Schutzgüter zu untersuchen sind, kann im Rahmen dieser Veröffentlichung nicht dargestellt werden,

hierzu wird verwiesen auf [12].

Zu den derzeit noch am stärksten kontrovers diskutierten Aspekten der Umweltverträglichkeitsprüfung gehört derzeit die Frage nach geeigneten Verfahren zur Bewertung der Schutzgüter und der künftigen Auswirkungen der Baumaßnahme. Zu den wichtigsten Kriterien, die an derartige Verfahren zu stellen sind, gehören

- Transparenz und Nachvollziehbarkeit
- weitgehende Objektivität
- einfache Handhabbarkeit
- Flexibilität
- Akzeptanz bei den Einvernehmensbehörden.

Das jeweilige Verfahren soll sowohl die Bewertung des Ist-Zustandes als auch des prognostizierten Zustands und damit auch den Vergleich unterschiedlicher Vorhabensalternativen in ökologischer Hinsicht erlauben. Hierfür eignen sich insbesondere nichtmonetäre Verfahren, wie sie durch die Nutzwertanalyse und andere nutzwertanalytische Ansätze wie z.B. die ökologische Wirkungsanalyse oder die ökologische Risikoanalyse repräsentiert werden.

Wesentlich ist die Definition eines Zielsystems, da sonst eine Bewertung nicht möglich ist. Vom Zielsystem hängt nämlich ab, wie die Auswertungen einer Maßnahme zu beurteilen sind. So wird eine Wasserspiegelabsenkung im Hinblick auf den Hochwasserschutz von Ortslagen meist positiv zu bewerten sein, im Hinblick auf Feuchtbiotope, Auenwälder etc. jedoch negativ. Für einige Gewässerabschnitte sind daher u.U. unterschiedliche Zielsysteme zu definieren, auf die hin eine Bewertung durchzuführen ist.

Für die abiotische und biotische Umwelt kann das Zielkriterium z.B. die Natürlichkeit sein. Der Wert der natürlichen Umweltmedien wird dabei als umso größer angesehen, je höher der Grad der Natürlichkeit ist. Natürlichkeit bedeutet also "vom Menschen nicht beeinflusst". Für das Landschaftsbild ist das Zielkriterium der ästhetische Eigenwert. Für die Nutzungsansprüche ist das Zielkriterium die optimale Nutzungseignung.

Nach Festlegung der Zielkriterien sind nun Bewertungskriterien zu definieren, mit denen die jeweiligen Zielkriterien charakterisiert werden können. Solche Kriterien sind für die biotischen und abiotischen Faktoren und das Landschaftsbild z.B.

- Seltenheit/Repräsentanz (im Sinne von typisch),
- Gefährdung, Ersetzbarkeit/Wiederherstellbarkeit,
- Vielfalt, Stabilität usw..

Anhand der ausgewählten Bewertungskriterien sind nun die einzelnen Schutzgüter zu bewerten, wobei der Bewertungsmaßstab eine fünfstufige ordinale Skala ist. Die "Meßwerte" werden damit in dimensionslose Werte überführt und so untereinander vergleichbar gemacht. Es wird zunächst der vorhandene Ist-Zustand ohne die Baumaßnahme bewertet und anschließend in analoger Weise der Prognosezustand, d.h. der Zustand unmittelbar nach dem Ausbau. Eine Gegenüberstellung von Ist-Zustand und Prognose-Zustand ergibt dann Abweichungen, die positiv oder negativ sein können. Die Größe der Abweichungen ist dabei das Maß für die Intensität der Auswirkung. Bei festgestellten Wertminderungen für das entsprechende Schutzgut ist nun zu prüfen, ob die Maßnahme zu erheblichen (Raumaspekt) oder nachhaltigen (Zeitaspekt) Beeinträchtigungen des Naturhaushalts oder der Nutzungsmöglichkeiten führt. Deshalb sind nun zusätzlich die zeitlichen und die räumlichen Ausdehnungen der Auswirkungen zu beurteilen und in die Bewertung einzubeziehen [12].

3.5 Minimierung, Ausgleich und Ersatz negativer Auswirkungen

Nachdem im Rahmen der Umweltverträglichkeitsuntersuchung die Auswirkungen identifiziert, beschrieben und bewertet sind, die durch die vorgesehene Baumaßnahme hervorgerufen werden, ist wie vom UVPG gefordert darzustellen, ob und wie diese Auswirkungen minimiert werden können. Verbleibende, nicht mehr vermeidbare Restauswirkungen sind durch geeignete Maßnahmen auszugleichen. Wo auch das nicht mehr möglich ist, muß ein entsprechender Ersatz geschaffen werden. Diese planerischen Aufgaben werden im Rahmen des Landschaftspflegerischen Begleitplanes durchgeführt.

Wie geeignete Maßnahmen zur Minimierung aber auch für Ausgleich und Ersatz durchgeführt werden können, ist in zahlreichen Veröffentlichungen dargestellt, z.B. in [13]. Kataloge möglicher Maßnahmen sind enthalten in [12]. Ausgewählte Beispiele z.B. für den Rhein als freifließendes Gewässer sowie für Kanäle sind in den Beiträgen von Hager, Rödiger sowie Heibaum et al. unter jeweils unterschiedlichen Aspekten dargestellt.

Literatur

- [1] Binnenschifffahrt in Zahlen, Bundesverband der Binnenschifffahrt, Duisburg, 1991
- [2] Verkehr in Zahlen, Bundesminister für Verkehr [Hg.], Bonn 1991
- [3] Wasserstraßen und Binnenschifffahrt im Vergleich zum Schienen- und Straßenverkehr, Vereinigung Binnenschifffahrt und Wasserstraßen e.V., Duisburg, 1992
- [4] v. Suntum, U.: Verkehrspolitik in der Marktwirtschaft, in: Aus Politik und Zeitgeschichte, B5, 1993
- [5] Identifizierung und Internalisierung externer Kosten der Energieversorgung, Prognos-Studie, erstellt im Auftrage des Bundesministers für Wirtschaft, 1992
- [6] Externe Kosten des Verkehrs, Schiene, Straße, Binnenschifffahrt, Gutachten, Planco Consulting, Essen, 1990
- [7] Krause, G.: Die Straßenbenutzungsgebühr bringt mehr Gerechtigkeit, in: Frankfurter Rundschau, 01.12.92
- [8] Wille, J.: Ökologische Wende in der Verkehrspolitik, in: Aus Politik und Zeitgeschichte, B5, 1993
- [9] Die ökonomisch-ökologische Bewertung der Elbekanalisation, Gutachten, Institut für ökologische Wirtschaftsforschung GmbH, Berlin, 1992
- [10] Richtlinie des Rates vom 27. Juni 1985 über die Umweltverträglichkeitsprüfung bei bestimmten öffentlichen Projekten (85/337/EWG). - Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, Nr. L 175/40 vom 05.07.85
- [11] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Umweltverträglichkeitsprüfung beim Neu- und Ausbau von Bundeswasserstraßen - Vorschlag für die Erarbeitung von projektbezogenen Maßnahmenkatalogen für die Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU), Koblenz, 1989, BfG-0513
- [12] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Umweltverträglichkeitsprüfung und Umweltverträglichkeitsuntersuchungen im Bereich der Bundeswasserstraßen, Koblenz, 1992
- [13] Kolb, S.: Ökologische Entwicklungs- und Unterhaltungspläne an Wasserstraßen, in: Deutsche Berichte zum XXVII. Internationalen Schifffahrtkongreß, Osaka, 1990

Teil 2

Umweltaspekte beim Ausbau der Wasserstraßenverbindung nach Berlin (Projekt 17)

Zusammenfassung

Dem für die Zukunft prognostizierten verstärkten Verkehrsaufkommen vor allem in ostwestlicher Richtung hat die Bundesregierung u.a. dadurch Rechnung getragen, daß sie die Wasserstraßenverbindung nach Berlin und weiter zur Oder zu den vorrangig auszubauenden Verkehrswegen erklärt hat (Projekt 17). Obwohl vom Grundsatz her der Gütertransport auf der Wasserstraße die Umwelt deutlich geringer belastet als der Transport auf Schiene und Straße, sind mit dem Ausbau u.U. starke Eingriffe in hochwertige gewachsene Biotopstrukturen vorhanden. Das ist im Bereich der neuen Bundesländer um so mehr der Fall, als sich dort wegen der geringen Eingriffe in den letzten 40 Jahren Strukturen erhalten haben, die im übrigen Mitteleuropa bereits seit längerem verschwunden sind. Anhand von zwei ausgewählten Beispielen am Mittellandkanal und Elbe-Havel-Kanal wird gezeigt, welche Verhältnisse hier angetroffen werden und wie die erforderlichen Untersuchungen zur Ermittlung der Umweltverträglichkeit der Baumaßnahme durchgeführt werden.

Inhalt

- 1 Methodisches Vorgehen
- 2 Mittellandkanal
 - 2.1 Bereich Drömling, km 250,0 - 283,1
 - 2.2 Bereich Haldensleben, km 301,0 - 318,4
- 3 Elbe-Havel-Kanal

1 Methodisches Vorgehen

Ziel aller Verkehrs-Wasserbauplanungen muß es sein, die Planunterlagen vom Inhalt, Umfang und Akzeptanzfähigkeit her so weitgehend auszuarbeiten, daß im Genehmigungsverfahren, in Deutschland zumeist Planfeststellungsverfahren, eine abschließende Genehmigung mit der Wirkung einer Freigabe für den Baubeginn weitestgehend sichergestellt werden kann. Ein seit neuem bedeutender Bestandteil hierzu ist die Darstellung und der Nachweis darüber, wie sich die geplante Baumaßnahme spannungsarm in die Umwelt einfügt. Das hierfür gesetzlich vorgeschriebene Instrument ist die im Beitrag von E. Wildenhahn dargestellte Umweltverträglichkeitsuntersuchung.

Wie sich in der Praxis diese Untersuchungen gestalten im Spannungsfeld zwischen bundespolitischer Planvorgaben, Naturschutzinteressen, regionalen Verwaltungszuständigkeiten und nicht zuletzt den Bauverantwortlichen soll nachfolgend am Beispiel ausgewählter Planungsabschnitte des Projektes 17 der "Verkehrsprojekte Deutsche Einheit", der Wasserstraßenverbindung zwischen den west- und osteuropäischen Wasserstraßenbereichen, dargestellt werden.

Diese Wasserstraßenverbindung besteht weitgehend aus künstlichen Schiffahrtskanälen, die in der ersten Hälfte dieses Jahrhunderts oder früher gebaut wurden und die den heutigen Verkehrsanforderungen nicht mehr entsprechen. Der so gesehen technische Mangel geht aber andererseits einher mit einem ökologischen Bonus. Alle Wasserflächen, auch künstlich geschaffene, entwickeln sich über die Jahre und Jahrzehnte zu mehr oder weniger wertvollen Biotopen, zumal in dünn besiedelten von Ballungsräumen abgekehrten Landschaftsteilen Mitteleuropas. So zu beobachten auch z.B. beim Mittellandkanal und Elbe-Havel-Kanal als Teilen der Wasserstraßenverbindung nach Berlin. Ein Ausbau dieser Strecken beeinträchtigt für relativ kurze Zeit diese Entwicklung. Die Beeinträchtigung wird für einige Jahre sichtbar bleiben, solange bis der Eingriff wieder verwachsen ist.

Aufgabe der Umweltverträglichkeitsuntersuchung ist es u.a., auch der Bevölkerung deutlich zu machen, daß hier eine Maßnahme von hohem ökonomischen Nutzen zeitweise ökologische Beeinträchtigungen hervorruft, die im Vergleich zu dem ökonomischen Vorteil nur von sehr begrenzter Dauer sind. Weil dieser, im Grunde in allen Zeiten und Teilen der Welt vielfach belegte "Darwin'sche" Prozeß der Besiedlung neu entstandener

Naturräume, vielfach nicht abgewartet werden soll, müssen mit technischen Mitteln Bauweisen gefunden werden, welche die alten Biotope weitgehend unbeeinflusst lassen und dennoch den Verkehrsforderungen gerecht werden, dann allerdings mit erhöhten Aufwendungen.

Musterhaft für die dabei aufgeführten Lösungen soll am Beispiel Mittellandkanal (MLK) und Elbe-Havel-Kanal (EHK) jener Prozeß aufgezeigt und verdeutlicht werden, bei dem aus der reinen bautechnischen Schullösung durch Berücksichtigung neuer Wertvorstellungen schließlich die "Lösung", d.h. die zur Ausführung gelangende Planung entwickelt.

2 Mittellandkanal

2.1 Bereich Drömling, km 250,0 - 283,1

Der Kanalabschnitt liegt im Drömling, einem 250 km² großen Niedermoorgebiet mit hoher Schutzwürdigkeit. Der Drömling ist eines der wertvollsten großflächigen Feuchtgebiete Niedersachsens und das größte Niedermoorgebiet Sachsen-Anhalts. Zahlreiche Natur- und Landschaftsschutzgebiete und ein Totelreservat grenzen an den Kanal.



Abb. 1: Blick auf den Mittellandkanal bei Rühren (km 256)

Obwohl die stark grund- und hochwassergeprägten Böden durch unterschiedliche Nutzungsformen verändert wurden, hat sich bis heute eine reich strukturierte Landschaft erhalten. Weite Stromtalwiesen von Aller und Ohre wechseln mit sumpfigen Erlenbrüchen, Pappelforsten und kilometerlangen Alleen. Weidengebüsche, Hecken, Röhrichte, Großseggenriede, Brachen und Hochstaudenfluren beleben das Landschaftsbild. Zahlreiche, z.T.

abzugslose Wassergräben durchziehen das Gebiet. Als einmalige Kulturlandschaft aus dem 19. Jahrhundert sind die "Rimpauschen Moordammkulturen" erhalten geblieben. Im Abstand von 15-25 m wurden tiefe, parallel verlaufende Gräben angelegt, mit deren sandigem oder lehmigem Aushub die dazwischenliegenden Moorflächen überdeckt wurden, so daß trittfeste Weide- und Wiesenflächen entstanden.

Diese Landschaftsstrukturen haben größte Bedeutung als Lebensraum für zahlreiche gefährdete und vom Aussterben bedrohte Tier- und Pflanzenarten und repräsentieren flächendeckend schützenswerte Lebensräume.

Ziel der Umweltverträglichkeitsuntersuchung ist es, die mit dem Ausbau des MLK verbundenen Eingriffe in dieses überregional bedeutsame Feuchtgebiet zu minimieren. Besonders wichtig ist dabei die Vermeidung einer negativen Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse.

2.2 Bereich Haldensleben, km 301,0 - 318,4

Der MLK durchschneidet in diesem Abschnitt die Magdeburger Börde, eine ebene, an Strukturen arme Landschaft. Seine Dämme, deren Höhe von West nach Ost zunimmt, beeinflussen wesentlich das Landschaftsbild. Im Bereich der "hohen Dammstrecke" (ab km 315) erreichen sie Höhen von mehr als 14 m über Gelände und zeichnen sich damit markant gegen die ausgedehnten Acker- und Wiesenflächen der Umgebung ab. Ihre langen luftseitigen Böschungen sind mit wertvollen Trockenrasen bewachsen, die sich durch Schafbeweidung entwickeln konnten.

Westlich dieser hohen Dammstrecke sind die Dämme über weite Strecken dicht bewachsen. Reich strukturierte Pappelforste und Gebüsche bilden wertvolle Refugien insbesondere für die Avifauna. In der ausgeräumten, strukturarmen Bördelandschaft kommt diesen linienhaften Strukturen als Nahrungs- und Bruthabitat große Bedeutung zu. Insgesamt wurden bisher 56 Vogelarten beobachtet. Darunter sind 12 Rote-Liste-Arten.

Ziel im Rahmen der Bearbeitung der Umweltverträglichkeitsuntersuchung ist es, den Bewuchs so weit wie möglich zu erhalten bzw. durch vorgezogene Ausgleichsmaßnahmen schnellstens zu ersetzen, um Ausweichmöglichkeiten für die Avifauna zu schaffen.

Am MLK liegen mit dem Jersleber und dem Bardel-eber See auch für die Region bedeutsame Naherho-

lungsgebiete. Die mit dem Bau des Kanales entstandenen Baggerseen und ihre Umgebung bis hin zur Elbniederung sind als Landschaftsschutzgebiete ausgewiesen.

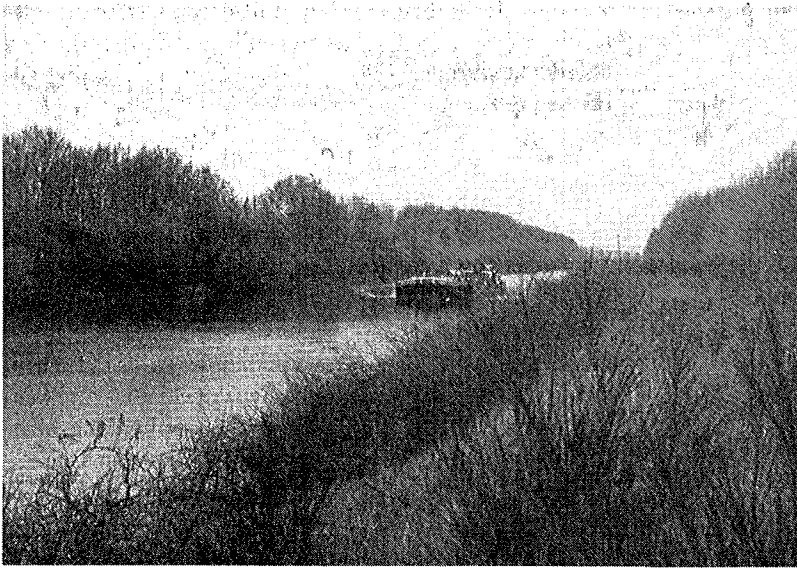


Abb. 2: Blick auf den Mittellandkanal bei Vahldorf (km 310)

3 Elbe-Havel-Kanal (km 335,5 - 342,5)

Der Elbe-Havel-Kanal (EHK) durchschneidet eine in wesentlichen Teilen ökologisch intakte Landschaft mit großräumigen Landschaftsstrukturen.

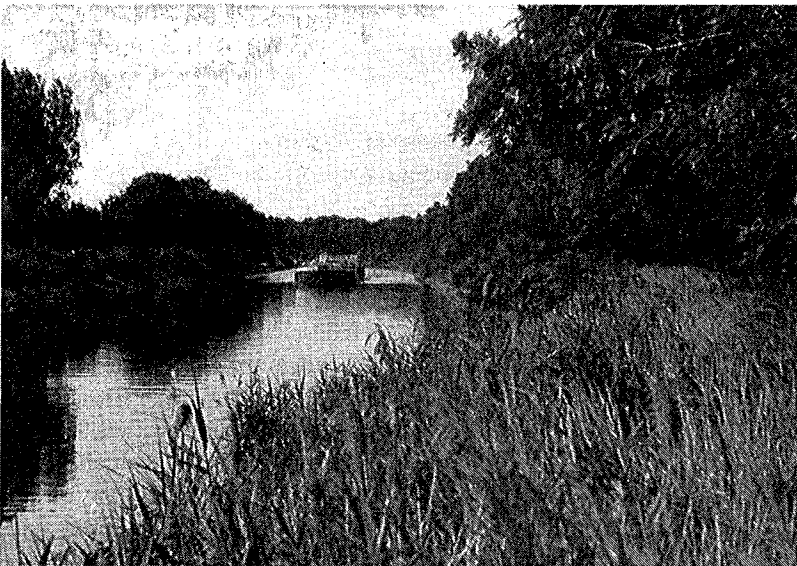


Abb. 3: Elbe-Havel-Kanal

Markant zeichnen sich seine Verwallungen mit ihren nahezu durchgängigen meist einreihigen Altbaumbeständen gegen die ausgedehnten Wiesen- und Ackerflächen der Umgebung ab. Inseln von Baum- und Strauchgruppen sowie ältere Flurgehölze unterbrechen die weiträumigen Flächen und tragen damit zur Vielgestaltigkeit der Landschaft bei.

Nördlich des Kanals befinden sich auf Aufschüttungsflächen einzelne kleine mit Laubbäumen durchsetzte Kiefernforste.

Im betrachteten Abschnitt verläuft der Kanal im alten Flußbett der Ihle. Elemente der ursprünglichen Flußauie wie Gräben, feuchte Senken und ein Altarm sind noch vorhanden.

Im Süden grenzt das Naturschutzgebiet "Burger Holz" mit staunassen Erlenbruchwäldern und feuchten Stieleichen-Hainbuchen-Wäldern an den Kanal (Abb. 3).

Aufgrund der reich strukturierten Vegetation und der geringen Besiedlung ist das Untersuchungsgebiet avifaunistisch sehr bedeutsam, was an einer vergleichsweise überdurchschnittlichen Artenvielfalt erkennbar ist. Insgesamt wurden 93 Vogelarten nachgewiesen, darunter 25 Rote-Liste-Arten.

In Höhe des Burger Holzes soll im Rahmen des Kanalausbaues auf der Nordseite ein Durchstich geschaffen werden. Mit den Naturschutzbehörden wurde abgestimmt, daß das verbleibende Kanalaltwasser saniert und zu einem Feuchtbiotop umgestaltet wird.

Für Flächennutzung und -struktur, Vegetation, Avifauna, Ichthyofauna und Makrozoobenthos wurden Bestandsaufnahmen durchgeführt. Zur Beurteilung von Stoffhaushalt, Wasser- und Sedimentbeschaffenheit erfolgten mikrobiologisch-biochemische Untersuchungen.

Die Ergebnisse werden in der Konfliktanalyse zur Auswahl der ökologisch günstigsten Ausbauseite genutzt.

Im EHK und im Mündungsbereich anderer Gewässer (Ihle, Pareyer Verbindungskanal, Niegripper Verbindungskanal und Wendsee) konnten insgesamt 12 *Fischarten* nachgewiesen werden. Diese gehören im Untersuchungsgebiet zum autochthonen Artenbestand. Von den gefangenen Fischarten waren die Plötze, der Barsch und der Aland am häufigsten.

Die gefangenen Fische wurde stichprobenweise auf Rückstände von Schwermetallen und chlorierten Kohlenwasserstoffen untersucht. Die Ergebnisse der Analysen deuten darauf hin, daß der EHK in seinem gesamten Verlauf stark mit Quecksilber belastet ist.

Die Untersuchungen des *Makrozoobenthos* zeigen für die aquatischen Makroinvertebraten eine im Vergleich zu

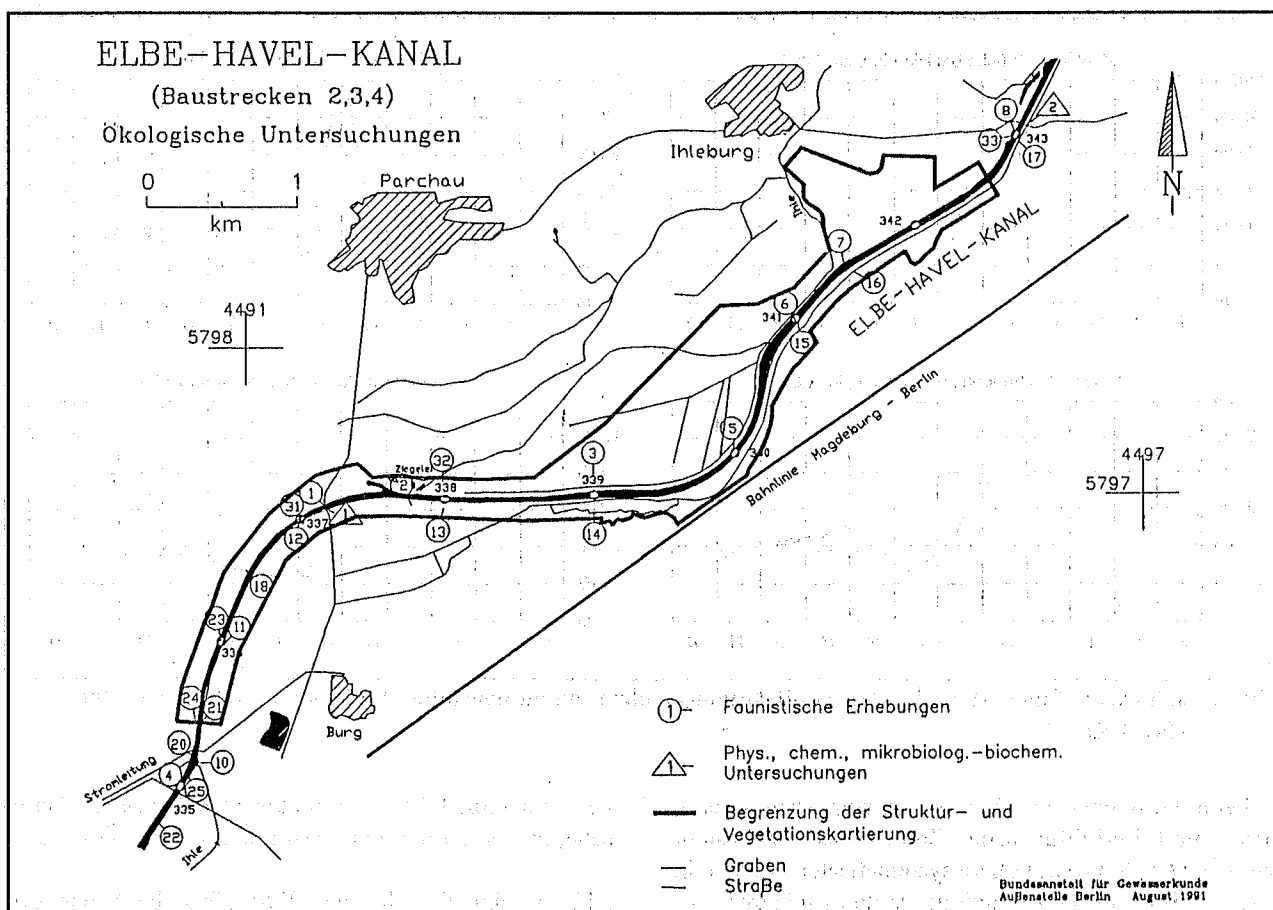


Abb. 4: Ökologische Untersuchungen am Elbe-Havel-Kanal (Lose 2 bis 4)

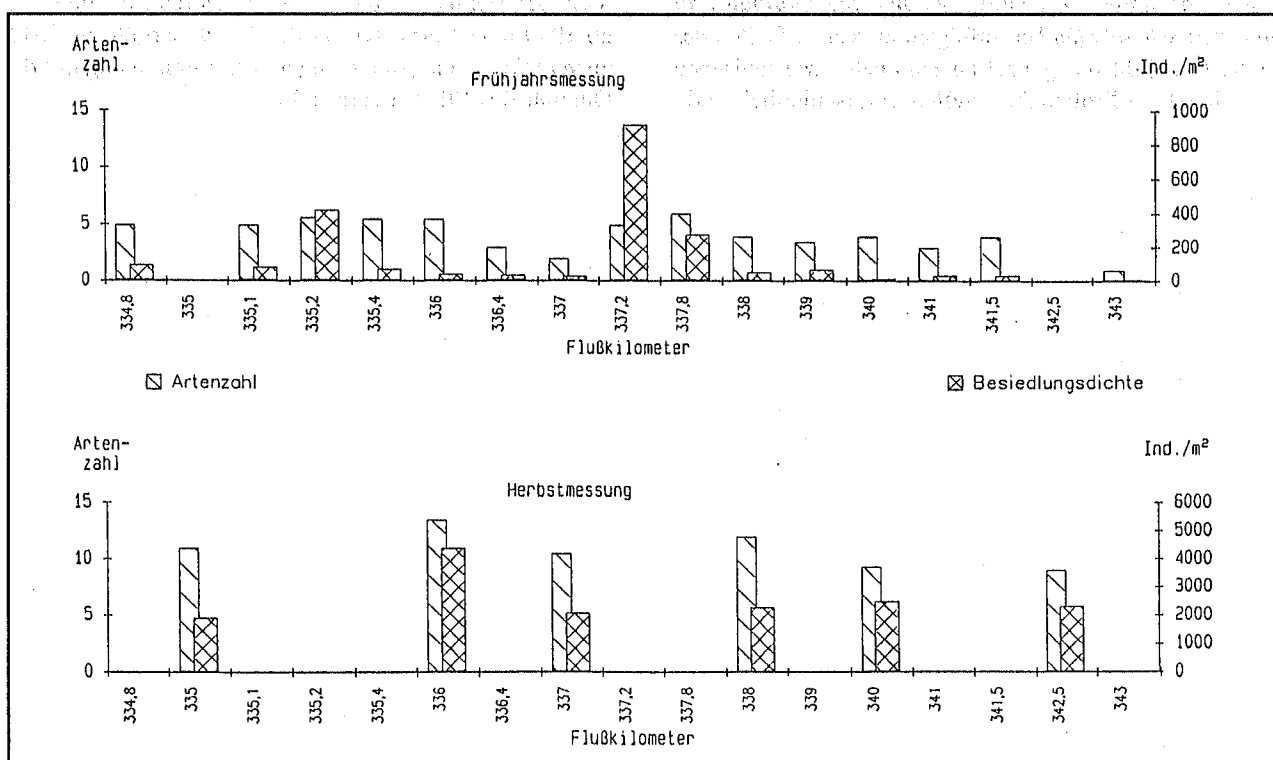


Abb. 5: Besiedlungsdichte und Artenvielfalt des Makrozoobenthos im Elbe-Havel-Kanal (Lose 2 bis 4)

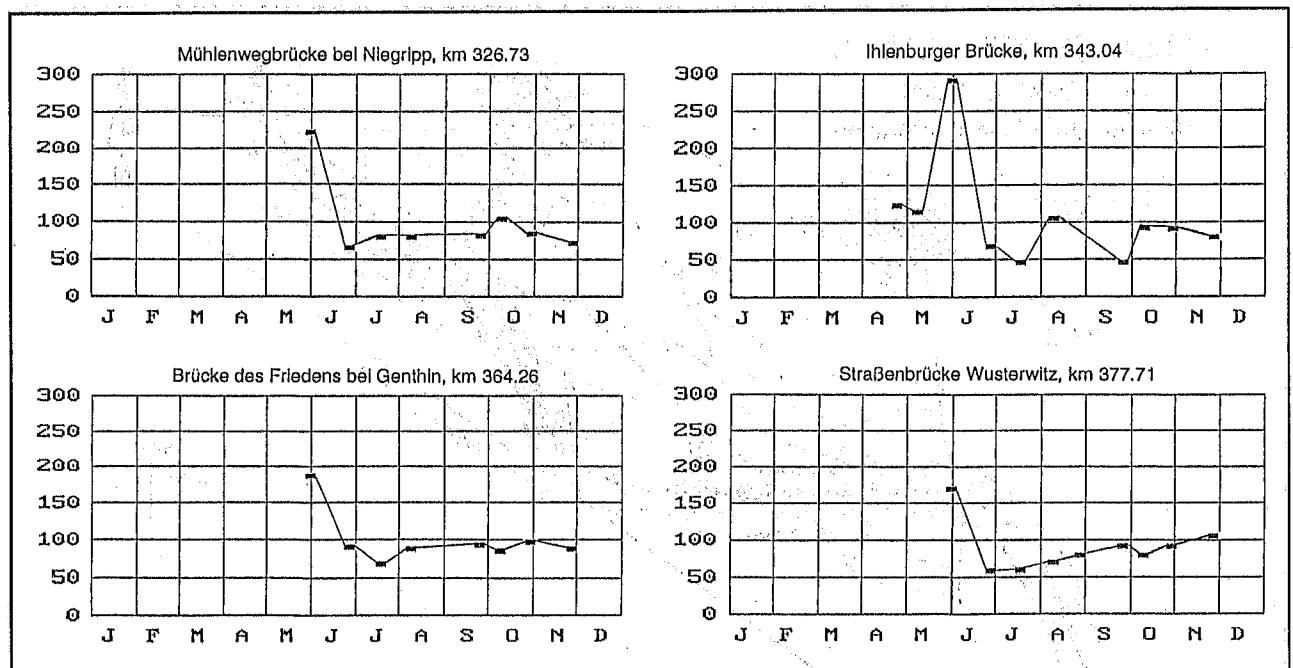


Abb. 6: Jahresganglinien 1991 der Sauerstoffsättigungsindizes an ausgewählten Probenahmestellen des Elbe-Havel-Kanals

anderen norddeutschen Kanälen gering strukturierte, arten- und individuenarme Zoozoenose. Insgesamt wurden 27 Arten bzw. höhere systematische Gruppen in geringen bis mittleren Individuenzahlen nachgewiesen. Zahl und Populationsdichten von im Kanal vorkommenden zu schützenden Arten sind gering (Abb. 5).

Die Probenahmen zur Untersuchung von *Stoffhaushalt* und *Wasserbeschaffenheit* erfolgten an sieben Stellen des EHK. Die Zahl der geprüften Parameter war zwischen den einzelnen Probenahmestellen unterschiedlich und

betrug maximal 22. Sie umfaßte physikalische, chemische, biochemische und mikrobiologische Meßwerte.

Abb. 6 zeigt die Jahresganglinie 1991 der Sauerstoffsättigungsindizes an ausgewählten Probenahmestellen. Die hohe Übersättigung im Mai/Juni während einer Schönwetterperiode ist ein seit vielen Jahren im EHK nicht beobachteter Effekt. Generell ist festzustellen, daß ab 1990 eine Verbesserung der Gewässergüte im EHK zu verzeichnen ist, die in engem Zusammenhang mit der Qualität des Elbewassers steht.

Teil 3

Methoden zur Berücksichtigung ökologischer Gesichtspunkte beim Ausbau von Wasserstraßen

Zusammenfassung

Die Bewahrung der Natur steht heute auch beim Ausbau von Wasserstraßen besonders an natürlichen Flüssen mit ökologisch wertvollen Feuchträumen der Talauen oft im Mittelpunkt des öffentlichen Interesses. Bei größeren Strömen hat meist die Nutzung als Wasserstraße mit einer leistungsfähigen Fahrrinne neben dem Hochwasserschutz und anderen Nutzungen eine vorrangige Bedeutung. Maßnahmen zur Erhaltung und Verbesserung der Schiffahrtsrinne sollen zugleich ökologischen Ansprüchen genügen. Daher sind schon in der Vorplanung möglichst alle relevanten Gesichtspunkte sorgfältig in die Betrachtung einzubeziehen. Die engen Verflechtungen und der Grad der Erfüllbarkeit der verschiedenen Zielsetzungen sind in einer Studie für den Niederrhein untersucht worden. Die verwendeten Verfahren besonders hinsichtlich der Abwägung der verschiedenen Ziele für die umweltverträgliche Gestaltung der gesamte Talaue sowie zur Entwicklung von Lösungsvorschlägen für künftige Regulationsmaßnahmen im Strombett und zur Stabilisierung der Gewässersohle werden kurz erläutert. Die dabei entwickelte Methode kann Modellcharakter haben und auf vergleichbare Verhältnisse in Flachlandflüssen übertragen werden.

Inhalt

- | | | | |
|-----|---|-----|--|
| 1 | Vorbemerkung | 4.3 | Beurteilung der ökologischen Ziele für den Rhein-
strom aus der Sicht von Schifffahrt und Wasser-
straße, einschließlich Stabilisierung des Gewässer-
betts |
| 2 | Gesamtkonzept Hochwasserschutz, Schifffahrt und
Ökologie | 4.4 | Beurteilung der ökologischen Ziele für die Rhein-
aue aus der Sicht von Schifffahrt und Wasserstraße,
einschließlich Stabilisierung des Gewässerbetts |
| 3 | Untersuchungsmethode | 4.5 | Bewertung von Lösungsvorschlägen |
| 4 | Anwendung auf die Stromstrecke des Niederrheins | 4.6 | Neuentwicklung von Regelungselementen |
| 4.1 | Verkehrsbedeutung, Ausbaumaße und Ausbau der
Wasserstraße | 5 | Schlußbemerkung |
| 4.2 | Wertung des Zustandes des Strombettes aus ökologi-
scher Sicht | | |

Literatur

1 Vorbemerkung

Die Bewahrung der Natur ist nach den einschneidenden zivilisatorischen und technischen Entwicklungen im 19. und 20. Jahrhundert verstärkt in das Bewußtsein des Menschen getreten. Dies gilt besonders auch für natürliche Flußläufe und Talauen, deren weitgehende Erhaltung oder, wenn äußere Einwirkungen zu nachteiligen Veränderungen geführt haben, deren Zurückführung in einen mit den Bedürfnissen des Menschen verträglichen Naturzustand angestrebt wird.

Bei größeren Strömen oder Stromsystemen hat meist die Nutzung als Wasserstraße mit einer leistungsfähigen Fahrrinne und entsprechenden Hafen- und Umschlagsan-

lagen für Wirtschaft und Verkehr eine herausragende Bedeutung. Diese tritt heute verstärkt hervor, weil die Kapazität anderer Verkehrsträger häufig erschöpft ist und der Schifffahrt als umweltfreundlichster Verkehrsart auch aus ökologischer Sicht Vorrang einzuräumen ist. Erhaltung und Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse erfordern technische Instandhaltungs- und Anpassungsmaßnahmen, die zugleich ökologischen Ansprüchen genügen und darüberhinaus möglichst zu einer ökologischen Verbesserung des Flusses und seiner ökologisch bedeutsamen Talaue beitragen.

Gleichzeitig muß in der Regel den Anforderungen des Hochwasserschutzes unter Berücksichtigung des wachsenden Sicherheitsbedürfnisses der Menschen im erforderli-

chen Maße entsprochen werden. Daneben stehen vielfältige wasserwirtschaftliche und andere Nutzungen, die den regionalen und überregionalen Lebensbedürfnissen entspringen.

Die engen Verflechtungen und der Grad der Erfüllbarkeit der verschiedenen Zielsetzungen sind in einer Studie für den Niederrhein untersucht worden. Die verwendeten Verfahren und Lösungsvorschläge, insbesondere für Maßnahmen in der Wasserstraße, werden im folgenden kurz erläutert. Die dabei entwickelte Methode kann Modellcharakter haben; die Vorschläge können auch auf vergleichbare Verhältnisse in anderen Flachlandflüssen ggf. unmittelbar übertragen werden.

2 Gesamtkonzept Hochwasserschutz, Schifffahrt und Ökologie

Die Erarbeitung einer solchen Studie wurde von den zuständigen Landes- und Bundesbehörden unter dem Titel "Grundlagen für ein Gesamtkonzept Hochwasserschutz, Schifffahrt und Ökologie am Rhein in Nordrhein-Westfalen" [1] an eine interdisziplinär zusammengesetzte Projektgruppe unter Beteiligung der Bereiche Hochwasserschutz, Wasserwirtschaft, Schifffahrt und Wasserstraße, Ökologie und Landschaftsentwicklung in Auftrag gegeben, wobei bereits vorliegende Planungen zu berücksichtigen waren, die sich für das Strombett des Rheins besonders auf die Erhaltung und Verbesserung der Fahrrinne mit gleichzeitiger Stabilisierung der Gewässersohle beziehen.

Im Ergebnis sollten Lösungsvorschläge für ein integriertes und umfassendes Gesamtkonzept unterbreitet werden, "in dem unter besonderer Berücksichtigung der Sicherheit der Bevölkerung und Schifffahrt und der Erreichung eines höheren Grades an Naturnähe die verschiedenen Interessen überregional in hohem Maße aufeinander abgestimmt sind".

Der Auftrag beschränkte sich also nicht auf die übliche Ingenieuraufgabe, ein bestimmtes Planungs- oder Entwurfsziel ingenieurmäßig und umweltverträglich zu lösen, sondern stellte das Projektteam vor die umfassende Aufgabe, alle vorliegenden und denkbaren Planungen und Verbes-

serungsmöglichkeiten eines ganzen Stromabschnitts und seiner angrenzenden Auen in ihren Auswirkungen interdisziplinär zu bewerten.

3 Untersuchungsmethode

Die Arbeitsschritte zur Lösung der beschriebenen Aufgabe sind aus dem in Abb. 1 dargestellten Ablaufschema zu ersehen.

Von den beteiligten Fachbereichen (Hochwasserschutz/-Schifffahrt und Wasserstraße/-Ökologie) sind hiernach anhand der Gegebenheiten, zunächst unabhängig voneinander, den Erfordernissen entsprechende Planungsgrundsätze aufgestellt worden.

Da es kaum möglich ist, allein aus generellen Anforderungen für den konkreten Anwendungsfall alle relevanten Planungsgesichtspunkte vollständig und widerspruchsfrei abzuleiten und daraus die erstrebte optimale Lösung zu

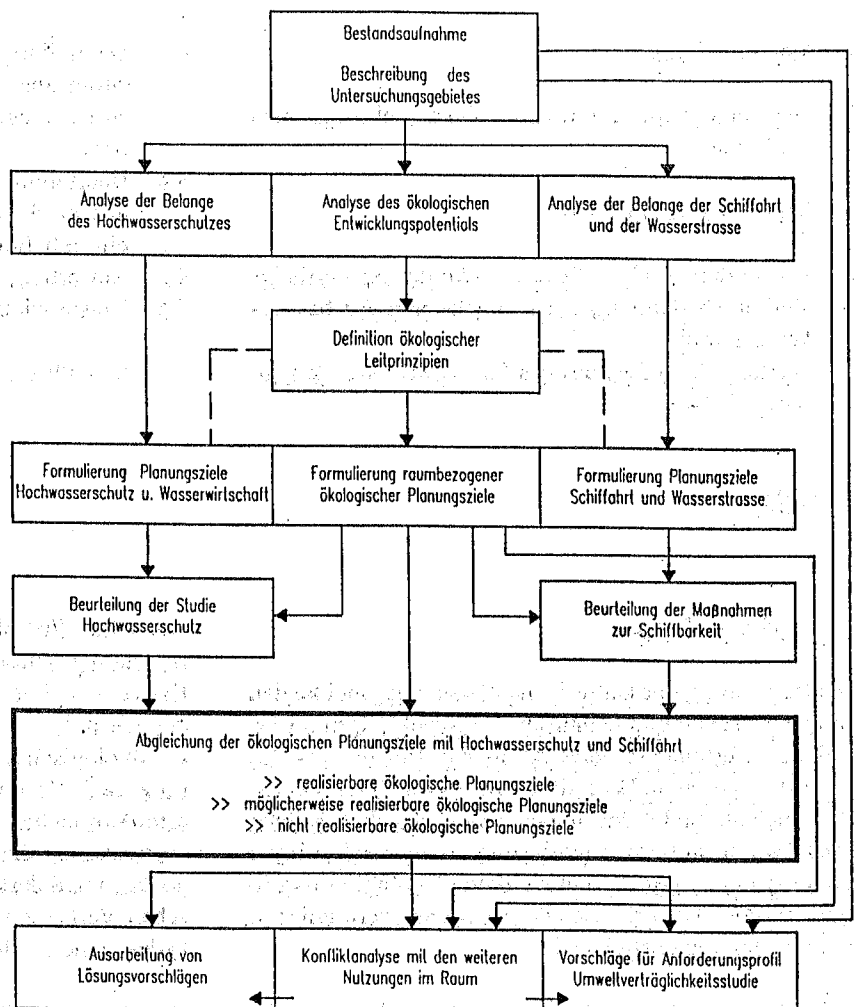


Abb. 1: Ablaufschema zum Gesamtkonzept Hochwasserschutz, Schifffahrt und Ökologie am Niederrhein [1]

finden, wurde ein Verfahren entwickelt, bei dem alle auf die Örtlichkeit bezogenen ökologischen Zielvorstellungen (hier "raumbezogene ökologische Planungsziele" genannt) mit den jeweiligen Erfordernissen der Bereiche "Hochwasserschutz" und "Schifffahrt und Wasserstraße" verglichen und beurteilt werden.

Dieses als "Zielabgleichung" (= Zielbeurteilung) bezeichnete Verfahren bildet einen der Kernpunkte der interdisziplinären Bearbeitung, in der die ökologischen Ziele aus der Sicht von Hochwasserschutz, Schifffahrt und Wasserstraße für jeweils einheitliche Teilräume der Rheinaue bzw. Teilstrecken des Rheinstroms auf ihre Realisierbarkeit hin untersucht werden.

Mit den hierbei verwendeten drei Beurteilungskriterien

- 1 = ökologisches Planungsziel realisierbar
- 2 = ökologisches Planungsziel möglicherweise realisierbar (Die Beurteilung "2" zeigt an, daß hier die vorhandenen Daten nicht ausreichen und für eine Entscheidung über die Realisierbarkeit des ökologischen Ziels weitere Erhebungen oder Untersuchungen notwendig sind)
- 3 = ökologisches Planungsziel nicht realisierbar

ist eine übersichtliche tabellarische oder kartographische Zusammenstellung aller beurteilten Ziele möglich, die in einfacher Weise Art und Umfang der bei der weiteren Einzelplanung zu berücksichtigenden ökologischen Gesichtspunkte kenntlich macht.

Diese Beurteilung war von seiten der Gutachter für die Bereiche "Hochwasserschutz" (einschließlich Wasserwirtschaft und Gewässerschutz) und "Schifffahrt und Wasserstraße" (einschl. Sohlenstabilisierung) durchzuführen, deren Planungsziele Priorität vor anderen Nutzungen haben. Die Auswirkungen anderer bestehender oder geplanter Nutzungen auf die ökologischen Ziele wurden in einer gesonderten Konfliktanalyse behandelt.

Auf diesen Grundlagen lassen sich dann die Lösungsvorschläge hinsichtlich der Erfüllung aller abgeglichenen

(beurteilten) Ziele bewerten und erforderlichenfalls Anpassungen entwickeln, so daß die gewünschte Optimierung der Planungen erreicht wird.

Zur Unterstützung der Bearbeitung der miteinander verknüpften Fragestellungen wurde das rechnergestützte Geographische Informationssystem (GIS) Smallword GIS eingesetzt, welches im Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft ISW der RWTH Aachen (Technische Universität) installiert ist.

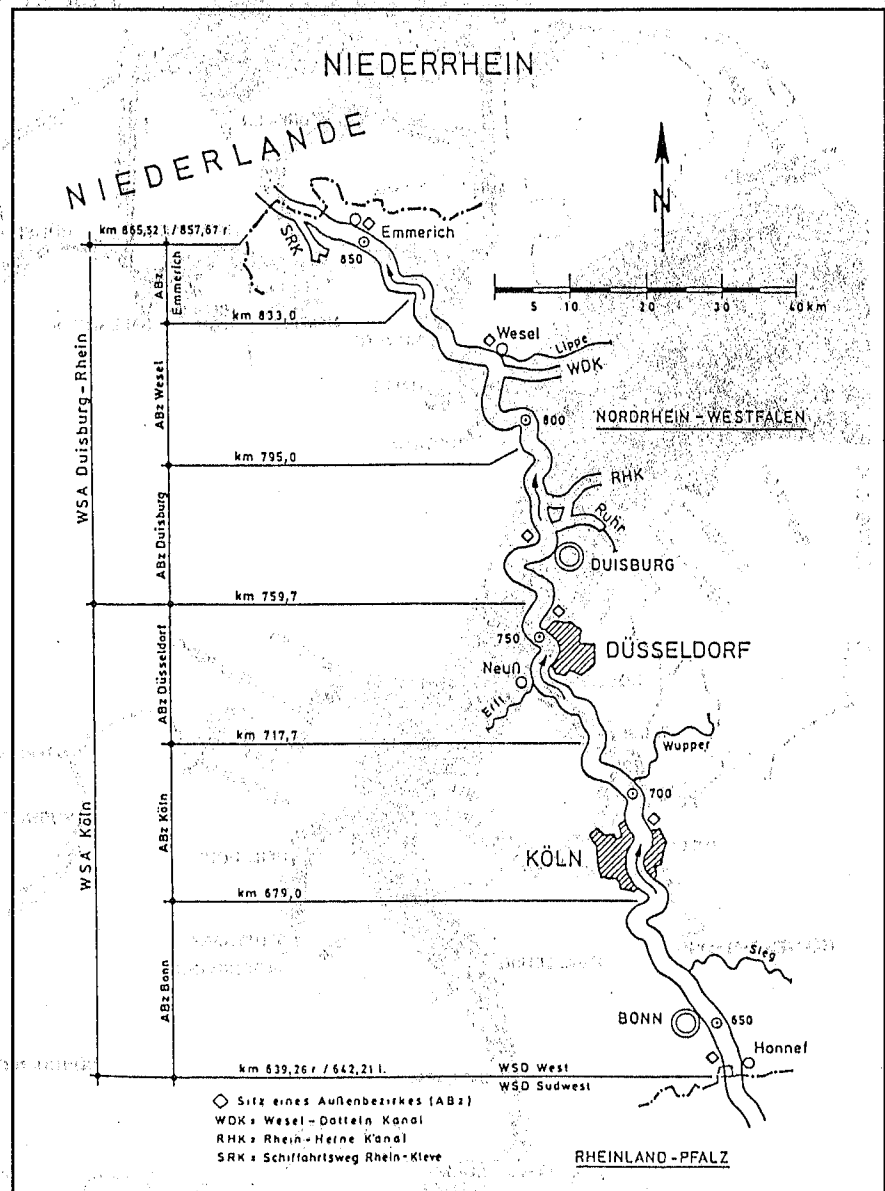


Abb. 2: Der Niederrhein von Rhein-km 639,26 bis Rhein-km 865,52 [3]

4 Anwendung auf die Stromstrecke des Niederrheins

Der Niederrhein von Rhein-km 639,26 bis Rhein-km 865,52 (Abb. 2) ist, abgesehen von der natürlichen erdgeschichtlichen Entwicklung als Flachlandfluß in einer

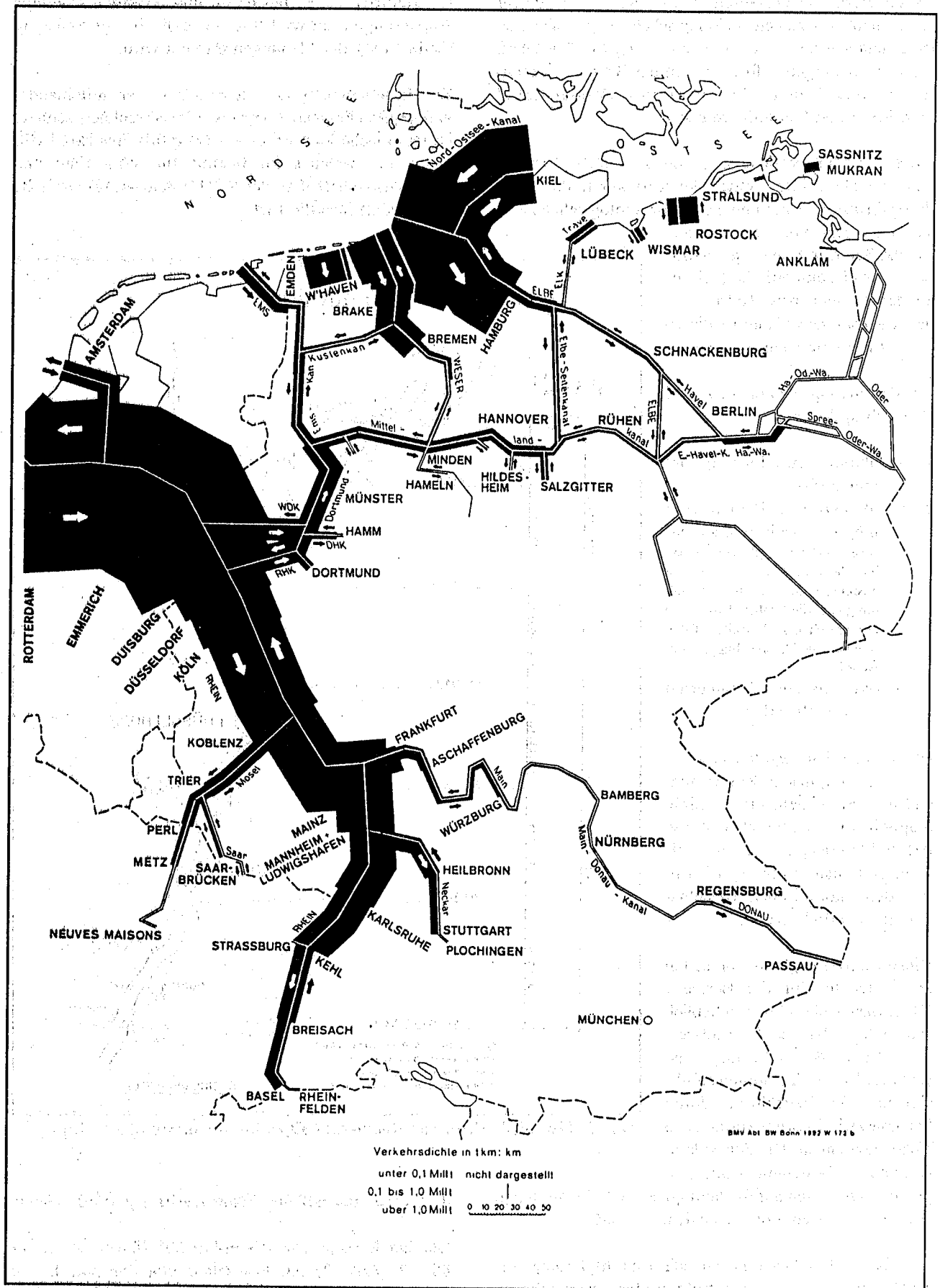


Abb. 3: Verkehrsdichte auf dem Rhein und den Anschlußwasserstraßen im Jahre 1991 [10]

breiten Talau, seit Mitte des 18. Jahrhunderts in seiner Gestalt und Linienführung, dem Längsgefälle und der Ausdehnung des Mittel- und Hochwasserbetts neben anderen zivilisatorischen Einwirkungen sehr wesentlich durch flußbauliche Regelungsmaßnahmen zunächst im Interesse des Hochwasserschutzes, später im Interesse der Schifffahrt und in diesem Jahrhundert zusätzlich durch Kiesgewinnung sowie durch Bergsenkungen aus untertägigem Bergbau geprägt worden. Auf die Beiträge in den Deutschen Berichten zum XXV. und XXVII. Internationalen Schifffahrtskongreß [2], [3] und im PIANC 100-Jahrbuch [4] muß hier verwiesen werden.

