International Navigation Association
PIANC•AIPCN

XXXI.
Internationaler Schifffahrtskongress

Estoril/Portugal (Mai 2006)

Deutsche Beiträge

Bonn 2006

Herausgeber:

Deutsche Sektion von PIANC
Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS)
Postfach 20 01 00
53170 Bonn

Druck: Druckerei des BMVBS, Bonn

- Alle Rechte vorbehalten -

Vervielfältigungen oder sonstige Nutzungen, auch auszugsweise, sind ohne schriftliche Zustimmung der deutschen Sektion von PIANC nicht gestattet.

Bonn, Mai 2006

XXXI. Internationaler Schifffahrtskongress

Vorwort

Vier Jahre nach dem Kongress in Sydney (Australien) findet der 31. Internationale Schifffahrtskongress der International Navigation Association (PIANC) vom 14. bis 18. Mai 2006 in Estoril (Portugal) statt.

Das Verkehrssystem Wasserweg/ Hafen/ Schiff im binnenländischen und maritimen Bereich mit seinen interdisziplinären Grundlagen, seiner Dynamik in Wissenschaft und Forschung und in den technologischen, ökonomischen und ökologischen Veränderungen bildet die Basis des fachlichen Themenspektrums des Kongresses.

Autorinnen und Autoren sowie Teilnehmerinnen und Teilnehmer aus allen Kontinenten tragen zu einem breiten Wissenstransfer und zur Diskussion in den Kongressforen bei. Dieser gegenseitige Austausch kommt vor allem der Qualität von Planung, Bau, Betrieb und Unterhaltung der Infrastrukturen, der Suprastrukturen und der Transportgefäße zugute. Technische, ökonomische und ökologische Wirkungen unserer Fachgebiete können vielfach nur noch im internationalen Kontext betrachtet werden.

Immer komplexer werdende Aufgabenstellungen im Bereich Schifffahrt / Wasserstraßen und die zunehmend gebotene Anwendung des Standes der Technik im Sinne der „best available technology“ verlangen die Befähigung, das Spektrum der Möglichkeiten und Grenzen vom anerkannten Stand der Technik bis hin zum Stand der Wissenschaft verantwortungsvoll beurteilen zu können.

Dazu leisten die Schifffahrtskongresse von PIANC einen bedeutenden Beitrag.

Auch dieses Mal werden die zahlreichen deutschen Kongressbeiträge zur leichteren Information aller Interessierten des deutschsprachigen Raumes in dem vorliegenden Band zusammengefasst. Dankenswerterweise haben dabei auch die Autorinnen und Autoren, deren Beiträge angenommen wurden, die am Kongress aber nicht teilnehmen können, ihre Ausarbeitungen mit eingebracht.

Ich danke allen Autorinnen und Autoren, die sich auf dem weltweit renommierten PIANC-Forum in den Dienst des konstruktiven Erfahrungsaustausches und Wissenstransfers stellen.

International Navigation Association PIANC
- Abteilung Deutschland -

MDirig. a.D. Dipl.-Ing. Norbert Krause
Chefdelegierter

XXXI. Internationaler Schifffahrtskongress in Estoril/Portugal

(14. – 18. Mai 2006)

ÜBERSICHT ÜBER DIE KONGRESSTHEMEN UND DIE DEUTSCHEN BEITRÄGE

1. Binnenschifffahrt, Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

Seite

1.1. Binnenschifffahrt, Schiffe, Schiffbau

Containertransport im Hinterland der Seehäfen: Die Einbindung des Binnenschiffes in intermodale Transportketten 001
Dipl.-Kfm. STAAKE, Erich — Duisburger Hafen AG, Duisburg

Ein DGPS Dienst für Telematikanwendungen in der Binnenschifffahrt 008
Dipl.-Ing. HOPPE, Michael — Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz
Dipl.-Ing. BOBER, Stefan — Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz
Dipl.-Ing. RINK, Wilfried — Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz

Das GIS Forum Donau und das Projekt „Data Warehouse for Danube Waterway (D4D)“ 017
Dipl.-Ing. STEINHUBER, Ludwig — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd, Würzburg

Fortschrittliche Binnenschifffahrt mit dem Fahrrinneninformationssystem ARGO - Eine anspruchsvolle Komponente des Konzepts für Binnenschifffahrtsinformationsdienste 022
Dipl.-Ing. VOGEL, Jörg — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz
Dipl.-Ing. WIRTH, Harry — Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz
Dipl.-Ing. ZENTGRAF, Rolf — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1.2 Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung

Baugrunduntersuchung für den Ausbau von Wasserstraßen im felsigen Untergrund 024
Dipl.-Ing. SCHNEIDER, Achim — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. KAYSER, Jan — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

„Damm-GIS“ für Nachsorgemaßnahmen an Dämmen an Bundeswasserstraßen 029
Dr.-Ing. OSTERTHUN, Manuela — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover
Dipl.-Ing. SEIFERT, Michael — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover
Dipl.-Geogr. MOTHES, Dietmar — Bundesanstalt für Wasserbau, F-IT, DSt Ilmenau
Dipl.-Ing. LIEBRECHT, Arno — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover
Dipl.-Ing. BRASE, Thomas — Wasser- und Schifffahrtsamt Minden

Hydraulische Kompaktantriebe für plug-and-drive- Technologie 035
Dipl.-Ing. KÜHLEWIND, Rolf — Fachstelle Maschinenwesen Süd, Nürnberg

Untersuchungen der Einflussfaktoren bei der Korrosion von Spundwänden 040
Dr. rer. nat. BINDER, Günter — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Geol. HEELING, Anne — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg
Dr.-Ing. UERKVITZ, Ralf — Stat Soft (Europe) GmbH, Hamburg

Beschreibung und Beurteilung des Korrosionszustandes korrodierter Stahlspundwände 045
Dipl.-Geol. HEELING, Anne — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg
Dipl.-Ing. ALBERTS, Dirk (†)

Analyse bestehender Deckwerke für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen 051
Dipl.-Ing. FLEISCHER, Petra — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. KAYSER, Jan — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Neue Oberflächendichtungssysteme für Binnenwasserstraßen 057
Dipl.-Ing. FLEISCHER, Petra — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. KAYSER, Jan — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Wirksamkeit von Kornfiltern unter instationären Strömungsbedingungen 063
Dr.-Ing. HOLFELDER, Tilmann — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. KAYSER, Jan — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. HOCH, Stefan — Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe

Schiffsanfahrungen an Böschungen von Wasserstraßen – Prognose des Bremswegs 070
Dr.-Ing. SCHUPPENER, Bernd — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. KAUTHER, Regina — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Prof. Dr.-Ing. KRAMER, Helmut — Ing.büro f. d. Bauwesen VBI Kramer & Albrecht, Hamburg
Dipl.-Ing. VORBAU, Jana — Ing.büro f. d. Bauwesen VBI Kramer & Albrecht, Hamburg

1.3 Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke — Seite

Mit oder ohne Fugen – Vorteile, Erfahrungen und Machbarkeit für eine neue Schleuse 080
Dipl.-Ing. BÖDEFELD, Jörg — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. EHMANN, Rainer — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Schleusen- und Wehrverschlüsse an deutschen Binnenwasserstraßen – Entwicklung bei Entwurf und Konstruktion 083
Dipl.-Ing. MEINHOLD, Wilfried — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Doppelkammersparschleuse Hohenwarthe anhand von geotechnischen Messungen 086
Dipl.-Ing. STELZER, Oliver — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Entwicklungen von konstruktiven, betontechnologischen und stahlbaulichen Aspekten bei hohen Schifffahrtsschleusen, dargestellt an der Schleuse Uelzen II 091
Dipl.-Ing. WACHHOLZ, Thilo — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover
Dipl.-Ing. REINER, Winfried — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover
Dipl.-Ing. EICHLER, Dieter — Neubauamt f. d. Ausbau d. Mittellandkanals, Hannover
Dipl.-Ing. SAATHOFF, Joachim — Neubauamt f. d. Ausbau d. Mittellandkanals, Hannover
Dipl.-Ing. SCHULZ, Günter — Neubauamt f. d. Ausbau d. Mittellandkanals, Hannover
Dipl.-Ing. HESSE, Thomas — Neubauamt f. d. Ausbau d. Mittellandkanals, Hannover

Schlauchwehre – Perspektiven für den Einsatz der flexiblen Wehrverschlüsse 100
Dipl.-Ing. GEBHARDT, Michael — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. MAISNER, Matthias — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. GABRYS, Ulrike — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Automatisierung und Fernsteuerung von Schleusen am oberen Neckar 106
Dipl.-Ing. HOß, Klaus — Fachstelle Maschinenwesen Südwest, Koblenz

Fernsteuerung von Schleusen 108
Dipl.-Ing. KÜHLEWIND, Rolf — Fachstelle Maschinenwesen Süd, Nürnberg

Machbarkeitsstudie zur Sanierung der Schleuse Bamberg bei laufendem Schleusenbetrieb 115
Dipl.-Ing. STELZER, Oliver — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Grundinstandsetzung der Seeschleuse Wilhelmshaven 120
Dipl.-Ing. BEHRENS, Stefan — Neubauamt f. d. Ausbau d. Mittellandkanals, Hannover

Grundinstandsetzung von Schleusen am Dortmund-Ems-Kanal unter Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs 127
Dipl.-Ing. DAHLHOFF, Simone — Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen
Dipl.-Ing. GRABAU, Jürgen — Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

Ausschreibungsentwurf für das neue Schiffshebewerk am Dreischluchten-Staudamm in China 135
Dipl.-Ing. KUNZ, Claus — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. KREBS, Dorothea — Krebs & Kiefer Beratende Ing. f. d. Bauwesen, Darmstadt
Dipl.-Ing. STRACK, Gerhard — Lahmeyer International GmbH. Bad Vilbel
Dipl.-Ing. ZHAO, Xijin — China Three Gorges Project Corporation (CTGPC)

Naturuntersuchungen und numerische Modellrechnungen zur Ein- und Ausfahrt moderner Schiffe in das Schiffshebewerk Lüneburg 143
Prof. Dr.-Ing. SÖHNGEN, Bernhard — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. SPITZER, Detlef — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dipl.-Ing. STUNTZ, Norbert — DST, Duisburg

Ein neues Schiffshebewerk in Niederfinow 156
Dipl.-Ing. HEYMANN, Hans-Jürgen — Wasserstraßenneubauamt Berlin
Dipl.-Ing. SIEBKE, Johannes — Wasserstraßenneubauamt Berlin

Die neue Landmarke – Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow 165
Dipl.-Ing. BEUKE, Udo — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Im Herzen Europas – Die Architektur der Brücken über den Mittellandkanal in der Stadtstrecke Hannover 172
Dipl.-Ing. BEUKE, Udo — Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1.4 Umweltaspekte der Binnenschifffahrt — Seite

Umweltgesetzgebung zum Erreichen einer nachhaltigen Binnenschifffahrt 184
Dipl.-Ing. PAULI, Gernot — Zentralkommission für die Rheinschifffahrt, Straßburg

Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie 186
Mag. rer. publ. SCHIMM, Gerhard — Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd, Würzburg

2. Seeschifffahrt, Seewasserstraßen und Seehäfen

2.1 Containertransport

Dynamisches Fahrverhalten sehr großer Containerschiffe unter extremen Flachwasserbedingungen 187
Dr.-Ing. ULICZKA, Klemens — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg
Dipl.-Ing. KONDZIELLA, Bernhard — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg

2.2 Seewasserstraßen, Seehafenzufahrten, Küsteningenieurwesen

Schiffserzeugte Belastungen von Ästuardeichen am Beispiel der Elbe 195
Dr.-Ing. SCHÜTTRUMPF, Holger — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg
Dr.-Ing. POHL, Martin — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg

2.3 Häfen – Infrastruktur, Management, Umschlag

Aktuelles zur Hafenentwicklung in Bremen/ Bremerhaven 201
Dipl.-Geogr. KRÄMER, Iven — bremenports consult GmbH & Co. KG
Dipl.-Ing. BARTELS, Klaus — bremenports consult GmbH & Co. KG
Dr.-Ing. WOLTERING, Stefan — bremenports consult GmbH & Co. KG

2.4 Umweltaspekte bei der Hafenplanung und –entwicklung

2.5 Hafenentwicklung in Entwicklungs- und Schwellenländern

3. Umweltfragen

3.1 Baggerungen und wirtschaftliche Nutzung des Baggermaterials

Wasserinjektionsbaggerungen in der Unterweser: Eine ökologische und ökonomische Alternative zu Hopper Baggerungen 204
Dr.-Ing. STENGEL, Torsten — Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

Umgang mit Fluid Mud in Brackwasserhäfen 209
Prof. Dr.-Ing. NASNER, Horst — Hochschule Bremen, Institut für Wasserbau
Dipl.-Ing. WESTERMEIER, Franz — bremenports consult GmbH & Co. KG

Messtechnik und Baggertechnologie für ein Kosten sparendes Sedimentmanagement mit Hilfe der Fließfähigkeit des Baggergutes 217
Dipl.-Ing. WURPTS, Rewert — Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, Niederl. Emden
Dr.-Ing. GREISER, Norbert — Dr. Greiser & Partner, Wissenschaftl. u. Ing., Geestacht

3.2 Nachhaltige Schifffahrt

Auswirkungen des JadeWeserPorts auf die Tide- und Morphodynamik der Jade 227
Dr.-Ing. KAHLFELD, Andreas — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg
Dr.-Ing. SCHÜTTRUMPF, Holger — Bundesanstalt für Wasserbau, DSt Hamburg

Management von Flüssen und Küstengewässern – Eine ´Balance´ zwischen Naturschutz, Ökonomie und Schifffahrt 233
Dr. rer. nat. FIEDLER, Michael — Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz
Dr. WETZEL, Markus A. — Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

3.3 Anlagen in der Meeresumwelt

3.4 Schifffahrt

4. Freizeitschifffahrt

4.1 Geänderte Anforderungen an Marinas und andere Einrichtungen für die Freizeitschifffahrt (Schlußfolgerungen für Entwurf und Betrieb)

4.2 Umplanung von alten Hafenflächen für Marinas

4.3 Sicherheit in Marinas

Binnenschifffahrt, Schiffe, Schiffbau (1.1)

Containertransport im Hinterland der Seehäfen: Die Einbindung des Binnenschiffes in intermodale Transportketten

Dipl.-Kfm. Erich Staake
Duisburger Hafen AG, Duisburg

KURZFASSUNG

In den vergangenen fünf Jahren haben sich die Containertransporte mit dem Binnenschiff in Deutschland verdoppelt: Wurden 1999 noch rund eine Million TEU befördert, so waren es im Jahr 2005 mehr als zwei Millionen TEU. Vor allem in jüngster Zeit ist die Zahl der per Binnenschiff transportierten Container, wie die Zahl der weltweiten Containerverkehre allgemein, stark gestiegen.

Zirka 90 Prozent dieser Transporte erfolgen über den Rhein, der die Häfen Amsterdam, Rotterdam und Antwerpen (ARA-Häfen) mit dem europäischen Fluss- und Kanalnetz verbindet. Diese verkehrinfrastrukturelle Situation beeinflusst den Modal Split im Hinterlandverkehr der ARA-Häfen deutlich. Denn während sie Hinterlandverkehre der deutschen Seehäfen aus Distanz über 150 Kilometern vorwiegend über die Schiene abwickelt werden (z. B. werden 70 Prozent der von Hamburg ins Hinterland beförderten Container per Bahn transportiert), erfolgen mehr als 50 Prozent der Hinterlandsverkehre der ARA-Häfen per Binnenschiff.

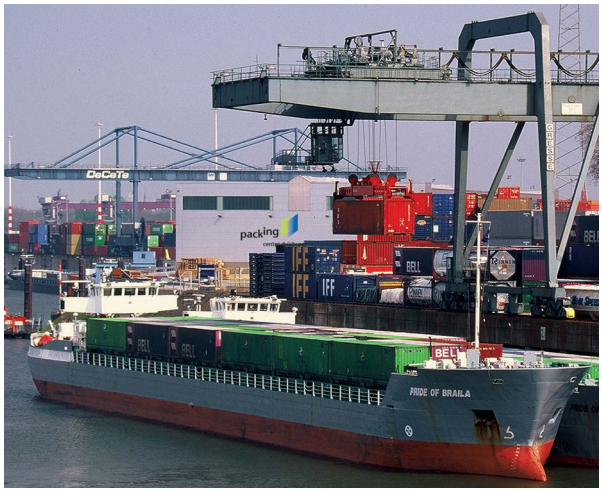
Damit sind die Potenziale für Containertransporte über den Rhein allerdings bei weitem nicht ausgeschöpft. Eine intensivere Nutzung der Rheinschifffahrt für Containertransporte ist insbesondere angesichts der zunehmenden Überlastung der Hinterland-Verbindungen über die Straße dringend anzustreben.

Als Voraussetzung für eine stärkere Einbeziehung der Rheinschifffahrt in den europäischen Containerverkehr nennt eine im Auftrag des Deutschen Verkehrsforums erarbeitete Studie mit dem Titel „Drehscheibe Ruhrgebiet Schifffahrt – Bahn: Marktpotenziale und Umsetzungsmöglichkeiten“ eine verbesserte Kooperation zwischen Binnenschiff und Bahn. Eine Kernempfehlung der Studie lautet, dass sich die beiden Verkehrsmittel im Wettbewerb um Marktanteile nicht als Konkurrenten, sondern vielmehr als Partner sehen sollten. Bei der Bildung intermodaler Transportketten kommt danach jeweils der Verkehrsträger zum Einsatz, der auf der entsprechenden Teilstrecke Systemvorteile bietet. Eine derartige strategische Allianz macht Binnenschiff und Bahn nach Ansicht der Forscher im Vergleich zu ihrem eigentlichen Konkurrent, dem Lkw, wettbewerbsfähig.

Bedingung dafür ist allerdings die Bündelung von Güteraufkommen und die Bildung zentraler Gateway-Hubs im Hinterland der Seehäfen. Für die Rolle der Gateway-Hubs eignen sich Binnenhäfen, wie z.B. der Duisburger Hafen aufgrund seiner trimodalen Infrastruktur ganz besonders. Ihre Aufgaben bestehen zum einen darin, effiziente intermodale Umschlageinrichtungen sowie eine attraktives logistisches Dienstleistungsangebot bereitzustellen. Zum anderen müssen sie gemeinsam mit den am Standort engagierten Reederein, Eisenbahndienstleistern und Umschlagbetrieben kosteneffiziente intermodale Transportketten von den Seehäfen zu den Endverbrauchern im Hinterland organisieren. Alles Attribute, die der Duisburger Hafen bereits bedient.

Mehr als 700.000 Standardcontainer (TEU) sind im Duisburger Hafen 2005 umgeschlagen worden. Damit hat sich das Container-Umschlagvolumen in den vergangenen drei Jahren mehr als verdoppelt. Diese Entwicklung zeigt deutlich, dass die Kombination von kontinentalen und maritimen Ladungsströmen Umschlagsvolumina für Binnenschiff und Bahn bringt, ebenso wie für die Binnenhäfen und ihre Kunden.

Der **Duisburger Hafen** (Markenname **duisport**) am Zusammenfluss von Rhein und Ruhr ist mit einem Umschlag von 100 Millionen Tonnen der größte Binnenhafen Europas. Die trimodale (Wasser, Schiene, Straße) Logistikdrehscheibe fungiert als Hinterland-Knotenpunkt für die Seehäfen und als Gateway für Güterverkehre nach Zentraleuropa. Neben dem Güterumschlag bietet der Logistikstandort duisport zahlreiche logistische Dienstleistungen.



Containerumschlag im Duisburger Hafen

Verfasser

Dipl.-Kfm. Erich Staake
Vorstandssprecher
Duisburger Hafen AG
Alte Ruhrorter Strasse 42-52, 47119 Duisburg
Tel.: 0203 803 – 315
E-Mail: erich.staake@duisport.de

Anhang

31st PIANC World Congress

duisport
excellence in logistics

Erich Staake,
CEO Duisburger Hafen AG:

Container Transportation in the Sea Port Hinterland -
The Integration of Inland Barges in
Intermodal Transportation Chains

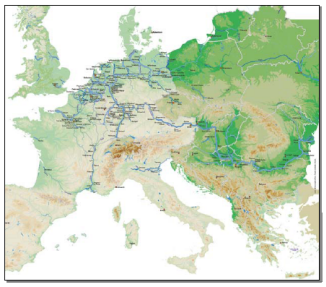
Estoril/ Portugal, 15th May 2006

European Inland Waterway Network

duisport
excellence in logistics

Linking the North Sea to the Black Sea

- Waterways flow through Europe's enlarging market and benefit the economies of countries, regions and cities
- Capacity: Waterways are the only „land" highways with still plenty of capacity
- Length: More than 30,000 km, half of the network accessible to 1,000 t vessels
- Cargo: Inland navigation transports up to 450 million tonnes p.a.
- The Rhine, Europe's most important inland waterway, accounts for over 50 % of inland shipping and most of short sea shipping in Europe



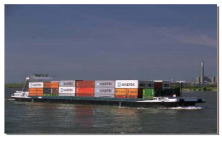
Source: Inland Navigation Europe

Seite 2 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Development of Hinterland Transportation

duisport
excellence in logistics

- **Example: Germany - Substantial increase of containers moved by barge:**
  - More than 2.0 million TEU were moved by barge in 2005
  - Over 90 % has been transported on the Rhine river
  - Additionally, a growing number of rail shuttles connect the sea ports with the European hinterland (e.g. Stinnes Schenker, BoxXpress, ERS, etc.)



> Considerable barge and rail hinterland transportation potential

Seite 3 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Anhang

Problems entailed by Congestion at the Sea Ports

duisport excellence in logistics

Growing bottlenecks at the container terminals in the sea ports have an impact on hinterland transportation:

- Sea-going vessels are loaded and unloaded first
- Barge waiting times up to 60 hours
  - barges often no longer operate to schedule
  - cost per container increases
- Congestion threatens progress and modal shift in hinterland transportation
- Recently initiated infrastructure expansion projects at the sea ports can only offer long-term solutions (e.g. Maasvlakte II, JadeWeserPort 2010)

> **The strain on the sea port capacities must be reduced quickly**

Seite 4 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Modal Split: Rotterdam

duisport excellence in logistics

- The road unites continuously 60 % of the cargo traffic
- High-quality mutimodal transportation chains are missing yet

Modal Split hinterland containers/TEU's via Rotterdam

Port of Rotterdam

	2004	%	2003	%	2002	%	2001	%
Barge	1.188	30,5%	1.102	31,3%	1.089	32,1%	925	30,3%
Rail	358	9,2%	336	9,5%	302	8,9%	258	8,5%
Road	2.344	60,3%	2.083	59,2%	2.002	59,0%	1.870	61,2%
Total	**3.890**	**100,0%**	**3.521**	**100,0%**	**3.393**	**100,0%**	**3.053**	**100,0%**
Feeder throughput	1.198	23,5%	869	19,8%	667	16,4%	761	20,0%
Total throughput	**5.088**	**100,0%**	**4.391**	**100,0%**	**4.060**	**100,0%**	**3.814**	**100,0%**

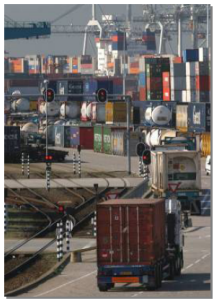
(Source: Port of Rotterdam / Port Information Desk)

Seite 5 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Hinterland Strategies to release the Sea Ports

duisport excellence in logistics

- Separation of the ship loading and unloading function from the storage function
- Sea ports focus on their core business: container loading and unloading operations
- Containers are directly moved to strategic hinterland hubs by rail (block trains) and barge
- Sorting and distribution of containers at hinterland hubs
- Installation of multimodal shuttle systems and networks (combination of barge and rail transportation)



> **Under short-term aspects strong cooperation between sea ports and hinterland hubs can substantially help to solve the problems**

Seite 6 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Anhang

duisport Location - In the Heart of Europe …

duisport excellence in logistics

… and in the center of the Rhine-Ruhr area

- Situated in Europe's largest industrial conurbation with more than 30 million consumers and 300,000 companies in a radius of 150 km
- Located at the junction of major European water, rail and road transportation routes
- Major hinterland hub for gateway cargo from and to the North Sea ports

> The EU enlargement makes Germany and especially the Rhine- Ruhr area the geographical center of the world's largest free trade area

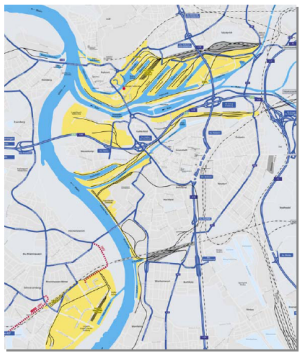
Seite 7 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

The Port of Duisburg

duisport excellence in logistics

The Figures tell its own story…

- Europe's largest inland port
- Most important hinterland hub for the North Sea Ports
- Germany's third largest container port; on course to be listed under the „Top 100" container ports
- Total transshipments of the public and the 8 private ports: more than 100 million tonnes p.a.
- Market leader for:
  - containers
  - steel
  - coal



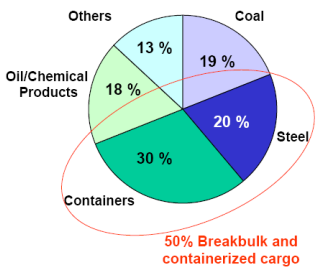
Seite 8 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Transshipment 2005

duisport excellence in logistics

- **Total transshipment of the public ports (duisport) and 8 private ports: more than 100 million tonnes p.a.**

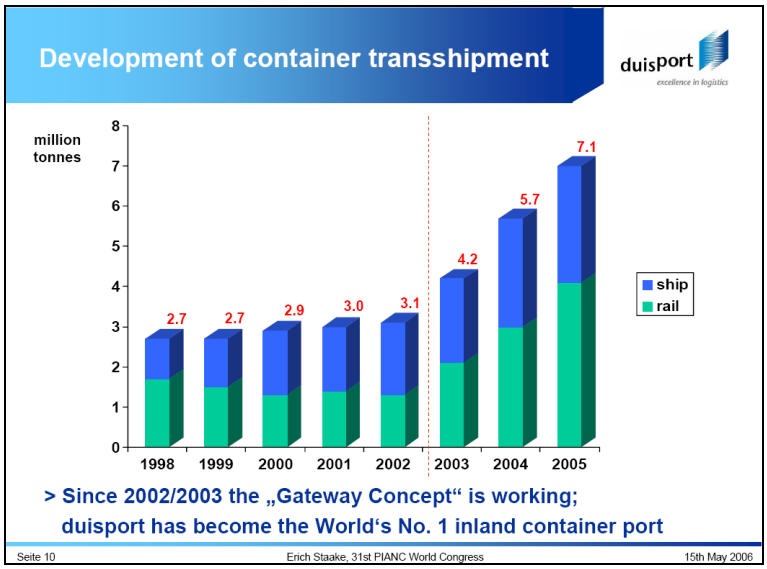
duisport transshipment:	2004	2005
Ship cargo	14.3	14.8
Rail cargo	8.1	8.9
Intermediate result	**22.4**	**23.7**
Truck cargo	19.6	21.3
Total cargo	**42.0**	**45.0**

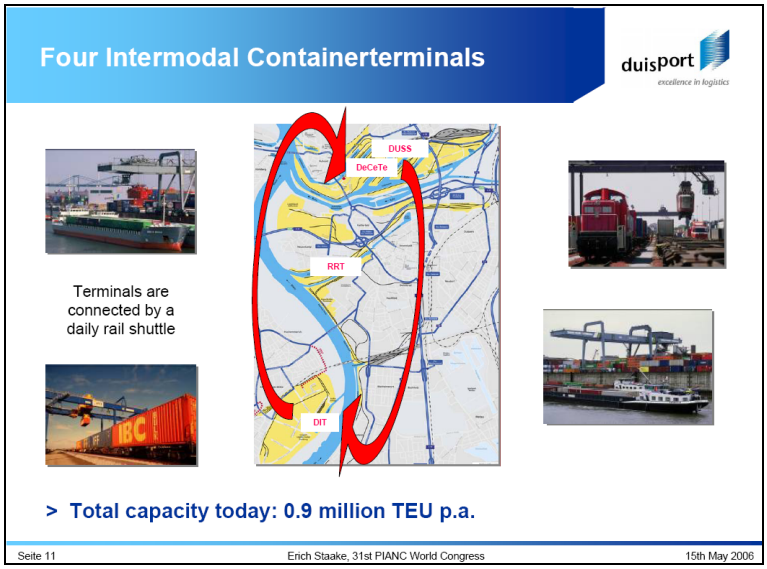


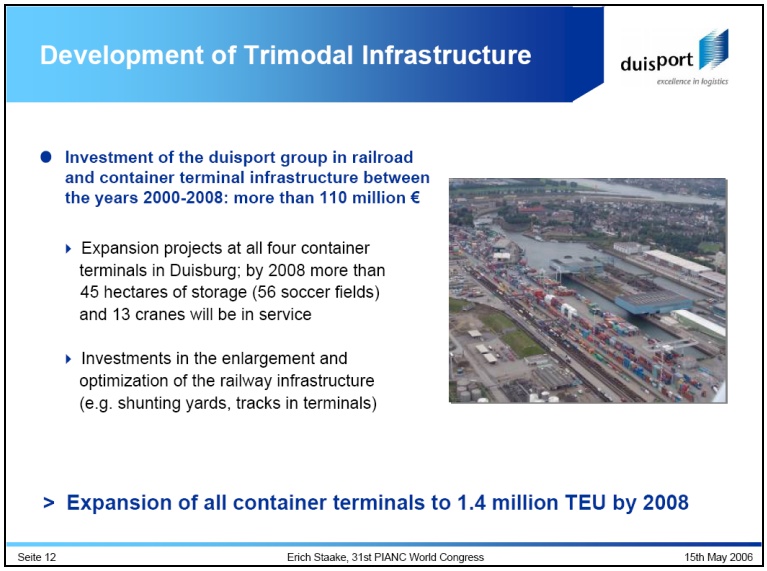
> Major hub for containers, steel and coal in the hinterland of the sea ports

Seite 9 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Anhang


Development of container transshipment
duisport
excellence in logistics
million tonnes
8
7
6
5
4
3
2
1
0
2.7
2.7
2.9
3.0
3.1
4.2
5.7
7.1
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
ship
rail
> Since 2002/2003 the „Gateway Concept“ is working;
duisport has become the World‘s No. 1 inland container port
Seite 10
Erich Staake, 31st PIANC World Congress
15th May 2006


Four Intermodal Containerterminals
duisport
excellence in logistics
Terminals are connected by a daily rail shuttle
DUSS
DeCeTe
RRT
DIT
> Total capacity today: 0.9 million TEU p.a.
Seite 11
Erich Staake, 31st PIANC World Congress
15th May 2006


Development of Trimodal Infrastructure
duisport
excellence in logistics
Investment of the duisport group in railroad and container terminal infrastructure between the years 2000-2008: more than 110 million €
Expansion projects at all four container terminals in Duisburg; by 2008 more than 45 hectares of storage (56 soccer fields) and 13 cranes will be in service
Investments in the enlargement and optimization of the railway infrastructure (e.g. shunting yards, tracks in terminals)
> Expansion of all container terminals to 1.4 million TEU by 2008
Seite 12
Erich Staake, 31st PIANC World Congress
15th May 2006

Anhang

duisport Investment: Antwerp Gateway Terminal

duisport excellence in logistics

Antwerp Gateway is a trimodal deep-water container terminal at the new Deurganck Dock

- **Capital expenditure:** 530 million €
- **Start-up:** July 2005
- **Final-phase capacity:** approx. 3.5 million TEU/year
- **Concept:** Separate installations for barges
  Special rail terminal
  Setup of block trains and dedicated barge shuttles to the hinterland
- **Partners:** P&O, Cosco, Maersk, CMA

> Improvement of cargo handling and hinterland traffic from Antwerp to Duisburg and other destinations

Seite 13 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Hub for Combined Transportation (1): Multimodal solutions via Duisburg

duisport excellence in logistics

- Scheduled container barge shipments to the North Sea ports of Antwerp and Rotterdam
- A dozen regular railroad shuttle services to sea ports
- Today: more than 300 scheduled direct combined transportation train links. 2008: Extension to 400
- Development of major European north-south and east-west transportation corridors via Duisburg by Alcotrans, Geest, Rhinecontainer, H & S, Rhenus Contargo and others
- At duisport over 20 railroad companies offer transportation services like Stinnes Schenker, Kombiverkehr, Hupac, Railog, Optimodal, IFB, Crossrail, ERS and others

Status: May 2006

> Best connections to the international combined transportation system

Seite 14 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Hub for Combined Transportation (2): New connections starting at Duisburg

duisport excellence in logistics

2004/2005, examples:

- Lyon (Kombiverkehr)
- Malmö (Kombiverkehr)
- Budapest (Kombiverkehr)
- Lovosice/Tschechien (Kombiverkehr)
- Singen (Hupac)
- Istanbul (Railog)
- Hoje Tastrup/Dänemark (DFDS/ Kombiverkehr)

To be started in 2006, examples:

- Antwerpen
- Zeebrügge
- Amsterdam
- Rotterdam (additional shuttles)

> Combined Transportation by rail: + 40 % per year

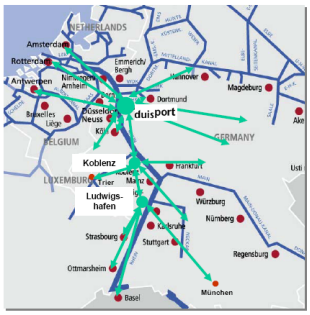
Seite 15 Erich Staake, 31st PIANC World Congress 15th May 2006

Anhang

Consolidation of Cargo Volume: Hub & Spoke Systems in the Hinterland

duisport excellence in logistics

- Consolidation of cargo at a limited number of central hubs in the hinterland of the sea ports
- Barge-to-barge transfers to connect smaller inland ports via the consolidation hubs with the sea ports on a daily basis
- Use of large barges for point-to-point connections between the sea ports and the consolidation hubs in the hinterland
- Terminal operators, shippers and ports have to co-operate in order to implement hub & spoke systems



> Hub & spoke systems improve cost efficiency of inland navigation

Hub & Spoke System: Best practice for handling cargo volumes

duisport excellence in logistics

DIT Containerterminal:

- Containers for Rotterdam/ Antwerp are collected in Dortmund;
1 3 times a week an inland barge transports the units from Dortmund to Duisburg

- At DIT the Rotterdam portion leaves the barge. The portion continues its
2 way with the CCS/ Rotterdam-Shuttle to the Port of Rotterdam

- The Dortmund barge is completed with cargo from the Rhine Ruhr
3 Area at DIT and continues its way to the Port of Antwerp

> One Hub – various destinations

Outlook

duisport excellence in logistics

- **Further strategies to manage congestion at the sea ports:**
  - Increased use of push barges moored off at the terminals for loading and unloading
  - Reduction of the number of sea port terminals called at by early information flow
  - Innovative Ro/Ro-systems for trailers via short sea to the hinterland

> Inland hubs can play a major role in easing the pressure of the seaports

Binnenschifffahrt, Schiffe, Schiffbau (1.1)

Ein DGPS Dienst für Telematikanwendungen in der Binnenschifffahrt

Dipl.-Ing. Michael Hoppe
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz

Dipl.-Ing. Stefan Bober
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz

Dipl.-Ing. Wilfried Rink
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken, Koblenz

Kurzfassung

In den letzten Jahren ist ein zunehmendes Interesse an einer effektiveren Nutzung der Binnenwasserstraßen festzustellen. Dieses resultiert in einer Vielzahl neuer Entwicklungen und Systeme rund um die Wasserstraßen. Systeme in diesem Zusammenhang werden allgemein unter dem Schlagwort RIS (River Information Services) geführt. Als wesentliche Zielsetzungen der RIS Aktivitäten sind zu nennen:

- Wirtschaftliche und ökologische Nutzung der Binnenwasserstraßen
- Verbesserung der Sicherheit auf Binnenwasserstraßen
- Erhöhung der Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt
- Reduzierung der Arbeitsbelastung der Schiffsführung

Eine grundlegende Verbesserung der technischen Ausrüstung in der Binnenschifffahrt ergab sich durch die Entwicklung, Standardisierung und Einführung der elektronischen Flusskarte „Inland ECDIS“ (Electronic Chart Display and Information System). Weiterhin hat die Entwicklung von Schiffsidentifizierungssystemen sich als ein nützliches Werkzeug zum Austausch von navigatorischen Daten zwischen verschiedenen Schiffen bzw. zwischen Schiffen und Verkehrszentralen erwiesen.

Eine bedeutende Grundlage zur Anwendung solcher neuen telematischen Systeme ist die Nutzung von Satellitennavigationssystemen (z.B. GPS), die durch den Einsatz entsprechender Differentialsysteme (z.B. DGPS) die notwendige Genauigkeit und Integrität für die Telematiksysteme zur Verfügung stellen. Für die Anwendung innerhalb der Binnenschifffahrt ist es weiterhin wichtig, dass die verwendeten Navigationssysteme international standardisiert sind und dass Empfangsgeräte genutzt werden, welche die minimalen Leistungsanforderungen erfüllen und zu günstigen Preisen erworben werden können.

In den letzten Jahren haben weltweit viele maritime Verwaltungen ein DGPS System für die maritime Seeschifffahrt errichtet. Dieses System sendet DGPS Korrekturdaten nach einem internationalen Standard aus, den die IALA (International Association of Lighthouse Authorities) erarbeitet hat. Ziel dieses Dienstes ist es, die Sicherheit der Navigation in den Küstenregionen zu erhöhen. Neben der Steigerung der Genauigkeit ist vor allem aber die Aussendung von Integritätsinformationen ein wesentlicher Bestandteil der DGPS Referenzstationen nach IALA Standard. Damit die neuen Telematikanwendungen in der Binnenschifffahrt genutzt werden können, hat die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ihr bestehendes DGPS Netz an der deutschen Küste mit vier Zusätzlichen DGPS-Referenzstationen im Binnenbereich erweitert.

Der folgende Artikel beschreibt die generelle Systemarchitektur des DGPS Dienstes im Binnenbereich. Weiterhin wird über erste Erfahrungen des Systems als Teil der geplanten RIS Anwendungen berichtet. Die Vorteile bei der Nutzung von DGPS zusammen mit Schiffsidentifizierungssystemen sollen am Beispiel der Nutzung der „INLAND ECDIS“ und des AIS (Automatic Identification System) verdeutlicht werden.

1. Einführung

Motiviert durch die Erweiterung der EU nach Osten ist es zu erwarten, dass es zu deutlichen Zunahmen des Gütertransportes kommt. Diesbezüglich wird die Nutzung der vorhandenen Wasserstraßen immer wichtiger. Damit die Wasserstraßen wirtschaftlich und ökologisch von der Binnenschifffahrt verwendet werden können, ist es sinnvoll, modernere und intelligentere Navigationssysteme zu nutzen. Hierzu wurde in den vergangenen Jahren eine Vielzahl neuer Entwicklungen im Rahmen der RIS-Aktivitäten für die Binnenschifffahrt nutzbar gemacht.

Eine bedeutende Verbesserung war die Einführung der “Inland ECDIS-Karte”. Wesentlich für die Nutzung dieses Systems war die Verabschiedung internationaler Standards, kompatibel zur maritimen ECDIS-Karte. Die Nutzung der Inland ECDIS im „Navigationsmodus“ ermöglicht die Darstellung der präzisen Schiffsposition in Relation zur vorhandenen Fahrwasserbegrenzung. Weiterhin ist davon auszugehen, dass AIS zukünftig einen wichtigen Beitrag zur Verbesserung der Sicherheit auf Binnenwasserstraßen liefern wird. Eine essentielle Anforderung an die neuen Telematiksysteme ist die Nutzung entsprechender Positionierungssysteme, welche die Position mit hoher Genauigkeit, Verfügbarkeit und vor allem Integrität zur Verfügung stellen. Bestehende Satellitennavigationssysteme wie GPS oder GLONASS werden heute in vielen Anwendungsbereichen eingesetzt[1]. Für spezielle Anwendungen ist es jedoch wichtig zu beachten das GPS und GLONASS ohne zusätzliche Augmentierung nicht alle Anforderungen erfüllen können. Insbesondere für sicherheitsrelevante Anwendungen ist es wichtig, dass der Systemanbieter auch Garantien hinsichtlich der Genauigkeit, Integrität und Zuverlässigkeit des Positionierungsdienstes übernimmt. Ein solches Navigationssystem welches für die genannten Anwendungen in der Binnenschifffahrt mit einer hohen Zuverlässigkeit und einer Genauigkeit von < 3 m genutzt werden kann, muss verschiedene Systeme an Bord des Binnenschiffes miteinander kombinieren.

[1] GPS , GLONASS und Galileo werden als GNSS (Global Navigation Satellite Systems) bezeichnet

Dieser Artikel beschreibt den DGPS-Korrekturdatendienst nach IALA Standard und berichtet über erste Erfahrungen mit dem errichteten DGPS-Netz in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) als Teil der „River Information Services“ (RIS). Neben der Erläuterung technischer- und betrieblicher Parameter des IALA DGPS Dienstes wird auch ein Ausblick über zukünftige Entwicklungsmöglichkeiten des Systems gegeben.

2. Telematikanwendungen in der Binnenschifffahrt

2.1 Inland ECDIS

Eine wesentliche Verbesserung der Navigation in der Binnenschifffahrt ergab sich durch die Entwicklung und Einführung der Inland ECDIS und die Erarbeitung eines an den maritimen ECDIS angelehnten Standards. Wird ein solches System im „Navigationsmodus“ benutzt, dann liefert die Inland-ECDIS Informationen über die genaue Schiffsposition im Bezug zur Fahrwasserbegrenzung. Die Entwicklung der Karte und des genannten Standards basiert auf dem Auftrag an die WSV, Tiefeninformationen des Rheinverlaufes auf einer elektronischen Karte nutzbar zu machen [1]. Die technische Basis wurde in Deutschland im Jahr 1998 und 1999 im ARGO-Projekt der WSV, in enger Zusammenarbeit mit dem europäischen INDRIS Projekt, gelegt. Unter Verwendung der praktischen Erfahrungen aus den Projekten ARGO und INDRIS wurde von einer Expertengruppe der EU der Inland ECDIS Standard in seiner Grundfassung erarbeitet. Auf dieser Basis wurde der Standard durch die „Central Commission for Navigation on the Rhine river“ (CCNR) weiter entwickelt. Die CCNR hat den endgültigen Standard im Mai 2001 veröffentlicht. Auch die Donaukommission hat diesen Standard angenommen, mit dem Resultat, dass der Standard nun auf fast allen europäischen Wasserstraßen genutzt wird. Innerhalb des Inland ECDIS Standards werden zwei Betriebsarten definiert:

- Informationsmodus
- Navigationsmodus

Im **Informationsmodus** wird die elektronische Karte ohne überlagertes Radarbild dargestellt. Der Schiffsführer kann die Karte dazu verwenden, um Informationen über die Wasserstraße, Liegeplätze oder Hafenzufahrten zu erhalten. Ebenfalls kann der Informationsmodus für die Fahrtvorbereitung verwendet werden. Die Nutzung der Karte im Informationsmodus stellt nur geringe Anforderungen an die Positionsgenauigkeit, Verfügbarkeit und Integrität eines Positionierungssystems. Daher kann für diesen Modus ein herkömmlicher GNSS Empfänger verwendet werden. Es muss allerdings erwähnt werden, dass es nicht erlaubt ist, die Karte im Informationsmodus für navigatorische Zwecke zu verwenden.