4.1 Verkehrsbedeutung, Ausbaumaße und Ausbau der Wasserstraße

Die graphische Auftragung der Verkehrsdichten im Hauptnetz der Wasserstraßen (Abb. 3) veranschaulicht die Bedeutung des Rheins als verkehrsreichste Binnenwasserstraße Europas [10]. Einen schematischen Regelquerschnitt zeigt Abb. 4, [5]. Mit den Maßen der Fahrrinne von 150 m Breite und 2,10 bis 2,50 m und künftig bis zu 2,80 m Tiefe unter G1W (Regelungsniedrigwasserstand) ist der Niederrhein nach der europäischen Klasseneinteilung [6], [7] zugeordnet:

oberhalb Duisburg	Wasserstraßenklasse V (bzw. Klasse VIa nach PIANC- Empfehlung I/9),
unterhalb Duisburg	Wasserstraßenklasse VI (bzw. Klasse VIb nach PIANC- Empfehlung I/9).

Seit Mitte der 60er Jahre sind umfangreiche Ausbaumaßnahmen nach bekannten Grundsätzen der Flußregelung ausgeführt worden, die zugleich der Sohlenstabilisierung dienen und damit neben der Schaffung einer beständigen Schiffahrtsrinne auch wesentlich zur Erfüllung ökologischer Ziele in der Rheinaue beitragen [8], [9].

4.2 Wertung des Zustandes des Strombettes aus ökologischer Sicht

Für die Bewertung der vorhandenen Uferbefestigungen und Einbauten im Mittelwasserbett des Rheinstroms aus ökologischer Sicht sind die Arten der verwendeten Ufersicherungen in 5 Gruppen eingeteilt, die zugleich als Wertestufen für die vorhandene Naturnähe der einzelnen Uferabschnitte verwendet werden (Abb. 5).

Hieraus sind die aus ökologischer Sicht erwünschten Veränderungen zur Erhöhung der Naturnähe der Ufer- und Sohlenbereiche als ökologische Ziele unmittelbar abgeleitet. Wie der Abb. 5 zu entnehmen ist, enthalten die ökologischen Planungsziele für den Rheinstrom

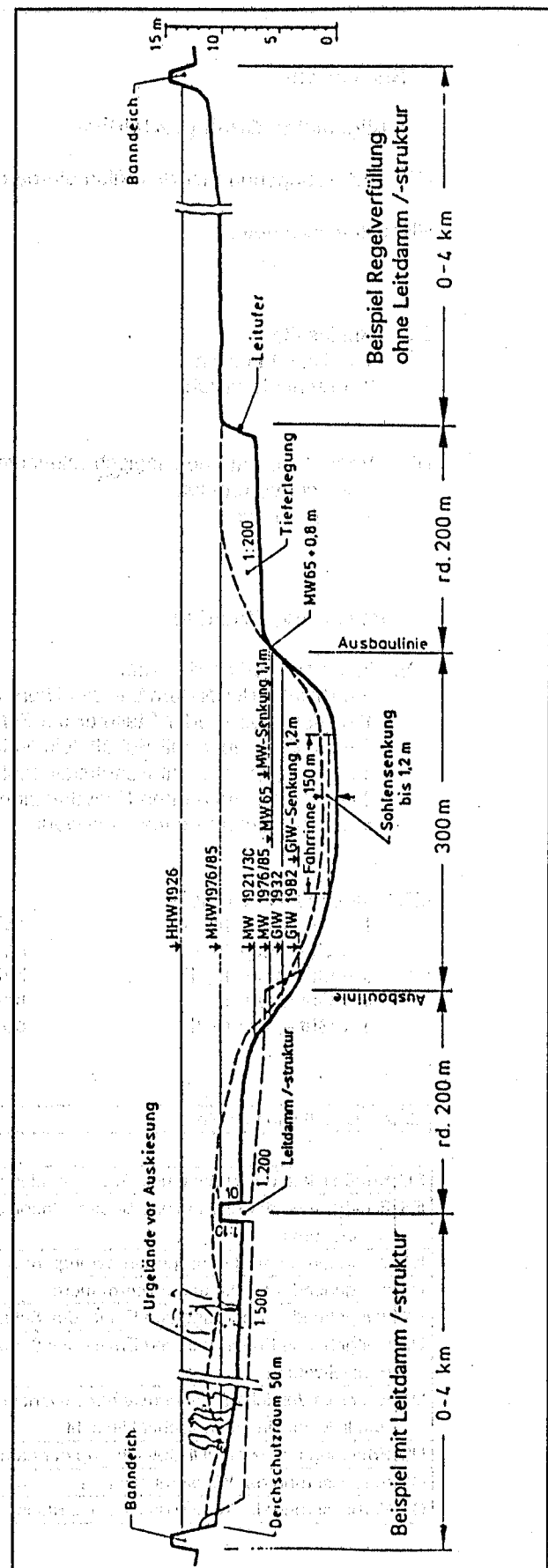


Abb. 4: Regelquerschnitt des Niederrheins im Bereich unterhalb Duisburg mit Anpassungsmaßnahmen an die Wasserspiegel- und Sohlensenkung [10]

Rheinstrom	
Allgemeine Ordungskriterien	
NR	Erfassungsnummer des Kilometerbereiches
RKM	Rheinkilometer
SE	Rheinseite 1 = linksrheinisch 2 = rechtsrheinisch
HL	Vorkommen auenökologisch relevanter Uferbereiche 0 = nicht vorhanden 1 = vorhanden
Bewertungskriterien	
UNI	Index Naturnähe des Ufers Beurteilung der Naturnähe des Ufers aufgrund der Uferverbauungen 1 = Ufermauern oder Steilufer mit Schüttsteindeckwerk 2 = Uferböschung mit Schüttsteindeckwerk 3 = Uferböschung mit Schüttsteindeckwerk und Bühnen oder Parallelwerk 4 = Uferböschung ohne Schüttsteindeckwerk aber mit Bühnen oder Parallelwerk 5 = Uferböschung ohne Deckwerk
GGI	Index Gewässergüte 1 = Gütestufe III - IV 2 = Gütestufe III 3 = Gütestufe II - III 4 = Gütestufe II 5 = Gütestufe I - II
	sehr stark verschmutzt stark verschmutzt kritisch belastet mässig belastet gering belastet
Ökologische Planungsziele	
EU	Ermöglichen der Erosion und Sedimentation am Ufer des geregelten (regulierten) Rheinstroms
ES	Ermöglichen der Erosion und Sedimentation auf der Sohle des geregelten (regulierten) Rheinstroms
KS	Verringerung der (anthropogen bedingten) Sohlenerosion
U1	weitgehender Rückbau der Ufermauern
U2	weitgehende Entfernung und Ersatz des Schüttsteindeckwerks
U3	weitgehende Entfernung und Ersatz des Schüttsteindeckwerks hinter den Bühnenfeldern und Parallelwerken
U4	weiterhin Verzicht auf Schüttsteindeckwerk und eventuell Optimierung der Bühnenfelder und Parallelwerke in ökologischer Hinsicht
U5	Erhaltung und eventuell Optimierung der naturnahen Uferstrecken
G1	Verbesserung der Wasserqualität des Rheins um zwei Gütestufen
G2	Verbesserung der Wasserqualität des Rheins um eine Gütestufe

Abb. 5: Ökologische Bewertungskriterien und Planungsziele für den Rheinstrom

darüberhinaus Punkte, die auf die frei Entfaltung der natürlichen Dynamik des Stroms im Ufer- und Böschungsbereich und außerdem auf die Verringerung der Sohlenerosion gerichtet sind.

4.3 Beurteilung der ökologischen Ziele für den Rheinstrom aus der Sicht von Schifffahrt und Wasserstraße, einschließlich Stabilisierung des Gewässerbetts

Die Stabilisierung des Gewässerbetts und die Vergleichmäßigung der hydraulisch-morphologischen Verhältnisse sind gleichermaßen Voraussetzung für den Schutz und die ökologische Verbesserung der Naturverhältnisse in der Rheinaue wie für den Erhalt und die Anpassung der Fahrrinne des Rheins an die Bedürfnisse der Schifffahrt. Diese Forderungen sind somit gleichgerichtet aus ökologischer wie verkehrlicher Sicht und haben Vorrang vor Forderungen an die Naturnähe der Uferbereiche, wenn zur Verhinderung der Erosion

flußbauliche Maßnahmen und Regelungselemente eingesetzt werden müssen.

Die Beurteilung der ökologischen Ziele für den Rheinstrom trägt dem dann mit den Wertungen "3" für Nichtrealisierbarkeit des ökologischen Ziels oder "2" für bedingte Realisierbarkeit Rechnung, wie in Abb. 6 für einen Teilabschnitt beispielhaft dargestellt ist. Aus der Auswertung über alle 443 links- und rechtsrheinischen Kilometerabschnitte des Niederrheins läßt sich der Grad der Erreichbarkeit ökologischer Zielsetzungen entnehmen. Abb. 7 zeigt den hohen ökologischen Wert des Wasserstraßenausbaus.

4.4 Beurteilung der ökologischen Ziele für die Rheinaue aus der Sicht von Schifffahrt und Wasserstraße, einschließlich Stabilisierung des Gewässerbetts

Maßnahmen zur Entwicklung der Rheinaue außerhalb des

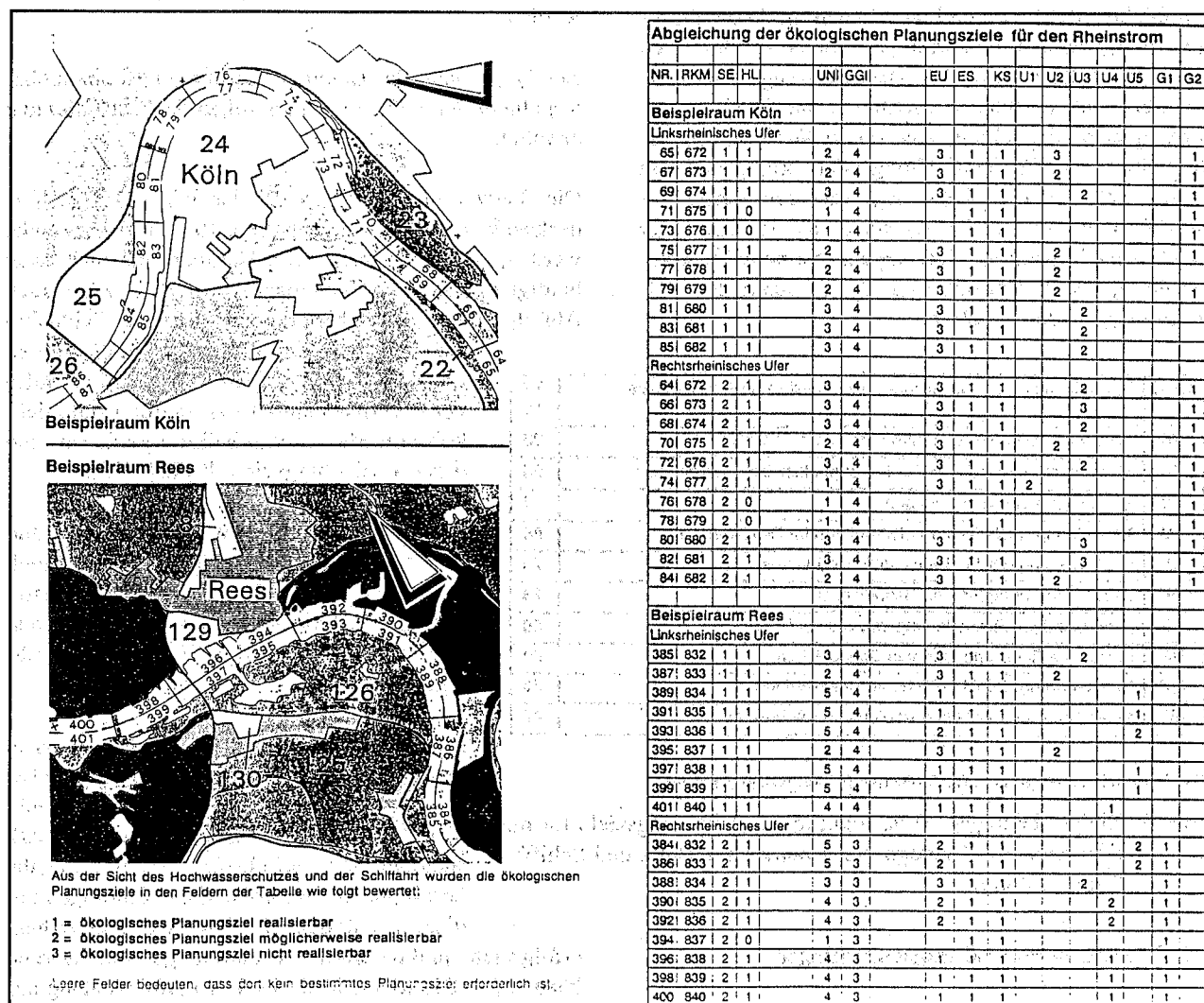


Abb. 6: Abgleichung (=Beurteilung) der ökologischen Planungsziele für den Rheinstrom in den Beispielräumen Köln und Rees

Code	Bezeichnung der ökologischen Planungsziele für den Rheinstrom	ZE %
ES	Ermöglichen der Erosion und Sedimentation auf der Sohle des geregelten (regulierten) Rheinstromes	100
KS	Verringerung der (anthropogen bedingten) Sohlenerosion	100
G1	Verbesserung der Wasserqualität des Rheines um zwei Gütestufen	100
G2	Verbesserung der Wasserqualität des Rheines um eine Gütestufe	100
U5	Erhaltung und event. Optimierung der naturnahen Uferstrecken	80
U4	weiterhin Verzicht auf Schüttsteindeckwerk und event. Optimierung der Buhnenfelder und Parallelwerke in ökologischer Hinsicht	79
U3	weitgehende Entfernung und Ersatz des Schüttsteindeckwerks hinter den Buhnenfeldern und Parallelwerken	44
EU	Ermöglichen der Erosion und Sedimentation am Ufer des regulierten (geregelten) Rheinstromes	42
U2	weitgehende Entfernung und Ersatz des Schüttsteindeckwerks	39
U1	weitgehender Rückbau der Ufermauern	21

ZE(%) = Erreichungsgrad der ökologischen Planungsziele in Prozent

Abb. 7: Zielerreichungsgrad der ökologischen Planungsziele für den Rheinstrom

Strombettes beeinflussen gleichfalls die Abfluß- und Geschiebeverhältnisse und damit auch die hydraulisch-morphologischen Entwicklungen. Daher werden auch ökologische Ziele, die zur Beeinflussung der Querschnitts- und Rauheitsverhältnisse im Hochwasserabflußquerschnitt führen, z.B. durch Forderungen auf Verzicht von Geländeaufhöhung oder -abtrag und von Leitelementen oder auf Zulassung vermehrten Bewuchses im Deichvorland, in die Wertung aus der Sicht der Gewässerstabilisierung einbezogen. Die hohe Übereinstimmung der hier wichtigsten Ziele zeigen die Zielerreichungsgrade in Abb. 8.

Code	Bezeichnung der ökologischen Planungsziele für die Rheinaue	ZE %
VA	bessere Verbindung von Altrheinen mit dem Strom	96
KN	Abgrabungen ausschliesslich im Zuge einer ökol. Entwicklung	95
KV	Vermeidung von Abgrabungen	84
LV	Vermeidung technischer Leitstrukturen im Deichvorland	84
SL	Strukturierung der landwirtschaftlichen Flächen	79
BL	lokale Rückverlegung von Bänndelchen	73
BG	grossräumige Rückverlegung von Bänndelchen	50
BP	punktuell Rückverlegung von Bänndelchen	50
SO	Strukturierung der Oberfläche im Deichvorland	50
AW	Entwicklung und Wiederansiedlung von Auenwald	47

ZE(%) = Erreichungsgrad der ökologischen Planungsziele in Prozent

Abb. 8: Zielerreichungsgrad der ökologischen Planungsziele für die Rheinaue, die Belange von Hochwasserschutz und Schifffahrt betreffen

4.5 Bewertung von Lösungsvorschlägen

Das Planungskonzept des weiteren Wasserstraßenausbaus enthält eine Vielzahl von Maßnahmen mit Neubau von

Buhnen und Parallelwerken, Umbau vorhandener Regelungsbauwerke durch Vorbau, Rückbau, Aufhöhung oder Tieferlegung, Kolkverbau, Sohlenaufhöhung und -sicherung sowie Umgestaltungen im Deichvorland mit Leitdämmen und Vorlandtieferlegungen. Die Prinzipskizzen und Regelprofilen lassen die Grundkonzeption erkennen (Abb. 9).

Lösungsvorschläge für Flußregelmaßnahmen können nunmehr anhand der abgeglichenen (beurteilten) ökologischen Ziele für den Rheinstrom und, soweit nach den obigen Ausführungen für die Wasserstraße und die Sohlenstabilisierung von Bedeutung, auch für die Rheinaue hinsichtlich ihrer technischen und ökologischen Eignung bewertet werden. In Verbindung damit konnten im Falle des Niederrheins zu dem vorliegenden umfangreichen Maßnahmenkatalog für die Wasserstraße, soweit das verfügbare Datenmaterial ausreichte, auch Handlungsempfehlungen formuliert werden.

Zur Frage nach der Eignung bestimmter flußbaulicher Regelungselemente seien hier folgende Feststellungen erwähnt:

Die Bauweisen, wie sie am Niederrhein z.B. für Uferdeckwerke oder Buhnen nach Abb. 10 und 11 verwendet werden, sind bei Einsatz von Naturstoffen auch nach heutigen Maßstäben ökologisch verträglich. Aber auch Abfallprodukte wie Stahlwerksschlacken (LD-Schlacke) sind nach heutigem Kenntnisstand ökologisch unbedenklich [11], [16]. Grobkörnige Stoffe verbessern generell die Ansiedlungsmöglichkeit von Makro- und Mikroorganismen und deren Besiedlungsvielfalt [13], [14].

Für die Auffüllung von Erosionszonen und der z.T. erheblichen Vertiefungen durch Bergsenkungen (Abb. 12) sind Abraummaterialien, wie Waschberge auch im Unterwasserbereich nach bisheriger Erfahrung umweltverträglich [12].

Der bereits am Eintritt des Rheinstroms in den Niederrhein festzustellende Geschiebemangel (Abb. 13) wird sich langfristig nicht ohne künstliche Feststoffzuführung durch z.B. ständige oder periodische Geschiebezugabe beseitigen lassen, wobei die Erfahrungen mit diesem seit über 15 Jahren am Oberrhein erfolgreich praktizierten Verfahren genutzt werden können [4]. Die Möglichkeit der Feststoffüberleitung aus Auffangbecken wird gleichfalls zu untersuchen sein.

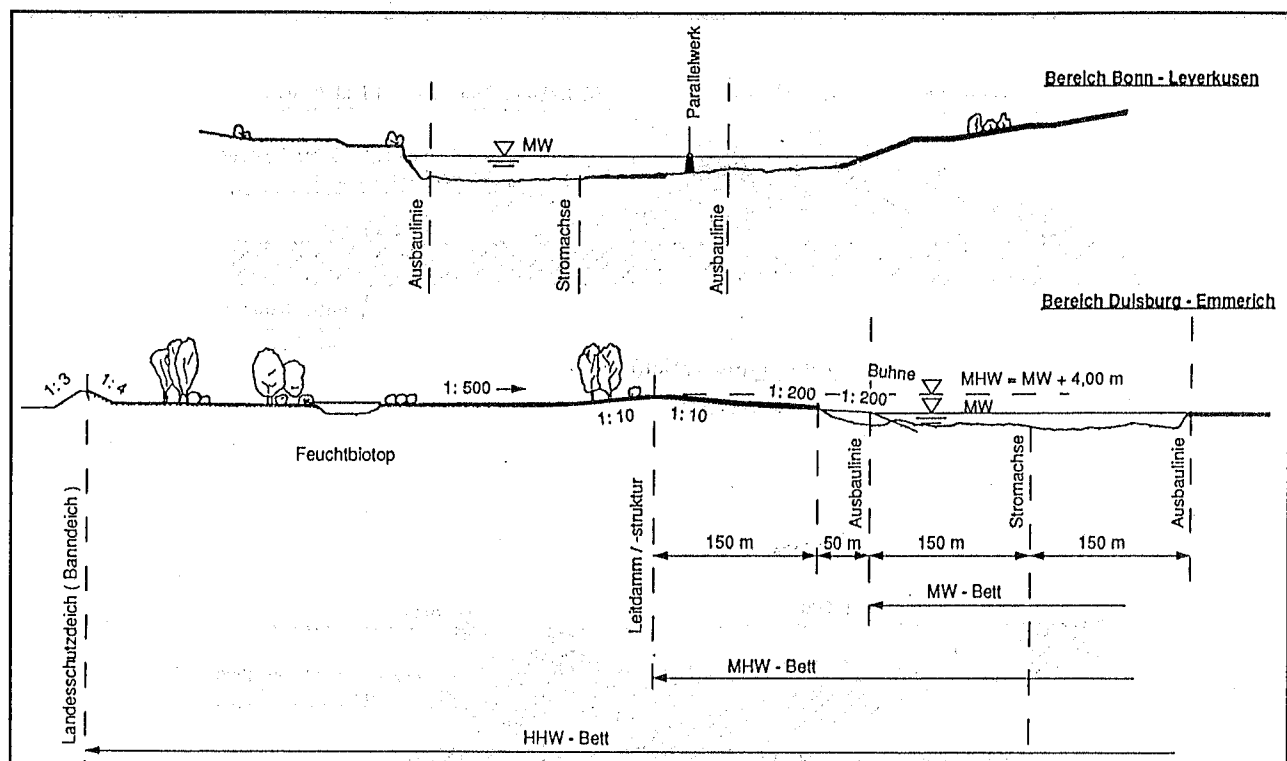


Abb. 9: Prinzipskizzen künftiger Regelprofile des Niederrheins

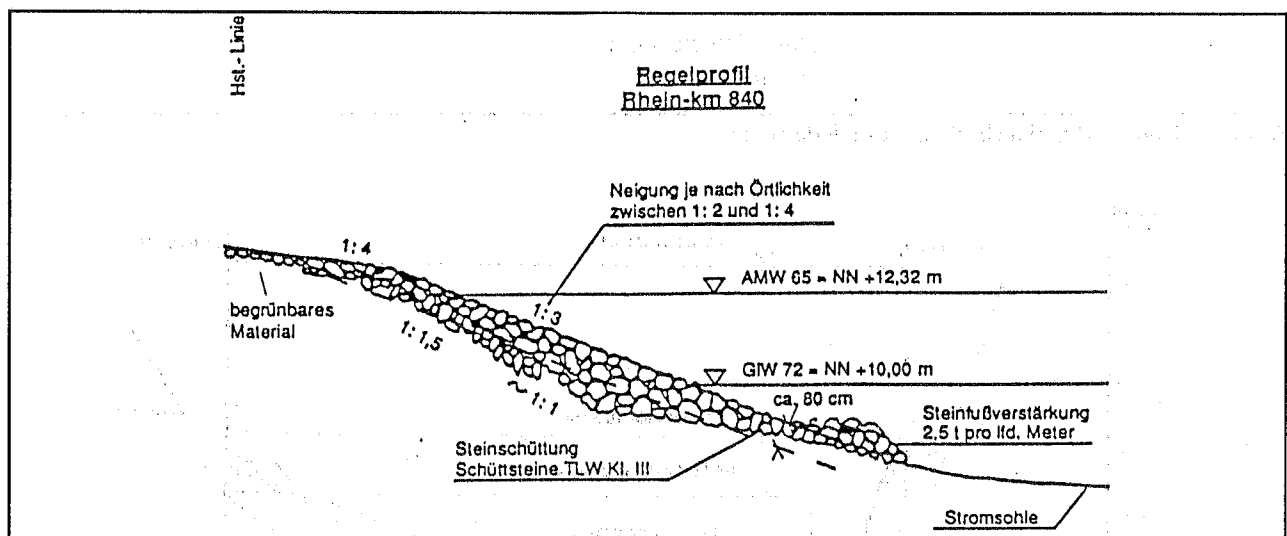


Abb. 10: Schüttsteindeckwerk, Regelausbildung am Niederrhein

4.6 Neuentwicklung von Regelungselementen

Im Strombett treten auch bei dem insgesamt festzustellenden Geschiebedefizit an kritischen Stellen, z.B. in gekrümmten Flußabschnitten oder anderen Bereichen mit verminderter Fließgeschwindigkeit Anlandungen auf, die den Schiffsverkehr behindern, aber auch das hydraulisch-morphologische Gleichgewicht des Stroms beeinträchtigen [15].

Um den Umfang der bisher notwendigen, aber ökologisch wie unterhaltungstechnisch unerwünschten Baggerungen soweit wie möglich einzuschränken oder überflüssig zu machen, wird eine Neuentwicklung mit Parallelwerken anstelle der bisher üblichen Querschnittseinschränkungen mit Bühnen, besonders in wasserbautechnisch und landschaftsgestalterisch schwierigen Bereichen in Betracht gezogen. Diese Parallelwerke können der übrigen Gewässer- und Uferlandschaft naturnah angepaßt werden und geben die Möglichkeit, mit Hilfe einer unregelmäßigen Formge-

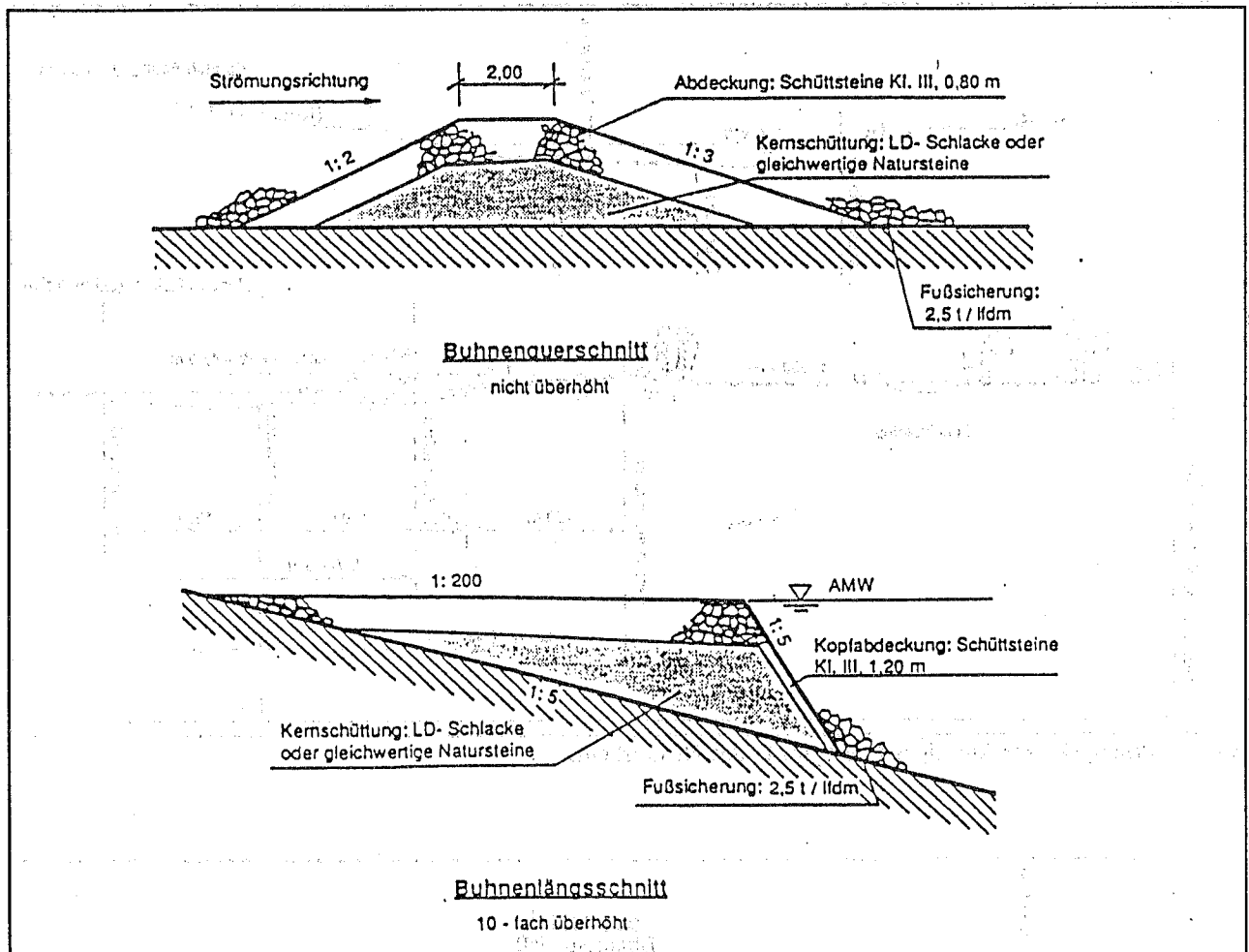


Abb. 11: Buhne, Regelausbildung am Niederrhein

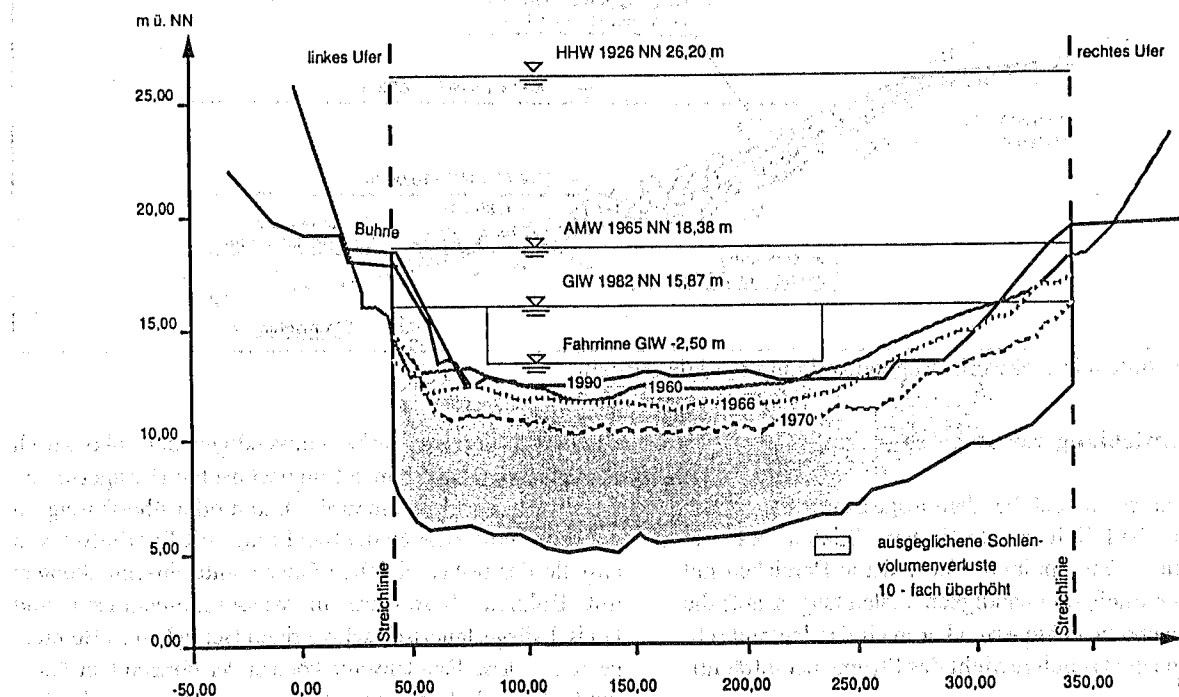
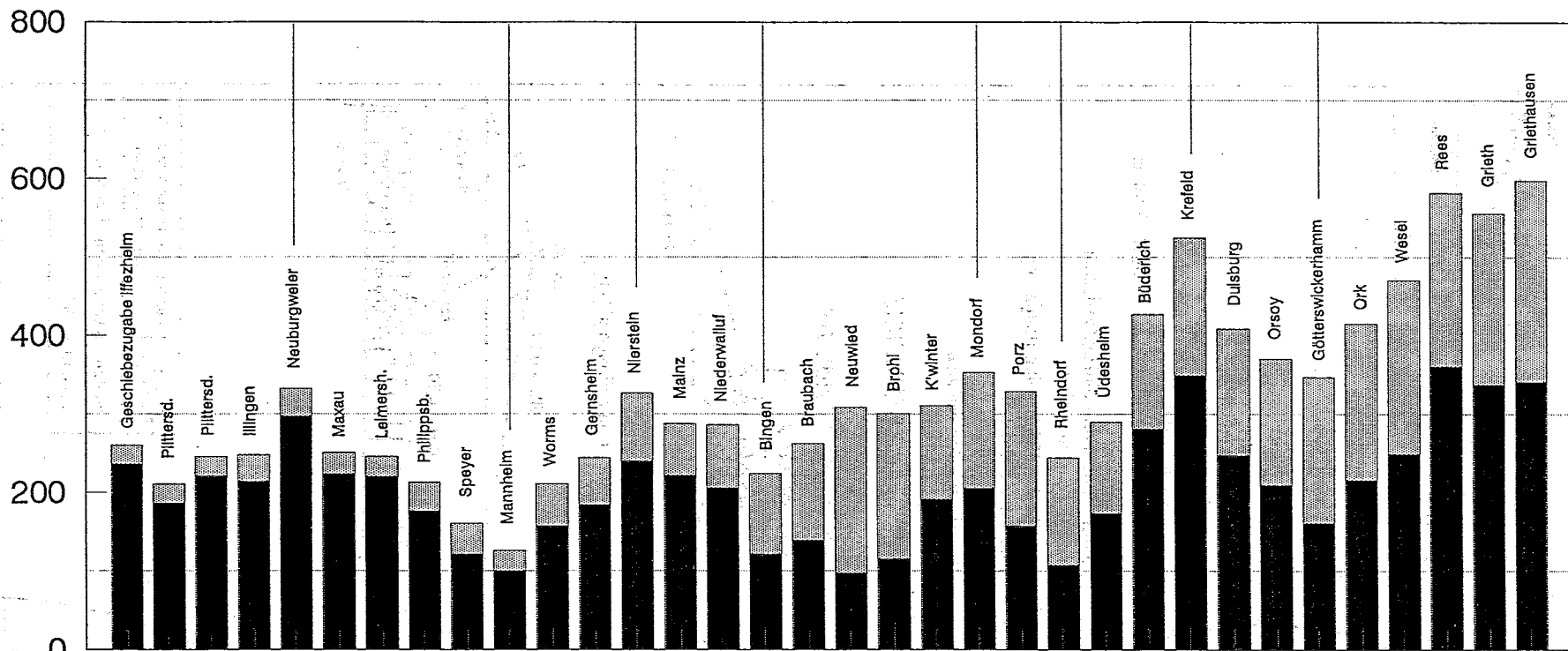


Abb. 12: Entwicklung und Ausgleich von Bergsenkungen

[10³ t/a]



Fluß- kilometer	334.0	340.0	342.7	347.0	356.0	362.7	371.8	389.3	402.6	426.7	444.4	460.5	483.5	498.3	508.0	528.8	581.0	609.0	620.4	645.0	660.1	681.3	703.6	729.3	750.5	768.0	782.0	794.6	800.0	808.5	818.2	838.4	845.0	857.5
Geschiebe- fracht	236	186	221	214	297	223	220	176	121	100	157	184	240	222	206	121	72	97	115	191	205	157	107	173	281	349	247	209	161	216	249	361	338	341
1/3 der Sandfracht	24	25	25	34	36	28	26	37	40	26	54	60	87	66	80	103	87	212	186	120	148	172	137	117	146	176	162	161	186	199	222	221	218	257
Gesamt- fracht	260	211	246	248	333	251	246	213	161	126	211	244	327	288	286	224	159	309	301	311	353	329	244	290	427	525	409	370	347	415	471	582	556	598
Bilanz [10 ³ t/a]	-73				+207				-201				+103				-129				+109				-281				+178				-251	

Abb. 13: Geschiebe- und Suspensionsfracht des Rheins, Jahresreihe 1981/90

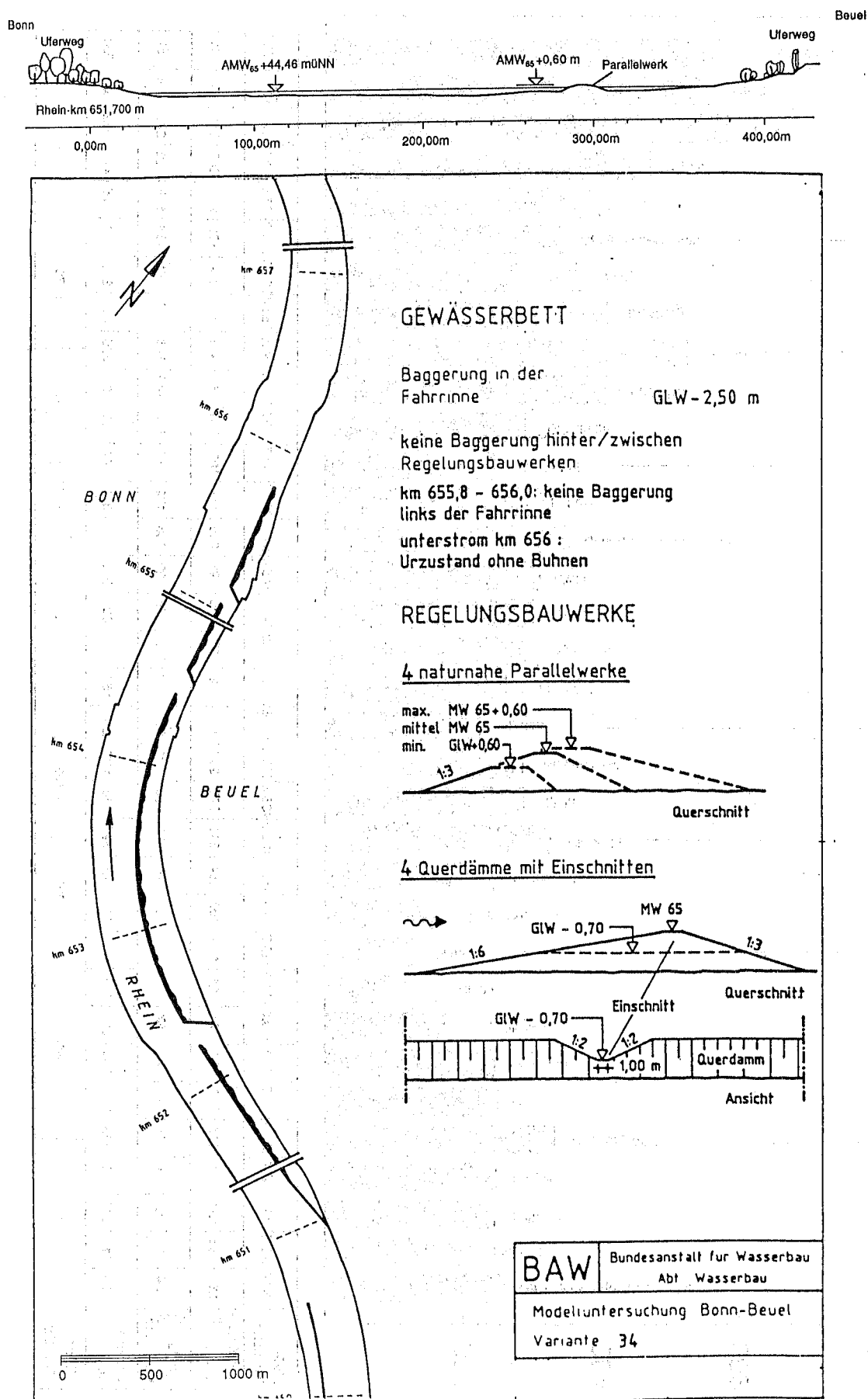


Abb. 14: Flußregelung mit Parallelwerk; Vorschlag und Ergebnis einer Modelluntersuchung [18]

bung eine Strömungsvielfalt zu erzeugen, mit deren Hilfe sich die bei den verschiedenen Abflüssen gewünschten Wasserstände und Strömungsverhältnisse erzeugen lassen. Hinter diesen Leitelementen im Strom entstehen in Verbindung mit Querdämmen günstige Ruhezeiten für Flora und Fauna; darüberhinaus können die dem Strom- und Wellenangriff nicht mehr unmittelbar ausgesetzten Uferböschungen unbefestigt bleiben und dem jeweiligen landschaftlichen Bedürfnis entsprechend flexibel gestaltet werden.

Ein Beispiel dieser mit moderner Modelltechnik getesteten Lösung zeigt Abb. 14 [17], [18].

5 Schlußbemerkung

Die Darstellung mußte wegen des nur begrenzt verfügbaren Raumes im wesentlichen auf die Anforderungen im eigentlichen Strombett beschränkt werden. Auf die Behandlung des gleichfalls vorrangigen Hochwasserschutzes mit Fragen der Deichsicherheit und eventueller Deichverlegungen mußte verzichtet werden, ebenso auf Fragen und Möglichkeiten der Gestaltung im Deichvor- und Deichhinterland, welche in der Studie "Gesamtkonzept" mit den entsprechenden Beurteilungen und Wertungen selbstverständlich enthalten sind.

In allen Bereichen entspricht das Verfahren der hier beschriebenen Vorgehensweise. Es eröffnet die Möglichkeit, die in Zukunft sich immer stellende Aufgabe nach Berücksichtigung ökologischer Gesichtspunkte bei wasserbautechnischen Maßnahmen systematisch aufzubereiten und in größerem Zusammenhang vorweg zu klären, damit wiederkehrende Fragen hierzu nicht bei jeder Einzelmaßnahme neu bearbeitet werden müssen. Dies bietet die Chance zu vereinfachten Verfahrenswegen, die auch bei den jeweils erforderlichen Nachweisen der Umweltverträglichkeit genutzt werden können.

Literatur

- [1] Projektgruppe "Gesamtkonzept Rhein NRW": Gesamtkonzept Rhein in Nordrhein-Westfalen, Hochwasserschutz-Schiffahrt-Ökologie, Grundlagen, (bearbeitet von den Fn. Schlegel-Dr. Spiekermann GmbH, Düsseldorf / Institut für Wasserbau u. Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Prof. Dr.-Ing. G. Rouvé) / Prof. Dr.-Ing. M. Hager, Bonn / Institut für Landschaftsentwicklung und Stadtplanung, Essen (Dipl.-Ing. T. Winter) / OEKOPLAN Angewandte Ökologie und Planung, Zürich (Dr. R. Rimathé)
- [2] Jurisch, R. et al.: Deutscher Bericht zum XXV. Int. Schiffahrtskongreß 1981 Edinburg, Thema I - 3: Verbesserung und Unterhaltung der Fahrrinntiefe

in Gewässern mit alluvialem Sohlenmaterial durch Regelung der Gewässergeomtrie

- [3] Behrens, J. et al.: Deutscher Ber. zum XXVII. Int. Schiffahrtskongreß 1990 Osaka, Thema I - 1: Künftiges Konzept zur Überwachung des Stromregimes am Niederrhein; Steigerung der Tiefenmeßgenauigkeit durch Einsatz landgestützter Lasersysteme
- [4] Hager, M. et al.: Les rivières navigables: de l'aménagement à courant libre à la canalisation. A. - L'aménagement à courant libre, Centenary of the Permanent International Association of Navigation Congresses 1885-1985
- [5] WSD West: Jahresbericht der Wasser- und Schiffahrtsgesellschaft West 1990
- [6] Hager, M.: Zuordnung von Schiffgrößen zu Wasserstraßenklassen, ZfBW 1987, H. 1
- [7] Hinricher, R.: PIANC: Vorschlag für eine neue Klasseneinteilung für Wasserstraßen, ZfB 1991, H. 11, vgl. PIANC Working Group Report 9 of PTC I
- [8] WSD West: Rahmenplan zur Erosionseindämmung am Niederrhein 1987 sowie zugehörige Veröffentlichungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde 1978 bis 1990 und der Bundesanstalt für Wasserbau 1975 bis 1991
- [9] Bundesminister für Verkehr: Untersuchung der Abfluß- und Geschiebeverhältnisse des Rheins 1987
- [10] Bundesminister für Verkehr: Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Jahresbericht 1991
- [11] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Untersuchung zum biologisch-ökologischen Verhalten von LD-Schlacke im Rhein, Koblenz 1986
- [12] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Untersuchung zum biologisch-ökologischen Verhalten von Bergematerial im Rhein, Koblenz 1988
- [13] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Die Bundeswasserstraßen als Lebensraum für Tiere, Jahresbericht 1989 Teil I, Koblenz 1990
- [14] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Faunistische Erhebungen zur Festsetzung von ökologischen Ausgleichsmaßnahmen, Koblenz 1987
- [15] Bundesanstalt für Gewässerkunde: Stabilisierung der Rheinsohle im Bereich Bonn-Beuel: Morphologische Untersuchungen, Koblenz 1991

[16] Bundesanstalt für Wasserbau: Eignung von LD-Schlacke, 1985, 1986

[17] Bundesanstalt für Wasserbau: Kurzbericht über die wasserbauliche Untersuchung von Sohlstabilisierungsmaßnahmen in der Rheinstrecke Bonn-Beuel, Karlsruhe 1990

[18] Bundesanstalt für Wasserbau: Gutachten über Regelungsmaßnahmen in der Rheinstrecke Bonn-Beuel auf der Grundlage hydraulischer und aerodynamischer Modellversuche, BAW-Nr. 35110, Karlsruhe 1991

Teil 4

Von Spundwand bis Deckwerk - Aufgaben für Ingenieurbau und Ingenieurbiologie bei der Ufersicherung von Wasserstraßen

Zusammenfassung

Wasserstraßen stellen einen wesentlichen Teil unseres Verkehrssystems dar. Zu ihrem Bau, Ausbau oder Unterhalt sind Baumaßnahmen erforderlich, die zunächst auch Eingriffe in die Natur beinhalten können. Es ist jedoch falsch, eine bestehende Situation in der Natur mit allen Mitteln unverändert lassen zu wollen. Die Natur ist Änderungsprozessen unterworfen, an die sie sich stets angepaßt hat. Anthropogene Eingriffe sind nur ein Anstoß zu solch einem Änderungsprozeß, sofern das Gleichgewicht nicht gestört wird. Aufgabe des Ingenieurbaus ist es daher, bauliche Eingriffe so verträglich wie möglich zu gestalten. Die Ingenieurbiologie zeigt in dieser Richtung Möglichkeiten auf, von denen einige hier vorgestellt wurden und von denen zu hoffen ist, daß sie durch Probearbeit ihre Tauglichkeit auch an Wasserstraßen mit den dort eigenen Belastungen beweisen können. Wesentlich erscheint, daß zu einem frühen Zeitpunkt in der Planung alle Beteiligten zusammen nach dem optimalen Konzept suchen. Bauteile und Bauverfahren bieten eine ausreichende Flexibilität, um sinnvolle Forderungen auch realisieren zu können, wobei auch Neuland betreten werden kann und darf.

Inhalt

- | | |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1 Einleitung 2 Bauweisen in Abhängigkeit von der Geländemorphologie <ol style="list-style-type: none"> 2.1 Vertikale Ufer 2.2 Steile Ufer (steiler als 1:3) 2.3 Flache Böschung (Neigung 1:3 und flacher) | <ol style="list-style-type: none"> 3 Die Spundwand als klassische Sicherung vertikaler Ufer und alternative Bauweisen 4 Gabbionen und Betonformsteine für das steile Ufer 5 Pflanzen statt Steine und Mörtel für flache Böschungen |
|--|---|

Literatur

1 Einführung

Bauwerke an Wasserstraßen müssen in zunehmendem Maße Belange des Umweltschutzes berücksichtigen. Zwar stellt die Wasserstraße innerhalb der verschiedenen Verkehrsträger von vornherein die umweltfreundlichste Variante für den Gütertransport dar, dennoch wird immer wieder die Forderung erhoben, die klassischen Bauverfahren zu überdenken und naturnahe Bauweisen zu praktizieren, die ökologischen Erfordernissen besser entsprechen und mehr Naturnähe gewährleisten.

Ein sicherlich richtiger Grundsatz ist, Eingriffe in die Natur so gering wie möglich zu halten. Dieser Gedanke darf jedoch nicht derart übertrieben werden, daß jedweder Eingriff in die Natur unterbunden werden soll bzw., daß eine pseudo-ideale Natur an anderer Stelle wiederhergestellt werden soll (Ersatzmaßnahmen). Zum einen sind Ingenieurbauten erforderlich, um für das Leben in der Industriegesellschaft die erforderlichen Randbedingungen

zu schaffen, zum anderen ist auch die Natur Wandlungen unterworfen, so daß es sicher nicht sinnvoll sein kann, jedweden Wandel abzulehnen. Natürliche Prozesse und damit die Natur selber sind immer etwas Dynamisches, das Veränderungen unterliegt. Natur kann sich durch äußere Einflüsse so verändern, daß man von Naturzerstörung in unserer Denkungsweise reden könnte, z.B. Lawinen, Berggrutsche, Kraterausbrüche, Überschwemmungen etc. Nur ist das Ergebnis das Ende eines natürlichen Vorgangs und beinhaltet gleichzeitig wiederum die Möglichkeit zu einem Neuanfang.

Manchmal allerdings lassen Veränderungen durch äußere Einflüsse, insbesondere anthropogenen Ursprungs, keine Anpassung der natürlichen Abläufe zu bzw. unterbinden diese; der Vorgang wird irreversibel, die Natur geht "kaputt". Es muß also in jedem Fall eine Anpassungsmöglichkeit für die Natur bzw. für natürliche Abläufe gegeben sein. Für die Planung und Durchführung neuer Ingenieurbaumaßnahmen bedeutet dies, daß stets versucht

werden muß, Eingriffe in den Naturhaushalt so gering wie möglich zu halten, und/oder bei jeder Maßnahme der Natur ausreichend Zeit zu gewähren, sich auf die veränderten Randbedingungen einzustellen, bzw. eine Normalisierung mit den neuen Randbedingungen durch entsprechende Maßnahmen zu fördern. Gerade im Wasserbau bestehen viele Möglichkeiten, Hilfestellungen in der o.g. Art zu leisten. Z.B. ist es denkbar, natürliche Baustoffe zu verwenden und dementsprechende Bauweisen zu wählen. Ein erster Schritt kann es sein, wenigstens Elemente solcher Bauweisen zu verwenden, wenn noch nicht genügend Erfahrungen vorliegen oder andere Vorgaben es erschweren, neue, naturnähere Wege zu beschreiten.

Für die Ufersicherung sind als durchaus schon bewährte Bauweisen zu nennen: Faschinen, Buschlagen/-Heckenbuschlagen, Buschkisten, Packlagen, Vegetationsmatten, Flechtzäune und dgl. (Abb. 1). In richtiger Weise konzipiert, geplant und ausgeführt, vermögen Lebendbau und ingenieurbio-logische Bauweise sowohl technischen als auch ökologischen Erfordernissen zu entsprechen. Viele Beispiele an Still- und Fließgewässern in der Bundesrepublik Deutschland zeigen nach Ablauf von Jahren den Erfolg derartiger Baumaßnahmen und letztendlich auch die Akzeptanz auf breiter Ebene. Beispiele hierfür mögen sein: der Rhein, die Fils, die Nahe und die Oker als Fließgewässer, sowie eine Vielzahl von Rückhaltebecken und Seen künstlichen und natürlichen Ursprungs. Ein Faktum darf jedoch nicht außer acht gelassen werden, daß nämlich in den meisten Fällen lebende und ingenieurbio-logische Bauweisen einen größeren Platz erfordern als technische Bauwerke.

Der Gedanke liegt nun nahe, die o.g. Bauverfahren auch auf natürliche und künstliche Wasserstraßen zu übertragen. Dabei ist jedoch zu prüfen, inwiefern Erfahrungen aus dem bisherigen Einsatzgebiet übernommen werden können.

An Wasserstraßen entstehen durch den Schiffsverkehr Beanspruchungen, die keine Entsprechungen in einem nicht befahrenen Wasserlauf haben. Absunk und Rückströmung sind Einflüsse, die sich insbesondere in Kanälen und schmalen Flußläufen bemerkbar machen. Die Beanspruchungen wirken häufig wiederkehrend, immer im selben Bereich (Wasserwechselzone) und um so stärker, je steiler die Böschungen sind. Es findet nur eine sehr stark eingeschränkte Energiedissipation in den Uferzonen statt, teilweise - je nach Gestaltung dieser - muß mit Reflektionen gerechnet werden.

Eine Bauwerksart, die sich nur an Wasserstraßen findet, zeigt den Widerspruch des Ingenieurbaus und des naturnahen Bauens besonders deutlich, nämlich die Dämme. Ein Damm in einer Landschaft ist geomorphologisch ein Fremdkörper und läßt sich nur mit großem

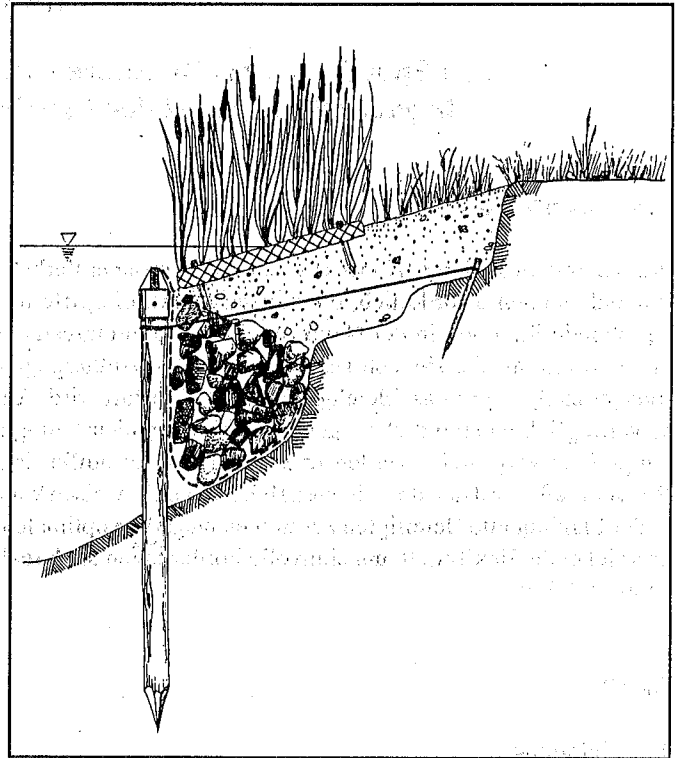


Abb. 1: Ufersicherung am steilen Abbruchufer

Aufwand und erheblichen Mitteln so in die Landschaft einbinden, daß er als Kunstbauwerk nicht mehr zu erkennen ist. Es ist aber neben der Ästhetik eine Frage der Akzeptanz in der Bevölkerung. Es gibt genügend Dämme und Deiche an Fließgewässern, Speicher- und Rückhaltebecken im Binnenland und an den Küsten, deren notwendige Funktion von niemandem infrage gestellt wird.

Die Sicherheitsfragen, also die Beschaffenheit des Dammes hinsichtlich der Standsicherheit und Wasserdichtigkeit, werden i.a. nach rein technischen Gesichtspunkten zu beurteilen sein. Die Sicherung innerhalb des Wasserwechselbereichs gegen Erosion kann aber durchaus ingenieurbio-logisch relevant sein. Es ergeben sich folgende besonderen Anforderungen:

- Die Ufersicherung muß ausreichende Stabilität gewährleisten gegen den äußeren hydraulischen Angriff aus Strömung, Absunk, Rückströmung und Wellen.
- Das Ufer als Gesamtsystem muß im geotechnischen Sinne stabil bleiben, d.h. alle denkbaren Bruchmechanismen im Boden und im Ufersicherungssystem müssen mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen sein. Ein Uferabbruch in einer Dammstrecke kann katastrophale Folgen haben, selbst wenn das Ausmaß durch technische Einrichtungen (Sicherheitstore, Notverschlüsse, Schlauchwehre) begrenzt ist.

- Eine Dichtung muß in jedem Fall funktionstüchtig bleiben. Dabei ist der etwaige Wasserverlust von untergeordneter Bedeutung, vielmehr erzeugen die durch den Wasseraustritt entstehenden Sickerströmungen im Boden hier das Gefahrenpotential, das es zu vermeiden gilt. In zunehmendem Maße wird gefordert, einen Wasseraustausch zwischen freiem Wasser und Grundwasser zu verhindern, um Schadstoffe des Oberflächenwassers nicht ins Grundwasser dringen zu lassen.
- Es muß ausreichender Schutz gegen die Auswirkungen einer Schiffsanfahrung gegeben sein. Diese Belastung muß nicht notwendigerweise sofort zu einem Schaden führen (z.B. "schrappen" über die Böschung, touchieren einer Spundwand), doch können Sekundärschäden insbesondere in Dichtungstrecken entstehen.
- Nicht zu unterschätzen ist Vandalismus, der, häufig nicht einmal in zerstörerischer Absicht, wichtige Funktionen eines Uferschutzes einschränken oder unbrauchbar machen kann.

Damit alle Schutzfunktionen in jeder Situation erhalten bleiben, wird klar, daß die o.g. Anforderungen die Ingenieurbaumaßnahmen bestimmen und für den Bau sicherer Wasserstraßen unvermeidbar sind. Die Alternative, auf Wasserstraßen zu verzichten, ist keine: Der Transport insbesondere von Massengütern auf dem Wasser ist konkurrenzlos nicht allein wegen oder hinsichtlich der Umweltverträglichkeit. Wegen der notwendigen Eingriffen in die Natur beim wohlgeplanten Bau oder Ausbau von Wasserstraßen auf diese Möglichkeit zu verzichten ist kurzsichtig, da es illusorisch ist, anzunehmen, die Warenströme würden geringer.

2 Bauweisen in Abhängigkeit von der Geländemorphologie

2.1 Vertikale Ufer

Vertikale Ufer sind immer dann erforderlich, wenn eine bestimmte Wasserspiegelbreite bei möglichst geringem Platzbedarf erreicht werden soll. Die Sicherung eines vertikalen Ufers erfolgt vielfach durch eine Stahlspundwand, die 1992 ihr 90-jähriges Bestehen feierte. Andere Spundwandmaterialien (Stahlbeton, Holz) werden ebenfalls eingesetzt, spielen jedoch nur eine untergeordnete Rolle. Mit Spundwänden ist die Herstellung eines vertikalen Ufers i.w. unabhängig von der Geländemorphologie, da sie fast überall eingebracht werden können und der Boden dahinter aufgeschüttet oder davor abgegraben werden kann.

Sofern es die Geländegeometrie zuläßt, ist der Aufbau eines vertikalen Ufers mit Bewehrter Erde (terre-armée) möglich. Dabei kann das vertikale Ufer nur durch

Anschütten erreicht werden. Lagenweise werden Beton- oder Stahlelemente aufeinandergestellt und mit Stahlbändern (seltener mit Verankerungselementen aus Geokunststoffen) in dem dahinter angeschütteten Boden gehalten.

2.2 Steile Böschungen (steiler als 1:3)

Steile Böschungen können erforderlich werden, wenn die vertikalen Bauweisen nicht ausgeführt werden können oder sollen, Platzgründe aber gegen eine flache Böschung sprechen. Beispiele sind enge Flußtäler, wo an der Talflanke noch Straße und/oder Eisenbahn verlaufen, wo aber vertikale Ufer aus landschaftsgestalterischen Gründen (insbesondere bei starken Wasserstandsschwankungen) vermieden werden sollen.

Steile Böschungen bis fast zur Senkrechten lassen sich durch ein Quadermauerwerk erreichen. Ein Verbund mit Mörtel ist häufig nicht erforderlich, das lose Aufeinandersetzen ist sogar sinnvoll, um eine starre Konstruktion zu vermeiden.

Altbewährt sind aufeinandergeschichtete Gabbionen (Drahtschotterkästen). Hierbei wird Schotter in quaderförmigen Maschendrahtkästen eingeschlossen, wodurch stapelbare Elemente entstehen, die eine große Flexibilität und ein großes Hohlraumvolumen besitzen. Ähnlich verhalten sich Steinwalzen, das sind hochfeste nicht korrosionsgefährdete Netzschläuche mit Steinfüllung, die als vorgefertigte Elemente eingebracht werden. Neuere Entwicklungen erlauben auch eine Verankerung in der dahinterliegenden Schüttung im Sinne der o.g. Bewehrten Erde.

Eine andere Neuentwicklung sind nach oben offene Betonformsteine, die aufeinandergestapelt werden. Die Hohlräume der Betonkörper können mit Substrat gefüllt und bepflanzt werden. Die zum Einsatz kommenden Systeme müssen sicherstellen, daß sich die Pflanzen auf lange Sicht etablieren können.

2.3 Flache Böschung (Neigung 1:3 und flacher)

Auf flache Böschungen können die schon genannten Gabbionen auf Stoß gelegt werden. Genügen geringere Schichtdicken, können die dünneren und größerflächigen Drahtschottermatten Verwendung finden.

Auf 1:3 und flacher geneigten Böschungen haben sich Schüttsteine als Ufersicherung bewährt. Die Stabilität wird durch hohes spezifisches Gewicht der Steine und/oder durch Teilverguß mit hydraulischen Bindemitteln erhöht. Auch Vollverguß mit durchlässigem oder dichtem Vergußstoff wird ausgeführt.

3 Die Spundwand als klassische Sicherung vertikaler Ufer und alternative Bauweisen

Seit Jahrzehnten bewährt ist für alle Bauaufgaben der Sicherung vertikaler Ufer die Stahlspundwandbauweise. Den entscheidenden Durchbruch erfuhr diese Bauweise wohl im Jahre 1930/31, als eine Kostenuntersuchung zum weiteren Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals ergab, daß "der Ausbau mit einseitiger Spundwand zur Begrenzung des Kanalquerschnitts billiger ist, als der im Ausbauentwurf vorgesehene Ausbau mit beiderseitigen Böschungen" [12].

Insofern ist es nicht verwunderlich, daß bei 3 von 4 Regelquerschnitten in den Richtlinien für Regelabmessungen des nord-west-deutschen Kanalnetzes [4] Stahlspundwände zum Einsatz kommen. Am wirtschaftlichsten ist dabei sicherlich das Rechteckprofil mit beidseitig über dem Wasserspiegel sichtbarer Spundwand. Dieser Ausbau nimmt am wenigsten Platz in Anspruch und ist auch im Hinblick auf das System Kanal/Binnenschiff überaus günstig, wie vor kurzem durchgeführte Untersuchungen ergeben haben [1]. Dennoch ist davon auszugehen, daß aufgrund steigender Umwelt- und Umfeldanforderungen dieser Querschnitt künftig nur noch in Sonderfällen eingesetzt werden kann, wenn die Örtlichkeiten einen besonders platzsparenden Ausbau bei Einhaltung der geforderten nutzbaren Wasserbreite erfordern.

Ein weiterer Bereich, in dem dieser Querschnitt beibehalten wird, sind die Kanäle, die in Bergsenkungsbereichen verlaufen, wie Dortmund-Ems-Kanal in der Haltung Henrichenburg, Rhein-Herne-Kanal und Datteln-Hamm-Kanal. Dabei übernimmt die Stahlspundwand eine Doppelfunktion:

- Bei notwendiger Aufhöhung der Kanalseitendämme dient die Stahlspundwand als Seitendichtung.
- Nach relativ einfacher Aufständigung und erneuter Verankerung ist die Stahlspundwand auch wieder die Uferwand des Kanals.

Die konstruktive Ausbildung von Uferbauwerken erfolgt meist unter Berücksichtigung der entsprechenden Empfehlungen der EAU [5]. Die Stahlspundwände werden entweder unverankert oder einfach verankert ausgeführt. Dabei erleichtert die unverankerte Wand dadurch, daß sie unter dem Wasserspiegel enden kann, den naturnahen Ausbau.

Mit dem Rechteck-Trapez(RT)-Profil (ein Ufer in Böschungsbauweise, das andere mit Spundwand gesichert) und dem Kombinierten Rechteck-Trapez(KRT)-Profil (Stahlspundwand abgesenkt, darüber Böschung), haben sich in den letzten Jahren Bauverfahren entwickelt, welche den Forderungen nach Natur- und Landschaftsschutz Rechnung tragen. Insbesondere das KRT-Profil läßt sich sehr gut in die Landschaft einbauen. Die Flachwasserzonen hinter der Spundwand bieten Kleinlebewesen Schutz, werden als Laichplatz genutzt und eignen sich zur Anpflanzung standorttypischer Wasserpflanzen. Die konstruktive Ausbildung eines solchen Flachwasserbereichs ist sorgfältig zu planen und auszuführen (Abb. 2).

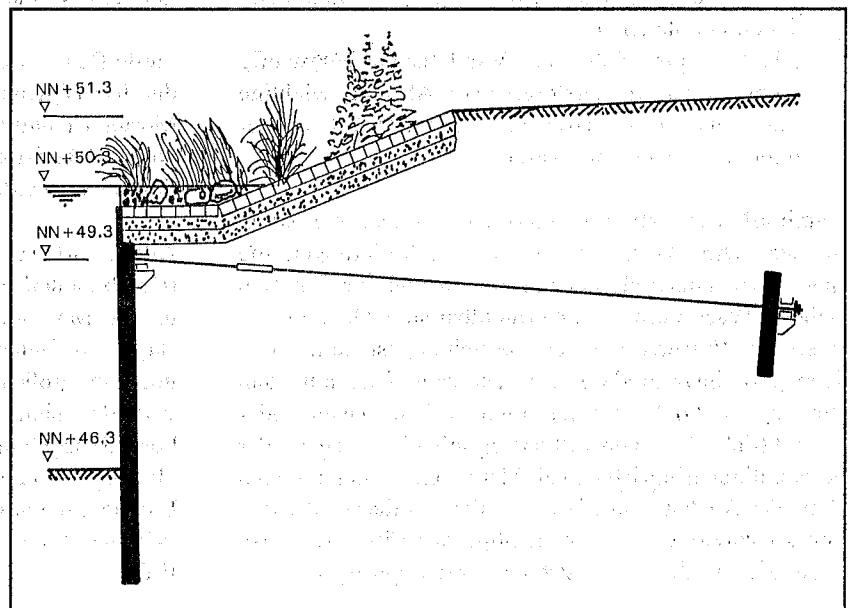


Abb. 2: Kombiniertes Rechteck-Trapez-Profil (KRT)

In sicherheitsrelevanten Abschnitten von Wasserstraßen, z.B. Strecken mit hohen Kanalseitendämmen, in denen die Kanalsohle in Geländehöhe oder gar darüber liegt, gilt der wasserdichten Ausbildung des Kanalbettes besonderes Augenmerk. Für eine senkrechte Ufersicherung ist hier die Spundwand die sinnvolle Lösung, da die Schlösser z.T. werksseitig gedichtet werden können und für die Dichtung in situ verschiedene bewährte Verfahren zum Einsatz kommen (bis hin zum Verschweißen). Zusammen mit der großen Flexibilität und Festigkeit, wodurch auch Anfahrungen und andere außerplanmäßige Situationen gut gemeistert werden können, wird ein größtmögliches Sicherheitsmaß in der Uferbefestigung erhalten.

In diesen Abschnitten kann das KRT-Profil mit abgesenkter Spundwand die Sicherheitsanforderungen nicht erfüllen, da der Anschluß der Spundwand an die Dichtung der oberhalb des Wasserspiegels ansteigenden

Böschung nach dem bisherigen Diskussionsstand immer irgendwelche Nachteile mit sich bringt. In diesen Fällen kann daher nicht darauf verzichtet werden, die Spundwand bis über den Wasserspiegel zu führen. Daß auch hier naturgerechte Bauweisen möglich sind, wird weiter unten ausgeführt.

Mit der Stahlspundwandbauweise lassen sich ferner Forderungen erfüllen, die aus dem Jagd- bzw. dem Freizeitbereich kommen. Die Jäger fordern, daß die Kanäle nicht als unüberwindbare Barrieren für das Wild innerhalb eines Reviers wirken. Um dies sicherzustellen sind entsprechende Wildausstiege in angemessenen Abständen einzuplanen. Die gezeigte Lösung (Abb. 3; a) Schnitt, b) Draufsicht) wurde von der Universität Göttingen überprüft und hat sich bewährt. Auch die Forderung, daß die Kanäle für Freizeitaktivitäten nutzbar sind, kann mit geringem Aufwand realisiert werden. Eine Bootseinsatzstelle in Spundwandbauweise erfordert recht wenig Platz und kann vom Benutzer über den längs des Kanals verlaufenden Betriebsweg erreicht werden.

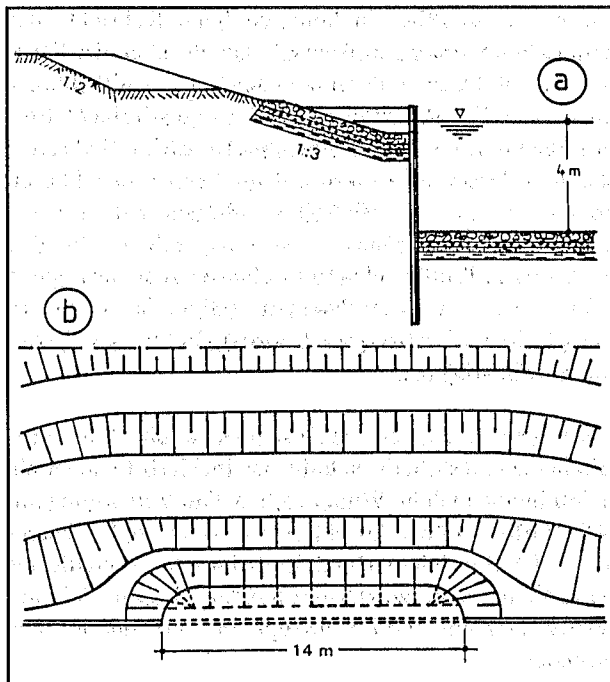


Abb. 3: Wildausstieg an vertikalem Ufer

a) Schnitt

b) Draufsicht

Wie diese Beispiele zeigen, ist es dank der gestalterischen Möglichkeiten mit Stahlspundwand relativ einfach, die verschiedenen Forderungen zu erfüllen. Wesentlich hierbei ist, daß sich die beteiligten/betroffenen Parteien zu einem frühen Zeitpunkt austauschen, um die Forderungen bei der Vor- und Ausführungsplanung zu berücksichtigen. Viele sog. Nachteile der Bauweise lassen sich mit diesen und anderen Sonderkonstruktionen vermeiden.

An den Querbauwerken von Wasserstraßen wie Dükern und Brücken sind Spundwände zur Ufersicherung häufig unverzichtbar: an Dükern zur Vermeidung von Sickerwegen entlang des Rohres (Schikane) oder als Sicherung von Brückenfundamenten. Z.T. können diese Spundwandbauteile ganz im Erdreich eingebunden sein, z.T. sind sie jedoch sinnvollerweise unmittelbar als Uferbefestigung zu errichten, z.B. um die Spannweite einer Brücke zu begrenzen, wodurch auch die durch Brücke und Rampen benötigte Fläche minimiert wird.

Im Verborgenen wirkt die Spundwand z.B. als Sicherung des Fußes einer befestigten Uferböschung oder im Seitendamm als Dichtung. Dadurch kann sie ihren wesentlichen Beitrag zur Sicherheit liefern, ohne in Konflikt zu naturnahen Bauweisen zu geraten.

Insgesamt wurden zur Ufersicherung von Bundeswasserstraßen einige hunderttausend Tonnen Stahlspundwand eingesetzt. Diese Langzeiterfahrung läßt darauf schließen, daß auch beim weiteren Ausbau des Mittellandkanals und des Elbe-Havel-Kanals auf diese bewährte Bauweise zurückgegriffen wird. Dabei ist auch wichtig darauf hinzuweisen, daß die Stahlspundwand bei sich änderndem Bedarf problemlos entfernt und zu 100 % recycelt werden kann. Als selbstverständlich gilt, daß sich die Qualität der Herstellung im Werk und der Einbaubewachung auf der Baustelle entsprechend den Anforderungen der Euronorm EN 29000/1/2/3/4 weiter verbessern wird.

Wie schon angedeutet wirft der technisch notwendige und sinnvolle Einsatz von Spundwänden hinsichtlich der Ökologie ein Problem auf: Auf der glatten, senkrechten Stahlwand ist die Möglichkeit der Besiedelung durch Organismen sehr stark eingeschränkt und der Austausch von Organismen zwischen dem aquatischen und terrestrischen Milieu wird unterbunden. Für Tiere, die das Gewässer durchschwimmen wollen, werden senkrechte Wände zur tödlichen Barriere. Wildausstiege, wie oben gezeigt, können an einzelnen Stellen angeordnet werden, lösen jedoch das Problem nicht, wenn die gegenseitigen Abstände zu groß werden, der Wildwechselbereich zu langgestreckt ist oder aus Sicherheitsüberlegungen die Bauweise mit abgesenkter Spundwand abgelehnt werden muß.

Für diese Problemstellung wird auf der Grundlage der Erkenntnisse und Erfahrungen bei früheren Projekten eine Neuentwicklung vorgestellt, genannt "Vorgelagerte Vegetationselemente an vertikalen Ufereinfassungen - VEVU". Erfahrungen mit Prototypen wurden bereits gemacht und die dabei festgestellten Unzulänglichkeiten bei dem nunmehr konzipierten Element beseitigt.

Die Konstruktion des VEVU-Elements besteht aus einem vegetativen und einem technischen Teil. Das vegetative Element und das technische Element werden unmittelbar

vor dem Einbau zu einer Einheit zusammengebaut. Das Gesamtelement weist eine hohe Knick- und Biegesteifigkeit auf. Der Tiefgang der Gesamtkonstruktion und des Freibords ist empirisch ermittelt und ergibt sich aus der notwendigen Ballastierung zur Erzielung einer ausreichenden Stabilität, als auch aus der gewünschten wirksamen Lateralfäche, um bei Wellenaufbau das Element möglichst ruhig und in seiner Lage fixiert am Standort zu halten.

Abb. 4 zeigt schematisch den Aufbau vor einer Spundwand (1). Der technische Teil, d.h. der Auftriebskörper (3), der stabilisierende Ballastkörper (5) und die gegen seitliche Verdriftung wirksamen Lateralfächen (4) setzen sich aus Standardformteilen, d.h. Rohren und Platten, zusammen. Der Auftriebskörper besteht aus Niederdruckpolyäthylen und gilt nach dem heutigen Stand der Technik als chemisch inert und alterungsbeständig. Ein biologischer Abbau, Korrosion oder Kontamination der Umgebung ist ausgeschlossen. Der Ballast besteht aus Stahl bzw. Stahlbeton.

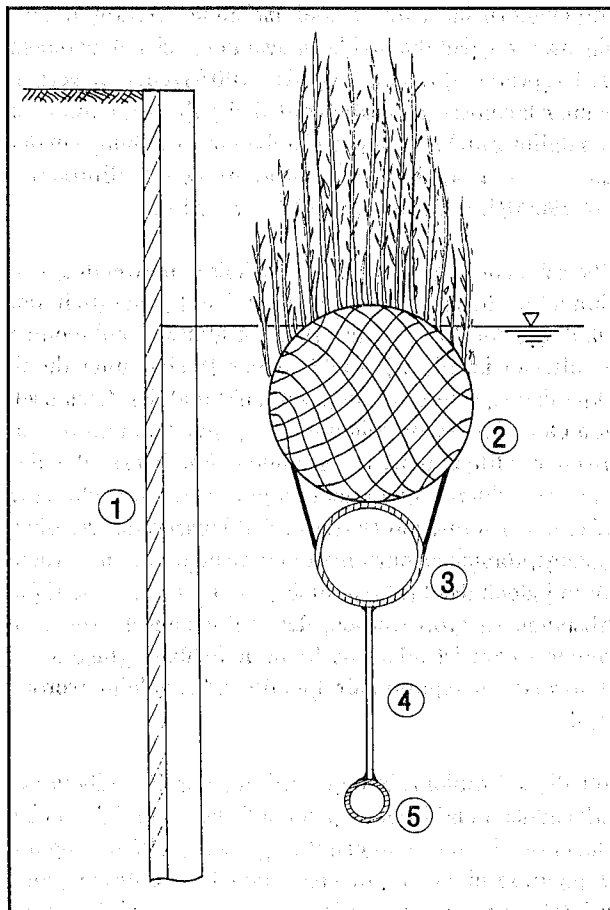


Abb. 4: Vegetationselement für vertikale Ufereinfassungen

Der vegetative Teil ist eine bewährte Vegetationsfaschine (2) von 600 mm Ø, das Substrat besteht aus Kokosfaser mit einer äußeren Ummantelung aus einem

PE-Netz. Das Gewicht trocken beträgt ca. 40 kg/m ohne Bepflanzung, das Naßgewicht ca. 60 kg/m, abgetropft. Die Länge ergibt sich aus handelsüblichen Standardrohr-längen sowie auch aus der üblichen Ladelänge eines LKW. Der Bewuchs der Elemente schwankt in seiner Höhe und Ausbreitung je nach Pflanzenart, Vegetationsbedingungen und Jahreszeit. Er kann ca. 0,6 m bis zu 2,50 m Höhe betragen. Dafür werden über einen Zeitraum von 1-2 Vegetationsperioden Pflanzen der Ufer- und Röhrlichtzone bis zur Durchwurzelung herangezogen. Die Kokosfasern gelten als umweltfreundliche organische Fasern, die sich im Wasserwechselbereich langsam biologisch abbauen. Der Abbauprozess bis zur Mineralisation der Faser verläuft über einen Zeitraum von etwa 10 Jahren; je nach den Entwicklungsmöglichkeiten der Mikroorganismen im Gewässer. Zur gleichen Zeit baut sich jedoch die organische Biomasse der Pflanzen in wesentlich größerem Umfang auf und kompensiert nicht nur den Substanzverlust, sondern vergrößert insgesamt gesehen die Biomasse. Die PE-Umhüllung des vegetativen Elementes gilt als chemisch inert.

Als geeignete Pflanzen kommen hohe Röhrlichte der heimischen Flora im erdfreien Anzuchtssystem EASYBE in Betracht. Dazu gehören in erster Linie Schilf (*Phragmites australis*), Rohrkolben (*Typha angustifolia* / *latifolia*) Flechtbinsen (*Schoenoplectus lacustris*). Selbstverständlich lassen sich diese mit niederen Röhrlichtarten kombinieren, um die Vielfalt zu erhöhen und auch den ästhetischen Bedürfnissen zu entsprechen. Zu den niedrigen, z. T. blühenden Röhrlichtarten rechnen Seggen (*Carex* sp.), Wasserschwaden (*Glyceria maxima*), Sumpfschwertlilie (*Iris pseudacorus*), Blutweiderich (*Lythrum salicaria*) u.a.

Der vegetative Teil entwickelt sich jahreszeitlich in seiner Biomasse und stößt diese teilweise im Herbst wieder ab. Schilf bleibt auch im Winter stehen. Die Versorgung mit Nährstoffen ist über das üblicherweise eutrophe Wasser ausreichend gesichert. Durch Kollision oder Vandalismus beschädigte oder zerstörte Elemente lassen sich auf relativ einfache Weise abkoppeln und durch neue ersetzen.

Neben der Spundwand ist zur Sicherung eines vertikalen Geländesprunges die Bauweise der Bewehrten Erde [11] geeignet. Diese Bauweise hat sich überall dort hervorragend bewährt, wo eine Geländeauffüllung gesichert werden muß. Das System ist sehr anpassungsfähig, da die einzelnen im rückwärtigen Boden verankerten Elemente untereinander flexibel miteinander verbunden sind. Durch strukturierte und bepflanzbare Elemente verschiedener Materialien läßt sich die Wand stark gliedern. Bei Einsatz dieser Bauweise ist es jedoch erforderlich, daß für die Hinterfüllung der Wand ein ausreichend breiter Raum zur Verfügung steht, da die Bewehrungsbänder eine Mindestlänge benötigen, um die auf die Wand wirkenden Kräfte

durch Mantelreibung in den Boden einzutragen. Da die Stabilität der gesamten Konstruktion auf diesem Prinzip basiert, muß auf die Hinterfüllung und das Einlegen der Bewehrungsbänder große Sorgfalt verwandt werden, so daß die Herstellung bisher meist nur im Trockenem erfolgte. Inzwischen wurde jedoch ein Verfahren entwickelt, daß es auch erlaubt, eine solche Ufersicherung auch unter Wasser zu gründen und zu errichten [13] (Abb. 5). Eine dichte Wand ist mit Bewehrter Erde bislang nicht ausgeführt worden.

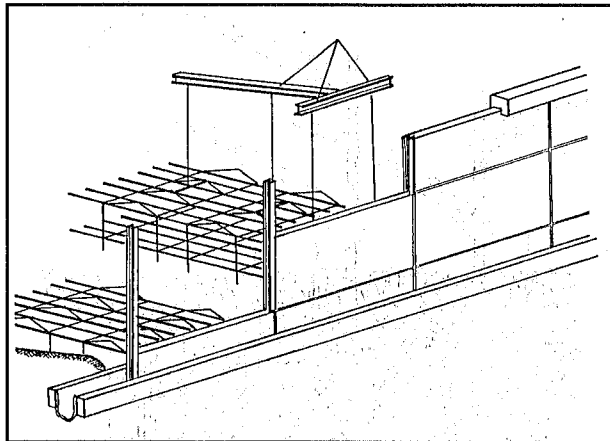


Abb. 5: Bewehrte Erde - Schemazeichnung für Unterwasserkonstruktion [9]
Einsetzen von Wandpaneelen und Bewehrungskorb an einer Krantraverse

4 Gabbionen und Betonformsteine für das steile Ufer

Gabbionen sind eine alte Bauweise zur Sicherung steiler Böschungen - nicht nur im Wasserbau. Die Stabilität einer solchen Sicherung hängt aber im wesentlichen ab von der Korrosionsbeständigkeit der Drahtbehälter. Gabbionen sind gutmütig hinsichtlich der Verformungen des Untergrundes, jedoch ist das Drahtgewebe empfindlich gegenüber Anfahrungen und Vandalismus. Die Schotterfüllung der Gabbionen ist sehr hohlraumreich, wodurch angeschwemmte Pflanzenteile oder Samen in mit der Zeit abgelagertem Substrat zu einer Begrünung führen (sofern dies nicht bewußt herbeigeführt wird) und unter Wasser entsprechenden Tieren Laich- und Ruheräume zur Verfügung gestellt werden, die nach bisherigen Erfahrungen auch ausgiebig genutzt werden.

Die Nachteile der relativ leichten Verletzbarkeit von Gabbionen vermeiden Ufersicherungen aus Betonformsteinen. Zwar ist das Einzelement betonstarr, jedoch ist der Verband einer Wand sehr flexibel und kann horizontale und vertikale Bodenverformungen leicht aufnehmen. Die Betonelemente sind meist als Hohlkörper ausgebildet, so daß darin entweder Substrat eingebracht werden kann oder diese als Unterstand für Fische und andere Wassertiere dienen können. Ein Beispiel sind die

sog. Wasserlöffel, oben offene Betonformsteine, bei denen durch Konstruktionsdetails ein Ausspülen weitgehend unmöglich ist und der anstehende Boden wirksam zurückgehalten wird [10].

Bei allen Konstruktionen mit Einzelementen, d.h. Quadern, Gabbionen oder Betonformsteinen, ist eine sichere Fußkonstruktion erforderlich. Diese kann zumeist nur im Trockenem eingebracht werden, selbst wenn das Absetzen der Elemente selbst im Nassen erfolgen kann. Auf Felsuntergrund ist eine rein nasse Bauweise denkbar. Gabbionen sind so flexibel, daß sie ggf. ohne Fundament auskommen, wenn die zu erwartenden Verformungen gering bleiben. In diesem Fall ist zur Sicherung gegen Kolke eine Fußvorlage aus Gabbionen oder Steinmatratzen zu empfehlen.

Grundsätzlich ist eine Filterzwischen-schicht hinter der Stütz- und Schutzkonstruktion anzuordnen, um ein Ausspülen des anstehenden Bodens durch die Fugen bzw. Hohlräume zu verhindern. Sowohl Kornfilter als auch geotextile Filter sind hierfür geeignet.

5 Pflanzen statt Steine und Mörtel für flache Böschungen

Für die 1:3 geneigten Böschungen von Kanälen werden Deckschichten aus losen, teilvergossenen oder vollvergossenen Schüttsteinen als Regelbauweisen eingesetzt. Auch an Fließgewässern ist diese Ufersicherungsart verbreitet, außerdem für Buhnen und Längswerke. Diese Bauweisen bieten je nach Variante einen sehr guten Schutz gegen äußere Angriffe, gegen Umlagerungen des Bodens unter der Deckschicht und sind, mit Ausnahme des Vollvergusses, gleichzeitig ökologisch sehr gut integrierbar, da sie Lebensraum schaffen. Der Vollverguß, der, dicht oder durchlässig, alle Hohlräume verfüllt, vernichtet damit genau diese Lebensräume. Das Aussparen von Pflanzlöchern in solchen Deckwerken ist vergeblicher Aufwand, da die Pflanzen in ihnen keine Chance haben, sich an ihrem Standort zu etablieren.

Ufersicherungen aus losen oder teilvergossenen Schüttsteinen sind daher zunächst als optimale Ufersicherung anzusehen: Hohe Stabilität und leichte Reparierbarkeit gehen einher mit guten Lebensbedingungen für Flora und Fauna. Die losen Schüttsteine können bei starker dynamischer Belastung infolge ihrer Bewegungsfreiheit Pflanzen durch Scheuerbewegungen schädigen. Ein gewisses "Festsetzen" ist also durchaus von Vorteil. Dabei darf der Hohlraumgehalt der Deckschicht jedoch nur unwesentlich verringert werden. Für den Bau bedeutet das Vergießen wegen der notwendigen Sorgfalt einen etwas erhöhten Aufwand, jedoch sind die Verfahren ausgereift und die Firmen verfügen über ausreichende Erfahrung, so daß hieraus kein Gegenargument entwickelt

werden kann. Alle Bauarten sind über und unter Wasser herstellbar und damit an Wasserstraßen universell einsetzbar. Sollen oder müssen kleinere Steine verwendet werden, so besteht die Möglichkeit, sie durch Drahtgeflecht zu sichern, um ihre Lagestabilität zu gewährleisten (Drahtschottermatrizen). Wie bei Gabbionen ist jedoch das Drahtgeflecht empfindlich gegenüber Anfahrnung und Vandalismus.

Die bekannten und technisch bewährten Konstruktionen können jedoch in ökologischer Hinsicht nicht in jedem Fall befriedigen. Pflanzliche und tierische Organismen fehlen zunächst oder sind nur in sehr beschränkter Artenvielfalt und Zahl vorhanden. Die nachträgliche Begrünung eines Deckwerks mit Pflanzen ist zwar technisch möglich; allerdings ist der Aufwand beträchtlich. Die Ansiedlung von Pflanzen in Deckwerken bedarf nicht nur einer Auswahl geeigneter Pflanzen, sondern es muß auch der eigentliche Vegetationskörper und seine Verankerung im Deckwerk den Standortbedingungen entsprechen. Die Ausbildung von Bermen im Wasserwechselbereich gibt den Pflanzen eine zusätzliche Hilfe bei der Entwicklung. Die Einbringung speziellen Füllsubstrates um die Pflanze herum, der Rückschnitt, die Bewässerung, die Entfernung von Treibsel, Vorkehrungen gegen Verbiß und Vertritt, die Pflanzzeit sind Fakten, die bei der gesamten Konstruktion Berücksichtigung finden sollten [2].

Ausgehend von dem Bild nachträglich beplanter Schüttsteindeckwerke, ist der Gedanke weiterzuverfolgen, ob nicht die Pflanzen alleine oder vornehmlich die Schutzfunktion übernehmen können. Die Funktion eines Deckwerks wird durch das Gewicht und die gegenseitige Verkeilung neben- und übereinander liegender Steine bewirkt. Im allgemeinen gilt, je größer, schwerer und kantiger die Einzelsteine und je dicker die Gesamtlage, um so sicherer schützt sie die Uferböschung. Wirksame Bodenfilter sind hierbei unabdingbare Voraussetzung für den Erhalt der Funktionsfähigkeit. Diesen genannten technischen Prämissen stehen ökologische Erfordernisse gegenüber. Der Gesetzgeber fordert, daß Bauweisen in der Landschaft durch Organismen besiedelbar sein müssen; in diesem Fall zunächst die Ansiedlung von Pflanzen und Mikroorganismen. Herkömmliche Deckwerke stellen einen ungünstigen Standort für eine spontane Besiedlung dar. Für die Ansiedlung von Pflanzen unter den extremen Bedingungen wie Wellenaufwurf, Strömung, Sog, Druck usw. und ihrer möglichen späteren Ausbreitung wäre u.a. ein kornabgestuftes Substrat zu wünschen, in dem sich Wurzeln und Rhizome entwickeln können. Hierbei umklammern sie die Partikel des Substrats in einem weit verzweigten, immer feineren und miteinander verwobenen Wurzelsystem. Die Auswahl geeigneter Pflanzen bewirkt nicht nur eine flächige, sondern eine tiefergehende Durchwurzelung des gesamten Substrats.

Allerdings lassen sich diese für die Entwicklung der Pflanzen idealen Voraussetzungen mit herkömmlichen Deckwerken nicht herstellen. Ausgehend von diesen Erkenntnissen und Prämissen wurde ein Deckwerksystem entwickelt, das sowohl den technischen Erfordernissen leichter bis mittelschwerer Deckwerke entspricht und in dem die ökologischen Belange stärkere Berücksichtigung finden, als in den bisher bekannten und praktizierten Bauweisen (Abb. 6).

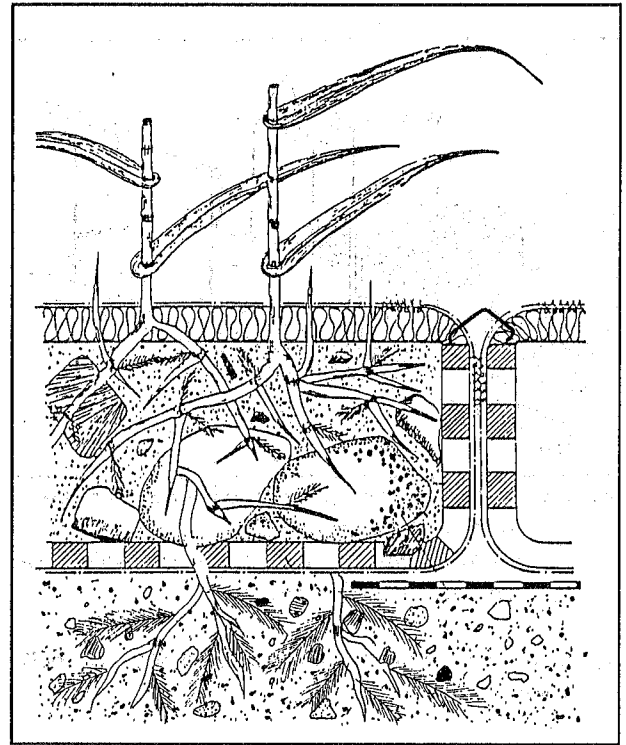


Abb. 6: Vegetatives Deckwerk - Draufsicht

Dieses "Vegetative Deckwerk" [3] besteht aus kornabgestuftem Metallhüttenschlacke mit einer Körnung von 5 - 15 cm. Die Unbedenklichkeit und Umweltverträglichkeit des Materials für wasserbauliche Belange wurde in verschiedensten Untersuchungen offizieller Stellen nachdrücklich bestätigt. Die Hohlräume des Gesteinsmaterials werden ausgefüllt mit feinkörniger Metallhüttenschlacke - Brechsand, Körnung 0 - 5 mm - im Unterwasser- und Wasserwechselbereich, oberhalb der Wasserwechselzone mit Lava, Körnung 2 - 5 mm. Es ergibt sich in der derzeitigen Form ein Gesamtgewicht ohne Bewuchs von ca. 360 kg/m². Die Verwendung anderer Gesteinsarten ist grundsätzlich möglich.

Die äußeren Konturen bestimmen sich durch eine Umhüllung aus hochfesten, grobmaschigen Netzen aus Polyamid. Diese Armierung ermöglicht die Handhabung und den Transport der Elemente, als auch die sichere Festlegung des Vegetativen Deckwerks während der Anwuchsphase. Textile Zwischenschichten und Filter bewirken eine Stabilisierung und Festlegung des Mine-

ralkorns bei gleichzeitiger Filterwirkung gegenüber dem anstehenden Boden. Für die Dauerhaftigkeit des Deckwerks ist dieses eine unverzichtbare Voraussetzung.

Das Vegetative Deckwerk ist so aufgebaut, daß die Durchlässigkeit dauerhaft erhalten bleibt und sich kein Wasserdruk unter dem Deckwerk selbst bilden kann.

Der Kornaufbau als auch die Auffüllung der Hohlräume mit unterschiedlichem feinkörnigen Material gewährleistet einerseits eine gute Verwurzelung und Durchwurzelungsmöglichkeit als auch eine Filterwirkung gegenüber dem anstehenden Substrat. Durch die Kapillarität und das Speichervermögen der oberhalb der Wasserwechselzone eingelagerten Lava wird die Wasserversorgung und Speicherung der Feuchtigkeit und damit die Besiedelungsmöglichkeit durch Pflanzen gewährleistet.

Das Vegetative Deckwerk wird mit Pflanzen der Ufer- und Röhrlichtzone besetzt und über einen Zeitraum von ca. 1 - 2 Vegetationsperioden, abhängig von Pflanzenart und Vegetationsbedingungen, herangezogen. Die Auswahl dieser Arten erfolgt nach Analyse der Standortbedingungen bzw. nach Wunsch des Auftraggebers. Die Pflanzen durchdringen mit Wurzeln und Rhizomen die Substratschicht, verklammern sich untereinander und mit dieser und formen letztlich ein zusammenhängendes, kompaktes, vegetativ mineralisches Deckwerk. Nach Abschluß der ersten Phase in der vegetativen Entwicklung, das heißt der Verwurzelung und Rhizombildung, erfolgt der Einbau.

Für die Bepflanzung kommen heimische Arten der Ufer- und Röhrlichtzone in Frage, vornehmlich Schilf, Seggen, Iris, Kalmus u.a. Besonders berücksichtigt werden jene Arten, die tiefe Verwurzelung und ein weitverzweigtes Rhizomsystem aufweisen. Die Durchwurzelung von mineralischen Filtern ist für die genannten Pflanzenarten problemlos. Textile Filterschichten werden, sofern die Rhizome senkrecht auf sie treffen, in den meisten Fällen durchstoßen. Horizontal verlaufende Rhizome durchdringen textile Filterschichten, sofern sich kleinste Unregelmäßigkeiten in der Oberfläche derselben ergeben. Die Durchdringungsmöglichkeit der Rhizome von unten nach oben ist dabei stärker als von oben nach unten. Sind Filterschichten dieser Art einmal durchwurzelt, so bilden sich unterhalb oder oberhalb derselben Sekundärrhizosphären. Letztendlich wird das textile Element in der Rhizosphäre inkorporiert.

Der möglichen Kanalbildung von abgestorbenen Rhizomen im Bereich bindiger Substrate kommt besondere Bedeutung zu. In lockeren Böden schließen sich im allgemeinen die Wurzelkanäle wieder, wenn die Rhizome abgestorben sind. Das Substrat sackt nach im Gegensatz zu bindigen Böden, die während der Wachstumsphase des Rhizoms verdrängt und verdichtet werden. Dieser

Vorgang ist nicht im gleichen Maße reversibel. Die Auswahl der Pflanzen, die sich für diesen Bereich besonders eignen, muß im Hinblick auf Wachstumscharakteristik, Gewebestruktur und Dimension der Rhizome erfolgen.

Die Tiefe der Durchwurzelung ist nicht nur selbstverständlich von Art zu Art verschieden, sondern richtet sich auch nach dem Substrat und seiner Körnung als auch der Verfügbarkeit von lebensnotwendigem Wasser. Einige Arten wie beispielsweise *Iris pseudacorus* wurzeln bis zu 1 m Tiefe und bilden einen starken vitalen Wurzelraum.

Vegetative Deckwerke lassen sich nach bisherigen Vorstellungen und Erkenntnissen dort sinnvoll einsetzen, wo ansonsten leichte bis mittelschwere Deckwerke verwendet werden:

- Flußbau in mittleren Gewässerabschnitten
- Kanalbau
- Sicherung erosionsgefährdeter Ufer an Stillgewässern
- Sicherung von Ufern an tideabhängigen Strömen und Flüssen oder solchen mit schwankenden Wasserständen.

Erste Erfahrungen an windwellenbeanspruchten Stau- raumufern und Stellen mit ähnlichen Beanspruchungen liegen vor. Eine erste Probeverlegung an einer Wasserstraße erfolgte im Herbst 1992.

Literatur

- [1] Bartnik, W.; Lankenau, D.: Folgerungen aus Natur- und Modellversuchen für Schifffahrt und Kanalauskleidung, Binnenschifffahrt - ZfB (1992), Heft 7, S.296-300
- [2] Bestmann, L.: Bepflanzung von Deckwerken. Wasser und Boden (1991), Heft 3, S.160-163
- [3] Bestmann, L.: Vegetatives Deckwerk. Informationsschrift Nr.19. Eigenverlag, Wedel 1991
- [4] Bundesministerium für Verkehr - Abt.Binnenschifffahrt und Wasserstraßen: Richtlinien für Regelabmessungen des nord-westdeutschen Kanalnetzes, 1990
- [5] EAU (Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"), 8.Auflage. Ernst & Sohn, Berlin 1990
- [6] Hoesch Stahl AG: Spundwandbericht 2 - Fußsicherung geböschter Kanalufer (Geschäftsbereich Profile 10/91) - Firmenschrift

- [7] Müller, J.: Gepanzerte Spundwand - neue Uferbauweise bei Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen. In: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. 39 (1983)
- [8] Pflug, W. (Hrsg.): Uferschutzwald an Fließgewässern. Verlag Krämer, Stuttgart 1982
- [9] Reinforced Earth Comp.: Ontario Hydro uses new R/E marine wall technology. Reinforced Earth - Update, Fall 1989. Toronto: Reinforced Earth Company Ltd., 1989
- [10] Silidur: Produktinformation Löffelstein und Wasserlöffel. Ellwangen: Hermann Spengler KG, 1989.
- [11] Terre Armée Internationale S.A.: Development and worldwide application of reinforced earth. Puteaux: Eigenverlag, 1992
- [12] Wasserbaudirektion Münster: Untersuchungen über den Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals (unveröffentlicht). Münster 1930
- [13] Weinreb, D.; Noel, B.: Constructin of a marginal wharf using reinforced earth technology. Proceedings International Harbour Congress, Antwerpen 1992

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen (für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 5:

Thema des ersten deutschen Berichts

Untersuchung und Instandsetzung des Eidersperrwerks

Berichtersteller:

Dipl.-Ing. Andreas Westendarp, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Zusammenfassung

An den fünf in Spannbetonbauweise errichteten Wehrträgern des 1973 fertiggestellten Eidersperrwerkes müssen grundlegende Instandsetzungsarbeiten durchgeführt werden. Wie umfangreiche Untersuchungen gezeigt haben, gefährden neben unzureichend verpreßten Spanngliedern insbesondere Chloride sowie Fehlstellen und Risse im Beton die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes.

Zur Auffindung unverpreßter Spanngliedabschnitte sind im Jahr 1984 zunächst große Bauwerksbereiche mit Hilfe eines Linearbeschleunigers durchstrahlt worden. Anschließend wurde ein Teil der als möglicherweise unverpreßt identifizierten Spannglieder angebohrt und mittels Endoskop auf den tatsächlichen Korrosions- und Verpreßzustand hin untersucht. Mit Einpreßmängeln behaftete Spannglieder wurden, soweit zugänglich, in den letzten Jahren nach und nach im sogenannten Vakuumverfahren nachinjiziert. Die angewandten Verfahren zur Auffindung und Nachverpressung einpreßmangelbehafteter Spannglieder waren zwar aufwendig, aber nachweislich durchaus effektiv. Zur Beurteilung des Zustandes von Beton und außenflächennaher Betonstahlbewehrung an Wehrträger I wurden ebenfalls intensive Bauwerksuntersuchungen durchgeführt. Dabei fand u.a. das Potentialmeßverfahren Verwendung. Die verschiedenen Untersuchungen zeigten, daß der Korrosionsschutz der Bewehrung an der Wehrträgerunterseite durch hohe Chloridanreicherungen im Beton, aber auch durch Betonabplatzungen infolge beim Betonieren in der Schalung verbliebener, nun nach und nach korrodierender Stahlabfälle gefährdet war. Im Jahr 1991 wurde deshalb in diesem Bereich der anstehenden Beton B45 in einer Stärke von etwa 3 cm mittels Hochdruckwasserstrahlen abgetragen und durch einen kunststoffvergüteten Spritzmörtel (SPCC) ersetzt. Abschließend ist auf der gesamten Wehrträgeraußenfläche ein rißüberbrückendes Oberflächenschutzsystem auf Polymer/Zement-Basis appliziert worden. Die eingesetzten Instandsetzungsmaterialien wurden sowohl im Vorfeld der Baumaßnahme wie auch baubegleitend intensiven Laboruntersuchungen unterworfen. Bei hinreichender Bewährung der durchgeführten Instandsetzungsmaßnahme sollen die verbleibenden vier Wehrträger ab 1995 auf vergleichbare Weise instandgesetzt werden.

Die Ursachen für den überwiegenden Teil der zu behebenden Schäden sind bei Unzulänglichkeiten während der Bauausführung zu suchen. Allerdings muß allen an der Baumaßnahme Beteiligten zugute gehalten werden, daß sich die heute wie selbstverständlich vorhandene Sensibilität gegenüber Einflüssen, die den Korrosionsschutz der Bewehrung gefährden könnten, erst im Verlaufe der letzten etwa 20 Jahre ausgebildet hat.

Inhalt

- | | |
|--------------|---------------------------------------|
| 0 Einleitung | 2 Instandsetzung der Spannglieder |
| 1 Bauwerk | 3 Betoninstandsetzung an Wehrträger I |

Schrifttum

0 Einleitung

In den vergangenen Jahrzehnten ist bei vielen Bauwerken die Grenze der Leistungsfähigkeit des Verbundbaustoffes Stahlbeton durch immer höhere Anforderungen bei Planung und Ausführung erreicht und z.T. sogar überschritten worden. Planungsfehler, unzureichend erfaßte oder gegenüber dem Planungsstadium veränderte Beanspruchungen sowie immer filigranere Bauweisen mit hohen statischen Ausnutzungsgraden bei gleichzeitiger Vernachlässigung der Ausführungsqualität können die Dauerhaftigkeit vieler Bauwerke soweit einschränken, daß oftmals bereits wenige Jahre nach der Fertigstellung grundlegende Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich werden. Massivbauwerke im Meerwasserbereich, die durch Chloridbeaufschlagung, Wellenschlag und verschärften Frostangriff zusätzliche Belastungen erfahren, sind in ihrer Dauerhaftigkeit naturgemäß besonders gefährdet.

Am Beispiel der 1967 bis 1973 in Spannbetonbauweise erstellten Wehrträgern des Eidersperrwerkes sollen spezifische Probleme bei der Untersuchung und Instandsetzung von Meerwasserbauwerken dargestellt werden.

1 Bauwerk

1.1 Entstehungsgeschichte

Nach den verheerenden Sturmflutkatastrophen 1953 in den Niederlanden und 1962 in Deutschland wurde der Ausbau des Hochwasserschutzes an der deutschen Nordseeküste verstärkt vorangetrieben. An der Westküste Schleswig-Holsteins sollte im Zuge dieser Maßnahmen der wichtigste Vorfluter des Landes, die Eider, mündungsnah abgedämmt werden (Bild 1).

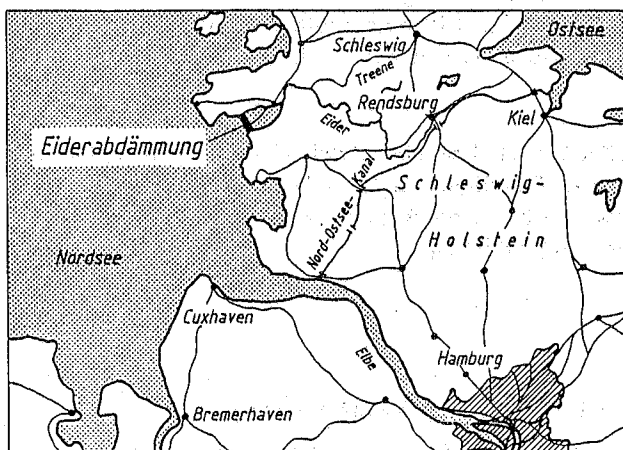


Bild 1: Lageplan

Nach umfangreichen Voruntersuchungen wurde am 03.08.1965 gemeinsam vom Bundesminister für Verkehr

und dem Land Schleswig-Holstein der Bau der Eiderabdämmung beschlossen, zu deren vordringlichsten Aufgaben damals wie heute

- die Sicherung der Eidermündung gegen Sturmfluten
- die Verbesserung der Vorflut für das Eider- und Treenegebiet
- und die Aufrechterhaltung der Schifffahrt auf der Eider

gehören.

Die in den Jahren 1967 bis 1973 fertiggestellte Eiderabdämmung besteht im wesentlichen aus den beiden Eiderdämmen Nord und Süd sowie dem eigentlichen Sperrwerk mit Sielbauwerk und Schifffahrtsschleuse (Bild 2). Planung und Bauausführung werden in verschiedenen Veröffentlichungen ([1] - [3]) detailliert beschrieben. Die bauliche Unterhaltung der Eiderabdämmung obliegt heute der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) des Bundes.

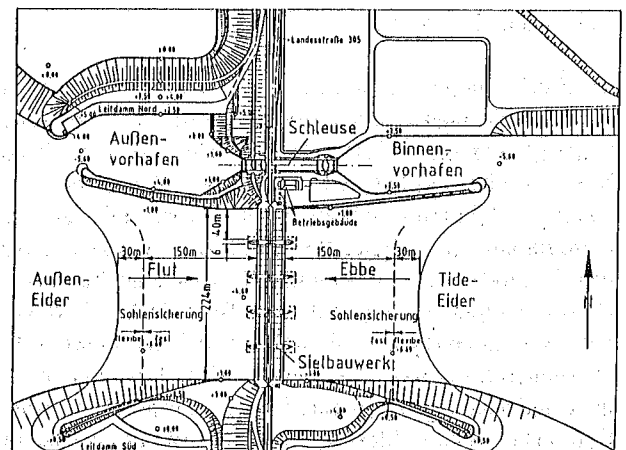


Bild 2: Übersicht Eiderabdämmung

1.2 Sielbauwerk

Das eigentliche Sielbauwerk besteht aus fünf Durchflußöffnungen von je 40 m Breite (Bild 3). Sie werden überspannt von fünf elliptisch geformten Wehrträgern, an denen jeweils binnen und seeseitig stählerne Sieltore zur Beeinflussung der ein- und ausströmenden Tidewassermengen befestigt sind. Der elliptische Wehrträgerquerschnitt wurde nicht nur unter architektonischen Gesichtspunkten ausgewählt, er bietet auch ein hinreichendes Lichtraumprofil für den Straßenverkehr, der im Inneren der Wehrträger über die Eider geführt wird.