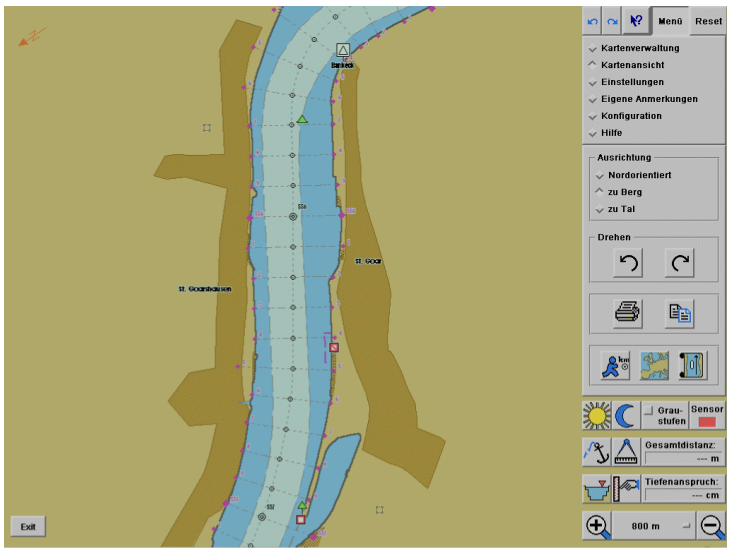


Bild 1: Inland ECDIS im Informationsmodus

Wird die Inland ECDIS im **Navigationsmodus** betrieben, dann wird das Radarbild der Schiffsradaranlage der ECDIS Karte überlagert. Wenn zusätzlich Tiefeninformationen zur Verfügung stehen, dann erhält der Schiffsführer neben den sonst üblichen Radarechos auch Informationen zu Fahrwasserbegrenzungen bezogen auf den aktuellen Tiefgang des Schiffes, des anstehenden Wasserstandpegels und eines festgelegten Sicherheitsabstandes. Ausgerüstet mit all diesen Informationen ist der Schiffsführer dann in der Lage, seine Zuladung für eine bestimmte Fahrt zu vergrößern. Als Resultat des vergrößerten Tiefganges zeigt die Inland ECDIS das reduzierte Fahrwasser in Teilbereichen des Fahrwassers. Es ist einleuchtend, dass für die Benutzung der Inland Karte im Navigationsmodus hohe Anforderungen an das Positionierungssystem hinsichtlich Genauigkeit, Verfügbarkeit, Kontinuität und Integrität gestellt werden müssen. Bild 2 zeigt die im Navigationsmodus verwendete Inland ECDIS.

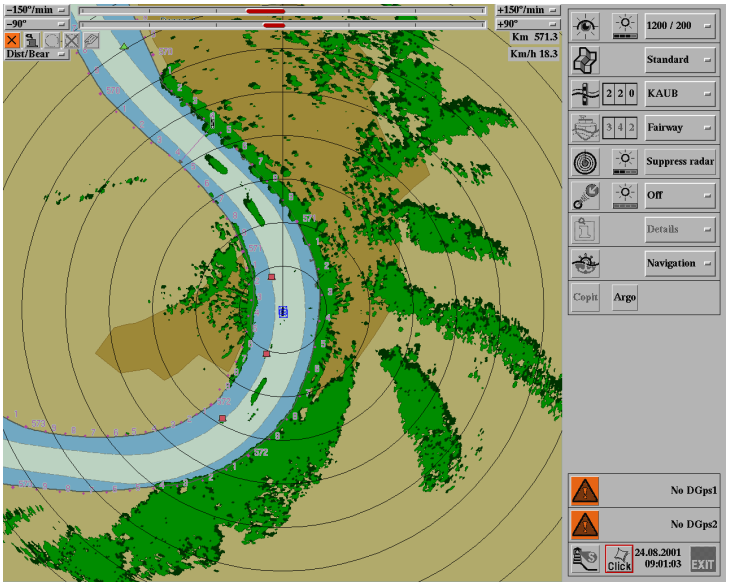


Bild 2: Inland ECDIS im Navigationsmodus

2.2 Automatic Identification System (AIS)

Seit 2004 müssen alle Seeschiffe auf “großer Fahrt” zur Erfüllung der SOLAS Bestimmungen mit AIS Transpondern ausgerüstet sein. AIS ist eine wichtige Komponente für den Austausch von Navigationsdaten zwischen Schiffen bzw. zwischen Schiffen und entsprechenden Küstenstationen. Es ist zu erwarten, dass die Einführung von AIS auch Auswirkungen auf die Navi-

gation im Binnenbereich haben wird, insbesondere bei Binnenschiffen, die auch maritime Wasserstraßen nutzen (z.B. in Küstenregionen betriebene Schiffe). In Gewässer oder Häfen, wo oft Seeschiffe und Binnenschiffe dicht nebeneinander navigieren müssen, ist der schnelle Austausch von Informationen hinsichtlich Identität, Position, Kurs, Geschwindigkeit sowie Typ und Größe benachbarter Schiffe ebenfalls sehr wichtig.

AIS bietet jedoch auch für den Einsatz im Binnenbereich eine Reihe von signifikanten Vorteilen. Die hohe Qualität der AIS Datenübertragung ermöglicht eine sichere und effektivere Navigation der Binnenschifffahrt. Weiterhin kann dieser Sensor auch dazu beitragen, die vorhandenen Wasserstraßen ökologischer und wirtschaftlicher nutzen zu können. Einen Vorteil durch die AIS-Datenerfassung und Datenweiterleitung erlangen insbesondere Reedereien, Hafengesellschaften, Verkehrszentralen oder andere Organisationen, welche sich mit dem Transport von Waren und Gütern beschäftigen.

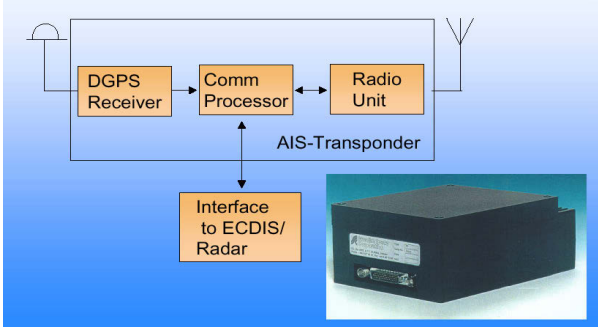


Bild 3: AIS- Transponder

Die “European RIS Platform”, die Zentrale Rheinkommission (ZKR), und die Donau-Kommission haben mittlerweile AIS als geeignete Technologie zur automatischen Identifizierung und Verfolgung von Binnenschiffen eingestuft. Als Grundlage zur Nutzung von AIS im Binnenbereich wurde daher ein AIS Standard entwickelt, der die besonderen Anforderungen der Binnenschifffahrt berücksichtigt, jedoch die volle Kompatibilität zum bestehenden maritimen AIS Standard beibehält. Zur Weiterentwicklung eines Inland AIS Systems führt die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes z. Zt. Tests und Erprobungen an verschiedenen Wasserstraßen durch. Diese Untersuchungen nutzen bestehende RIS-Anwendungen, wie z.B. die Inland ECDIS Karte, elektronische Schiffsmeldesysteme und die Einrichtungen der Verkehrszentralen. Ziel der Untersuchungen ist es, betriebliche und technische Erfahrungen mit dem neuen System zu erhalten.

Innerhalb dieser Tests sollen die folgenden Anwendungen untersucht werden:

- Anwendung von AIS für die Navigationsunterstützung auf Binnenschiffen
- Anwendung von AIS für Verkehrsinformations- und Managementdienste

2.3 Anwendungen von AIS für die Navigation auf Binnenschiffen

Binnenschiffe, die mit AIS ausgerüstet sind, können die mittels AIS von anderen Schiffen übertragenen Informationen zur Verbesserung des Verkehrslagebildes nutzen. Die mit AIS gewonnene Verkehrslage enthält Informationen, die mit dem nicht-kooperativen Verkehrserfassungsmittel Radar nicht zu ermitteln sind. Zu diesen Informationen zählen die Identität der Schiffe, Name, Fahrzeug- und Ladungskategorie sowie Abmessungen und weitere Schiffsdaten. In dieser Anwendung ergänzt AIS das Radarbild im Navigationsdisplay in idealer Weise. Besonders in Flussabschnitten mit schwierigen topographischen Verhältnissen zeigt AIS eine größere Reichweite als das Radar. Die Radarreichweite ist auf die direkte geometrische Sichtweite begrenzt, während AIS durch die etwas günstigere Ausbreitung des UKW Funkfeldes auch dort noch wirkt, wo das Radar schon abgeschattet ist. Somit können Schiffe mit AIS auch schon hinter einer Kurve entdeckt werden. AIS kann somit als Navigationshilfe im unmittelbaren Umfeld des Schiffes zur Kollisionsverhütung eingesetzt werden. Ein Untersuchungsschwerpunkt hinsichtlich dieses Einsatzes von AIS im Navigationsbetrieb ist die elektronische Signalisierung von besonderen Eigenschaften des Schiffes. So können beispielsweise Schiffe mit einer bestimmten Gefahrgutkategorie als gesondert markierte Symbole hervorgehoben werden. Die Kategorie des Gefahrgutes an Bord eines Binnenschiffes wird visuell durch das Setzen von „Blauen Kegeln“ angezeigt und kann elektronisch mittels AIS übertragen werden. Das Erkennen von Schiffen mit eingeschränkter Manövrierfähigkeit auf Grund des besonderen Tiefenanspruchs oder der Länge bzw. Breite des Schiffes wird mit zunehmender Schiffsgröße zukünftig eine immer wichtigere Rolle spielen. Durch den automatischen Datenaustausch mittels AIS lässt sich dieses Problem auf elektronischem Wege lösen.

In der Binnenschifffahrt wird das Abweichen vom Rechtsfahrgebot im Fahrwasser zwischen den beteiligten Fahrzeugen abgesprochen und visuell durch Setzen einer „Blauen Tafel“ angezeigt. Mittels AIS kann auf einfache Weise diese Signalisierung im Navigationsdisplay der umgebenden Schiffe darstellt werden. Oftmals tritt in der Binnenschifffahrt das Problem auf, dass bei hohem Verkehrsaufkommen nicht eindeutig festzustellen ist, welches Schiff gerade den Sprechfunkkanal nutzt. Die sendende Stelle kann dann nicht eindeutig identifiziert werden. Mittels AIS kann das im Funksprechverkehr sendende Schiff im Navigationsdisplay besonders hervorgehoben werden.

Ein weiterer Untersuchungsschwerpunkt ist die Erprobung der schiffsautonomen Engstellenregelung durch Datenfunk-Selbstwahrschau. An besonders kritischen Stellen der Wasserstraße, nämlich dort, wo sich Schiffe nur unter bestimmten Bedingungen begegnen können, sind oft Absprachen zwischen den Schiffsführern notwendig. Eine in der Binnenschifffahrt vielfach praktizierte Regelung ist die sog. Sprechfunk-Selbstwahrschau. Der Schiffsführer fragt über UKW-Sprechfunk ab, ob ihm ein Schiff entgegenkommt. Ist dies der Fall, müssen beide Schiffsführer klären, wie sie sich begegnen können. Voraussetzung dazu ist u.a. eine einwandfreie sprachliche Verständigung der beiden Schiffsführer.

Die Ersetzung der Sprechfunk-Selbstwahrschau durch die sog. Datenfunk-Selbstwahrschau mittels AIS bringt folgende Vorteile:

- Die Position und die Identität des entgegenkommenden Schiffes können zuverlässig bestimmt werden.

- Mehr als ein entgegenkommendes Schiff kann erkannt werden, ohne dass umfangreiche Funkkommunikation notwendig ist.
- Die Daten können in einem Bordcomputer zur Optimierung des Fahrverlaufes verarbeitet werden, da sie in computergerechter Form vorliegen.
- Die Begegnungsabsprache zwischen den Schiffen kann ebenfalls per Datenfunk erfolgen.

Besonders im gewundenen Verlauf der Flüsse treten häufig Funkabschattungen auf, die die Funkreichweite auf wenige Kilometer begrenzen. Durch den Einsatz von landseitigen AIS Repeatern können Schiffe auch in diesem topographisch schwierigen Gelände über größere Strecken automatisch die Position und Identität von entgegenkommenden Schiffen ermitteln. So kann der Schiffer mit AIS auch um die Kurve oder in gefährliche Einmündungen sehen und entgegenkommende Schiffe frühzeitiger erfassen, z.B. im stark gewundenen Verlauf des Rheins in der Gebirgsstrecke zwischen Bingen und Koblenz. Damit wird die selbständige Begegnungsabsprache zwischen den Schiffen unterstützt und erleichtert.

2.3.1 AIS zur Verkehrsunterstützung und zum Verkehrsmanagement

An besonders schwierigen Abschnitten der Wasserstraße ist eine direkte Unterstützung der Schifffahrt durch eine Verkehrsberatung einer Verkehrszentrale notwendig. Dies ist z.B. an einem Wasserstraßenkreuz beim Zusammentreffen mehrerer Wasserstraßen mit hohem Verkehrsaufkommen oder bei sehr langen unübersichtlichen Engstellen der Fall. In Deutschland erfolgt eine direkte Verkehrsunterstützug der Schifffahrt in der Gebirgsstrecke des Rheins durch die Verkehrszentrale Oberwesel. Der Rhein verläuft dort in sehr stark gewundenen Kurven mit engem Fahrwasser, in denen eine Begegnung der Schiffe nicht möglich ist. Die RVZ Oberwesel betreibt eine Engstellenregelung durch eine sog. Lichtwahrschauanlage, mit der dem Bergfahrer die ihm entgegenkommenden Talfahrer per Lichtsignalanlage angezeigt werden. Die Erfassung der Verkehrslage in der Engstelle erfolgt durch Landradaranlagen. Durch AIS werden auf der elektronischen Flusskarte in der Revierzentrale zusätzlich zum Radarziel Identität, Länge und Breite des Schiffes dargestellt. Weitere Schiffsdaten werden in den Reviertabellen der Datenverarbeitung gehalten. Weiterhin besteht die Möglichkeit die Signalstellung der Lichtsignalanlage mittels AIS elektronisch von der RVZ an die Schiffe zu übermitteln, die diese auf ihrem Navigationsdisplay anzeigen können.

2.3.2 Melde- und Informationssystem Binnenschifffahrt (MIB)

Beim MIB müssen sich bestimmte Schiffe bei der Revierzentrale an- bzw. abmelden, Ladungsänderungen bekannt geben und während der Reise an festgelegten Meldepunkten ihre Standorte angeben. Zurzeit werden die Standortmeldungen an wenigen Meldepunkten über Sprechfunk (NIF) abgegeben. Durch die spärlichen Positionsmeldungen kann der Aufenthaltsort des Schiffes jeweils nur in einem Teilabschnitt erfasst werden. Der Einsatz von AIS (ggf. zunächst nur auf meldepflichtigen Schiffen) könnte die Datenübergabe vereinfachen und Schiffsführung und Operateure in der Verkehrszentrale entlasten. Die flächendeckende Erfassung von Gefahrguttransporten ermöglicht eine kontinuierliche Überwachung und ein schnelles Eingreifen im Notfall. Durch AIS sind ständig Identität, Position und Ladung aller Gefahrgutschiffe bekannt. Im Bedarfsfall können so unmittelbar einzelne oder alle Gefahrgutschiffe informiert werden.

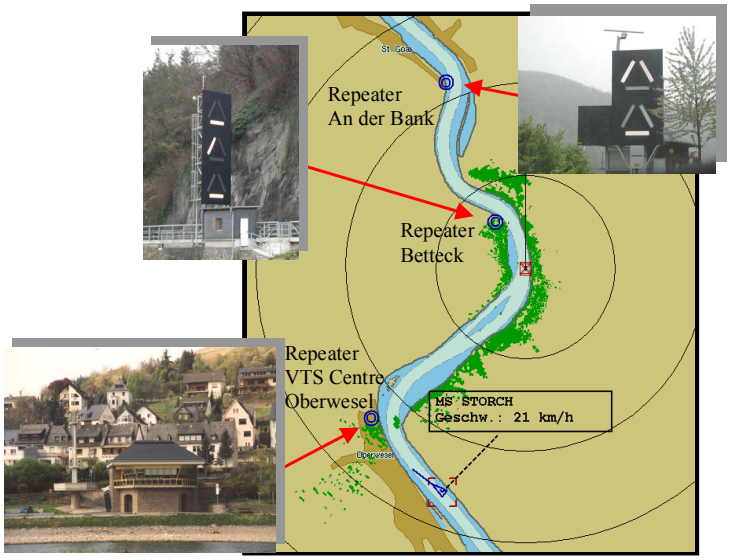


Bild 4: Revierzentrale Oberwesel

Verbesserungsmöglichkeiten im Schleusenbetrieb:

Liegen durch AIS Identität, Position und Geschwindigkeit vor, kann die Ankunftszeit des Schiffes aktuell bestimmt werden. Die Ankunftszeit eines Schiffes sollte möglichst genau bekannt sein, um den Schleusenablauf optimal zu planen und die Wartezeiten an den Schleusen zu verringern. Die bisherige Praxis der Anmeldung über Sprechfunk ist naturgemäß relativ ungenau und verzögert betriebliche Abläufe. Denkbar wird auch eine Rückmeldung an die betroffenen Schiffe (z.B. die von der Schleuse angeforderte Ankunftszeit), die ggf. bei ihrer Fahrt die Gegebenheiten an den Schleusen berücksichtigen können. Vorteilhaft können solche Informationen auch bei der Automatisierung von Schleusen und Hubbrücken genutzt werden.

3. Anforderungen an das Positionierungssystem

Die Einführung der bereits erwähnten Telematikanwendungen in der Binnenschifffahrt erfordern verbesserte Möglichkeiten zur Positionsbestimmung hinsichtlich der Genauigkeit aber vor allem auch der Integrität der ermittelten Positionen. Weiterhin wurde schon darauf

Genauigkeit	< 3 m (2 dRMS)
Verfügbarkeit	> 99,8 % (über eine Periode von 2 Jahren)
Integrität	Time to Alarm < 10 sec
Internationale Standards	ITU, IMO, IALA, etc.
Leistungsanforderungen an die Bordempfänger	IMO, IEC, etc.

Tabelle 1: Grundlegende Anforderungen an das DGNSS

hingewiesen, dass bestehende GNSS (GPS) nicht in der Lage sind, alle Anforderungen erfüllen zu können. Aus diesem Grund werden für die Positionsbestimmung and Bord der Binnenschiffe so genannte „Differential GNSS“ (DGNSS) eingesetzt. Diese senden Korrekturdaten zu den bestehenden GNSS aus, welche die Positionsgenauigkeit erhöhen und vor allen auch die erforderliche Integritätsinformation zu den genutzten Satelliten beinhalten. Die minimalen Anforderungen, die an ein solches DGNSS gestellt werden müssen, sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Weiterhin sollte beachtet werden, dass zum Empfang der DGNSS Daten auch leistungsfähige Empfängerkomponenten zu einem niedrigen Preis am Markt erhältlich sein sollten, so dass die Binnenschifffahrt nicht mit zu hohen Anschaffungskosten belastet wird.

Zur Festlegung welche DGNSS für die Nutzung in der Binnenschifffahrt geeignet sind, hat die WSV im Auftrag des BMVBW eine Untersuchung zu vorhandenen DGNSS durchgeführt [3]. In dieser Untersuchung wurden Systeme wie SAPOS, ALF, RDS, Loran-C/Eurofix, EGNOS und IALA DGNSS Beacon vergleichend beurteilt. Die einzigen Systeme, die nahezu alle gestellten Anforderungen erfüllen sind:

- Loran-C/Eurofix
- EGNOS
- IALA Beacon

Wegen der unsicheren Zukunft des Loran-C und der begrenzten Verfügbarkeit von EGNOS-Signalen in engen Tallagen, z.B. entlang des Rheins, der Mosel, der Donau und anderen kleineren Flüssen, wurde beschlossen, dass bereits an der Küste bestehende IALA-DGPS-Netzwerk in den Binnenbereich zu erweitern. Mit dieser Entscheidung wird auch die Kompatibilität zur maritimen Navigation gewährleistet.

4. Integriertes Navigationssystem basierend auf DGNSS

Zur Verbesserung der Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit des Navigationssystems wurde während der Einführungsphase der elektronischen Flusskarte ein integriertes Navigationssystem (INS) entwickelt und auf einer Reihe von Binnenschiffen getestet. Die wesentlichen Komponenten des INS sind in Bild 5 dargestellt.

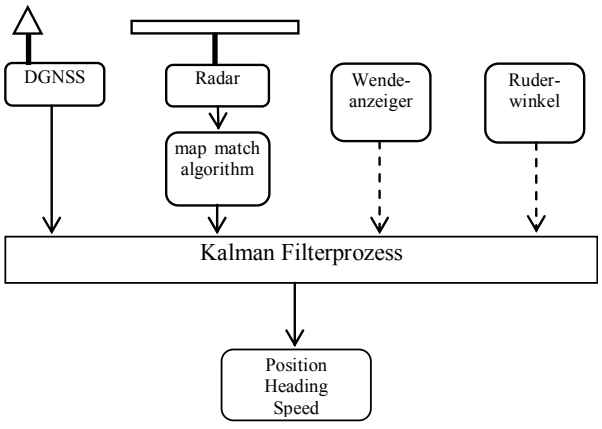


Bild 5: Integriertes Navigationssystem

Hauptsensoren des gezeigten INS sind der DGNSS Empfänger und ein Radar Map Matching (RMM) Prozess, welcher das über die Schiffsradaranlage empfangene aktuelle Radarecho mit gespeicherten Radarkonturen vergleicht. Zur Systemintegration muss die elektronische Flusskarte exakt unter das vorausorientierte Radarbild gelegt werden. Der RMM Algorithmus liefert wie auch der DGNSS Sensor eine unabhängige Positionslösung und die Schiffsvorausrichtung (Heading). Hierbei werden die radarsichtbaren Kartenobjekte und das aktuelle Radarbild verglichen und so verschoben, dass Position und Orientierung der Karte mit dem Radarbild übereinstimmen. Dieser Prozess wird im Wesentlichen durch die DGNSS Positionierung unterstützt. Je nach Möglichkeiten kann auch noch der anstehende Ruderwinkel und die Drehrate eines Wendeanzeigers in das INS integriert werden. Ein asynchroner Kalman Filter kombiniert die unterschiedlichen Sensoren und liefert unter Einbeziehung der entsprechenden Fehlertoleranzen der einzelnen Systeme eine stabile Schätzung der Position, Geschwindigkeit und Vorausrichtung des Schiffes. Ein solches INS kann den Ausfall einer der Sensoren für eine bestimmte Zeit überbrücken. Eine Vielzahl von Testfahrten und Untersuchungen während der letzten Jahre haben gezeigt, dass ein INS nach der in Bild 5 gezeigten Anordnung Positionslösungen von < 3 m mit einer hohen Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit liefern kann. Da DGNSS und RMM zueinander komplementäre Systeme sind, ist die Kombination der beiden Systeme besonders vorteilhaft. In Regionen mit schlechter Satellitensichtbarkeit (in engen Tälern) liefert das RMM gute Ergebnisse, da in diesem Fall das Radar gute Konturen liefern kann. In flachen Teilstücken hingegen, fehlen unter Umständen auswertbare Radarkonturen. Hier jedoch kann in der Regel mit sehr guten DGNSS Verhältnissen gerechnet werden.

5. Das IALA DGPS System

Es wurde bereits erwähnt, dass viele Schifffahrtsverwaltungen DGPS Referenzstationen entlang der Küsten errichtet haben, um die Sicherheit und Effizienz der Seeschifffahrt zu erhöhen. Weltweit sind mittlerweile ungefähr 350 DGPS Stationen im Betrieb. Die Korrekturdaten dieses DGPS Dienstes werden im Funkfeuerband (283,5- 325 kHz) ausgestrahlt. Die DGPS Aussendung folgt einem weltweiten Funkübertragunsprotokoll der International Telecommunication Union (ITU). Der Standard wurde von der IALA (International Association of maritime aids to Navigation and Lighthouse Authorities) erarbeitet. Aus diesem Grunde ist das System auch unter dem Namen IALA DGPS bekannt. Erste Stationen nahmen bereits Anfang der 90er Jahre den Probebetrieb auf. Mittlerweile ist das IALA DGPS in der Schifffahrt voll etabliert und man schätzt weltweit ca. 1,5 Millionen Nutzer in der Schifffahrt aber auch in andern Nutzersegmenten. Wegen der großen Anzahl von Nutzern sind auch eine Vielzahl von Empfängerkomponenten am Markt zu günstigen Preisen erhältlich.

Der Wegfall der SA (Selective Availability) bei GPS im Mai 2000 hat die erreichbare Genauigkeit von GPS auf ca. 15 m erhöht. Die Bedeutung eines Augmentierungssystems, wie IALA DGPS, wurde durch diese Maßnahme jedoch nicht verringert. Ohne die DGPS Korrekturdaten können teilweise große Fehler auftreten. Weiterhin liefert DGPS die Integritätsinformation, die im GPS nicht enthalten ist. Integrität ist die Möglichkeit, den Nutzer mit zeitnahen Warnungen zu versorgen, z.B.

wenn das System aufgrund erkannter Fehlfunktionen nicht für die Navigation genutzt werden darf. Obwohl die GPS-Funktionalität für einige Benutzer, wie Fischer oder Sportbootbesitzer ausreichend ist, ist es für Schiffe mit größeren Sicherheitsanforderungen und höheren Risiken nicht akzeptabel.

5.1 Systemmerkmale des IALA DGNSS Dienstes

Die Aussendung von DGNSS Korrekturdaten und Integritätsinformationen basieren auf international standardisierten Funkübertragungsprotokoll, ITU-R.M 823-2. Die Wesentlichen technischen Merkmale sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Frequenz Band:	283,5 - 315 kHz in Europa 283,5 - 325 kHz in anderen Regionen
Modulation:	Minimum Shift Keying (MSK)
Datenrate:	50, 100 oder 200 Bit/s seit der S/A Abschaltung verwenden die meisten Länder 100 Bit/s
Datenformat:	RTCM SC104 V 2.1 Message-Typen: 1, 9, 3, 6, 16 für DGPS
International Standards:	ITU- Recommendation M. 823-2 IEC-61108-4

Tabelle 2: Technische Parameter des IALA DGNSS Dienstes

Die betrieblichen Systemmerkmale basieren auf den Leistungsanforderungen der International Maritime Organisation (IMO A.815(19)). Diese Resolution beschreibt die minimalen Anforderungen hinsichtlich Genauigkeit, Verfügbarkeit, Zuverlässigkeit und Integrität von GNSS und DGNSS. Da für die Anwendungen in der Binnenschifffahrt keine eigenen Anforderungen bestehen, werden für die Nutzung der Inland-ECDIS die maritimen Anforderungen der IMO weitestgehend übernommen. Die entsprechenden betrieblichen Kenngrößen sind in Tabelle 3 dargestellt.

Positionsgenauigkeit:	1 - 3 m (2drms)
Reichweite der DGNSS Stationen:	200 - 500 km
Verfügbarkeit - Coastal/harbour/inland with low level of risk - Coastal/harbour/inland with high level of risk	 > 99.5% over 2 years > 99.8% over 2 years
Kontinuität - Coastal/harbour/inland with low level of risk - Coastal/harbour/inland with high level of risk	 ≥ 99.85% over 3 hours ≥ 99.97% over 3 hours
Integrität	Time to Alarm less than 10 sec

Tabelle 3: Betriebliche Kenngrößen von IALA DGNSS

5.2 IALA DGNSS Versorgungsreichweiten in Deutschland

Zur Abdeckung der deutschen Küste mit einem DGNSS nach IALA Standard betreibt die WSV seit 1995 zwei DGNSS Referenzstationen. Eine dieser Stationen wurde in Helgoland zur Abdeckung der Deutschen Bucht errichtet. Eine weitere Station, in Groß Mohrdorf, deckt die deutsche Ostseeküste ab. In 2004 wurde eine dritte Station in Zeven in Betrieb genommen, um die Abdeckung der Hafenzufahrten an der Elbe, der Weser und der Ems zu verbessern. Die Station Zeven versorgt aber auch einige Wasserstraßen im Binnenbereich mit Korrekturdaten. Zur Gewährleistung einer effizienten Planung für das DGNSS-Netz im Binnenbereich wurde eine theoretische Abdeckungsberechnung durchgeführt [4]. Ergebnis dieser Studie war, dass vier zusätzliche Referenzstationen im Binnenbereich errichtet werden müssen, um eine Abdeckung der Bundeswasserstraßen zu ermöglichen. Hierbei wurden Nutzreichweiten von ca. 250 km vorgesehen. Diese Reichweite basiert auf einer nominalen Empfangsfeldstärke von 34 dBμV/m (50 μV/m). Bei diesem Wert kann ein an Bord befindlicher DGNSS Empfänger die Korrekturdaten mit hoher Verfügbarkeit verarbeiten.

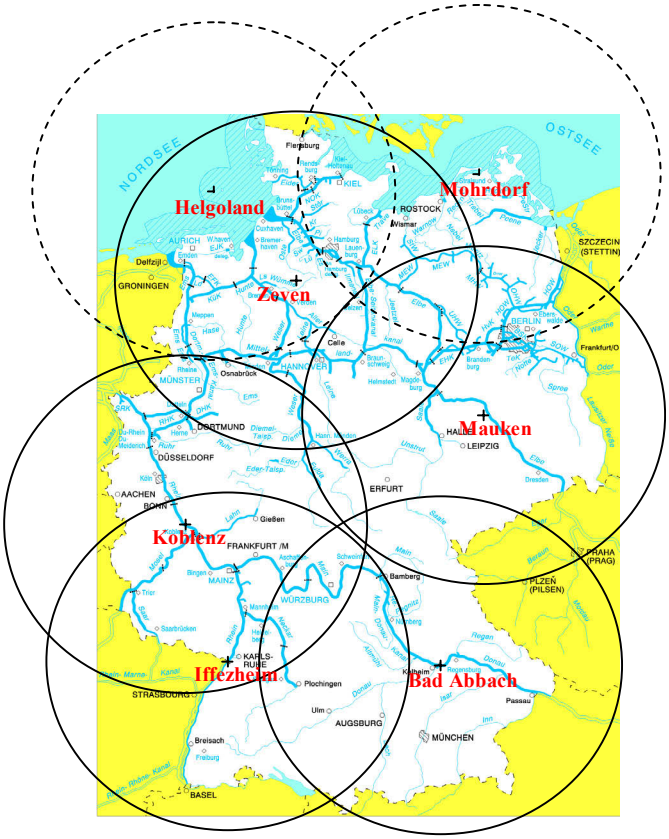


Bild 6: DGNSS Abdeckung in Deutschland

5.3 Erprobungs- und Validierungsprogramm

Das deutsche DGPS-Netzwerk im Binnenbereich wurde 2003/2004 errichtet und läuft seit August 2004 im technischen Probebetrieb. Während der letzten Monate wurde ein Test- und Validierungsprogramm zur Überprüfung der wichtigsten Systemparameter wie Genauigkeit, Verfügbarkeit, Integrität und Signalausbreitung durchgeführt. Erste Ergebnisse zeigten, dass das geforderte Genauigkeitsniveau von < 3 m (2 dRMS) erreicht wird. Zur Validierung der Sendeverfügbarkeit und der Signalausbreitung der DGPS Referenzstationen wurde eine umfangreiche Messkampagne entlang der Bundeswasserstraßen durchgeführt. Die Messergebnisse wurden anschließend mit den theoretischen Ausbreitungsprognosen verglichen. Als Ergebnis wurde festgestellt, dass die praktischen Messungen sehr gut

mit den theoretischen Berechnungen übereinstimmen. Die erforderliche Signalverfügbarkeit entlang der Binnenwasserstraßen kann mit Reichweiten von bis zu 225 km ebenfalls erreicht werden. Bild 7 zeigt das theoretisch berechnete Abdeckungsdiagramm für die DGPS Referenzstation in Iffezheim, wobei Bild 8 die real gemessenen Feldstärkekurven entlang der Wasserstraßen im Empfangsbereich der Station zeigt.

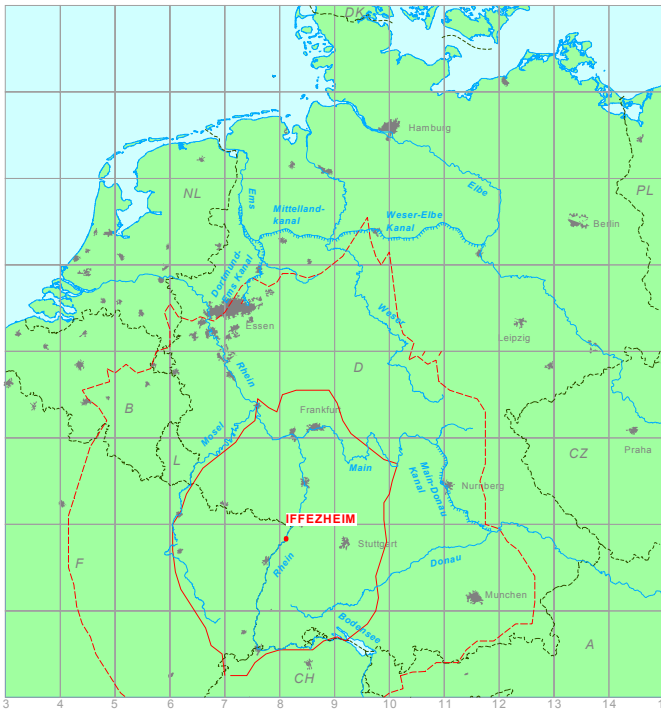


Bild 7: Theoretische Abdeckungsprognose für die DGPS Referenzstation Iffezheim

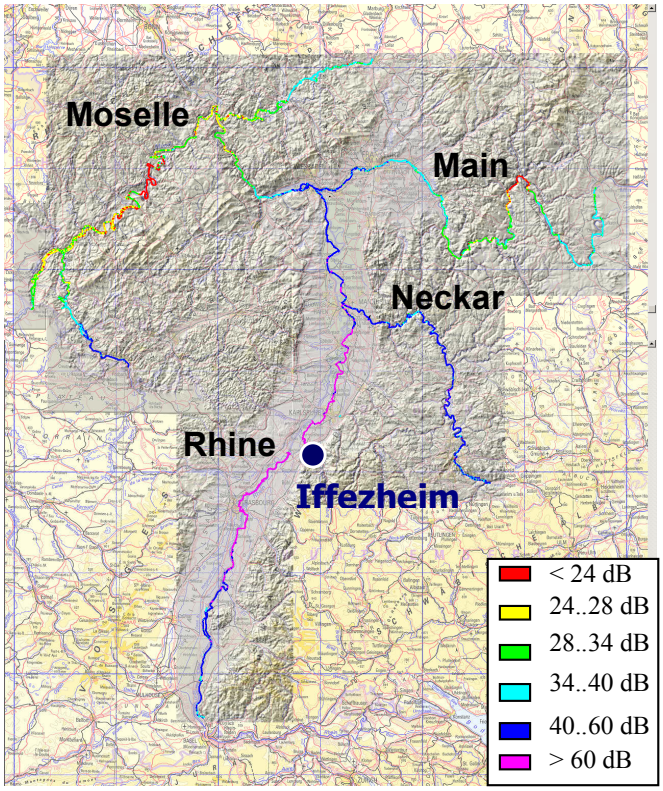


Bild 8: Ergebnisse der Feldstärkemessung zur DGNSS Station in Iffezheim

5.4 Das IALA DGPS Referenzstations- und Monitornetz der WSV

Wie bereits in Bild 6 gezeigt wurde, besteht das deutsche DGPS Netzwerk aus insgesamt 7 Referenzstationen, die aus folgenden Systemkomponenten bestehen:

- gedoppelte GPS-Referenzempfänger mit integriertem MSK Modulator
- GPS Integritätsempfänger mit integriertem MSK Demodulator
- Gedoppelter Mittelwellensender
- Mittelwellensendeantenne
- PC und Netzwerkkomponenten für die Fernsteuerung/Überwachung

Zur Ermittlung des aktuellen Systemstatus und zur schnellen Information der Schifffahrt bei Unregelmäßigkeiten im laufenden Betrieb wurde neben den Referenzstationen auch ein Netzwerk von abgesetzten Monitorstationen errichtet. Diese Monitorstationen ermitteln unter Verwendung von einfachen DGPS-Empfängern die Systemgenauigkeit, Verfügbarkeit und geben Auskunft über die aktuelle Reichweite des DGPS Dienstes. Bild 9 zeigt die Komponenten des deutschen DGPS Referenz- Monitor- und Kontrollnetzes.

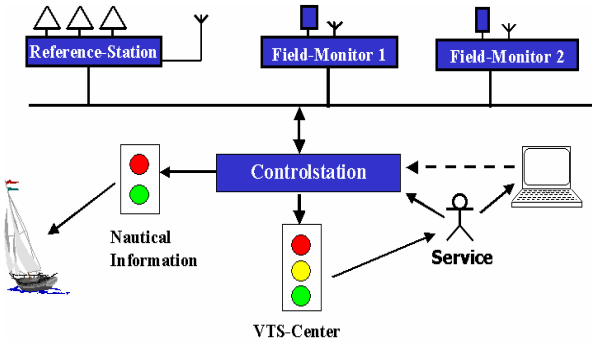


Bild 9: DGPS Referenz- Monitor und Kontrollnetzwerk

6. Zukünftige Planungen und Entwicklungen beim IALA DGNSS

6.1 IALA DGPS Abdeckung in Europa

Es wurde schon erwähnt, dass die WSV vier zusätzliche DGPS Stationen zur Abdeckung der deutschen Binnenwasserstraßen errichtet hat. Weitere Länder wie die Niederlande und Österreich haben mittlerweile ebenfalls eine DGPS-Abdeckung im Binnenbereich realisiert. Weiterhin haben einige Länder entlang der Donau ihr Interesse bekundet, eine Bedeckung mit IALA DGPS Referenzstationen zu verwirklichen. Diese Initiative wird durch das europäische Projekt „Data warehouse for Danube Waterway–D4D“ vorangetrieben. Berechnungen zeigen, dass die Donau mit fünf zusätzlichen Stationen mit DGPS Korrekturdaten versorgt werden könnte (siehe Bild 10).

6.2 Entwicklungen beim IALA DGNSS

Aufgrund der großen Dynamik der Entwicklungen der Statellitennavigationssysteme und den entsprechenden Augmentierungssystemen, soll an dieser Stelle ein kurzer Überblick über die möglichen zukünftigen Ent-

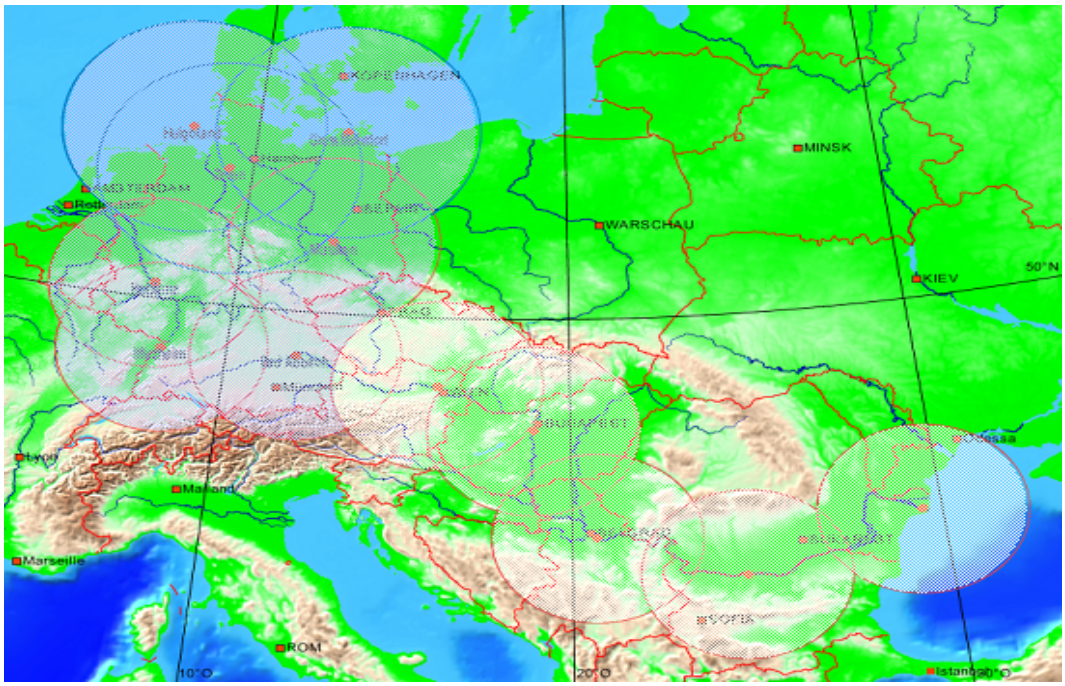


Bild 10: Geplante IALA DGNSS Abdeckung entlang den wichtigsten europäischen Wasserstraßen

wicklungen beim IALA DGPS gegeben werden. Seit der Abschaltung der "Selective Availability" bei GPS entfiel für die DGPS-Anbieter die Notwendigkeit, die Korrekturdaten mit hoher Datenrate übertragen zu müssen. Daher könnte ein Teil der vorhandenen Datenübertragungskapazität für zusätzliche Informationen an die Schifffahrt genutzt werden. Diskussionen z.B. im IALA Radio Navigation Committee sehen mögliche Entwicklungen des DGPS in folgenden Bereichen:

- *Regional Area Augmentation System*

  Mit speziell entwickelten Korrekturdatenempfänger könnte der Nutzer mehrere Stationen gleichzeitig empfangen. Dieses würde die Genauigkeit und Verfügbarkeit erhöhen, da eine harmonisierte Pseudorangekorrektur verschiedener DGPS-Aussendungen in die Positionslösung einbezogen werden könnte.

- *Integration anderer DGPS-Dienste*

  Dieser Ansatz sieht vor, Informationen anderer DGPS-Dienste über die Mittelwelle mit auszusenden. Denkbar wäre die Aussendung von Ionosphären- und Troposphärendaten, wie sie z.B. von Satellite Based Augmentation Systems (SBAS) ermittelt und abgestrahlt werden.

- *Verbesserte DGNSS Empfänger Standards*

  Vorhandene Korrekturdatenempfänger zeigen teilweise Probleme bei der Auswahl der vorteilhaftesten DGPS-Referenzstation in Gebieten, wo mehrere Stationen zu empfangen sind. Die Verwendung neu entwickelter Message-Typen, innerhalb der RTCM-Datenübertragung, wie z.B. ein verbesserter Beacon Almanach (#27), kann die Auswahl der besten Referenzstation im Empfangsbereich des Nutzers optimieren.

- *Aussendung von netzwerkbasierten DGPS-Korrekturen*

  Wenn die DGPS-Referenzstationen vernetzt werden (z.B. über VPN), dann bietet sich die Möglichkeit, virtuelle Referenzstations-Korrekturdaten auszusenden. Diese Technik würde die Genauigkeit weiter erhöhen. Weiterhin hätte man die Möglichkeit, die Gebiete mit höchsten Genauigkeitsanforderungen, unabhängig vom Ort der Referenzstation, mit optimierten Korrekturdaten zu versorgen.

7. Zusammenfassung

Inland ECDIS Systeme, gekoppelt an ein Integriertes Navigationssystem, wurden in den letzten Jahren intensiv in verschiedenen Projekten untersucht. Dabei ist gezeigt worden, dass sich die grundlegenden Anforderungen durch eine Kombination zwischen DGNSS und RMM erfüllen lassen. Einige hoch integrierte Inland ECDIS-Systeme sind mittlerweile am Markt verfügbar und werden mit steigender Nachfrage auf Binnenschiffen eingesetzt. Obwohl viele Länder einen IALA-DGPS-Dienst im maritimen Bereich betreiben, um die Sicherheit und Effektivität der Navigation im Seebereich zu gewährleisten, ist die Abdeckung der Binnenwasserstraßen mit IALA DGPS nur teilweise vorhanden. Durch die steigende Anzahl von Schiffen, die Inland ECDIS oder auch AIS nutzen, planen einige Länder jetzt auch die Wasserstraßen mit einem Korrekturdatendienst auf der Basis des IALA Standards zu versorgen. In Europa besteht durch die Errichtung von IALA DGPS-Stationen in Deutschland, Niederlande und Österreich bereits eine gute Abdeckung wichtiger europäischer Wasserstraßen. EU-Projekte, wie „Data warehouse for Danube Waterway –D4D" sehen einen weiteren Ausbau entlang der Donau vor. Ziel ist es dabei, einen einheitlichen, international standardisierten DGPS-Dienst, von der Nordsee bis zum Schwarzen Meer hin, der Binnenschifffahrt anzubieten.

Das DGPS System nach IALA Standard wird durch Anregungen verschiedener internationaler Arbeitsgruppen stetig weiter entwickelt, um die Leistungsfähigkeit kontinuierlich zu verbessern. Ebenfalls werden die Entwicklungen im Bereich der GNSS verfolgt und in die zukünftigen Entwicklungen des IALA DGPS einbezogen.

Literatur

[1] KRAJEWSKI, C., HABERKAMP, H.: "*Inland ECDIS Standard"*, XVth IALA conference, Sydney 2002

[2] STRENGE, R., BOBER, S.: „Potential of AIS on Inland Waterways", IALA VTS Conference 2004

[3] HOPPE, M.: "Elektronisches Fahrrinneninformationssystem ARGO –Untersuchung über die Nutzung von Differential GPS Diensten im Binnenbereich", German Federal Waterways Administration, Traffic Technologies Centre, July 2001

[4] DR. ROBERTS, G.: „Frequency optimisation & coverage prediction for inland DGNSS radiobeacons in Germany", Industrial Development Bangor, University of Wales, August 2002.

[5] Development of DGNSS, IALA RNAV Committee, October 2003

Verfasser

Dipl.-Ing. Michael Hoppe
Funknavigationstechnik
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken
Weinbergstraße 11-13, 56070 Koblenz
Tel.: 0261 9819 – 2221
E-Mail: mhoppe@fvt.wsv.de

Dipl.-Ing. Stefan Bober
Transpondertechnik
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken
Weinbergstraße 11-13, 56070 Koblenz
Tel.: 0261 9819 – 2231
E-Mail: sbober@fvt.wsv.de

Dipl.-Ing. Wilfried Rink
Transpondertechnik
Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken
Weinbergstraße 11-13, 56070 Koblenz
Tel.: 0261 9819 – 2232
E-Mail: wrink@fvt.wsv.de

Binnenschifffahrt, Schiffe, Schiffbau (1.1)

Das GIS Forum Donau und das Projekt „Data Warehouse for Danube Waterway (D4D)“

Dipl.-Ing. Ludwig Steinhuber
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd, Würzburg

Zusammenfassung

Das GIS Forum Donau, ein Zusammenschluss der Donauanliegerstaaten einschließlich Russlands, besteht seit 1997. Es hat sich zum Ziel gesetzt, als Datenbasis für River Information Services (RIS) die Erfassung von Geobasisdaten in den Mitgliedsstaaten anzustoßen, diese Daten zu sammeln und ihre Generierung zu standardisieren. Parallel dazu sollte die Infrastruktur zum Betrieb von RIS-Diensten und RIS-Systemen aufgebaut werden.

Im Rahmen des Projektes „Data Warehouse for Danube Waterway (D4D)“ wurde eine Datenbank aufgebaut, in die nationale Geobasisdaten eingestellt werden. Die Daten werden in der Datenbank grenzüberschreitend gesammelt und verwaltet. Spezielle Applikationen greifen auf die Datenbank zu, um z.B. Inland ENCs (Electronic Navigation Chart) zu erzeugen. Über ein Web Portal wird die Visualisierung der Daten ermöglicht. Es handelt sich dabei um ein Geoinformationssystem, mit dem bestimmte Bereiche und Thematiken grenzüberschreitend ausgewählt werden können.

Im Bereich der Infrastrukturmaßnahmen wurde ein Konzept zum Aufbau von GPS-Korrekturdatensendern nach IALA-Standard entwickelt. Mehrere Mitgliedsstaaten haben entsprechend dem Konzept bereits Sender aufgebaut.

Das gesamte Projekt wird im Rahmen des Interreg III b-Programms der EU gefördert.

1. Das GIS Forum Donau

1.1 Motivation

Mit dem Einzug von Telematik bzw. River Information Services (RIS) im Bereich der Binnenwasserstraßen Europas ist auch der Bedarf an Geobasisdaten gestiegen. In diesem Umfeld ergaben sich Kooperationen zwischen benachbarten Staaten, die sich im Laufe der Zeit weiter zusammengeschlossen haben. An der Donau entstand so das GIS Forum Donau.

Letzten Endes haben drei Punkte zum Entstehen des GIS Forum Donau beigetragen:

- Die politische Entwicklung in Europa,
- die technischen Entwicklungen im RIS-Umfeld und
- die Erkenntnis in den Staaten entlang der Donau, dass durch gemeinsame Arbeit an gleichen Themen effizientere Ergebnisse erzielt werden können.

1.1.1 Politische Entwicklung

Die politische Entwicklung in Europa ist in erster Linie geprägt durch

- das Zusammenwachsen der Staaten in Europa,
- den Beitritt der Staaten Osteuropas zur EU sowie
- die verkehrspolitischen Ziele der EU.

Die verkehrspolitischen Ziele der EU sind niedergelegt im Weißbuch für die europäische Verkehrspolitik bis 2010. Hier ist beispielsweise festgeschrieben, dass der Einsatz von leistungsfähigen Schifffahrtsinformationssystemen die Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit der Binnenschifffahrt auf den bedeutenden Wasserstraßen in Europa verbessern soll.

Die Donau wurde bereits 1997 in Helsinki zum Pan-Europäischen Verkehrskorridor VII erklärt und damit zu einer der wichtigen Verkehrsachsen Europas.

Die europäischen Verkehrsminister haben in Übereinstimmung mit dem Weißbuch anlässlich der Binnenschifffahrts-Konferenz 2001 in Rotterdam beschlossen, RIS auf den Binnenwasserstraßen bis 2005 einzuführen.

1.1.2 Technische Entwicklung

Analog zu den politischen Zielen sind zur Verbesserung von Informationen auf den europäischen Binnenwasserstraßen RIS-Dienste und RIS-Systeme sowie die dazugehörigen Standards entstanden. Hinzu kamen technische Grundlagen wie Navigationssysteme und Geoinformationssysteme (GI-Systeme).

Die eigentlichen Geoinformationen, die Grundlage all dieser Dienste und Systeme sind, wurden bislang aber kaum thematisiert.

1.1.3 Überregionale Zusammenarbeit

Dritter Hauptpunkt bei der Entstehung des GIS Forum Donau war die Erkenntnis, dass eine Zusammenarbeit zwischen den Donauanliegerstaaten erhebliche Vorteile für die Sache an sich und die einzelnen Mitglieder bringt.

So können die in allen Mitgliedsstaaten knappen Ressourcen gebündelt, die Informationen zwischen benachbarten Staaten auf kurzem Wege ausgetauscht, einheitliche Mindeststandards für Geoinformationen geschaffen und die Staaten Osteuropas an technische Entwicklungen der westeuropäischen Länder herangeführt werden.

Insgesamt führt dies für jedes Mitgliedsland einzeln zu einem höheren Nutzen, zu größerer Effizienz und für die Schifffahrt zu mehr Sicherheit.

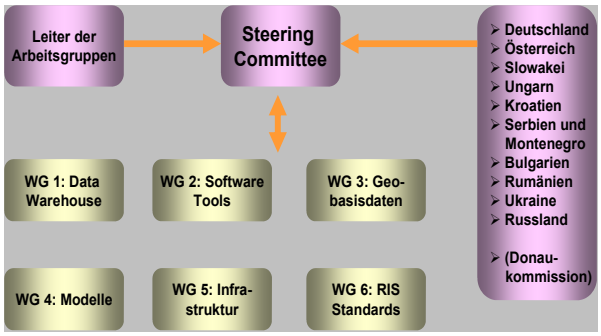
1.2 Entstehung und Entwicklung

Wie hat sich nun das GIS Forum Donau seit seiner Gründung im Jahr 1997 entwickelt? Entstanden ist das GIS Forum Donau aus einer Kooperation zwischen Deutschland, Österreich und der Slowakei im Jahre 1997. Die Mitglieder nannten sich „Trilaterale Arbeitsgruppe“ und hatten in erster Linie den Austausch von Geoinformationen in den gemeinsamen Grenzstrecken zum Ziel.

Zwei Jahre später bot die Donaukommission ihre Unterstützung an und wurde gleichzeitig als Beobachter aufgenommen. Zu diesem Zeitpunkt wurde die trilaterale Arbeitsgruppe auch in „GIS Forum Donau“ umbenannt. Die Definition weiterer Ziele und erste erfolgreiche Ergebnisse aus der Kooperation führte in den Folgejahren dazu, dass im Jahr 2000 Ungarn, 2002 Kroatien, 2003 Rumänien und die Ukraine, 2004 Serbien und Montenegro sowie Bulgarien und 2005 Russland dem GIS Forum Donau beigetreten sind. Damit sind, bis auf Moldawien, alle Donauanliegerstaaten sowie Russland, als Nicht-Anliegerstaat, offizielles Mitglied im GIS Forum Donau.

1.3 Organisation

Das GIS Forum Donau gliedert sich in einen Lenkungsausschuss und sechs Arbeitsgruppen. Der Lenkungsausschuss (Steering Committee), bestehend aus ein bis zwei Personen pro Mitgliedstaat und den Arbeitsgruppenleitern, hat einen Vorsitzenden und einen Stellvertreter, die jeweils auf vier Jahre gewählt sind. Zur Verwaltung des Forums wurde ein technisches Sekretariat in Wien eingerichtet. Der Lenkungsausschuss tagt im Durchschnitt dreimal pro Jahr; die Arbeit dort bezieht sich im Wesentlichen auf strategische Entscheidungen, Definition von Aufgaben und die Kontrolle der Arbeitsgruppen. Beschlüsse werden mehrheitlich unter den anwesenden Vertretern getroffen.



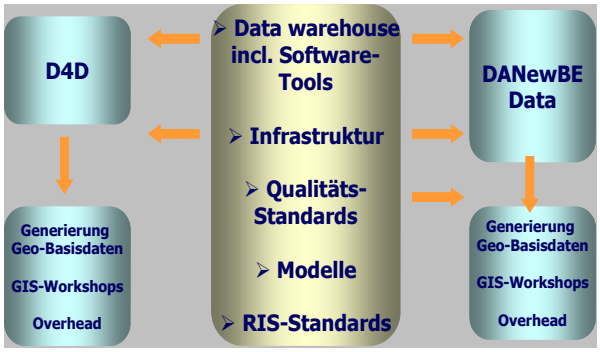
Die sechs Arbeitsgruppen befassen sich mit den Themen:

- Data warehouse
- Software Tools
- Geobasisdaten
- Geländemodelle und hydrologische Modelle
- Infrastruktur
- RIS Standards

1.4 Ziele

Die Ziele des GIS Forum Donau behandeln in erster Linie die Geobasisdaten für RIS- Dienste und RIS-Systeme sowie den Aufbau von Infrastruktur für RIS. Sie werden repräsentiert in den einzelnen Arbeitsgruppen. Hauptpunkt momentan ist der Aufbau eines Data warehouse mit den zugehörigen Applikationen, in dem alle für RIS relevanten Geoinformationen vorgehalten und bereitgestellt werden. Das Thema Infrastruktur beinhaltet den Aufbau von GPS-Korrekturdatensendern nach IALA-Standard entlang der Donau. Um der Schifffahrt später homogenes Datenmaterial für RIS bereit zu stellen, werden Mindestqualitätsstandards für die Datengewinnung von Geoinformationen erarbeitet. Dies umfasst hydrographische Daten, Kartendaten und hydrologische Daten. Ein weiterer Punkt ist die Abstimmung und Standardisierung digitaler Geländemodelle sowie hydrologischer Modelle. Neuestes, aber nicht minder wichtiges Thema ist die abgestimmte Implementierung europäischer und internationaler RIS-Standards und Empfehlungen für die Binnenschifffahrt auf der Donau.

Zur Umsetzung der dargestellten Ziele wurden zwei Projekte aufgelegt, das Projekt „Data Warehouse for Danube Waterway (D4D)“ und das Projekt „DANewBE Data“. Beide Projekte werden im Rahmen des Interreg III b- Programms der EU gefördert.



2. Das Projekt D4D

2.1 Ziele

Das Projekt „Data Warehouse for Danube Waterway (D4D)“ verfolgt entsprechend den Vorstellungen des GIS Forum Donau folgende Ziele:

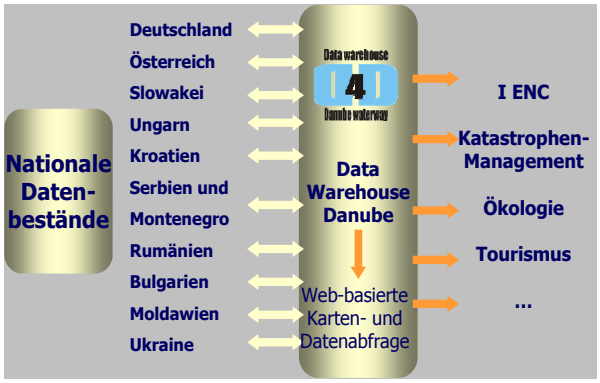
- Peilungen der Gewässersohle und Luftbildaufnahmen der Vorländer in den Mitgliedsstaaten zur Erzeugung von Geobasisdaten
- Sammlung von Geoinformationen aus den beteiligten Ländern, deren Einstellung in einer Datenbank, dem Data warehouse, und die Bereitstellung der Informationen für RIS. Durch die Vernetzung der Datenbestände stehen die Informationen allen beteiligten Staaten gleichermaßen zur Verfügung.
- Automatisierte Erstellung von Inland ENCs (Electronic Navigation Chart) und der Verkehrskarte der Donaukommission (Carte de pilotage du Danube) mit den Daten aus dem Data warehouse
- Aufbau von GPS-Korrekturdatensender nach IALA-Standard entlang der Donau zur Verbesserung der

Positionsbestimmung von Schiffen bei der Anwendung von Navigationssystemen

- Gemeinsame und donauweit abgestimmte Implementierung europäischer und internationaler RIS-Standards und Empfehlungen für die Binnenschifffahrt auf der Donau. Die Implementierung erfolgt in enger Zusammenarbeit mit der Donaukommission.

2.2 Grobkonzept

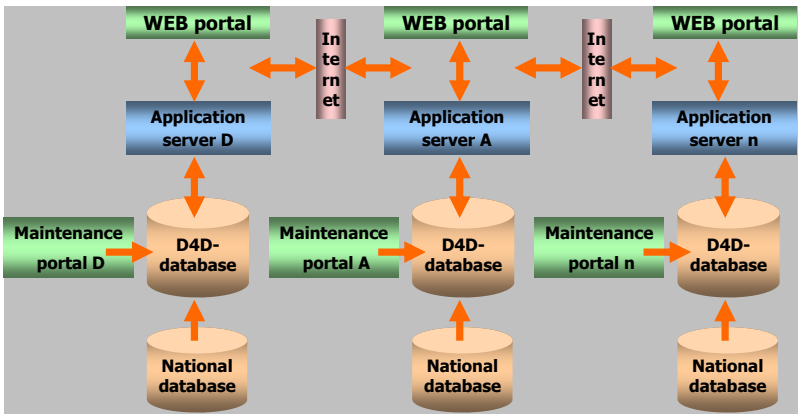
Kernpunkt des Projekts D4D ist der Aufbau des Data warehouse. Das Konzept sah vor, dass wesentliche georeferenzierte und wasserstraßenbezogene Daten über so genannte nationale Konverter aus den Mitgliedsstaaten in eine verteilte Datenbank eingestellt werden. Die gemeinsame Datenbankstruktur dient als Basis für zahlreiche weitere Applikationen. In einer ersten Phase werden aus den Datenbeständen heraus digitale Wasserstraßenkarten gemäß dem Inland ECDIS Standard erzeugt. Weitere Anwendungen, wie Katastrophenmanagement, Ökokataster oder Tourismus-Informationssystem sollen folgen. Aus der Datenbank wird aber auch ein GI-System gespeist, das über ein Web Portal eine Ausschnitts bezogene und Themen orientierte Karten- und Datenabfrage ermöglicht.



2.3 Architektur

Das Data warehouse ist durch eine 3-Schicht-Architektur mit verteilter Datenhaltung realisiert.

- In der Basisschicht wird in jedem beteiligten Land auf einem eigenen Server die D4D-Datenbank vorgehalten. Die Daten werden aus nationalen Datenbeständen über ein spezielles Konverter-Tool in die Datenbank eingestellt. Der Zugriff auf die Datenbank und deren Pflege erfolgt auf nationaler Ebene über ein Maintenance Portal.

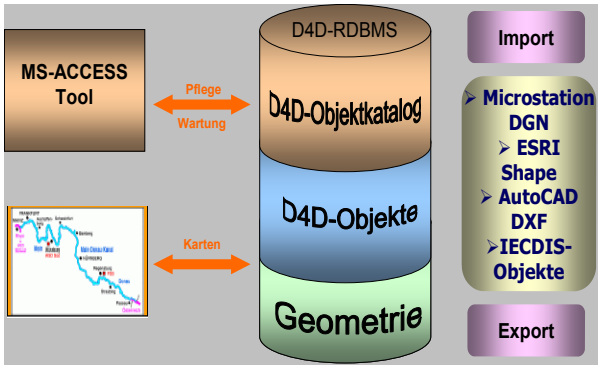


- Die Nutzer können über ein Web Portal auf die gesamten Geoinformationen, auch die der anderen Staaten, zugreifen - Schicht 3.
- Das Zugriffsmanagement erfolgt über die einzelnen nationalen Applikations-Server - Schicht 2.

2.4 Datenhaltung

Die Datenhaltung erfolgt in einer relationalen Datenbank auf den nationalen Datenbank-Servern. Sie besteht aus dem Objektkatalog, den eigentlichen Daten und Geometrieattributen.

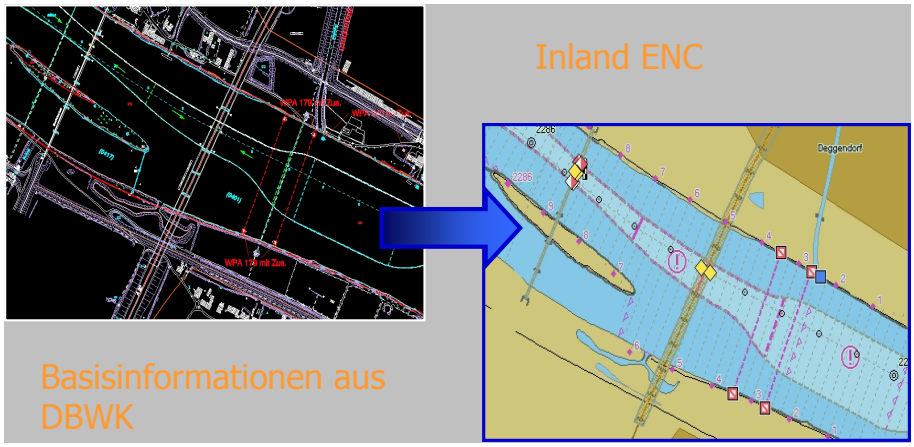
- Der Objektkatalog wird über ein eigenes Werkzeug auf MS Access-Basis gepflegt. Er ist mehrsprachig aufgebaut und kann so in den beteiligten Mitgliedsstaaten in der jeweiligen Landessprache gepflegt werden.
- Die Datenhaltung erlaubt, neben den D4D-Objekten auch nationale Objektkataloge innerhalb dieser Struktur zu verwalten.
- Durch die Einführung von Geometrieattributen werden neben thematischen Auswertungen auch räumliche Abfragen in nahezu beliebigen Koordinatensystemen möglich.
- Sowohl für den Datenimport als auch den Datenexport stehen die gängigen Austauschformate zur Verfügung. So wurden Schnittstellen von und zu Bentley Microstation, ESRI, AutoCad und dem Inland ECDIS Standard geschaffen.

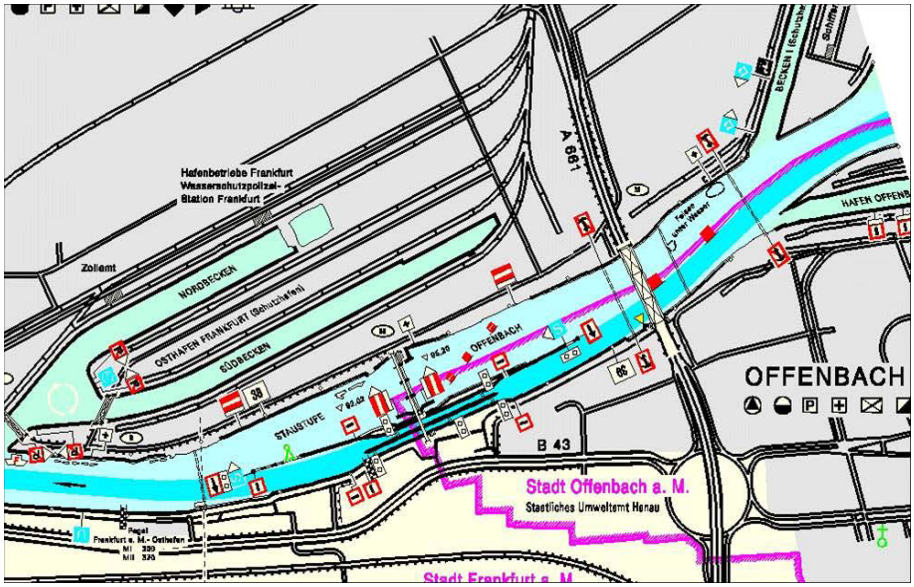


2.5 Applikationen

Hauptapplikation im System D4D ist momentan die automatisierte Erzeugung von Inland ENCs. In Deutschland werden dabei die Informationen aus der digitalen Bundeswasserstraßenkarte DBWK über den nationalen Konverter in die Datenbank eingestellt. Aus den dort vorliegenden Objekten wird dann automatisiert die Inland ENC erstellt.

Die Donaukommission hält für den gesamten Streckenbereich der Donau eine eigene Verkehrskarte, die „Carte de pilotage du Danube“, vor. Die Karten selbst müssen von den Mitgliedsstaaten erstellt und fortgeführt werden. Auch diese Karten können aus den im Data warehouse abgelegten Objekten automatisiert generiert werden.





nagement ausgewählten Ausschnitts können im Bereich GIS-Auswertung entsprechend ihrer Objektzugehörigkeit und ihrer Attribute ausgewertet werden. Die Attribute (Sachdaten) einzelner oder thematisch zusammenhängender Objekte können ausgegeben bzw. als Excel-Liste exportiert werden. Als zusätzliche Funktion ist im dritten Hauptbereich der Download freigegebener Karten möglich.

3. Künftige Ziele

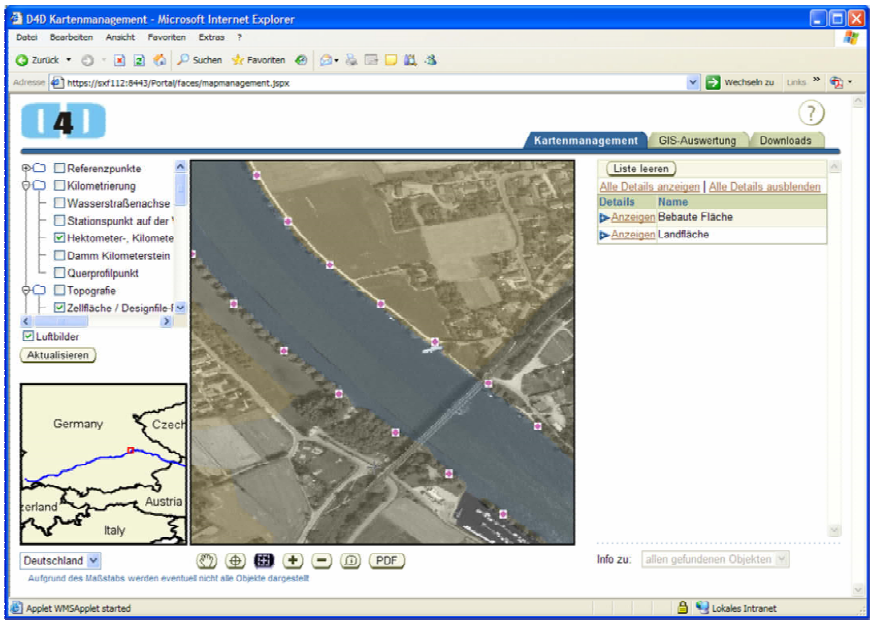
Das GIS Forum Donau steht mit den beschriebenen Zielen und Projekten teilweise erst am Anfang einer immensen Aufgabenfülle. Entsprechend den politischen Zielsetzungen und den technischen Entwicklungen werden auch die Ziele und Aufgaben des GIS Forum Donau angepasst. Um Interessierte über die Arbeit und Ergebnisse des GIS Forum Donau umfassend zu informieren, wird jährlich in einem Mitgliedsland ein Workshop veranstaltet. Bisherige Projektergebnisse wie Data warehouse oder GPS-Korrekturdatensender sollen auf alle Donauanliegerstaaten ausgedehnt werden. Die im Data warehouse enthaltenen Daten ermöglichen nicht nur die automatisierte Herstellung von Inland ENCs. Weitere Anwendungen sollen noch folgen. Themen, die zwar als Ziel definiert, aber bisher noch nicht weiter verfolgt wurden, sind digitale Geländemodelle und hydrologische Modelle. Hier steht die Festlegung von Standards und schließlich

2.6 Web Portal

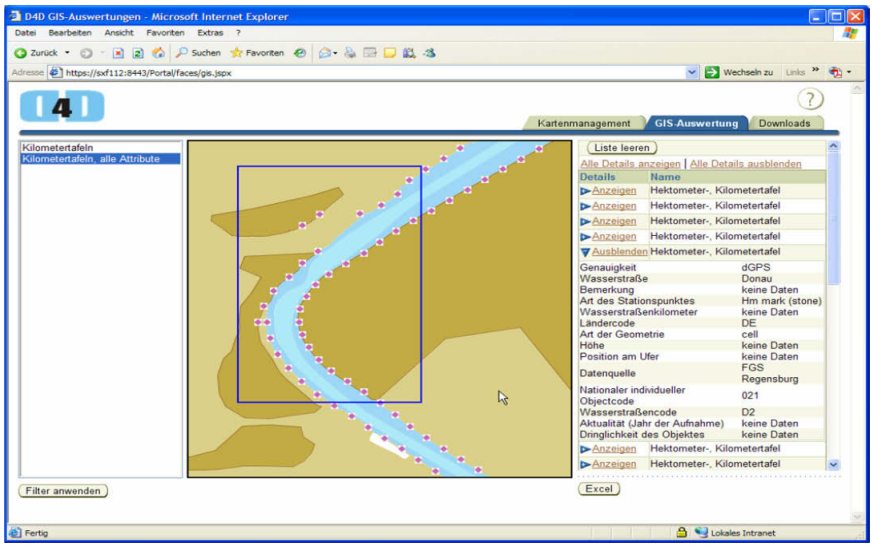
Da Web Portal gliedert sich in drei Hauptbereiche,

- das Kartenmanagement,
- die GIS-Auswertung und
- den Download-Bereich.

Im Kartenmanagement werden über räumliche Eingrenzungen die jeweiligen Kartenausschnitte dargestellt. Die Kartendarstellung und alle weiteren Abfragen sind dabei grenzüberschreitend über die beteiligten Länder möglich. Entsprechend der Objektstruktur des Data warehouse sind bestimmte Objekte wählbar, die dann als thematische Darstellungen im Duktus der ENC angezeigt werden. Zusätzlich kann die reine Kartendarstellung noch mit Luftbildern (Rasterdaten) hinterlegt werden. Die so ausgewählte thematische Karte kann im pdf-Format abgespeichert bzw. ausgegeben werden.



Die Objekte des zuvor im Kartenma-



die konkrete Aufstellung von Modellen (auch Länder übergreifend) im Vordergrund. Neben den GPS-Korrekturdatensendern wird mit zunehmender Realisierung von RIS-Diensten und RIS-Systemen auch weitere Infrastruktur erforderlich. In erster Linie ist dabei an Transponder und Übertragungstechnik zu denken.

Weitergehende Informationen zum GIS Forum Donau und den Projekten sind im Internet unter der Adresse www.gis-forum.org zu finden.

Verfasser

Dipl.-Ing. Ludwig Steinhuber
Verkehrsmanagement
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd
Wörthstrasse 19, 97082 Würzburg
Tel.: 0931 4105 – 420
E-Mail: l.steinhuber@wsd-s.wsv.de

Binnenschifffahrt, Schiffe, Schiffbau (1.1)

Fortschrittliche Binnenschifffahrt mit dem Fahrrinneninformationssystem ARGO - Eine anspruchsvolle Komponente des Konzepts für Binnenschifffahrtsinformationsdienste

Dipl.-Ing. Jörg Vogel
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz

Dipl.-Ing. Harry Wirth
Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

Dipl.-Ing. Rolf Zentgraf
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

KURZFASSUNG

1. Das Ziel: Verbesserte Ausnutzung der Binnenwasserstraßen

Die „Richtlinien und Empfehlungen für Binnenschifffahrtsinformationsdienste“ der PIANC definieren die Ziele der Binnenschifffahrtsinformationsdienste:

- Verbesserungen der Sicherheit der Binnenschifffahrt im Sinne der Gefahrenabwehr
- Verbesserungen der Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt
- Verbesserungen der Umweltfreundlichkeit der Binnenschifffahrt

Diese Ziele beinhalten eine verbesserte Ausnutzung der Binnenwasserstraßen, ohne gleichzeitig Einbußen bei der Sicherheit hinnehmen zu müssen.

Vor dem Hintergrund der europaweiten Restriktionen öffentlicher Haushalte hilft eine verbesserte Ausnutzung der bestehenden Wasserstraßeninfrastruktur, die Wettbewerbsfähigkeit der Binnenschifffahrt gegenüber anderen Verkehrsträgern zumindest zu bewahren. Das Fahrrinneninformationssystem ARGO gehört zu Deutschlands Aktivitäten im Zusammenhang mit Binnenschifffahrtsinformationsdiensten, um insbesondere diesem Ziel der verbesserten Ausnutzung gerecht zu werden.

2. Wie unterstützt ARGO den Schiffsführer?

An frei fließenden Flüssen mit ihren ständig wechselnden Wasserständen hat der Schiffsführer bei der Festlegung der Abladung vor der Reise immer einen Kompromiss zwischen Wirtschaftlichkeit und Sicherheit einzugehen. Wenn er sich dafür entscheidet, auf der sicheren Seite zu bleiben, muss er Abstriche bei der Wirtschaftlichkeit machen. Wenn er ein höheres Risiko eingeht, ist er ständig in der Gefahr, eine Grundberührung oder Festfahrung mit dem Zwang zum Leichtern zu erleiden.

Die Entscheidung und die anschließende Durchführung der Reise würden ihm bedeutend leichter fallen, wenn er ein besseres Wissen über die Sohlengeometrie im zu durchfahrenden Flussabschnitt hätte. Da das Steigen und Fallen der Wasserstände jedoch keine linearen Prozesse sind, weil die Abflussquerschnitte entlang freifließender Flüsse in verschiedenen Flussabschnitten stark voneinander abweichen können, ist es zusätzlich notwendig, dem Schiffsführer entsprechend seinem individuellen Tiefenanspruch und den Pegelständen die fahrbaren Bereiche anzuzeigen. Dazu wird neben einem digitalen Geländemodell der Sohle auch ein Wasserspiegellagenmodell benötigt.

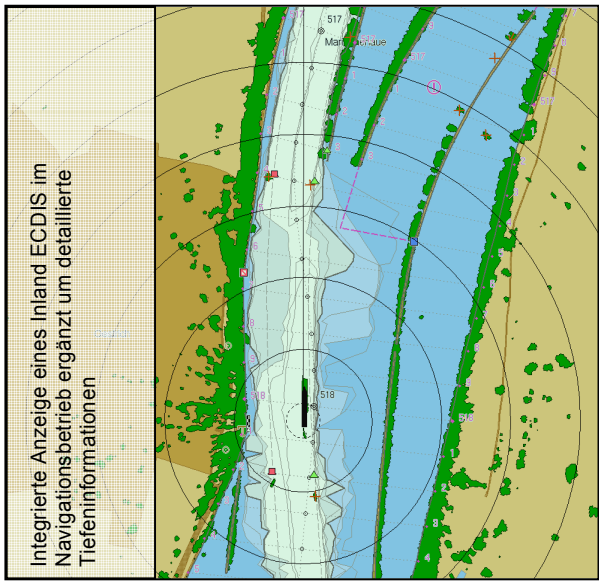
Diesen Erkenntnissen folgt die deutsche Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes mit dem ARGO-Ansatz. Das Fahrrinneninformationssystem ARGO ist entsprechend den Fachbegriffen der Binnenschifffahrtsinformationsdienste als ein Fahrwasserinformationsdienst unter Einbeziehung taktischer Verkehrsinformationen zu klassifizieren.

3. ARGO – Eine Integration verschiedener Fachdisziplinen

Für die Entwicklung und den Betrieb des Fahrrinneninformationssystems ARGO wurden sowohl das Expertenwissen von Vermessungsingenieuren über die Verwendung von Fächerecholoten, als auch jenes von Wasserbauingenieuren über den Aufbau numerischer hydraulischer Modelle benötigt.

Um die Fahrwasserinformationen auch bei der Fahrt nutzen zu können, wird ein so genanntes Inland ECDIS (Electronic Chart Display and Information System) im Navigationsbetrieb verwendet, das den Anforderungen des Inland ECDIS Standards der Zentralkommission für die Rheinschifffahrt (ZKR) genügt. Darunter hat man sich eine Navigationsradaranlage mit unterlegter elektronischer Navigationskarte (= Inland Electronic Navigational Chart oder kurz Inland ENC gemäß vorgenanntem Inland ECDIS Standard), die das digitale Geländemodell der Sohle enthält, vorzustellen. Daher war auch das Wissen über Verkehrstechnik von äußerst wichtiger Bedeutung.

Es muss erwähnt werden, dass die Einbindung des Wasserspiegellagenmodells in das Inland ECDIS eine rein deutsche Entwicklung und daher bisher noch nicht standardisiert ist. An Verbesserungen mit dem Ziel der internationalen Standardisierung wird weiterhin gearbeitet.



4. Die Zukunft: Absehbare Entwicklungen

Die technische Ausrüstung, die gegenwärtig eingesetzt wird um den Dienst zu gewährleisten, kann verbessert werden. Im Fokus stehen insbesondere die automatische Konvertierung des digitalen Geländemodells der Sohle in das Format der Inland ENC sowie die Erneuerungsintervalle der Informationen. Auch die Verwendung neuer Möglichkeiten der Wasserspiegellagenmodellierung ist angedacht.

Verfasser

Dipl.-Ing. Jörg Vogel
Fachgruppe Telematik
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest
Brucknerstrasse 2, 55127 Mainz
Tel.: 06131 979 – 290
E-Mail: j.vogel@wsd-sw.wsv.de

Dipl.-Ing. Harry Wirth
Referat Geodäsie
Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG)
Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz
Tel.: 0261 1306 – 5232
E-Mail: wirth@bafg.de

Dipl.-Ing. Rolf Zentgraf
Referat Wasserbau im Binnenbereich
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 4640
E-Mail: rolf.zentgraf@baw.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Baugrunduntersuchung für den Ausbau von Wasserstraßen im felsigen Untergrund

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

Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Einleitung

Auf den großen Flüssen in Deutschland werden erhebliche Gütermengen transportiert. Entsprechend dem allgemeinen Trend steigt auch das Verkehrsaufkommen auf den Wasserstraßen. Die Leistungsfähigkeit der umweltfreundlichen Verkehrsträgers Wasserstraße muss daher erhöht werden. Ein Betrag dazu ist der Ausbau des Mains auf die Wasserstraßenklasse Vb. Hierfür ist der Fahrrinne im Gewässer zu vergrößern. Dies erfordert größere Wassertiefen und Kurvenradien sowie Verbreiterungen in der geraden Strecke.

Im Rahmen langfristiger Ausbaupläne werden derzeit eine Vielzahl von Ausbaumaßnahmen geplant und durchgeführt. Wesentliches Gewerk bei allen Ausbaumaßnahmen ist der Erdbau mit den Baggerungen unter Wasser. Grundlage der Planung und der Ausschreibung der Ausbaumaßnahmen ist eine ausreichend detaillierte Beschreibung des zu baggernden Bodens. Dabei ist besonders auf die Lösbarkeit und die Wiederverwendbarkeit des Bodens einzugehen.

Für Ausbaumaßnahmen an den Wasserstraßen sind die Bodeneigenschaften großflächig zu erfassen. Die Erkundung des Baugrundes ist darauf auszurichten. Ebenso ist zu berücksichtigen ob nur Lockergestein oder auch Felsgestein zu baggern ist. Anhand des Ausbaus des Mains wird die Systematik der Baugrunderkundung für einen Streckenausbau im Felsgestein dargestellt. Es wird auf die erforderlichen Erkundungsmaßnahmen, deren Auswertung und Interpretation sowie deren Darstellung eingegangen.

2. Ausbaumaßnahmen am Main

2.1 Projektgebiet

Der Main ist Bestandteil der euopäischen Wasserstraßenmagistrale, die über den Rhein, den Main, den Main-Donau-Kanal und die Donau das mitteleuropäische Wasserstraßennetz mit Südosteuropa verbindet (s. Bild 1). Der überwiegende Teil der Magistrale entspricht mindestens der Wasserstraßenklasse Vb. Dagegen ist der Main nur im westlichen Teil auf die Klasse Vb ausgebaut. Der östliche Teil mit einer Gesamtlänge von ca. 120 km ist noch auf diesen Standard auszubauen. Die Ziele des Ausbaus sind (*WNA Aschaffenburg, 2001*)

- durchgängige Befahrbarkeit mit dem 185 m langen Schubverband
- Begegnung von zwei 110 m langen, 11,4 m breiten Gütermotorschiffen (GMS)
- Erhöhung der Zuladung des GMS um 500 t

Um diese Ziele zu erreichen soll in der Fahrrinne eine Mindestwassertiefe von t = 2,9 m auf einer Mindestbreite b = 40 m gewährleistet werden. In Kurven sind breitere Fahrrinnen notwendig.

Bild 1: Deutsches Wasserstraßennetz, Ausbau Main

Die Ausbaumaßnahmen werden in mehreren Losen mit Längen zwischen 5 km und 15 km ausgeführt. Dementsprechend erstreckt sich die Baumaßnahme je Ausbaulos über Flächen zwischen 25 ha und 100 ha.

2.2 Geologie

Der auszubauende Bereich befindet sich geologisch in Felsformationen des Trias. Westlich sind dies die Gesteine des Muschelkalkes, stromaufwärts nach Osten hin beginnen die Formationen des Keuper (s. Bild 2).

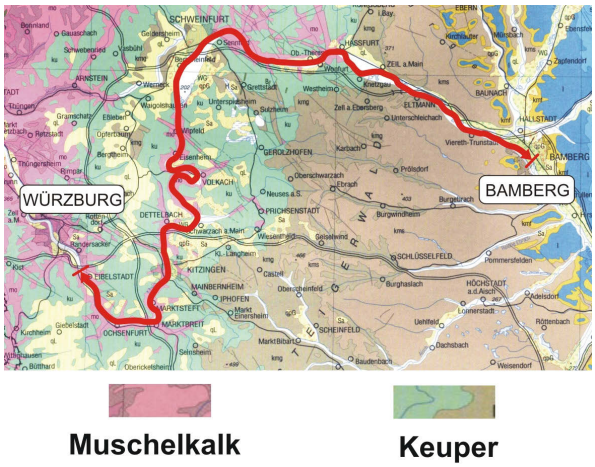


Bild 2: Geologie des Ausbaubereichs

Typisch für beide geologischen Formationen ist die Wechsellagerung von Kalksteinbänken und veränder-

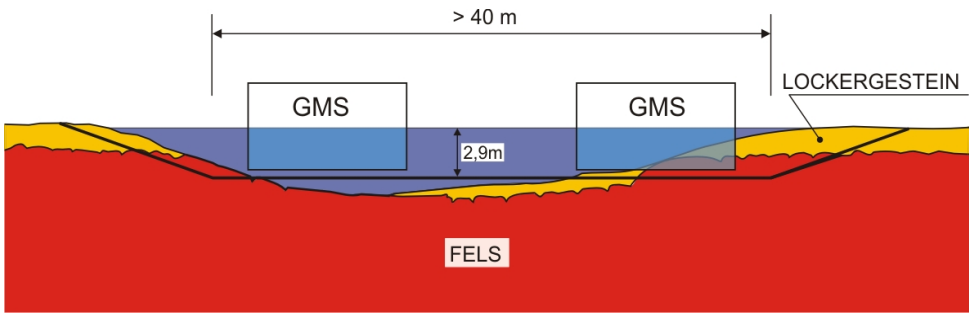


Bild 3: Ausbauquerschnitt, Prinzip

Die Angaben zum Baugrund können sich auf geringe Tiefen beschränken. Es ist i.d.R. ausreichend, den Boden bis ca. 50 cm unter Gewässersohle zu erfassen. Tiefere Baggerungen werden i.d.R. nicht durchgeführt. Nur im Bereich von Uferrücknahmen sind Tiefen bis maximal 4 m zu erkunden.

lichfesten Ton-/Schluff- und Mergelstein. Die Felsfestigkeit wechselt daher vertikal kleinräumig in weiten Spannen. Während die Kalksteinbänke eine sehr große Festigkeit besitzen, sind die veränderlichfesten Gesteine z.T. bis zum Lockergestein zersetzt.