Um bei den gewählten Stützweiten und den hohen Belastungen aus Eisdruck und Wellenschlag mit wirtschaftlichen Bauteilabmessungen auskommen zu können, wurden die Wehrträger in Spannbetonbauweise ausgeführt. Jeder der fünf gleichartigen Wehrträger besteht aus der eigentli-

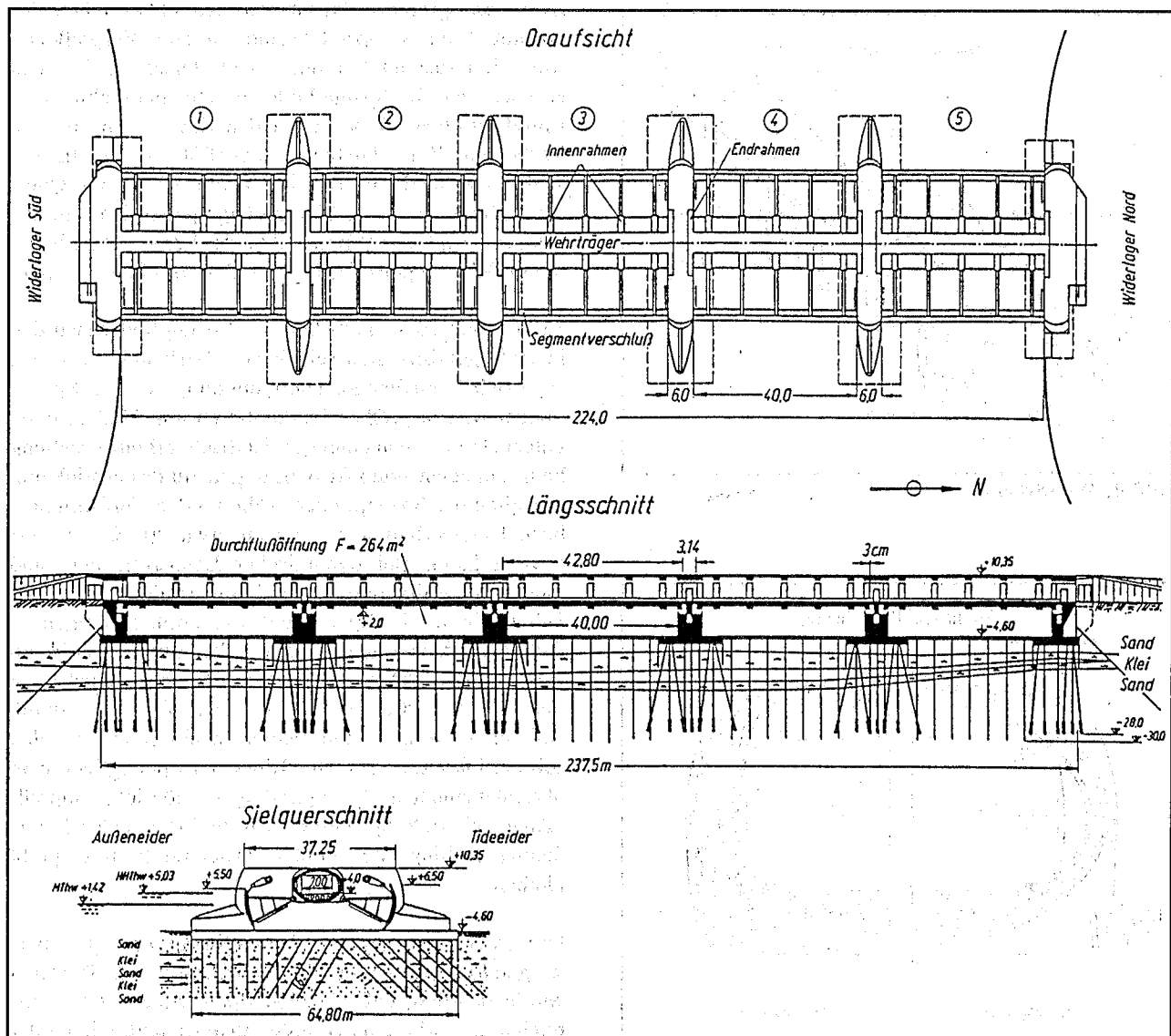
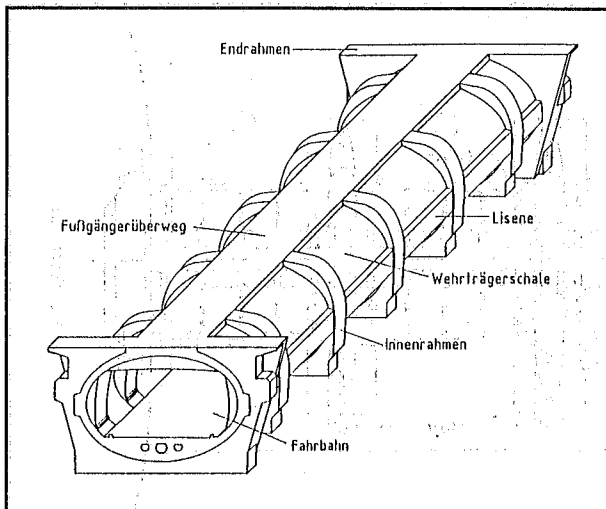
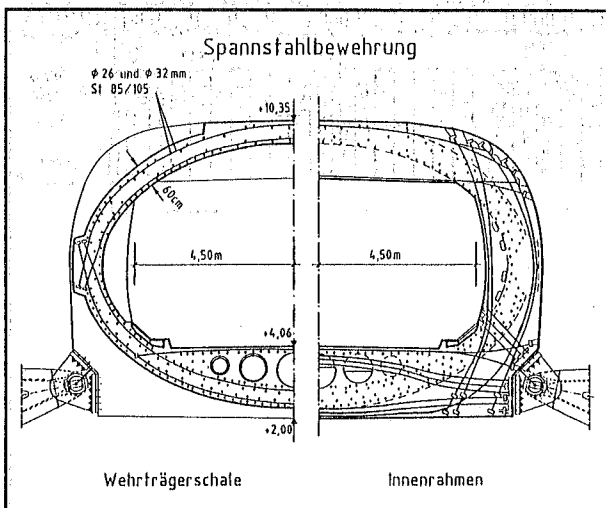


Bild 3: Sielbauwerk

chen, in Längs- und Querrichtung vorgespannten, 60 cm starken Wehrträgerschale, den beiden Endrahmen, fünf sogenannten Innenrahmen sowie je einer horizontalen Lisene see- und binnenseitig (Bild 4). In End- und Innenrahmen verlaufen ebenfalls zahlreiche, vorwiegend in Schalenumfangsrichtung angeordnete Spannglieder (Bild 5). Die Drehlager der Sieltore sind mittels Spanngliedern an den Innenrahmen befestigt, von wo aus die Lagerkräfte in die Wehrträgerschale eingeleitet werden. Über die beiden trapezförmig ausgebildeten, bündig mit den Pfeilerseitenflächen abschließenden Endrahmen eines jeden Wehrträgers werden die Kräfte aus der Wehrträgerschale über Neotopflager in die Pfeiler bzw. Widerlager abgetragen. Eingebaut wurden je Wehrträger in Längsrichtung 368, in Querrichtung 800 Einzelstabspannglieder mit 26 bzw. 32 mm Durchmesser in Hüllrohren aus gewelltem Blechrohr mit 32 bzw. 38 mm Durchmesser, insgesamt also 5840 Spannglieder.

2 Instandsetzung der Spannglieder

Im Jahr 1978 waren an einigen Innenrahmen im oberen Wehrträgerbereich erste Risse im Beton zu erkennen, die nach und nach an allen Innenrahmen auftraten. Daraufhin wurden im Jahr 1982 intensive Untersuchungen in diesen Bauwerksbereichen durchgeführt, die zeigten, daß sowohl der hier zur Abdeckung von Spanngliedköpfen eingebrachte Zweitbeton wie auch Teilbereiche des Erstbetones der Innenrahmen von Rissen durchzogen waren. Im Jahr 1983 entschloß man sich, den gesamten Zweitbeton sowie den Erstbeton, soweit geschädigt, durch Stemmen abzutragen und die Spanngliedköpfe zu entrostern und zu konservieren. Anschließend sollten die abgetragenen Bereiche durch eine neue, mit dem Altbeton über eine aufgedübelte Bewehrung verbundene, gegenüber der ursprünglichen Bauwerkskontur allseitig um 10 cm vergrößerte Ortbetonschicht ersetzt werden.

**Bild 4:** Wehrträger**Bild 5:** Spanngliedführung in Innenrahmen und Wehrrägerschale

Im Zuge dieser Instandsetzungsmaßnahmen wurden einige nicht oder nur unzureichend verpreßte Spannglieder vorgefunden. Da der Verdacht nahe lag, daß noch weitere Spannglieder Verpreßmängel aufweisen könnten, beauftragte das zuständige Wasser- und Schiffsamt Tönning die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der Universität Braunschweig mit der systematischen Untersuchung des Verpreß- und Korrosionszustandes der Spannbewehrung des gesamten Bauwerkes und der Erstellung eines Instandsetzungskonzeptes.

Zur Auffindung unverpreßter Spanngliedabschnitte wurden zunächst ausgewählte Bauwerksbereiche mit Hilfe eines Linearbeschleunigers durchstrahlt ([4]). Anschließend wurde ein Teil der als möglicherweise unverpreßt identifizierten Spannglieder, soweit mit vertretbarem

Zerstörungsgrad der Bausubstanz erreichbar, angebohrt und mittels Endoskop auf den tatsächlichen Verpreß- und Korrosionszustand hin untersucht. Diese Stichproben ergaben, daß die Spannglieder in den Innenrahmen im Mittel zu etwa 70 %, die in den Endrahmen zu etwa 37 % mit Einpreßmängeln behaftet waren. In der Wehrrägerschale wiesen im Mittel 20 % der Querspannglieder sowie 40 % der Längsspannglieder in den Wehrrägern I und II bzw. 10 % der Längsspannglieder in den Wehrrägern III, IV und V Verpreßmängel auf.

An den einpreßmängelbehafteten Spanngliedern wurden in der Regel Korrosionsschäden mit Narbentiefen von bis zu etwa 0,2 mm diagnostiziert, nur einige wenige Spannglieder wiesen größere Narbentiefen auf. Narbentiefen unter 0,2 mm haben unter quasistatischer Beanspruchung keine nennenswerten Auswirkungen auf das Festigkeitsverhalten der Spannglieder, während das Verformungs- bzw. Dehnverhalten um bis zu etwa 20 % reduziert werden kann. Bei dynamischer Beanspruchung sind hingegen signifikante Abminderungen der ertragbaren Schwingbreite des Spanngliedes zu berücksichtigen.

Auf Basis der so gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Konzept erarbeitet, wonach mit Verpreßmängeln behaftete Spannglieder, die mit vertretbarem Aufwand durch Anbohren zu erreichen waren, nachinjiziert werden sollten. Dies war in erster Linie bei Spanngliedern in oberflächennahen Spanngliedlagen möglich, einpreßmängelbehaftete Spannglieder in tieferliegenden Mehrfachlagen hingegen mußten größtenteils unverpreßt bleiben.

Das Nachverpressen der Spannglieder erfolgte überwiegend im sogenannten Vakuumverfahren ([5]). Dabei wurde deutlich, daß einzelne Spannglieder z.T. weitreichende Verbindungen untereinander und, wie an der Bauwerksaußenseite austretendes Injektionsmaterial zeigte, sogar zur Außenatmosphäre aufwiesen. Ein in Anbetracht der Spanngliedgeometrie teilweise ungewöhnlich hoher Verbrauch an Verpreßgut war zudem ein Anzeichen für das Vorhandensein größerer Betonfehlstellen. Die auch nach Abschluß der Spanngliedinstandsetzung möglicherweise noch vorhandenen Verbindungen unverpreßter Spannglieder zur Außenatmosphäre sollten durch die Applikation eines Oberflächenschutzsystems auf der gesamten Wehrrägeraußenfläche zumindest unterbrochen werden.

Eine statische Neubewertung des Bauwerkes unter Berücksichtigung modifizierter, am Leichtweißinstitut der Universität Braunschweig in Modellversuchen erarbeiteter Lastansätze sowie verschiedener Annahmen zur weiteren Schadensentwicklung während der Nutzungsdauer wird zur Zeit durchgeführt.

3 Betoninstandsetzung an Wehrträger I

3.1 Bauwerkssituation

Korrosionsschutz der Bewehrung

Voraussetzung für die Korrosion von Stahl in Beton ist die gleichzeitige Anwesenheit eines Elektrolyten mit hinreichender Ionenleitfähigkeit im umgebenden Beton, eines ausreichenden Sauerstoffangebotes an der Kathode und einer ungehindert ablaufenden Eisenauflösung. Bei Beton von Außenbauteilen genügt i.d.R. die sich aufgrund der klimatischen Umgebungsbedingungen in den Betonporen einstellende Ausgleichsfeuchte zur Ausbildung eines Elektrolyten. Der Zutritt von Sauerstoff an den Stahl wird in erster Linie von der Größe der Betondeckung, der Porenstruktur des Betones sowie dessen Sättigungsgrad beeinflusst. Ungehinderte Eisenauflösung ist nur möglich, wenn zuvor die aufgrund des hochalkalischen Porenwassers auf der Stahloberfläche entstandene Passivierungsschicht zerstört wird. Dies kann u.a. geschehen durch Senkung des pH-Wertes der wässrigen Betonphase infolge Carbonatisierung oder durch Vordringen freier Chloridionen in ausreichender Konzentration bis an den Stahl.

Die planmäßige Betondeckung der äußeren Bewehrungslage von Innenrahmen und Wehrträgerschale an der Bauwerksaußenseite beträgt 50 mm, die der Spanngliedhüllrohre mindestens 65 mm. Die am Wehrträger I tatsächlich vorgefundene Betondeckung sowohl des Betonstahles wie auch der Spannbewehrung war allerdings oftmals geringer.

Zement	375 Kg	PZ 375	Breitenburg
Zuschlag	725 Kg	0/3 mm	Elbe-Trave-Sand
	325 Kg	3/7 mm	Niederrhein
	755 Kg	7/30 mm	Niederrhein
Zusatzstoff	20 Kg	Trass	Meurin
Zusatzmittel	0,75 Kg	BV	Plastiment PHC

Tab. 1: Zusammensetzung des Wehrträgerbetons

Als Wehrträgerbeton war ein Beton B 450 nach der zur Bauzeit gültigen Fassung der DIN 1045 mit einem Wasser/Zement-Wert von etwa 0,49 vorgesehen (Tabelle 1). An in jüngster Zeit aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen wurden Druckfestigkeiten ermittelt, die im Mittel einer Festigkeit f_{w200} von 67 N/mm² entsprachen.

Die Carbonatisierungstiefe beträgt z.Z. maximal 6 mm, mit carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion dürfte für die Nutzungsdauer des Bauwerkes nicht zu rechnen sein.

Bei ständiger Beaufschlagung mit Meerwasser können Chloride nach Sättigung der Poren mit Wasser nur über Diffusionsmechanismen in den Beton eindringen. Dagegen wird bei Betonen in der Wasserwechselzone und im Spritzwasserbereich durch den ständigen Wechsel zwischen Befeuchtung und zumindest teilweiser Austrocknung der Betonrandzonen Wasser im Kapillarporensystem bewegt, wodurch nach [6] und [7] wesentlich größere Mengen von Chloriden transportiert und im Beton angereichert werden können. Nach diesen Betrachtungen besonders gefährdet sind demnach die Betonflächen an der Unterseite des Wehrträgers. Sie liegen zwar mindestens 2.0 m über NN, werden aber durch den Tideeinfluß mehrmals täglich mit Spritzwasser beaufschlagt bzw. tauchen bei bestimmten Tide- und Witterungskonstellationen sogar zeitweise in das Wasser ein.

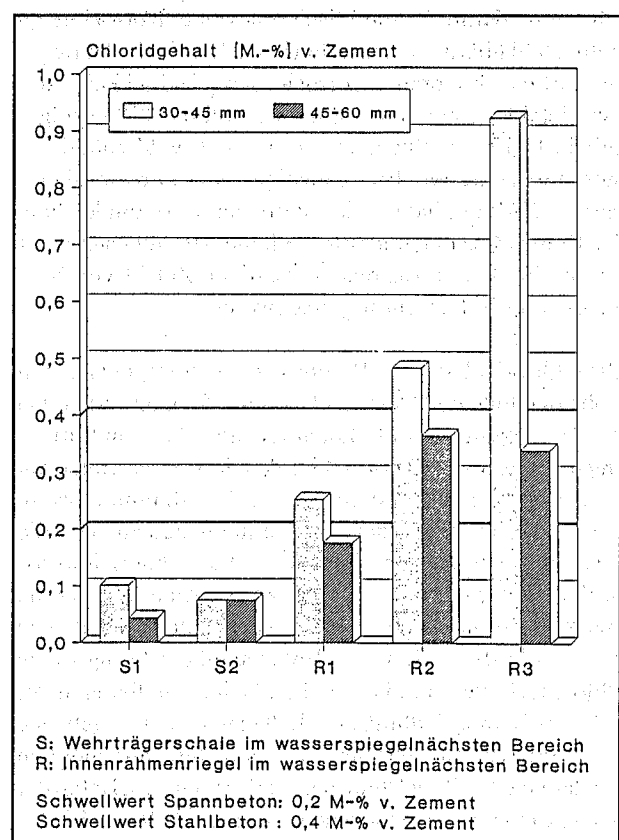


Bild 6: Chloridgehalt des Betones an der Wehrträgerunterseite

Bei entsprechenden Untersuchungen wurden die höchsten Chloridgehalte an Betonproben aus den Unterseiten und den Seitenflächen der Innenrahmen im wasserspiegelnächsten Bereich ermittelt (Bild 6). Erstaunlich war die Diskrepanz zu Proben aus dem unteren Scheitelpunkt der unmittelbar benachbarten, vergleichbaren Belastungen unterliegenden Wehrträgerschale. Hier müssen heute nicht mehr eindeutig nachvollziehbare Einflüsse aus der Bauzeit, wie die Verwendung verschiedener Schalungsmaterialien, unterschiedliche Nachbehandlungsintensitäten

oder unzulässige Veränderungen der Betonzusammensetzung zur Ausbildung verschiedener Porenstrukturen in den Betonrandzonen geführt haben. Die Ergebnisse entsprechender Betonstrukturuntersuchungen stehen noch aus.

Bekanntermaßen läßt sich kein allgemeingültiger Grenzwert des Chloridgehaltes im Beton angeben, dessen Überschreiten bei Vorhandensein eines Elektrolyten sowie eines ausreichenden Sauerstoffangebotes zwangsläufig zu Korrosion führen muß. Chloride werden vielmehr je nach Zementart und Porenstruktur des Betones in unterschiedlichem Maße chemisch und physikalisch gebunden, so daß der Anteil der sogenannten "freien" und damit korrosionswirksamen Chloridionen entsprechend variiert. Nach heutiger Auffassung muß der Chloridgehalt des Betones etwa 0,4 M-% des Zementgewichtes überschreiten, damit baupraktisch relevante Korrosion an Betonstahl überhaupt auftreten kann. Um der in der Regel wesentlich höheren Korrosionsempfindlichkeit des Spannstahles Rechnung zu tragen, sollte der Chloridgehalt in Höhe der Spannbewehrung 0,2 M-% möglichst nicht überschreiten. Eine günstige, weil korrosionshemmende Wirkung haben die relativ starke Betondeckung des Bauwerkes und der zumeist hohe Sättigungsgrad der Poren, die den korrosionsnotwendigen Zutritt von Sauerstoff an die Bewehrung erschweren.

Die Chloridgehalte des Betones der Wehrträgerschale in Höhe der äußeren Betonstahllage mit Maximalwerten von 0,1 M-% konnten mit Sicherheit als völlig unkritisch eingestuft werden. Da die Chlorideindringgeschwindigkeit nicht konstant ist, sondern mit der Zeit abnimmt, waren hier bei gleichbleibenden Randbedingungen auch für die Restnutzungsdauer des Bauwerkes keine korrosionskritischen Chloridanreicherungen zu erwarten. Anders die unteren Innenrahmenbereiche: Lokale Chloridgehalte von über 0,9 M-% in Höhe der Betonstahlbewehrung sowie Chloridgehalte von bis zu 0,4 M-% im Randbereich der äußeren Spanngliedhüllrohre ließen unter den gegebenen Verhältnissen Bewehrungskorrosion durchaus möglich erscheinen. Weitere Chloridanreicherungen im Beton der unteren Innenrahmenbereiche mußten zukünftig auf jeden Fall verhindert werden.

Betonschäden

In den Betonflächen an der Unterseite der Wehrträgerschale und der Innenrahmen fanden sich zahlreiche, teils von außen sichtbare, teils aber auch tiefer im Beton liegende Stahlteile wie Draht, Schrauben, Werkzeuge und Bewehrungsreste, die vor dem Betonieren nicht aus der Schalung entfernt worden waren und nun nach und nach zu korrodieren begannen. Die mit dem Korrosionsprozeß einhergehende Volumenvergrößerung führte zu Betonabplatzungen, welche die Dicke der schützenden Betondeckung an zahlreichen Stellen minimierte. An einigen Innenrahmen waren im Anschlußbereich der Drehlager

senkrecht zur Bauteiloberfläche verlaufende Risse mit Breiten von bis zu etwa 0,4 mm vorhanden, die zum Teil bis an die in diesem Bereich stark konzentrierte Spannbewehrung reichten. Die Betonoberfläche der oberen Trägerschalenhälfte wies zahllose, durch Lufteinschlüsse beim Betonieren hervorgerufene Lunker auf, die vereinzelt eine flächige Ausdehnung von mehreren Zentimetern und Tiefen von über einem Zentimeter besaßen. Gefügestörungen, Porenansammlungen, Arbeitsfugen mit Rißbildungen, unverschlossene Öffnungen für Schalungsanker und die o.g. Verbindungen einzelner Spannglieder zur Außenatmosphäre waren weitere Mängel, die die Dauerhaftigkeit dieses Wehrträgers beeinträchtigen konnten.

Potentialfeldmessungen

An ausgewählten Flächen an der Unterseite des Wehrträgers wurden Potentialfeldmessungen zur Beurteilung des Korrosionszustandes der Betonstahlbewehrung durchgeführt ([8], [9]). Bei diesem Untersuchungsverfahren nutzt man den Umstand, daß Bereiche mit korrodierender Bewehrung normalerweise ein wesentlich negativeres Ruhepotential aufweisen als intakte, passive Bereiche. Eine Bezugselektrode wird auf die Betonoberfläche aufgesetzt und das sich zwischen Bewehrungsstahl und Elektrode einstellende Potential mit Hilfe eines hochohmigen Spannungsmeßgerätes erfaßt. Durch systematisches Abtasten der Betonoberfläche mit der Bezugselektrode erhält man ein Raster mit Meßwerten. Große Absolutwerte, insbesondere aber hohe Potentialgradienten sind ein Anzeichen für Korrosionsprozesse. Die am Wehrträger I des Eidersperrwerkes durchgeführten Potentialfeldmessungen ergaben keine Anzeichen für das Vorhandensein großflächiger Bewehrungskorrosion. Einzelne aufgrund der Messungen prognostizierte Bereiche mit lokaler Bewehrungskorrosion konnten nach entsprechendem Betonabtrag auch als solche identifiziert werden.

3.2 Instandsetzungskonzept

Aufgrund der Unterschiede hinsichtlich Art und Umfang vorhandener Betonschäden, Chloridbelastung des Betones und Beanspruchung durch Meerwasser, Umwelt- und Betriebsbedingungen waren bereichsweise unterschiedliche Betoninstandsetzungsmaßnahmen erforderlich.

Bereich I

Bereich I umfaßte einen etwa 8 m breiten, in Wehrträgerlängsachse verlaufenden Streifen an der Unterseite der Wehrträgerschale sowie alle vertikalen und horizontalen Außenflächen der Innenrahmen in der unteren Wehrträgerhälfte. Ziel der Betoninstandsetzung in diesem Bereich mußte sein, den derzeit zwar noch vorhandenen, insbesondere aber durch hohe Chloridgehalte, korrodierende Stahleinschlüsse, Risse und Betonfehlstellen

gefährdeten Korrosionsschutz der außenflächennahen Bewehrung auch zukünftig zu sichern. Speziell eine weitere Anreicherung von Chloriden bis hin zu korrosionskritischer Konzentration in Höhe der Spannstahlbewehrung mußte auf jeden Fall verhindert werden. Dazu sollten zunächst die an den Innenrahmen im Drehlagerbereich vorhandenen Risse, soweit von der Rißbreite her möglich, mit einem Polyurethan injiziert werden.

Wie sich bei der Anlage von Versuchsflächen im Vorfeld der Instandsetzungsmaßnahme gezeigt hatte, genügte es nicht, nur die sichtbaren Stahleinschlüsse an der Wehrträgerunterseite durch Herausstemmen zu entfernen. Aufgrund der hohen Chloridbelastung in den Betonrandzonen, der im Wehrträgerbeton in ausreichendem Maße vorhandenen Feuchtigkeit und der nie gänzlich zu unterbindenden Sauerstoffzufuhr begannen nach und nach auch tieferliegende, von außen nicht ohne weiteres zu lokalisierenden Stahleinschlüsse zu korrodieren. Im Hinblick auf die in Teilbereichen hohen Chloridanreicherungen und die zahlreichen Betonfehlstellen wurde deshalb in Bereich I ein ganzflächiger Betonabtrag mit einer Tiefe von etwa 3 cm als sinnvoll erachtet. Als Betonersatz war ein kunststoffmodifizierter Spritzmörtel (SPCC) mit einem Größtkorn von maximal 4 mm, im folgenden als Schicht 1 bezeichnet, vorgesehen. Diese Schicht sollte zusammen mit dem nach Betonabtrag über der äußersten Bewehrungslage verbleibenden Altbeton eine Betondeckung von mindestens 5 cm ergeben sollte. Der kunststoffmodifizierte Spritzmörtel mußte nachweislich für das Umhüllen freiliegender Bewehrung und die Applikation unter schwingender Belastung geeignet sein, Randbedingungen also, deren Auftreten beim vorliegenden Objekt nicht gänzlich auszuschließen war.

Auf die spritzrauh zu belassende Schicht 1 sollte als Untergrund für das abschließend zu applizierende Oberflächenschutzsystem ein systemverträglicher Spritzmörtel bzw. Glättspachtel, im folgenden als Schicht 2 bezeichnet, in einer Schichtdicke von maximal 1 cm aufgebracht und geglättet werden. Eine intensive Nachbehandlung der Spritzmörtelflächen sollte die Bildung von für den Korrosionsschutz der Bewehrung kritischen Rissen möglichst verhindern. Als Oberflächenschutzsystem war ein Polymer/Zement-Gemisch in einer Schichtstärken von mindestens 2 mm vorgesehen. Derartige Oberflächenschutzsysteme sollen u.a. die Aufnahme von Wasser und den darin gelösten Schadstoffen reduzieren und eine gewisse Rißüberbrückungsfähigkeit aufweisen, gleichzeitig aber ausreichend wasserdampfdurchlässig sein.

Hingewiesen sei auf das durch den Betonabtrag geänderte Tragverhalten des Wehrträgers: Die eingepprägten Spannungen aus Vorspannung und Eigengewicht müssen vom verbleibenden Restquerschnitt übernommen werden; die Spritzbetonschale wird sich nur an der Aufnahme

zusätzlicher, nach der Applikation des Spritzmörtels aufgebracht Lasten beteiligen.

Bereich II

Der Bereich II umfaßte die verbleibenden Außenflächen der Wehrträgerschale sowie die von außen zugänglichen Endrahmenseitenflächen. Ziel der Instandsetzung in diesem Bereich mußte sein, den direkten Zutritt korrosionsfördernder Stoffe zur Bewehrung, insbesondere zur Spannbewehrung, über Betonfehlstellen und Risse zukünftig zu unterbinden. Nach dem Sandstrahlen, der Ausbesserung sichtbarer Fehlstellen mit einem kunststoffmodifiziertem Mörtel (PCC) und dem Auftrag einer Lunkerspachtelung sollte deshalb in Bereich II das gleiche Oberflächenschutzsystem wie in Bereich I aufgebracht werden.

Aspekte zur Materialauswahl

Eingesetzt werden sollten nur nach ZTV-SIB 90 ([11]) zugelassene Instandsetzungsmaterialien und -verfahren. Die ZTV-SIB 90 und die nach dieser Vorschrift geprüften Materialien genügen wohl dem derzeit aktuellsten Stand der Betoninstandsetzung in Deutschland. Hier werden aber nicht nur, wie ansonsten bei Regelwerken üblich, seit langem bekannte und bewährte Verfahren und Stoffe erfaßt. Vielmehr wurde versucht, einen stark expansiven und innovativen Marktbereich zu ordnen und die Qualität der angebotenen Instandsetzungsprodukte durch Laborprüfungen transparent zu machen. Über die Dauerhaftigkeit geprüfter Instandsetzungsmaterialien, insbesondere die von kunststoffmodifizierten Produkten, am Bauwerk selbst existieren allerdings nur beschränkte Langzeiterfahrungen. Im vorliegenden Fall kam hinzu, daß die auf den Wehrträger aufgrund seiner exponierten Lage einwirkenden Belastungen ungleich stärker sein dürften als bei üblichen Brückenbauwerken, für die die ZTV-SIB 90 in erster Linie konzipiert wurde. Die geplante Instandsetzungsmaßnahme hatte also letztlich auch im Hinblick auf die in den nächsten Jahren anstehende Betoninstandsetzung der verbleibenden vier Wehrträger den Charakter einer Probeinstandsetzung. Deshalb sollten soweit als möglich Materialien verschiedener Hersteller bereichsweise nebeneinander eingesetzt werden. Die grundsätzliche Eignung verschiedener Materialien und Verfahren zur Instandsetzung von Meerwasserbauwerken wird z.Z. von der Bundesanstalt für Wasserbau im Rahmen eines Forschungsvorhabens untersucht.

3.3 Wasserhaltung, Gerüst

Um die Baustelle tideunabhängig betreiben zu können und an der Wehrträgerunterseite einen ausreichend hohen Arbeitsraum zur Verfügung zu haben, wurden die auf die Wehrfeldsohle abgelassenen Sieltore von Tauchern abgedichtet und das so abgeschlossene Wehrfeld bis auf einen für die Auftriebssicherheit erforderlichen, von den

jeweiligen Außenwasserständen abhängigen Mindestwasserstand gelenzt. In die Wehrfeldsohle eingebaute Meßdosen sollten bei Überschreiten des maximal zulässigen Sohlwasserdruckes das rechtzeitige Fluten des Wehrfeldes ermöglichen.

Das Arbeitsgerüst wurde so konzipiert, daß von verschiedenen Ebenen aus die gesamte Wehrträgeraußenfläche zu erreichen war. Besonderer Wert wurde auf eine massive, sturmsichere, den Wehrträger vor Witterungseinflüssen, Zugluft und Salzwassergischt schützende Einhausung gelegt. Statt der sonst üblichen Kunststoffplanen kamen hier deshalb Wellblechplatten zum Einsatz.

3.4 Betonabtrag, Untergrundvorbehandlung

Der Abtrag des Betones im Bereich I an der Bauwerksunterseite erfolgte mittels Höchstdruckwasserstrahlen. Für den überwiegenden Teil der abzuarbeitenden Flächen wurde eine maschinell geführte Wasserstrahleinrichtung eingesetzt. Dieses Gerät bestand im wesentlichen aus einer oszillierenden Keramikdüse, die mittels einer Lineareinheit senkrecht und parallel zu einer Rahmenkonstruktion geführt werden konnte. Beim hier beschriebenen Bauvorhaben mußte die Düse über eine etwa 80 m lange Schlauchleitung von einer Dreikolbenpumpe mit 80 Liter Wasser pro Minute versorgt werden, der Wasserdruck an der Düse lag bei ca. 900 bar. Zum Erreichen der geforderten Abtragstiefe von etwa 3 cm waren je nach Betonbeschaffenheit 1 bis 3 Düsenüberstreichungen erforderlich. Für schwer zugängliche Bereiche wurde zusätzlich eine Handlanze mit feststehender Düse eingesetzt, durch die über einen Druckumsetzer 13 l Wasser pro Minute mit einem Druck an der Düse von ca. 3000 bar auf die Betonflächen gelangten. Trotz der hohen Betongüte und der schwierigen Geometrie der zu bearbeitenden Bauwerksbereiche mit einer Gesamtfläche von etwa 530 m² konnte der Abtrag ohne Probleme innerhalb von drei Wochen durchgeführt werden. Erstaunlich war die Konstanz, mit der die vorgesehene Abtragstiefe nach anfänglich erforderlicher Anpassung verschiedener Gerätekenngößen eingehalten werden konnte. Durch das Abtragsverfahren bedingte Schädigungen von ungewollt freigelegter Betonstahlbewehrung konnten nicht beobachtet werden, während in Teilbereichen ebenfalls freigelegte Spanngliedhüllrohre, obwohl ausreichend verpreßt, vereinzelt durch die Einwirkung der Wasserstrahlen aufgerissen wurden.

Nach dem Betonabtrag wurden die Wehrträgeraußenflächen in Bereich I und II sandgestrahlt.

3.5 Begutachtung der abgetragenen Betonflächen

Im Anschluß an den Betonabtrag bot sich die Möglichkeit, die Ergebnisse der in den Jahren zuvor durchgeführten Bauwerksuntersuchungen zu verifizieren und den Erfolg der Nachverpreßarbeiten an ungewollt freigelegten Spanngliedern zu überprüfen. An etwa 15 Stellen vornehmlich an der Unterseite der Innenrahmen wies die bereichsweise freigelegte Betonstahlbewehrung lokal begrenzte Bereiche mit z.T. tiefgreifender Korrosion auf, ein typisches Merkmal für chloridinduzierte Bewehrungskorrosion. Auch einzelne Spanngliedverankerungen zeigten bereits ausgeprägte Korrosionsnarben.

Insbesondere an den Innenrahmen im Bereich der Drehlager fanden sich vereinzelt bis an die Spannbewehrung heranreichende oberflächenparallele Betonablösungen. Die hier im Bereich der Rißflanken liegende Betonstahlbewehrung war bereits stark korrodiert. Hinzu kamen mehr als faustgroße Betonfehlstellen, die auf mangelhafte Verdichtung in diesem durch extreme Bewehrungskonzentration gekennzeichneten Bereich zurückzuführen sind.

Der Verpreßgrad der in den letzten Jahren nachinjizierten Spannglieder erwies sich bei stichprobenartigen Untersuchungen als gut; das angewandte Verfahren darf mithin als geeignet angesehen werden.

3.6 Spritzmörtelauftrag

24 Stunden vor Auftrag der ersten Spritzmörtelschicht wurde der Betonuntergrund durch Wasserstrahlen mit einem Druck von 200 bar nochmals gereinigt und dabei gleichzeitig intensiv vorgeätzt. Der Auftrag der Spritzmörtelschicht 1, die zusammen mit dem verbliebenen Altbeton eine Betondeckung von 5 cm ergeben sollte, erfolgte kontinuierlich ohne größere Spritzpausen. Als Orientierungshilfe zur Einhaltung der angestrebten Gesamtschichtdicke diente den Düsenführern ein dichtes Netz von mittels Metalleidübel in den Altbeton eingelassenen, mit einem Vorhaltemaß von 5 mm eingerichteten Maschinenschrauben.

Die spritzrauh belassenen Flächen wurden in den ersten Stunden durch Besprühen mit temperiertem Wasser feuchtgehalten. Spätestens zum Ende des jeweiligen Arbeitstages wurden die bis dahin fertiggestellten Teilflächen für mindestens 10 Tage mit feuchter Jute und Folie abgedeckt, soweit nicht vor Ablauf dieser Frist bereits die Spritzmörtelschicht 2 aufgebracht werden konnte.

Beim Aufbringen der Schicht 1 lag der Rückprallanteil im Bereich der Wehrträgerschale bei etwa 15 M.-%, im Bereich der Innenrahmen bei etwa 40 M.-%. Vor Auftrag der Spritzmörtelschicht 2 wurde Schicht 1 sandgestrahlt

Material	SPCC (Firma X)						SPCC (Firma Y)					
Trockenrohdichte 28d Lagerung B [Kg/dm ³]	2,068						2,096					
	Lagerung A			Lagerung B			Lagerung A			Lagerung B		
	7d	28d	90d	7d	28d	90d	7d	28d	90 d	7d	28d	90d
Druckfestigkeit [N/mm ²]	44,3	54,0	57,9	49,7	56,5	64,9	48,1	69,1	80,2	59,5	76,3	84,2
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	8,4	8,6	9,8	6,5	7,4	10,7	11,3	13,5	13,9	8,6	9,0	12,3
Schwinden 2.-90. d [mm/m]				-0,34	-0,48	-0,74				-0,44	-0,54	-0,77
Quellen 2.-90. d [mm/m]	+0,10	+0,17	+0,21				+0,09	+0,13	+0,16			
Dyn. E-Modul [N/mm ²]				31400	32400	32500				33300	34300	34400
Befrostung DBV-Verfahren	Nach 25 FTW: Volumenverlust = 0,5 %						Nach 25 FTW: Volumenverlust = 0,6 %					
Wasseraufnahmekoeffizient w_{24} [Kg/(m ² h ^{0,6})]	0,23						0,16					
Lagerung A: 2d feucht, dann unter Wasser bei T = 20 ± 2°C						Prüfkörper: Prismen 4x4x16 cm						
Lagerung B: 2d feucht, dann Normalklima DIN 50014 -23/50 - 2						Zylinder d/h = 10/4 cm (für Wasseraufnahmekoeff.)						

Tab. 2: Ergebnisse von Spritzmörteluntersuchungen

und vorgeätzt. Für Schicht 2 kam in Wehrträgerhälfte Nord ein spezieller kunststoffmodifizierter Ausgleichspachtel zum Einsatz, während in Wehrträgerhälfte Süd der dort bereits für Schicht 1 eingesetzte, nun lediglich durch einen höheren Wassergehalt weicher eingestellte SPCC verarbeitet wurde. Nach dem Spritzauftrag wurde Schicht 2 abgerieben, die Nachbehandlung erfolgte analog zu Schicht 1.

Die eingesetzten Spritzanlagen entsprachen den auch bei den Grundprüfungen der Spritzmörtel nach ZTV-SIB 90 verwendeten Gerätekonfigurationen.

3.7 Auftrag der Oberflächenschutzsysteme

Nach Abschluß der übrigen Betoninstandsetzungsmaßnahmen wurden in verschiedenen Bauwerksabschnitten die Oberflächenschutzsysteme zweier Hersteller auf die zuvor nochmals durch Wasserstrahlen gereinigten Wehrträgeraußenflächen aufgebracht. Der Auftrag dieser Systeme erfolgte jeweils in zwei Schichten im Spritzverfahren. Während des Auftrages wurde die Einhaltung der vorgesehenen Naßschichtdicken ständig durch Einstechen mit entsprechenden Lehren überprüft.

Eine Nachbehandlung war laut Herstellerangaben bei beiden Systemen nicht notwendig. Die fertiggestellten Flächen wurden deshalb in den ersten sieben Tagen nach

dem Auftrag lediglich vor Witterungseinflüssen geschützt.

Beim Spritzauftrag von Oberflächenschutzsystemen kommt es in Bereichen, in denen Flächen winklig aufeinanderstoßen, schon aufgrund der geometrischen Gegebenheiten zu Materialanreicherungen. Wie sich bei vorangegangenen Instandsetzungsmaßnahmen gezeigt hatte, neigen die verwendeten Polymer-Zement-Gemische während der Aushärtung an diesen Stellen aufgrund der dann bereichsweise unterschiedlichen Festigkeitsentwicklung zur Rißbildung. Durch die Ausbildung von Hohlkehlen kann hier Abhilfe geschaffen werden.

3.8 Materialuntersuchungen

Die eingesetzten Instandsetzungsmaterialien wurden sowohl im Vorfeld der Baumaßnahme wie auch baubegleitend intensiven Laboruntersuchungen unterworfen. An dieser Stelle sollen aus dem gesamten Untersuchungsspektrum lediglich einige Ergebnisse von Materialprüfungen angeführt werden, die an den beiden bereichsweise nebeneinander eingesetzten Spritzmörteln (SPCC) durchgeführt worden sind. Dazu wurden parallel zum Auftrag der als Schicht 1 bezeichneten Spritzmörtelschicht in über Kopf am Bauwerk befestigten Stahlpfannen 4 bzw. 12 cm dicke Spritzmörtelplatten hergestellt, aus denen im Alter von zwei Tagen Prüfkörper in Form von Prismen bzw. Zylindern herausgearbeitet worden

sind. An diesen Prüfkörpern wurden nach unterschiedlicher Vorlagerung u.a. Untersuchungen in Anlehnung an DIN 18551 ([12]) und ZTV-SIB 90 durchgeführt. In Tabelle 2 sind exemplarisch einige der ermittelte Prüfergebnisse aufgeführt.

Weitere Prüfkörper werden derzeit längerfristig unter verschiedenen Randbedingungen gelagert und sollen parallel zu den für die nächsten Jahre vorgesehenen Begutachtungen der instandgesetzten Bauwerksbereiche untersucht werden.

Schrifttum

- [1] XXIIIrd International Navigation Congress, Section II Subject 2: Structures on the stretches at the mouths of the German tidal rivers and their action on the movement of sand, Ottawa 1973
- [2] Cordes, F.; Fedders, H.; Albrecht, U.: Der Wehrträger des Eidersperrwerkes, Beton- und Stahlbetonbau, 10/72 S. 217-228
- [3] Cordes, F.: Eiderdamm Hundeknöll-Vollerwiek, Die Bautechnik 1970/71/72
- [4] Knieß, H.-G.: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 4/86 Nr.58 S. 131 - 167
- [5] Kordina, K.; Osteroth, H.-H.: Zum nachträglichen Verpressen schwer zugänglicher Spannglieder, Bauingenieur, 62(1987) S. 159-164
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 393: Korrosion von Stahl in Beton, Beuth Verlag GmbH, Berlin 1988
- [7] Nürnberger, Ulf: Chloridkorrosion von Stahl in Beton, Betonwerk + Fertigteil-Technik, 9/84 S. 601-612, 10/84 S. 697-704
- [8] Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung: Merkblatt für elektrochemische Potentialmessung zur Ermittlung von Bewehrungsstahlkorrosion an Stahlbetonbauwerken, April 1990
- [9] Menzel, K.; Preusker, H.: Potentialmessung: Eine Methode zur zerstörungsfreien Feststellung von Korrosion an Bewehrung, Bauingenieur, 64(1989) S. 181-186
- [10] Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton, Technische Universität München, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1/1991
- [11] Bundesminister für Verkehr: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, ZTV-SIB 90, Verkehrsblatt-Verlag Dortmund
- [12] DIN 18551 Spritzbeton, Herstellung und Güteüberwachung, Ausgabe März 1992, Beuth Verlag GmbH Berlin
- [13] Knufmann, T.; Westendarp, A.: Instandsetzung am Eidersperrwerk, Beton 7/92, S. 377 - 382

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 5:

Thema des zweiten deutschen Berichts

Staustufe Hessigheim: Untergrundverbesserung und -sicherung in fließendem Grundwasser

Berichtersteller:

Baudirektor Dipl.-Ing. Karl-Heinz Rätzke, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz

Prof. Dr.-Ing. Walter Wittke, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen

Dr. rer.nat. Heinrich Wosidlo, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz

Zusammenfassung

Die Neckarstaustufe Hessigheim wurde in den Jahren 1949 bis 1952 über dem gipshaltigen mittleren Muschelkalk errichtet. Durch strömendes Grundwasser wurde im Laufe der Jahre ein Teil des Gipses gelöst und forttransportiert. Die dadurch entstandenen Hohlräume im tiefen Untergrund und das Nachbrechen darüberliegenden lockeren Gesteins hat zur Gefährdung der Bauwerke durch Senkungen in Höhe der Gründungssohle bzw. plötzliche Einbrüche geführt. Zur Sanierung waren die Hohlräume unter dem Bauwerk und im tiefen Untergrund zu verfüllen und zur Erhaltung des sanierten Zustandes der Grundwasserstrom unter den Bauwerken zu unterbrechen. Das letztgenannte Ziel wurde durch einen Dichtungsschleier erreicht. Zur Verfüllung der Hohlräume wurde eine erosionstabile Zementpaste entwickelt, die während der Einbringung nicht durch das strömende Grundwasser ausgewaschen wird. Der Betrieb der Anlage war während der Sanierung nicht unterbrochen.

Inhalt

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| 1 Beschreibung der Staustufe | 4 Durchführung der Maßnahme |
| 2 Anlaß der Maßnahme | 5 Erfolg der Maßnahme |
| 3 Erkundung des Untergrundes | 6 Ausblick |

Literatur

1. Beschreibung der Staustufe

Der Neckar ist ein rechter Nebenfluß des Rheins. Er entspringt im Schwarzwald und mündet nach einer Lauflänge von 367 km bei Mannheim in den Rhein. Dabei überwindet er einen Höhenunterschied von 611 m.

Schon seit der Römerzeit wird der Fluß für die Schifffahrt genutzt. Nach Aufkommen maschineller Antriebe in der Schifffahrt entwickelte sich zunächst eine Kettenschleppschifffahrt auf dem Neckar. In den Jahren

1921 bis 1968 wurde die untere 203 km lange Neckarstrecke zwischen Mannheim und Plochingen staugeregelt.

In den Jahren 1949 bis 1952 wurde 143 km oberhalb der Mündung, als 16. von 27 Staustufen, die Staustufe Hessigheim errichtet. Die Hubhöhe beträgt 6,20 m.

In der Mitte des Flusses befindet sich die Wehranlage mit drei Feldern von je 22,60 m lichter Weite. Als Verschlußkörper dienen in den beiden Seitenöffnungen

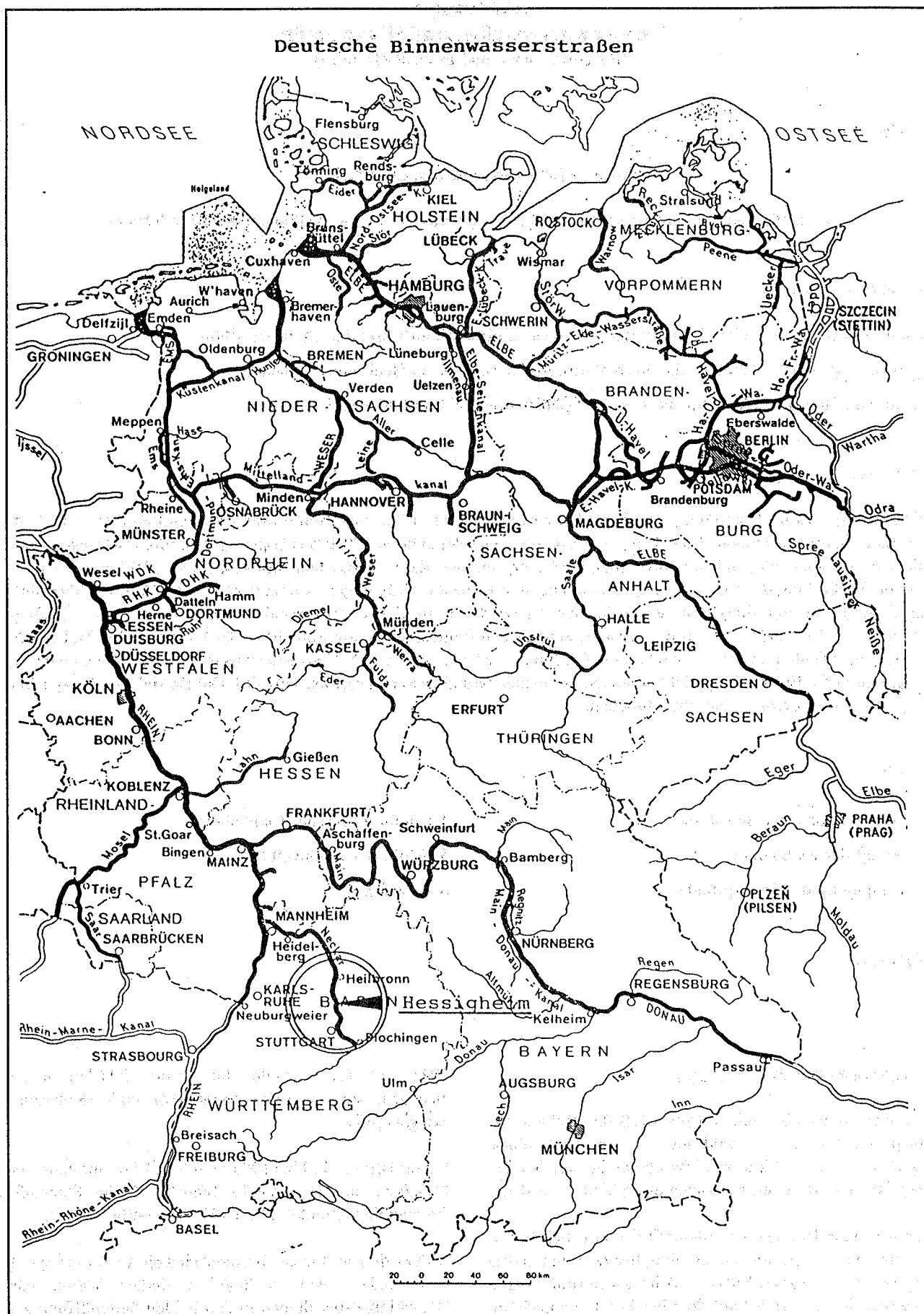


Bild 1: Lage des Bauwerkes

6,30 m hohe Rollschütze und in der Mittelöffnung ein 4,60 m hohes Rollschütz mit einer Aufsatzklappe.

An das Wehr schließt sich zum rechten Ufer hin die Schleusenanlage mit zwei Kammern von 110 m Länge und 12 m Breite an. Die linke Kammer wurde in Massivbauweise errichtet, während bei der rechten ein Jahrzehnt später ausgeführten Kammer die rechte Kammerwand wegen der nachstehend beschriebenen Untergrundprobleme in Spundwandbauweise ausgeführt wurde. Als Verschlussorgane dienen an beiden Ober- und Unterhäuptern stählerne Stemmtore. Die Füllung und Entleerung der Kammern erfolgt über Schütze in den Toren.

Am linken Ufer schließt sich an das Wehr das Kraftwerk an, das mit zwei Kaplan-turbinen ausgestattet ist.

Unterhalb von Kraftwerk und Wehr und über das Unterhaupt der Schleusen verläuft eine Straßenbrücke, die gleichzeitig Bedienungsteg der Wehranlage ist.

Schleusen-kammern, Wehr und Kraftwerk wurden flach im Terrassenkies gegründet. Lediglich die besonders empfindlichen Schleusen-häupter erhielten eine von Spundwänden umschlossene Pfahlgründung. Insgesamt waren zunächst zur Umschließung der Flachgründungen nur kurze Spundwandsporne ausgeführt worden, die den Sickerweg verlängern sollten. Nachdem bereits während der Bauarbeiten Senkungen eingetreten und Hohlräume im Untergrund festgestellt worden waren, wurde oberhalb des Kraftwerkes und der Wehranlage sowie um die Schleuse herum eine bis in den Felshorizont einbindende tiefe Spundwand gerammt. Schon während der Bauausführung setzte sich das Kraftwerk über die Diagonale um 16 cm nach Unterstrom und mußte nach Umspundung durch Zementinjektionen wieder angehoben werden.

2. Anlaß der Maßnahme

Bereits während der Errichtung der Staustufe traten Erdfälle in und an der Baugrube auf und wurden Hohlräume im Untergrund festgestellt. Zu Bedenken gab auch die vorbeschriebene Setzung des Kraftwerksfundamentes Anlaß. Als erste Reaktion darauf ist die Umschließung mit der in den Felshorizont reichenden Spundwand noch während der Bauphase zu sehen. Auch die geänderte Baukonzeption der rechten Kammerwand der landseitigen Schleusen-kammer trägt den Beobachtungen Rechnung.

Die laufende Beobachtung der Bauwerke zeigte deutliche Senkungserscheinungen aller Bauwerksteile, jedoch ein unterschiedliches Senkungsmaß. So bildete sich z. B. ein Durchhang der Schleusen-kammern im mittleren Bereich

heraus. Dies läßt darauf schließen, daß die Häupter mit ihrer Pfahlgründung nicht so gefährdet waren wie die flach gegründeten Kammern. Auch bei den Wehrpfeilern stellte sich im Laufe der Zeit eine Schräglage ein.

Im Umfeld der Stauanlage waren seit Jahren immer wieder Dolinen beobachtet worden, die auf Hohlräume im Untergrund hinwiesen. Die Feststellung einer Doline von 8 Metern Durchmesser unter Wasser, unmittelbar im Bereich des linken Wehrfeldes, im Jahre 1982 war Anlaß, mit höchster Dringlichkeit eingehende Untersuchungen anzustellen und ein Sicherungskonzept für die Stauanlage zu erarbeiten.

3. Erkundung des Untergrundes

Die Ursachen der beschriebenen Erscheinungen waren in einem Zusammenwirken des Bauwerks mit Untergrund und Grundwasser zu suchen. Zur Klärung der Kausalität mußten zunächst die geologischen Rahmenbedingungen geklärt werden.