Der prinzipielle Aufbau eines Ausbauquerschnitts ist in Bild 3 gezeigt.

Unter einer mehr oder weniger mächtigen Überdeckung aus Lockergestein steht der Fels an. Die Überdeckung mit Lockergestein bleibt im Bereich der Ufer zeitlich unverändert, während das Lockergestein in der Gewässersohle durch den Sedimenttransport im Fluss ständigen Veränderungen unterworfen ist.

Im Bereich von Uferzurücknahmen ist der Baggerbereich bis zu 4 m tief. Die Gewässersohle ist um bis zu 30 cm zu vertiefen. Es ist Lockergestein und Fels zu baggern.

2.3 Anforderungen an die Baugrundbeschreibung

Die Lösbarkeit des Bodens bestimmt die Leistungsfähigkeit der gesamten Gerätekette der Baggermaßnahme. Lockergestein ist problemlos und mit großer Leistung mit dem Bagger zu lösen und zu verladen. Der Fels bereitet jedoch je nach Zustand erheblich größeren Widerstand beim Lösen. Abhängig von der Felsqualität können 3 verschiedene Löseverfahren gewählt werden. In der Reihenfolge des Aufwandes sind dies

- leistungsfähiger Tieflöffelbagger (Reißen)
- Meißel
- Sprengen.

Die Leistungsfähigkeit der Verfahren ist sehr unterschiedlich. Daher ist es für die Planung, die Ausschreibung und die Ausführung besonders wichtig, dass erforderliche Verfahren vorab möglichst zutreffend auszuwählen. Die Kriterien für die Geräteauswahl zum Lösen des Fels sind:

- Lage der Felsoberkante
- Felsfestigkeit als Gesteinsfestigkeit
- Klüftigkeit des Fels

In der Baugrundbeschreibung sind diese Kriterien zutreffend zu beschreiben. Ebenso muss die Baugrundbeschreibung Aussagen über die räumliche Verteilung der verschiedenen Bodenarten und der Felsqualitäten treffen. Nur so können im Rahmen der Ausschreibung realistische Vordersätze für die unterschiedlichen Böden ermittelt werden.

Allerdings muss die Beschreibung der Schichtenfolge mit hoher vertikaler Lagegenauigkeit - möglichst im cm-Bereich - erfolgen. Aufgrund der großen flächigen Ausdehnung der Baggerungen führen schon geringe Ungenauigkeiten in der Vertikalen zu erheblichen Abweichungen in den Mengen der unterschiedlichen Baggermassen. Bei Arbeiten im Fels kann sich das wesentlich im Baufortschritt und somit in der Wirtschaftlichkeit des Bauverfahrens niederschlagen.

Das Ziel der Baugrundbeschreibung ist somit die flächige Darstellung des Baugrundes mit hoher vertikaler Auflösung.

3. Baugrunderkundung

3.1 Umfang

Das Erkundungsprogramm ist auf die flächige Erfassung mit möglichst hoher vertikaler Auflösung abzustimmen. Dieses Ziel wird mit dem Einsatz mehrerer unterschiedlicher Erkundungsverfahren erreicht.

Im ersten Schritt werden vorhandene Unterlagen, insbesondere geologische Karten und vorhandene Aufschlüsse, ausgewertet. Zusätzlich werden im Projektgebiet liegende Felsanschnitte, z. B Steinbrüche hinsichtlich der auftretenden Gesteine und deren Trennflächengefüge (Klüftigkeit) begutachtet. Hierdurch gewinnt man bereits eine räumliche Vorstellung von den im Projektgebiet auftretenden Boden- und Felsformationen.

Im zweiten Schritt werden unterschiedliche hydroakustische/geophysikalische Verfahren eingesetzt. Zunächst wird die Tiefenlage der Gewässersohle mit Hilfe eines Fächerecholots in der Fläche vermessen. Hiermit werden zum einen die Bereiche ermittelt, in denen keine ausreichende Wassertiefe vorhanden ist und daher ausgebaggert werden muss. Zum anderen ist die mit dem Fächerecholot ermittelte Wassertiefe die Bezugsebene für die weiteren hydroakustischen Verfahren.

Im nächsten Schritt wird die Ausbaustrecke mit einem Side-Scan und einem Sedimentecholot (SEL) befahren. Das Side-Scan ist ein Echolot, das die Wassertiefe mit sehr hoher Punktdichte misst. Es ist allerdings nicht möglich, die ermittelten Wassertiefen auf eine Höhensystem zu beziehen. Daher erhält man keine absoluten Höhen wie z.B. beim Fächerecholot. Im Ergebnis stehen relative Werte der Wassertiefe zur Verfügung.

Diese können aufgrund der hohen flächigen Auflösung von wenigen cm zu einem photoähnlichen Bild von der Gewässersohle ausgewertet werden. Mit Hilfe diese Bildes sind auf der Gewässersohle Strukturen erkennbar. Ein Beispiel hierfür gibt Bild 4.

Wie in Bild 4 erkennbar, bilden sich im Side-Scan sowohl Felsstrukturen (untere Hälfte, ausbeißende Felskanten an der Gewässersohle) als auch Lockergesteinsstrukturen (obere Bildhälfte, Riffel im Lockergestein) ab.

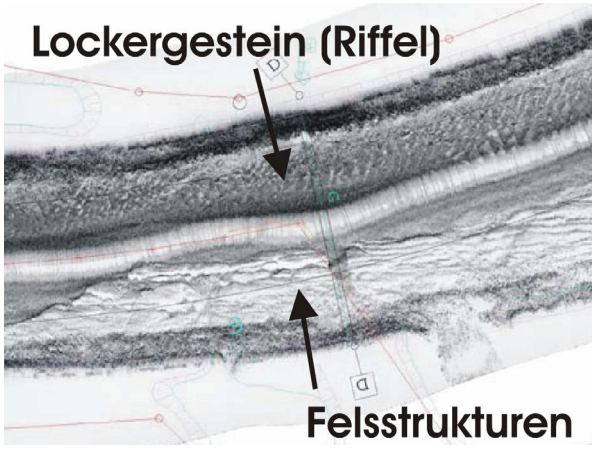


Bild 4: Gewässersohle im Side-Scan Bild

Als weiteres Verfahren wird das Sedimentecholot (SEL) eingesetzt. Das Sedimentecholot funktioniert nach dem Prinzip der parametrischen Hydroakustik. Bei diesem Verfahren werden Schallsignale in die Wassersäule eingeleitet, die an der Gewässersohle und ggf. an Objekten oder Schichtgrenzen im Untergrund reflektieren, sofern deren akustische Eigenschaften sich wesentlich von den darüber liegenden Schichten unterscheiden. Dies ist z.B. an der Grenze zwischen Lockergestein und Felsgestein (Oberkante Fels) der Fall.

Im Gegensatz zur herkömmlichen Hydroakustik (z.B. Fächerecholot) werden Schallimpulse mit zwei Frequenzen gesendet. Dadurch ist es möglich, auch Signale, die in den Boden unterhalb der Gewässersohle eindringen und dort reflektiert werden, auszuwerten. Somit zeigt das Sedimentecholot neben der Höhenlage der Gewässersohle auch horizontale Bodenschichtungen an. Diese können bis maximal 4 m in die Gewässersohle reichen. Eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens ist z. B bei *Wendt et al (1998)* enthalten.

Charakteristisch ist auch der geringe Öffnungswinkel der Schallkeule von 1,8°. Aufgrund des geringen Öffnungswinkels wird an der Gewässersohle nur eine kleine Fläche bestrichen. Bei Fahrt des Messschiffes erhält man somit entlang der Fahrspur einen linienförmigen Aufschluss. Abhängig von Fahrgeschwindigkeit (i.d.R. ca. 1 m/s) und Intensität der Schallimpulse (Schussdichte ca. 30◦1/s) erhält man bei Zusammenfassung jeweils zweier Signale ca. alle 7 cm einen Aufschlusspunkt. Bild 5 zeigt die Auswertung der Schallsignale für eine Querschnitt im Gewässer.

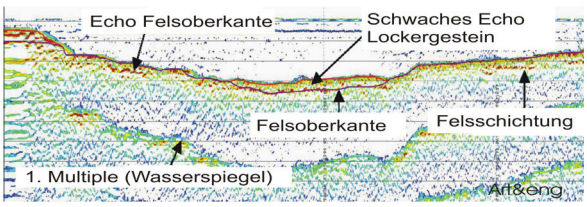


Bild 5: Bild aus einer hydroakustischen Fahrspur (Querprofil)

Zu erkennen ist im Bild 5 als oberster Reflektor die Gewässersohle. Diese wird bei den späteren Auswertungen mit der Höhenlage der Gewässersohle aus den Fächerecholotungen gleichgesetzt. So wird verhindert, dass Messungenauigkeiten der einzelnen Messverfahren zu Widersprüchen bei der Auswertung führen. Bei Planung der Erkundungsarbeiten ist darauf zu achten, dass zwischen den Peilungen mit dem Fächerecholot und dem Sedimentecholot möglichst wenig Zeit liegt. Ansonsten kann sich die Gewässersohle bei zwischenzeitlichen Hochwasserereignissen erheblich verändern. Eine gemeinsame Interpretation beider Erkundungsverfahren ist dann nur noch sehr begrenzt möglich.

Unter der Gewässersohle ist in der Mitte der Fahrrinne und am linken Bildrand eine Schicht mit schwachen Signalen erkennbar. Dies deutet auf Lockergestein hin. Darunter ist eine Schicht mit stärkeren Signalen erkennbar, was auf die Felsoberkante schließen lässt.

Mit Hilfe des Sedimentecholots erhält man einen linienförmigen Aufschluss über eine Tiefe von 2 m bis 4 m. Die Signale des Sedimentecholots können jedoch alleine nicht interpretiert werden. Es sind zusätzliche Kenntnisse über den Baugrund erforderlich. Diese werden mit Hilfe direkter Aufschlüsse und Sondierungen gewonnen. Anhand der Information aus den SEL-Signalen in Kombination mit den direkten Aufschlüssen und Sondierungen kann die Überdeckung der Sohle mit Lockergestein längs der Erkundungsspur ermittelt werden.

Direkte Aufschlüsse ermöglichen die visuelle Begutachtung des Bodens und die Entnahme von Proben für Laboruntersuchungen. Es sind zum einen Bohrungen mit 5 m bis 20 m Tiefe, durchschnittlich ca. 5 Bohrungen je km Streckenlänge. Zusätzlich werden mit einem Bagger Schürfe bis in 1 m Tiefe auf der Gewässersohle durchgeführt. Neben der organoleptischen Begutachtung der Böden ist hiermit eine Vorabschätzung der Lösbarkeit der Felsböden möglich. Zusätzlich ist die Klüftigkeit des sohlnahen Fels erkennbar. Es werden ca. 80 Schürfe je km Streckenlänge ausgeführt, wobei in Bereichen mit größeren Baggerungen z.B. bei Uferzurücknahmen dichter erkundet wird als im freien Streckenbereich.

Mit Hilfe der punktuellen direkten Aufschlüsse und der Sondierungen (Schwere Rammsondierungen DPH) können die Signale des Sedimentecholots hinsichtlich der Bodenschichtungen interpretiert werden.

Zusammengefasst ist das gesamte Erkundungsprogramm in Tabelle 1 aufgeführt. Die Tabelle zeigt auch die mit dem jeweiligen Verfahren erkundete Dimension.

Verfahren	Dimension
Geologische Auswertungen	räumlich
Flächenpeilungen	horizontal flächig (Gewässersohle)
Sedimentecholot (sub-bottom)	vertikal flächig
Side-Scan	horizontal flächig (Gewässersohle)
Bohrungen, Schürfe Sondierungen	punktuell, vertikal linear

Tabelle 1: Erkundungsprogramm

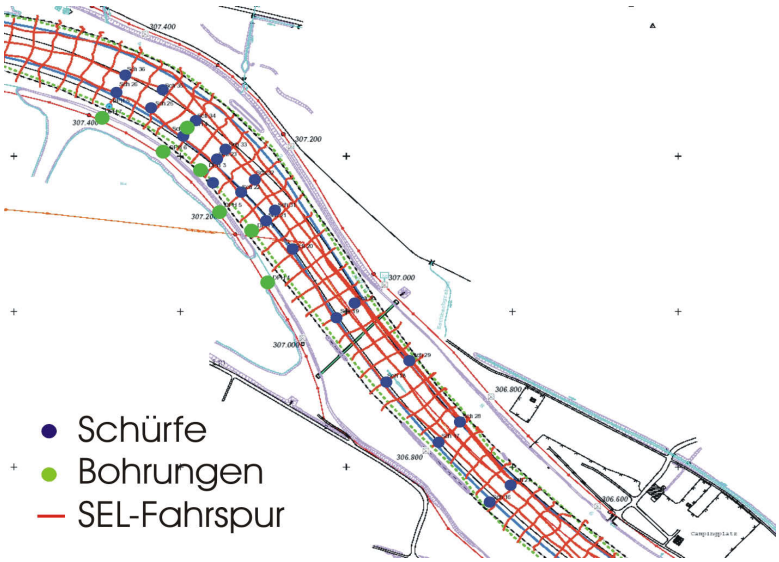


Bild 6: Erkundungsprogramm (Beispiel, ohne Side-Scan und Echolot)

Für einen Streckenabschnitt von ca. 800 m ist beispielhaft das Erkundungsprogramm in Bild 6, jedoch ohne die flächigen Verfahren Side-Scan und Fächerecholot dargestellt.

In dem Beispiel wurden Bohrungen/ Sondierungen verstärkt bei einer Uferrücknahme durchgeführt, weil hier bis in größere Tiefen zu baggern ist.

3.2 Auswertung der Baugrunderkundung

Zunächst sind die unterschiedlichen Erkundungsverfahren jeweils für sich auszuwerten. Mit Hilfe der direkten Aufschlüsse (Bohrungen, Schürfe, Felsanschnitte), den Ergebnissen der Laboruntersuchungen an Boden- und Felsproben und der Sondierungen können Aussagen über die Materialeigenschaften des Bodens getroffen werden. Dies sind

- Zusammensetzung von Fels- und Lockergestein
- Festigkeit, insbesondere vom Fels
- Trennflächengefüge des Fels

Ebenso sind punktuelle Angaben über die Schichtenfolge möglich, an denen die hydroakustischen Verfahren kalibriert werden.

Die hydroakustischen Verfahren (Sedimentecholot, Side-Scan, Flächenpeilungen) liefern Aussagen zum Schichtenverlauf. Bei der Auswertung ist die Genauigkeit der unterschiedlichen Verfahren zu beachten. Bei Flächenpeilungen sind vertikale Genauigkeiten von ± 5 cm möglich. Das Sedimentecholot kann die Felsoberkante auf ± 7 cm genau angeben. Insgesamt ist somit für die Felsoberkante theoretisch ein Schwankungsbereich von ± 12 cm möglich. Das ist für eine Ausschreibung über die großen Flächen eigentlich zu ungenau. Allerdings hat sich gezeigt, dass die tatsächliche Genauigkeit i.d.R. größer ist und sich über die gesamte Fläche gut ausmittelt. Somit ist eine vertragsrechtlich ausreichend genaue Festlegung der Baggermengen in der Ausschreibung möglich.

In der Auswertung müssen die Ergebnisse der verschiedenen Erkundungsverfahren in einem Baugrundmodell zusammengefügt werden. Hierzu werden die Daten digital erfasst und in einer Datenbank abgelegt. Aus diesen Daten wird ein digitales Geländemodell für die Gewässersohle und die Oberkante des Fels erstellt. Auf der Grundlage dieses Modells werden folgende Angaben in Form von Plänen erarbeitet:

- Darstellung der Lockergesteinsüberdeckung
- Darstellung der Böden in den zu baggernden Bereiche

Bild 7 zeigt exemplarisch die ermittelte Lockergesteinsüberdeckung im Beispielbereich. Die Überdeckung ist anhand einer Farbskalierung dargestellt.

Mit diesen Angaben können dann für die Ausschreibung die Mengenansätze ermittelt werden. Hierfür sind die digitalen Daten aus der Datenbank in ein Rechenprogramm zur Massenermittlung einlesbar.

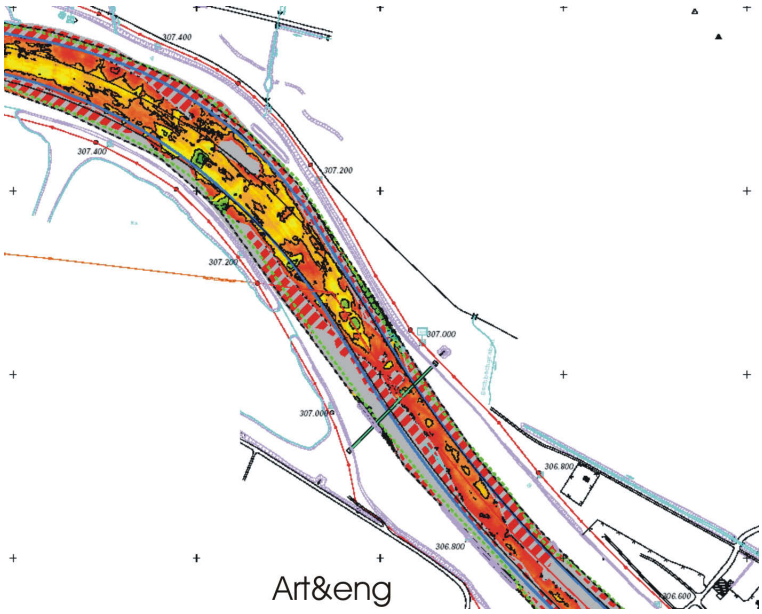


Bild 7: Lockergesteinsüberdeckung (Beispiel, farbskaliert)

4. Beschreibung des Baugrundes

Anhand der Ergebnisse der Baugrunderkundung ist der zu baggernde Boden hinsichtlich Lösbarkeit des Felsgesteins und Wiederverwendbarkeit von Locker- und Felsgestein zu beschreiben.

Der Fels ist entsprechend den Normen DIN 18300 (ATV Erdarbeiten) und DIN 18311 (ATV Nassbaggerarbeiten) zu klassifizieren. Relevant sind nach DIN 18300 die Klassen 6 (leicht lösbarer Fels) und Klasse 7 (schwer lösbarer Fels) und nach DIN 18311 Klasse L (lockerer Fels) und Klasse M (fester Fels). Die Klassen 6 und L sowie 7 und M könne hierbei synonym verwendet werden. Allerdings werden die Klassen der DIN 18311 mit der baldigen Überarbeitung der Norm zukünftig anders definiert.

Die Grundlage der Klassifikation sind die Gesteinsfestigkeit und das Trennflächengefüge. Hinsichtlich des Trennflächengefüges kann DIN EN 14689, Teil 1 angewendet werden. In der Praxis haben sich die in Tabelle 2 aufgeführten zwei Klassifizierungsmerkmale bewährt.

Trennflächengefüge – Kluftabstand	
kleiner dicht bis engständig (a ≤ 20 cm)	Klasse 6 bzw. L
mittelständig und größer (a> 20 cm)	Klasse 7 bzw. M
Gesteinsfestigkeit – einax. Druckfestigkeit	
q_u ≤ 13 MPa	Klasse 6 bzw. L
q_u > 13 MPa	Klasse 7 bzw. M

Tabelle 2: Klassifizierungsmerkmale Fels

Bei Widersprüchen in der Klassifizierung nach beiden Kriterien ist eine mengenmäßige Abschätzung zu treffen. Unter Umständen ist eine eindeutige Zuordnung auch nicht möglich, so dass eine Mischklasse L/M (6/7) anzugeben ist. Ergänzend ist auch eine Klassifizierung nach PIANC möglich.

Die Klassifizierung ist unabhängig vom einzusetzenden Baugerät. So kann auch in Fels der Klassen 7/M unter Umständen mit einem Tieflöffelbagger gerissen werden. Anhaltswerte für den Einsatz verschiedener Löseverfahren bei kompaktem Fels sind in Tabelle 3 aufgeführt.

Einaxiale Druckfestigkeit	**Löseverfahren**
q_u < 30 MPa	leichter Fels, Reißfels z.T. baggerbar
q_u = 30-60 MPa	mittlerer Fels, Meißelfels in geringen Schichtdicken noch reißbar
q_u = 60-100 MPa	schwerer Fels, Meißelfels
q_u =100-150 MPa	sehr schwerer Fels mit speziellen Geräten meißelbar
q_u > 150 MPa	überschwerer Fels, Sprengfels

Tabelle 3: Grenzen Löseverfahren für kompakten Fels

Hinsichtlich der Wiederverwendbarkeit ist zwischen dem Lockergestein und dem Felsgestein zu unterscheiden. Das nichtbindige Lockergestein ist für Erdbaumaßnahmen grundsätzlich wiederverwendbar, sofern es gut entwässern kann (geringer Feinkornanteil). Voraussetzung für jede Wiederverwendung ist grundsätzlich die Schadstofffreiheit. Bei bindigem Lockergestein ist eine Wiederverwendung aufgrund der schlechten Entwässerbarkeit i.d.R. nicht möglich.

Felsgestein kann bei ausreichender Festigkeit verwendet werden. Für die Verwendung als Wasserbausteine ist u.a. eine einaxiale Druckfestigkeit q_u > 80 MPa erforderlich.

Häufig ist bei den Triassischen Gesteinen eine Wiederverwendung nicht möglich. Aufgrund der Wechsellagerungen von Ton-/Schluffstein mit geringer Festigkeit und Kalksteinbänken mit hoher Festigkeit können die einzelnen Bodenqualitäten beim Lösen nicht in ausreichendem Maß separiert werden. Daher muss der gebaggerte Boden i.d.R. deponiert werden, ggf. ist auch die Verwendung in untergeordneten Erdbauwerken wie Lärmschutzwällen oder Geländemodellierungen möglich.

5. Zusammenfassung

Für die Planung und Ausschreibung von Ausbaumaßnahmen in Flüssen ist der Baugrund über große Flächen zu erfassen. Liegt der Projektbereich im Fels ist besonders die Oberkante des Fels zu ermitteln.

Hierfür werden neben den klassischen Verfahren der Baugrunderkundung auch hydroakustische Verfahren zur Erkundung der Gewässersohle und der sohlennah anstehenden Böden eingesetzt. Alle Informationen hinsichtlich des Baugrundes werden in einem digitalen Geländemodell zusammengefasst. Auf der Grundlage des digitalen Geländemodells ist eine automatisierte Ermittlung der verschiedenen Baggermassen möglich.

Neben der Ermittlung der Schichtenfolgen ist die Beschreibung der Materialeigenschaften der Böden von entscheidender Bedeutung für die Planung und Ausschreibung des Bauvorhabens. Hierbei kommt es besonders auf die Festigkeit und das Trennflächengefüge des Fels an. In dem vorliegenden Beitrag werden die maßgebenden Kriterien für die Felsbeschreibung angegeben. Ebenso erfolgt eine Bewertung der Felsböden hinsichtlich der möglichen Löseverfahren.

Literatur

WNA ASCHAFFENBURG: Allgemeine Informationen zum Ausbau der Fahrrinne des Mains, Würzburg-Marktbreit, 2001

WENDT, HEINITZ, WUNDERLICH, EWERT: “Schatzsuche im Meeresboden, Erkundung des Meeresbodens mit seismoakustischen Verfahren”, Forschungsmagazin der Universität Rostock „Traditio et Innovatio“ 2/98

PIANC: Classification of soil and rocks to be dredged, Bericht Arbeitsgruppe PIANC, Bulletin Nr. 47, Brüssel 1984

DIN EN 14689-1: Geotechnische Untersuchung und Erkundung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels, 2004

Verfasser

Dipl.-Ing. Achim Schneider
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3910
E-Mail: achim.schneider@baw.de

Dr.-Ing. Jan Kayser
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3100
E-Mail: jan.kayser@baw.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

„Damm-GIS“ für Nachsorgemaßnahmen an Dämmen an Bundeswasserstraßen

Dr.-Ing. Manuela Osterthun
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover

Dipl.-Ing. Michael Seifert
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover

Dipl.-Geogr. Dietmar Mothes
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Ilmenau

Dipl.-Ing. Arno Liebrecht
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover

Dipl.-Ing. Thomas Brase
Wasser- und Schifffahrtsamt Minden

1. Dämme an Bundeswasserstraßen und deren Nachsorge

1.1 Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)

Mit Einführung des „Merkblatts Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)“ im Jahr 1998 bzw. seiner Fortschreibung im Jahr 2005 wurden für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) die Verfahren zur Standsicherheitsbeurteilung, mit denen nachgewiesen wird, ob eine Leckage in der Dichtung bei bestehenden oder neuen ständig wasserbelasteten Dämmen eine Gefährdung der Standsicherheit darstellt, erstmalig gebündelt und die Vorgehensweise der Nachweisführung standardisiert. Dazu wurden Bemessungsregeln eingeführt und die mit der Dammsicherheit verbundenen Aspekte des Bewuchses auf Dämmen geregelt. Alle übrigen erdstatischen Nachweise und Dimensionierungen, wie z.B. Grundbruch, Setzungen usw., sind nicht Gegenstand des MSD, sondern in den einschlägigen Normen und Empfehlungen geregelt.

1.2 Dammnachsorgeprogramm

Bekannt gewordene Sanierungsdefizite bei Dämmen der Bundeswasserstraßen haben dazu geführt, in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) Erhebungen über erforderliche Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit durchzuführen. Die erkannten Defizite bedeuten Sicherheitsrisiken, die mit Priorität vor anderen Maßnahmen realisiert werden müssen. Es wird davon ausgegangen, dass die so ermittelten und durchzuführenden Nachsorgemaßnahmen dazu führen, dass Dämme mit ihren Einbauten dem Stand der Technik entsprechen. Entsprechend dem MSD umfasst der Begriff der Nachsorge Maßnahmen an Dämmen mit ihren Bauwerken, mit denen die Standsicherheit

- für andere als ursprünglich vorgesehene Belastungen (insbesondere der Ausfall von Dichtungselementen) gewährleistet oder
- an die weiterentwickelten anerkannten Regeln der Technik angepasst wird.

Die WSV-weit durchgeführten Erhebungen haben auch gezeigt, dass der Zustand von 700 km Dämmen der WSV nicht hinreichend genau bekannt ist, um eine Priorisierung nach Risikopotenzial vorzunehmen. Dies erforderte geeignetes Soforthandeln der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung.

1.3 Dämme im Bereich der WSD Mitte

Die Dammnachsorge wird im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion (WSD) Mitte gebündelt im Projekt „Dämme nach MSD“ bearbeitet. Die Untersuchung folgt methodisch dem MSD der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), einer technischen Oberbehörde der Verkehrsverwaltung des Bundes. Das Projekt wird vom Sachbereich 4 des Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Minden durchgeführt. Die Fachaufsicht liegt bei der WSD Mitte. Das Gesamtprojekt hat eine Laufzeit bis 2010 und beinhaltet auch eventuelle Baumaßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit.

Im Bereich der WSD Mitte ist das Kanalnetz, bestehend aus dem Mittellandkanal (MLK), dem Elbe-Seitenkanal (ESK), den Stichkanälen Osnabrück (SKO), Hildesheim (SKH), Salzgitter (SKS), Linden (SKL) und den Schleusenkanälen an der Mittelweser, mit rund 500 km bzw. 1000 km Ufer von der Bestandserhebung betroffen. Etwa ein Drittel (334 km) der Kanalstrecken sind Dammstrecken mit Abschnitten von 100 m bis 15 km Länge. Dammstrecken sind definitionsgemäß alle Streckenabschnitte, an denen der Bezugswasserstand die umgebende Geländeoberfläche übersteigt (Bild 1).

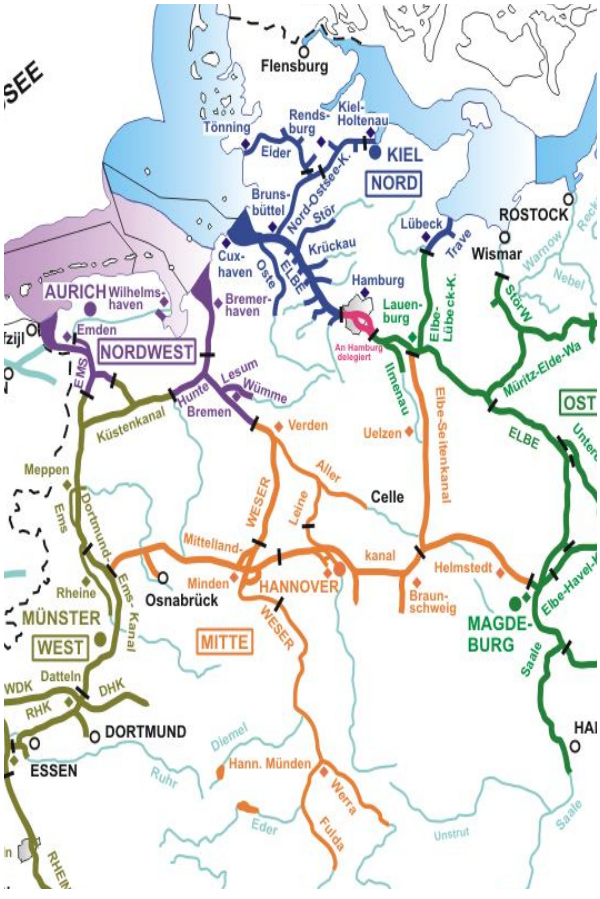


Bild 1: Zuständigkeitsbereich der WSD Mitte (=orange)

1.4 Beobachtungsklassen und Kategorien

Die Dammstrecken sind in Beobachtungsklassen (BK) eingeteilt, die WSV-weit einheitlich mit Gefährdungspotenzialen und daraus resultierenden Beobachtungshäufigkeiten verbunden sind (Tabelle 1).

BK	Beobachtungshäufigkeit
0	2-mal / d bis 24 h / d
I	52-mal / a bis 365-mal / a
II	12-mal / a bis 52-mal / a
III	4-mal / a bis 12-mal / a

Tabelle 1: Beobachtungsklassen und -häufigkeiten

Die 334 km Dammstrecken im Bereich der WSD Mitte werden den Beobachtungsklassen folgendermaßen zugeordnet:

BK 0 0 km

BK I: 91 km,

davon 20 km der Kategorie 2 (Standsicherheit LF 3 untersucht, noch keine Nachsorge für LF 3 durchgeführt, Standsicherheit LF 4 noch zu untersuchen) und 71 km der Kategorie 3 (Standsicherheit LF 3 unersucht, Nachsorge für LF 3 durchgeführt, Standsicherheit LF 4 noch zu untersuchen)

BK II: 190 km

BK III: 54 km

1.5 Bauwerke in den Dämmen der WSD Mitte

In den zu untersuchenden Dammstreckenabschnitten liegt eine Vielzahl von Bauwerken (102 Brücken, 132 Düker, 27 Kanalbrücken und Unterführungsbauwerke, Ein- und Auslassbauwerke, Pumpwerke sowie viele Bauwerke von Dritten), die den Damm ganz oder teilweise durchdringen und somit Störungsstellen darstellen und ebenfalls entsprechend dem MSD hinsichtlich ihrer Standsicherheit zu untersuchen sind.

1.6 Vorgehensweise

Die fachliche Bearbeitung und die Umsetzung der Nachsorgemaßnahmen eines Streckenabschnitts erfolgen auf der Grundlage des MSD.

Die Vorbereitung und Durchführung des Nachsorgeprogramms beginnt mit der Erhebung der relevanten Daten (Bestandsdaten, vorhandene Gutachten, Begehung) als Vorarbeit.

Dieser schließen sich die Untersuchungen und Nachrechnungen des bestehenden Zustands an, mit der Festlegung der notwendigen Daten und der nachzuweisenden Lastfallkombinationen und Berechnungsverfahren sowie der Berechnung der lokalen und globalen Standsicherheiten aller Lastfallkombinationen, der Sicherheit gegen Materialtransport sowie der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch.

Auf dieser Grundlage wird ein Konzept mit verschiedenen technisch machbaren Sanierungsvarianten erarbeitet und die wirtschaftlichste Lösung ausgewählt und ausgeführt.

Abschließend wird der Sanierungszustand ähnlich wie der Ausgangszustand untersucht und nachgerechnet mit dem Ziel, Vorschläge für Kontrollen und weitere Unterhaltungsvorgaben aufzustellen.

2. Informationen und deren Nutzung für die Bestandsdokumentation und Nachsorge von Dämmen

2.1 Sammeln und Werten vorhandener Informationen

Es wird deutlich, dass bei den genannten Bearbeitungsschritten ein erheblicher Aufwand für Recherchen u.a. auch von Daten Dritter, Untersuchungen/ Berechnungen und Bewertungen entsteht, die in Abhängigkeit vom Bearbeitungsstand ständige Aktualisierungen erfahren.

Zunächst stützt man sich im Wesentlichen auf vorhandene Daten, die jedoch meist heterogen in den verschiedenen Dienststellen vorliegen, ohne dass ein einheitlicher Zugriff darauf besteht. So wurde nach dem Sammeln der Informationen deren Homogenisierung in Verbindung mit einer Qualitätssicherung und eine abschließende Zusammenstellung und Verteilung erforderlich.

Im Bereich der WSD Mitte lagen unter anderem folgende Informationen vor:

- Karten im Maßstab 1:2.000 (Digitale Bundeswasserstraßenkarte DBWK 2)
- Daten und Pläne zu Bauwerken im Dammbereich
- Profile und Deckwerksaufbau entlang der Dammbereiche
- Bauart, Bewuchs und Befahrbarkeit der Dämme
- Zuständigkeiten und bisherige Sicherheitseinstufungen

Diese Informationen wurden zum großen Teil in einer Tabelle zusammengestellt und intern auch als „Dammatlas“ bezeichnet und werden vom Sachbereich 4 des WSA Minden gepflegt.

2.2 Ergänzung und Neuerfassung von Informationen

Etliche Informationen stehen jedoch nicht in der erforderlichen Einheitlichkeit, Aktualität und Vollständigkeit zur Verfügung, so dass in größerem Umfang Aktualisierung und Neuerhebung von Daten erforderlich werden.

So sind für die Untersuchung der Dämme umfassende Beschreibungen der Dammgeometrie und des Aufbaus der Dämme erforderlich.

Im Bereich der WSD Mitte wurde zur flächendeckenden Erfassung der Dammgeometrie für alle Kanalstrecken eine Befliegung mit Laserscanerfassung durchgeführt.

Einige wesentliche Parameter dieser Erfassung sind:

- Mittlere Messpunktdichte: 4 Punkte / m²
- Klassifizierung z.B. nach Gelände-, Wasserspiegel- und Vegetationspunkten
- Messunsicherheit: max. 30 cm (Lage) und 15 cm (Höhe) bei 95 % Sicherheitswahrscheinlichkeit

Damit können für alle potentiellen Dammbereiche Geländemodelle erzeugt werden, die u.a. folgende Möglichkeiten bieten:

- Erkennen von Dammsituationen durch räumliche Verschneidung
- Ableiten von Querprofilen an beliebigen Stellen
- Ableiten von Neigungen
- Erkennen von Bewuchs und Bewuchshöhe
- Flächendeckendes Erkennen von sicherheitsrelevanten Abweichungen durch Verschneiden der tatsächlichen Dammgeometrie mit einer noch zu ermittelnden Sollgeometrie; somit könnten kostenaufwändige rechnerische Nachweise ggf. entfallen

Die Ergebnisse von Bodenuntersuchungen zur Erfassung des Aufbaus der Dämme an sensiblen Stellen erfolgt unter Nutzung der Erfassung der Dammgeometrien durch das Laserscan-Projekt. Die sensiblen Stellen werden auf der Grundlage einer Erstauswertung der Geländemodelle lokalisiert.

Parallel zur Laserscanbefliegung wurden Orthobilder erzeugt, die umfassende visuelle Informationen über die Dammsituation liefern und darüber hinaus hervorragend als Grundlage von kartographischen Darstellungen geeignet sind.

2.3 Zusammenstellen der Informationen

Eine Vielzahl streckenbezogener Informationen lässt sich mit der Angabe der Station oder des Stationsbereiches in Tabellen zusammenfassen. Diesen sind Pläne, Gutachten und weitere Dokumente zuzuordnen.

Sehr wichtig sind jedoch kartenbezogene Visualisierungen. Dabei können als Basis die Bundeswasserstraßenkarte und / oder ggf. Orthobilder benutzt werden.

In thematischen Karten für die Untersuchung der Dammstandsicherheit und für ggf. erforderliche Nachsorgemaßnahmen werden beispielsweise folgende Informationen benötigt:

- Lage der Dammbereiche
- Lage von Bauwerken in Dammbereichen
- Symbolisierte Darstellung von Profil, Deckwerksaufbau oder Ähnlichem
- Potenziell kritische Bereiche
- Höhenschichten / Höhenlinien / Höhenkoten
- Lage von repräsentativen Bodenprofilen
- Lage von Grundwasserbeobachtungsbrunnen

2.4 Bisher eingesetzte Werkzeuge zur Informationsbereitstellung

Diese Vielzahl an Informationen wurden bisher in Tabellen, Texten und mit CAD erstellten Karten und Plänen geführt. Die Informationen in verschiedenen Datenquellen sind nicht automatisch einander zugeordnet; eine Zusammenführung erfordert in jedem Fall manuellen Aufwand.

Die in Tabellen enthaltenen Punkt- und Streckeninformationen müssen manuell mit CAD-Werkzeugen in Sonderkarten eingezeichnet werden und im Fortführungsfall auch händisch verändert werden.

Wegen der damit verbundenen Aufwände werden die Daten nicht umfassend und immer aktualisiert, sondern nur fallweise abschnittsbezogen.

2.5 Idee zum Aufbau eines projektbezogenen Geoinformationssystems „Damm-GIS“

Die Anforderung, unterschiedlichste Informationen lagebezogen darzustellen und nutzen zu können, legt den Aufbau eines projektbezogenen Geoinformationssystems nahe. Dabei lassen sich georeferenzierte Informationen sehr einfach einbinden. Bei Informationen, die einer vorhandenen Geometrie (z.B. die Beobachtungsdaten der Lage eines Beobachtungsbrunnens) zugeordnet werden können, ist mit geringem Verknüpfungsaufwand einfach ein Lagebezug herstellbar.

Problematisch ist jedoch die Zuordnung von stationsbezogenen Abschnitten zu einer in der Karte darstellbaren Geometrie, insbesondere wenn sich die Abgrenzungen ändern. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn in der Karte ein mit einer einheitlichen Klassifizierung versehener Bereich durch weitere Untersuchungen oder auch durch Nachsorgemaßnahmen in Teilbereiche mit unterschiedlichen Klassifizierungen zerfällt.

Hierfür galt es, einen Weg zu finden, der eine Fortführung mit minimalem Aufwand erlaubt.

3. Pilothafter Aufbau eines Damm-GIS für den Bereich der WSD Mitte

3.1 Zielsetzung

Die Informationsbereitstellung für das Projekt „Dämme nach MSD“ im Bereich der WSD Mitte mit Hilfe von *WaGIS* - dem Geoinformationssystem der WSV ist als Pilotanwendung in besonderer Weise geeignet. Alle fünf „Binnendirektionen“ müssen derzeit die Dammnachsorge in ihren Zuständigkeitsbereichen mit höchster Priorität durchführen. Auch beide „Küstendirektionen“ müssen in gewissem Umfang die Aufgabenstellung „Dammnachsorge“ bearbeiten. Durch die beispielhafte Realisierung der Informationsbereitstellung als Fachapplikation auf der Grundlage von *WaGIS* für die Projektbearbeitung bietet sich die Möglichkeit, ein auf alle Direktionsbereiche übertragbares Beispiel für die praktische Arbeit zu erstellen.

Folgende allgemeine Zielsetzungen wurden für die GIS-Unterstützung genannt:

I. Verwaltung und Pflege ausgewählter im Rahmen der Untersuchungen anfallender Daten

II. Unterstützung der Projektgruppe bei der Durchführung der Untersuchungen, insbesondere bei kartographischen Darstellungen

III. Kombinierte Auswertung und Darstellung von vorhandenen Informationen, wie z. B. Sachdaten aus dem Dammatlas, DBWK, topographische Karten, Höhendaten aus Laserscanner-Befliegung, Luftbilder

IV. Lieferung von Bestandsinformationen für die Unterhaltung; das System kann als Basis für ein Bestandswerk dienen; dazu gehören Bauzeichnungen, Berichte und Gutachten, Fotos etc.

V. Lieferung von Grundlagendaten für die Planfeststellung (z. B. Ermittlung der Betroffenheit Dritter); dabei sind weitere Daten, beispielsweise aus dem LIS einzubinden

3.2 Realisierung

3.2.1 Technische Grundlagen

WaGIS stellt als Geodateninfrastruktur der WSV den Mitarbeitern zwei wesentliche Grundlagen zur Verfügung:

- In der *WaGIS*-Datenbank werden die Grunddatenbestände, die in standardisierten Quellverfahren geführt werden, in einer einheitlichen Struktur gesammelt und für die weitere Nutzung online über das Behörden-Intranet bereitgestellt.
- Die *WaGIS*-Werkzeuge *WaGIS* Web, *WaGIS* Explorer und *WaGIS* Extension ermöglichen dem Nutzer, je nach Clientkomponente auf diese Grunddatenbestände wie auch auf lokale Datenbestände zuzugreifen, einfache bis komplexe GIS-Analysen durchzuführen und GIS-Projekte anzulegen. Weiterhin ist auch ein Download von ausgewählten Auszügen des zentralen Datenbestandes möglich, um netzunabhängige Auswertungen durchführen zu können.