Aus Karten und sonstigen Unterlagen ergab sich folgendes:

Das Untersuchungsgebiet ist Teil der süddeutschen Großscholle. Sie war im Erdmittelalter von einem Flachmeer bedeckt. Seine Ablagerungen bilden heute den Festgesteinsuntergrund in der Umgebung von HESSIGHEIM. Es handelt sich um Sedimentgesteine der Abteilung Muschelkalk in der Triasformation.

Nach geologischen Detailkarten stehen im Höhengebiet außerhalb des Neckartales Kalkbänke des oberen Muschelkalks an. Mit ihrer noch erhaltenen Mächtigkeit von etwa 40 m in der Umgebung des Ortes bilden sie auch den größeren Teil der Talhänge des Flusses. Sie werden unterlagert von einer Wechselfolge aus Dolomit, Anhydrit und Mergelsteinen, in deren unterem Teil Steinsalzflöze vorkommen. Diese Gesteine gehören dem mittleren Muschelkalk an und reichen bis etwa 55 m unter den Neckarwasserspiegel. Darunter folgen Mergelsteine des unteren Muschelkalks.

Die Gesteinspakete wurden durch tektonische Vorgänge wenig gestört und sollten deshalb etwa horizontal gelagert sein.

Die Talsohle des Neckars konnte demnach in den Schichten des mittleren Muschelkalks erwartet werden. Über ihr sollten Flußablagerungen aus Sanden und Kiesen in einigen Metern Stärke anstehen.

Wegen des Porenraumes der Kies-Sandgemische und der Ausbildung von Lagerfugen sowie des fundamentalen Kluftsystems im Festgestein war mit einer insgesamt

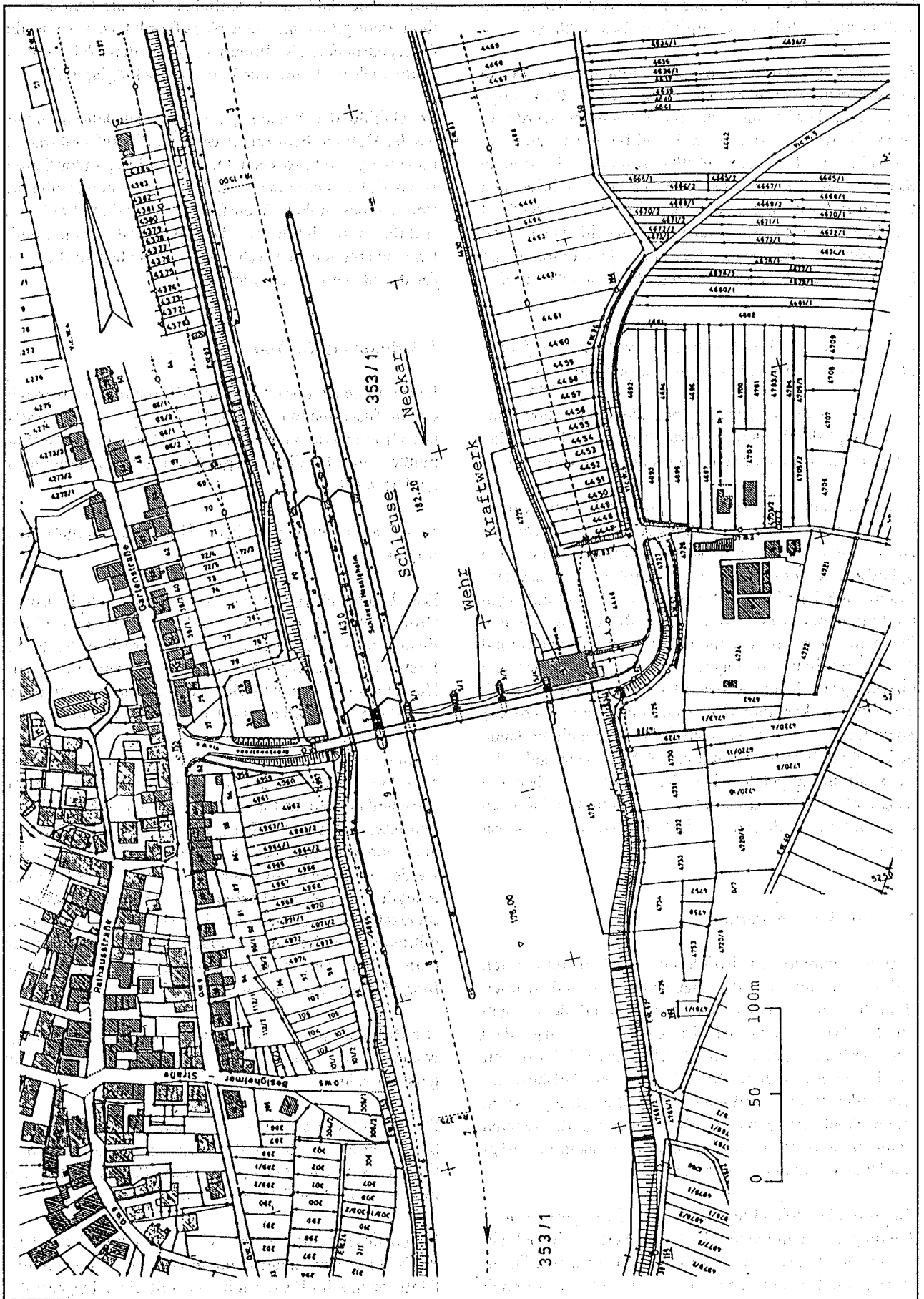


Bild 2: Lageplan

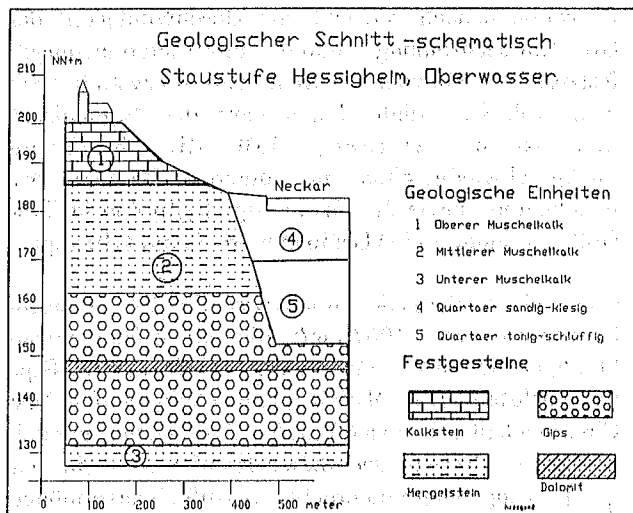


Bild 3: Geologischer Schnitt

vorhandenen Gebirgsdurchlässigkeit zu rechnen, welche die Ausbildung eines fließbegleitenden Grundwasserstroms erlaubte.

Aus geologischen Berichten war bekannt, daß unter diesen Verhältnissen die Salzlager, deren ursprüngliche Mächtigkeit einige Dekameter betragen hatte, mindestens zum größten Teil in den jüngsten Abschnitten der Flußgeschichte weggelöst worden waren.

Dieser nicht gleichmäßige Vorgang führte durch das differenzierte Nachgebenderdarüberliegenden Schichten neben der Ausbildung neuer Klüfte zur Aufweitung bereits vorhandener.

Trotz der etwa gleichzeitig anzusetzenden Umwandlung von Anhydrit in Gips, die mit einer Volumenvermehrung verbunden ist, resultierte daraus eine erhöhte Gebirgsdurchlässigkeit, die nicht nur die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers erhöhte, sondern auch weitere dem Angriff des Wassers ausgesetzte Oberflächen schuf.

Beide Vorgänge zusammen führten zum vermehrten Weglösen dagegen empfindlicher Gesteine, also vor allem des ursprünglich etwa 35 m starken Gipses, aber auch von Teilen der Kalk- und Dolomitschichten.

Es handelt sich also um einen sich selbst verstärkenden Vorgang, dessen Intensität nach Errichten der Staustufe Hessigheim durch die sperrstellenbedingte Erhöhung des Fließgefälles im Grundwasser noch wesentlich erhöht worden ist.

Danach war es wahrscheinlich, daß der Baugrund unter der Staustufe größere Lösungshohlräume enthielt. Eine Schwächung seiner Tragfähigkeit durch das Einstürzen solcher Räume mußte angenommen werden.

Intensive weitere Untersuchungen waren dringend erforderlich.

Wegen der durch die oben geschilderten Vorgänge erworbenen ungleichmäßigen Schichtenlagerung hatten sie im ersten Schritt aus einem engmaschigen Netz von Kernbohrungen zu bestehen. Neben dem Untergrundaufbau war dabei auch die Wasserwegigkeit des Gebirges und - nach Möglichkeit - die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers zu bestimmen. Die Verfüllung der Bohrlöcher mußte so ausgeführt werden, daß nicht nur keine zusätzlichen Schwachstellen im Untergrund verblieben, sondern eine Verbesserung erzielt werden konnte. Daraus sollten auch Hinweise auf eine technisch und wirtschaftlich optimierte Art der Sanierung gewonnen werden.

Im Bereich der Wehrfelder wurden im ersten Schritt 17 Kernbohrungen mit Tiefen zwischen 30 und 40 m niedergebracht. Unter der Neckarsohle bzw. unter dem Bauwerksbeton standen zunächst Flußablagerungen in 3 bis 6 m Stärke aus Sand-Kiesgemischen an.

Ihr Liegendes besteht aus bindigem Material, das eckige Kalk- und Dolomitsteine enthält. Die Konsistenz ist weich bis steif, örtlich breiig. Es handelt sich um Verwitterungslehme, die wohl überwiegend aus Rutschmassen bestehen und Schichtstärken zwischen 5 und 7 m aufweisen.

Darunter folgen Ton-Schluffgemische von dunkelgrauer Farbe und mit überwiegend steifer Konsistenz. Ihr Gehalt an Tonstein- und einzelnen Gipsbrocken wies sie als Lösungsrückstand (= Residualton) aus. Die Schichtstärke unterliegt örtlich starken Schwankungen zwischen 1,6 und 9,8 m.

Das Festgestein beginnt mit einer Gipsschicht (= oberer Gips) von hellgrauer Farbe und geringem Tongehalt. In der Nähe seiner Obergrenze liegt das Gestein oft brockig vor, Kluftwandungen tragen Lösungsspuren (Karren). Die Schichtstärke beträgt im Oberwasser etwa 3 m, im Unterwasser der Staustufe dagegen im Mittel 7 m.

Darunter folgt ein graubrauner Dolomit, der in der Nähe des rechten Flußufers eine etwa 1 m starke Zwischenlage aus hellem Gips enthält. Wo diese Lage fehlt, ist das Gestein meist brockig und wenig fest. Die Schichtstärken schwanken dementsprechend zwischen 1,8 und 3,0 m.

Das Liegende wird aus dunklem, stark tonhaltigem Gips mit Tonsteinlagen (= unterer Gips) gebildet. Bankungsfugen enthalten Tonbesteige, örtlich kommen Linsen aus reinem Gips vor.

Die Felsoberkante ist erwartungsgemäß stark unterschiedlich ausgebildet und liegt im Unterwasser der

Staustufe mit etwa NN + 160 m um 4 - 5 m höher als im Oberwasser. Dies weist darauf hin, daß Lösungserscheinungen im Festgestein verstärkt nach dem Bau der Staustufe aufgetreten sind.

Dies wird erhärtet durch die Tatsache, daß an mehreren Stellen direkt unter den Fundamenten Hohlräume von einigen Dezimeter Stärke gefunden wurden. Fehlstellen im Gebirge selbst äußerten sich in einem Durchfallen des Bohrgestänges. Solche fanden sich überwiegend im Bereich des Residualtons, im oberen Gips und im Dolomit. Ihre mittlere Gesamthöhe betrug 1,4 m. Sie zeigt das hohe Sackungspotential des Baugrundes.

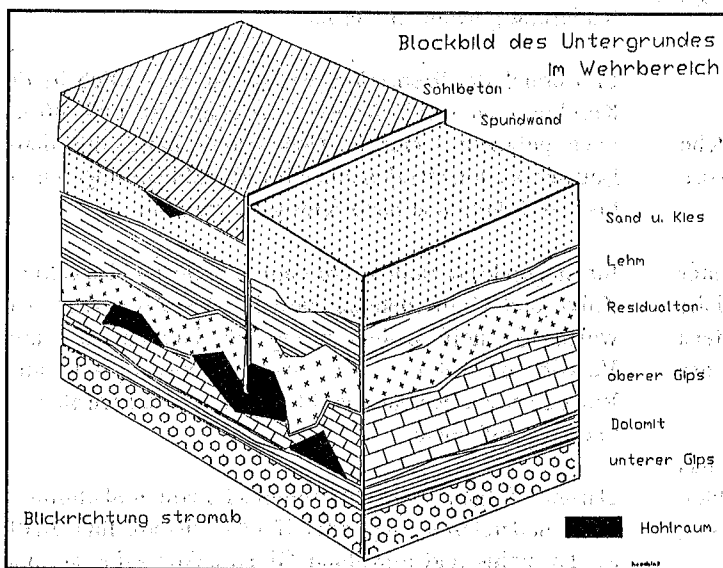


Bild 4: Blockbild des Untergrundes im Wehrbereich.

Im oberen Teil des Residualtones und im Verwitterungslehm befinden sich Stellen mit außerordentlich ungünstigen weichen bis breiigen Konsistenzen. Sie werden als Hinweis dafür gewertet, daß dort Teile des Hangenden bereits in Hohlräume eingedrungen waren.

Es stellte sich heraus, daß die Unterkante des Dolomits etwa eine Ebene bildet. Daraus ist abzuleiten, daß die ungleichmäßigen und deshalb für das Bauwerk besonders gefährlichen Lösungserscheinungen hauptsächlich in Schichten über dem unteren Gips auftreten.

Diese Annahme wird durch die Ergebnisse von Durchlässigkeitsuntersuchungen bestätigt. Sie wurden als Wasserabpreß- und Schluckversuche in den Bohrungen durchgeführt. Für den unteren Gips errechnete sich ein mittlerer k_f -Wert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s, während sich im Dolomit mit $24 \cdot 10^{-6}$ und im oberen Gips mit $14 \cdot 10^{-6}$ m/s deutlich höhere Werte ergaben.

Es wurde danach versucht, die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung durch Flowmetermessungen festzustellen. Obwohl die Meß- und Auswertetechnik nicht voll befriedigte, konnte aus den Ergebnissen geschlossen werden, daß die höchsten Fließgeschwindigkeiten im unteren Bereich des Residualtons sowie im oberen Gips lagen und in ihrer Größenordnung einige Dezimeter pro Sekunde betrugen.

Chemische Analysen des Grundwassers zeigten mit einem Spitzenwert von 1067 mg/l die erwarteten hohen Sulfatgehalte. Im allgemeinen waren sie im unteren Gips am höchsten. Der überall gleichmäßig vorhandene Chloridgehalt von etwa 60 mg/l stammt wahrscheinlich aus Resten der Steinsalzvorkommen in der Umgebung und erhöht das Aufnahmevermögen des Wassers für Gips, das unter diesen Verhältnissen bei 2000 mg/l liegt. Die Grundwässer haben also noch ein beträchtliches Lösungspotential.

Die während der Bohrarbeiten durchgeführten Grundwassermessungen ergaben, daß im Kies ein oberes Grundwasserstockwerk vorhanden ist, das sich mit dem Flußwasserstand ausspiegelt. Darunter folgt im Festgestein Kluftgrundwasser mit einem Spiegel bei NN + 179 m und damit im Oberwasser etwa 3 m unter, im Unterwasser aber 3 m über der jeweiligen Höhe des Neckarspiegels. Ob die schwerdurchlässigen Trennschichten aus Verwitterungslehm und dem oberen Teil des Residualtons in der Umgebung des abgebohrten Geländes Fehlstellen aufwiesen, konnte nicht geklärt werden.

Die Verfüllungs- und Injektionsversuche in den Bohrungen mit verschiedenen Materialien schließlich zeigten, daß wegen der relativ hohen Grundwasserfließgeschwindigkeit nur Stoffe verwendet werden konnten, deren Binder während der Verfestigungszeit nicht auswaschbar war. Sie mußten zur Füllung der unregelmäßigen Hohlräume pumpfähig sein und ohne Volumenverlust aushärten. Es kam für diesen Zweck deshalb und auch aus Kostengründen nur eine Verpressung mit sedimentationsstabilen Zementpasten in Frage.

Neben der Verfüllung der Grobhohlräume, welche die unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit der Staustufe beseitigen sollte, war noch Vorsorge gegen weitere, schnell verlaufende Lösungsvorgänge im Festgestein zu treffen. Dies war am besten durch Abdichtung des Untergrundes mit einem Injektionsschleier zu erreichen.

Wegen der Verzahnung beider Ziele waren sie als gemeinsame Maßnahme zu planen und auszuführen.

4 Durchführung der Maßnahme

4.1 Sanierungskonzept

Auf der Grundlage der genannten Überlegungen wurde folgende Konzeption für den Ablauf der Sanierungen vorgesehen:

Akut gefährdet war vor allem die Wehranlage. Nach Abschluß der Aufschluß- und Erkundungsbohrungen waren die Hohlräume unter der Sohle der Wehranlage zu verfüllen und im Anschluß daran ein Dichtungsschleier einzubauen. Dieser Schleier verlängert quasi die tiefe Spundwand oberhalb der Wehranlage bis in ungefährdete Bereiche. Im Schutze des Schleiers wurden dann die tiefen Hohlräume unter der Wehranlage verpreßt.

Bei der anschließenden Sanierung der Schleusenammern wurden zunächst die Hohlräume unmittelbar unter der Bauwerkssohle der Kammern, anschließend sämtliche Hohlräume unter den Häuptern verfüllt. Nach Verpressung der tiefen Hohlräume unter den Schleusenammern wurde der Dichtungsschleier im Bereich der Schleusen oberhalb der Unterhäupter fortgesetzt und in das rechte Ufer eingebunden. Die Fortsetzung des Dichtungsschleiers um das Kraftwerk herum und die anschließende Verfüllung der Hohlräume unter dem Kraftwerk wird die Maßnahmen abschließen.

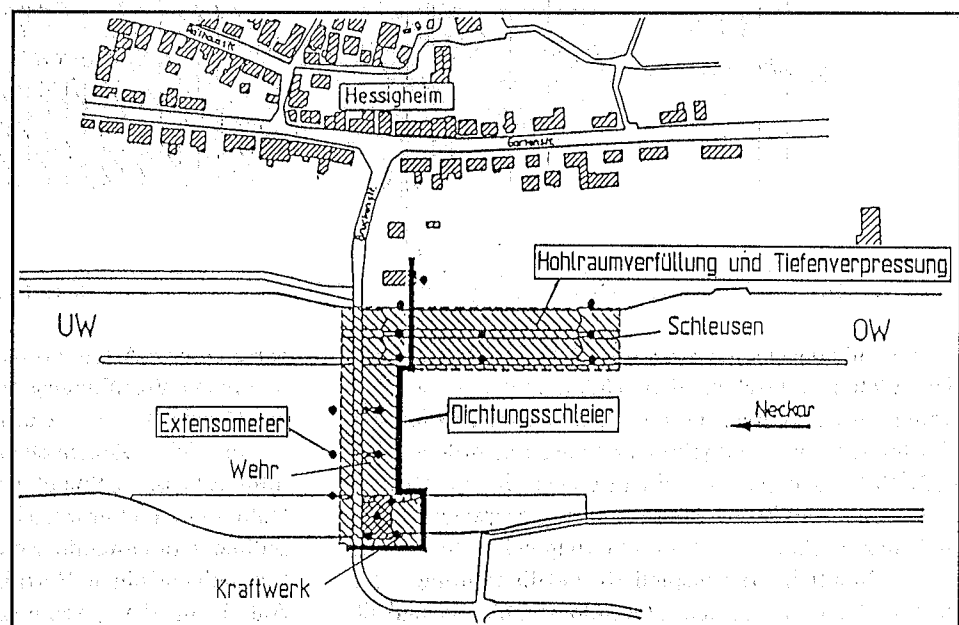


Bild 5: Sanierungsmaßnahmen

Ein Netz von Grundwasserpegeln und Extensometern dient der ständigen Beobachtung der Bewegungen des Bauwerkes und des Untergrundes während der Arbeiten und danach und der Veränderung der Grundwasserströme. Die Verpressungen erfolgen gestaffelt in mehreren Reihen. Die 2. und 3. Staffel kann gleichzeitig zur Kontrolle des Erfolges vorhergehender Verpressungen herangezogen werden.

Ein ursprünglicher Plan, unter den Bauwerken einen Tunnel hindurch zu ziehen und von diesem aus die Verpressungen vorzunehmen, wurde wieder verworfen. Ein solcher Tunnel hätte den Vorteil kürzerer Bohrungen für den Dichtungsschleier und einer behinderungsfreien Ausführung späterer evtl. erforderlicher Nachinjektionen. Dies wog jedoch die Gefahr der Störung des labilen

Gleichgewichtes der Bauwerke durch die Errichtung des Tunnels nicht auf.

4.2 Ausführung

Grundlage für die Planung der Sanierungsmaßnahme waren die oben erwähnten 66 Erkundungsbohrungen, die im Bereich der Bauwerke und an den Ufern im Staustufenbereich als Kernbohrungen abgeteuft wurden. Ein großer Teil dieser Bohrungen wurde als Grundwasserbeobachtungspegel ausgebaut. In einigen im Bereich der Bauwerke liegenden Kernbohrungen wurden Extensometer zur Überwachung eingebaut (Bild 5). Die in den Bohrungen, während der Bohrarbeiten durchgeführten WD-Tests gaben Auskunft über die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes.

Zur Sanierung wurden bzw. werden alle unterhalb der Gründungssohle liegenden, durch Sackungen entstandenen Hohlräume im Bereich der Schleusen, des Wehrs und des Krafthauses über kurze die Gründungsplatten durchdringende Bohrungen verfüllt (Hohlraumverfüllung, Bilder 5 - 7). Tiefe, mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 4 m rasterförmig angeordnete Vollbohrungen dienten der Verfüllung der Hohlräume im Bereich des Auslaugungshorizonts (Tiefenverpressung, Bild 5). Beispielhaft ist die Anordnung dieser Bohrungen in den Bildern 6a und 7 dargestellt. Sie sind überwiegend senkrecht und nur dort geneigt, wo der für eine senkrechte Bohrung notwendige Ansatzpunkt nicht zugänglich war. Da die Tiefenlage eventueller Hohlräume nicht bekannt war, wurden die

Bohrungen auch bis unter den Dolomithorizont geführt (Bild 6a). Die Tiefenverpressungen sollten weitere Senkungen in Höhe der Gründungssohlen vermeiden helfen und den Auslaugungsprozeß verlangsamen.

bzw. werden größtenteils von schwimmenden Pontons aus ausgeführt.

Die inhomogenen Baugrundverhältnisse erforderten

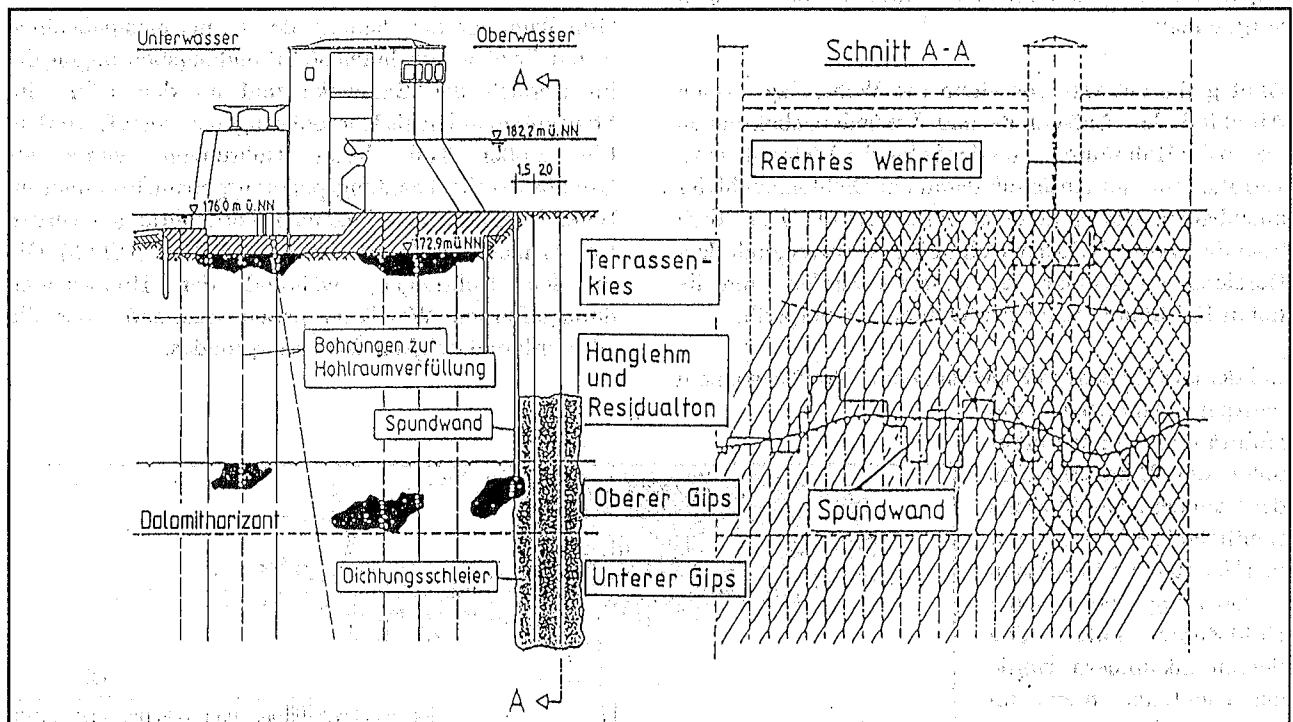


Bild 6a: Sanierungsmaßnahmen unter dem Wehr

Bild 6b: Dichtungsschleier

Darüber hinaus wurde bzw. wird auf der Oberwasserseite des Wehrs, zwischen den Unterhäuptern und den Kammern der Schleusen, am rechten Ufer und um das Krafthaus herum ein Injektionsschleier angeordnet. Über tiefe Vollbohrungen mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 1 m wurden die hohlraumreiche Auslaugungszone und der darüber- und darunterliegende Untergrund abgedichtet (Bild 5). Beispielhaft sind die Bohrungen für den Schleier im rechten Wehrfeld in Bild 6a und 6b dargestellt. Als Injektionsbohrungen wurden sowohl senkrechte als auch geneigte Bohrungen ausgeführt, um damit die Hohlräume und die überwiegend steilstehenden Klüfte möglichst häufig anschneiden und optimal abdichten zu können. Nach oben wurde der Schleier so weit geführt, daß eine ausreichende Anbindung bzw. Überlappung mit der oberwasserseitigen Spundwand erreicht werden konnte (Bild 6a).

Zur Kontrolle des Verpreßerfolges wurden bzw. werden in allen Bereichen Kontrollkernbohrungen ausgeführt, in denen Wasserabpreßversuche durchgeführt wurden. Die Wehranlage wurde in den Jahren 1986 bis 88 saniert. Daran anschließend wurden die Arbeiten im Bereich der Schleusenanlage und am rechten Ufer ausgeführt. Diese Arbeiten wurden im Jahre 1992 vorläufig abgeschlossen. Die Sanierung des Krafthausbereichs beginnt im Frühsommer des Jahres 1993. Die Bohrungen wurden

verschiedene Arten von Injektionsgut, das jeweils einen optimalen Verfüllungsgrad mit möglichst hoher Dichte gewährleistet. So wurde für feine Klüfte eine wasserreiche Zementsuspension verwendet. Für die infolge der tiefen Spundwand nicht durchströmten oberen Hohlräume und gröbere Klüfte wurde eine wasserarme, sedimentationsstabile Zementpaste unter Zugabe von Bentonit und einem Verflüssiger verwendet. Den größten Anteil an der gesamten Verpreßmenge hatte eine wasserarme, erosionsstabile Zementpaste mit einem Stabilisierer Addiment, mit der die größeren durchströmten Hohlräume verpreßt bzw. verfüllt wurden. Die quantitative Zusammensetzung der Suspensionen bzw. Pasten in Gewichtsanteilen ist in Bild 8 angegeben.

Die Verpressung des Injektionsgutes erfolgte in Verpreßabschnitten von ca. 4 m Länge jeweils vom Bohrlochtiefsten aus aufsteigend. Für die Abdichtung der Abschnitte am oberen Ende wurden Druckluftpacker mit Gummimanschetten verwendet. Aus den in diesen Abschnitten zuvor durchgeführten WD-Tests ergab sich je nach Durchlässigkeit des Untergrundes die Art des jeweils zu verwendenden Injektionsgutes. Da sich die Zusammensetzung der Suspensionen und der Ablauf der Verpressungen bewährt haben, werden die Arbeiten im Bereich des Krafthauses in der gleichen Weise ausgeführt.

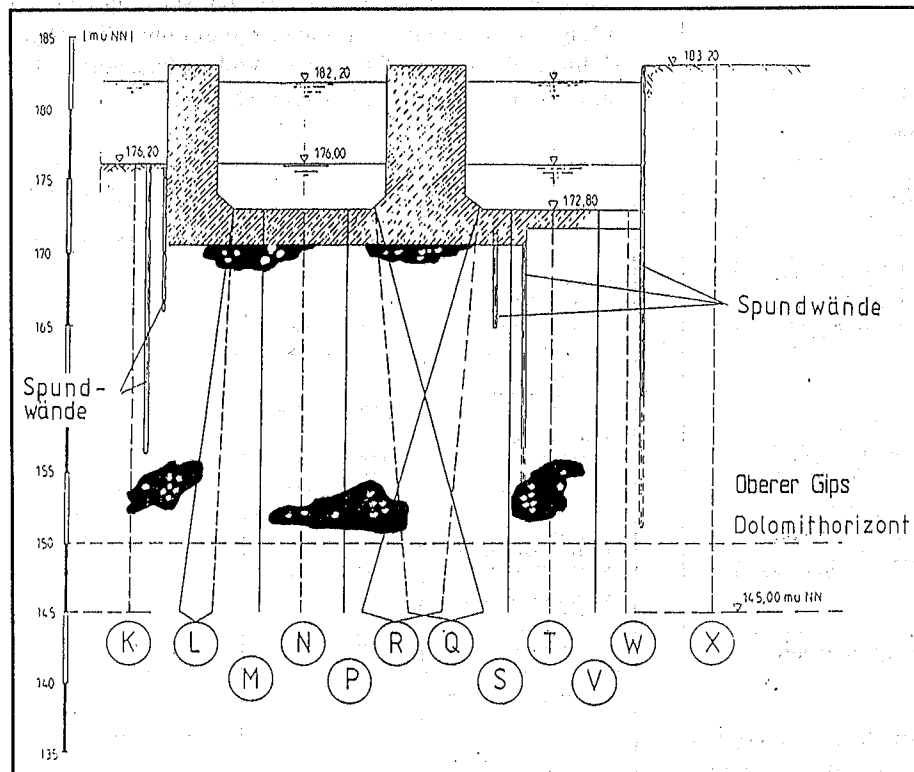


Bild 7: Anordnung der Bohrungen für die Tiefenverpressung unter den Schleusenkammern

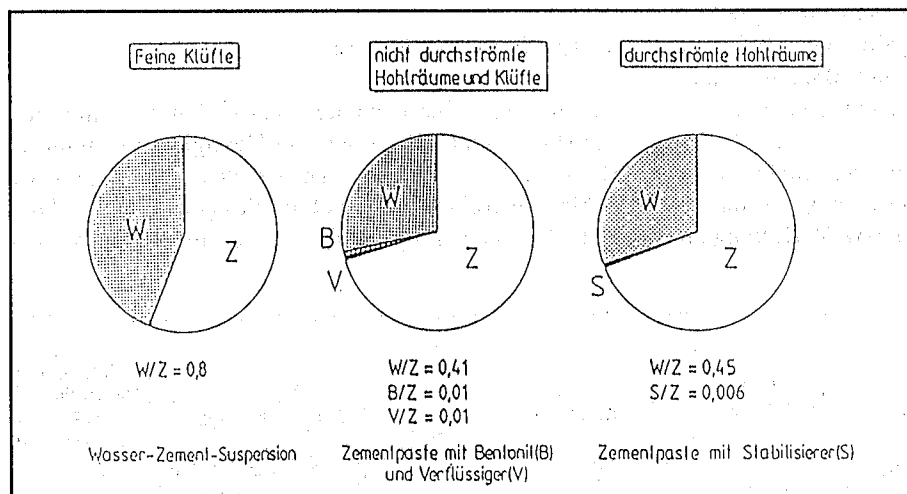


Bild 8: Zusammensetzung des Verpreßgutes

4.3 Überwachung und Ergebnisse

Ein wesentlicher Anteil der Überwachung der Injektionsarbeiten bestand in der Kontrolle der Pasteneigenschaften in einem Baustellenlabor. Mit Hilfe eines Viskosimeters wurden die Fließgrenze τ_0 und die Viskosität η ermittelt. Sie dürfen die Grenzwerte $\tau_0 \leq 40 \text{ N/m}^2$ sowie $\eta \leq 0,4 \text{ Ns/m}^2$ nicht überschreiten, um die Förderung von Addimentpasten über längere Rohrleitungen und eine günstige Ausbreitung auch in

enger werdenden Hohlräumen mit gut regelbaren Kolbenpumpen zu ermöglichen. Die Auswertung eines Viskosimeterversuches ist in Bild 9a dargestellt.

Mit Hilfe des Injektionsflusses (Verpreßmenge je Zeit) und des Verpreßdruckes kann die ordnungsgemäße Verfüllung eines Verpreßabschnittes auf der Verpreßstation überwacht werden. Beide fortlaufend grafisch aufgetragen zeigen das Ende der Verfüllung an, wenn mit steigendem Druck der Injektionsfluß gegen Null geht. Bleibt der Druck bei unterbrochenem Injektionsfluß über eine Zeit von 5 bis 7 Minuten konstant, kann der Abschnitt als verfüllt angesehen werden (Bild 9b).

Am Beispiel der Schleusenkammern sollen nachfolgend die Verteilung der Verpreßmengen, die für die Hohlraumverfüllung und die Tiefenverpressung erforderlich waren, angegeben werden. Im Bild 10 sind die über die einzelnen Bohrungen verpreßten Mengen als Säulen in isometrischer Darstellung über die Grundrißfläche aufgetragen. Man erkennt deutlich die sehr unterschiedliche Hohlraumbildung. So wurden direkt unter der Bauwerkssohle der wasserseitigen Schleusenkammer wesentlich größere Hohlräume angetroffen als unter der landseitigen Schleusenkammer (s. Bild 10a).

Auch bei der Tiefenverpressung stellte sich eine unregelmäßige Verteilung der Hohlräume heraus (s. Bild 10b). Insgesamt wurden hierfür nahezu 15fach größere Verpreßmengen benötigt als für die Verfüllung der oberen Hohlräume. Als Indiz für eine erfolgreiche Verpressung ist die Tatsache zu bewerten, daß die Verpreßmengen mit abnehmendem Bohrlochabstand (1. und 2. Verpreßserie) deutlich abnehmen.

Bis Juli 1992 wurden bei der Verfüllung der Hohlräume

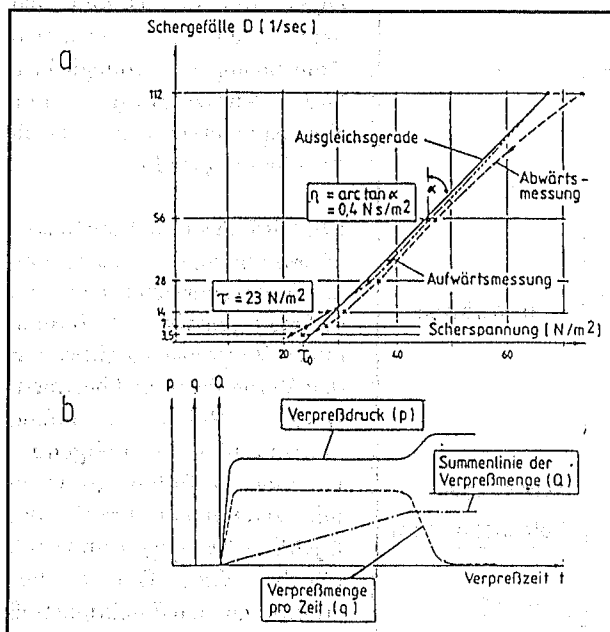


Bild 9 a + b: Überwachung der Verpreßarbeiten

unter den Bauwerkssohlen und im tiefen Untergrund sowie für die Erstellung des ca. 6 m breiten Dichtungsschleiers im Bereich der Wehranlage, der Schleusen und am rechten Neckarufer etwa 8900 t Zement verpreßt.

Rechnet man die im Bereich der Stauanlage verpreßten Mengen (Tabelle 1, 2. und 3. Spalte) mit Hilfe der Wichte der erhärteten Suspensionen in Volumen um und bezieht diese auf die Grundflächen dieser Bauwerke, so ergeben sich die in Tabelle 1 in der 4. Spalte angegebenen Höhen. Diese Höhen vermitteln einen Eindruck von der Größe der auslaugungsbedingten Hohlräume, die vor der Verpressung bzw. Verfüllung im

Untergrund ausgebildet waren. Danach war offensichtlich infolge einer erhöhten Grundwasserströmung die größte Hohlräumbildung im Bereich der Wehranlage vorhanden und nahm zum rechten Ufer hin ab.

Ort der Verpressung	Verpreßmenge (t)	Summe (t)	Äquivalente durchgehende Hohlräumhöhe (m)
Wehr Wehrfelder und Wehrpfeiler	2350		
Dichtungsschleier	1650	4000	1,25
1. Schleuse Hohlraumverfüllung unter der Sohle	126	126	
Tiefenverpressung			
- Kammer	1620		
- Oberhaupt	640		
- Unterhaupt	120	2580	0,75
2. Schleuse Hohlraumverfüllung unter der Sohle	16	16	
Tiefenverpressung			
- Kammer	925		
- Oberhaupt	434		
- Unterhaupt	140	1499	0,50
Schleier im Bereich der Schleuse	284	284	
Schleier am rechten Neckarufer	397	397	
Summe	8902	8902 t Zement	

Tab. 1: Verpreßmengen

5 Erfolg der Maßnahme

Die im Jahre 1983 begonnenen Arbeiten zur Sanierung des Untergrundes der Staustufe Hessigheim wurden im Herbst 1992 nach der Sanierung des Wehres und der Schleusen vorläufig beendet. Im Frühjahr 1993 wird mit den Maßnahmen am Kraftwerk begonnen. Die bei der

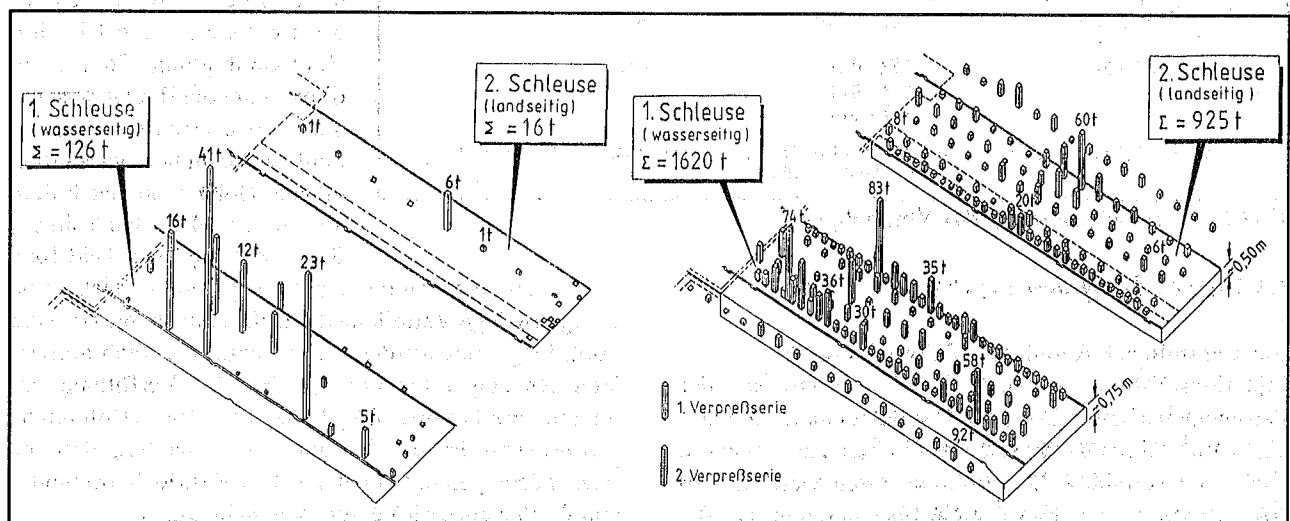


Bild 10a: Hohlraumverfüllung unter der Sohle der Schleuse

Bild 10b: Tiefenverpressung unter den Schleusenammern

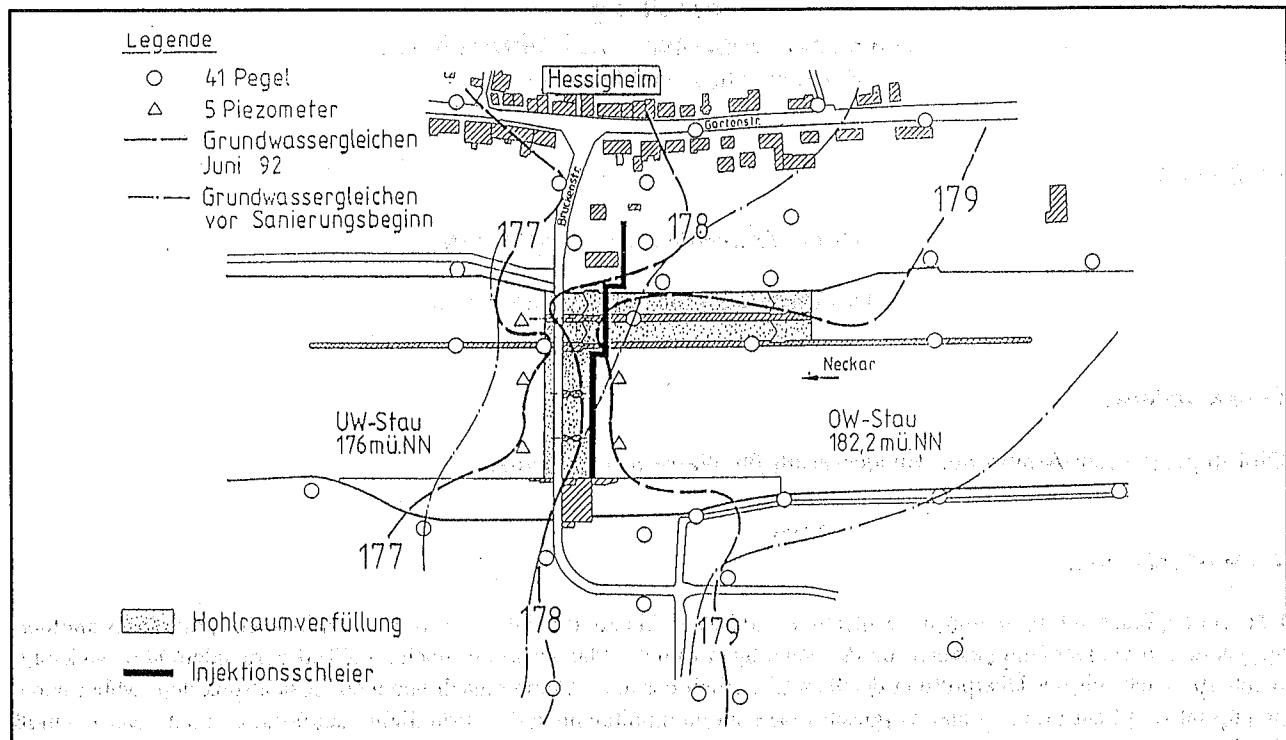


Bild 11: Grundwassergleichen im unteren Grundwasserstockwerk

Sanierung verbrauchten Injektionsmengen zeigen, in welchem Umfang im Untergrund Hohlräume vorhanden waren, wie stark also das Bauwerk bereits gefährdet war. Mit der lückenlosen Erfassung des gesamten Untergrundes unter den Bauwerken ist sichergestellt, daß derzeit praktisch keine Hohlräume mehr vorhanden sind.

Aus den Pegelbeobachtungen und den daraus konstruierten Grundwassergleichen ist erkennbar, daß der Grundwasserstrom durch den vorhandenen Dichtungsschleier um die Bauwerksteile, die bereits saniert sind, herumgelenkt wird (Bild 11). Erst nach Abschluß der Arbeiten am Kraftwerk ist die ganze Staustufe wieder in einen stabilen Zustand versetzt.

Es hat sich jedoch auch gezeigt, daß offensichtlich die Einbindung des Dichtungsschleiers in das rechte Ufer nicht vollständig gelungen ist. Hier wird gegebenenfalls nach genauerer Überprüfung eine Verlängerung des Dichtungsschleiers noch erforderlich sein.

6 Ausblick

Die Sanierung des Untergrundes der Staustufe Hessigheim hat gezeigt, daß es mit modernen Techniken und Materialien möglich ist, auch schwierigste Untergrundverhältnisse so zu verbessern und zu

stabilisieren, daß unter Erhaltung der Funktionsfähigkeit einer Staustufe und Fortführung des Betriebes deren Nutzungsdauer erheblich verlängert werden kann. Für den eingebauten Dichtungsschleier wird zunächst mit einer Wirksamkeit für die Dauer von 30 bis 40 Jahren gerechnet. Das gesamte Bauwerk und die Grundwasserverhältnisse werden intensiv beobachtet werden, so daß daraus für die Zukunft weitere Erkenntnisse für die Durchführung ähnlicher Maßnahmen gewonnen werden können.

Literatur

- [1] Franzius, Dr. Ing. Ludwig, Verpressung durch Gipsauslaugung bedingter Hohlräume im Untergrund der Wehranlage Hessigheim/Neckar, Zeitschrift für Binnenschifffahrt Nr. 24, Dezember 1991
- [2] Franzius, Dr.-Ing., Ludwig: Verpressung durch Gipsauslaugung bedingter Hohlräume im Untergrund der Staustufe Hessigheim /Neckar, Baugrundtagung 1990, Karlsruhe
- [3] Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest: Akten und Bauunterlagen

Abteilung I

Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschifffahrt)

zu Thema 5:

Thema des dritten deutschen Berichts

Das Nachsorgeprinzip bei alten Dämmen

Berichtersteller:

Dipl.-Ing. Heinrich Armbruster, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Zusammenfassung

Dämme an Wasserstraßen sind in Deutschland teilweise bis zu 100 Jahre alt, d. h. aus einer Zeit, als das Kanalnetz ausgebaut wurde. Der Bau geschah mit den damaligen Mitteln, Pläne sind nur noch zum Teil vorhanden. Die Nachsorge beschäftigt sich mit der Überprüfung der Standsicherheit der alten Dämme nach heutigen Gesichtspunkten, wobei neben den üblichen 3 Lastfällen mit den vorgeschriebenen Sicherheiten noch der zusätzliche Lastfall untersucht werden muß, daß jenes Dammelement seine Funktion verlieren könnte, das die Strömungskräfte im Damm mindert (Dichtung) oder unschädlich macht (Drän). Für diesen Fall muß der Damm gerade noch seine Stützfunktion behalten, auch wenn seine Gebrauchsfähigkeit eingeschränkt wird. Für Berechnungen müssen vorher noch geometrische, geohydraulische und geotechnische Parameter erkundet werden.

Inhalt

0 Einleitung

1 Begriffe

2 Bestandsaufnahme

3 Untersuchungen ohne Dammeingriff

4 Untersuchungen mit Dammeingriff

5 Lastfälle

6 Sicherheiten

7 Sanierungen

8 Kontrollen

Literatur

0 Einleitung

Der Bau von Wasserstraßen im Binnenland ist immer verbunden mit dem Bau von Dämmen, sei dies an Kanälen oder natürlichen Wasserläufen, die aus energiewirtschaftlichen Gründen aufgestaut wurden. Dämme, von Souwers als die "schwierigsten aller Ingenieurbauwerke" angesehen, sind in Deutschland teilweise bis zu 100 Jahre alt, wobei die Pflege völlig verschieden verlief.

Eine wesentliche Aufgabe der Wasserstraßenverwaltung ist heute die Überprüfung der bestehenden Dämme. Für diese Überprüfung gelten selbstverständlich heutige

Grundsätze und das inzwischen erweiterte Sicherheitsdenken, so daß dafür der Begriff Nachsorge entstand.

1 Begriffe

Ein Damm ist ein Erdbauwerk, das einen Wasserstand stützt, der ständig über dem Geländeniveau steht und/oder beim Bruch ein anderes Vorflutsystem beansprucht, so daß der Wasserspiegel absinken würde. Damit ergeben sich durch das Anlegen von Seitengräben oder Dränsystemen möglicherweise auch dann Dammsituationen, wenn das Gelände allgemein den normalen Wasserspiegel nicht

unterschreitet.

Die Überprüfung eines Bauwerks beinhaltet eine Kontrolle der für die Berechnungen angenommenen Parameter und der Belastungen, außerdem wird die Richtigkeit der Rechenansätze und die Berechnung selbst kontrolliert. Bezüglich der Parameter des Damms und des Untergrunds wird folgendes untersucht:

1. Existiert das Material überhaupt (z. B. Tondichtung noch vorhanden, Spundwand noch nicht weggerostet)?
2. Stimmen die Geometrien noch (Stärke eines Materials, Höhenlage einer Innendichtung etc.)?
3. Sind die angenommenen Eigenschaften noch gültig (Durchlässigkeiten, Lagerungsdichten, Kohäsion etc.)?
4. Sind die angenommenen Lastfälle noch gültig (z. B. Wasserstände, Verkehrslasten, Sickerlinienverlauf, Porenwasserdrücke etc.)?

Die Nachsorge ist ein neuer Begriff. Er erweitert den Begriff der Überprüfung in der Frage 4 (Lastfälle) auf den früher nicht oder meist nicht betrachteten Fall, daß ein Sicherungselement (siehe weiter unten) seine Wirksamkeit verliert (Bild 1). Für diesen Sonderlastfall muß nun gewährleistet sein, daß der Damm nicht bricht (die Sicherheiten dürfen dabei rechnerisch im Grenzfall bei etwa 1 liegen), auch wenn dabei Veränderungen im Bauwerk auftreten sollten, die auf Dauer nicht geduldet werden können. Die sogenannte Nachsorge ist damit eigentlich Teil der Vorsorge: Man weist nach, daß der betrachtete Damm diesem Sonderfall gewachsen ist oder man verändert das Bauwerk entsprechend, statt einer

Abänderung (= Umbau) können auch Beobachtungssysteme eingesetzt werden, die früh genug die drohende Unwirksamkeit des Sicherungselements anzeigen.

Sicherungselemente sind Konstruktionen, mit denen die Beeinträchtigung der Dammstandsicherheit durch die Wirkung des strömenden Grundwassers ganz vermieden oder vermindert wird. Dazu gehören z. B. Dichtungen, Sickerwegverlängerungen, Dränagen und Filter. Die Reihenfolge der Bezeichnung erfolgt in Strömungsrichtung, ausgehend vom Kanal-/Flußwasserstand.

2 Bestandsaufnahme

Die Voraussetzungen für die Nachsorge als Erweiterung der Überprüfung ist die Beantwortung der 4 Fragen aus Kapitel 1. Diese Fragen benötigen zur Klärung entsprechende Unterlagen, die sich bei neuen Dämmen den entsprechenden Akten entnehmen lassen. Bei alten Dämmen ist zum Teil noch nicht einmal der Besitzer bekannt, der durchaus nicht mit dem verantwortlichen Betreiber identisch sein muß. Eine ordentliche Überprüfung umfaßt also die in Tabelle 1 genannten Recherchen und Untersuchungen, wobei alle Kreuzungsbauwerke des Damms mit erfaßt werden müssen, solange sie die Standsicherheit des Damms berühren. Dies ist auch der Fall, wenn nur der Untergrund (z. B. bei Düchern) gekreuzt wird. Die Kontaktstellen eines Kreuzungsbauwerkes mit einem Damm müssen gemeinsam mit der Standsicherheit des Damms betrachtet werden, da die Gleichmäßigkeit des Damms hier unterbrochen wird und damit automatisch eine potentielle Schwachstelle im Damm entsteht (Tabelle 2).

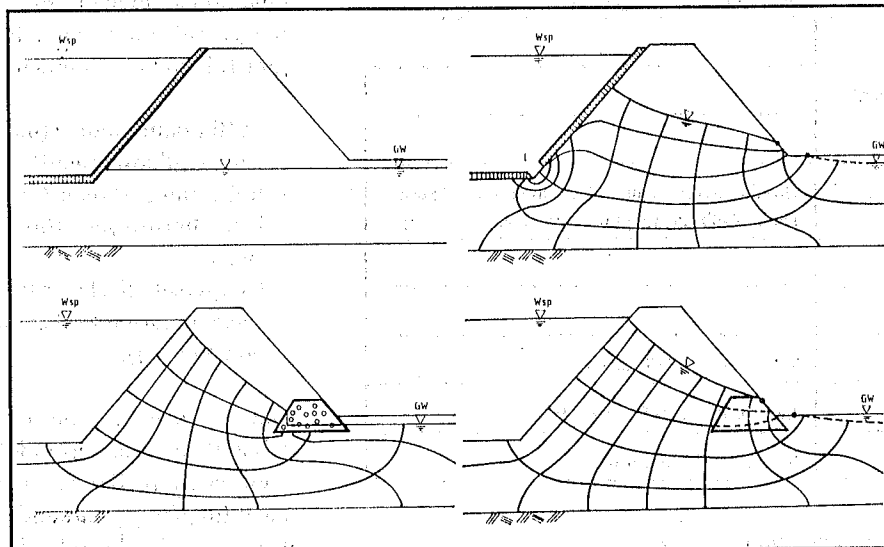


Bild 1: Schematische Veränderungen des Potentialfeldes bei Ausfall von Sicherungselementen

oben: Dichtung wirksam bzw. defekt

unten: Dichtung wirksam bzw. dichtgesetzt

Die Bestandsaufnahme kann bei alten Dämmen einen erheblichen Aufwand bedeuten. Selbst wenn Informationen aus Planwerken vorliegen, sollten Stichprobenmessungen diese Informationen bestätigen, so daß ohne Untersuchungen (Kapitel 3.4) i. a. keine Nachsorge bei alten Dämmen möglich ist.