Die kartographische Darstellung der stationsbezogenen Informationen, die lediglich durch „von km bis km“ beschrieben sind, erfolgt durch die „lineare Referenzierung“. Die lineare Referenzierung erlaubt die Zuordnung einer Stationsangabe (Punkt oder Abschnitt) auf ein vorher definiertes Stationsband, auf das die Information quasi aufgeprägt wird.

Damit wird z.B. der Dichtungsbereich entlang einer Wasserstraße als farbliche Linie dargestellt. Veränderungen der Stationsangaben führen unmittelbar zu einer Anpassung der kartographischen Darstellung. Eine manuelle Bearbeitung ist nicht erforderlich.

3.2.2 Systemarchitektur

Die technische Pilotlösung besteht aus folgenden Komponenten:

Erfassung:

- Erfassung der Sachdaten erfolgt weiter in Tabellen, die in ArcGIS überführt werden.
- Durchführung der streckenbezogenen Zuordnung durch Aktivieren der linearen Referenzierung.

Datenhaltung:

- TK 25 und Luftbilder werden an den jeweiligen Arbeitsplätzen bzw. auf einem Netzlaufwerk im LAN lokal als TIFF-Dateien vorgehalten. Die Rasterdaten müssen derzeit auch für die Auskunft an jedem Arbeitsplatz vorgehalten werden. Zukünftig ist die Einrichtung von zentralen digitalen Kartendiensten (web mapping services (WMS)) vorgesehen. In der Systemarchitektur ist dies mit einem „Damm-GIS-Dienst“ bereits berücksichtigt.
- Damm- und Bauwerksgeometrien werden während der Datenerfassung an dem Erfassungsarbeitsplatz bzw. auf einem Netzlaufwerk im LAN lokal als Shape-Dateien vorgehalten. Für die Auskunft werden die Daten auf einen zentralen Server überführt. Zusätzlich ist es möglich, die Daten über den WaGIS-Server und *WaGIS*-Web anzubieten.
- Damm-Sachdaten werden für die Erfassung in Excel gehalten, für die Auskunft in Shapedateien bzw. in der *WaGIS*-DB.
- Der Zugriff auf die DBWK erfolgt mittels Direktzugriff auf die *WaGIS*-DB.
- Wahlweise (bei unperformanter oder fehlender Intranet-Anbindung) ist auch der Zugriff auf heruntergeladene Daten des *WaGIS*-Zentralservers möglich.

Auskunft:

Die Auskunft erfolgt mit dem *WaGIS*-Explorer.

Alternativ kann auch *ArcGIS* verwendet werden, wenn der Anwender *ArcGIS* zur Verfügung hat.

Bild 2 zeigt die Systemarchitektur des Damm-GIS.

Beispiele für die GIS-unterstützte Darstellung geben die Bilder 3 bis 5.

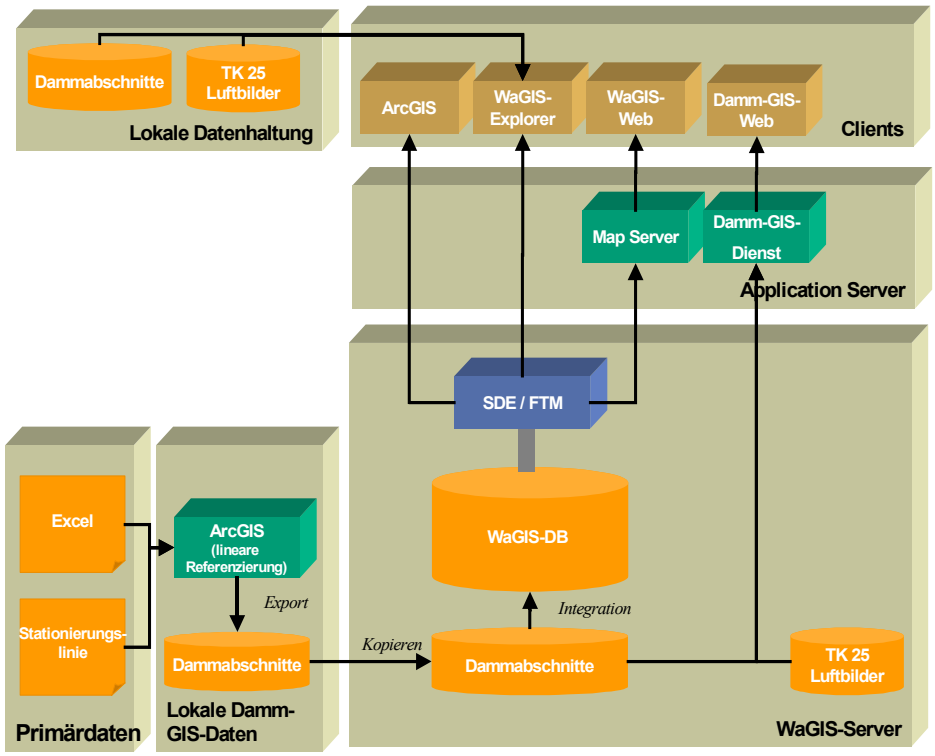


Bild 2: mögliche künftige Systemarchitektur eines Damm-GIS

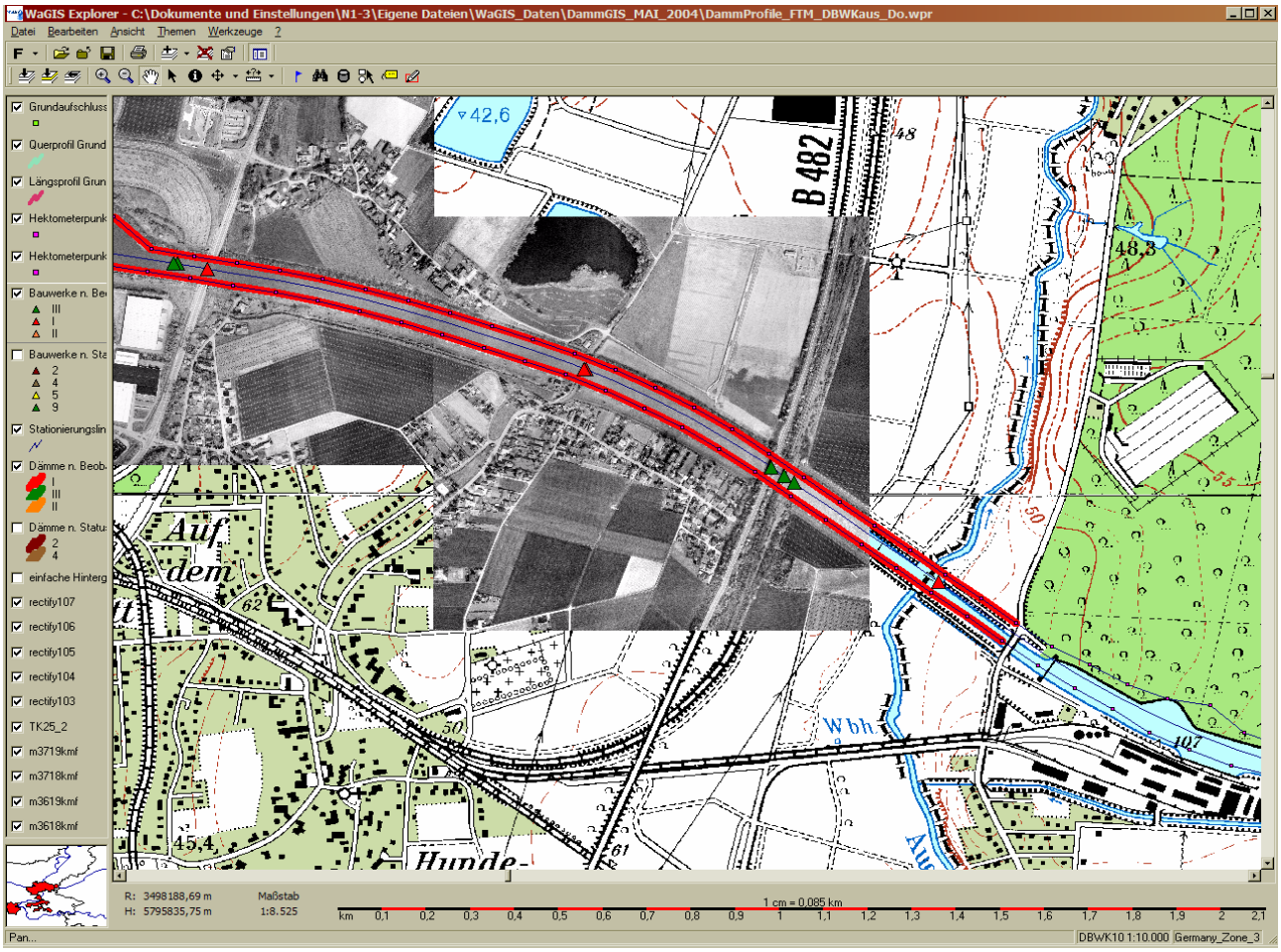


Bild 3: farbkodierte Zustandsinformationen der Dämme und Bauwerke vor dem Hintergrund von Orthobildern und topographischen Karten

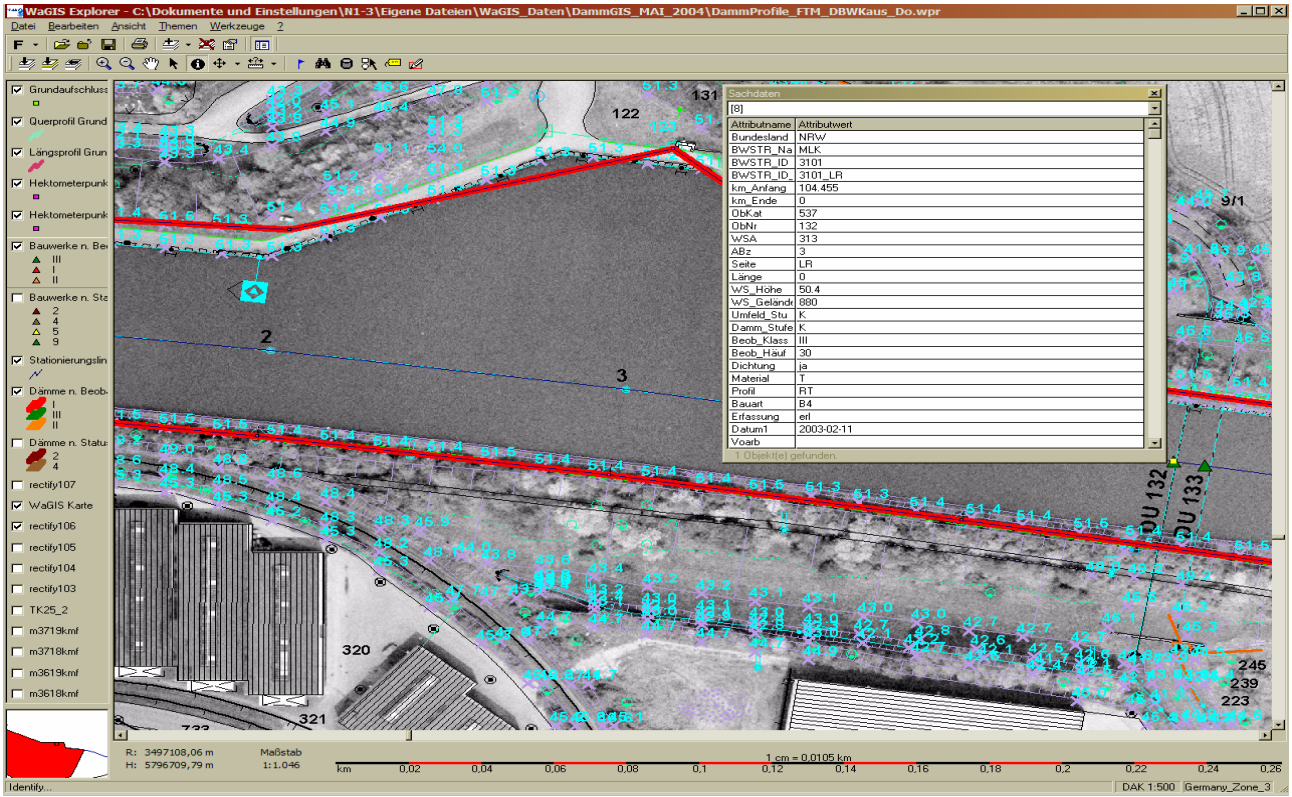


Bild 4: Dükerinformationen mit Orthobild und DBWK

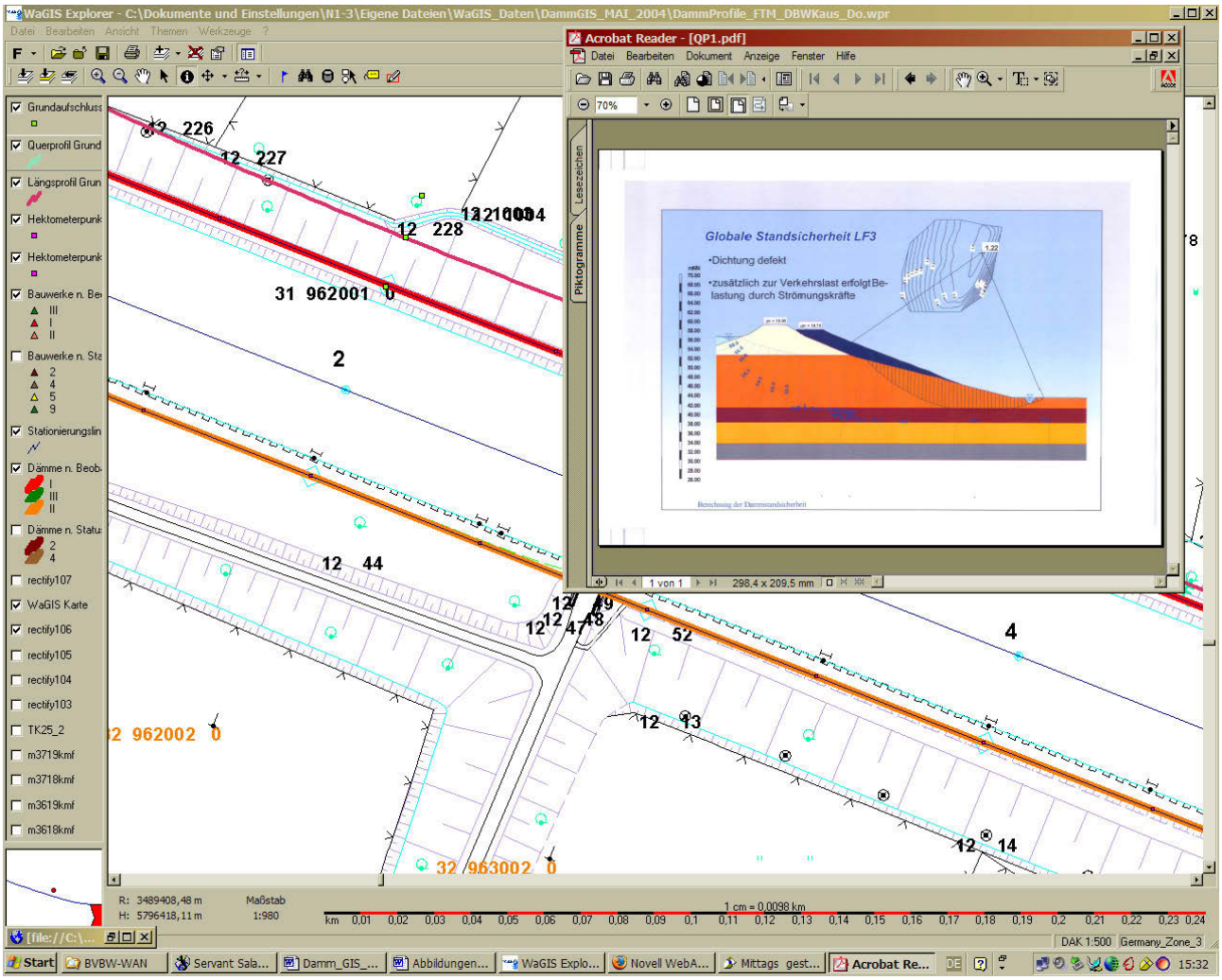


Bild 5: Untersuchungsergebnis eines Standsicherheitsgutachtens abgerufen über die Karte

Literatur

OSTERTHUN, M.; SEIFERT, M.: Informationsmanagement für die Bundeswasserstraßen in Deutschland, Teil 2: WaGIS - das Geoinformationssystem für die WSV. Deutsche Berichte, XXX. Internationaler Schifffahrtskongress in Sydney 2002, Bonn, 2002.

OSTERTHUN, M.; SEIFERT, M.: WaGIS - das Geoinformationssystem für die WSV. In: ATV-DVWK (Hrsg.): Tagungsunterlagen, GIS-Tagung Geographische Informationssysteme in der Wasserwirtschaft, 27./28.01.2004, Kassel, ISBN3-937758-02-X, 2004.

OSTERTHUN, M.; SEIFERT, M.; BLUHM, M.; VAHRENKAMP, B.; MOTHES, D.: WaGIS - das Geoinformationssystem für die WSV. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V., Bd. 53, Schiffahrts-Verlag "Hansa", S. 65 - 72, Hamburg, 2002.

Verfasser

Dr.-Ing. Manuela Osterthun
Dezernat Neubau - Streckenausbau MLK
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 3188
E-Mail: manuela.osterthun@wsd-m.wsv.de

Dipl.-Ing. Michael Seifert
Dezernat Neubau - Streckenausbau MLK
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 3490
E-Mail: michael.seifert@wsd-m.wsv.de

Dipl.-Geogr. Dietmar Mothes
IT- Einsatz im technischen Einsatz der WSV
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Ilmenau
Am Ehrenberg 8, 98693 Ilmenau
Tel.: 03677 669 – 2220
E-Mail: d.mothes@baw.de

Dipl.-Ing. Arno Liebrecht
Dezernat Neubau - Streckenausbau MLK
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 3183
E-Mail: arno.liebrecht@wsd-m.wsv.de

Dipl.-Ing. Thomas Brase
Sachbereichsleiter 4
Wasser- und Schifffahrtsamt Minden
Am Hohen Ufer 1-3, 32425 Minden
Tel.: 0571 6458 – 1401
E-Mail: thomas.brase@wsa-mi.wsv.de

Binnenwasserstraßen - Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Hydraulische Kompaktantriebe für plug-and-drive- Technologie

Dipl.-Ing. Rolf Kühlewind
Fachstelle Maschinenwesen Süd, Nürnberg

Einführung

Rechtzeitig mit dem Start ins nächste Jahrtausend wurde an der Schiffsschleuse Himmelstadt ein neues Tor- und Schützantriebskonzept in serienfertiger Bauweise vorgestellt, das grundsätzliche Ideen zur Optimierung von Hydrauliksystemen in sich vereint. So wurde nicht nur in der Anlagensystematik und -struktur größter Wert auf innovative Konzepte gelegt, sondern auch die Einfachheit und Robustheit unter Verzicht auf sonst übliche „nice-to-have“-Komponenten stand im Mittelpunkt der Ausführungen.

Es wurde im Auftrag und Zusammenarbeit der Fachstelle Maschinenwesen Süd in Nürnberg, einer Unterbehörde der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, von der Firma Lingk & Sturzebecher aus Stuhr bei Bremen ein Kompaktantrieb in plug-and-drive-Technologie entwickelt, der sich neben seiner Überflutungssicherheit vor allem durch kompakte Bauweise, flexible Einsetzbarkeit und hohe Wartungsfreundlichkeit auszeichnet.

1. Grundsatzideen und Leistungsanforderungen

Anlass für die Neugestaltung bereits bestehender Antriebskonzepte bilden die Grundinstandsetzungsarbeiten von Schleusen, wobei möglichst geringe Eingriffe durch Hoch- und Tiefbau erfolgen sollen. Bislang werden hierbei zwei Antriebsarten eingesetzt:

- elektromechanische Antriebe
- elektrohydraulische Antriebe

Bei den elektromechanischen Antrieben wird die Antriebskraft in der Regel für die Stemmtor-Zylinder von einem Motor über mehrere Getriebestufen auf ein Drehsegment mit nachfolgender Torschubstange übertragen. Die Umlaufverschlüsse (ULV) zum Befüllen und Entleeren der Schleusenkammer werden mit Hilfe von Gall´schen Ketten betätigt. Ein besonderes Problem bei diesen z.T. aus den 30er Jahren stammenden Anlagen bereitet vor allem die Schmierung der offenliegenden Getriebelager und Zahnräder, denn durch Schwallwasser und Überflutung werden die eingesetzten Schmierstoffe in das Flusswasser eingetragen und verursachen damit eine nach heutigen Richtlinien unzulässig hohe Belastung der Wasserstraße. Darüber hinaus ist keine ausreichende Verfügbarkeit von Ersatzteilen, wie etwa der Zahnräder, mehr gewährleistet.

Schon ab den sechziger Jahren wurde Tor- und ULV-Antriebe elektrohydraulisch ausgeführt, die auch zum Teil heute schon zur Erneuerung anstehen. Die bislang eingesetzten Antriebseinheiten bestehen in der Regel aus den Zylindern und einem Zentralaggregat. Diese Aggregate werden in speziellen Antriebshäusern hochwassersicher installiert, da eine Überflutung zum Ausfall der Anlagen führen würde. Dies führt zu hohen Investitionen bei Umbau- und Neubauarbeiten und darüber hinaus zu zeit- und kostenintensiven Instandhaltungsmaßnahmen, die vor Ort – oftmals nur mit erheblichem Aufwand – durchgeführt werden müssen. Zusätzlicher Zeitaufwand entsteht durch die Rücksichtnahme auf den laufenden Schleusenbetrieb. Schlimmstenfalls sind sogar die Einstellung des Schleusenbetriebs und die zeitweilige Sperrung der Schifffahrt notwendig.

Aus diesen Gesichtspunkten standen bei den Überlegungen zu einem zeitgemäßen Antriebskonzept vor allem die Aspekte Betriebssicherheit, Standardisierung der Antriebskomponenten und der mögliche Verzicht auf eine Aufstellung der Aggregate in Antriebshäusern im Vordergrund. Für die bestmögliche Wirtschaftlichkeit der Anlage, sollte ein möglichst wartungsarmer und einfacher Antrieb konzipiert werden, der als zusammenhängende Einheit überflutungssicher und umweltfreundlich eingesetzt werden kann. Darüber hinaus soll die Konstruktion so universell ausgeführt sein, dass ein Einsatz in der gesamten hydraulischen Antriebstechnik möglich ist. Nachfolgende Anforderungen wurden deshalb der Neukonzeptionierung zugrunde gelegt:

- Hinsichtlich Betriebssicherheit und Lebensdauer wird ein einfacher und robuster Aufbau angestrebt, was den Verzicht auf empfindliche Komponenten und anfällige Steuerungskonzepte bedeutet.
- Der Antrieb soll weitgehend aus genormten Bauteilen aufgebaut sein. Die verwendeten Komponenten müssen absolut wartungsarm sein und wirtschaftlich unterhalten werden können.
- Anstelle einer zentralen Hydraulikversorgung, die mehrere Antriebe aus einem gemeinsamen Tank bedient, sollen getrennte, voneinander unabhängig arbeitende und gegenseitig austauschbare Hydraulikaggregate, mit denen jeweils nur ein Zylinder betrieben wird, eingesetzt werden. Dieses trägt zu einer erheblichen Erhöhung der Anlagenübersichtlichkeit und somit neben einer deutlichen Senkung der Wartungskosten zu einer vereinfachten Suche allfälliger Fehler und deren Behebung bei.
- Ein modularer Aufbau soll einen unkomplizierten Wechsel von defekten Komponenten und eine Wartung in betriebseigenen Werkstätten mit Zugriff auf bereitstehende Werkzeuge, Vorrichtungen und Ersatzteillager anstelle von „Vor-Ort-Reparaturen“ ermöglichen.
- Die einfache Montage und Demontage der einzelnen Module, die Möglichkeit zum schnellen Wechsel des kompletten Antriebs sowie der Anschluss eines Notaggregats mit nur wenigen Handgriffen sollen einen unbeeinträchtigten Schleusenbetrieb auch im Notfall gewährleisten.
- Der Antrieb soll mit allen Modulen gegenüber Wasser gekapselt ausgeführt werden, so dass er ggf. auch in Bereichen, die überflutet werden können (Schwallwasserbereich, Einbau unter Planie), ohne Einschränkungen betriebs- und umweltsicher einsetzbar ist. Spezielle Hochbauten zur Aufnahme von Antriebskomponenten werden somit überflüssig.

- Zur Fernsteuerung der Antriebe sollen diese mit einem internen Wegmeßsystem ausgerüstet werden, das auch nach einer Versorgungsunterbrechung die exakte Position der Kolbenstange des Zylinders ohne Referenzfahrt angibt.

Während der Grundinstandsetzung der Schleuse Himmelstadt wurden insgesamt acht identische Kompaktaggregate und jeweils vier Stemmtor- und ULV-Zylinder installiert. Zum weiteren Lieferumfang gehörten u.a. zwei Notaggregate und ein Service-Board. Die technischen Daten der Antriebe sind in Abschnitt 8 zusammengefasst.

2. Die Hydraulikkompakteinheit

Um die Verfahrgeschwindigkeiten der Zylinder an die jeweiligen Betriebsvorgaben anzupassen, werden die Kompaktaggregate von Frequenzumrichtern gespeist. Daher kann auf robuste Konstantpumpen- und Schaltventiltechnik für die Kompaktaggregate zurückgegriffen werden. Neben der Positionserfassung der Kolbenstange werden zur Fernsteuerung weitere Antriebsparameter wie Arbeitsdruck, Öltemperatur, Ölstand und Filterverschmutzung überwacht, so dass sich allfällige Störungen bereits im Vorfeld vom Anlagenbetreiber erkennen und leicht beheben lassen.

Bild 1: Hydraulikkompakteinheit

Die Verrohrung, die aufgrund der baulichen Nähe von Aggregat und Zylinder sehr kurz ausfallen kann, sowie die Verkabelung der Kompaktantriebe ist mit hydraulischen Schnellverschlusskupplungen und Steckkontakten der Schutzart IP68 (überflutungssicher) ausgeführt. Dieses erlaubt ein sauberes und zudem extrem schnelles und unkompliziertes Austauschen der auf Rollwagen gelagerten Aggregate. Während der Inbetriebnahme wurden hier selbst mit ungeübtem Personal Austauschzeiten von weit unter 10 Minuten erreicht! Um den hohen Umweltanforderungen des Verkehrswasserbaus zu genügen, wird das Aggregat mit synthetischem Ester (Wassergefährdungsklasse 0) betrieben.

Die Hydraulikkompakteinheit besteht aus einem Antriebsmodul, einem Ventilmodul sowie einem verbindenden Zentralmodul.

Das Antriebsmodul dient als Vorratstank für das Hydrauliköl sowie als Antriebseinheit. In dem Antriebsmodul ist eine Pumpenkombination, bestehend aus Axialkolbenpumpe und angeflanschtem Unteröl-Elektromotor untergebracht. Vom Motor und der Pumpe muss lediglich das Kolbenstangenvolumen befördert werden, so dass bei Zylindereinfahrt das im Behälter vorhandene Luftvolumen, bedingt durch das zurückfließende Kolbenstangenvolumen, verdichtet wird. Das Antriebsmodul arbeitet wartungsfrei. Der Fluidstand wird automatisch kontrolliert. Das Antriebsmodul (Rundbehälter) ist druckdicht an einem Zentralmodul angebracht.

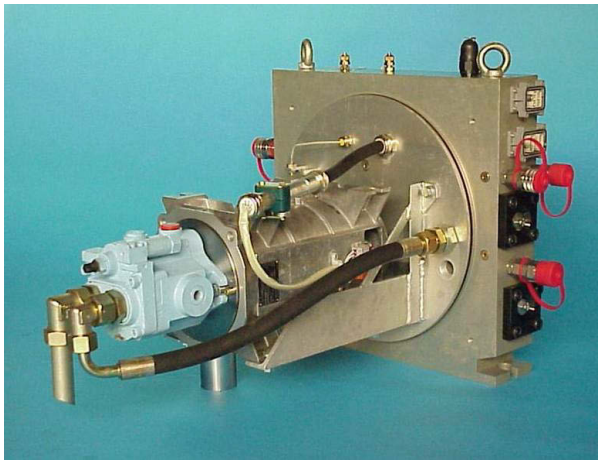


Bild 2: Zentralmodul mit Antriebsmodul

Gleichzeitig dient das Zentralmodul als Ankereinheit für Elektromotor und Pumpe sowie für alle Anbauteile auf der Ventilmodulseite. Ebenso ist das Zentralmodul Aufnahmeeinheit für alle elektrischen Leitungen und Stecker, alle hydraulischen Leistungs-, Kontroll- und Notbetriebsanschlüsse und alle Steuerungsventile. Durch diese Anordnung entfällt jegliche Verrohrung, da alle hydraulischen Verbindungen durch Bohrungen im Zentralmodul dargestellt werden.

Das Ventilmodul, ebenfalls als Rundbehälter ausgeführt und an der Gegenseite des Zentralmoduls montiert, ist ölfrei und besteht aus:

- Druckfilter mit Verschmutzungskontrolle
- Wegeventil des Arbeitszylinders
- Temperaturbegrenzungsschalter

Grundsätzlich ist der Innenraum des Ventilmoduls so konzipiert, dass ein komplettes Steuerungsmodul zur Ein- und Ausgabe von Steuerungs- und Stellgrößen untergebracht werden kann, so dass auf zusätzliche Steuerkästen außerhalb des Antriebes verzichtet werden könnte. Bei der Ausführung im Projekt „Himmelstadt“ wurden jedoch diese elektrischen Komponenten aus Wartungsgründen bewusst außerhalb angeordnet.

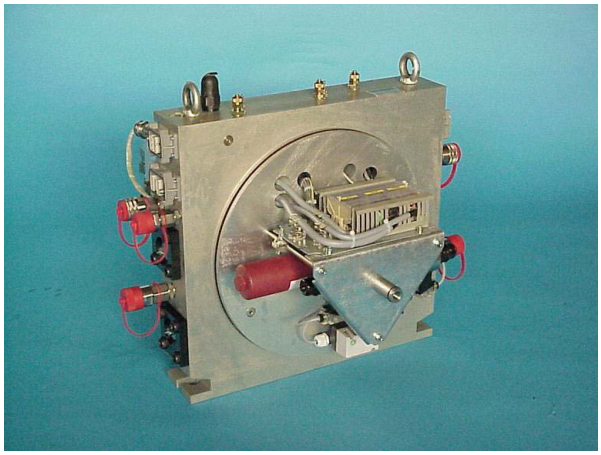


Bild 3: Zentralmodul mit Ventilmodul

An dem Zentralmodul sind elektrische Steckverbindungen in der Schutzart IP 68 montiert. In diesen Steckverbindungen werden Leistungs- und Steuerkabel eingeführt, die von einem externen Steuerkasten kommen. Eine schnelle Demontage kann somit durch das Abziehen der Steckverbindung im Havariefall erfolgen. Die Kompaktantriebe sind in witterungsbeständigem Aluminium sowie in wasserdichter, überflutungssicherer Ausführung gebaut. Alle abgehenden Hydraulik- und Elektroanschlüsse sind in Edelstahl ausgeführt.

3. Antriebszylinder

Bild 4: Tor-Antriebszylinder

Wie bei den Kompaktaggregaten werden die Antriebszylinder mittels hydraulischer Schnellverschlusskupplungen und elektrischem Steckkontakt (Positionserfassung, 24 V-Ventilversorgung für ULV-Notabsenkung) angeschlossen. Auch die mechanischen Anbindungen der Zylinder sind konstruktiv so gestaltet, dass sie mit wenigen Handgriffen aus den wartungsfreien Lagerungen gelöst werden können. Zylinderspezifische Funktionen wie Eilgangschaltung am Stemmtor und Notabsenkung bei Stromausfall am ULV-Zylinder werden von einem direkt an den Zylinder montierten Steuerblock übernommen. Durch die Steuerblöcke verfügen die Zylinder darüber hinaus über eigene Druckbegrenzungs- und Lasthalteventile, so dass Einstellarbeiten am Kompaktaggregat entfallen und somit eine 100 %ige Austauschbarkeit aller Aggregate gewährleistet ist. In konsequenter Fortführung eines wartungsfreundlichen Antriebskonzepts sind die internen Wegmeßsysteme beider Zylindertypen mit einem Druckrohr ausgerüstet, das einen Austausch des Sensors ohne Ablassen der Druckflüssigkeit gestattet.

4. Service-Board und Notaggregat

Einen weiteren Schwerpunkt bildet das umfangreiche Sicherheitskonzept des Antriebs. Mit Hilfe des mobilen

Bild 5: Notaggregat

Service-Boards ist es möglich, ein Kompaktaggregat sowohl bei Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten im Bauhof als auch bei Ausfall der gesamten Schleusensteuerung zu betreiben und zu überwachen. Im Bedarfsfall genügt das einfache Umkuppeln der elektri-

Bild 6: Service-Board

schen Steckverbinder, um einen kontrollierten Handbetrieb zu realisieren. Ein Betätigen der Zylinder ist aber auch mit Hilfe der tragbaren Notaggregate möglich. Ohne weitere Umbaumaßnahmen können diese mit Schnellverschlusskupplungen einfach an das jeweilige Kompaktaggregat angeschlossen werden. Durch Umlegen eines Kugelhahns wird dann von Normal- auf Notbetrieb umgeschaltet. Es besteht aus seinem Grundrahmen, auf dem eine kleine Zahnradpumpenkombination, bestehend aus Zahnradpumpe mit Zwischenflansch und Elektromotor, Manometer, Handwegeventil mit Druckbegrenzungsventil sowie vier Schläuchen mit angebauten Schlauchkupplungshälften angebracht sind. Natürlich kann bei Bedarf das Notaggregat auch mit einem kleinen Notstromerzeuger betrieben werden.

5. Tor-Zylinderlagerung

Bei der Konzeption der Tor-Zylinderlagerung wurde vorausgesetzt, dass der Kompaktantrieb in die vorhandenen Antriebsgruben unter Planie und ohne Tiefbauarbeiten eingebaut werden kann. Die Lagerung des Zylinders ist in Bild 7 dargestellt. Für den Antrieb wurde die bereits bestehende Stahlfundamentierung genutzt. Die vorhandenen Königszapfen sind entfernt worden und die neue Lagerung wurde mittels einer Grundplatte mit den Stahlfundamenten verschraubt. Das Kardangelenk, in dessen Zentralachse sich der Antriebszylinder befindet, wurde als geschlossener, kompakt gebauter Rahmen mit Lagerzapfen ausgeführt. Durch einfaches Ziehen der beiden äußeren Zapfenlager lässt sich der Tor-Zylinder recht schnell ausbauen und austauschen.

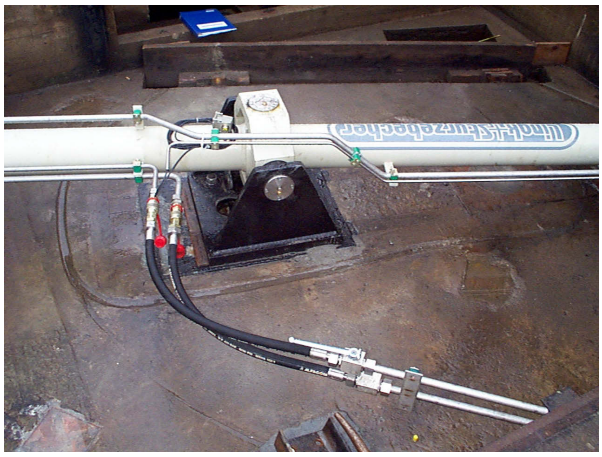


Bild 7: Tor-Zylinder-Lagerung

6. Toranlenkung

Für die Toranlenkung wurde eine neuartige Konstruktion realisiert (Bild 8). Kolbenstange und Tor sind durch einen Bolzen kraftschlüssig verbunden. Auf dem Kolbenstangenkopf ist ein Gelenklager montiert. Der Innenring des Gelenklagers ist mit einer Konushülse bestückt. Diese Hülse wird mittels einer Schraubverbindung auf den Konus des fliegenden Torbolzens gepresst. Soll der Hydraulikzylinder vom Tor getrennt werden, so wird zunächst der Abdeckschirm demontiert. Danach wird mittels einer Abdrückschraube die Hülse vom Konus des Bolzens abgedrückt und dadurch die kraftschlüssige Verbindung gelöst.

Alle Nachteile der bisherigen Toranlenkungen wie z.B. genauestes Einfädeln von Bolzen oder Einlegen von Distanzringen treten bei der vorgenannten Ausführung nicht mehr auf. Die hier gewählte Lösung der Toranlenkung ist einfach und leicht zu händeln.

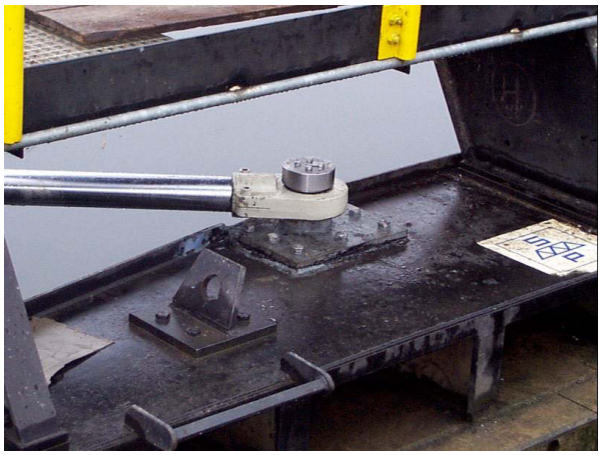


Bild 8: Toranlenkung

7. Wartung, Demontage

Die hydraulische Anlage ist wartungsarm, weil alle Arbeiten zur inneren Schmierung der Geräte entfallen. Die Wartung erstreckt sich im wesentlichen auf die Kontrolle des Fluidstandes im Flüssigkeitsbehälter, Filterkontrolle sowie Fluidwechsel.

Die Demontage einer Hydraulikkompakteinheit ist relativ einfach möglich. Folgende Arbeitsgänge sind dazu durchzuführen:

- Abziehen der Elektro-Steckverbinder an dem Zentralmodul
- Lösen der Hydraulikleitungen an den Schnellverschlusskupplungen

Nachdem diese Arbeitsschritte durchgeführt wurden, kann die Hydraulikkompakteinheit von einem Kran abgehoben werden bzw. auf dem Rollenwagen weggeschoben werden. Ebenso kann auch nur der Austausch des Zylinders alleine erfolgen. Ein kompletter Zylinderwechsel kann in 60 Minuten von 3 Personen unter Beistellung eines kleinen Hebezeuges durchgeführt werden.

Neben diesen deutlichen technischen Vorteilen der Kompaktantriebe gegenüber konventionellen Hydrauliksystemen ist insbesondere die Wirtschaftlichkeit hervorzuheben. Die mit diesem neuen Antriebskonzept verbundenen Gesamtanschaffungskosten betragen im Vergleich zum leistungsidentischen Schleusenantrieb mit zentraler Hydraulik weniger als die Hälfte!

Neben dem hier beschriebenen Einsatz im Verkehrswasserbau bieten sich die Kompaktaggregate in allen Bereichen an, in denen eine sichere, flexible und wartungsarme Hydraulikversorgung an witterungsungeschützten oder ökologisch sensiblen Standorten gefragt ist.

8. Technische Daten

Bauteil	Kenngröße	Kennzahl
Kompaktaggregat KPA11/200	- elektrische Versorgung	400 VAC, 3~Frequenzumrichterbetrieb
	- elektrische Nennleistung	11 kW
	- maximaler Arbeitsdruck	250 bar
	- maximaler Volumenstrom	48 l/min
	- Druckmedium	Aviaticon HY HE 22
	- Tankvolumen	100 Liter
	- Abmessungen (H x B x L)	660 mm x 760 mm x 1350 mm
	- Gewicht (befüllt)	600 kg
	- Temperaturbereich	-20° C bis 80° C
	- Schutzart	IP68

Bauteil	Kenngröße	Kennzahl
Stemmtor-Zylinder LS-DZ-160/100-2800	- Hub	2800 mm
	- Kolbendurchmesser	160 mm
	- Stangendurchmesser	100 mm
	- Gewicht (befüllt)	750 kg
	- Zugkraft	176 kN
	- Druckkraft	117 kN
	- Betriebs-Verfahrgeschwindigkeit	0,05 m/s

Bauteil	Kenngröße	Kennzahl
ULV-Zylinder LS-DZ-D-110/70-2650	- Hub	2650 mm
	- Kolbendurchmesser	110 mm
	- Stangendurchmesser	70 mm
	- Länge der Endlagendämpfung	60 mm
	- Gewicht (befüllt)	320 kg
	- Zugkraft	110 kN
	- Druckkraft	46 kN
	- Betriebs-Verfahrgeschwindigkeit	0,05 m/s

Verfasser

Dipl.-Ing. Rolf Kühlewind
Fachstellenleiter
Fachstelle Maschinenwesen Süd
Gleißbühlstrasse 7, 90502 Nürnberg
Tel.: 0911 20645 – 600
E-Mail: kuehlewind.fms@genion.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Betrieb, Unterhaltung (1.2)

Untersuchungen der Einflussfaktoren bei der Korrosion von Spundwänden

Dr.rer.nat. Günter Binder
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Geol. Anne Heeling
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Dr.-Ing. Ralf Uerkvitz
StatSoft (Europe) GmbH, Hamburg

Zusammenfassung

Die Kenntnis von Abrostungsraten von Spundbohlen ist eine wichtige Größe für die Planung von Spundwandbauwerken. Daran bemessen sich die zu ergreifenden Schutzverfahren (Beschichtung oder/und Elektrochemischer Schutz) wie auch die prognostizierte Nutzungsdauer. Eine grobe Einschätzung der Abrostung ist einerseits durch DIN-Verfahren und andererseits mit Hilfe von Abrostungskurven durch die Auswertung umfangreichen Datenmaterials gegeben. Mit den vorgelegten Untersuchungen wurde über die Korrosionsmechanismen hinaus versucht, die Einflussparameter der Korrosion zu erfassen und damit die Vorhersage über die Abrostung zu präzisieren. Das Ergebnis umfangreicher statistischer Auswertungen zeigt, dass neben der Zeit der Einwirkung (Alter), externe Einflüsse (Wasserbeschaffenheit, Tide & Strömung, Anlegestelle) auch intrinsische Eigenschaften des Baustahls (Stahltyp entsprechend seines Herstellungsprozesses) wesentliche Bedingungen für die Abrostung sind. Diese kann unter Berücksichtigung dieser Variablen mittels einer Polynomfunktion (tiefenabhängig) beschrieben und berechnet werden.