3 Untersuchungen ohne Dammeingriff

Untersuchungen basieren auf der Bestimmung von Parametern (geometrisch, geotechnisch, physikochemisch etc.), wobei i. a. ein Meßinstrument benutzt wird. Dieses Meßinstrument muß entweder vor Ort gebracht werden

	Problem	zu erhalten von/durch
1	Besitzverhältnisse, Zuständigkeiten, Verantwortlichkeiten	verschiedene Amtsstellen
2	Bestandsaufnahmen	Pläne oder geodät. Messungen
	a) Lage: Dammfuß, Berme, Krone, Einleitungen, Kreuzungen, Verlegungen, Leitungen	
	b) Geometrie: Breiten, Höhen, Neigungen, Kanalprofil, Geländeverlauf, Grabensystem	Pläne oder geodät. Messungen
	c) Dammelemente: Dichtungen, Dränagen, Entwässerungen, Deckwerke, Stützkörper, Konstruktive Einbauten	Pläne oder Untersuchungen (wie 3 oder Geophysik)
	d) Zugänglichkeit: Befahrbarkeit des Damms/ des Dammfußes, Anlegemöglichkeiten Wasserseits	Pläne oder Besichtigung
	e) Bewuchs und äußerer Zustand	Pläne oder Besichtigung
	f) Historie	Tagebücher, Berichte, Artikel
3	Untergrunderkundung	geolog. Karten, direkte Aufschlüsse, Schürfe, Bohrungen, Sondierungen
4	Oberflächengewässer	hydrolog. Karten, Pläne
5	Grundwasser (Hinterland)	wie 4, ev. Messungen
6	Grundwasser im Damm bzw. Dammuntergrund	Messungen, ev. Beobachtungen
7	Schichtwasser	Beobachtungen, ev. Messungen

Tab. 1: Recherchen und Untersuchungen an alten Dämmen

Schwachstellen an Dämmen	
Kreuzungsbauwerke	Unterführungen (Düker, Rohrleitungen) Überführungen (Straßen, Bahnen)
Dammeinbauten	Entnahmebauwerke, Einleitungsbauwerke, Durchlaßbauwerke
Dammaufbauten	auf Krone/Böschung/Dammfuß
Bauwerkstübergänge zu Dämmen	
Inhomogenitäten des Untergrunds (historisch)	
Inhomogenitäten bei der Herstellung	
Beschädigung des Dammes an der Luftseite	Böschungsversteilung/Vortreiben von Düchern Dammfußbeschädigung/Kronenbeschädigung
Beschädigung des Dränsystems	
Beschädigung des Dichtungssystems	
Tierbefall	von Wasserseite/Luftseite
Bewuchsprobleme	Lebendbewuchs/Totbewuchs
Horizontalstöße von der Wasserseite	Schiffsanfahrt/Eisstöß

Tab. 2: Potentielle Schwachstellen an Dämmen

(direkte Messung) oder bestimmte Eigenschaften aus der Entfernung bestimmen können (indirekte Messung). Bei der direkten Messung im Damm muß daher der Meßge-

Dabei handelt es sich um geophysikalische Messungen, die zur Auswertung i. a. ergänzende direkte Bodenmessungen benötigen.

ber als Teil des Instruments in den Damm eingebracht werden, was bei fertigen Dämmen einen Eingriff erfordert. Bei Messungen ohne Kontakt zum Damm befindet sich weder eine Sonde noch ein Empfangsgerät am Damm. Es gibt folgende Techniken:

- Luftbildaufnahmen (nutzen sichtbares Licht)
- Infrarotaufnahmen (nutzen thermische Emission)
- Geophysikalische Messungen (nutzen Reflexion von Wellen).

Bei Messungen von der Oberfläche aus befindet sich sowohl Sende- als auch Empfangsgerät an der Dammoberfläche oder im oberen Dezimeterbereich.

4 Untersuchungen mit Dammeingriff

Bei Untersuchungen mit Dammeingriff ist immer die Gefahr vorhanden, daß durch den Eingriff zumindest vorübergehend eine Veränderung der vorhandenen Situation eintritt, die zu Problemen führen kann. Vor der Entscheidung zur Untersuchung müssen die möglichen Folgen abgeschätzt und ggf. Vorsorge getroffen werden. Es gibt eine Reihe von Techniken /1/, hier werden nur die wichtigsten erwähnt:

- Untersuchungen des hydraulischen Potentialfelds
- Thermometrische Untersuchungen
- direkte Probenentnahmen
- Sondierungen.

Ein Beispiel für thermische Messungen /2/ zeigt Bild 2.

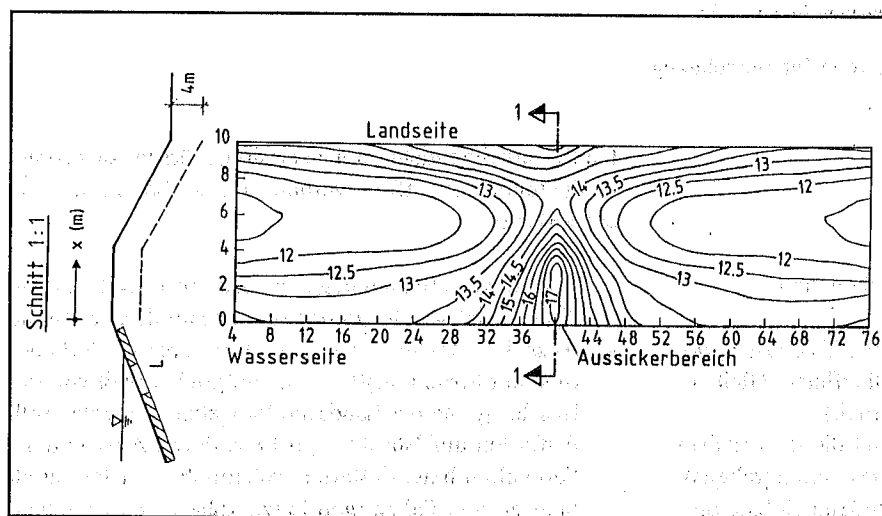


Bild 2: Temperaturverteilung in einem Damm mit Leckage, 4 m unter Gelände

5 Lastfälle

Der strittigste Punkt bei alten Dämmen ist die Festlegung von zutreffenden Belastungen, die dem heutigen Standard entsprechen. Für Deutschland gelten die Lastfälle (LF) der DIN 1054, das Nachsorgeprinzip geht allerdings darüber hinaus.

- Der Lastfall 1 (LF 1) berücksichtigt die ständige Last (normaler Kanalwasserspiegel bzw. Hochwasser mit einer bestimmten Jährlichkeit, z. B. 40jährlich, regelmäßig auftretende Verkehrslasten einschließlich Wind)
- Der Lastfall 2 (LF 2) berücksichtigt Lasten, die mit den Lasten von LF 1 gleichzeitig auftreten können, aber nicht regelmäßig sind. Dies betrifft i. a. größere Verkehrslasten und Belastungen während einer Umbauphase (z. B. Sanierung, Änderung des Profils beim Ausbau).
- Der Lastfall 3 (LF 3) berücksichtigt Lasten, die mit den Lasten von LF 1 gleichzeitig auftreten können, aber

außerplanmäßig sind. Dies betrifft den Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtung oder Belastungen infolge von Unfällen. Dazu gehören auch Belastungen durch Windwurf von Bäumen.

Bei der Nachsorge werden zunächst alle ortsspezifischen Möglichkeiten einer Belastung den vorstehenden 3 Lastfällen zugeordnet (diese besitzen bekanntermaßen entsprechend zugeordnete Sicherheitsforderungen, siehe Kapitel 5.2) und die notwendigen Berechnungen durchgeführt (siehe Kapitel 6). Danach wird der Fall untersucht (Nachsorge-Lastfall), daß das 1. Sicherungselement gegen strömendes Grundwasser ausfällt (z. B. bei einer Dichtung) bzw. nicht wirkt (z. B. bei einem Fußdrän), andere eventuell vorhandene Sicherungselemente aber wirksam sind. Dieser Fall ist immer ein außergewöhnlicher Fall, d. h. LF 3, und darf daher nicht ständig wirken, außer

wenn alle entsprechenden Sicherheiten den Forderungen des LF 1 genügen. Genügt der Nachsorge-Lastfall den Sicherheitsanforderungen des LF 3 und existieren keine zusätzlichen Sicherheitselemente, so sind keine weiteren Maßnahmen zu treffen (falls LF 1 und LF 2 ebenfalls ausreichende Sicherheiten ergaben). Werden die Sicherheiten nicht erreicht, müssen bauliche Maßnahmen getroffen werden, z. B. der Bau eines zweiten Sicherungselements. Die dann durchzuführende Nachrechnung setzt voraus, daß zwar das 1. Sicherungselement nicht wirkt, wohl aber das Zweite.

Je nach Wahl des 2. Sicherungselements könnte man auch ein Versagen dieser Sicherung nach einiger Zeit befürchten (z. B. bei Injektionen). Ein neuer Lastfall (LF 4), der in der DIN nicht vorgesehen ist, untersucht daher das gleichzeitige Versagen der ersten beiden Sicherungselemente. Sind unter diesen Voraussetzungen die geforderten, allerdings verringerten Sicherheiten der Tabelle 3 nicht zu erreichen, so muß entweder:

- ein Beobachtungssystem installiert werden, welches das Versagen des 1. Sicherungselements anzeigt, so daß eine Sanierung rechtzeitig möglich ist,
- nachgewiesen werden, daß beim Versagen beider Sicherungselemente der Damm sich zwar verformt, aber nicht bricht (z. B. Abflachen der Böschungen ohne Überflutung, setzt Überprofil oder Geländesprung an Spundwand voraus),
- ein drittes Sicherungselement vorhanden sein, das voraussetzungsgemäß nicht gleichzeitig versagt (z. B. Dränfuß).

Nachweise		Lastfälle			
		LF1	LF2	LF3	LF4
1	Gleitsicherheit	1,5	1,35	1,2	1,1
2	Grundbruch	2,0	1,5	1,3	1,2
3	hydraul. Grundbruch 1)	2,0	1,5	1,3	1,2
4	hydraul. Aufbruch	1,1	1,1	1,05	1,05
5	örtl. Standsicherheit Böschung	1,3	1,2	1,1	1,05
6	globale Standsicherheit Böschung	1,3	1,2	1,1	1,1
7	Suffosion 2)	1,5 2,0	1,5 1,6	1,5 1,4	1,5 1,3
8	Erosion 2)	2,0 1,5	2,0 1,3	2,0 1,2	1,0 1,1
9	Piping 3)	-	-	-	-

1) Sicherheit verfahrensabhängig, angegeben nach TERZAGHI

2) 1. Zahl geometr. Kriterium, 2. Zahl Hydr. Kriterium

3) nur hydraul. Kriterium vorhanden, bei Dämmen nicht anwendbar

Tab. 3: Vorgeschlagene Sicherheitsbeiwerte für Berechnungen

6 Sicherheiten

6.1 Berechnungen

Die Berechnungen an Dämmen beziehen sich

- auf den Damm als Einheit auf einem Untergrund, der ebenfalls verformbar sein kann (Überfluten, Gleiten, Setzungen, Spreizbruch, Grundbruch).
- auf die luftseitigen Böschungen und die dammnahen Bereiche (z. B. Böschung/Sohle des Seitengrabs). Nachgewiesen wird die örtliche und die globale Standsicherheit.
- auf die wasserseitige Böschung. Nachgewiesen wird auch der Fall schneller Wasserspiegelabsenkung.
- auf Materialtransport im Damm und im Untergrund. Nachgewiesen werden alle Formen der Suffosion und Erosion.

6.2 Sicherheitsbeiwert

Die nachfolgend genannten Werte der Tabelle 3 sind - soweit Vorschriften fehlen - ein Vorschlag des Autors. Sie gehen davon aus, daß die Gesamtsicherheit nach dem deterministischen Sicherheitskonzept jeweils mit einem einzigen Faktor zu belegen wäre. Legt man das noch nicht gültige probabilistische Sicherheitskonzept zugrunde, das auf Teilsicherheitsbeiwerten basiert, so muß man die einzelnen Werte später entsprechend wichten.

7 Sanierungen

Falls bei den Berechnungen zur Nachsorge die geforder-

ten Sicherheiten nicht erreichbar sind, müssen Nachsorgemaßnahmen getroffen werden. Diese bestehen i. a. entweder in:

- Dichtungsmaßnahmen gegen Grundwasserströmung, die möglichst nahe an der Wasserseite liegen sollen,
- Absenkmaßnahmen des Grundwassers zur Veränderung der Strömungskraft, die möglichst weit von der Böschung und der Landseite ferngehalten werden soll,
- Auflasten auf Böschungen bzw. deren Abflachung,
- Fernhalten bzw. Entfernen schädlicher Lasten durch Sperren von Fahrwegen bzw. Abholzen von hohem Bewuchs (was schwierig umzusetzen ist).

Welche der vier Maßnahmen anzuwenden sind, muß im Einzelfall entschieden werden. Liegt die Sanierung fest, werden für die Lastfälle 1 bis 4 die neuen Sicherheiten nach vorstehendem Schema errechnet:

Werden Sanierungen deshalb durchgeführt, weil die Leakage eines Dichtungselements durch Messungen nachgewiesen wurde, so stellt das neu zu erstellende, gewählte Sicherungselement selbstverständlich das 1. Sicherungselement im vorstehenden Nachsorgeprinzip dar, die fehlerhafte Dichtung gilt als nicht vorhanden.

Für den Nachweis im LF 3 muß also wieder betrachtet werden, daß das neue Element nicht wirkt. Damit ergibt sich für alte Dämme, deren Leckagen nachgewiesen sind, möglicherweise die Forderung nach zwei neuen Sicherungselementen (wenn das Leck nicht gedichtet wird), was zunächst auf Unverständnis stoßen wird.

8 Kontrollen

Jeder Damm stellt ein beträchtliches Gefahrenpotential dar und muß daher regelmäßig beobachtet werden /3/. Daneben ist es sinnvoll, seine potentiellen Schwachstellen durch Recherchen und Untersuchungen zu erfassen und dort geeignete Meßsysteme zu installieren /1, 4/. Die Art der Messungen und die Häufigkeit der Beobachtungen richten sich nach verschiedenen Gesichtspunkten (Dammalter, -höhe, -beschaffenheit, -zustand, Untergrund, Bewuchs, Bebauung etc.), die in /1/ ausführlich dargelegt wurden.

Literatur

- /1/ Überwachung und Kontrolle von langgestreckten Seitendämmen. Bericht der Arbeitsgruppe 10 des ständigen Technischen Ausschusses I, Beilage zum PIANC-Bulletin Nr. 69/1990, Deutsche Ausgabe: BAW, 1992
- /2/ Armbruster, H.; Dornstädter, J.; Kappelmeyer, O.; Tröger, I.: Thermometrie zur Erfassung von Schwachstellen an Dämmen, Wasserwirtschaft H. 4/1993
- /3/ VV-WSV 2301: Damminspektion, Verwaltungsvorschrift der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland, 1981
- /4/ Armbruster, H.: Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, H. 57, 1985

Abteilung II

Seehäfen und Seeschiffsstraßen

(für die gewerbliche und die Sportschifffahrt und den Fischfang)

zu Thema 1:

Thema des ersten deutschen Berichts

Handlungsanweisung für die Anwendung der Oslo- und Helsinki-Baggergut-Richtlinien

Berichtersteller:

Regierungsdirektor Dr. Helge Bergmann, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

Zusammenfassung

Im Rahmen internationaler Meeresschutz-Konventionen hat sich die Diskussion in den letzten Jahren zunehmend auf Baggergut konzentriert. Eines der Ergebnisse waren umfangreiche Richtlinien für die Handhabung von Baggergut in Küstengewässern. Um deren Anwendung zu vereinfachen und zu vereinheitlichen, wurde für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes eine Handlungsanweisung erarbeitet.

Inhalt

- 1 Internationale Baggergut-Richtlinien
- 2 Handlungsanweisung für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
- 3 Umsetzung der HABAK

Literatur

1 Internationale Baggergut-Richtlinien

In die Diskussion der Umweltprobleme in Küsten- und Meeresgebieten wurde international in den vergangenen Jahren unausweichlich auch die Baggerei einbezogen. Dabei geht es um die ökologischen Auswirkungen, die das Baggern und insbesondere die Ablagerung von Baggergut in den Küstenregionen haben. Für Deutschland sind hierbei drei internationale Meeresschutzkonventionen relevant:

- die OSLO-Konvention von 1972 für die Nordsee und den Nordostatlantik,
- die HELSINKI-Konvention von 1974 für die Ostsee und
- die LONDON-Konvention von 1972, die weltweit gilt.

Die OSLO-Kommission hat 1991, nach der Überarbeitung

einer früheren Empfehlung, die "Richtlinie zur Handhabung von Baggergut" herausgegeben [1]. Eine eingehendere Beschreibung ist in [2] zu finden. Eine inhaltlich praktisch identische Baggergut-Richtlinie hat 1992 die HELSINKI-Kommission verabschiedet [3]. Die LONDON-Konvention überarbeitet ihre bisherige Baggergut-Richtlinie bis 1995.

Die Baggerei an der Nord- und Ostseeküste ist insofern betroffen, als die Anwendung dieser Richtlinien durch internationale Beschlüsse auch auf die sog. "inneren Gewässer" erweitert wurde [2,4]. Diese Bereiche erstrecken sich in den Ästuarien der Nordsee bis zur Süßwassergrenze und sind in der Abbildung dargestellt.

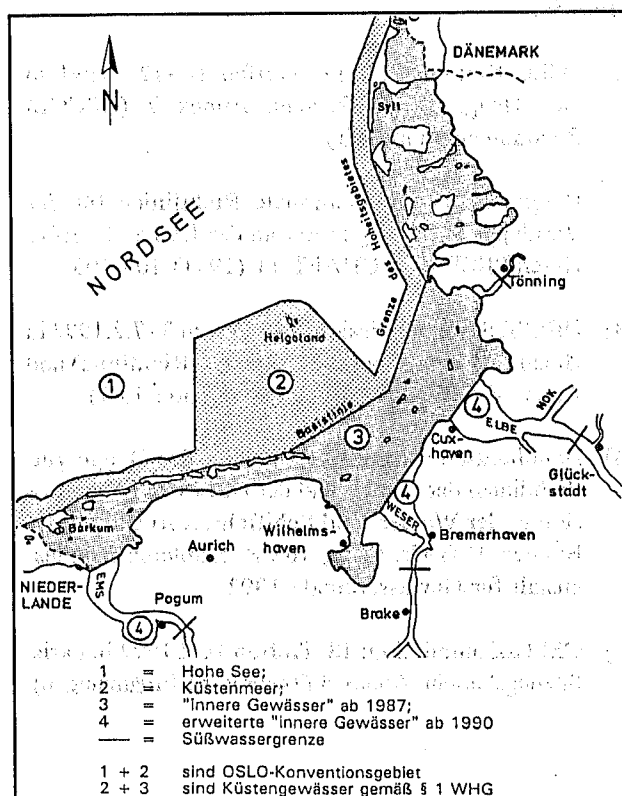


Abb.: Deutsches Oslo-Konventionsgebiet und "innere Gewässer" an der Nordsee

2 Handlungsanweisung für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes

2.1 Anlaß

Die OSLO- wie die HELSINKI-Richtlinien sind zwar sehr umfassend, aber durch ihre internationale Herkunft von zahlreichen Kompromissen geprägt und zudem stark wissenschaftlich ausgerichtet. Die praktische Anwendbarkeit stand dagegen nicht im Vordergrund. Das Bundesministerium für Verkehr beschloß daher, für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) eine "Handlungsanweisung" zu erarbeiten, die die Umsetzung beider Richtlinien erleichtern und vereinheitlichen soll. 1992 wurde die "Handlungsanweisung Anwendung der Baggertgut-Richtlinien der OSLO- und der HELSINKI-Kommissionen in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes" (Kurzform: Handlungsanweisung Baggertgut Küste = HABAK-WSV) fertiggestellt und eingeführt.

2.2 Inhalt

Teil 1 der HABAK enthält allgemeine Angaben und Hintergrundinformationen zu den o.g. Konventionen, wie z.B. gesetzlicher Rahmen und Begriffsbestimmungen. Außerdem sind die jeweiligen Anwendungsbereiche mit

den binnenwärtigen Grenzen der deutschen "inneren Gewässer" für Nord- und Ostsee angegeben. Die Angaben für die Ostsee sind vorläufiger Art und werden derzeit überarbeitet.

Teil 2 beinhaltet die eigentliche Handlungsanweisung. Er beginnt mit einem Kapitel über den Arbeitsablauf und den Untersuchungsumfang bei der Anwendung der Baggertgut-Richtlinien. Weiterhin sind Checklisten, Informationen und Hinweise auf notwendige physikalische, chemische und biologische Untersuchungen enthalten, die - in Kurzform - jeweils aus den beiden Original-Richtlinien abgeleitet wurden. Wo erforderlich, sind diese für den WSV-Bereich durch Festlegung technischer Einzelheiten erweitert worden.

Der umfangreiche Anlagenteil enthält u.a. die Originaltexte der OSLO- und der HELSINKI-Baggertgut-Richtlinien sowie eine umfangreiche Liste von Begriffsbestimmungen von Fachausdrücken. Ein ausführliches Stichwortverzeichnis ergänzt die HABAK.

2.3 Richtwerte

Zu erwähnen ist insbesondere die Erarbeitung von Richtwerten für die Bewertung von Schadstoffgehalten in Baggertgut [HABAK, Anhang 4]. Gemäß einer Empfehlung der OSLO-Kommission [5] wurden hierfür zwei Konzentrationsstufen festgelegt, die die Einteilung der Belastung des Baggertgutes mit Schadstoffen in die drei Bereiche "nicht oder wenig", "mäßig" bzw. "nennenswert belastet" ermöglicht. Die Tabelle enthält die Werte (untere Konzentrationsstufe) für Schwermetalle für den Nordseebereich. Für organische Schadstoffe und für den Ostseebereich sind ähnliche Listen in Vorbereitung.

Metall	Richtwert
Arsen	30
Cadmium	2,5
Chrom	150
Kupfer	40
Quecksilber	1,0
Nickel	50
Blei	100
Zink	350

Tab.: Richtwerte für Schwermetalle in Baggertgut im Küstenbereich der Nordsee (Konzentrationen in mg/kg Trockenmasse in der Fraktion < 20 µm)

3 Umsetzung der HABAK

Eine derart umfangreiche und neuartige Ansammlung von Vorschriften löst naturgemäß bei den Betroffenen

zunächst Bedenken aus. Um dieser verständlichen Reaktion Rechnung zu tragen und um erste Erfahrungen zu sammeln, wurde vom Bundesministerium für Verkehr eine "Pilotumsetzung" der HABAK in zwei Wasser- und Schiffsämtern (Brunsbüttel und Emden) in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Gewässerkunde initiiert. Das Pilotprojekt wird zusätzlich vom Arbeitskreis "Naßbaggerei" begleitet. Diese Zusammenarbeit ist insgesamt eine Gewährleistung für Fachkunde und Praxisnähe.

Als Ergebnis der beiden einjährigen Pilotprojekte werden zum einen Erfahrungen bei der Anwendung der HABAK und damit der OSLO- und HELSINKI-Richtlinien in der WSV erwartet, zum anderen Anregungen für deren Überarbeitung und Verbesserung. Darüber hinaus kann auch ein längerfristiges Ergebnis erwartet werden: Durch die vertieften Kenntnisse wird fachkundiger und begründeter als bisher beurteilt werden können, ob und gegebenenfalls in welchem Umfang die Baggerei in den Küstengebieten langfristig das Ökosystem beeinträchtigt.

Literatur

- [1] OSLO-Kommission: 17. Treffen 10.-12.6.1991 in Den Haag. Sitzungsbericht, Annex 7 (OSCOM Recommendation 91/1)
- [2] Bergmann, H.: Internationale Richtlinien für das Verklappen von Baggergut an der Küste. Schiff & Hafen/SEEWIRTSCHAFT 11 (1991) 103-105
- [3] HELSINKI-Kommission: 13. Treffen 3.-7.2.1992 in Helsinki. Sitzungsbericht, Annex 5 (Richtlinie) und Annex 6 (HELCOM Recommendation 13/1)
- [4] Handlungsanweisung Anwendung der Baggergut-Richtlinien der OSLO- und der HELSINKI-Kommission in der Wasser- und Schiffsverwaltung des Bundes. BfG-Nr. 0700, 102 S. Koblenz: Bundesanstalt für Gewässerkunde 1992
- [5] OSLO-Kommission: 18. Treffen 14.8.1992 in Paris. Sitzungsbericht, Annex 4 (Technische Ergänzungen)

Abteilung II

Seehäfen und Seeschiffsstraßen

(für die gewerbliche und die Sportschifffahrt und den Fischfang)

zu Thema 1:

Thema des zweiten deutschen Berichts

Resuspendierung von feinkörnigem Baggergut beim Verklappen

- ein bodenmechanisch-hydraulisches Modell -

Berichterstatter:

Leitender Baudirektor Dr.-Ing. Bernd Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Berlin

Dipl.-Ing. Frank Schwieger, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg

Zusammenfassung

Beim Verklappen von feinkörnigem Baggergut entsteht durch Resuspendierung eine Trübungswolke, von der erhebliche ökologische Gefahren ausgehen. Es werden Schleppversuche beschrieben, bei denen Bodenproben durch eine wassergefüllte Rinne gezogen werden und dabei der Materialverlust gemessen wird. Die Versuche zeigen, daß die undrained Scherfestigkeit und die Strömungsgeschwindigkeit die wichtigsten Parameter für die Resuspendierung sind. Sie bestimmen drei Bereiche mit unterschiedlichem Erosionsverhalten. Es wird ein Berechnungsmodell vorgestellt, das auf der Grundlage der Versuchsergebnisse eine rechnerische Abschätzung der beim Verklappen resuspendierten Baggermenge gestattet.

Inhalt

1 Einführung

2 Versuche

3 Modell zur Abschätzung der beim Verklappen resuspendierten Schlickmengen

4 Schlußbetrachtung

Literatur

1 Einführung

Beim Verklappen wird feinkörniges Baggergut durch die Strömungskräfte erodiert und es entsteht eine Trübungswolke aus suspendiertem Baggergut, von der erhebliche ökologische Gefahren ausgehen. Zum einen hat die Trübungswolke eine sehr große Kapazität zur Aufnahme von im Wasser gelösten Sauerstoff, zum anderen ist gerade feinkörniges Baggergut oft mit Schadstoffen belastet.

Zur Abschätzung des Gefahrenpotentials einer Trübungswolke ist ein bodenmechanisch-hydraulisches Modell erforderlich, das die Entstehung der

Trübungswolke nicht nur qualitativ sondern auch quantitativ beschreibt. In dem vorliegenden Beitrag wird zunächst gezeigt, mit welchen Versuchsverfahren die Resuspendierung untersucht wurde und welche Erkenntnisse dabei gewonnen wurden. Darauf aufbauend wird ein bodenmechanisch-hydraulisches Modell zur Abschätzung der resuspendierten Massen vorgestellt.

2 Versuche

Der Prozeß der Resuspendierung wird vor allem durch zwei Parameter beeinflusst: die undrained Scherfestigkeit c_u und die Fallgeschwindigkeit v (Pointdexter-Rollings,

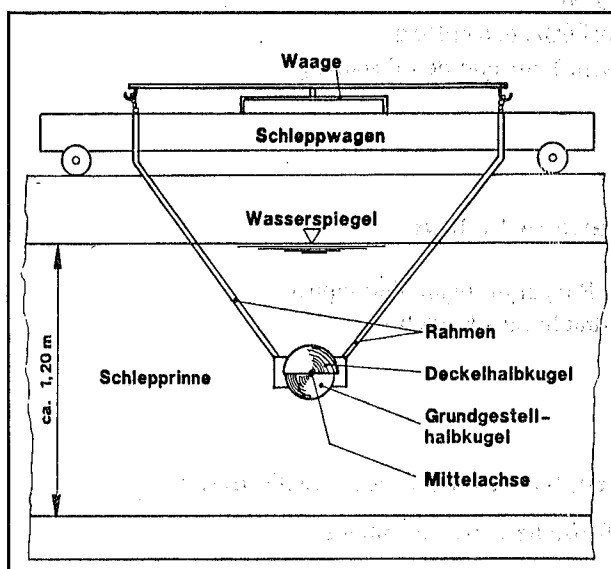


Bild 1: Schleppwagen mit Bodenprobe

1990 und Raudkivi, 1981). Zur zahlenmäßigen Bestimmung der Resuspendierungsrate und des Einflusses der beiden Parameter wurden Versuche in einer Schlepprinne durchgeführt. Über der Rinne läuft ein Schleppwagen, der mit einem Seilantrieb stufenlos bis zu einer Geschwindigkeit von 4 m/s beschleunigt werden kann (siehe Bild 1).

Für die Versuche wird unter dem Schleppwagen ein in die Rinne tauchender Rahmen angebracht. Am unteren Ende dieses Rahmens ist der Träger für die kugelförmige Schlickprobe befestigt. Er besteht aus zwei Halbkugeln, wobei die Schlickprobe auf die untere Halbkugel aufgebaut wird und mit der oberen Halbkugel abgedeckt werden kann.

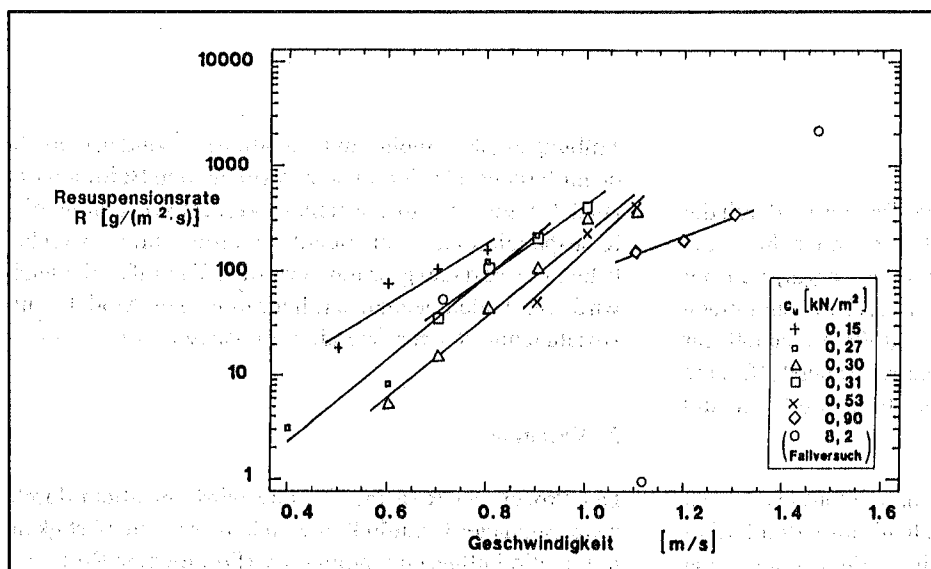


Bild 2: Resuspendierungsrate R in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit

Zu Beginn des Versuchs wird der ins Wasser abgesenkte Rahmen mit der Bodenprobe gewogen und die Ausgangsmasse M_A festgehalten. Anschließend beginnt die Versuchsfahrt. Während der Beschleunigungsphase wird die Schlickprobe durch die Deckelhalbkugel vor vorzeitiger Erosion geschützt. Bei Einfahrt in die Meßstrecke wird der Deckel nach hinten gedreht, so daß die Schlickprobe der Strömung ausgesetzt ist. Beim Ausfahren wird der Deckel von vorn wieder über die Schlickprobe gedreht, um weitere Erosion während des Abbremsens zu verhindern. Damit wird also sichergestellt, daß die Oberfläche der Schlickkugel nur bei einer konstanten Geschwindigkeit im Bereich der Meßstrecke einer Erosion ausgesetzt ist. Zur Auswertung des Versuchs wird die Probe wieder gewogen. Dann kann aus der Massendifferenz zur Anfangsmasse, der Probenoberfläche und der Dauer der Erosion die Resuspensionsrate ermittelt werden.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse aller Versuchsreihen, die mit Schlick unterschiedlicher Festigkeit und mit unterschiedlichen Schleppgeschwindigkeiten gefahren wurden, zeigt das Bild 2, in dem die Abhängigkeit der Resuspensionsrate R von der Geschwindigkeit v halblogarithmisch dargestellt wurde. Für Proben gleicher Festigkeit wurde zusätzlich eine Regressionsrechnung durchgeführt. Aus den Versuchsergebnissen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

- Die Schleppversuche zeigen, daß es eine untere Grenzggeschwindigkeit v_u gibt, unterhalb derer keine Erosion stattfindet. Die Ausgleichsgeraden beginnen daher bei den Versuchsgeschwindigkeiten, bei denen zum ersten Mal eine nennenswerte Resuspendierung gemessen wurde.
- Oberhalb der unteren Grenzggeschwindigkeit v_u wird eine kontinuierliche Erosion beobachtet, die exponentiell mit der Geschwindigkeit v ansteigt.
- Bei Überschreiten einer oberen Grenzggeschwindigkeit v_o beginnt eine diskontinuierliche, sehr starke "Erosion", bei der der Probenkörper in Teilkörper zerrissen wird. Aufgrund dieser Unstetigkeiten im Erosionsverhalten enden die Geraden des Bildes 2 bei der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o .

3 Modell zur Abschätzung der beim Verklappen resuspendierenden Schlickmengen

Nach den Erkenntnissen aus den Schlepprinnenversuchen sind beim Verklappvorgang folgende Phasen zu unterscheiden:

- In der ersten Phase nach dem Verlassen der Schute wird die Schlickmasse beschleunigt. Bis zum Erreichen der unteren Grenzggeschwindigkeit v_u findet keinerlei Erosion statt.
- Eine kontinuierliche Erosion und damit Resuspension beginnt erst nach dem Überschreiten der unteren Grenzggeschwindigkeit v_u in der 2. Phase. Hier wird die Schlickmasse weiter bis zur oberen Grenzggeschwindigkeit v_o beschleunigt.
- Mit dem Überschreiten der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o zerfällt der Schlick in Teilkörper zu Beginn der 3. Phase.

Die obere Grenzggeschwindigkeit v_o hat damit eine Obergrenze für die Größe der Teilkörper zur Folge, in die eine Schlickmasse zerfallen wird. Größere Teilkörper werden sofort zerfallen, weil sie wegen der größeren Masse auf Geschwindigkeiten beschleunigt werden, die über der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o liegen.

Die obere Grenzggeschwindigkeit v_o und die zugehörige maximale Größe der Teilkörper, in die die Schlickmasse zerfallen wird, sind die entscheidenden Bestandteile des bodenmechanisch-hydraulischen Modells zur Abschätzung der Masse des resuspendierten Baggerguts. Bei diesem Modell wird von folgenden auf der sicheren Seite liegenden Vereinfachungen und Idealisierungen ausgegangen:

- Der aus einer Schute verklappte oder aus einer Baggerschaufel an der Wasseroberfläche entleerte Schlick ist homogen hinsichtlich seiner undrännierten Scherfestigkeit c_u .
- Der Schlickkörper zerfällt gleich zu Beginn des Fallvorgangs in kugelförmige Teilkörper einer Größe, die der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o entsprechen.
- Die Teilkörper haben daher schon zum Zeitpunkt $t=0$ ihre Grenzggeschwindigkeit v_o , mit der sie bis zur Gewässersohle fallen.
- Bekannt sind darüber hinaus die Masse und die Wichte des Schlicks, die Tiefe des Gewässers d und der Tiefgang der Schute.

Unter diesen Voraussetzungen kann die resuspendierte Schlickmenge in folgenden Schritten ermittelt werden

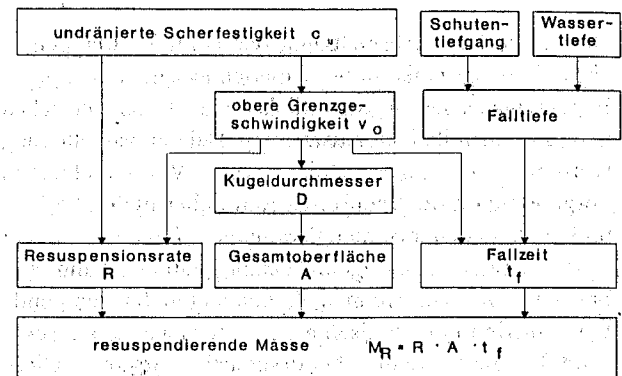


Bild 3: Ablaufdiagramm des Modells zur Abschätzung der resuspendierten Menge von verklapptem Schlick

(siehe Bild 3):

Ausgangspunkt des Berechnungsmodells ist die undrännierte Scherfestigkeit c_u . Im ersten Schritt ermittelt man damit die zugehörige obere Grenzggeschwindigkeit v_o , mit der die Teilkörper, in die der Schlick zerfällt, zur Gewässersohle sinken. Mit der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o und der undrännierten Scherfestigkeit c_u läßt sich aus den Versuchsergebnissen daraufhin die Resuspensionsrate R bestimmen.

Zur Ermittlung der Gesamtoberfläche A der Teilkörper der Schlickmasse muß zunächst der Durchmesser D des Teilkörpers bestimmt werden, der mit einer konstanten Geschwindigkeit von der Größe der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o zur Gewässersohle sinkt. Er ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung, daß das Auftriebsgewicht der Schlickkugel gleich dem Strömungswiderstand ist (Kozeny, 1953). Mit dem Durchmesser D kann nun das Gewicht und die Oberfläche der kugelförmigen Teilkörper bestimmt werden. Damit ergibt sich aus dem Gewicht der Schutenfüllung unter Auftrieb und dem Gewicht der Teilkörper die Anzahl der Teilkörper und ihre Gesamtoberfläche A , in die die Schutenfüllung zerfällt.

Im letzten Schritt muß nun nur noch die Fallzeit der Schlickklumpen ermittelt werden. Sie ergibt sich aus der Fallgeschwindigkeit - der oberen Grenzggeschwindigkeit v_o - und der Falltiefe t_f , die ihrerseits aus dem Schutentiefgang und der Tiefe des Gewässers ermittelt wird.

Damit stehen die Zahlenwerte für die drei Größen: die Resuspensionsrate R , die Gesamtoberfläche der Teilkörper A und die Fallzeit t_f zur Verfügung, die man zur Ermittlung der Masse M_R des resuspendierten Baggerguts und damit zur Abschätzung des Gefährdungspotentials benötigt.

4 Schlußbetrachtung

Das Modell zur Abschätzung der beim Verklappen in einer Trübungswolke resuspendierten Menge feinkörnigen Baggerguts basiert im wesentlichen auf Elementversuchen und ihrer quantitativen Auswertung. Bei der Modellierung wurden zwar eine Reihe von Vereinfachungen vorgenommen, doch sind die wesentlichen hydraulischen und bodenmechanischen Parameter erfaßt. Ob sie mit hinreichender Genauigkeit erfaßt wurden, kann erst beurteilt werden, wenn sich auch eine befriedigende Übereinstimmung zwischen der Vorhersage aus dem Modell und dem Naturversuch ergibt. Diese Bewährungsprobe für das Modell steht noch aus.

Literatur

- Kozeny, J. [1953], Hydraulik. Springer Verlag, Wien
- Pointdexter-Rollings, M.E. [1990], Methodology for analysis of subaqueous sediment mounds, Technical Report D-90-2, WES Vicksburg, Mississippi
- Raudkivi, A.J. [1981], Grundlagen des Sedimenttransports. Sonderforschungsbereich 79 "Wasserforschung im Küstenbereich", Universität Hannover

Abteilung II

Seehäfen und Seeschiffsstraßen

(für die gewerbliche und die Sportschifffahrt und den Fischfang)

zu Thema 4:

Thema des deutschen Berichts

Zur Standsicherheit steiler Küstenabschnitte aus bindigen Böden

Berichtersteller:

Dr.-Ing. Michael Heibaum, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Achim Schneider, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Zusammenfassung

Jedes Küstenprofil ist permanenten Veränderungen unterworfen, wobei Erosion und Landabbrüche so stark sein können, daß auch Menschenleben gefährdet sind. Der Widerstand des Untergrundes hängt von der Bodenfestigkeit ab. Um die Standsicherheit einer Boden- oder Felsformation zu ermitteln, werden bodenmechanische Berechnungsverfahren benutzt. Die Belastungen resultieren vornehmlich aus den hydraulischen Randbedingungen, d.h. Grundwasserverhältnissen und Seewassereinflüssen. Der Beitrag behandelt die Standsicherheitsberechnungen für einen Küstenabschnitt an der Ostsee als Beispiel und den Einfluß von Grundwasserströmung und eindringendem Seewasser.

Inhalt

- 1 Geotechnische Aspekte der Küstenmorphologie
- 2 Beispielrechnung
- 3 Standsicherheit in situ

- 4 Einflüsse auf die Standsicherheit

- 5 Schutzmaßnahmen

- 6 Danksagung

Literatur

1 Geotechnische Aspekte der Küstenmorphologie

Gezeiten und jahreszeitlich wechselnde Einflüsse verändern die Küstenmorphologie. Küstenparallele Strömungen, Wellenaufwurf, Sturmfluten und andere hydraulische Belastungen sind die Ursachen ständig wechselnder Küstengeometrie, wobei die Prozesse zum Teil schnell ablaufen, zum Teil sich über Jahre erstrecken.

Handelt es sich um eine Strandzone, ist es denkbar, daß sich Erosion und Anlandung über das Jahr die Waage halten und schwerwiegender Landverlust nur durch große Sturmfluten eintritt. An anderer Stelle wirkt ständige Erosion, so daß Küstenschutzmaßnahmen erforderlich

werden. Allerdings wird der Nutzen solcher Maßnahmen häufig mit Nachteilen an anderer Stelle erkauft (Buhnenfelder führen zu Landgewinn in Luv, aber andererseits zu Lee-Erosion), oder es sind immer wiederkehrende Maßnahmen, wie z.B. Strandaufspülungen, die sich zu großen Kosten aufsummieren können. Solche morphologischen Prozesse und zugehörige Schutzmaßnahmen sind z.B. in PIANC (1992) behandelt.

Wenn es sich um eine Steilküste oder gar unterschchnittene Ufer handelt, wirkt Erosion noch schädlicher: Uferabbrüche, verbunden mit hohen Bodenverlusten sind die Folge, die sich nicht wieder aufbauen lassen. Bei kohäsiven Böden können solche Abbrüche in kurzer Folge auftreten und schnell zur Bedrohung werden, wenn

Ansiedlungen davon betroffen sind.

Die Küstengeometrie reicht von steil und sogar unterschritten (bei Fels und festen bindigen Böden) bis zum flachen Strand (bei Sanden und Kiesen), je nach Bodenmaterial. Um die Standsicherheit zu beurteilen zu können, gibt es Verfahren der Felsmechanik, wenn die Stabilität durch das Kluftsystem und das darin fließende Wasser bestimmt wird, und der Bodenmechanik, wenn es sich um ein Lockergestein handelt, bei dem sich Bruchkörper wie Gleitkreise oder Gleitkeile ausbilden können. Bei den Berechnungsverfahren stößt man auf Schwierigkeiten, wenn der Fels vielfach gefaltet oder der Boden vielfach geschichtet ist. Ein großer Einfluß geht von den Porenwasserdrücken aus, sei es, daß sie durch zuströmendes Grundwasser entstehen oder durch den Tidewechsel.

Möglichkeiten und Grenzen der geotechnischen Berechnungsverfahren müssen klar bekannt sein, wenn damit die Notwendigkeit von Schutzmaßnahmen beurteilt werden soll, da mit solchen Baumaßnahmen häufig hohe Kosten verbunden sind. Für eine Beispielrechnung wird ein polnischer Küstenabschnitt der Ostsee zugrunde gelegt. Daraus zeigt sich zum einen die Notwendigkeit, Schutzmaßnahmen ergreifen zu müssen, andererseits aber auch die schwierige Abbildung in der Rechnung infolge der geologischen und hydraulischen Randbedingungen.

2 Beispielrechnung

Die betrachtete Küstengeologie birgt eine Reihe von Schwierigkeiten für Rechnung und mögliche Schutzmaßnahmen in sich. Zum einen handelt es sich um relativ weiche Böden (Tone und Sande) in wechselnder Schichtfolge mit Schichtdicken von einigen Zentimetern bis zu Dezimetern. Zum anderen lassen sich die Porenwasserdruckverhältnisse nur sehr schwer abschätzen.

Das geologische Küstenprofil wird im wesentlichen von quartären Ablagerungen gebildet. Über dem sehr mächtigen Bänderton finden sich Moräneschichten aus Lehm und Sand. Bild 1 zeigt einen groben Überblick über den Uferaufbau.

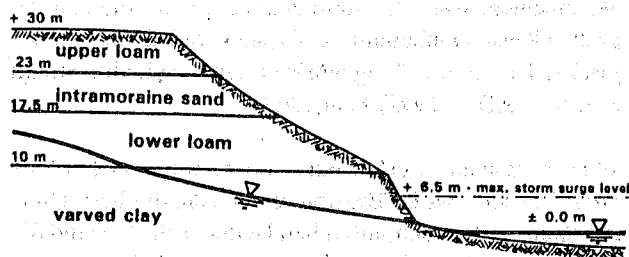


Bild 1: Vereinfachtes geologisches Profil

Bei näherer Betrachtung des Bändertons fällt eine starke Feinschichtung auf: Es wechseln Sande und Tone und Mischböden mit unterschiedlichen Anteilen dieser Bodenarten. Solch eine Schichtenfolge ist in geotechnischen Berechnungen nicht mehr detailliert abbildbar, weder hinsichtlich der Festigkeiten noch hinsichtlich der Durchlässigkeiten. Auch die Porenwasserdruckverhältnisse oder Grundwasseroberflächen lassen sich bei dieser schnellen Folge von zum Teil sehr durchlässigen und nahezu undurchlässigen Schichten kaum abschätzen. Demgegenüber muß beachtet werden, daß gerade die Porenwasserdrücke jede Stabilitätsberechnung maßgeblich beeinflussen.

Da es sich bei Küstenschutzbauwerken um sehr kostenintensive Maßnahmen handelt, zumindest wenn mehr als nur lokale Aufgaben anstehen, müssen umfangreiche Voruntersuchungen angestellt werden, z.B. welche Bruchmechanismen überhaupt auftreten können, wodurch sie hervorgerufen werden, welche Lasten überlagert sein können und letztlich, welche Berechnungsverfahren geeignet sind.

Der Küstenabschnitt, der hier betrachtet werden soll, weist eine Reihe von Abbrüchen auf. Zum Teil finden sich gestaffelte Brüche, wobei die sichtbare Bruchgeometrie den klassischen Gleitkreisen sehr ähnlich ist. Im folgenden wird die Ursprungsgeometrie untersucht und eine Antwort gegeben, wie diese Abbrüche zustande kommen konnten. Der einzelne Bruchkörper hat sich nach einer bestimmten Bewegungsbahn offensichtlich stabilisiert: Die ursprüngliche Oberfläche ist horizontal geblieben und dadurch haben die darauf befindlichen Pflanzen kaum Schaden genommen (Bild 2).

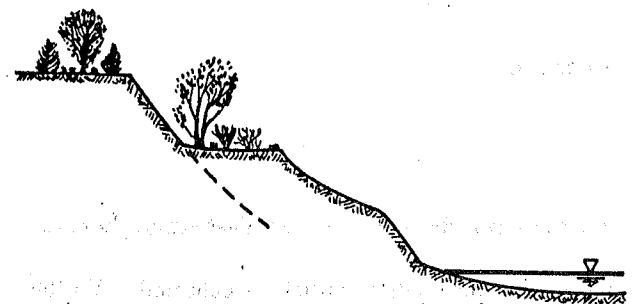


Bild 2: Gleitkreisartige Uferabbrüche

Die Böschungen sind sehr steil, so daß neue Bruchmechanismen durch folgende Sturmfluten leicht in Gang gesetzt werden können und Landverluste unvermeidlich sind. Eine solche Ufergeometrie deutet auf eine Stabilität nahe am Grenzzustand hin, so daß nur geringe zusätzliche Lasten zum Bruch führen müssen.

In situ und bei der Berechnung verursachen die Sandlagen im Bänderton die größten Schwierigkeiten: Sie

stellen zum einen gute Grundwasserleiter dar und können aber auch bei hohem Tidewasserstand durch eindringen des Seewasser aufgefüllt werden, wodurch sich ein Porenwasserdruck im Korngerüst ausbildet, der dem Außenwasserstand entspricht.

Wo und in welchem Maße dies geschieht, hängt von der Durchlässigkeit des Bändertones ab, die aber kaum als einheitlich angesetzt werden kann. Die Tonlagen zeigen horizontale und vertikale Klüfte, die je nach Entstehung und Spannungszustand offen und damit wasserführend oder fest geschlossen sein können. Die Sandlagen besitzen je nach Schluff- und Tonanteil eine mehr oder minder große Durchlässigkeit.

Ein Weg wäre, eine Querisotropie einzuführen, also größere horizontale als vertikale Durchlässigkeit. Da es sich dann aber auch wieder um Mittelwerte handeln muß, können die besonderen Auswirkungen insbesondere der Sandschichten nicht genügend verdeutlicht werden. Deshalb wird in der Beispielrechnung eine dünne Sandschicht im sonst homogen angenommenen Bändertone eingeführt, die die vielen dünnen Schichten repräsentiert.

3 Standsicherheit in situ

3.1 Freie Spiegellinie des Grundwassers

Die Kennwerte des Küstenuntergrundes sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Schicht	Nr	γ	γ_s	n	w	φ'	c'	E_s
		kN/m ³	kN/m ³	-	-	°	kN/m ²	MN/m ²
upper loam	4	20,7	26,7	0,34	0,17	14	24	3
sand	3	18	26,5	0,37	0,08	32	0	65
lower loam	2	22	26,7	0,24	0,08	22	40	14
clay	1	19,2	27,2	0,44	0,26	11	50	10

Tabelle 1: Bodenkennwerte

Da keine genauen Daten über den Verlauf der Grundwasseroberfläche vorlagen, wurde die Spiegellinie über eine Finite-Elemente-Berechnung ermittelt. Bekannt waren nur der Grundwasserspiegel landeinwärts bei ca. 17-18 m über Meeresspiegel und die schon beschriebene Geometrie und Geologie. Die berechnete Sickerlinie ist in Bild 1 eingetragen und verläuft von dem landeinwärts vorgegebenen Wasserstand bis auf Null an der Austrittsstelle.

Die Berechnung nach der Gleitkreismethode (LGA 1990) zeigt, daß ohne zusätzliche Lasten aus Sturmflut oder

Wellen die Standsicherheit schon nahe am Grenzzustand ist. Zwar wird in situ die Kapillarkohäsion noch eine gewisse Standsicherheitserhöhung bewirken, jedoch kann diese in der Rechnung nicht angesetzt werden, da ihre Größe auf reiner Schätzung beruhen würde.

Die Schicht- und Grundwassergeometrie für die Berechnung ist in Bild 3 dargestellt, ebenso die Gleitkreise mit den niedrigsten Sicherheiten. Wie man sieht, wird der wahrscheinlichste Gleitkreis durch den Bändertone bestimmt, in dem sich zwei Drittel der Bruchfläche befinden. Aber auch Böschungsfußkreise haben nur eine wenig höhere Sicherheit (Bild 3).

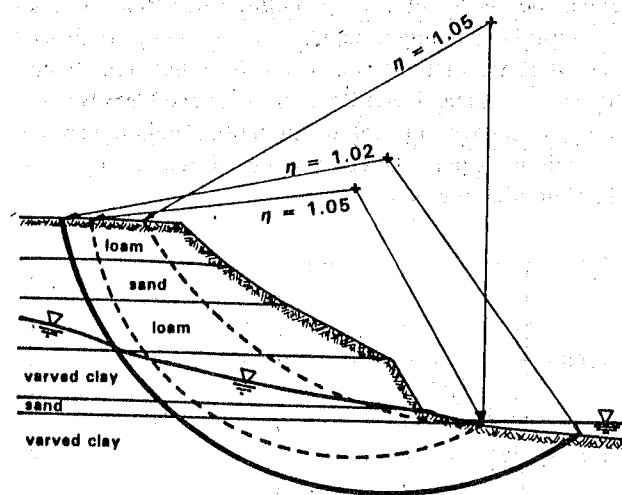


Bild 3: Gleitkreisberechnung (ursprüngliche Ufergeometrie)

Da bei Stabilitätsberechnungen die Ergebnisse immer auch von dem Berechnungsverfahren abhängen, wurde parallel ein ganz anderes Verfahren benutzt. Finite-Elemente-Berechnungen haben sich im allgemeinen als Verfahren zur Verformungsberechnung in der Geotechnik sehr gut bewährt. Bei einigen Programmen ist es außerdem möglich, den Grenzzustand abzuschätzen. Mit solch einem Programm (Vermeer 1991) wurde derselbe Querschnitt mit denselben Kennwerten (Tabelle 1) untersucht. Das verwendete Elementnetz mit den Materialkennzahlen ist in Bild 4 dargestellt. Um den Sicherheitsfaktor zu ermitteln, wird iterativ die Scherfestigkeit (Reibungswinkel und Kohäsion) reduziert, bis eine weitere Verringerung nicht mehr möglich ist und nur noch endlos wachsende Verformungen erhalten werden. Bild 5 zeigt diesen Prozess für den Elementknoten an der Böschungsschulter.

3.2 Artesisch gespanntes Grundwasser

Um auch den Fall zu untersuchen, daß die bindigen Schichten des Bändertones praktisch undurchlässig sind,

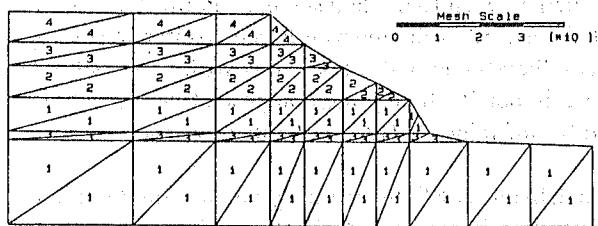


Bild 4: Finite-Elemente-Netz mit Materialkennzahlen

wurde angenommen, daß sich in der Sandschicht gespanntes Grundwasser befindet. Die Drucklinie wurde dabei identisch mit der Spiegellinie des freien Grundwasserabflusses angesetzt. Diese Berechnung ergab nach der Gleitkreismethode einen um 0.01 höheren Sicherheitsfaktor als bei freier Spiegellinie, bei der FE-Berechnung betrug der Unterschied nur 0.006. Weitere Parameterstudien sollen daher nur mit freier Spiegellinie durchgeführt werden.

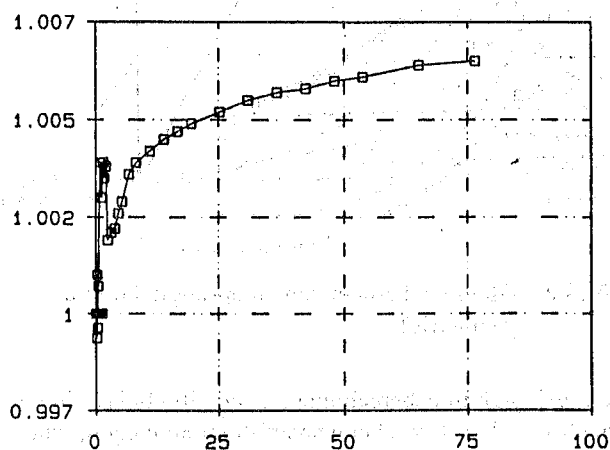


Bild 5: Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit von der Verschiebung der Böschungsschulter

4 Einflüsse auf die Standsicherheit

Für die weiteren Parameterstudien wurden die Geometrie und die Kennwerte beibehalten. Um den großen Einfluß der Porenwasserdrücke zu verdeutlichen werden folgende Zustände verglichen:

- Grundwasser mit freier Oberfläche oder gespannt
- Der Einfluß eines zeitlich begrenzten hohen Meeresspiegels.

Dabei wurden wieder beide Berechnungsverfahren eingesetzt, wobei sich jedoch unterschiedliche Grenzen zeigten.

4.1 Horizontaler Grundwasserspiegel

Die größte Standsicherheit erhält man sicherlich für die Annahme eines horizontalen Grundwasserspiegels in Höhe des normalen Seewasserspiegels, da keine Strömungskräfte zusätzliche Belastungen hervorrufen. Die geringste Sicherheit weist in diesem Fall ein Böschungsfußkreis mit $\eta = 1.09$ auf. Die FE-Berechnung, die schon bei der vorangegangenen Studie stets eine etwas geringere Sicherheit ergeben hat, führt zu $\eta = 1.065$.

Bild 6 zeigt die Linien gleicher Gesamtverformung (aufsummiert über den Iterationsprozess bis zum Grenzzustand), wie sie aus der FE-Berechnung erhalten wurden. Die größte Verformung findet sich am Böschungsfuß und die 85%-Isolinie ist die erste (d.h. diejenige mit den größten Verformungswerten), die durch das gesamte Bödenprofil reicht, und damit den Bereich möglicher Bruchflächen kennzeichnet. Selbstverständlich ist dies nur eine erste Näherung, da FE-Berechnungen Verformungen liefern und Bruchzustände im Sinne von Gleitflächen nicht erhalten werden können. Wie der Vergleich mit dem ebenfalls eingezeichneten Gleitkreis mit der kleinsten Sicherheit zeigt, ist ein Böschungsfußbruch wahrscheinlich, wobei der Gleitkreis oben steiler verläuft als die 85%-Isolinie der FE-Berechnung.

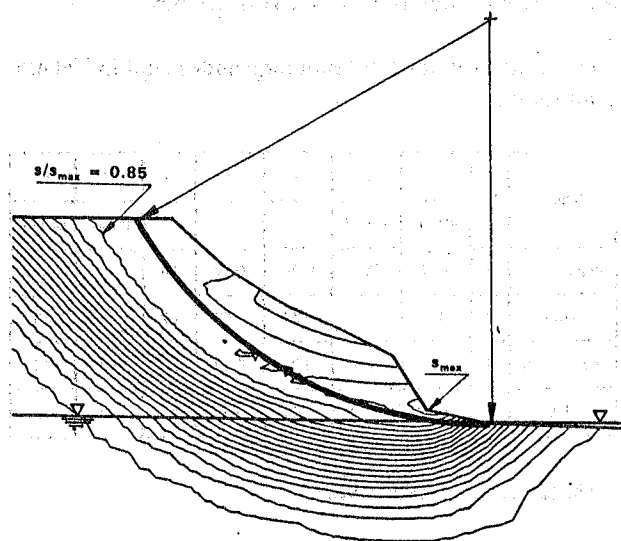


Bild 6: Grenzzustände bei Gleitkreis- und FE-Berechnung

4.2 Stationärer Grundwasserspiegel

Die Grundwasserverhältnisse in situ, also hoher Stand landeinwärts auf Meeresniveau abfallend, wurden in Abschnitt 3 behandelt. Dabei wurde der normale Seewasserspiegel als Randbedingung vorgegeben. Während längerer Sturmfluten kann der Wasserspiegel jedoch bis um 6.5 m steigen, woraus sich eine Folge von

instationären Belastungszuständen ergibt, was im folgenden behandelt werden soll.

4.3 Schnelle Spiegelsenkung nach Hochwasser

Das Hochwasser kann wesentlich über dem normalen Austrittswasserstand des Grundwassers liegen. Dadurch wird durch Infiltration im Porenraum ein höherer Wasserdruck erzeugt. Eine mögliche Druckverteilung zeigt Bild 7 (strichlierter Wasserspiegel). Fällt das Hochwasser, was ein relativ schneller Vorgang sein kann, bleibt der Porenwasserdruck zunächst auf dem vorher erreichten Niveau.

Dieses Phänomen stellt sich ein, weil das Porenwasser keine ideale Flüssigkeit ist, sondern Luft enthält, die infolge des höheren Wasserdruckes zusammengedrückt wurde und sich nun entspannt. Dies wiederum verhindert einen schnellen rückschreitenden Druckabfall im Porenwasser. Dadurch bildet sich am Austrittspunkt des Porenwassers eine relativ steile Sickerlinie aus (Bild 7, durchgezogene Linie). Erst nach Ablauf einiger Zeit, die von der Durchlässigkeit des Bodens und der eingeschlossenen Luftmenge abhängig ist, stellt sich die ursprüngliche Wasserdruckverteilung wieder ein.

Dieser instationäre Lastfall kann am Ufer Bruchvorgänge auslösen. Um die Porenwasserdruckverteilung zu messen und vorauszuberechnen, wurden entsprechende Lösungswege gefunden (Köhler 1989). Um die prinzipiellen Auswirkungen darzustellen, erfolgt hier für die Standsicherheitsberechnungen nur eine Abschätzung der möglichen Randbedingungen.

Um zu verdeutlichen, daß der bruchauslösende Faktor der instationäre Zustand ist, wurden die beiden Spiegellinienverläufe in Bild 7 als stationäre Zustände einer Gleitkreisberechnung zugrunde gelegt. Für den hohen Wasserstand wird dann die Sicherheit $\eta = 1.04$ erhalten, für den abgesenkten Fall $\eta = 1.0$. Letzteres bedeutet zwar Grenzzustand, muß aber noch kein zwingender Hinweis auf Bruchvorgänge sein.

Die Gleitkreisberechnung für den instationären Fall, d.h. Porenwasserdruck auf hohem Niveau und Spiegellinie abgesenkt, ergibt eine Sicherheit von $\eta = 0.96$, also einen klaren Hinweis auf den Bruchzustand. Die Gleitkreise mit den jeweils geringsten Sicherheiten sind für die letzten drei Fälle gleich, so daß ein Einfluß aus der Gleitkreisgeometrie entfällt. In der FE-Berechnung war es in diesem Fall nicht möglich, eine stabile Iteration zu erreichen, was ebenfalls als Hinweis gedeutet werden muß, daß keine Standsicherheit unter diesen Randbedingungen gegeben sein kann.

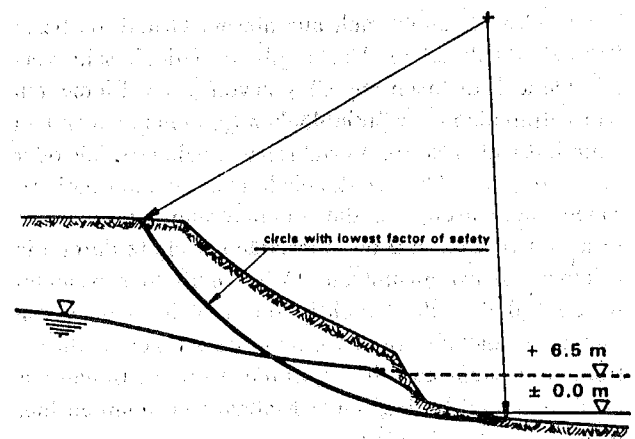


Bild 7: Grenzzustand infolge Wasserstandsabfall

5 Schutzmaßnahmen

Um Uferabbrüche zu verhindern, können grundsätzlich zwei Wege beschritten werden: entweder muß der Einfluß des Porenwassers begrenzt werden oder die Widerstandsseite muß verstärkt werden. Übliche und geeignete Methoden, den Einfluß des Wassers zu begrenzen, sind Drains und Filter, während eine Fußvorlage die erste Maßnahme zur Sicherung gegen Abgleiten darstellt.

Im vorliegenden Fall ist eine Begrenzung des Grundwasserzustroms nicht oder nur verbunden mit immensen Kosten denkbar, so daß der landeinwärtige Grundwasserstand für die Überlegungen als fest vorgegeben angesehen werden muß.

Um den Zustrom von Meerwasser in das Porenvolumen zu verhindern oder zu begrenzen, wäre ein undurchlässiges Deckwerk denkbar. Dies hat jedoch den Nachteil, daß sich gleichzeitig das Grundwasser dahinter aufstauen und wieder zu erhöhten Belastungen führen würde.

Eine Möglichkeit besteht darin, den Grundwasserstand nur in der Nähe der Böschung zu erniedrigen. Die Steilheit des Ufers und die Höhe des Geländesprunges machen auch dies zu einer aufwendigen und damit teuren Maßnahme. Außerdem würde damit der Lastfall 'eindringendes Meerwasser' nicht verhindert.

Die Einwirkungsseite zu verändern, erweist sich demnach als nahezu aussichtslos. Es muß daher versucht werden, den Widerstand zu erhöhen. Die beste Art und Weise, eine Böschung zu stabilisieren, ist die Abflachung. Vielleicht war die Küste einmal flacher, doch infolge des sehr erosionsgefährdeten Bodenmaterials ergibt sich sehr schnell eine Versteilung, immer wieder gefolgt von Abbrüchen.

Ein Deckwerk bietet sich aus diesem Grund als beste Schutzmaßnahme an. Dafür gibt es jedoch sehr verschiedene Bauweisen, angefangen von großen Elementen wie Tetrapoden oder Steinblöcken (mit entsprechendem Unterbau), über 'starre' Verfahren wie Schutzwände oder voll vergossene Deckwerke bis hin zu ingenieurbio-logischen Bauweisen, die die Verankerungskapazität der Pflanzenwurzeln und den Oberflächenschutz durch die Pflanzen selbst ausnutzen. Dabei muß hier beachtet werden, daß viele Bruchfiguren tief in den Boden reichen, so daß die Ankerwirkung der Wurzeln in diesen Bereichen nicht ausreichen würde. Kombinationen aus Deckwerk und biologischen Maßnahmen könnten hier jedoch zum Erfolg führen.

Die Methode der Sandaufspülung, wie sie an erosionsgefährdeten Dünenküsten häufig ausgeführt wird (van de Graaff, Koster 1990) ist für dieses Steilufer aus bindigen Böden sicher nicht der richtige Weg, da jedesmal, wenn der aufgespülte Sand erodiert ist, sofort auch das Ufer wieder angegriffen wird.

Zusätzliche Maßnahmen gegen Sturmfluten oder Wellenschlag, z.B. das Anlegen von Bermen oder vorgelagerte Wellenbrecher sind generell nützlich. Diese Baumaßnahmen verringern die zusätzlichen Lasten aus hohen oder brechenden Wellen oder Wellenaufwurf. Doch diese Lasten waren in den Berechnungen noch gar nicht berücksichtigt worden. Allein der schnelle Wasserstandswechsel bei Sturmflut kann bruchauslösend wirken (der normale Tidewechsel ist im betrachteten Küstenabschnitt ohne Einfluß).

Für jede Maßnahme ist jedoch eine sehr sorgfältige Planung erforderlich, wobei ein gutes Zusammenspiel der

Fachgebiete Hydraulik und Geotechnik zum Erfolg führen wird.

6 Danksagung

Die Autoren danken Prof. R. Zeidler von der polnischen Akademie der Wissenschaften für die Bereitstellung der örtlichen Informationen.

Literatur

Graaff, J. van de; Koster, M.J.: Dune and beach erosion and nourishment. In: Pilarczyk, C. (Ed.). Coastal Protection. Rotterdam: A.A. Balkema 1990.

Köhler, H.-J.: Messungen von Porenwassertberdrücken im Untergrund. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 66. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau 1989.

LGA: Porgramm 'KREBIS'. Nürnberg: Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Bayern 1990.

PIANC: Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles in marine environment. Report Working Group 21 of the Permanent Technical Committee II. Supplement to Bulletins nos. 78/79 of the Permanent international Association of Navigation Congresses (PIANC) 1992.

Vermeer, P.A. (Ed.): PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. Rotterdam: A.A. Balkema 1991.

Abteilung II

Seehäfen und Seeschiffsstraßen

(für die gewerbliche und die Sportschifffahrt und den Fischfang)

zu Thema 5:

Thema des deutschen Berichts

Bemessung und Gestaltung von Bootsgassen und Kleinschiffahrtsschleusen

Berichtersteller:

Baudirektor Dipl.-Ing. Siegfried Lasar, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Bernd Pulina, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Zusammenfassung

Die Probleme bei der Gestaltung einer Bootsgasse werden beschrieben und die Notwendigkeit der durchgeführten großmaßstäblichen hydraulischen Modellversuche erläutert. Aufgrund der Meßergebnisse mit Variation der maßgebenden Parameter im Versuch können jetzt Bemessungshinweise für einen sicheren Betrieb gegeben werden, und zwar für die Ausbildung der Ein- und Ausgänge des Gassenverschlusses, die Reihen mit besonderen Schaufelprofilen und die zulässige Gassenlängsneigung.

Für die Planung und den Betrieb von Kleinschiffahrtsschleusen werden zunächst die allgemeinen Leitsätze aufgezeigt. Für die Ausführung von Einrichtungen für die Füllung und Entleerung werden je nach Fallhöhe jeweils eine Standardkonstruktion vorgestellt, die sich in Modellversuchen und in der Großausführung bewährt haben. Für die Berechnung der Füll- und Entleervorgänge werden wichtige Grenzparameter von bewährten Anlagen übernommen.

Inhalt

- | | |
|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1 Beschreibung des Problems bei der Bootsgassengestaltung 2 Strömungsgrößen <ol style="list-style-type: none"> 2.1 Durchflußmengen 2.2 Wassertiefe 2.3 Länge der Beschleunigungsstrecke 2.4 Strömungsgeschwindigkeit 3 Hinweise für die Ausführung von Bootsgassen <ol style="list-style-type: none"> 3.1 Bootsgasseneinlauf 3.2 Gassenverschluß 3.3 Gassenrinne 3.4 Bootsgassenauslauf | <ol style="list-style-type: none"> 4 Allgemeine Leitsätze für Kleinschiffahrtsschleusen <ol style="list-style-type: none"> 4.1 Füll- und Entleerungssysteme 4.2 Berechnung der Füll- und Entleerungsvorgänge 4.3 Zufluß und Entleerungswassermengen 5 Hinweise für die konstruktive Gestaltung der Kleinschleusen <ol style="list-style-type: none"> 5.1 Fülleinrichtungen 5.2 Entleerungseinrichtungen 5.3 Schleusenvorhöfen 6 Schlußfolgerungen 7 Verwendete Symbole und Abkürzungen |
|---|--|

Literatur

1 Beschreibung des Problems bei der Bootsgassengestaltung

Die Bootsgasse ist eine Einrichtung für den Wanderwassersport. Mit dieser Einrichtung können Gefällesten ohne Inanspruchnahme der Schleuse schnell talwärts durchfahren werden.

In der Bootsgasse werden die Strömungsvorgänge durch Querschnittsveränderungen und Veränderungen der Sohlenhöhe durch Schaufeln auf relativ kurzen Fließstrecken gesteuert. Es sind dabei folgende Abflüßvorgänge zu unterscheiden:

1. Stark ungleichförmiger Abflüß am oberen und unteren Bootsgassenende, d. h. Beschleunigung im Einlauf und Verzögerung im Auslauf.
2. Normalabflüß in der Bootsgassenrinne, d. h. (gleichförmiger Abflüßzustand).

Die physikalischen Vorgänge unterscheiden sich dabei dadurch, daß sich beim ungleichförmigen Abflüß die Strömungscharakteristika, wie Tiefe, Geschwindigkeit und Geschwindigkeitsverteilung in Strömungsrichtung ändern.

Auf den Strecken des ungleichförmigen Abflusses entwickeln sich die Geschwindigkeitsprofile und die Wassertiefen passen sich den Normaltiefen Y_n des gleichförmigen Abflusses an.

Die gleichförmigen Abflüßzustände sind von den Bedingungen der Schwerewirkung abhängig. In der Praxis haben sich 2,3 m breite Universalgassen bewährt (s. /1/). An einigen bereits ausgeführten Bootsgassen wurden dennoch erhebliche funktionelle Unzulänglichkeiten im Betrieb erkennbar.

Aus dem Grunde wurden Fragen über die bestehenden Abhängigkeiten zwischen grundlegenden Parametern der Strömung und der Gassengestaltung im physikalischen Modell, im Maßstab 1 : 3 geklärt. Die Untersuchungen einer 2,3 m breiten Universalgasse waren auf

- den Gasseneinlauf
- die Gassenrinne
- den Gassenauslauf

ausgerichtet. Die folgenden Ergebnisse wurden dabei erfaßt.

2 Strömungsgrößen

Es ist üblich, den auf einer gewissen Strecke unterstrom des verlusterzeugenden Störkörpers (Schaufelreihe) verteilten Energieverlust konzentriert in einem Querschnitt

in Ansatz zu bringen (siehe auch /2/).

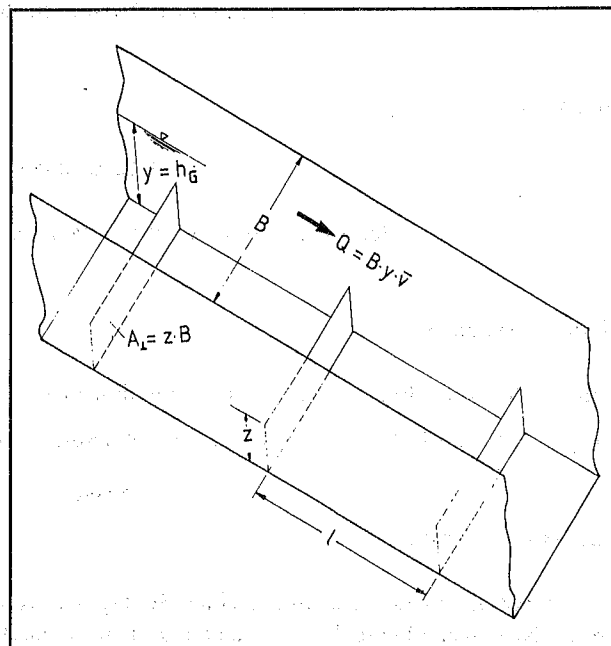


Bild 1: Schematische Darstellung einer Bootsgasse mit Schaufeln

Gleichzeitig läßt sich dabei der örtliche Energieverlust ΔH mit der Widerstandsziffer c_w über eine direkte Beziehung in der Form (1) darstellen.

$$\frac{\Delta H}{C_w} = \frac{A_{\perp}}{A_1} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

Hierin ist

- $A_{\perp}$ - senkrecht zur Strömungsrichtung projizierte Fläche der Schaufelreihen
- A_1 - $B \cdot y$ durchflossene Querschnittsfläche im ungestörten Bereich mit B: Breite des Gerinnes und y: Wassertiefe

Die beiden Größen ΔH und C_w stehen zueinander in einem festen Verhältnis (Gl. 1). Das aber bedeutet, daß diese Verhältniszahl $\Delta H/C_w$ für die Erfassung des gesamten Strömungswiderstandes, d. h. des Oberflächenwiderstandes und des Formwiderstandes der Bootsgassenrinne genutzt werden kann.

Aus der Gleichung (1) kann der Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert kH sowie der Strömungsgeschwindigkeit

$$\bar{v} = (C_w/\Delta H)^{-0.5} [(2g B h_G) / A_{\perp}]^{0.5} \quad (2)$$

und der Wassertiefe in der Gassenrinne

$$h_G = [(C_w/\Delta H) (A_L \cdot Q^2)]^{1/3} / (2,7 B) \quad (3)$$

benutzt werden, um noch verbleibende lückenhafte Kenntnisse über die Strömungsverhältnisse zu erweitern.

2.1 Durchflusssmengen

Die Durchflusssmenge Q ist eine Funktion der Einlaufwassertiefe h_E . Sie kann durch die konstruktiven Elemente der Bootsgasse nur wenig beeinflusst werden (Bild 1).

2.2 Wassertiefe

Unterhalb der Beschleunigungsstrecke stellt sich in der Gassenrinne eine konstante Wassertiefe h_G ein (s. Gl. 3). Die Tiefe h_G ist bei einer konstanten Einlaufwassertiefe h_E primär von der Formwiderstandszahl der Schaufelreihen C_w sowie der zur Strömungsrichtung projizierten Schaufelfläche A_L abhängig (s. Bild 2).

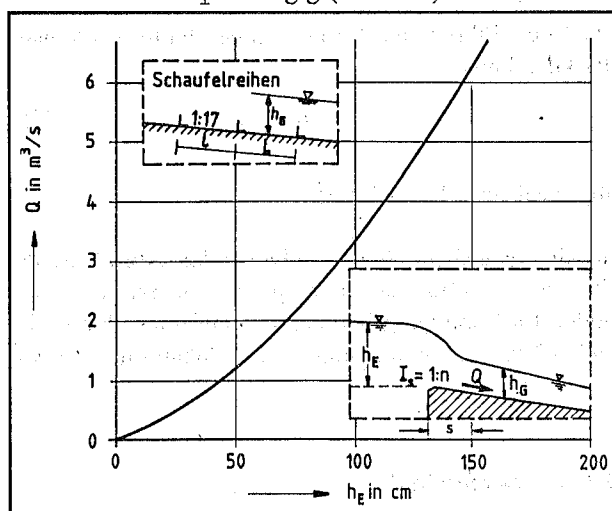


Bild 2a: Durchflusssmengen Q in Abhängigkeit von den Einlaufwassertiefen h_E (Neigung der Gassenrinne 1 : 17)

I_s	ΔQ	h_E in m			
		0,60	0,90	1,20	1,50
1:20	m³/s	0,12	0,30	0,11	0,06
	%	8	10	2	1
1:25	m³/s	0,22	0,47	0,40	0,36
	%	15	15	8,6	5,6

Bild 2b: Abnahme ΔQ bei flacheren Neigungen ($0,6 \leq h_E \leq 1,5$ m)

2.3 Länge der Beschleunigungsstrecke

Der Bootsgassenabschnitt vom Einlauf mit der Einlauf

wassertiefe h_E bis zu einer Stelle x in der Rinne, an der die Wassertiefe ($h_G = \text{konst.}$) sowie die mittlere Strömungsgeschwindigkeit ($\bar{v} = \text{konst.}$) den Beharrungszustand erreicht haben, wird als Beschleunigungsstrecke benannt und mit dem Buchstaben "s" gekennzeichnet.

Sie ist im wesentlichen von der Einlaufwassertiefe abhängig und wird geringfügig durch

- die Neigung der Gassenrinne und
- den Widerstand der Schaufelreihen $C_w/\Delta H$

beeinflusst. Für den praktischen Gebrauch können folgende Größen angenommen werden.

J_s	Anordnung der Schaufelreihen	Einlaufwassertiefe h_E			
		0,60 m	0,90 m	1,20 m	1,50 m
1 : 17	Normalstellung	17,20	16,70	11,90	9,60
	40°	23,80	21,40	14,60	12,80
	0,5	18,90	17,60	13,20	10,40
1 : 20		18,30	18,20	14,30	13,90
		18,50	16,70	14,00	13,20
1 : 25		20,60	20,90	17,40	16,10
1 : 25	Pfeilstellung 5 : 1 im Grundriss	36,70	28,30	23,60	22,10

Bild 3: $C_w/\Delta H$ -Werte (1/m) für unterschiedlich angeordnete Schaufelreihen und dem Sohlgefälle der Bootsgassenrinne $I_s = 1 : 17 - 1 : 25$ (Abstand der Schaufelreihen 0,50 m)

h_E in m	0,60	0,90	1,20	1,50
s in m	5	8	15	25

Tab. 1: Länge der Beschleunigungsstrecke s in Abhängigkeit von der Einlauftiefe h_E

2.4 Strömungsgeschwindigkeit

Die Strömungsgeschwindigkeiten sind von der Einlaufwassertiefe abhängig. In der Ebene des Einlaufs können sich bei $h_E = 0,6$ m Geschwindigkeiten von 0,5 m/s und bei $h_E = 1,5$ m von 1,0 m/s einstellen (Bild 4).

Diese Anfangsgeschwindigkeiten werden dann auf einer Fließstrecke von 6 - 12 m auf gleichbleibende End-

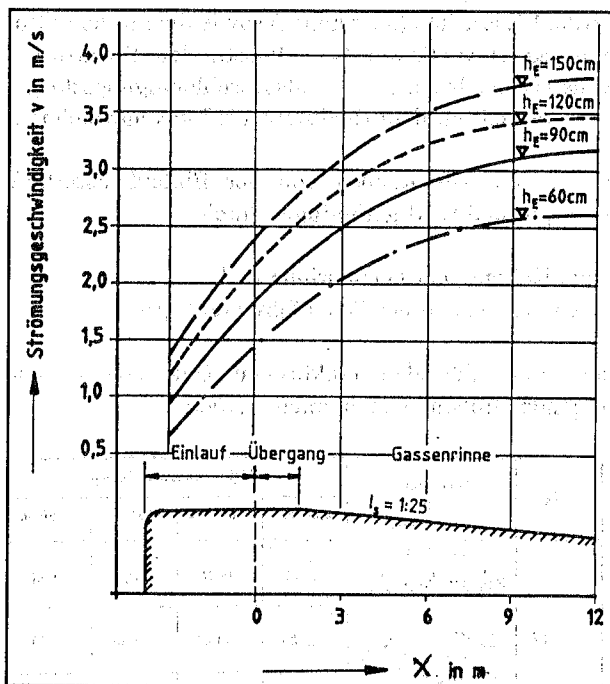


Bild 4: Strömungsgeschwindigkeit in der Gassenrinne in Zuordnung zur Entfernung vom Gassen-einlauf (Einlauf s. Bild 5)

größen von rd. 2,5 m/s bei $h_E = 0,60$ m und 3,7 m/s bei $h_E = 1,5$ m beschleunigt.

3 Hinweise für die Ausführung von Bootsgassen

In den nachstehenden Abschnitten werden die im Modell gemachten Beobachtungen und erfaßten Zusammenhänge beschrieben.

3.1 Bootsgasseneinlauf

Aus Gründen der Zweckmäßigkeit und geforderten Verkehrssicherheit sollte die Gestaltung des Bootsgasseneinlaufes folgenden Aspekten entsprechen:

- Den Abfluß unter Berücksichtigung der Richtungsänderung kontinuierlich beschleunigen (Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluß).
- Den Wasserspiegel aus der horizontalen Oberwasserlage allmählich parallel und wellenfrei zu dem Gefälle der Bootsgasse überführen.
- Einer wirtschaftlichen Bauweise entsprechen.
- Vor Ort unterhaltungs- und wartungsarm bleiben.

Im Einlaufbauwerk wird der Querschnitt durch Verringerung der Gerinnenbreite und Änderung der Sohlenhöhe reduziert. Im Bereich großer Wassertiefen empfiehlt es sich, die Seitenkontraktion durch gekrümmte Seitenwände vorzunehmen, weil in diesem Abschnitt noch eindeutig strömende Abflußbedingungen herrschen. Je mehr sich jedoch die Tiefen der Grenztiefe nähern, um so steiler wird der Wasserspiegel innerhalb des Übergangsbauwerks verlaufen und umso größer wird die Tendenz zur Bildung stehender Wellen.

An Gerinnebauwerken mit schießendem Abfluß können die Höhen der stehenden Wellen durch eine allmähliche Änderung der Strömungsrichtung ermäßigt werden. Grundsätzlich sind die Verengungen in Gerinnen mit überkritischem Abfluß

- düsenförmig,
- fächerförmig,
- trichterförmig

auszubilden.

Die Linienführung des Bootsgasseneinlaufes sollte nach der Gleichung

$$x = y^{1,85/0,25} \quad (4)$$

abgesteckt werden (Bild 5).

Im Übergangsbereich zum schießenden Abfluß ist die Einlaufkontraktion fächerförmig nach oberstrom ausgebildet. Im Verengungsbereich sind auf der Sohle in der fächerförmigen Verengung keine Schaufelreihen anzuordnen.

3.2 Gassenverschluß

Im Übergang kann der Gassenverschluß eingebaut werden (s. Bild 6). Bei geöffneter Gasse soll die Stauhaut eine waagerechte Lage einnehmen. Auf der Stauhaut so zeigen die Versuche, sollen im Abstand von 0,50 m Schaufelreihen angeordnet werden.

Damit das Wasser beim Öffnen der Gasse aus der Verschlußgrube ausströmen kann, sind beidseitig 0,15 x 0,30 m große Spülkanäle erforderlich. Darüber hinaus sind an beiden Gassenseiten Belüftungsrohre vorzusehen. Durch die Belüftungsrohre soll ein Druckausgleich unter dem Verschluß ermöglicht werden, um eine Erhöhung der Aufzugskräfte beim Schließen der Gasse zu verhindern.

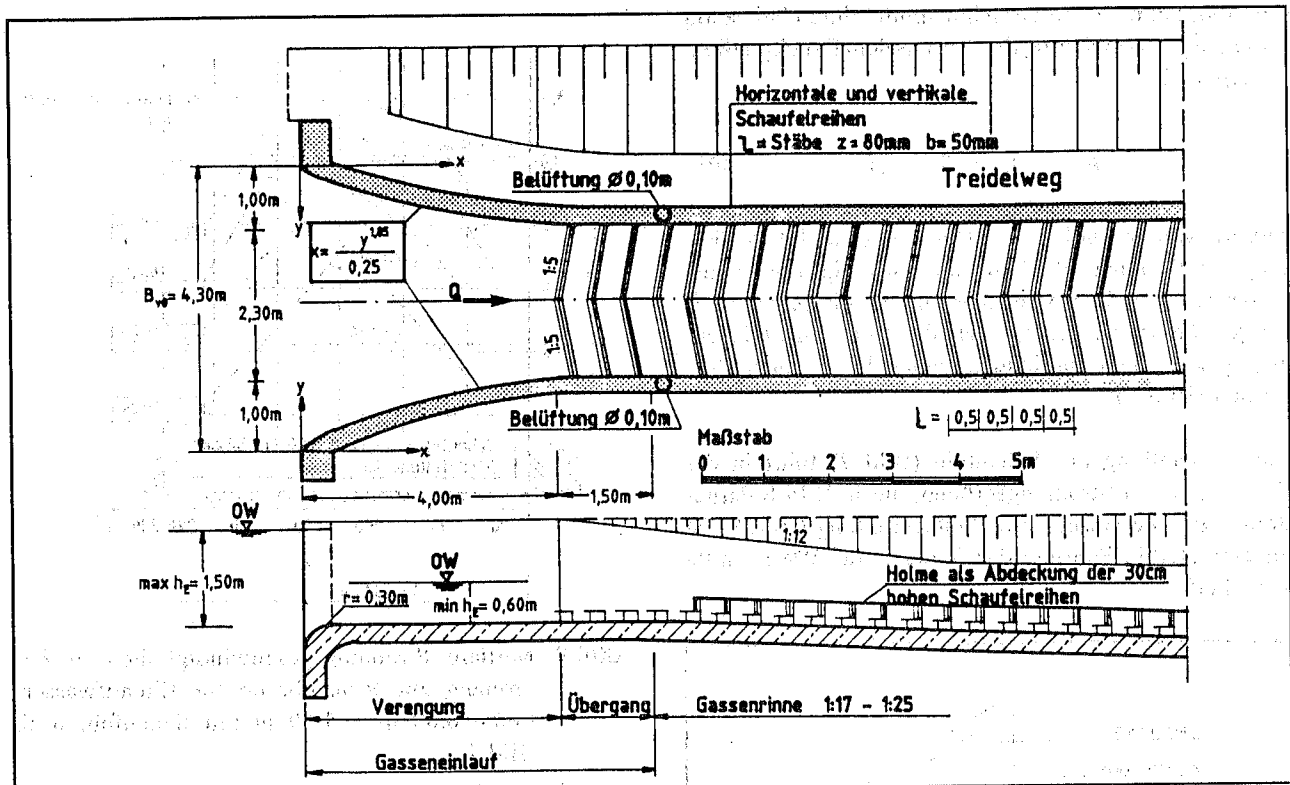


Bild 5: Ausführungsvorschlag für einen Bootsgasseneinlauf

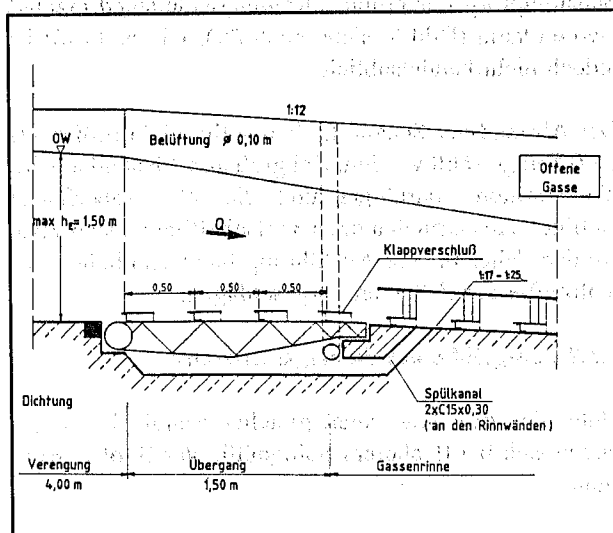


Bild 6: Anordnung und Ausbildung des Gassenverschlusses

3.3 Gassenrinne

In der Gassenrinne lassen sich die Strömungs- und Fahrwasserverhältnisse mit dem Profil der Schaufeln, der Stellung der Schaufeln zur Gassenlängsachse, der senkrecht zur Strömungsrichtung projizierten Fläche $A_{\perp}$ der Schaufeln, der Einlaufwassertiefe h_E ,

dem Sohlgefälle der Bootsgassenrinne J_B , beeinflussen. Von diesen Einflußgrößen sind sowohl der Energieverlust ΔH als die Widerstandsziffer c_w abhängig.

3.3.1 Schaufelreihen

Für stabile Strömungs- und Fahrwasserverhältnisse sowie für die erforderliche Verkehrssicherheit sind an die Strömungsgeschwindigkeit in der Gassenrinne zweierlei Forderungen zu stellen:

- Der Mittelwert der Strömung über den Abflußquerschnitt soll sich dem theoretisch erreichbaren Minimalbetrag, bei gleichbleibender Einlaufwassertiefe h_E nähern. Dadurch kann die Fahrgeschwindigkeit der Sportboote klein gehalten werden.
- Im Abflußquerschnitt soll sich über der Rinnenachse ein Strömungskern mit großen Geschwindigkeiten und an den Wänden eine Randströmung mit großen Geschwindigkeitsgradienten ausbilden. Im Bereich der größten Strömungsgeschwindigkeiten werden Druckminima und an den Rinnenwänden Druckmaxima erzeugt. Daraus muß sich ein Druckgradient

$$\bar{p} = \frac{(\max \bar{v} - \min \bar{v})^2}{2} \rho \quad (5)$$

einstellen.

Das Boot kann also in der Rinnenmitte durch beidseitig entgegengesetzte Kräfte, die sich aus dem Druckgradienten ergeben,

$$F = L \cdot T \cdot \bar{p} \quad (6)$$

geführt werden, wobei L = Bootslänge und T = Tiefgang des Bootes sind. Damit die unter Pkt. b genannte Forderung erreicht werden kann, müssen die Schaufelreihen gegenüber der Längsachse der Rinne in Pfeilrichtung gegen die Fließrichtung unter 1 : 5 angeordnet werden (Bild 7).

Die Pfeilstellung der Schaufeln (Bild 7) führt in der Gassenrinne zu Strömungsgrößen, die in Bild 8 dargestellt sind. Die Geschwindigkeitsverteilung (Bild 8) ist für eine stabile Führung der Boote in der Gassenmitte vorteilhaft.

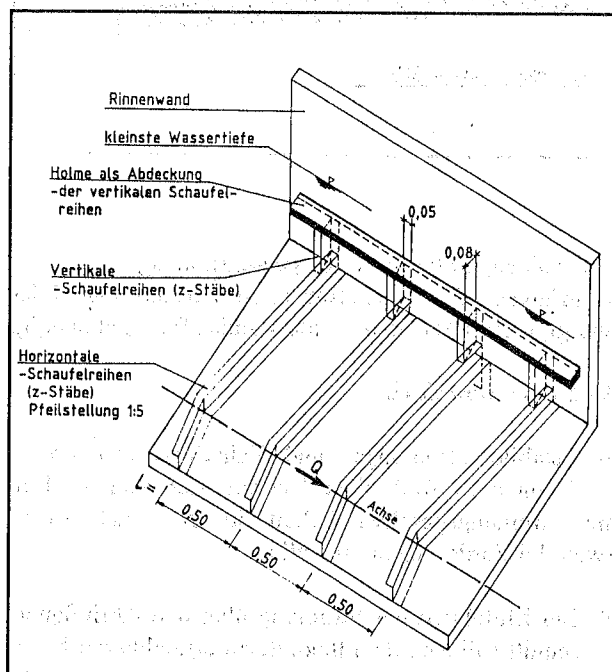


Bild 7: Anordnung der Schaufelreihen aus Z-Profilstäben in Pfeilstellung (Ausführungsvorschlag)

Die Schaufelreihen sollten bei den hier anstehenden Betriebsanforderungen folgende Wirkungen zeigen:

- 1) Große Wassertiefen in der Beharrungstrecke der Bootsgassenrinne h_0 ,
- 2) minimale Strömungsgeschwindigkeiten $\bar{v}$ bei allen Einlaufwassertiefen h_E ,
- 3) hohe örtliche Energieverluste ΔH , somit große Widerstandszahlen c_w .

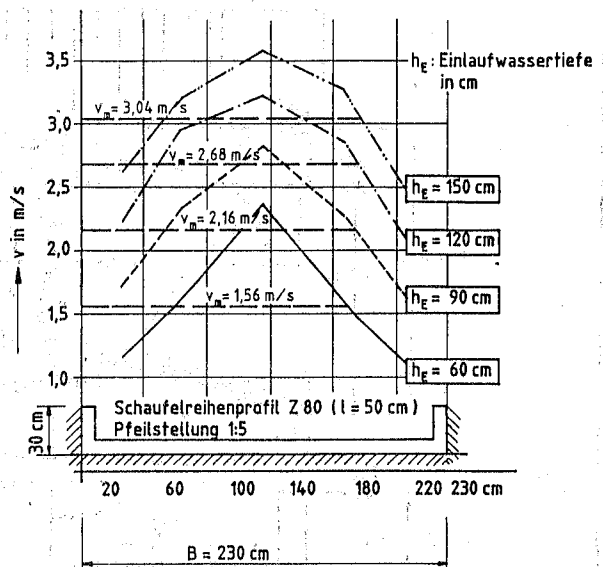


Bild 8: Mittlere Strömungsgeschwindigkeiten in Zuordnung zur Rinnenbreite für Einlaufwassertiefen $0,60 \text{ m} < 1,50 \text{ m}$ mit Schaufeln nach Bild 7

Die Untersuchungen selbst ergaben, daß mit dem unter 40° gegen die Sohle und Strömungsrichtung geneigten Schaufelprofil der größte Strömungswiderstand erzeugt werden kann (Bild 3, siehe auch /3/). Dieses Profil ist jedoch nicht handelsüblich.

Der Abstand der Schaufelreihen sollte nicht größer als $l = 0,5 \text{ m}$ gewählt werden. Bei größeren Abständen wird die Strömung unruhiger und die Wasseroberfläche welliger. Aus Gründen einer wirtschaftlichen Bauweise werden daher für die Ausführung handelsübliche Normalprofile aus Z-Stäben vorgeschlagen.

3.3.2 Sohlgefälle der Bootsgassenrinne

Unter der Annahme sonst gleicher Randbedingungen lassen sich bei flacherem Sohlgefälle der Bootsgassenrinne

- größere Wassertiefen h_0 ,
- kleinere Strömungsgeschwindigkeiten $\bar{v}$ und
- erhöhte Sicherheiten für die Benutzer

erzielen.

Die Rinnenneigung 1 : 25 erfüllt das technisch-wirtschaftliche Optimum des Systems Sportboot/Bootsgasse annähernd. Diese Neigung sollte immer dann gewählt werden, wenn bei stark wechselnden Einlaufwassertiefen ein sicherer Betrieb gewährleistet werden soll. Die Rinnenneigung sollte jedoch keinesfalls steiler als 1 : 20 gewählt werden.

3.4 Bootsgassenauslauf

Der Gassenauslauf ist eine seitliche Gerinneerweiterung bei schießendem Abfluß. Erfolgt die Erweiterung zu rasch, so kommt es zu Verzögerungen der Strömung mit Druckanstieg, dies wiederum führt zu Strömungsablösungen. Unterhalb des Querschnittes, in dem der Ablösungspunkt liegt, müßte demzufolge die effektiv durchströmte Breite abnehmen. Als Begleiterscheinung würden dabei immer störende Kreuzwellen entstehen.

Beim Entwurf eines Bootsgassenauslaufes geht es also darum, die Form zu finden, mit der sich bei möglichst geringer Baulänge Strömungsablösungen vermeiden lassen. Im vorliegenden Fall kann also der Auslauf als optimal bezeichnet werden, in dem die Strömung bei Vermeidung von Ablösungen möglichst rasch verbreitert und danach möglichst störungsfrei wieder parallel ausgerichtet wird.

Im Modell wurde eine Form des Bootsgassenauslaufes bestimmt, mit der Strömungsablösungen und damit verbundene

- Kreuzwellen und
- zum Ufer hin gerichtete plötzliche Strömungsumlenkungen auf jeden Fall vermieden werden können.

Damit die Hauptströmung sich nicht seitlich anlegen kann (Coanda-Effekt), sollte die landseitige Wand des Bootsgassenauslaufes in die Uferböschung zur Rinnen-

achse unter der Neigung mindestens 1 : 2 eingebunden werden (Bild 9).

4 Allgemeine Leitsätze für Kleinschiffahrtsschleusen

Bootsschleusen werden an Flußläufen gebaut an denen:

- I) Ein starkes Verkehrsaufkommen von Kleinfahrzeugen und Fahrgastschiffen vorhanden ist,
- II) Der Umfang gewerblicher Schifffahrt die Nutzung der Großschleusen für die Kleinschiffahrt ausschließt,
- III) Die Wasserersparnis bei den Schleusungen aufgrund geringer Wasserführung oder Energiegewinnung in Laufwasserkraftwerken bedeutsam ist und die Gefällelufen wegen des Freizeitwertes der Landschaft durchgehend befahrbar bleiben sollen.

Eine wichtige Grundlage für die Größenwahl der Schleusenkammer ist die Kenntnis über den vorhandenen und den zu erwartenden Verkehr der Kleinfahrzeuge nach Art und Menge. Dabei ist eine Aufteilung in

- a) Ruderboote und Kanus,
- b) Motorboote und Segelboote,
- c) Fahrgast- und Fahrgastkabinenschiffe

denkbar.

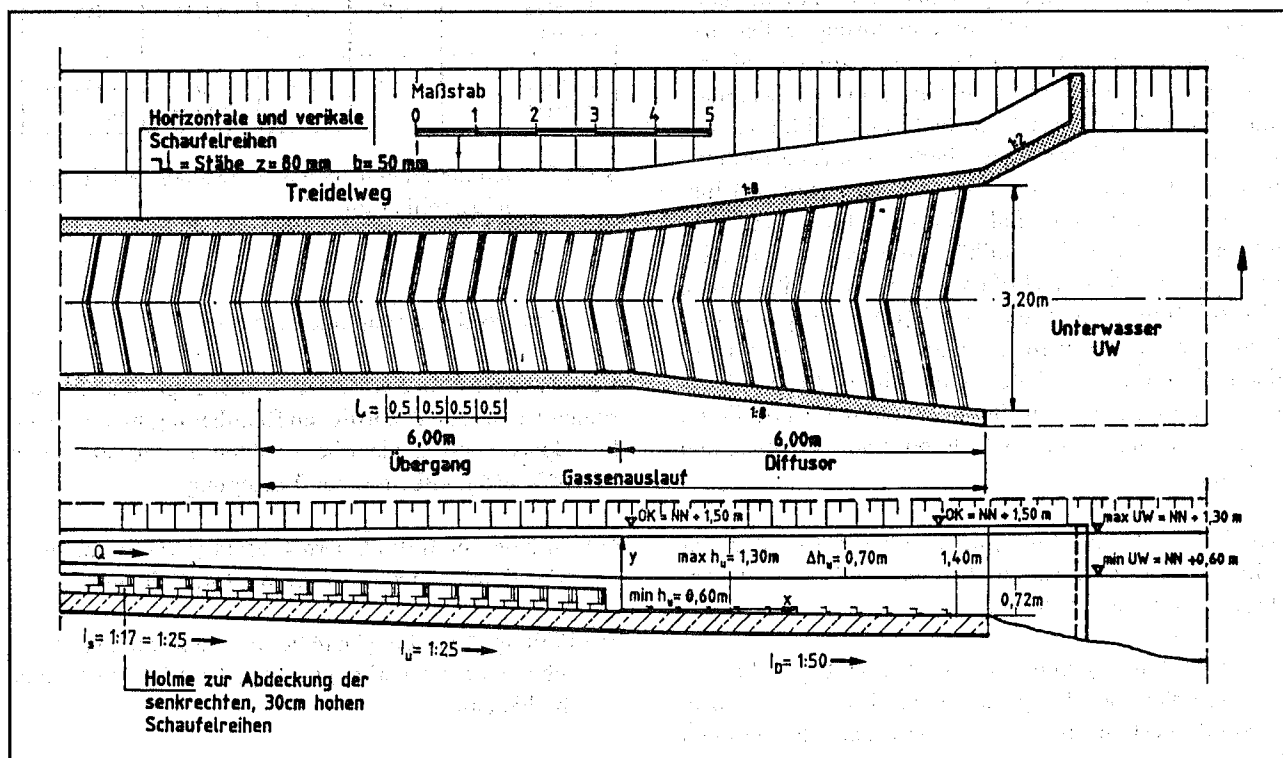


Bild 9: Ausführungsvorschlag für den Bootsgassenauslauf

Hierbei ist aus Erfahrungen zu beachten, daß der Bau nutzungsgerechter Anlagen die Kleinschiffahrt attraktiv macht.

Nach bisherigen Erfahrungen soll die Schleusenammer folgende Abmessungen nicht überschreiten:

1. Nutzbare Länge $L_n = 20 - 25$ m
Nutzbare Breite $B = 4,0 - 4,5$ m
bei einem überwiegendem Anteil der Boote, die unter Pkt. a) und b) genannt sind.
2. Nutzbare Länge $L_n = 25 - 40$ m
Nutzbare Breite $B = 6,5 - 7,5$ m
wenn alle Boote die unter Pkt. a) bis c) genannt sind, die Schleuse benutzen sollen.

Die nachstehende Tabelle 2 zeigt die Abmessungen einiger Kleinschiffahrtsschleusen, die in den letzten 20 Jahren an deutschen Binnenwasserstraßen gebaut wurden.

An die Füll- und Entleerungssysteme der Schleusen werden folgende Anforderungen gestellt:

- kurze Füll- und Entleerzeiten,
- ruhige Schiffslage, d. h. turbulenz- und wellenarmes Einstromen des Füllwassers in die Kammer,
- geringe Beanspruchung der Festmachetrossen,
- optimale Bau- und Betriebskosten.

Diese Forderungen widersprechen sich und sind daher nur auf dem Wege einer Kompromißlösung realisierbar. Kurze Füllzeiten erfordern hohe sekundliche Zuflüsse und große Steiggeschwindigkeiten in der Kammer. Dabei ist aber die Tatsache bedeutsam, daß Füllsysteme, bei denen die Füllung vom Oberhaupt erfolgt (Füllung über das Torschütz oder über kurze Torumläufe) hinsichtlich Füllzeit und Fallhöhe eine Leistungsgrenze aufweisen. Wenn die Fallhöhe ein bestimmtes Maß überschreitet, dessen Größenordnung bei zeitgemäßen Kleinschiffahrtsschleusen etwa bei 4 m liegen dürfte, dann werden die Anforderungen an die Füllzeit zu einem Wechsel des Füllsystems führen. In der Regel werden Längskanäle mit Stichkanälen realisiert, die im Querschnitt der Kammerwände oder der Kammersohle verlaufen.

Der Vorteil dieser Füllsysteme liegt darin, daß der Füllschwall stark vermindert, Fließ- und Wellenbewegungen vermieden werden.

Der Spiegelanstieg in der Kammer verläuft gleichmäßiger ohne merkbare Längsneigungen. Das wesentlichste Ergebnis besteht aber darin, daß bei gleichgroßen Trossenkräften die Füllzeiten merklich verkürzt werden können.

Schleuse/ Wasserstraße	Breite B [m]	Län- ge m	Fallhö- he m	Baujahr
Bad Abbach (Donau)	4	20	5,70	1975
Regensburg (Donau)	4	20	5,20	1977
Riedenburg (Altmühl)	4	20	8,40	1977
Mühlheim (Main)	4	20	3,77	1980
Krotzenburg (Main)	4	20	2,74	1983
Kehlheim (Altmühl)	4	20	8,40	1989
Wahnhausen (Fulda)	6,75	35	8,50	1980
Wilhelmshau- sen (Fulda)	7,50	35	2,44	1990
Bonaforth (Fulda)	7,50	35	2,41	1986
Kanzem (Saar)	6,75	40	11,75	1982
Serrig (Saar)	6,75	40	14,50	1985
Rehlingen (Saar)	6,75	40	8,00	1983
Mettlach (Saar)	6,75	40	11,00	1984
Bremen (Weser)	6,50	25	3,70 (Mittel)	1994-96 (geplant)

Tab. 2: Abmessungen neuer deutscher Kleinschiffahrtsschleusen

4.1 Füll- und Entleerungssysteme

Bei der Wahl eines wirtschaftlichen Füll- und Entleerungssystems je nach örtlichen Randbedingungen stehen für Sport- und Freizeitbootsschleusen grundsätzlich folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

- 1a) Füllung durch das Obertor direkt (Drehsegmenttor) oder durch Torschütze (Stemmtor, Schlagtor).
- 1b) Füllung über Längskanäle mit zusätzlichen Füllschützen am Oberhaupt und einer Vielzahl kleiner Stichkanäle.
- 2a) Entleerung durch Torschütze (Stemmtor, Schlagtor).

- 2b) Entleerung über Längskanäle mit zusätzlichen Entleerungsschützen und Stichkanälen (analog der Füllung).

Durch diese Füll- und Entleerungssysteme lassen sich teilweise bauliche Einsparungen durch geringe Gründungstiefen erzielen, wenn die Kammerwände so konstruiert werden, daß die Längskanäle integriert werden können.

4.2 Berechnung der Füll- und Entleervorgänge

Bei der Berechnung des Füllvorganges ist es notwendig zu wissen, wann der Kammerwasserspiegel die Höhe der Füllöffnung, d. h. die Drempeloberkante erreicht hat. Der Zufluß zum Zeitpunkt t kann nach der allgemein bekannten Gl. (7) berechnet werden.

$$Q_t = \mu (a_0 + nt) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_t} \quad (7)$$

Für die Ermittlung der Druckhöhe H_t zum Zeitpunkt t ist zu unterscheiden, ob der Füllquerschnitt tiefer oder höher als das Unterwasser liegt. (Füllung mit tiefliegendem oder hochliegendem Drempel: Bild 10 und 11.)