1. Einführung und Problemstellung

Spundwandbauwerke sind grundsätzlich der Korrosion ausgesetzt. Nicht selten sind Spundbohlen bereits nach 20 Jahren durchgerostet, u.a. auch in niedrigsalinarem Gewässer. Dabei sind zwei maßgebliche Einflüsse festzuhalten:

- Herausbildung eines Korrosionselementes
- Salzgehalt des Immersionsmediums

Bei Untersuchungen von Schäden im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) konnte auch häufig mikrobiell bedingter Lochfraß, sowohl von der Wasserseite als auch von der Rückseite beobachtet werden.

Ein weiterer Faktor, welcher die Korrosion beeinflussen sollte, ist die Zusammensetzung des Stahles. Häufig wird von Spundwänden älterer Produktion mit angeblich höherem Korrosionswiderstand berichtet.

Umfangreiche Untersuchungen von Restwanddickenbestimmungen und deren statistische Verwertbarkeit wurden in der Vergangenheit bereits vorgelegt (Alberts & Heeling, 1997). Es wurden dabei einerseits Korrosionszonen deutlich herausgestellt und anderseits abweichende Korrosionsraten in unterschiedlichen Gewässertypen festgestellt. Die weite Streuung der Resultate ermöglichte allerdings keine genaue Vorhersage der Abrostungsgeschwindigkeit.

Für die WSV ist es wichtig, zukünftig, ausgehend von einer vorgesehenen Standzeit, die Dicke der Spundwandbohlen optimal zu wählen bzw. eine Entscheidungshilfe zwischen Abrostungszuschlag und Korrosionsschutz durch Beschichtung zu bekommen.

Die Untersuchungsergebnisse basieren auf einem von der Europäischen Gemeinschaft für Kohle und Stahl (ESCS) genehmigten Untersuchungsvorhaben (Bemessung von Stahlspundwänden) sowie einem Forschungsvorhaben der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

2. Untersuchungsmethoden

Auf Grund der festgestellten großen Streuungen bei der Korrosionsgeschwindigkeit von Spundwandbohlen innerhalb von Wassermediengruppen ist erkennbar, dass weitere Einflussfaktoren, z.B. über den Salzgehalt hinaus, die Korrosion mitgestalten. Ziel der Untersuchung ist es, die Einflussfaktoren der Korrosion zu erfassen. Dazu wird zunächst versucht, die Abrostungswerte (umfangreiches Datenmaterial liegt bei der BAW im Referat K1 der Dienststelle Hamburg vor) von Bauwerken in Bezug zur Salinität der Immersionsmedien zu stellen. Durch Bestimmung der Rostphasen (IR-Spektroskopie, Röntgenbeugung) kann ein Einfluss der Mikroorganismen möglicherweise nachgewiesen bzw. ausgeschlossen werden. Darüber hinaus sollen Gefüge und Abrostungsverhalten älterer Spundwandstähle den „Jüngeren“ gegenübergestellt werden.

Das Untersuchungsprogramm berücksichtigte 41 Spundwandbauwerke mit einer breiten Varietät der

- Salzgehalte (Kategorie: Süß-, Brack- und Meerwasser)
- Altersstruktur der Bauwerke (Kategorien: < 20, 20 bis 30 und > 30 Jahre)
- Nutzung der Spundwand (z.B. als Anlagestelle).

Grundsätzlich wurden U-Profile ohne Korrosionsschutz ausgewählt. Von allen Spundbohlen wurden Stahl- und Rostproben genommen

3. Ergebnisse

3.1 Chemische Zusammensetzung der Immersionsmedien

Es wurden Messungen zur Untersuchung des Chemismuses der Gewässer im Winter 2003 und im Sommer 2004 durchgeführt.

Die gravierendsten Auffälligkeiten und Tendenzen seien im Folgenden kurz qualitativ beschrieben:

Durch die chemischen Wasseranalysen an den ausgewählten Bauwerken konnte eine Zuordnung in drei Gruppen (Meer-, Brack- und Binnenwasser) erstellt werden.

Die gemessenen Wassertemperaturen bestätigen die jahreszeitlich bedingten Unterschiede der Probenentnahme. Auffallend ist dabei, dass Abstände der Som-

mer- und Wintertemperatur bei allen drei Gewässertypen nahezu identisch sind (Süßwasser ~ $\Delta 17^{o}$C, Brack- und Meerwasser jeweils ~ $\Delta 19^{o}$C).

Jahreszeitlich bedingte Konzentrationsänderungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Chlorid: Im Süßwasser liegen die Konzentrationen im Sommer gegenüber Winter durchschnittlich deutlich höher, teilweise Faktor 4! Brack- und Meerwasser weisen hingegen nur geringe Erhöhungen im Sommer auf (Ausnahmen siehe Anmerkungen).

Sulfat: Im Süß- und Meerwasser liegen keine bzw. nur geringe saisonale Konzentrationsänderungen vor. Hingegen weist das Brackwasser im Sommer meist höhere Konzentrationen auf (Faktor 1,1 bis 3).

Calcium, pH-Wert und Säurekapazität: Meist sind die Konzentrationen und Werte in den Jahreszeiten gleich hoch. Lediglich im Brack- und Süßwasser deuten sich gelegentlich Erhöhungen im Sommer an.

Wasseraggressivität (Wo): Aus den oben angeführten Parametern wurden die Wo-Werte beider Messserien gemäß DIN 50929 berechnet und gegenübergestellt. Ausgeprägte Tendenzen gibt es nicht. Es zeigte sich allerdings, dass im Süßwasser die Sommerwerte wesentlich breiter streuen als im Winter (ΔWo von 4 auf 8,5), während für die Bereiche des Brack- und Meerwassers das Gegenteil der Fall ist (ΔWo von 6 bzw. 7 nach 3,5 bzw. 4,5). Als Ursache der Schwankungen ist vor allem der Wechsel der Konzentration von Chlorid anzuführen.

Die elektrische Leitfähigkeit stellt als Summenparameter ein Maß für den Gesamtionengehalt der Wässer dar. Insgesamt sind deutliche jahreszeitliche Schwankungen in der Gesamtheit der Messergebnisse zwischen Sommer und Winter zu registrieren (Faktor: 0,5 bis 2,5!).

Das Redoxpotential gilt als Maß der Gesamtheit der ablaufenden reduzierenden und oxidierenden Reaktionen. Tendenziell ist das Potential im Sommer meist geringfügig erhöht ist. Dabei ist dieser „Trend“ im Süßwasser bis zu Faktor 2 ausgeprägt.

Die Sauerstoffkonzentration ist im Winter geringfügig erhöht. Hingegen ist der Sauerstoffsättigungsgrad im Sommer, wegen Temperaturabhängigkeit, nicht unerwartet höher.

Die Konzentrationen des löslichen organischen Kohlenstoffes (DOC) sind in allen drei Gewässertypen im Winter deutlich erhöht. Möglicherweise hat dies mit der (eingeschränkten) biologischen Aktivität der Meeresbewohner bzw. Pflanzen bei niedrigeren Temperaturen zu tun.

Die Nitratgehalte im Meerwasser lagen im Sommer unter der Nachweisgrenze. Brackwasser ist dadurch gekennzeichnet, dass die Konzentrationen in den Jahreszeiten stark schwanken. Bei den Binnengewässern ist im Winter überwiegend eine Nitratkonzentrationserhöhung festzustellen. Hier dürfte der Stoffumsatz einschließlich Denitrifikation aufgrund der Temperaturen erheblich eingeschränkt worden sein. Andererseits können auch erhöhte anthropogene Zufuhren die Ursache sein. Zusammen mit den Temperaturen bilden sie den „Verschmutzungsgrad“ eines Gewässers ab.

Die restlichen Messparameter (Phosphat, Säurekapazität, etc.) liegen hinsichtlich der Sommer- und Winterwerte in ähnlichen Größenordnungen vor.

Tiefenprofilierung

In der Sommer-Messkampagne 2004 wurden Tiefenprofilierungen durchgeführt. Hier wurden vor allem Zunahmen der Sauerstoffgehalte nach „Rühren“ mittels Schiffspropeller festgestellt. Nach einer bestimmten Warte- bzw. Regenerationszeit stellten sich die Ausgangsverhältnisse wieder ein.

Die generelle Probennahme bzw. Messung erfolgte jeweils in Viertelschritten zur Tiefe (oberflächennahe Messung, sowie 25 %, 50 % und 75 % der Tiefe). Die hier erzielten Resultate zeigen grundsätzlich niedrige Gradienten. Lediglich Lokalitäten, deren Gewässer eine Art Beckenstruktur aufweisen (z.B. „abgeschlossene“ Häfen) und damit schlecht durchströmt sind, bilden ein Konzentrationsgefälle aus. Im Sommer-Winter-Vergleich zeigt z.B. Sauerstoff im Sommer eine deutliche Verarmung zur Tiefe hin. Eventuell ist hier die Sauerstoffzehrung durch höhere Wassertemperaturen und damit verbundenes Wachstum größer als im Winter. Die Temperaturen selbst sowie der pH-Wert zeigen jeweils eine geringfügige Abnahme mit der Tiefe. Diese Tendenz ist überwiegend nur im Sommer erkennbar. Bei der Lokalität Wilhelmshaven (Marinearsenal, Ostkaje) lagen die kühleren Schichten im Winter obenauf (Atmosphäreneinfluss).

Die Salzgehalte verhalten sich nicht eindeutig. So ist in Wilhelmshaven eine Abnahme zur Tiefe hin nur im Winter festzustellen, während in Travemünde im Winter die ansatzweise vorhandene Zonierung egalisiert wird.

Wasserchemismus und Abrostung

Abrostungen von Spundwänden wurden im Vergleich zur Salinität der Immersionsmedien und dem Alter der Bauwerke betrachtet. Dabei wurde zunächst ein Zusammenhang mit den Abrostungsraten (µm/Jahr) für die ausgewählten Bereiche der Salinität (Wo) bestätigt. Zugleich verringern sich aber die Abrostungsraten mit der Nutzungsdauer.

Da aber Standzeit (Aufbau von schützenden Rostschichten) und Salinität von Einfluss sind, wurde mittels 3-D Darstellung versucht die Abrostung damit in Zusammenhang zu stellen. Es zeigte sich jedoch, dass hier noch zu große Ungenauigkeiten vorliegen. Eine Verbesserung der Zuordnung konnte unter Einbeziehung der O_2-Konzentration erreicht werden.

3.2 Rostuntersuchungen

Die Rostmineralisation wurde mittels Röntgenbeugung (Diffraktometrie) bestimmt. Möglicherweise lassen sich hiemit Rückschlüsse auf die spezielle Ursache und den Ablauf der Korrosion erklären. Darüber hinaus wurden auch noch chemische Untersuchungen zur Bestimmung der S- und C-Gehalte durchgeführt.

Quarz (SiO_2) wird als Geschiebetransportgut eingestuft. Es ist daher stimmig, wenn Quarz nur in der Unterwasserzone (UWZ) und Niedrigwasserzone (NWZ) der Spundbohlen anzutreffen ist. Goethit (α-FeOOH) und Magnetit (Fe_3O_4) sind “Durchläuferminerale” des Rostes und kommen daher überall vor. Akaganeit (β-FeOOH) ist eine Modifikation des Rost-

minerals Goethit mit der Zusatzinformation einer chloridinduzierten Korrosion. Dies ist in Übereinstimmung mit dem Vorkommen in den Wasserzonen (UWZ, NWZ) salzhaltiger Gewässer.

Siderit ($FeCO_3$) ist durch das zweiwertige Eisen dem reduktiven Bereich bei gleichzeitig hohem CO_2-Partialdruck zuzuordnen. Erfahrungsgemäß kann es, zusammen mit Sulfiden und Sulfaten, als ein Indikator für Mikrobiell Induzierte Korrosion (MIC) dienen. Die auffällig deutlichen Intensitäten von Siderit für bestimmte Bauwerke sind in Tabelle 1 aufgelistet. Demzufolge ist für diese Lokalitäten MIC nicht ganz auszuschließen.

Green rust (Fe^{++}/Fe^{3+}-Hydroxide) lässt sich formelmäßig nicht genau erfassen, da neben den Hydroxiden noch Karbonat- und Sulfatlagen vorkommen können. Es wird als Übergangsmineral im $Fe(OH)_2$-Fe(OOH)-System (zweiwertiges/dreiwertiges Eisen) gesehen. Das Vorkommen ist auf eine Probe (s. Tabelle 1) begrenzt.

Mineral/ Zone	**Quarz**	**Goethit/ Magnetit**	**Akaganeit** (β-FeOOH)	**Siderit** ($FeCO_3$)	**Green rust** ($FeOH_2/OH_3$)
Unterwasser	+	+	Salzwasser	Nr.10, 130, nn5, 230	Nr. 122
Niedrigwasser	+	+	Salzwasser	Nr. 17	-
Spritzwasser	-	+	-	-	-

+ = gefunden; - = nicht nachgewiesen
Nr. = Bauwerksnummer; 10, 130, 122 für Wilhelmshaven; 17 für Kiel; nn5, 230 für Travemünde.

Tabelle 1: Verteilung von Rostmineralen

Durch Korrosion wird generell Eisen weggeführt wodurch sich Kohlenstoff und Schwefel anreichern können. Darüber hinaus können beide Elemente durch Ausfällungen (Calcit, Gips) aus dem Wasser angelagert werden. Schwefel spielt ferner bei MIC eine entscheidende Rolle. Bei den Untersuchungen werden Schwefel und Kohlenstoff jeweils als Gesamtgehalte bestimmt, ohne Kenntnis der vorliegenden Form (elementar, als Oxid oder als Salz!).

In den wasserliegenden Zonen (UWZ/NWZ) der Binnengewässer sind, im Unterschied zu Brack- und Meerwasser (ca. 3-4 M.-% im Mittel!), kaum Anreicherungen an *Schwefel* (S) festzustellen. In den Spritzwasserzonen aller drei Wassertypen liegen die S-Gehalte meist unter 0,15 M-%.

Gewässer	**Zone**	**C [M-%]**	**S [M-%]**
Binnenwasser	Unterwasser	~ 3	≤ 1
	Niedrigwasser	~ 3	≤ 1
	Spritzwasser	0,6	0,1
Meerwasser	Unterwasser	~ 6	~3,5
	Niedrigwasser	2,5	~ 4
	Spritzwasser	1,5	0,15
Brackwasser	Unterwasser	2,5	~ 3,5
	Niedrigwasser	2,0	~ 3
	Spritzwasser	0,9	≤ 0,1

Tabelle 2: Mittlere Kohlenstoff- und Schwefelgehalte von Rostproben

Dies spricht weniger für eine Sulfat-Ausfällung als für einen Einbau bzw. aktive Beteiligung bei der Rostbildung.

Kohlenstoff (C) reichert sich in allen Wassertypen und -zonen, hier besonders in der UWZ und NWZ, an. Meist dürfte es sich um Ausfällungen von Karbonatphasen (Calcit, Aragonit) handeln (s. Tabelle 2).

Erstaunlich ist, dass Binnengewässerproben in der UWZ und NWZ bis zu 1,7 M-% bzw. 3,1 M-% Schwefel aufweisen können.

3.3 Stahluntersuchungen

Chemische Analytik

Die Stahlproben aller 41 ausgewählten Bauwerke (Doppelproben) wurden chemisch analysiert und gefügekundlich untersucht. Bei wenigen Proben der Doppelbestimmung wurden Abweichungen gefunden. Die als relevant erscheinenden Elementverteilungen werden im Folgenden kurz beschreiben:

Phosphor (P) wird häufig als Ursache für verlangsamte Korrosion gesehen. Insgesamt haben lediglich sieben Proben den Grenzwert von 0,055 M-% P überschritten.

Bild 1 zeigt bei älteren Stähle

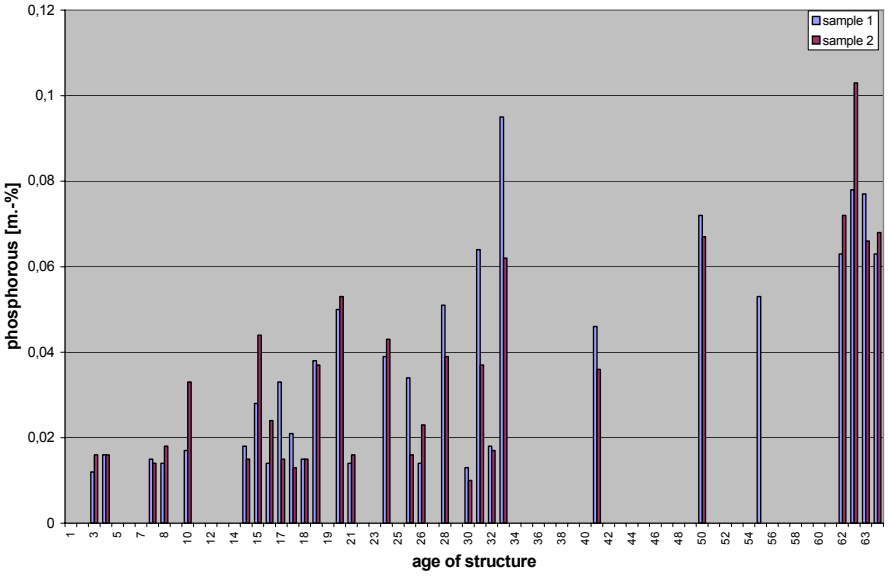


Bild 1: Phosphorgehalt im Zusammenhang zum Alter der Spundbohlen

erhöhte P-Gehalte (0,03 M-% bis 0,1 M-%) an. Bei der Altersgruppe jünger als 32 Jahre tritt deutlich erniedrigter P-Gehalt (< 0,02 M-%) auf. Daraus kann geschlossen werden, dass zwei Produktionsgruppen von Spundbohlenstählen (alte Stähle hoher und jüngere Stähle niedrigerer P-Gehalte) existierten, teilweise auch zeitlich nebeneinander.

Die Siliziumkonzentration (Si) ist ebenfalls ein Hinweis auf den Herstellungsprozess (unberuhigt: Si < 0,20 M-%; beruhigt: Si > 0,20 M-%). Demzufolge sind die untersuchten Stähle, mit Ausnahme von BW-Nr. 127, nn10, 222, 275, 41 und 14 beruhigt vergossene Stähle.

Mechanische Eigenschaften

Zur Vervollständigung der Daten, wie auch zur Prüfung der Zuordnung von Spundbohlenstahl wurden noch Prüfungen der Zugfestigkeit und der Streckgrenze durchgeführt.

Hinsichtlich der Zuordnung kann gesagt werden, dass die meisten der untersuchten Stähle die geforderten Werte für Streckgrenze und Zugfestigkeit eines (modernen) S270GP (nach DIN EN 10248-1) erreichen.

Gefügeuntersuchungen

Es wurden orientierte Schliffe angefertigt, mikroskopiert und eine Korngrößenvermessung durchgeführt. Nach den Überlegungen sollten Gefügemerkmale Einfluss auf die Korrosion haben. Denkbar sind hier die

- Anordnung der Körner (Zeiligkeit),
- Einschlüsse sowie die
- Korngröße.

Die Korngröße wurde über die Auszählung der Kornanzahl über eine definierte Weglänge bestimmt und nach ASTM bewertet. Je höher demzufolge die Kennzahl ist desto kleiner ist die mittlere Korngröße. Die Anschliffe der Stähle zeigen unter dem Mikroskop ausschließlich das erwartete ferritisch-perlitische Gefüge, welches typisch für Baustähle ist (s. Bild 2).

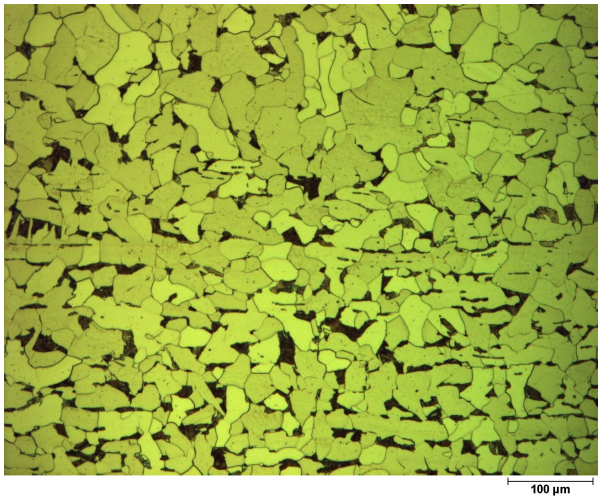


Bild 2: Typisches ferritisch-perlitisches Gefüge einer Stahlprobe

Stromdichte-Potential-Messverfahren

Mit Hilfe von Stromdichte-Potential-Messungen wurden Stahlproben von Spundbohlen in künstlichem Meerwasser untersucht. Der bei variablen Potentialen erzielte Korrosionsstrom konnte dabei über die Berechnung, entsprechend dem Faraday'schen Gesetz, in Korrosionsraten umgerechnet werden.

Es wurden Stähle von vier Spundbohlen zur vergleichenden Untersuchung ausgewählt (Tabelle 3). Dabei zeigten sich z.T. deutliche Unterschiede in den gemessenen Korrosionsraten (mm/Jahr), die sich folgendermaßen interpretieren lassen:

- "Alte Stahltypen" (gekennzeichnet durch hohen P- und niedrigen Si-Gehalt) der Proben BW-Nr. 41 und 275 neigen zur stärkeren Abrostung.
- "Neue Stahltypen" (BW-Nr. 67) sind beruhigt vergossen (hoher Si-Gehalt) und zeigen geringere Korrosion.
- Kleine Korndurchmessser (reziprok zur ASTM-Zahl) scheinen die Korrosion einzuschränken (BW-Nr. 67).
- Ein Einfluß von Legierungsbestandteilen ist nicht auszuschliessen: Stähle mit niedrigem Kohlenstoffäquivalent (CEV = C + Mn/6 + (Cr+Mo+V)/5 + (Ni+Cu)/15) erscheinen korrosionsanfälliger (Tabelle 3).

Die vergleichende Überprüfung sogenannter alter Spundwände mit neueren Spundbohlen widerspricht nach dem derzeitigen Stand der Untersuchungen der häufig verbreiteten Ansicht der größeren Korrosionsstabilität von alten Spundbohlen (u.a wegen ihres höheren Phosphorgehaltes).

4. Statistische Auswertungen

Zunächst wurde mit Hilfe der linearen Regression versucht, Einflussparameter nachzuweisen. Mit Sicherheit können dabei das Bauwerksalter und die Salzkonzentration (stellvertretend: Wo) der dazugehörigen Immersionsmedien als wesentliche Größen genannt werden. Jedoch zeigen alle Darstellungen (s. z.B. Bild 3), dass damit alleine der Korrosionsfortschritt nur unzureichend beschrieben werden kann.

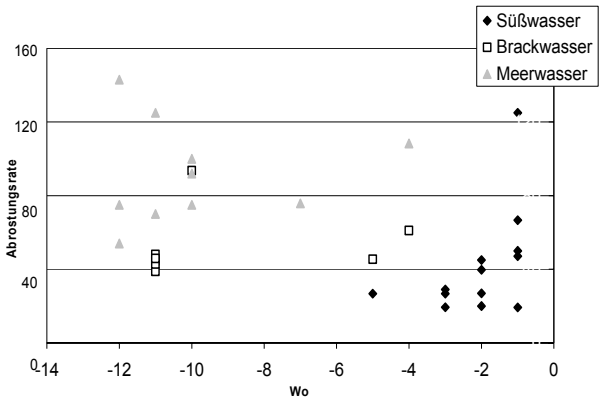


Bild 3: Abrostungsraten (µm/Jahr) im Zusammenhang mit der Wasseraggressivität (Wo)

Die Suche nach weiteren Einflussparametern und deren Einbindung ist nur mit aufwendigen Methoden statistischer Verfahren zu bewerkstelligen. Durch die Datenbehandlung mittels multifunktionaler Faktoranalyse konnte zunächst herausgefunden werden, dass die Korrosion grundsätzlich mit

BW-Nr.	Alter (a)	P [M-%]	Si [M-%]	CEV [M.%]	ASTM-Korngr.	„Stahltyp"	Korrosionsrate (mm/a)
67	8	0,014	0,420	0,46	10,6	„modern"	0,18 (±0,01)
222	32	0,018	0,008	0,30	8,6	„submodern"	0,17 (±0,06)
275	63	0,065	0,002	0,23	8,3	„alt"	0,19 (±0,01)
41	33	>0,07	0,002	<0,30	8,2	„alt"	0,25 (±0,04)

Tabelle 3: Messparameter von vier getesteten Stählen

- einer Basiskorrosion b_o und
- einen tiefenabhängigen Korrosionsgradienten b_1

beschrieben werden kann. Dadurch ist es möglich, dass die spezifische Korrosion eines jeden Punktes entlang einer Spundbohle berechnet werden kann. Dabei kann grundsätzlich weiterhin in die drei bekannten Korrosionszonen unterteilt werden:

- b_o und b_1 für den Bereich unterhalb des Tideniedrigwassers
- b_2 und b_3, sowie b_4 und b_5 für die Wasserwechselzone und
- b_5 und b_6 für die Spritzwasserzone

Die allgemeine Gleichung der Abrostung (y) wäre demnach:

$$y = b_o + b_1 \circ x_1 + b_2 \circ x_2 + b_3 \circ x_3 + b_4 \circ x_4 + ...+ b_m \circ x_m$$

Die einflussreichsten statistisch nachgewiesen Parameter sind in Tabelle 4 aufgelistet.

Aus den Resultaten der multifunktionalen Faktorenanalyse konnte eine Abrostungsformel gemäß (1) entwickelt werden (Uerkvitz, 2004). Der abgeleitete polynome Ausdruck gründet auf eine Basisabrostung b_o im Unterwasserbereich und einen Korrosionsgradient b_1, welcher die Abrostung über die Spundwandhöhe beschreibt.

(1) $$\textit{mittlere Abrostung} = b_o \cdot e^{b1(\textit{Tiefe - Basistiefe})}$$

Überprüfungen haben gezeigt, dass die gerechneten Beispiele gut mit den tatsächlich vorgefundenen Korrosionsraten übereinstimmten.

5. Schlussfolgerungen

Starke Streuungen bei der Erstellung von Abrostungskurven unter Einbeziehung z.B. des Alters oder des Milieus haben gezeigt, dass damit eine Abrostungsvorhersage nur unzureichend getroffen werden kann. Mit der Erhebung und Zusammenstellung umfangreichen Datenmaterials wurde die Basis für die Ermittlung der maßgeblichen Einflussfaktoren geschaffen. Mit unsteten Exponentialfunktionen kann über die bisherigen Tiefengrenzen hinweg die Abrostung von Spundbohlen in jeder Höhenlage zum Wasserstand berechnet werden. Kontrollberechnungen haben gezeigt, dass man auch bei Standzeiten über 20 Jahre mit einer Abweichung von ≤ 0,5mm die Abrostung vorausberechnen kann.

Die elektrochemischen Laboruntersuchungen (Stromdichte-Potential-Verfahren) zur Ermittlung der Korrosionsbeständigkeit an Probestücken zeigten hinsichtlich der Abrostung umgekehrte Tendenzen gegenüber der Natur. Möglicherweise stellen Laborresultate nur die Anfangskorrosion von Stählen fest, wobei Langzeitmechanismen, wie z.B. Schutzschichtenbildung durch Rostmineralbildung, nicht berücksichtigt werden.

Die umfangreichen Auswertungen der Vielzahl von Daten haben auch gezeigt, dass Durchrostungen von Spundbohlen nicht immer mit der maximalen Abrostung (z.B. in der Tideniedrigwasser-Zone) zusammenfallen, sondern „unvermittelt“ in größeren Tiefen auftreten können. Diese so genannten anomalen Löcher sind Objekt weiterer Untersuchungen.

Literatur

ALBERTS, D. & HEELING, A.: Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden; Mitteilungsblatt der BAW 75 (1997)

UERKVITZ, R.: Einflussfaktoren der Spundwandkorrosion; unveröffentlichter Bericht, Hamburg (2004)

BINDER, G.: Bewertung der Korrosion von Spundwandkorrosion; Forschungsvorhaben Nr. 8159 bei der BAW (2005)

Verfasser

Dr. rer. nat. Günter Binder
Referat Stahlbau, Korrosionsschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3260
E-Mail: guenter.binder@baw.de

Dipl.-Geol. Anne Heeling
Referat Geotechnik Nord (K1)
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 367
E-Mail: anne.heeling@baw.de

Dr.-Ing. Ralf Uerkvitz
StatSoft (Europe) GmbH
Hoheluftchaussee 112, 20253 Hamburg
Tel.: 040 468866 – 0
E-Mail: info@statsoft.de

	Basisabrostung bo	**Abrostungsgradient b1**	**Abrostungsgradient b6**
Bereich (Tiefe/Zone)	≥ 4m/TNW	0 bis >4m/TNW	±0/Spritzwasser
Sicherheit / Abweichung	83% / ±0,6mm	78% / ±0,2mm	80% / ±2,0mm
Alter	ν	ν	ν
Stahltyp	ν	ν	ν
Liegeplatz		ν	ν
Strömung	ν		ν
Tide	ν	ν	ν
Gewässermilieu	ν	ν	ν
Sre-O_2-Gehalt	ν	ν	
Salz-O_2-Gehalt			ν
Säurekapaz. (saisonal)	ν		
Verschmutzung (saisonal)		ν	
Redox (Tiefengradient)		ν	

TNW= Tideniedrigwasser; Verschmutzung = DOC, P, Temp. [°C]

Tabelle 4: Statistisch nachgewiesene korrosionsrelevante Parameter

Binnenwasserstraßen - Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Beschreibung und Beurteilung des Korrosionszustandes korrodierter Stahlspundwände

Dipl.-Geol. Anne Heeling
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Dipl.-Ing. Dirk Alberts (†)

Einführung

Die Beschreibung des Korrosionszustandes eines Spundwandbauwerkes orientiert sich an den beiden Grundfunktionen einer Spundwand:

- Korrosive Wanddickenverluste führen zu einer Verringerung der Tragfähigkeit. Unterschreitet das infolge von Korrosion reduzierte aufnehmbare Biegemoment das rechnerisch vorhandene, kommt es zu Spannungsüberschreitungen (Bild 1). Für die Beurteilung der Standsicherheit einer bestehenden Wand ist die Kenntnis der *Mittleren Restwanddicke* bzw. der *Mittleren Abrostung* erforderlich, aus der über das (Rest-) Widerstandsmoment das aktuell aufnehmbare Biegmoment berechnet werden kann. Die Beurteilung der Restnutzungsdauer setzt zudem die Kenntnis der *Mittleren Abrostungsrate* (= Mittlere Abrostung [mm] / Standzeit [Jahre]) voraus.
- Eine Spundwand muss den Boden im Hinterfüllungsbereich zurückhalten. Lokale Durchrostungen können jedoch zu einem Ausspülen des hinterfüllten Bodens infolge Wellen und Grundwasserströmung, damit zur Bildung von Hohlräumen hinter der Spundwand und schließlich zu Sackungen und Bodeneinbrüchen im Hinterfüllungsbereich führen. Die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit erfolgt auf Grundlage der *Minimalen Restwanddicken* bzw. der *Maximalen Abrostung*. Die Restnutzungsdauer wird aus der *Maximalen Abrostungsrate* (= Maximale Abrostung [mm] / Standzeit [Jahre] prognostiziert.

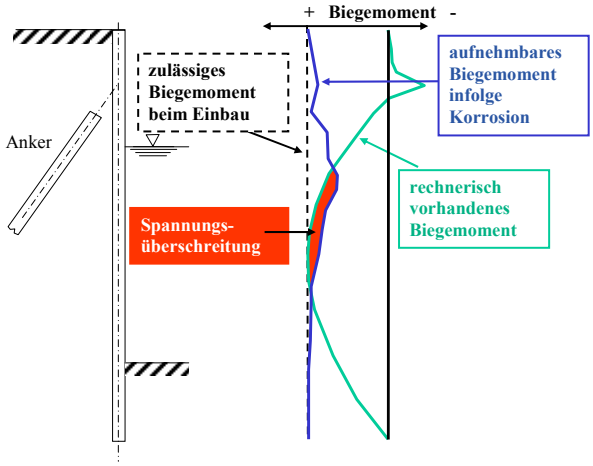


Bild 1: Beurteilung der Standsicherheit einer Spundwand

Spundwände korrodieren jedoch nicht gleichmäßig: tatsächlich unterscheiden sich die Abrostungen eines Bauwerks sehr stark von einer Bohle zur nächsten. Darüber hinaus variiert die Korrosion selbst einer einzelnen Spundwandbohle nicht nur längs ihrer Höhe, sondern zusätzlich auch längs ihres Querschnittes. Für eine zutreffende Beschreibung dieser komplexen Situation muss ein Restwanddicken-Messprogramm deshalb eine ausreichende Anzahl qualitativ hochwertiger Messwerte liefern, aus denen dann die Korrosionskennwerte ermittelt werden können.

Gleichzeitig ist das Messprogramm unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu optimieren: Spundwanddickenmessungen sind aufgrund des erforderlichen Tauchereinsatzes teuer und müssen zudem oft unter extrem schwierigen Bedingungen (trübes, unruhiges Wasser) durchgeführt werden. Sie erfordern deshalb eine sorgfältige Planung, Vorbereitung und Durchführung.

Die Bundesanstalt für Wasserbau führt regelmäßig Wanddickenmessungen durch und verfügt als Ergebnis über eine Datenbank, die mehr als 360.000 Einzelmesswerte von ca. 350 Bauwerken beinhalt (und damit einen Wert von etwa 3 Mio. € darstellt). Diese Daten wurden im Rahmen eines von der EUROPEAN COAL AND STEEL Company der EU geförderten Projektes gezielt statistisch ausgewertet (ECSC, 2005).

Basierend auf den hierbei gewonnenen Erkenntnissen sowie einer mehr als 20-jährigen Erfahrung mit Spundwanddickenmessungen soll hier gezeigt werden, wie ein geeignetes Messprogramm durchzuführen ist und wie die Ergebnisse ausgewertet und dargestellt werden sollten.

Spundwanddickenmessungen

Noch vor der eigentlichen Restwanddickenmessung führt eine systematische visuelle Kontrolle zu einer ersten Beschreibung des allgemeinen Erhaltungszustandes der Spundwand, der bei der Planung des Umfangs des eigentlichen Untersuchungsprogramms unbedingt berücksichtigt werden sollte. Dabei beschreibt der Taucher z.B. Anzahl und Größe vorhandener Löcher und Risse sowie die Intensität von Rost und Bewuchs. Weitere Informationen bietet die sog. *Hammerschlag-Methode*, bei der der Taucher die Wand systematisch abklopft und aus dem Klang des Hammer-Aufschlages intakte Spundwandabschnitte von Bereichen mit nur noch geringer Restwanddicke unterscheiden kann.

Zur direkten Messung der Restwanddicken sollte ein *Universal-Ultraschall-Messinstrument* mit folgenden Eigenschaften verwendet werden (Alberts & Schuppener, 1991, s. Bild 2):

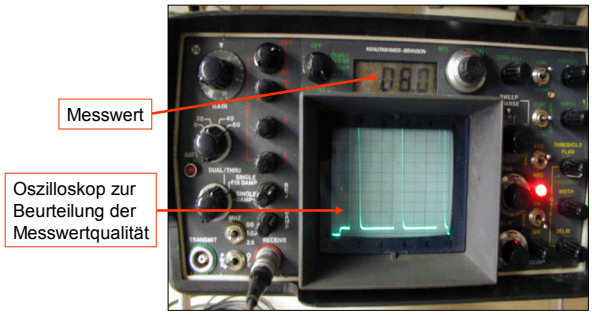


Bild 2: Universal-Ultraschall-Messgerät

- Digitalanzeige zum direkten Ablesen des Messwertes
- Oszilloskop für eine visuelle Kontrolle der Messwertqualität
- Digitalanzeige zum direkten Ablesen des Messwertes
- Oszilloskop für eine visuelle Kontrolle der Messwertqualität
- Schockwellenaufsatz, der die Berechnung der Wanddicke aus der Laufzeitverzögerung zweier aufeinander folgender Schallimpulse erlaubt
- Spezialadapter zur Gewährleistung eines definierten Wasservorlaufes (s. Bild 3)

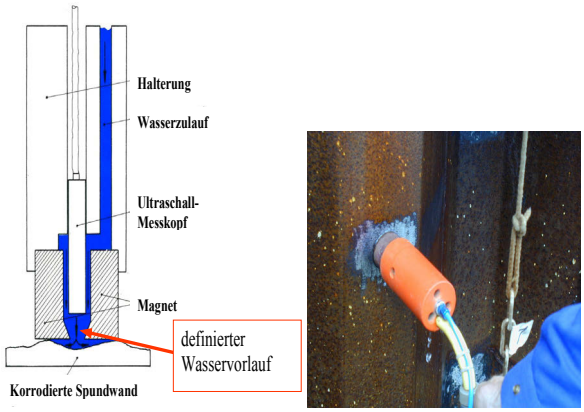


Bild 3: von der BAW entwickelter Spezialadapter

Der Einsatz eines Universal-Ultraschall-Messinstrumentes setzt eine relativ glatte Stahloberfläche voraus. Deshalb müssen die Messpunkte zunächst unbedingt mittels Hammer und Sandstrahlung gereinigt werden.

Trotzdem kann in Bereichen starker Muldenkorrosion zusätzlich der Einsatz einer Schieblehre erforderlich werden (s.Bild 4). Der Schieblehren-Messwert (d.h. die Muldentiefe) wird dann vom Mittelwert der am gleichen Messpunkt ermittelten Restwanddicken subtrahiert.

Bild 4: Muldentiefen-Messung mittels Schieblehre

Auswahl und Anzahl der Messpunkte

Bei einem Spundwandbauwerk mittlerer Länge (ca. 500 m) sollten die Restwanddicken an ca. 10 - 12 gleichmäßig verteilten Spundbohlen über die gesamte Geländesprunghöhe (über und unter Wasser) gemessen werden. Zusätzlich sollte etwa die gleiche Anzahl von Bohlen visuell und mittels Hammerschlag-Methode untersucht werden.

Aufgrund unterschiedlicher Korrosionsmedien variiert die Korrosion längs der Höhe einer Spundwandbohle hinsichtlich Typus und Intensität (*Korrosionszonen*).

Tabelle 1 (nächste Seite) empfiehlt Anzahl und Abstand der zu messenden Querschnitte.

Zusätzlich sollten bei der Festlegung der Messquerschnitte folgende Regeln beachtet werden:

- Der Höhenabstand zwischen zwei Messquerschnitten sollte mindestens 0,5 m betragen; kleinere Abstände führen bei der späteren Ermittlung der Korrosionskennwerte nicht zu genaueren Ergebnissen.
- Der Abstand der Messquerschnitte von der oberen bzw. unteren Grenze einer Korrosionszone (MW, MThw, MTnw) sollte mindestens 0,2 m betragen, da nur dann eine eindeutige Zuordnung der Messwerte zu einer bestimmten Korrosionszone möglich ist.

Je Messquerschnitt sollte - in Abhängigkeit vom Spundwand-Profiltyp - im Bereich von Bohlenberg und -tal sowie auf den Flanken je eine zuvor sorgfältig gereinigte Messpunkt-Fläche von ca. 10 cm × 10 cm mit jeweils maximal 6 Einzelwerten gemessen werden (s. Bild 5).

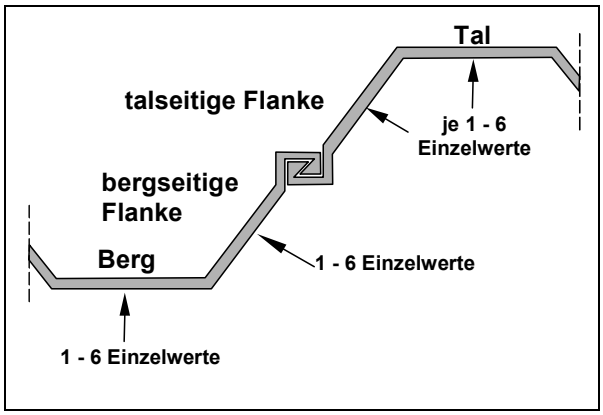


Bild 5: Messpunktlagen längs eines Messquerschnittes

Für eine sinnvolle Beurteilung des Korrosionszustandes sind pro Bauwerk und Korrosionszone insgesamt mindestens 100 Einzelmesswerte erforderlich. In Abhängigkeit von der Höhe der Korrosionszone kann auch eine größere Anzahl von Einzelwerten (bis zu 500 Werte) sinnvoll sein. Führt das oben beschriebene Messkonzept zu weniger als 100 Werten je Korrosionszone, so ist es nicht sinnvoll, mehr Einzelwerte an einem Messpunkt zu erheben oder den Höhenabstand zwischen den Messquerschnitten zu verringern. Für eine bessere Aussagekraft der Messwerte sollte hingegen die Anzahl der untersuchten Einzelbohlen vergrößert werden.

Höhenbereich	Anzahl Messquerschnitte	Bemerkungen
Spritzwasserzone (oberhalb MW bzw. MThw)	≥ 2	Mindestmesshöhe 1 m
Wasserwechselzone (zwischen MTnw und MThw)	2 - 4	• Anzahl abhängig von der Zonenhöhe • gleichmäßig verteilt
Unterwasserzone (unterhalb von MW bzw. MTnw)	≥ 2	• Anzahl abhängig von der Zonenhöhe • Mindesthöhe 1 m • obere 4 m: Messabstand 0,5 m – 1,0 m • unterhalb 4 m: Messabstand 1,0 m – 2,0 m

Tabelle 1: Empfohlene Verteilung der Messquerschnitte längs der Höhe einer Spundwandbohle

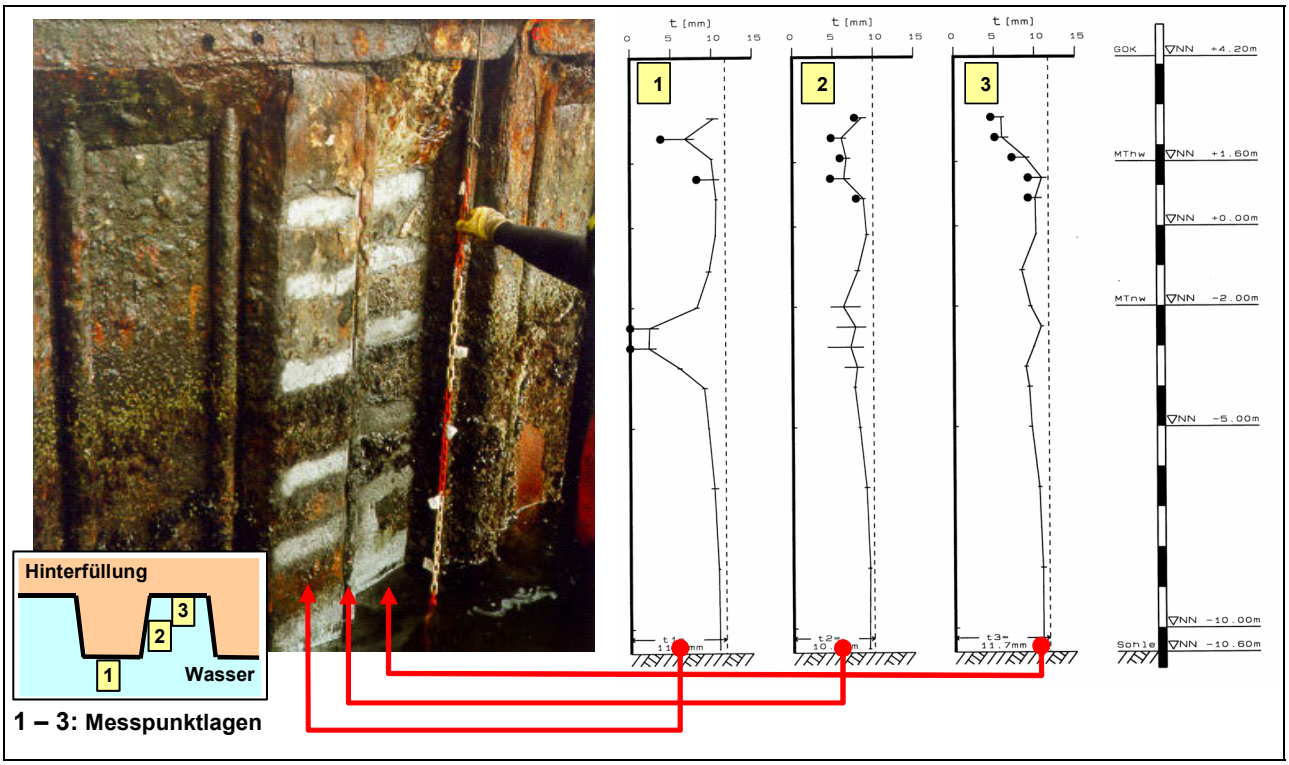


Bild 6: Darstellung der Messwerte pro Spundwandbohle und Messpunkt

Darstellung der Messergebnisse

Die Restwanddicken einer Messkampagne sollten zunächst jeweils pro Spundwandbohle und Messpunkt höhengerecht dargestellt werden (s. Bild 6). Die Gesamtheit aller Restwanddickenprofile vermittelt einen guten ersten Überblick über den Korrosionszustand des Bauwerkes.

Zusätzlich ist es sinnvoll, analog Profile zu erstellen, bei denen zusammenfassend für das gesamte Bauwerk

- die Restwanddicken,
- die Abrostungen (d.h. die Differenzen aus Ausgangswanddicke und Restwanddicke) sowie
- die Abrostungsraten (d.h. die Abrostungen dividiert durch das Alter der Spundwand zum Zeitpunkt der Wanddickenmessung)

höhengerecht dargestellt werden.

Bestimmung der Kennwerte der Korrosion

Die Auswertung einer Spundwanddickenmessung beinhaltet jedoch - über die reine Darstellung der Messwerte hinaus - auch eine Interpretation der Messwerte in Form einer Angabe der Kennwerte der Korrosion, d.h. die *Mittlere* und *Maximale Abrostung* und *Abrostungsrate*. Aber selbst die sorgfältigste Durchführung einer Spundwanddickenmessung kann nicht garantieren, dass z.B. die geringste Restwanddicke bzw. der größte Abrostungswert des Bauwerkes tatsächlich gemessen wurden und dass sämtliche, möglicherweise existierenden Löcher gefunden wurden.

Aus diesem Grunde ist eine weitergehende statistische Auswertung der Messdaten - getrennt nach Korrosionszonen - zwingend erforderlich. Frühere Untersuchungen der BAW (Alberts & Heeling, 1997) haben gezeigt, dass sich pro Korrosionszone

- die *Mittlere Restwanddicke* bzw. *Abrostung* tiefenabhängig aus dem arithmetischen Mittel oder - genauer - aus dem Erwartungswert der Lognormalverteilung der Einzelmesswerte und
- die *Maximale Abrostung* a_{max} des Gesamtbauwerkes mittels der Formel für das Obere Toleranzintervall T_o aus den Daten der *Niedrigwasserzone* (s. Bild 7)

berechnen lassen.

Dieses Verfahren wird seit mehreren Jahren von der BAW zur Bestimmung der Maximalen Abrostung und Maximalen Abrostungsrate eines Spundwandbauwerkes angewendet und hat sich seitdem in der Praxis bewährt. Es hat jedoch einen Nachteil: die Festlegung der Niedrigwasserzone, d.h. des Bereiches höchster Abrostungen unmittelbar über- und unterhalb der MW- bzw. (in Tidegewässern) der MTnw-Linie, ist eine subjektive Festlegung des jeweiligen Gutachters anhand der gemessenen Restwanddickenwerte.

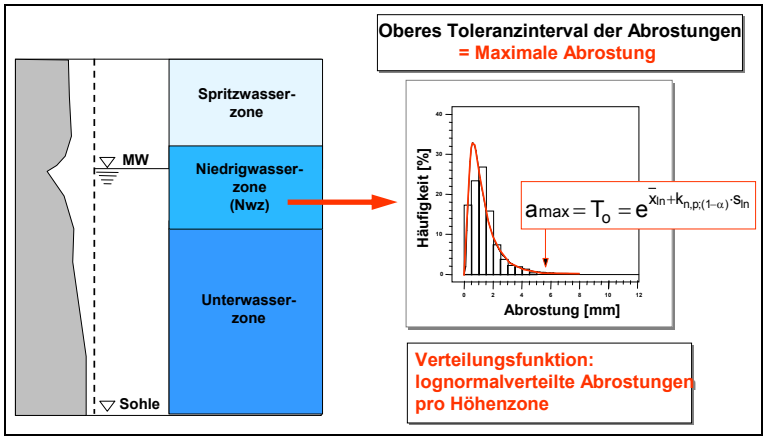


Bild 7: Berechnung der Maximalen Abrostung

Als Ergebnis des o.g. EU-Projektes (ECSC, 2005) wird hier deshalb eine praktikable Methode vorgestellt, um so die Kennwerte der Korrosion objektiver als bisher aus den Messwerten ableiten zu können:

Abweichend von der gängigen Praxis (z.B. EAU, 2004) wird die Niedrigwasserzone nicht mehr als eigenständige Korrosionszone betrachtet (und wurde deshalb auch in der Tabelle 1 nicht berücksichtigt). Stattdessen wird die Spundwand längs ihrer Höhe in folgende, eindeutig definierte Korrosionszonen unterteilt (für Gewässer ohne Tideeinfluss s. Bild 8):

- die *Spritzwasserzone* oberhalb MW bzw. MThw,
- in *Tidegewässern* die *Wasserwechselzone* zwischen MThw und MTnw sowie
- die *Unterwasserzone* unterhalb MW bzw. MTnw

Innerhalb jeder Korrosionszone bilden die Abrostungsdaten - typisch für natürliche Wachstumsprozesse - eine lognormalverteile Grundgesamtheit. Dies bedeutet nicht, dass die Abrostungen innerhalb einer Korrosionszone in etwa konstant sind, vielmehr besteht eine Tiefenabhängigkeit, die sich als Exponentialfunktion darstellen lässt. Die Mittlere Abrostung kann deshalb allgemein nach der Formel

$$Mittlere \quad Abrostung \quad = b_1 \cdot e^{b_2 \cdot Tiefenwert} \qquad (1)$$

berechnet werden, wobei die Regressionskoeffizienten b_1 und b_2 mittels einer Regressionsanalyse aus den Einzelwerten einer Restwanddickenmessung pro Korrosionszone zu ermitteln sind.

Bild 9 zeigt, dass der Verlauf der Exponentialfunktion der in der Unterwasserzone gemessenen Abrostungswerte auch die hohen Abrostungen im zuvor als *Niedrigwasserzone* gekennzeichneten Tiefenbereich zutreffend wiedergibt und dass zur Berechnung der Mittleren Abrostung deshalb eine weitere Unterteilung der Zone unterhalb MW (bzw. MTnw) weder erforderlich noch sinnvoll ist.

Die gezielte Auswertung einer Vielzahl von Restwanddickenmessungen ergab jedoch

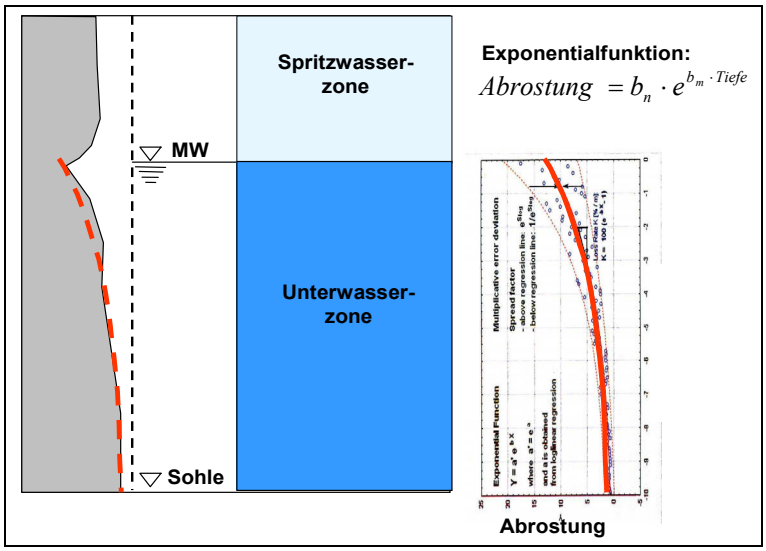


Bild 9: Berechnung der Mittleren Abrostung

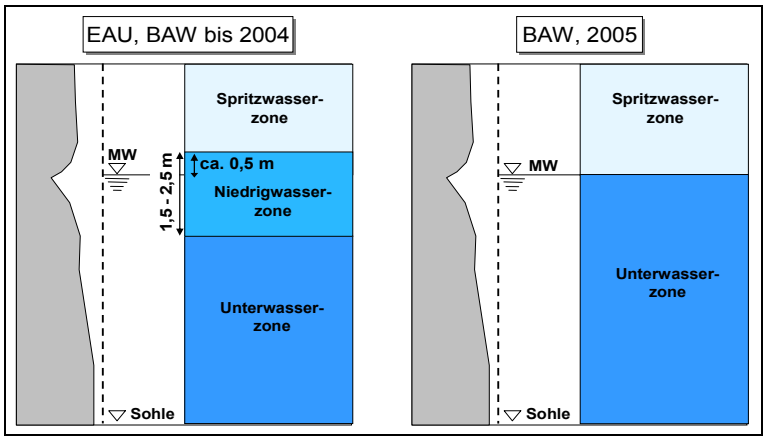


Bild 8: Neufestlegung der Benennung der Korrosionszonen

auch, dass allgemein bei Spundwänden unterhalb einer sog. *Basistiefe* von 4 m unter MW (bzw. MTnw) keine Tiefenabhängigkeit der Abrostungen mehr feststellbar ist (*Basiskorrosion*, s. Bild 10, nächste Seite).

Die Maximale Abrostung lässt sich durch Erweiterung der Exponentialfunktion (1) wie folgt nach Formel (2) tiefenabhängig aus den Daten einer Restwanddickenmessung berechnen:

$$Maximale \quad Abrostung = b_1 \cdot e^{b_2 \cdot Tiefenwert} \cdot e^{s_{ln} \cdot \sqrt{1+\frac{1}{n}}}$$

mit s_{ln} = *Standardabweichung der logarithmierten Daten*
n = *Anzahl der Daten* *(2)*

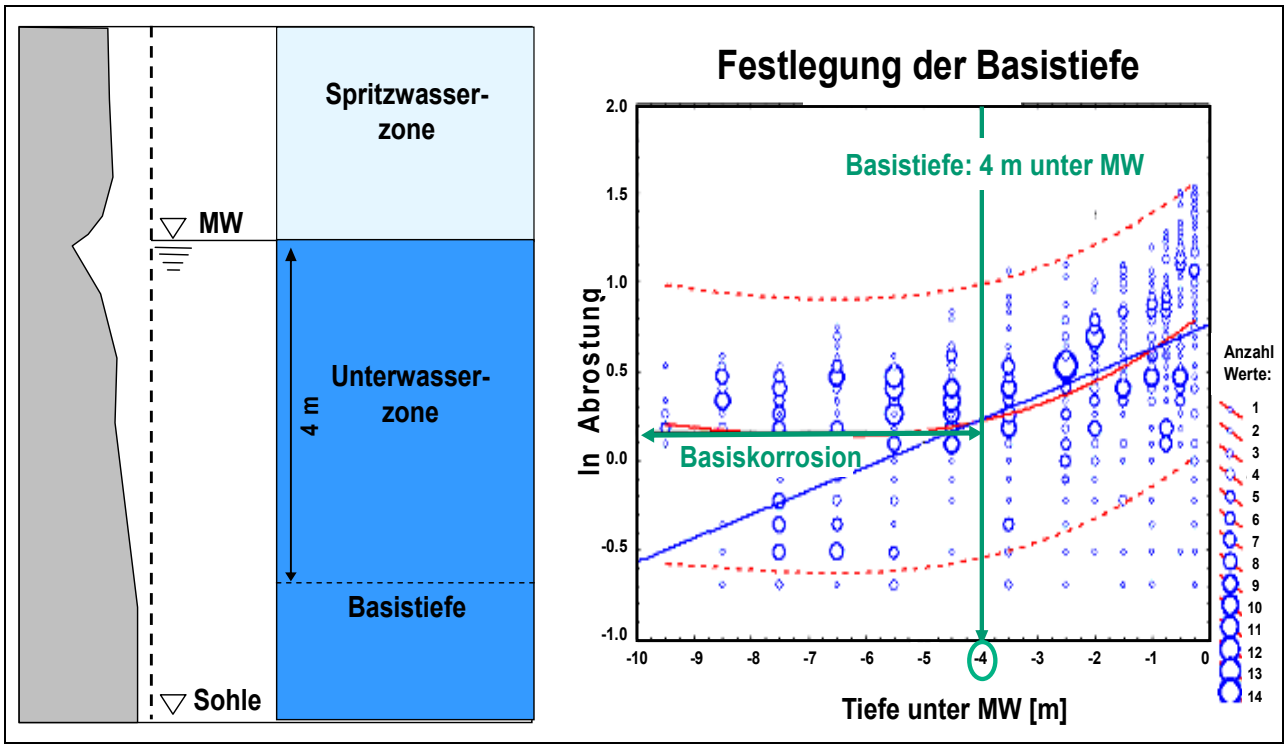


Bild 10: Basistiefe und Basiskorrosion

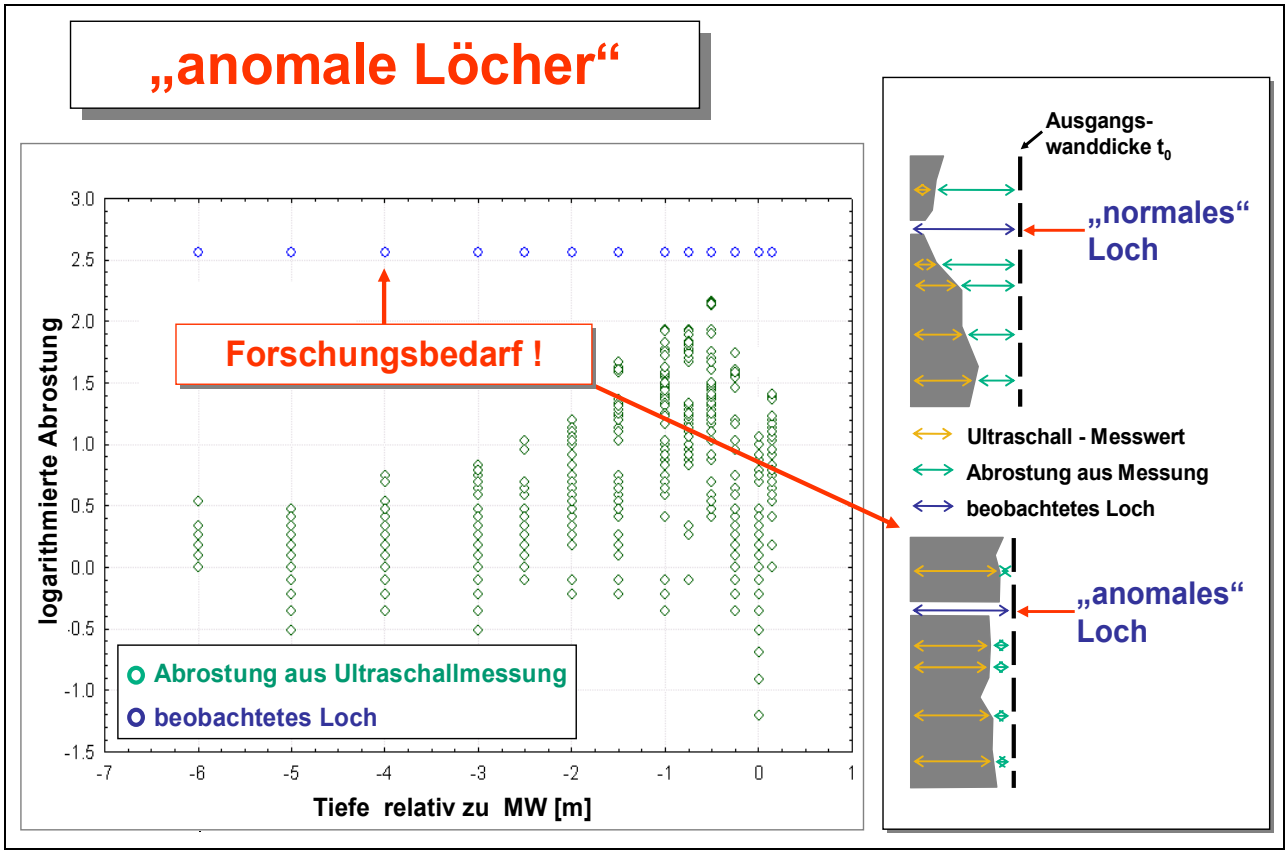


Bild 11: Anomale Löcher

Ist die nach Formel (2) prognostizierte Maximale Abrostung größer als die Ausgangswanddicke der Spundwand, so ist mit Durchrostungen zu rechnen - auch wenn im Rahmen der Inspektion noch keine Löcher gefunden wurden.

Als weiteres Ergebnis des EU-Projektes wurde festgestellt, dass die Mehrzahl der bei Spundwanddickenmessungen beobachteten Löcher keinen (statistischen) Bezug zu den gemessenen Restwanddicken haben und

im statistischen Sinne offensichtlich nicht zur gleichen Grundgesamtheit gehören (Bild 11).

Daraus folgt, dass diese Löcher eine andere Ursache als die „normalen“ korrosiven Wanddickenverluste haben - wahrscheinlich sind sie Ergebnis lokal begrenzter, mikrobakterieller Prozesse - und dass sie sich deshalb (im Gegensatz zu den „normalen“ Löchern) nicht mittels einer statistischen Analyse aus den gemessenen Restwanddicken prognostizieren lassen.

Hier besteht deshalb weiterer Forschungsbedarf: die BAW plant derzeit eine Untersuchung der Ursachen mit dem Ziel, eine Methode zur Prognose auch von anomalen Löchern zu entwickeln.

Literatur

ALBERTS, D. & B. SCHUPPENER (1991): Comparison of ultrasonic probes for the measurement of the thickness of sheet pile walls. Field Measurements in Geotechnics (FMGM 1991, Oslo), Sørum (ed.), Balkema, Rotterdam

ALBERTS, D. & A. HEELING (1997): Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden. Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“. Häfen und Wasserstraßen. EAU 2004. 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin

ECSC (2005): European Coal and Steel Community: Design method for steel structures in marine environment including the corrosion behaviour. Final Report., Contract Number 7210-PR/317 (01-F6.04)

Verfasser

Dipl.-Geol. Anne Heeling
Referat Geotechnik Nord
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 367
E-Mail: anne.heeling@baw.de

Dipl.-Ing. Dirk Alberts (†)

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Analyse bestehender Deckwerke für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen

Dipl.-Ing. Petra Fleischer
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Einleitung

Der Schutz des Ufers an Binnenwasserstraßen ist eine wichtige Aufgabe des Verkehrswasserbaus. Das gesamte Anlagevermögen des Uferschutzes im Verkehrswasserbau in Deutschland beträgt ca. 10 Milliarden €.

Für den Uferschutz werden seit Jahrzehnten die verschiedensten Konstruktionen eingesetzt. Aufgrund der zukünftig leistungsfähigeren Schiffsantriebe und größeren Schiffsgefäße ist mit einer kontinuierlich steigenden Belastung der Ufer zu rechnen. Um diesen Belastungen Rechnung zu tragen werden die Erfahrungen mit den unterschiedlichen Konstruktionen systematisch gesammelt und ausgewertet. Ergebnisse dieser Arbeiten werden nachfolgend veröffentlicht. Ergänzend wird auf Erfahrungen in der Bemessung von Deckwerken eingegangen.

2. Deckwerke für den Uferschutz

Der Uferschutz wird üblicherweise mit einer durchlässigen oder dichten Auskleidung des Gewässerbetts ausgeführt, dem so genannten Deckwerk. Ein durchlässiges Deckwerk ermöglicht den ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und Wasserstraße. Es besteht meist aus einer Deckschicht aus Wasserbausteinen und einem darunter liegenden geotextilen oder mineralischen Filter, welcher die Filterstabilität zwischen Untergrund und Deckschicht gewährleisten muss. Die Deckschicht besteht zumeist aus lose geschütteten Wasserbausteinen. Für eine erhöhte Stabilität des Deckwerks können die einzelnen Steine auch mit einem Vergussstoff untereinander verklammert werden. Standardbauweisen für lose und verklammerte Deckwerke zeigt Bild 1.

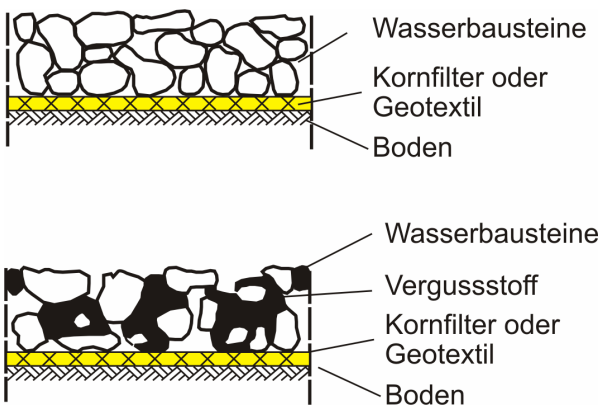


Bild 1: Standardbauweisen durchlässiger Deckwerke

Bei einem dichten Deckwerk ist unterhalb des Filters eine Dichtung (i.d.R. als mindestens 20 cm starke Tonschicht) angeordnet. Möglich ist auch ein Vollverguß des Deckwerke mit dichtem Vergussmörtel.

3. Hydraulische Einwirkungen auf Deckwerke

Deckwerke unterliegen hydraulischen Einwirkungen, die an Kanälen überwiegend schifffahrtsinduziert sind. Es treten Belastungen aus der Rückströmung des vom Schiff verdrängten Wassers neben dem Schiff, aus dem Schraubenstrahl (Antrieb und Bugstrahl), aus den Schiffswellen sowie aus dem Absunk des Wasserspiegels auf (s. Bild 2, folgende Seite). Ein Wasserspiegelabsunk kann auch durch Wehr-, Schleusen- und Kraftwerksbetrieb oder durch ablaufenden Hochwasser- und Tidewellen hervorgerufen werden.

Der Absunk des Kanalwasserstandes erzeugt Porenwasserüberdrücke im Baugrund, welche das erforderliche Flächengewicht für ein aus geotechnischer Sicht standsicheres Deckwerk maßgeblich beeinflussen.

4. Bemessung von Deckwerken

4.1 Hydraulische Bemessung

Die erforderliche Steingröße des Einzelsteins wird in einer hydraulischen Bemessung ermittelt. Es sind nur lose Steinschüttungen zu betrachten, da ordnungsgemäß verklammerte Deckwerke eine ausreichende Stabilität im Steingerüst besitzen.

Wesentliche Eingangsgrößen bei der hydraulischen Bemessung sind die Einwirkungen:

- Heckquerwelle bzw. die Wiederauffüllungsströmung der brechenden Heckquerwelle
- Rückströmung
- Propulsionsströmung der Schiffsantriebe

Die Einwirkungsgrößen und die Bemessungswerte der Wasserbausteine werden nach den „Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen GBB“ (BAW (2004)) ermittelt.

Als Bemessungswert für die Wasserbausteine wird die Steingröße D_{50} ermittelt. D_{50} entspricht dem Durchmesser, der von 50 % der Steine des Steinhaufwerks in einer Siebung mit Quadratlochsieben erreicht oder überschritten wird. Auf der Grundlage des Bemessungswertes D_{50} ist eine Steinklasse entsprechend der DIN EN 13383-1 (2002) zu wählen. Hinweise hierzu sind auch bei (Kayser (2005)) enthalten.

4.2 Geotechnische Bemessung

In der geotechnischen Bemessung des Deckwerks wird die erforderliche Deckwerksdicke d_D festgelegt.

Eine wesentliche Einwirkung ist die Porenwasserüberdruckkraft ΔU. Sie wird initiiert durch den Absunk des Wasserspiegels im Kanal neben dem Schiff (s. auch Bild 2), der mit z_a [m] bezeichnet wird.

Das Porenwasser im Boden enthält Gas in gelöster Form oder in Bläschen, wodurch das Grundwasser kompressibel wird. Infolge dessen muss es sich bei einem Druckabfall ausdehnen. Ausdehnen kann es sich nur, wenn Wasser durch Porenraum des Bodens strömt. Die Geschwindigkeit der Strömung und damit der Abbau des Porenwasserdrucks ist abhängig von

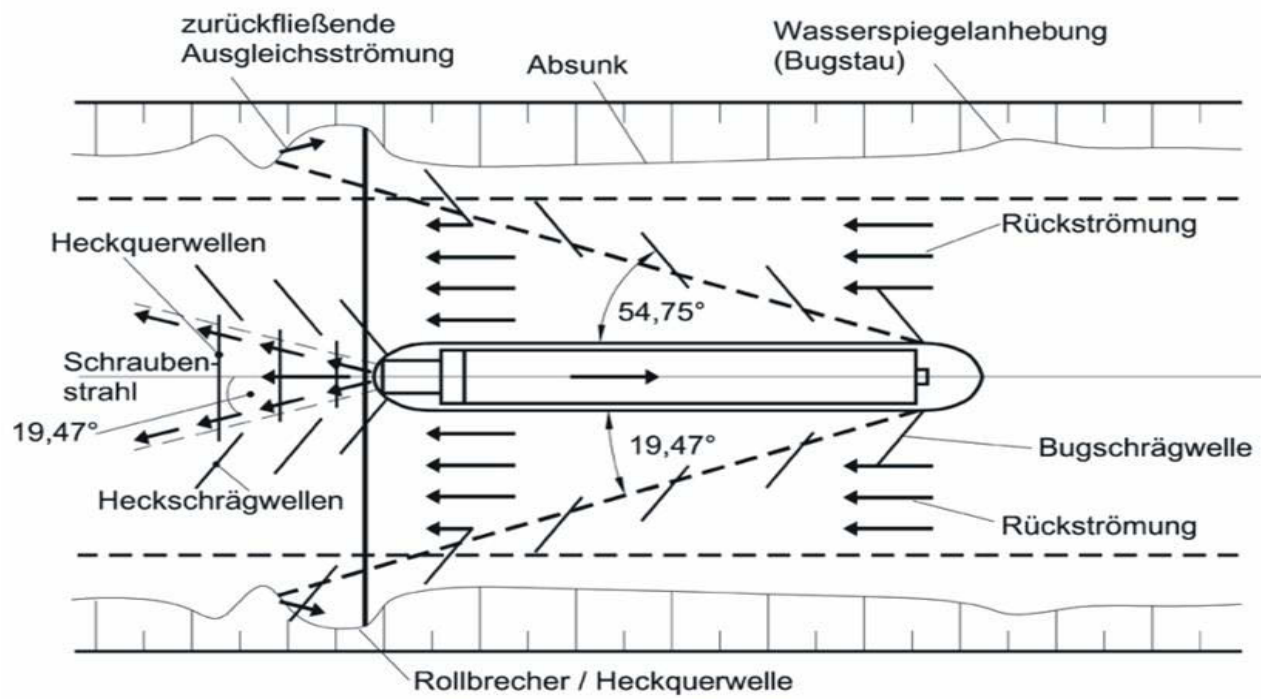


Bild 2: Belastung auf Böschung und Gewässersohle durch die Schifffahrt, (BAW (2004))

der Durchlässigkeit des Bodens (Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s]). Besonders bei geringdurchlässigen Böden kann der Druckabbau im Porenwasser nur stark gedämpft erfolgen. Daher entsteht beim Absunk des Kanalwasserspiegels ein Porenwasserüberdruck Δu im Boden.

Dieser berechnet sich nach Formel (1) (Köhler).

$$\Delta u(z) = \gamma_W \cdot z_a \cdot \left(1 - e^{-b \cdot z}\right)$$
$$z = Tiefenordinate\ im\ Boden \quad (1)$$
$$b = Porenwasserdurckpararmeter\,[1/m]$$
$$z_a = Absunkmaß\,[m]$$

Der Porenwasserdruckparameter b ist von der Geschwindigkeit des Absunks und der Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Genaueres zu der geotechnischen Bemessung der Deckwerke ist in (Holfelder, Kayser (2005)) enthalten. Für die geotechnische Bemessung sind zwei Nachweise zu führen.

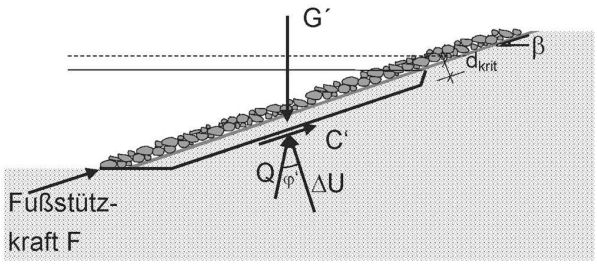


Bild 3: Oberflächennaher Bruchkörper mit angreifenden Kräften

Im ersten Nachweis ist das oberflächennahe Abgleiten der Böschung zu untersuchen. Ein entsprechender Bruchkörper ist in Bild 3 mit den angreifenden Kräften dargestellt. Die Fußstützkraft F resultiert aus einer Einbindung des Deckwerks in die Gewässersohle, die als Deckwerksverlängerung (Fußeinbindung), als Fußvorlage oder als Fußspundwand ausführbar ist.

Der zweite Nachweis prüft den Auftrieb des Deckwerks. Es ist das Gleichgewicht der Kräfte entsprechend Bild 4 nachzuweisen. Ist keine ausreichende Auftriebssicherheit vorhanden kommt es zu hydrodynamischen Bodenverlagerungen im Boden unterhalb des Deckwerks.

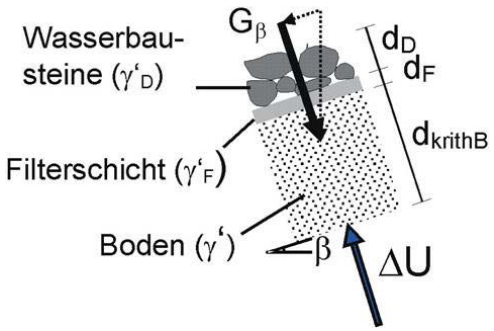


Bild 4: Nachweiskörper für hydrodynamische Bodenverlagerung

Beide Nachweise beziehen sich auf das lokale Versagen des geböschten Kanalufers. Ein lokales Versagen führt nicht zu einer Katastrophe. Schäden können im Rahmen von Unterhaltungsarbeiten nachgearbeitet werden. Daher können die Sicherheiten γ von Einwirkungen und Widerständen zu γ = 1,0 gesetzt werden.

Für verklammerte Deckwerke ist nur der 2. Nachweis (hydrodynamische Bodenverlagerung) zu führen.

4.3 Vergleich zwischen Bemessung und Praxiserfahrung

Die Ansätze zur Bemessung von Deckwerken basieren auf Naturversuchen und theoretischen Betrachtungen. Für deren Überprüfung wurden Untersuchungen an hergestellten Deckwerken angestellt.

Betrachtet wurde ein Streckenabschnitt am Dortmund-Ems-Kanal. Der Abschnitt wurde bis 1999 auf die europäische Wasserstraßenklasse Vb (Wasserspiegelbreite B = 55 m, Wassertiefe 4,0 m, Böschungsneigung 1:n = 1:3) ausgebaut. In dem Streckenabschnitt traten bereits kurze Zeit nach Fertigstellung Steinumlagerungen auf, die über das für lose Deckwerke übliche Maß hinausgehen (Bild 5). Die Steine hatten eine Gesteinsdichte ρ_s = 2,6 t/m³ und entsprechen der Steinklasse II nach den alten, zum Zeitpunkt der Herstellung gültigen „Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine TLW“ (BMVBW (1997)). Der zugehörige Siebdurchmesser D_{50} beträgt D_{50} = 12 cm. Die Deckwerksdicke d_D betrug d_D = 50 cm auf einem Kornfilter der Dicke d_F = 40 cm.

Bild 5: Steinumlagerungen am Kanalufer

Für die Ermittlung der Ursachen der erhöhten Steinumlagerungen wurden mittels Druckmessdosen die schifffahrtsinduzierten Wellen gemessen, die auf das Deckwerk einwirken. Gleichzeitig wurden Schiffsposition, Schiffsgeschwindigkeit und Schiffsabmessungen ermittelt. Die Messungen wurden 1 Woche rund um die Uhr durchgeführt.

Die ermittelten und in Bild 6 dargestellten Abmessungen (Länge/Breite/Tiefe) der Schiffe charakterisieren die derzeit auf dem DEK verkehrende Schiffsflotte. Demnach fahren überwiegend Schiffe der Typen „Johan Welker“ und „Gustav Koenigs“ auf dem Kanal. Die Schiffe sind größtenteils voll zwischen 2,2 m und 2,5 m abgeladen, was einer Beladung zwischen 800 und 1250 t entspricht. Übliche Antriebsleistungen für diese Schiffstypen liegen zwischen 300 KW und 600 KW.

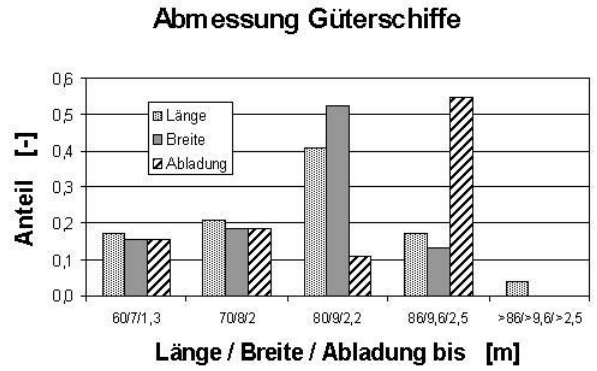


Bild 6: Abmessungen der Schiffe auf dem DEK 2002

Die Messergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Es wurden 396 Schiffe erfasst, wovon bei 278 Schiffen Wellen in relevanter Größe gemessen wurden.
- Über 50 % der Schiffe fuhren schneller als schiffspolizeilich zugelassen.
- Die Geschwindigkeit der Schiffe lag im wirtschaftlich optimierten Bereich zwischen 80 % und 100 % der kritischen (hydraulisch maximal möglichen) Schiffsgeschwindigkeit.
- Die maximale Wellenhöhe betrug 65 cm.

Auf der Grundlage der gemessenen Wellenhöhen H und Absunkmaße z_a wurde überprüft, ob das hergestellte Deckwerk einer Bemessung nach GBB (BAW (2004)) entspricht.

Hinsichtlich der geotechnischen Bemessung zeigte sich, dass die Deckwerksdicke d_D = 50 cm ausreichend dimensioniert ist.

Die erforderliche Steingröße wurde anhand der Formel (2) aus dem GBB (BAW (2004)) für jedes gemessene Wellenereignis ermittelt.

$$D_{50} = \frac{H_{Welle}}{1{,}5\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) m^{1/3}} \quad (2)$$

$D_{50} = charkteristischer\ Steindurchmesser\ [m]$

$H_{Welle} = gemessene Wellenhöhe [m]$

$\rho_s, \rho_w = Gesteinsdichte, Wasserdichte [t/m^3]$

$m = Böschungsneigung$

(2)

Bild 7 (folgende Seite) zeigt die Steingrößen, die nach den Berechnungen bei den gemessenen Wellen für ein standsicheres Deckwerk erforderlich wären. Die vorhandene Steingröße liegt bei D_{50} = 12 cm.

Die Berechnungen zeigen, dass für 95 % der Wellenereignisse die gewählte Steingröße $D_{50} \leq 12$ cm ausreichend ist. Für 5 % der Fälle sind jedoch Steingrößen $D_{50} > 12$ cm erforderlich, d.h. bei diesen Ereignissen ist mit Steinumlagerungen zu rechnen. Hochgerechnet auf die 278 beobachteten Schiffe ergibt dies ca. 15 Schiffe pro Woche, die Steinumlagerungen erzeugten. Die Erfahrungen aus dem tatsächlichen Verhalten des Deckwerks (s. Bild 5) zeigen, dass ein solches Maß

nicht toleriert werden sollte. In einer Bemessung nach dem GBB (BAW (2004)) sollte daher die gewählte Steinklasse zu annähernd 100 % die erforderlichen Steingrößen abdecken. Ansonsten ist mit erhöhten Steinumlagerungen zu rechnen.

Messungen und Berechnungen weisen weiterhin den Zusammenhang zwischen erhöhten Steinumlagerungen und den hohen Schiffsgeschwindigkeiten nach.

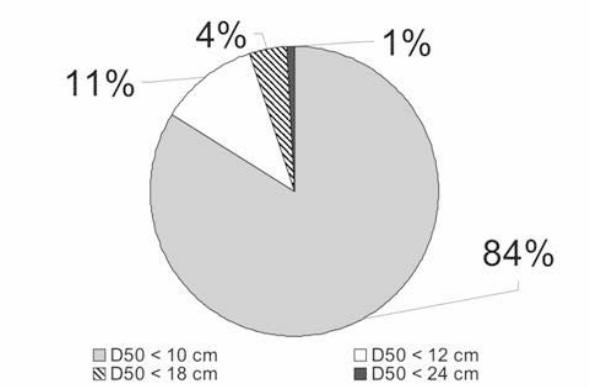


Bild 7: Ergebnis der Steingrößenbemessung

5. Erfahrungen mit hergestellten Deckwerken

5.1 Erfassung von Deckwerken in Deutschland

Das Ziel weiterer Untersuchungen ist es, Daten hinsichtlich der Stabilität und des Unterhaltungsaufwandes von Deckwerken zu gewinnen. Auf dieser Basis können die verschiedenen Bauweisen technisch und wirtschaftlich bewertet und zukunftsweisende Empfehlungen für Deckwerkskonstruktionen gegeben werden.

Der erste Schritt der Untersuchungen war eine Umfrage in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) hinsichtlich des Aufbaus und des Unterhaltungsaufwandes für Deckwerke. Insgesamt wurden 158 Streckenbereich aufgeführt. Die mittlere Streckenlänge betrug ca. 5 km. Insgesamt liegen Angaben über ca. 800 km Wasserstraße vor. Verwertbare Angaben zum Unterhaltungsaufwand gibt es nur von 30 Strecken. Das Ergebnis der Umfrage auf Basis dieser 30 Strecken ist in Bild 8 für die Unterhaltungskosten in Abhängigkeit vom Baujahr dargestellt. Zu beachten ist die relativ dünne Datenlage (n = 3) bei den alten Deckwerken.

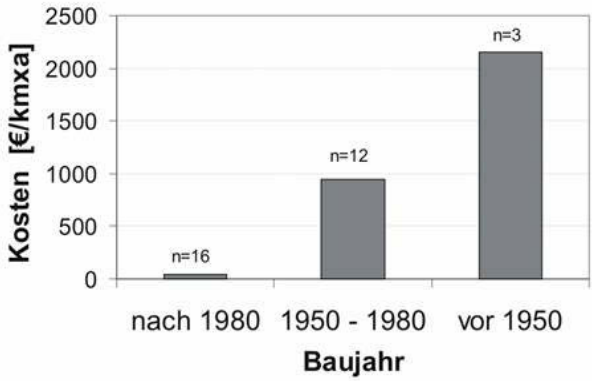


Bild 8: Jährliche Unterhaltungskosten je km Ufer bei losen Deckwerken

Anhand der Kosten konnten 3 Generationen von Deckwerken identifiziert werden. Die älteste Generation wurde in den Jahren 1890 bis 1930 gebaut. Der Aufwand zur Unterhaltung dieser Deckwerke ist relativ hoch. Die 2. Generation entstand in der Ausbauphase nach dem 2. Weltkrieg i.W. zwischen 1950 und 1970. Der Unterhaltungsaufwand für diese Deckwerke beträgt ca. 1000 € je Ufer-km und Jahr, das entspricht ca. 0,07 [€/a m²] Deckwerk. Die 3. Generation sind die bis zu 25 Jahre alten Deckwerke, die im Zuge des Ausbaus auf die Wasserstraßenklasse Vb erstellt wurden. Diese erfordern bis jetzt kaum Unterhaltung.

Aus den in der Umfrage angegebenen Strecken wurden 12 Referenzstrecken für weitergehende Untersuchungen ausgewählt. Die Untersuchungen beinhalten:

- Ermittlung des Deckwerksaufbaus (Geometrien, Steingröße und -dichte)
- Messung der auf das Deckwerk wirkenden Wellen mittels Druckmessdosen über 2 Wochen
- Erfassung des Schiffsverkehrs (Anzahl, Flottenstruktur) zeitgleich mit den Wellenmessungen
- Erfassung des Unterhaltungsaufwandes in den Referenzstrecken in Jahresabschnitten.

Die Auswahl der Strecken erfolgte nach deren Belastung. Bei „ausgelasteten“ Strecken entspricht die zulässige Schiffsgröße dem Kanalquerschnitt. Das ist z. B. das Großmotorschiff in der Wasserstraßenklasse Vb mit einem Verhältnis von Wasserquerschnitt zu Schiffsquerschnitt n = 5,5. In „überlasteten” Strecken sind größere Schiffe zugelassen als es dem Ausbauquerschnitt entspricht (n < 5). Dies sind Strecken, die in absehbarer Zeit ausgebaut werden und derzeit „auf Verschleiß“ gefahren werden. “Unterbelastete” Strecken sind zwar schon auf größere Schiffe ausgebaut, aufgrund des noch fehlenden Ausbaus der Anschlußstrecken können hier jedoch die größeren Schiffe noch nicht fahren (n > 7).