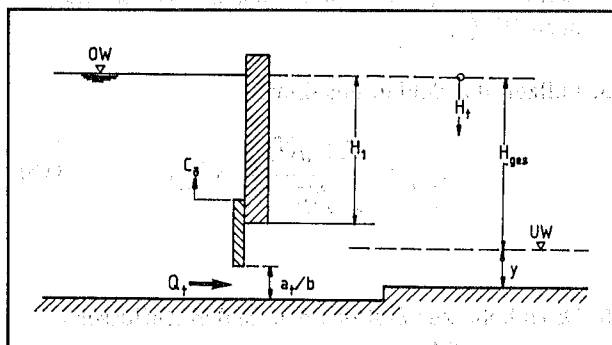


Bild 10: Zufluß während der ersten Füllphase mit tiefliegendem Drempel

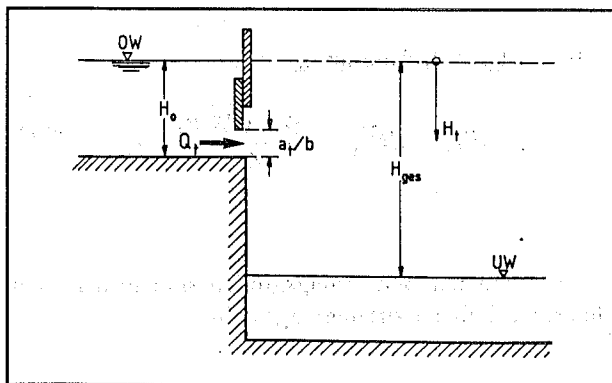


Bild 11: Zufluß während der ersten Füllphase mit hochliegendem Drempel

Die Berechnung der Füllkurven kann dann nach den allgemein bekannten Gleichungen durchgeführt werden.

- Mit tiefliegendem und
- Mit hochliegendem Drempel.

Grundsätzlich gilt für die Entleerung der Kammer analoges wie für die Füllung, jedoch kann die Freigabe der Entleerungsquerschnitte wesentlich schneller vorgenommen werden, da einerseits das Schiff zu Beginn in der Kammer wegen des hohen Wasserstandes ruhiger liegt und sich andererseits die Energieumwandlung außerhalb der Kammer vollzieht. Nähere Einzelheiten über die Hydraulik des Füll- bzw. Entleerungsvorganges können den umfangreichen Veröffentlichungen (z. B. /4/) entnommen werden.

4.3 Zufluß- und Entleerungswassermengen

Die am Schiff während des Füllvorganges angreifende Gesamtkraft ist von

- dem Füllsystem (siehe Abschnitt 4.1),
- der Zuflußwassermenge (Q),
- der Zunahme des sekundlichen Wasserzuflusses in die Schleusenkammer (dQ/dt)

abhängig.

Für die Festlegung einer maximalen Zuflußmenge $max. Q_0$ ist daher die Kenntnis der Grenzen für die Beanspruchungen der Kleinschiffe erforderlich. Die Betriebserfahrungen an den Kleinschiffahrtsschleusen, die unter Abschnitt 4 tabellarisch erfaßt sind, können Hinweise und Aufschlüsse über diese wohl noch höher festzulegenden Grenzen liefern.

Für die weitere Betrachtung werden zwei Prototypen mit großer und geringer Fallhöhe, und zwar die Saarschleuse Serrig (Hubhöhe $H_{Ges} = 14,5$ m; Füllsystem über Längskanäle) und die Mainschleuse Mülheim (Hubhöhe $H_{Ges} = 3,47$ m; Füllsystem am Oberhaupt) herangezogen. Die beiden Schleusenanlagen sind seit 12 bzw. 7 Jahren für den Benutzerkreis verfügbar. Beanstandungen über unzulässige Trossenkräfte oder starke Turbulenzerscheinungen während des Betriebs, sind nicht bekannt oder beobachtet worden.

- Saarschleuse Serrig

$$H_{Ges} = 14,5 \text{ m; } A = 51,7 \cdot 6,75 = 349 \text{ m}^2$$

$$t_{Ges} = 12 \text{ min.} = 720 \text{ s; } V = 5060 \text{ m}^3$$

$$Q_{Mittel} = 5060/720 = 7,03 \text{ m}^3/\text{s;}$$

$$a_1 = 2 \times 0,80 \times 1,0 = 1,6 \text{ m}^2; c_s = 2,0 \text{ mm/s}$$

$$t_1 = 1000/2 = 500 \text{ s; } n = 0,0032 \text{ m}^2/\text{s}$$

Mittlerer Füllbeiwert:

$$\mu_m = \frac{2A \cdot \sqrt{H_{Ges}}}{\sqrt{2g} a_1 (t_{Ges} - t_{1/2})} \approx 0,80 \quad (8)$$

Zeit bis zum Erreichen von Q_{max} :

$$t_{max} = \sqrt{\frac{4A \sqrt{H_{Ges}}}{3\mu n \cdot \sqrt{2g}}} = 395,45 \text{ s} < 500 \text{ s} \quad (9)$$

Q_{max} vor der Schützöffnung:

$$Q_{max} = \sqrt{16/27 \mu \cdot \sqrt{2g} n \cdot A H_{Ges}^{1,5}} = 11,36 \text{ m}^3/\text{s} \quad (10)$$

damit die Steiggeschwindigkeit des Kammerspiegels:

$$v_{max} = \frac{Q_{max}}{A} = 1,95 \text{ m/min}; v_{Mittel} = 1,20 \text{ m/min} \quad (11)$$

Bei der Hubgeschwindigkeit der Schütze ($2 \times 0,8 \times 1,0 = 1,6 \text{ m}^2$) von $c_d = 2,0 \text{ mm/s}$ ergibt sich eine Füll- bzw. Entleerzeit von 12 Min. = 720 s. Die Hub- und Zuflußmengenkurve bei der Füllung der Schleusenammer Serrig durch 20 Düsen je Längskanalseite sind auf Bild 12 graphisch dargestellt:

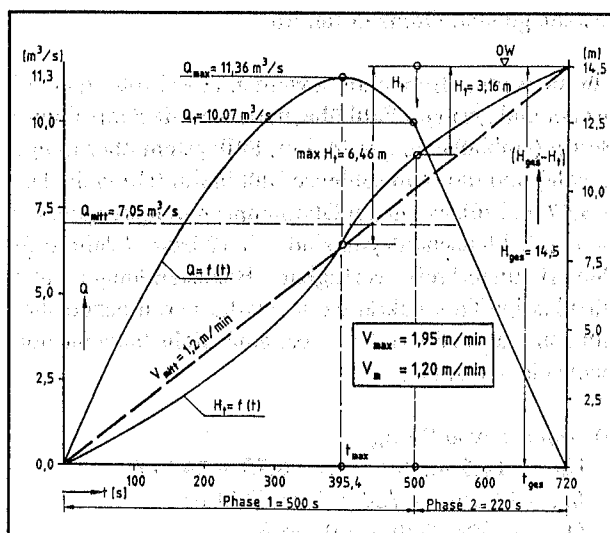


Bild 12: Hub- und Zuflußmengenkurve bei der Füllung der Schleusenammer Serrig (Füllung mit tiefliegendem Drempel)

Mit den Größen der Saarschleuse Serrig

$$Q_{max} \approx 11,36 \text{ m}^3/\text{s}, \mu_m = 0,80$$

lassen sich für andere Schleusenfallhöhen nachstehende Bemessungsansätze festlegen:

1. Sekundliche Freigabe des Füllquerschnittes

$$n = \frac{Q_{max}^2}{16/27 \mu \sqrt{2g} A H_{Ges}^{1,5}} \text{ [m}^2/\text{s]} \quad (12)$$

2. Öffnungsgeschwindigkeit des Füllschützes

$$c_d = n/b \text{ [m/s]} \quad (13)$$

3. Öffnungszeit

$$t_1 = n/a_1 \text{ [s]} \quad (14)$$

4. Zeitpunkt t_{max} bis zum Erreichen der Zuflußspitze nach Gl. (9)

5. Füllzeit der Schleusenammer

$$t_{Ges} = \frac{2A \sqrt{H_{ges}}}{\mu \sqrt{2g} \cdot a_1} + t_{1/2} \quad (15)$$

6. Druckhöhe zur Zeit des maximalen Zuflusses

a) $t_{max} < t_1$

$$\sqrt{H_t} = \sqrt{H_{Ges}} - \frac{\mu \cdot n \sqrt{2g}}{4A} \cdot t_{max}^2 \quad (16)$$

b) $t_{max} > t_1$ dann ist $t_{max} = t_1$

$$\sqrt{H_1} = \sqrt{H_{ges}} - \frac{\mu \cdot \sqrt{2g} a_1}{4 A} \cdot t_1 \quad (17)$$

Die berechneten Bemessungsgrößen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt.

H_{Ges}	n	c_o	t_1	t_{max}	H_t	t_{Ges}	
m	m ² /s	mm/s	s	s	m	s	min.
5	0,0148	9,2	108	108	3,23	329	5,48
6	0,0112	7,0	142	142	3,50	373	6,2
7	0,0089	5,6	179	179	3,68	415	6,9
8	0,0073	4,6	217	217	3,79	457	7,6
9	0,0061	3,8	263	254	4,00	500	8,34
10	0,0052	3,3	303	283	4,43	541	9,01
11	0,0045	2,8	357	311	4,97	587	9,78
12	0,0040	2,5	400	337	5,42	626	10,44
13	0,0035	2,2	454	368	5,85	670	11,2
14	0,0032	2,00	500	392	6,31	710	11,84
15	0,0028	1,8	555	426	6,77	754	12,57
16	0,0026	1,6	625	450	7,20	804	13,40
Kammerfläche der Schleuse $A = 349 \text{ m}^2$							

Tab. 3: Bemessungsgrößen für die Füllung von Kleinschleusen unter Berücksichtigung der Fallhöhe.

Die Zunahme des sekundlichen Wasserzuflusses in die Schleusenkammer über 20 dösenartige Stichkanäle je Seite ist bedeutungslos. Dies liegt daran, daß die über die Kammerlänge angeordneten Stichkanäle ein Wasserspiegelgefälle in Längsrichtung nahezu verhindern.

Der maximale Zufluß zur Schleuse Q_{max} und die Kammerfläche A stehen in dem mit der Gl. (18) definiertem Verhältnis

$$\frac{Q_{max}}{\sqrt{A}} = \sqrt{\frac{16}{27}} \mu \cdot \sqrt{2g} n \cdot H_{Ges}^{1,5} \quad (18)$$

Für die hier betrachtete Kleinschiffahrtsschleuse Serrig ergibt sich

$$Q_{max}/\sqrt{A} = 0,61 \text{ [m}^2/\text{s]}$$

und daraus

$$Q_{max} = 0,61 \sqrt{A}$$

der maximale Zufluß zu einer Kleinschleuse Q_{max} unter Berücksichtigung der Kammerfläche A kann der nachstehenden Tabelle 4 entnommen werden.

$A \text{ [m}^2\text{]}$	350	300	250	200	150	100
$Q_{max} \text{ [m}^3/\text{s}\text{]}$	11,36	10,57	9,65	8,63	7,47	6,10

Tab. 4: Richtwerte für maximale Zuflüsse in Abhängigkeit von der Kleinschleusenkammerfläche A

b) Mainschleuse Mühlheim

$$H_{Ges} = 3,77 \text{ m}; A = 30,7 \times 4,0 = 122,8 \text{ m}^2$$

$$t_{Ges} = 6,5 \text{ min.} = 390 \text{ s}; v = 463 \text{ m}^3$$

$$Q_{Mittel} = 463/390 = 1,19 \text{ m}^3/\text{s}; q_{Mittel} = 0,30 \text{ [m}^3/\text{s}\text{]}/\text{m}$$

$$a_1 = 2,2 \times 0,3 = 0,66 \text{ m}^2; c_o = 2,2 \text{ mm/s}$$

$$t_1 = 300/2,2 = 137 \text{ s}; n = 0,66/137 = 0,0048 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$H_o = 2,30 \text{ m}, H_{Ges} - H_o = 1,47 \text{ m}$$

Mittlerer Füllbeiwert:

$$\mu_m = \frac{A (H_{Ges} + H_o)}{\sqrt{2g} \cdot a_1 \sqrt{H_o} (t_{Ges} - t_{1/2})} = 0,523 \quad (19)$$

Zeit bis zum Einstauen des Füllspaltes am Drempel:

$$t_D = \frac{A (H_{Ges} - H_o)}{\mu \cdot \sqrt{2g} \cdot a_1 \cdot \sqrt{H_o}} + \frac{t_1}{2} = 146,3 \text{ s} \quad (20)$$

Größte Zuflußmenge:

$$Q_{max} = \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_o} \cdot a_1 = 2,32 \text{ m}^3/\text{s} \quad (21)$$

Druckhöhe nach beendigter Öffnung des Füllspaltes:

$$H_1 = H_{Ges} - \frac{\mu \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_o} \cdot a_1 \cdot t_1}{2A} = 2,47 \text{ m} \quad (22)$$

Steiggeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels:

$$v_{max} = Q_{max}/A = 1,13 \text{ m/min.}, v_{Mittel} = 0,58 \text{ m/min.}$$

Bild 13 zeigt die Hub- und Zuflußmengenkurve während der Kammerfüllung der Bootschleuse Mühlheim/Main durch ein im Schlagtor eingebautes Schütz ($a_1 = 2,2 \times 0,30 = 0,66 \text{ m}^2$), das linear mit $c_o = 2,2 \text{ mm/s}$ geöffnet wird. Der maximalen Hubgeschwindigkeit des Kammerwasserspiegels $v_{max} = 1,13 \text{ m/min}$ ist die maximale Zuflußwassermenge $Q_{max} = 2,32 \text{ m}^3/\text{s}$ zuzuordnen.

Beim Beginn des Füllvorganges der Kammer vom Oberhaupt aus, stellt sich ein zum Unterhaupt der Schleuse geneigtes Wasserspiegellängsgefälle ein. Auf die in der Kammer liegenden Schiffe wird dadurch eine Neigungskraft

$$F_w = G_s \cdot I_w \quad (23)$$

ausgeübt.

Die Größe des Wasserspiegellängsgefälles (Neigung der Wellenfront des Füllschwalls) zu Beginn des Schleusungsvorganges ist im wesentlichen von der sekundlichen Zunahme der Zuflußmenge dQ/dt abhängig. Die zulässige größte Zunahme des sekundlichen Wasserzuflusses in die Schleusenkammer läßt sich mit der Gleichung (24) bestimmen.

$$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{max} = \left(\frac{dQ}{dt}\right)_{t=0} = \mu_m \cdot n \cdot \sqrt{2g} \sqrt{H_o} \quad (24)$$

$$I_w = \frac{1000}{g \cdot B \cdot y_o} \frac{dQ}{dt} \% \quad (25)$$

wobei:

B - Kammerbreite und
 y_o - Wassertiefe in der Schleuse zu Beginn des Füllvorganges

bedeuten.

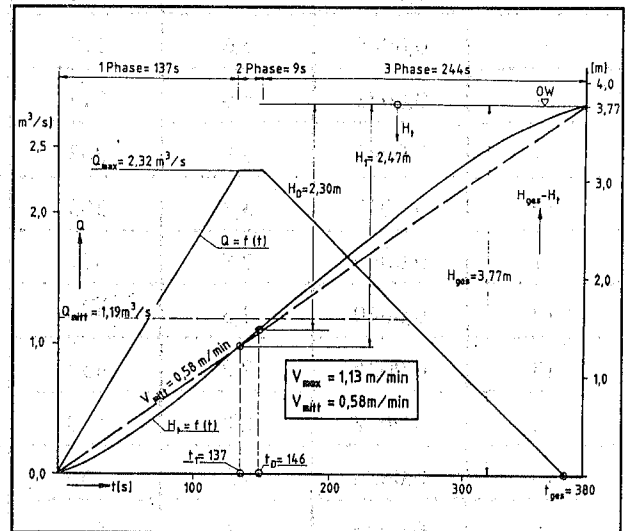


Bild 13: Hub- und Zuflußmengenkurven bei der Füllung der Bootschleuse Mühlheim/Main (Füllung mit hochliegendem Drempel).

Für die Schleuse Mühlheim mit $y_o = 1,8 \text{ m}$; $B = 4,0 \text{ m}$; $n = 0,005 \text{ m}^2/\text{s}$; und $H_{ges} = 3,77 \text{ m}$ läßt sich $I_w = 0,25 \%$ berechnen.

Mit Hilfe dieses Wertes $I_w = 0,00025$ kann die zulässige Zunahme des sekundlichen Wasserzuflusses in eine Kleinschleuse dieser Art allgemein als Richtwert angegeben werden (Gl. 22).

$$\frac{dQ}{dt} = 0,0025 \cdot B \cdot y_o \quad (26)$$

Der maximale Zufluß sollte bei Vorkopffüllungen aus Erfahrung soweit begrenzt werden, daß Steiggeschwindigkeiten des Kammerwasserspiegels den Wert $0,60 \text{ m/min}$ nicht überschreiten.

5 Hinweise für die konstruktive Gestaltung von Kleinschleusen

Die Strömungsvorgänge in der Schleusenkammer lassen sich durch die bauliche Gestaltung der Füll- und Entleerungseinrichtungen wesentlich beeinflussen. Neben Wirtschaftlichkeitsaspekten müssen daher bei der

Lösung konstruktiver Probleme die Fragen der heutigen Sicherheitsanforderungen bei der Benutzung der Kleinschleusen berücksichtigt werden.

An allen Schleusen sind daher Einrichtungen zur Energieumwandlung erforderlich, welche eine möglichst ruhige Lage der Kleinfahrzeuge während des ganzen Füll- oder Entleerungsvorganges gewährleisten.

5.1 Fülleinrichtungen

Wie bereits unter Abschnitt 4 gesagt wurde, muß hierbei zwischen der Füllung über Seitenkanäle und der vom Oberhaupt unterschieden werden.

- a) Füllung über Seitenkanäle
Für die Wasserzuführung sind folgende baulichen Elemente zu bemessen und zu gestalten.

- Einlaufbauwerke in der Einfahrt zur Schleuse.
- Falleitungen mit Krümmern herunter zu den Schützverschußquerschnitten.
- Längskanäle mit relativ großen Querschnitten zur Verminderung von Druckunterschieden.
- Düsenartige Stichkanäle nach Anzahl und Querschnittsgröße.
- Prallwand vor den Ausmündungen besonders für den Fall der Füllung durch nur einen Kanal.

Jede dieser Stationen, die das Wasser passiert, wurde in der BAW' in einem wasserbaulichen Modell im Maßstab 1 : 7,5 untersucht und optimiert (siehe /5/). Die Einlaufgestaltung muß die Wirbelbildung und den Lufteinzug verhindern. Dafür wurde eine gestreckte Einlaufftrompete in erforderlicher Wassertiefe und mit Ausrundung der oberen Kante des Einlaufes im Modell entwickelt (Bild 14 und 15).

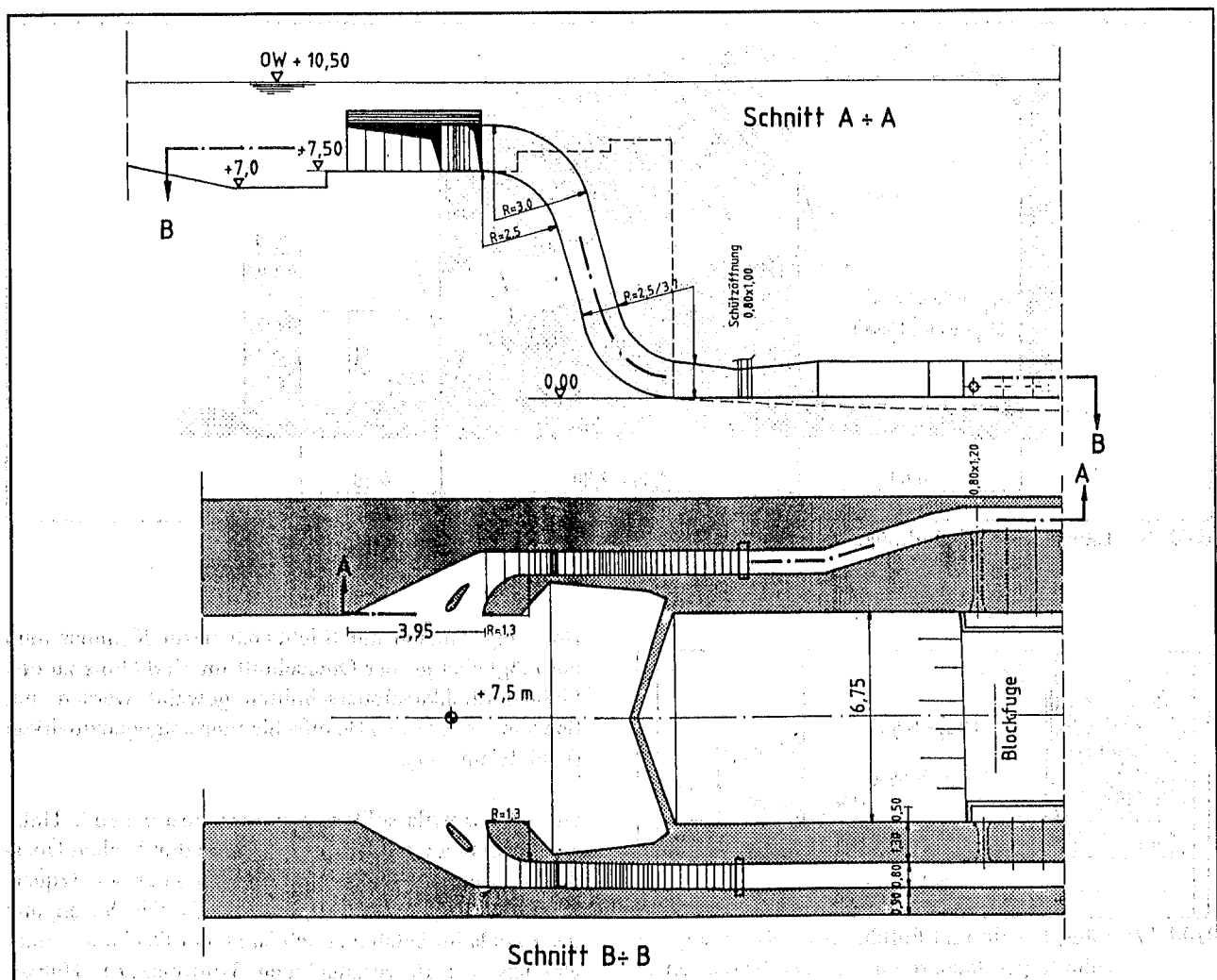


Bild 14: Gestaltung der Fülleinrichtungen am Oberhaupt nach /5/.

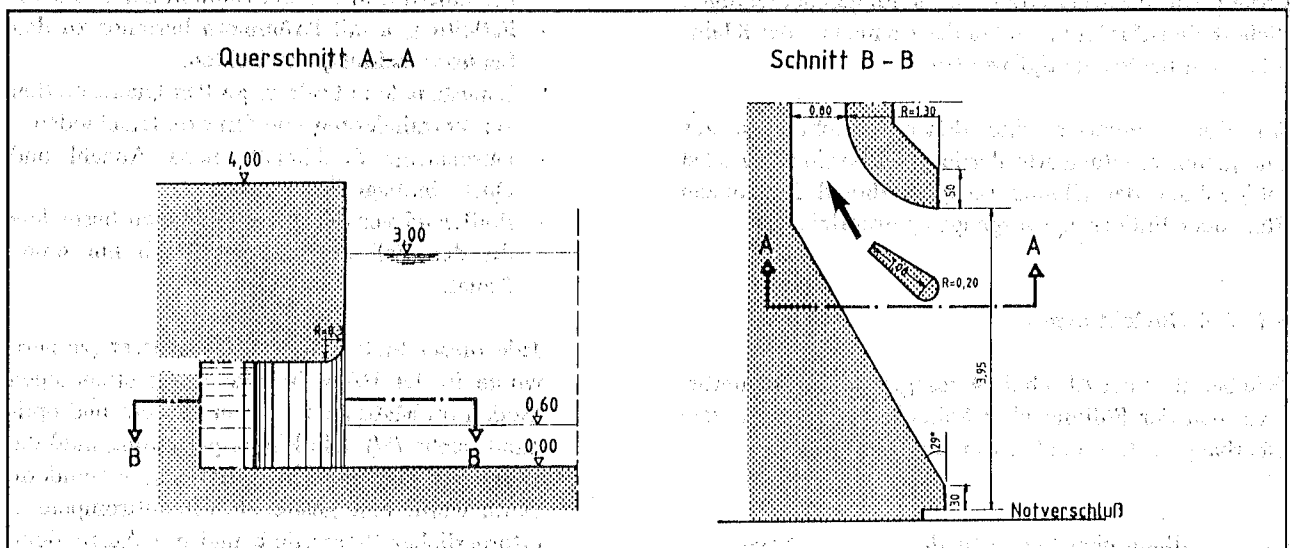


Bild 15: Längskanaleinlauf am Oberhaupt (Ausführungsempfehlung nach /5/)

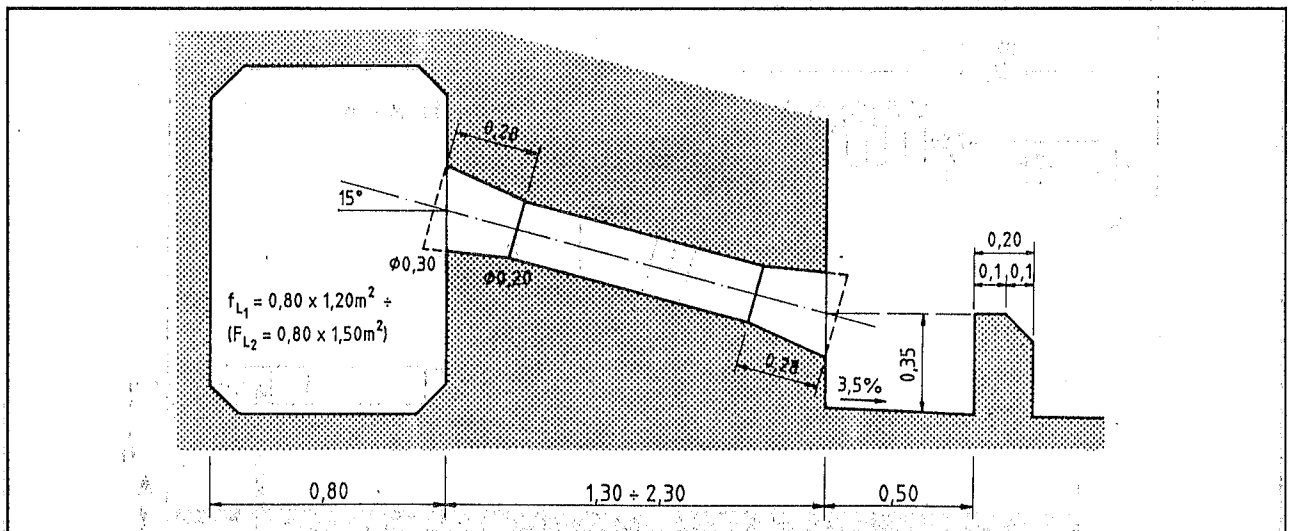


Bild 16: Längskanal mit Fülldüse und Prallwand (Ausführungsempfehlung nach /5/)

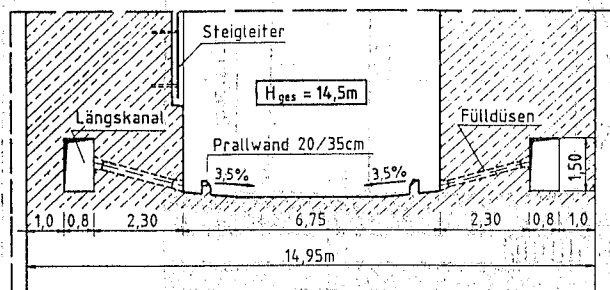


Bild 17: Längskanäle und Fülldüsen im Kammerquerschnitt (Bestandszeichnung der Saarschleuse Serrig)

Bei Längskanälen mit Stichkanälen zur Kammer muß ein möglichst großer Querschnitt im Verhältnis zu den kleinen Stichkanalquerschnitten gewählt werden, um Schwankungen in der Beaufschlagung entgegenzuwirken (Bild 16 und 17).

Die Längskanäle sollten zumindest ausreichende Höhe zur Begehung erhalten. Wegen der hydraulischen Überdimensionierung des Längskanals kann der Schützquerschnitt verengt werden ($0,8 \times 1,0 \text{ m}^2$). Die Verengung des Kanals im Schützbereich ist an der Decke mit einer Neigung 1 : 10 vorzunehmen. Hinweise zur Hubgeschwindigkeit des Schützes können der Tabelle 3 entnommen werden. Wegen der Trägheit der Wassersäule im Längskanal werden die dem Oberhaupt nächst-

gegen Ende schwächer, unter Umständen sogar negativ beaufschlagt. Diese negativen Erscheinungen lassen sich durch die Vielzahl enger Düsen im Abstand von 1,0 m weitgehend unterdrücken (Bild 18).

In der Kammer ist im Bereich der Düsen eine Prallwand wirksam, da die Düsenstrahlen dadurch in viele Kleinturbulenzen zerlegt werden. Das führt zu einer raschen Energieumwandlung und damit zu einem extrem ruhigen Kammerwasserspiegel, besonders auch dann, wenn nur ein Längskanal betrieben wird.

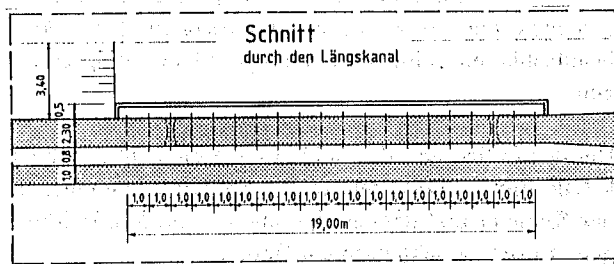


Bild 18: Verteilung der Fülldüsen in Kammerlängsrichtung (Bestandszeichnung der Saarschleusen)

b) Füllung vom Oberhaupt

Am Oberhaupt ist eine Energieumwandlung erforderlich, die eine möglichst ruhige Lage der Kleinfahrzeuge während des ganzen Schleusungsvorganges ermöglicht.

Es muß also der Füllstrom schon im näheren Torbereich so beeinflusst werden, daß bei allen Abflußzuständen große Turbulenzballen und ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilungen vermieden werden.

Bild 19 zeigt die Gestaltung der Energieumwandlung an der Bootsschleuse Mühlheim/Main. Alternativ kann auch die Energieumwandlungseinrichtung zur Anführung empfohlen werden, die für den Bau der Moselschleusen im Modell 1 : 25 (siehe auch /6/) entwickelt wurde (Bild 20).

Die Energieumwandlung erfolgt in einem Tosraum, der durch eine Prallwand abgesichert ist (Bild 19). Die Wirksamkeit kann mit einem Verteilerbalken noch verstärkt werden (Bild 20). Dies ist darauf zurückzuführen, daß das ausströmende Wasser-Luftgemisch teilweise durch den Verteilerbalken nach oben gelenkt wird. Dabei erfolgt eine Luftabscheidung mit gleichzeitiger Verminderung der Strömungsgeschwindigkeit in Längsrichtung.

Bei dieser an den Moselschleusen ausgeführten Beruhigungseinrichtung wird also eine vorteilhafte Wirkung zwischen dem Verteilerbalken und der Strömung herbeigeführt.

5.2 Entleerungseinrichtungen

Durch Entleerungseinrichtungen soll der Abfluß auf einen niedrigen Turbulenzgrad beruhigt und schwallwellenfrei in den unteren Vorhafen eingeleitet werden. Analog zu den Füllrichtungen muß dabei zwischen der Entleerung über Seitenkanäle und Entleerung unmittelbar am Unterhaupt unterschieden werden.

a) Entleerung über Seitenkanäle

Auf dem Entleerweg fließt das Wasser durch die düsenartigen Stichkanäle zurück in die Längskanäle,

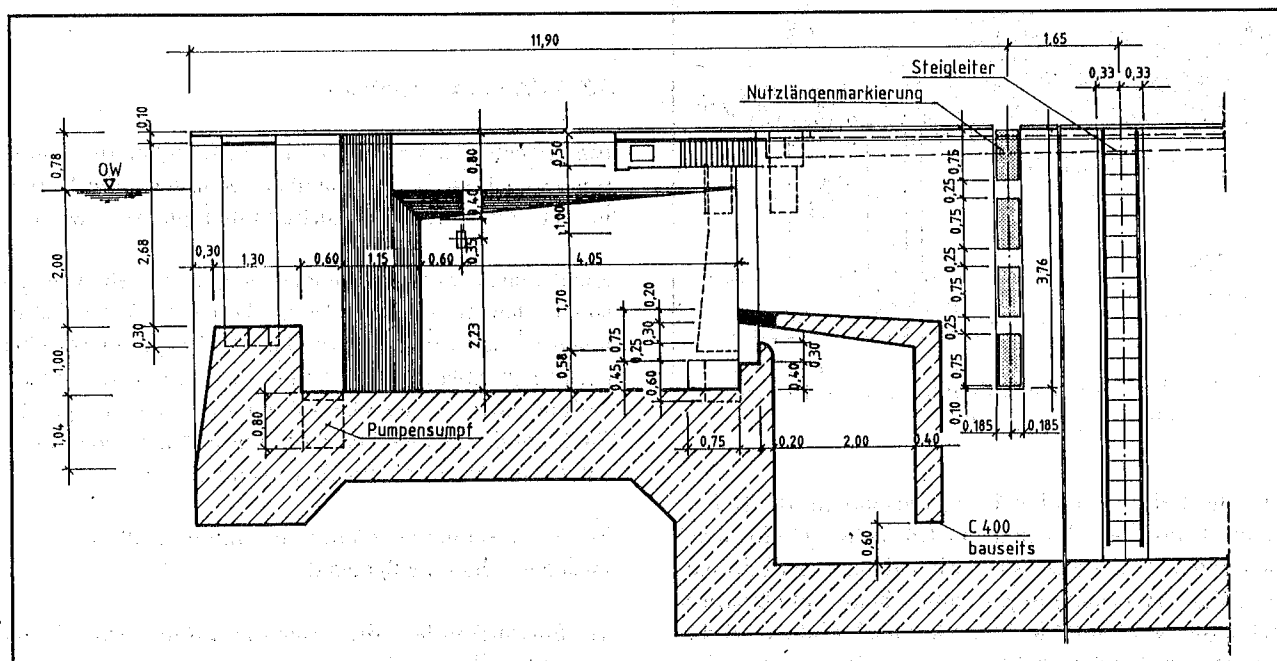


Bild 19: Energieumwandlung an der Bootsschleuse Mühlheim/Main (Bestandszeichnung)

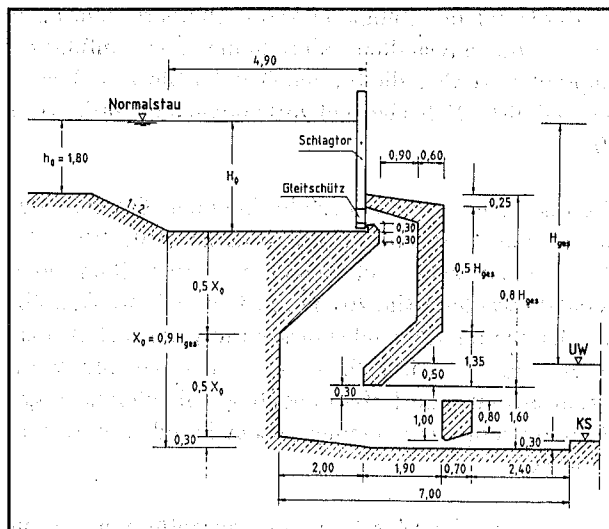


Bild 20: Ausführungsempfehlung für eine weitgehende Energieumwandlung bei der Füllung vom Oberhaupt (Prinzip Moselschleusen)

passiert das untere Schütz und wird dann durch den Auslauf in das Tosbecken geleitet, wo die Energie umgewandelt wird (Bild 21).

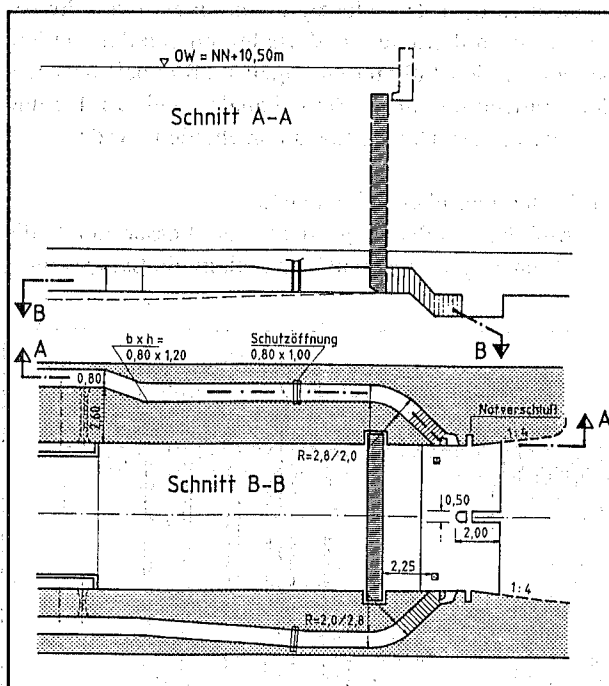


Bild 21: Ausführungsempfehlung für die Entleereinrichtung nach /5/

Um die Leistungsfähigkeit des Systems für die Entleerung zu erhöhen, können die Düsenquerschnitte nach den Enden zu aufgeweitet werden, da zu scharfe Kanten unnötige Einschnürungen und damit Fließverluste erzeugen würden (Bild 16). Aber auch einfache Rohre mit entsprechendem größeren Durchmesser haben sich

im praktischen Betrieb bewährt.

Der Auslauf hat die Aufgabe, den Wasserstrahl aus dem Längskanal im Tosbecken gleichmäßig zu verteilen. Dies ist vor allem bei gestörtem Betrieb (Ausfall eines Längskanals für die Entleerung) bedeutsam (Bild 21). Vor den Ausläufen im Tosbecken ist dafür je ein Störkörper und in der Längsachse ein Sporn anzuordnen (Bild 22).

Dadurch läßt sich in der Mitte des Tosbeckens ein stabiler Schwallkopf, auch bei gestörtem Betrieb, erzeugen und trotz der asymmetrischen Tosbeckenbeaufschlagung eine gleichmäßige Abströmung erzeugen.

Bei der Entleerung der Schleusenammer über Längskanäle gibt es praktisch keine Schwallbewegungen in der Kammer und demzufolge auch kaum Kraftwirkungen auf die zu schleusenden Boote.

- b) Kammerentleerung durch Schütze im Untertor
Bei der Kammerentleerung durch Entleerungsschütze im Tor stellt sich beim Beginn des Entleerungsvorganges zunächst ein zum Unterhaupt der Schleuse geneigtes Wasserspiegelgefälle ein. Dadurch wird auf die Kleinfahrzeuge eine Längskraft ausgeübt. Wegen des größeren Wasserpolsters in der Kammer wirkt sich jedoch die Wasserentnahme aus der Kammer unter sonst gleichen Randbedingungen weniger stark aus, als bei einem vergleichbaren Füllvorgang.

In Bild 23 ist das Auslaufbauwerk der Bootsschleuse Mühlheim/Main als Ausführungsbeispiel dargestellt.

5.3 Schleusenvorhöfen

Eine zweckentsprechende Funktionsfähigkeit der Bootsschleuse ist nur dann erreichbar, wenn auch die Vorhöfen und Zufahrten benutzerfreundlich gestaltet werden.

Es müssen daher bis zum höchsten Sportverkehrswasserstand Querströmungen, Wellenhöhen und Rückströmungseffekte vermieden werden. Rückströmungseffekte können zu Ablagerungen von Geschwemmsel, Schwebstoffen sowie Geschiebe führen und demzufolge die Funktion des Bauwerkes stark einschränken oder sogar zeitweise völlig unbrauchbar machen.

Für die Gestaltung der Vorhöfen sind Einflußgrößen aus zwei Bereichen maßgebend:

- a) Entwurfsgrößen, die durch die Strömungsmechanik vorgegeben sind, d. h.

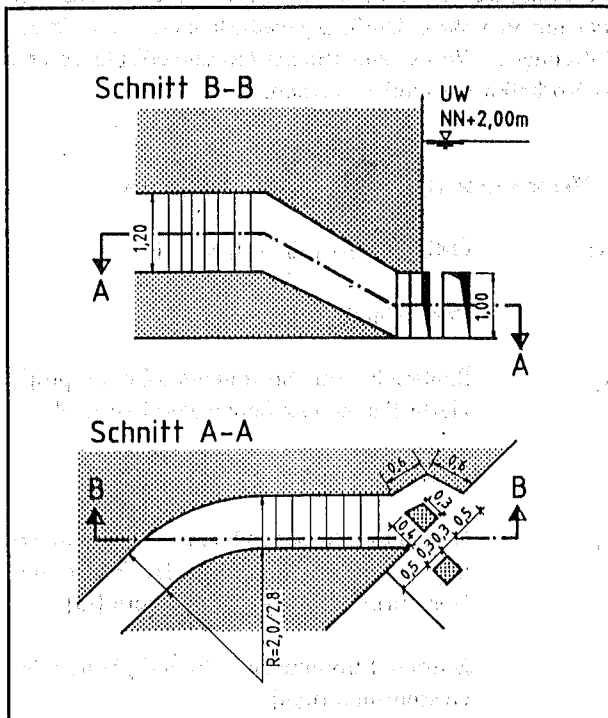


Bild 22: Längskanalauslauf am Unterhaupt (Ausführungsempfehlung nach /5/)

- Querströmungen,
- Wellenhöhen,
- Rückströmungseffekte.

b) Planungsgrundlagen aus praktischer Erfahrung, die mit sogenannten zulässigen Grenzwerten für die Aufgaben und Funktionen des Bauwerks erforderlich sind, d. h.

- Längen und Breiten der Vorhöfen,
- Abmessungen der Anlegestellen,
- Liegeplatzbreiten und Sicherheitsabstände.

Aus betrieblicher Erfahrung ist bekannt, daß die Abmessungen einer Schleusenkammer und die der Vorhänge in Beziehung stehen müssen (siehe auch /1/).

Demzufolge wird die Vorhafenbreite (Bild 24) festgelegt durch

- die Fahrstreifenbreite (wird bestimmt durch das Ruderboot): $b_F = 7,50 \text{ m}$
- die Liegeplatzbreite = Mindestschleusenbreite: $b_L = 400 \text{ m} \div 7,5 \text{ m}$
- den Sicherheitsabstand: $s = 0,50 \text{ m}$

Im Vorhafen selbst sollte eine Mindestwassertiefe von 1,8 m vorhanden sein. Die Mindestlänge des Liegeplatzes sollte das 1,5-fache der nutzbaren Schleusenkammerlänge betragen. Die Kleinschiffahrtsschleusen werden überwiegend zur Selbstbedienung eingerichtet.

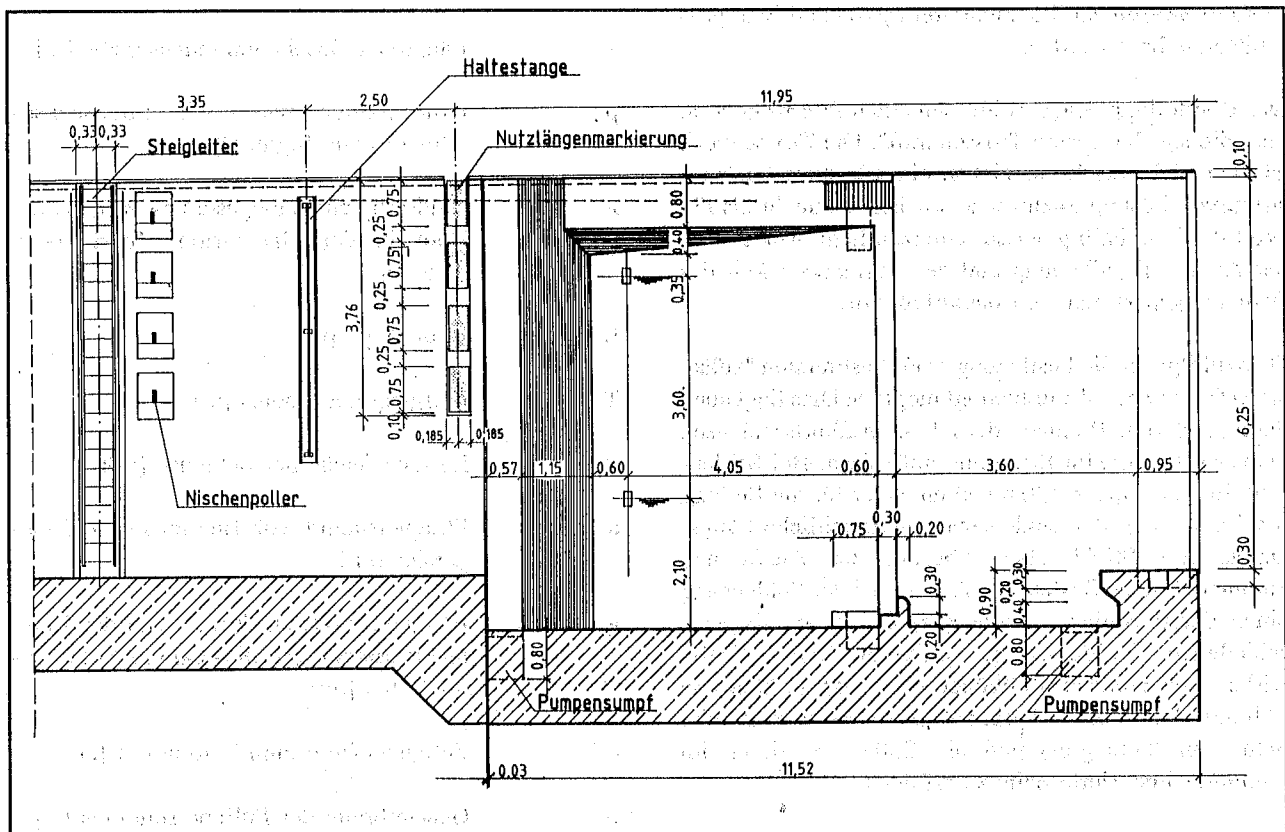


Bild 23: Auslaufbauwerk an der Bootsschleuse Mühlheim/Main (Bestandszeichnung)

Die Benutzer müssen daher im Vorhafen eine Anlegestelle zum Aussteigen vorfinden. Die Anlegestelle sollte aus einer Anlegeplattform mit Zugangstreppen bestehen.

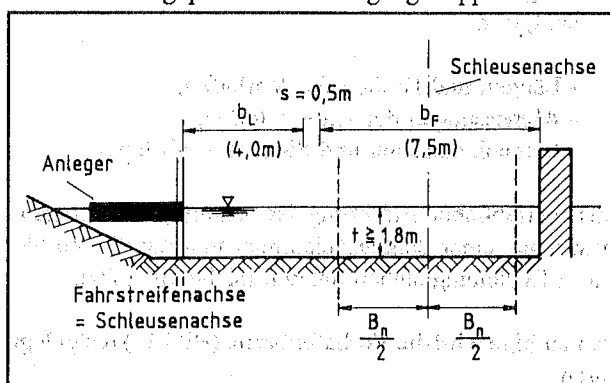


Bild 24: Querschnitt eines Bootsvorhafens nach [1/

6 Schlußfolgerungen

In der Zukunft wird, der jetzt bereits erkennbare, Anstieg der Freizeitschifffahrt weiter zunehmen. Dabei werden die Anforderungen an die Sicherheit Bedeutung gewinnen. Maßnahmen zur Rationalisierung der Verkehrsabläufe müssen diesen Entwicklungen Rechnung tragen. Durch die Bootsgasse ist dem Wassersportler eine fast unbehinderte Überwindung einer Gefällstufe möglich, da die Fahrt durch die Gasse mit Besatzung und Gepäck in kurzer Zeit abläuft.

Kleinschiffahrtsschleusen sollten an Flußläufen mit starkem Verkehrsaufkommen von Sport- und Fahrgastschiffen gebaut werden.

Die Beurteilung eines Schleusenentwurfs erfolgt u. a. über die s.g. "zulässige Trossenkraft". Die Trossenkraft ist aber nicht als Kennzeichen einer bestimmten konstruktiven Lösung anzusehen, sondern vielmehr als ein Wert der innerhalb gewisser Grenzen liegt, weil er von der Art der Handhabung und der Aufmerksamkeit des Bedienungspersonals mit beeinflußt wird.

Demzufolge ist die Festlegung eines bestimmten "zulässigen Grenzwertes" nur bedingt möglich. Dies liegt auch daran, daß viele Benutzer der Kleinschiffahrtsschleusen keine professionelle Erfahrung aufweisen. Bei Schleusenfallhöhen $H_{Ges} > 4,0$ m sollten daher für die Füllung und Entleerung der Schleusenkammer seitliche Längskanäle mit Stichkanälen (Düsen) zur Ausführung kommen. Dieses System ermöglicht bei der Schleusung einen derart ruhigen Wasserspiegel, daß auf die verschiedenen Kleinfahrzeuge praktisch keine Kräfte wirken. Bei Schleusenfallhöhen $H_{Ges} < 4,0$ m kann die Füllung durch das Oberhaupt (Drehsegmenttor oder Schütz im Schlagtor) und die Entleerung durch im Stemmter integrierte Schütze erfolgen.

Die Funktion der Bootsschleusen und Bootsgassen ist aber nur in vollem Umfang gewährleistet, wenn Querströmungen, Wellen und Rückströmungseffekte bereits im Vorhafen vermieden werden.

7 Verwendete Symbole und Abkürzungen

ΔH	Örtlicher Energieverlust [m]
c_w	Widerstandsziffer [-]
A_L	Senkrecht zur Strömungsrichtung projizierte Fläche der Schaufelreihen [m ²]
l	Abstand der Schaufeln
A_1	B · y durchflossene Querschnittsfläche im ungestörten Bereich mit B: Breite der Gassenrinne [m], y: Wassertiefe [m]
$\bar{v}$	Mittlere Strömungsgeschwindigkeit in der Gassenrinne [m/s]
h_G	Wassertiefe in der Gassenrinne [m]
Q	Durchflußmenge in der Gasse [m ³ /s]
h_E	Einlaufwassertiefe in die Bootsgasse [m]
I_s	Rinnenneigung [-]
s	Länge der Beschleunigungsstrecke [m]
p	Druckgradient zwischen der Rinnenachse-Rinnenwand [kg/m·s ²]
F	Beidseitig entgegengesetzte Kraft, die das Boot in der Gassenrinne führt [N = m·kg/s ²]
L	Bootslänge [m]
T	Tiefgang des Bootes [m]
A	Kammerfläche der Schleuse [m ²]
a_0	Füllquerschnitt vor Beginn des Füllvorganges [m ²]
a_D	Füllquerschnitt zur Zeit, wenn der Kammerwasserspiegel die Drempelhöhe erreicht hat [m ²]
a_t	Füllquerschnitt zum Zeitpunkt t [s]
b	Gesamtbreite des Füllquerschnittes [...]

c_0	Öffnungsgeschwindigkeit des Füllschützes [m/s]
H_{Ges}	Schleusenhubhöhe [m]
H_0	Anfangsdruckhöhe [m]
H_t	Druckhöhe zum Zeitpunkt t [m]
Q_t	Zufluß zum Zeitpunkt t [m^3/s]
$V = A \cdot H_{Ges}$	Füllwasservolumen der Schleuse [m^3]
μ	Zuflußbeiwert [-]
t	Zeit [s]
t_1	Zeit [s] bis der Füllquerschnitt a_1 voll geöffnet wird
$n = c_0 \cdot b$	Sekundliche Freigabe des Füllquerschnittes [m^2/s]
H_1	Druckhöhe zum Zeitpunkt t_1
$v_{max} = Q_{max}/A$	Maximale Hub- bzw. Senkgeschwindigkeit des Kammerwasserspiegels [m/min]
v_m	Mittlere Hub- bzw. Senkgeschwindigkeit des Kammerwasserspiegels [m/min]
I_w	Wasserspiegelgefälle in der Schleusenkammer

G_s	Bruttogewicht des Kleinschiffes [t]
B	Kammerbreite [m]
y_0	Wassertiefe in der Schleuse zu Beginn des Füllvorganges [m]

Literaturverzeichnis

- /1/ Der Bundesminister für Verkehr: Empfehlungen für die Gestaltung von von Wassersportanlagen an Binnenwasserstraßen, Verkehrsblatt Heft 12/1979, Bestell-Nr. 3079
- /2/ Naudascher, E.: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer-Verlag 1987
- /3/ Grünagel, E.: Kantenwiderstand von Schaufelreihen Forschung Band 9/Heft 4, Juli/August 1939, S. 187-196
- /4/ Partenscky, H.W.: Binnenverkehrswasserbau Schleusenanlagen, Springer Verlag 1986
- /5/ BAW (1974): Gutachten über die hydraulischen Einrichtungen der Kleinschiffahrtsschleuse Wahnhausen (Fulda), BAW-Nr. W 335 (unveröffentlicht)
- /6/ BAW (1964): Untersuchungsergebnisse für die Moselschleusen aufgrund von Modelluntersuchungen im Maßstab 1 : 25, Hauptbericht BAW-Nr. 103, (unveröffentlicht)