Die ersten 2 Strecken wurden bereits untersucht. Die Ergebnisse werden nachfolgend aufgeführt.

5.2 Untersuchungen am Mittellandkanal

Untersucht wurde ein 5 km langer Abschnitt des Mittellandkanals. Der Kanal ist auf die Wasserstraßenklasse Vb ausgebaut. Die derzeitige zulässige Abladetiefe von 2,5 m nutzt die eigentlich mögliche Abladetiefe von 2,8 m noch nicht aus. Der Kanalabschnitt ist demnach unterbelastet.

Es wurden 3 verschiedene Deckwerke eingebaut:

1. Lose Wasserbausteine Kl. III, Steindichte: 2,3 t/m³, Schichtdicke: 60 cm; Geotextilfilter oder Zweistufen- oder Einstufenmineralkornfilter
2. Teilvergossene Wasserbausteine Kl. II, Steindichte: 2,3 t/m³, Schichtdicke: 40 cm; geotextiler Filter, Teilverguss mit 80 l/m² kolloidalem Mörtel
3. Vollvergossene Wasserbausteine Kl. II, Steindichte: 2,3 t/m³, Schichtdicke: 40 cm

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Das Deckwerk 1 mit losen Schüttsteinen hält den Belastungen gut stand. Vereinzelt kommt es zu Steinumlagerungen, die jedoch nicht über das für lose Deck-

werke übliche Maß hinausgehen. Wesentliche Unterhaltungsarbeiten sind hier nicht erforderlich.

Beim teilverklammerten Deckwerk 2 zeigt sich eine gute Qualität beim Einbau über Wasser. Allerdings waren unterhalb der Wasserlinie Fehlstellen im Deckwerk erkennbar, die wahrscheinlich auf Fehler bei der Herstellung zurückzuführen sind. Gleiches gilt für das vollvergossene Deckwerk 3. Auch hier lösten sich Steine aus dem nicht qualitätsgerecht hergestellten Verbund heraus. Die erforderliche Dichtungswirkung des Vollvergusses ist nicht mehr gegeben.

Beide verklammerten Deckwerke zeigen die Bedeutung einer qualitätsgerechten und sorgfältigen Ausführung von Verklammerungsarbeiten. Von anderen Stellen ist die langjährige Stabliltät teilverklammerter Deckwerke bekannt.

Genauere Angaben zu den Untersuchungen am Mittellandkanal enthält (Fleischer et al. (2003)).

5.3 Untersuchungen am Main-Donau-Kanal

Die untersuchte Strecke am Main-Donau-Kanal ist entsprechend der Wasserstraßenklasse Vb ausgebaut. Die Wasserspiegelbreite beträgt 55 m, die Böschungsneigung 1:n = 1:3. Abweichend von der üblichen Wassertiefe von ca. 4 m liegt die Sohle im Untersuchungsbereich ca. 6 m unter Normalstau. Über den vergrößerten Querschnitt sind auch Hochwässer der im Kanalbett verlaufenden Regnitz abführbar. Die Strömungsgeschwindigkeit bei Hochwasser ist jedoch relativ gering, so dass Hochwasserereignisse keinen Einfluss auf das Deckwerk haben. Die zulässigen Schiffsgrößen entsprechend dem Großmotorschiff bzw. dem 190 m langen Schubverband mit einer Abladetiefe von 2,7 m.

Der Kanalabschnitt und damit auch das Deckwerk wurde 1966 fertig gestellt. In vollem Umfang wird die Strecke allerdings seit der Eröffnung des gesamten Main-Donau-Kanals im Jahr 1992 befahren.

Das Deckwerk besteht aus einer 55 bis 60 cm dicken Schicht von losen Deckwerkssteinen. Nach den bis Mai 2004 gültigen Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (BMVBW (1997)) entsprechen die Steine einer Klasse IV, wobei sie am unteren Ende des Klassenspektrums liegen. Die Rohdichten liegen im Mittel bei ρ_s = 2,3 t/m³. Nach der DIN EN 13383 (2002) sind die Steine der Klasse $LMB_{5/40}$ zuzuordnen. Unter den Deckwerk liegt eine wenige cm mächtige Filterschicht aus Schotter in Kieskorngröße.

Insgesamt wurden innerhalb von 14 Tagen 272 Schiffspassagen erfasst. Die Schiffsflotte setzt sich zu jeweils ca. 1/3 aus Großmotorschiffen, Europaschiffen und Schiffen der Klasse “Gusatav-Königs” zusammen. Ungefähr ¼ war Leerfahrer, der Rest der Schiffe war teilweise oder voll abgeladen.

In Bild 9 sind die gemessenen Wellenereignisse dargestellt. Die Wellen sind relativ flach, nur 2 % der Schiffe erzeugten Wellen mit über 50 cm Höhe.

Derzeit läuft noch die Erfassung der Unterhaltungskosten in der Strecke. Eine vorläufige Auswertung ergibt einen Aufwand von ca. 370 € pro Jahr und Ufer-km, was einem Betrag von ca. 0,02 [€/a◦m²] entspricht. Dieser Wert ist sehr gering für ein fast 40 Jahre altes Deckwerk. Dies liegt zum einen in der geringen Wellenbelastung und zum anderen in den großen Steinen begründet.

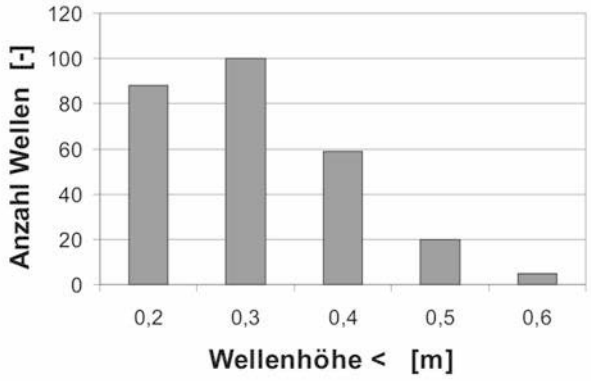


Bild 9: Häufigkeit der Wellen nach Wellenhöhe

5.4 Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

Die Bewertung der Bauweise für eine Ufersicherung muss auch die Wirtschaftlichkeit beinhalten. Diese wird im Bereich der Wasserstraße in Deutschland i.d.R. mit der Barwertmethode ermittelt. Hierbei werden alle Kosten für ein Deckwerk (Erstellungskosten I, Unterhaltungskosten h) über die Lebensdauer von n Jahren mit einem kalkulatorischen Zinssatz i (im deutschen öffentlichen Bereich derzeit i = 3 %) auf den Barwert C zum Zeitpunkt der Investitionsentscheidung abgezinst. Bezugsgröße ist i.d.R. 1 m² Deckwerk. Die Berechnung erfolgt nach Formel (3) (Fleischer et al. (2003)).

$$C = I + h\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \tag{3}$$

Die Lebensdauer n und der Unterhaltungsaufwand h sind von den Einwirkungen auf das Deckwerk und somit vom Betrieb der Wasserstraße abhängig. Den größeren Einfluss auf den Barwert hat hierbei der Unterhaltungsaufwand.

Nach den bisherigen Untersuchungen und Erfahrungen kann für Deckwerke aus losen Steinen von einem Unterhaltungsaufwand zwischen 0,02 und 0,11 [€/a m²] ausgegangen werden. Der niedrigere Wert gilt bei ausreichender Bemessung des Deckwerks, der höhere Wert für alte, stark belastete Deckwerke. Als Mittelwert für neu hergestellt Deckwerke wird der Ansatz eines Unterhaltungsaufwandes von 0,04 [€/a m²] als Mittelwert über die gesamte Lebensdauer von 25 bis 40 Jahren vorgeschlagen.

Verklammerte Deckwerke haben höhere Investitionskosten, sind aber bei ordnungsgemäßer Ausführung i.d.R. langlebiger und unterhaltungsärmer als Deckwerke mit losen Steinen. Bei Ausführungsmängeln sind verklammerte Deckwerken allerdings unwirtschaftlich, da die Unterhaltung i.d.R. dann sehr aufwendig wird.

6. Schlussfolgerungen

Die Auswahl eines Deckwerkes zur Ufersicherung hat unter den Gesichtspunkten der langfristigen Stabilität und der Wirtschaftlichkeit zu erfolgen.

Die langfristige Stabilität wird durch eine Bemessung nach den GBB (BAW (2004)) sichergestellt. Hierbei sind hydraulische Nachweise für den Einzelstein und geotechnische Nachweise für das Zusammenwirken von Deckwerk und unterliegendem Boden zu führen. Die in der Bemessung ermittelte Steingröße D_{50} bzw. das Steingewicht G_{50} muss von der gewählten Steinklasse vollständig abgedeckt werden, ansonsten ist bereits nach relativ kurzer Zeit mit Steinumlagerungen zu rechnen.

Vorläufige Erfahrungswerte zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit von Deckwerkskonstruktionen wurden in dem vorliegenden Beitrag genannt. Genauere Aussagen erfordern jedoch eine verbesserte Datengrundlage. Diese wird derzeit in einem Forschungsvorhaben geschaffen.

Literatur

BMVBW (1997): Technische Lieferbedingungen Wasserbausteine, TLW 97

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU - BAW (2004): "Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherhungen an Binnenwasserstraßen GBB", *Mitteilung Nr. 87*, Karlsruhe

DIN EN 13383 (2002), TEIL 1: Anforderungen Wasserbausteine

FLEISCHER, KAYSER, THYßEN (2003): Erfahrungen mit Deckwerken an Bundeswasserstraßen, *Hansa, Heft 12*

HOLFELDER, KAYSER (2005): Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen, *Mitteilung Institut für Geotechnik der TU Dresden zum Ohde Kolloquium 2005*

KAYSER (2005): Zur Handhabung der neuen Norm DIN EN 13383 für Wasserbausteine und deren Umsetzung in einer Steinbemessung, Briefe der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

KÖHLER (1989): Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, S. 155 - 174, Karlsruhe

Verfasser

Dipl.-Ing. Petra Fleischer
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3570
E-Mail: petra.fleischer@baw.de

Dr.-Ing. Jan Kayser
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3100
E-Mail: jan.kayser@baw.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Neue Oberflächendichtungssysteme für Binnenwasserstraßen

Dipl.-Ing. Petra Fleischer
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Einleitung

Dichtungen haben im Bereich des Verkehrswasserbaus eine zentrale Bedeutung. Ihre Hauptaufgaben bestehen darin, die Standsicherheit von Wasserbauwerken zu gewährleisten und Sickerwasserverluste aus der Wasserstraße zu verhindern bzw. zu begrenzen. Zur Abdichtung der Böschungs- und Sohlenbereiche von Wasserstraßen gibt es verschiedene Möglichkeiten. Neben den bewährten Verfahren - wie beispielsweise Dichtungen aus Naturton - wurden besonders in letzter Zeit zunehmend neue Dichtungssysteme entwickelt und auf dem Markt angeboten. Die Bewertung dieser neuen Systeme bzw. Verfahren hinsichtlich ihrer technischen und wirtschaftlichen Gleichwertigkeit stellt an den ausschreibenden Ingenieur immer höhere Anforderungen.

Eine fachtechnische Begutachtung, Prüfung und Bewertung der neuen Dichtungssysteme bzw. -verfahren erfolgt durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) als wissenschaftlich-technische Fachbehörde der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV). Um den Wasser- und Schifffahrtsämtern (WSÄ) und Neubauämtern (NBÄ) eine Hilfestellung bei der Ausschreibung und Vergabe von Dichtungsarbeiten zu geben, wurde in Zusammenarbeit von BAW und WSV ein Fachbeitrag erarbeitet, der alle wichtigen technischen Informationen zu den derzeit auf dem Markt angebotenen Dichtungsverfahren an Wasserstraßen beinhaltet. Dieser Fachbeitrag ist im Mitteilungsblatt der BAW Nr. 85 (2002) veröffentlicht [1] und kann als pdf-Datei von der Internetseite der BAW (www.baw.de) heruntergeladen werden.

Im vorliegenden Beitrag wird ein kurzer Überblick über die wichtigsten neuen Dichtungssysteme gegeben.

2. Anforderungen an Dichtungen

Wichtigste Anforderung an Dichtungen ist eine geringe Wasserdurchlässigkeit. Die pro Zeiteinheit durch eine Dichtung tretende Wassermenge wird bei ansonsten gleichen Randbedingungen durch den Durchlässigkeitsbeiwert des Dichtungsmaterials und die Schichtdicke der Dichtung bestimmt. Für Tondichtungen mit einer Schichtdicke von 20 cm wird nach der ZTV-W, LB 210 [2] ein Grenzwert für den Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1 \circ 10^{-9}$ m/s gefordert. Die sich daraus ergebende zulässige Durchflussmenge pro m² Dichtung darf auch bei allen anderen Dichtungssystemen nicht überschritten werden.

Hinsichtlich der Witterungs- und Alterungsbeständigkeit muss das Dichtungsmaterial eine ausreichende Sicherheit gegen äußere und innere Erosion sowie gegen mechanische, chemische und biologische Angriffe besitzen. Es sind besondere Anforderungen an die Verformbarkeit und Festigkeit zu stellen. Beim Einbau der Dichtung muss eine ausreichende Verlegesicherheit garantiert werden können. Im Betriebszustand werden unter den Belastungen durch die Schifffahrt Langzeitbeständigkeit und eine geringe Schadensanfälligkeit gefordert. Weiterhin ist die Unterhaltungs- und Reparaturmöglichkeit zu beachten und nicht zuletzt die Umweltverträglichkeit und Entsorgungsmöglichkeiten nach einem Ausbau.

3. Übersicht Dichtungssysteme

Im folgenden sind die wichtigsten Dichtungssysteme zusammengestellt, die an den Wasserstraßen der WSV zur Dichtung der Sohle und Böschungen eingesetzt werden bzw. wurden, geordnet nach dem verwendeten Dichtungsmaterial [1]:

- Dichtungen aus natürlichen Materialien:
  - Naturtondichtung
  - Geosynthetische Tondichtungsbahnen
- Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln:
  - Vollvergossene Schüttsteine mit hydraulisch gebundenem Vergussstoff
  - Betonplatten mit gedichteten Fugen
  - Betonmatratzen
- Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln und Ton:
  - Dauerplastischer Dichtungsbelag aus Zement, Ton und Zuschlägen
  - Verfestigender Dichtungsbelag aus Zement, Ton und Zuschlägen
- Dichtungen mit bituminös gebundenen Materialien:
  - Bituminöse Dichtungsbeläge
  - Vollvergossene Schüttsteine mit bitumengebundenem Vergussstoff

Die weiteren Ausführungen beschränken sich hauptsächlich auf die neuen Dichtungssysteme, die erst seit kurzem in Schifffahrtskanälen Anwendung finden. Das sind neue Einbauverfahren von Naturton, Geosynthetische Tondichtungsbahnen und dauerplastische Dichtungsbeläge aus Zement, Ton und Zuschlägen.

4. Vor- und Nachteile sowie Anwendungsgrenzen der Dichtungssysteme

Im Mittelpunkt der weiteren Erläuterungen stehen die Vor- und Nachteile sowie gegebenenfalls Anwendungsgrenzen der neuen Dichtungssysteme bzw. Einbauverfahren und die speziellen Besonderheiten, auf die bei der Ausschreibung und der Kontrolle und Überwachung von Dichtungsarbeiten geachtet werden sollte. Allgemeine Anforderungen, die alle Systeme betreffen - wie zum Beispiel Anforderungen an das Planum vor Dichtungseinbau - werden hier nicht behandelt.

4.1 Naturtondichtungen – neue Einbauverfahren

Naturton als Dichtungsmaterial hat sich über Jahrzehnte im Bereich der Wasserstraße bewährt. Bei Erfüllung

der heutigen Anforderungen nach ZTVW-LB 210 [2] hinsichtlich Tongehalt, Plastizität, Konsistenz und Festigkeit hat Naturton sehr gute Dichtungseigenschaften. Tondichtungen sind Weichdichtungen mit einer hohen Flexibilität. Sie müssen vor Frosteinwirkung und Bewurzelung durch entsprechende Deckschichten geschützt werden.

In der Regel ist vor dem Einbau eine Aufbereitung des anstehenden Naturtones erforderlich. Aufgrund der heute geforderten hohen Plastizität und Erosionsstabilität des Tones ist eine Selbstheilung kleinerer Leckagen durch Aufweichen oder Freisetzen von eigenen Partikeln in der Regel nicht zu erwarten. Lediglich Kriechvorgänge oder der Eintrag von Schwebstoffen aus dem Wasser können zu einer gewissen Selbstheilung führen.

Die Dichtungswirkung der fertig eingebauten Tondichtung wird in starkem Maße auch durch die Ausbildung der Fugen (Überlappungen) und Anschlüsse an Bauteile, z.B. Spundwände, bestimmt und ist dementsprechend abhängig vom Einbauverfahren. Erfolgt der Toneinbau im Trockenen - wie früher üblich -, entsteht durch das Schütten und Verdichten des Naturtones eine fugenlose Dichtung. Die Problematik der Fugen bzw. Überlappungen spielt in diesem Fall keine Rolle. Nach ZTV-W LB 210 [2] wird beim Trockeneinbau eine Verdichtung des Tones auf 97 % der Proctordichte gefordert. Dadurch besitzt der Ton eine relativ große Festigkeit. Im Anschlussbereich an massive Bauteile wie Spundwände, Stützmauern u.a. wirkt sich die große Festigkeit jedoch negativ aus, da sich der Ton möglichen Verformungen der Bauteile im Betriebszustand nicht anpassen kann. Als Folge können dauerhafte Spaltöffnungen (Leckagen) im Grenzbereich Bauwerk-Ton entstehen. Alte Bauwerke besitzen aus diesem Grund meist sehr lange Kontaktflächen oder wurden insgesamt in Ton oder Lehm „eingehüllt“. Deshalb sollte der Ton bei heutigen Baumaßnahmen im Trockenen an Schifffahrtskanälen im Anschlussbereich zu Bauwerken abweichend von der ZTV-W etwas weicher (c_u < 50 kPa) eingebaut werden [1].

Gegenwärtig ist der Einbau des Dichtungstones auf der Sohle und den Böschungen der Wasserstraßen in der Regel unter Wasser bei Aufrechterhaltung der Schifffahrt erforderlich. Dies stellt besondere Anforderungen an das Verlegeverfahren. Derzeit werden mehrere Verfahren zum Toneinbau unter Wasser angeboten: das Tonplatten-Verfahren (Fa. MÖBIUS, Fa. WATI), das Tonbahnen-Verfahren (Fa. BUNTE, ehemals HIRDES) und das Tonwürfel-Verfahren (Fa. L. FREYTAG). Sie unterscheiden sich hinsichtlich der Technologie zum Einbringen des Tones und der Ausbildung der Fugen bzw. Überlappungen.

Beim **Tonplatten-Verfahren** der Fa. Möbius (Bild 1) wird der Ton in einzelnen vorgefertigten „Tonplatten“ von etwa 4 m x 4 m verlegt. Der aufbereitete Ton wird mit einem Bagger in der vorgegebenen Schichtstärke in ein sogenanntes „Tonbett“ eingebaut. Die Tonplatten werden mit Hilfe einer Vakuumglocke „ausgestochen“, aufgenommen und GPS-gesteuert im Kanalbett verlegt. Infolge des Andruckes beim Verlegen des Tones wird bei diesem Verfahren von vornherein eine gute Lagestabilität der Dichtung - auch auf der Böschung - erreicht. Die Überlappungen betragen 10 cm, sie werden nachträglich angedrückt. Eine automatische Kontrolle der Dichtigkeit der einzelnen Tonplatten erfolgt über das aufgebrachte Vakuum. Das Verfahren wird seit Jahren erfolgreich von der Fa. Möbius in der WSV angewendet.

Bild 1: Tonplattenverfahren (Fa. Möbius)

Seit 2005 wird das **Tonplatten-Verfahren** auch von der Fa. WATI angeboten. Hier werden die Tonplatten (3,60 m x 3,60 m) nicht „ausgestochen“, sondern in einer bereits entsprechend großen Form vorgefertigt. Die seitliche Schalung wird abgesenkt und die dann freiliegende Tonplatte mittels Vakuumplatte aufgenommen. Die Vakuumplatte besitzt einen 10 cm breiten Überstand, mit dem die Überlappungen bereits beim Ablegen der Tonplatte angedrückt werden. Zur Erzielung einer guten Lagestabilität und zum ausreichenden Zusammendrücken der Überlappungen insbesondere in den Eckpunkten ist ein zusätzliches Nachdrücken erforderlich. Allerdings ist das Verfahren bei praktischen Baumaßnahmen bisher noch nicht angewendet worden. Lediglich in einer Grundprüfung im August 2005 konnte der Nachweis erbracht werden, dass die Fa. WATI grundsätzlich maschinentechnisch und personell in der Lage ist, den Ton mit diesem Verfahren qualitätsgerecht einzubauen. Eine Bewährung dieses Verfahrens unter Baustellenbedingungen muss erst noch erfolgen.

Das **Tonbahnen-Verfahren** wurde von der Fa. HIRDES (heute Fa. BUNTE) entwickelt. Bei der Tonverlegung mit dem Einbaukomplex „Toni 1“ wurde in den sechziger Jahren der Ton unmittelbar an der Verlegestelle durch ein rechteckiges Mundstück gepresst. Die einzelnen Bahnen wurden auf Stoß nebeneinander gelegt. Der Einbau erfolgte zweilagig versetzt, so dass keine durchgehenden Fugen auftraten. Die Anwendung war jedoch nur auf der Sohle möglich, da im Böschungsbereich die zweite Tonlage auf der bereits verlegten abrutschte. Aus diesem Grund wurde „Toni 2“ entwickelt mit einem parallelogrammförmigen Mundstück. Aufgrund der dadurch möglichen Überlappung konnte einlagig und dementsprechend auch im Böschungsbereich eingebaut werden. Die Bahnenbreite betrug 80 cm. Dieses Verfahren wird auch heute noch vereinzelt in der WSV eingesetzt. Um Fehlstellen in der verlegten Dichtung zu vermeiden, muss die Geschwindigkeit der Tonförderung ständig kontrolliert und auf die Verlegegeschwindigkeit abgestimmt werden.

In der Weiterentwicklung des Verfahrens entstand das Verlegegerät „Toni 2000“ mit einer höheren Leistungsfähigkeit (Bild 2). Es wurde in der WSV erstmals 1999 am Wesel-Datteln-Kanal angewendet. Ein zweiter Einsatz erfolgte 2002 am Dortmund-Ems-Kanal im Baulos 15. Hier wurden auch die entsprechend der ZTV-W, LB 210 erforderlichen Grund- und Eignungsprüfungen

durchgeführt. Aufbereiteter Naturton wird in ein trapezförmiges Mundstück gepumpt und aus diesem auf dem Planum abgelegt. Dichtungsschichtdicken von 20 und 30 cm sind möglich. Die einzelnen Bahnen werden mit einer Breite von etwa 1,20 m nebeneinander ohne Überlappung verlegt. Der erforderliche dichte Fugenschluss wird durch Querdehnung der neu verlegten Bahn infolge Längsstauchung beim Ausstoßen erreicht. Zum Aufbringen der Längsstauchung ist das Anfahren gegen eine Wand erforderlich oder das Vorverlegen eines ca. 1,5 m Tonstrangs, um den Stauchdruck über Reibung in den Boden abzutragen. Gleichzeitig muss die Verlegegeschwindigkeit des Gerätes sehr genau auf die Fördergeschwindigkeit des Tones abgestimmt werden, um kontinuierlich den erforderlichen Stauchdruck zu garantieren und Fehlstellen zu vermeiden. Da die Fugen hier im Gegensatz zu allen anderen Verfahren als Stumpfstoß ausgebildet werden, also ohne Überlappungen, sind besondere Anforderungen an die Verlegegenauigkeit zu stellen.

Bild 2: Tonbahnenverfahren (Fa. BUNTE)

Im Rahmen der Eignungs- und Kontrollprüfungen bei Einsätzen an Wasserstraßen müssen insbesondere die Abmessungen der extrudierten einzelnen Bahnen, das Querdehnungsmaß und der Fugenschluss benachbarter Bahnen kontrolliert werden. Unter diesen Bedingungen ist das Tonbahnenverfahren der Fa. Bunte mit dem Gerät “TONI 2000” als bewährtes Verlegeverfahren für den Unterwassereinbau anzusehen.

Ein weiteres neues Verfahren zum Einbau von Ton ist das **Tonwürfel-Verfahren** der Fa. L. Freytag (Bild 3). Es wurde 1998/99 erstmals in 1:1 Großversuchen der Firma in Nordenham mit guten Ergebnissen getestet. 2000/2001 wurde das Verfahren am Mittellandkanal im Bereich der Neubaumaßnahme Straßentunnel Wolmirstedt angewendet - in einem begrenzten Bereich der horizontalen Kanalsohle. Es war das erste und bisher einzige Projekt im Bereich der WSV, das dementsprechend sehr intensiv überwacht und kontrolliert wurde. Bei diesem Einbauverfahren wird aufbereiteter Ton in kleine Würfel mit einer Kantenlänge von etwa 8 cm geschnitten. Diese Tonwürfel werden über ein Schüttgerüst eingebracht und mit einem Plattenrüttler bzw. Großflächenrüttler verdichtet. In der Regel wird zweilagig, um 0,5 m versetzt, geschüttet und beide Lagen zusammen in zwei Arbeitsgängen verdichtet. Das Verhältnis der Schichtdicke vor und nach dem Verdichten ist vor Beginn jeder Baumaßnahme in der Eignungsprüfung festzustellen. Im Ergebnis ist die erforderliche Schüttdicke entsprechend der geforderten Sollschichtdicke der fertigen Tondichtung festzulegen. Ein Vorteil dieses Verfahrens besteht darin, dass auch hier - wie beim Trockeneinbau von Ton - eine weitestgehend fugenlose Dichtungsschicht entsteht. Da die Tonwürfel abschnittsweise über ein Schüttgerüst eingebaut werden, sind allerdings Herstellungsfugen - bedingt durch die überlappende Positionierung des Schüttgerüstes und der Rüttlerbahnen - zu beachten.

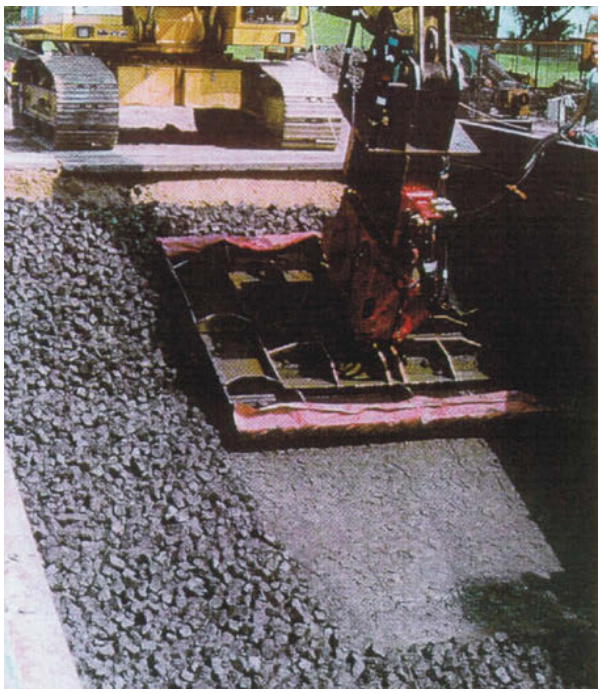


Bild 3: Tonwürfelverfahren (Fa. L.Freytag)

Bei erschütterungs- bzw. setzungsempfindlichem Untergrund muss die Anwendbarkeit des Verfahrens vorher überprüft werden. Auf sehr weichem Untergrund wird eine ordnungsgemäße Verdichtung des Tones unter Umständen nicht erreicht.

Im Bereich des Straßentunnels Wolmirstedt am Mittellandkanal konnte die im Tonwürfelverfahren eingebrachte Tondichtung nach Trockenlegung begutachtet werden. Insgesamt konnte eine gute Qualität der Tondichtung festgestellt und damit nachgewiesen werden, dass das Verfahren prinzipiell für den Unterwassereinbau von Ton geeignet ist. Weitere Anwendungen gab es bisher an Wasserstraßen nicht. Der Toneinbau auf Böschungen erfolgte bisher in der WSV noch nicht. Hier sind bei einem ersten Einsatz die entsprechenden Prüfungen noch durchzuführen.

Eine besondere Problematik stellen die **Anschlüsse der Tondichtung an Bauwerke**, wie beispielsweise Spundwände oder Stützmauern, dar. Diese Anschlüsse werden bei jedem Tonverlegeverfahren in ähnlicher Weise ausgeführt. In der Regel wird zuerst ein Dichtungskeil, meist auch aus Ton, eingebaut, der der Bauwerkskontur, beispielsweise dem Profil der Spundwand, angepasst wird. Darüber wird dann die eigentliche Dichtung in planmäßiger Stärke aufgebracht. Die Kontaktfläche zwischen Ton und Bauwerk, die erforderlich ist, um die Entstehung eines durchgehenden Spaltes bei Bauwerksverformungen zu verhindern, ist von der Festigkeit des Tones abhängig. Beim Unterwassereinbau von Ton mit einer Festigkeit von c_u < 25 kPa sind mindestens 50 cm, beim Trockeneinbau mit höheren Festigkeiten mindestens 80 cm erforderlich [1].

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Naturton als Dichtungsstoff gut geeignet ist und sich in zahlreichen Baumaßnahmen bewährt hat. Jedoch ist die Wirksamkeit der verlegten Dichtung insgesamt sehr stark vom Einbauverfahren, insbesondere von der Ausbildung der Fugen und Anschlüsse, abhängig. Das bedeutet, dass auch bei der eigentlich bewährten Naturtondichtung jedes neue Einbauverfahren vor dem Einsatz in der WSV sehr kritisch geprüft werden muss.

4.2 Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD)

Die Geosynthetischen Tondichtungsbahnen werden seit längerem bereits im Deponie- und Straßenbau, aber auch zum Abdichten von Rückhaltebecken, Klärteichen u.ä. eingesetzt. Der Einbau erfolgt hier allerdings in der Regel im Trockenen. In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) muss der Dichtungseinbau heute dagegen fast immer unter Wasser bei laufendem Schiffsverkehr erfolgen. Unter diesen Bedingungen gehören die Geosynthetischen Tondichtungsbahnen noch zu den neueren Dichtungssystemen. Eine erste Anwendung erfolgte 1997/98 im Bereich der Ausweichstelle Eberswalde (Havel-Oder-Wasserstraße) (Bild 4), eine zweite 2000/2001 auf einer 500 m langen Teilstrecke des Bauloses 15 des Dortmund-Ems-Kanals. Beide Versuchsstrecken sind Wasserstraßenabschnitte mit geringem Gefahrenpotential. Die Dichtung wurde besonders überwacht und kontrolliert, so dass hierzu erste Erfahrungen vorliegen.

Bild 4: Verlegung der GTD

Die Geosynthetischen Tondichtungsbahnen bestehen aus zwei Lagen Geokunststoffen, zwischen denen eine Schicht Bentonit, meist Natrium-Bentonit, das zu über 75 % aus dem besonders quellfähigen Tonmineral Montmorillonit besteht, eingeschlossen ist. Sie werden in Bahnen mit einer Breite von 4,85 m fabrikmäßig vorgefertigt und auf Rollen auf die Baustelle geliefert. Die Verlegung erfolgt quer zum Kanal mit seitlichen Überlappungen der einzelnen Bahnen von mindestens 50 cm. Die in Kanalachse befindliche Längsüberlappung bei jeweils halbseitigem Einbau in der Wasserstraße beträgt mindestens 1 m. Die Anschlüsse an Bauwerke werden wie bei Tondichtungen hergestellt. Die GTD ist sehr flexibel und kann sich dementsprechend auftretenden Untergrundverformungen gut anpassen. Wie bei der Tondichtung ist eine Schutzschicht gegen Frosteinfluss und Bewurzelung erforderlich.

Die geringe Dichtungsschichtdicke von nur 1 cm hat gegenüber der Tondichtung den Vorteil, dass weniger Aushub erforderlich wird. Allerdings ist die GTD dementsprechend auch empfindlicher gegenüber direkter mechanischer Beanspruchung - zumal sie im bereits gequollenen Zustand mit Wasserbausteinen beschüttet wird. Als erster Schutz und gleichzeitig als Beschwerung der Matten beim Verlegen hat sich eine spezielle Sandmatte bewährt, die mit der GTD zusammen verlegt wird.

Die heute in der Wasserstraße eingesetzten Dichtungsbahnen (BFG 5000 und BZ-13B) der Fa. Naue GmbH & Co. KG besitzen einen Durchlässigkeitsbeiwert von maximal $5 \circ 10^{-11}$ m/s. Damit erfüllen die GTD im Ausgangszustand die Anforderungen nach ZTV-W, LB 210 [2] und sind mit einer Schichtdicke von 1 cm einer 20 cm dicken Tondichtung mit einem k-Wert von $1 \circ 10^{-9}$ m/s hydraulisch gleichwertig bei ansonsten gleichen Randbedingungen. Innerhalb von 2 bis 3 Jahren ist bei der Verwendung von Natriumbentonit in der GTD aufgrund des Ionenenaustausches eine k-Wert-Erhöhung von bis zu einer Zehnerpotenz möglich. Erfahrungen mit verlegten GTD haben außerdem gezeigt, dass in der Dichtung lokal Bereiche mit erhöhten Durchlässigkeiten durch ein Verquetschen von Bentonit entstehen können - infolge der punktuellen Belastung durch die Wasserbausteine, die direkt auf die Bentnoit-Sandmatte aufgebracht werden. Die Anforderungen der ZTV-W [2] an den k-Wert werden dadurch langfristig gerade erfüllt. Reserven wie bei Tondichtungen infolge ihrer in der Regel unter dem Grenzwert von $1 \circ 10^{-9}$ m/s liegenden Durchlässigkeitsbeiwerte sind dadurch nicht vorhanden.

Wie bei allen anderen Dichtungen mit Fugen bzw. Überlappungen sind diese auch hier die besonders kritischen Bereiche. Um eine Wasserwegigkeit in der Geotextilebene zu vermeiden, werden beim heute üblichen Unterwassereinbau Vliese mit bereits werkseitig eingestreutem und mit den Fasern vernadeltem Bentonit verwendet, die aufeinandergelegt eine den Anforderungen entsprechende geringe Durchlässigkeit garantieren. Oder es wird ein Gewebe, das von vornherein keine Durchlässigkeit in seiner Ebene besitzt, mit einem getränkten Vlies kombiniert. Zusätzliche Sicherheiten sind durch die großen Überlappungsbreiten von mindestens 50 cm gegeben, die bei den in der Regel nur wenig überlappenden oder auf Stoß verlegten Tondichtungen nicht vorhanden sind. Allerdings dürfen in den Überlappungsbereichen keine Falten auftreten.

An die Einbautechnologie und die Gerätschaften sind besondere Anforderungen zu stellen, um ein qualitätsgerechtes Verlegen der GTD unter Wasser bei laufender Schifffahrt zu garantieren. Unbedingt ist eine sichere, durchgehend feste Führung der GTD erforderlich, um Faltenbildung auszuschließen. Eine Korrektur der einzelnen Bahnen während der Verlegung ist nicht zulässig. Wichtig ist außerdem, dass kein rolliges Material wie beispielsweise Sande oder Kiese dauerhaft in den Überlappungsbereichen verbleibt (weitere Anforde-

rungen siehe [1]). Insgesamt muss das Einbauverfahren auf die gegenüber mechanischer Beanspruchung empfindlichen Dichtungsmatten abgestimmt sein, um Beschädigungen der Dichtung beim Einbau auszuschließen. Im Vorfeld jeder Baumaßnahme sollte nachgewiesen werden, dass die punktuelle Belastung durch die als Schutzschicht vorgesehenen Wasserbausteine nicht zum Verquetschen von Bentonit bzw. zur Beschädigung der umschließenden Geotextilien führt. Besondere Anforderungen sind an die Bauüberwachung zu stellen.

Die Erfahrungen aus dem Bereich der Ausweichstelle Eberswalde zeigen, dass ein qualitätsgerechter Einbau der GTD unter Wasser bei Aufrechterhaltung der Schifffahrt möglich ist. Die Erfahrungen beim Einbau in der zweiten Versuchsstrecke am DEK zeigen aber auch, dass im Vorfeld jeder neuen Baumaßnahme das angebotene Verlegeverfahren sehr genau geprüft werden muss, ob es einen qualitätsgerechten Einbau ermöglicht. Bei Baubeginn ist eine Eignungsprüfung durchzuführen. Für die vorgesehene GTD muss ein Grundprüfungszeugnis für die Anwendung im Verkehrswasserbau vorliegen.

Aufgrund zu geringer Reserven hinsichtlich der nach ZTV-W [2] maximal zulässigen Durchlässigkeit ist eine Anwendung der GTD in der jetzigen Ausführung nur in risikoarmen Strecken möglich (Dammstrecken, in denen der Kanalwasserspiegel maximal 2 m über dem angrenzenden Gelände liegt). Um den Anwendungsbereich zu erweitern, sollte das Dichtungssystem in seiner Gesamtheit einschließlich der Einbautechnologie weiter optimiert werden. Beim Aufbau und Einbau der Dichtung und der Schutzschichten muss berücksichtigt werden, dass die GTD aufgrund der geringen Schichtdicke sehr empfindlich gegenüber mechanischen Beanspruchungen ist.

4.3 Dauerplastischer Dichtungsbelag aus Zement, Ton und Zuschlägen

Als dauerplastische Dichtung aus Zement, Ton und Zuschlägen ist gegenwärtig nur das “Colcredur” - angeboten von der Fa. Colcrete aus Essen - auf dem Markt. Es ist ein Gemisch aus Sand, Compound und Wasser, das in hochtourigen Mischern aufbereitet wird (Bild 5). Das Compound besteht aus Tonmineralen, Zement und Zusatzstoffen, es wird fertig gemischt geliefert, die genaue Zusammensetzung wird vom Hersteller festgelegt. Bei richtigem Mischungsverhältnis härtet Colcredur nicht aus, sondern bildet als dauerplastische Dichtungsschicht eine Weichdichtung. Eine ausreichende Erosionsbeständigkeit des Materials wird durch kolloidale Aufbereitung erreicht. Nach dem Einbau im städtischen Hafen Hildesheim mit einer Schichtdicke von 60 cm wurde es erstmals 1997/98 in der WSV als Dichtungskeil im Anschlussbereich der Sohle an die Uferspundwand im Bereich der Ausweichstelle Eberswalde eingesetzt [3]. Ein erster Einsatz als großflächige Sohldichtung erfolgte 2004 in einem etwa 200 m langen Abschnitt der Havel-Oder-Wasserstraße, ein weiterer Einsatz in einer begrenzten Fläche im Bereich der Schleuse Uelzen.

Eingebaut werden kann Colcredur wie Vergussmörtel. Das ist dementsprechend auch auf schmalen, begrenzten Flächen möglich. Es entsteht eine fugenlose Dichtung. Aufgrund der Fließfähigkeit des Materials ist die Herstellung der Anschlüsse an Bauwerke unproblematisch, die konstruktive Ausbildung dieser Anschlüsse und sonstigen Anforderungen entsprechen denen für Tondichtungen. Auch bei Colcredur ist ein Schutz vor Frost und Bewurzelung erforderlich. Zwischen Colcredur und der Schutzschicht aus Wasserbausteinen wurde bisher ein Geotextil verwendet. Wie Versuche in der BAW gezeigt haben, kann auch ein mineralischer Filter angewendet werden. Die punktuelle Belastung durch die Wasserbausteine bei Verwendung eines Geotextils darf nicht zu Eindrückungen der Dichtungsschicht über die Hälfte der Schichtdicke hinaus führen. Aufgrund der geforderten Erosionsbeständigkeit ist wie bei Ton eine Selbstheilung von kleineren Leckagen nur durch Kriechvorgänge oder den Eintrag von Schwebstoffen aus dem Wasser möglich.

Colcredur besitzt einen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \circ 10^{-9}$ m/s bis $1 \circ 10^{-10}$ m/s und liegt damit im zulässigen Bereich nach ZTV-W. Es wird dementsprechend in der Regel in Stärken von 20 bzw. 30 cm wie Ton eingebaut. Reserven hinsichtlich der Durchlässigkeit in dem Maße wie beim Ton sind nicht vorhanden. Das Mischungsverhältnis der einzelnen Komponenten des Colcredurs entscheidet in starkem Maße über die Flexibilität der fertigen Dichtung. Wird die Mischung zu spröde, ist verstärkte Rissbildung zu erwarten und dementsprechend auch Probleme im Anschlussbereich an Bauwerke oder bei größeren Verformungen des Untergrundes.

Bild 5: Colcredur im Biegeversuch

Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass das Dichtungsmaterial “Colcredur” im Vorfeld und während der Baumaßnahme sehr sorgfältig auf seine Eigenschaften - insbesondere hinsichtlich einer ausreichenden Flexibilität - geprüft werden muss, um letztendlich eine qualitätsgerechte Dichtung herzustellen, die alle Anforderungen nach ZTV-W erfüllt. Das vorgesehene Material muss ein Grundprüfungszeugnis besitzen. Da das Material im Böschungsbereich hangabwärts kriecht, ist die Anwendung bisher auf den Sohlbereich beschränkt.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Kanaldichtungen haben neben der Begrenzung der Wasserverluste eine entscheidende Bedeutung für die Standsicherheit der Bauwerke an der Wasserstraße - Massivbauwerke und Erdbauwerke. Sie müssen dementsprechend dauerhaft zuverlässig wirken. Große Schadensfälle infolge des Versagens der Dichtung wie 1976 am Elbe-Seiten-Kanal und 1979 am Main-Donau-Kanal zeigen die möglichen katastrophalen Folgen. Gleichzeitig wurde dabei deutlich, dass gerade die konstruktive Ausbildung und Herstellung der Anschlüs-

se und Fugen eine große Bedeutung für die zuverlässige Wirksamkeit der gesamten Dichtung haben. Das bedeutet, dass die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Kanaldichtungen insgesamt sehr sorgfältig erfolgen muss.

Die Entwicklung neuer Verfahren, aber auch die Weiterentwicklung bewährter Verfahren können zu einfacheren Bauweisen und finanziellen Einsparungen führen und nicht zuletzt den Wettbewerb unter den Anbietern beleben. Neue Dichtungssysteme - neue Dichtungsmaterialien oder neue Verfahren der Dichtungsherstellung - müssen jedoch vor dem Einsatz sorgfältig auf ihre Anwendbarkeit unter den besonderen Bedingungen der Wasserstraße geprüft werden. Eine solche Prüfung gehört zu den grundsätzlichen Aufgaben der Bundesanstalt für Wasserbau. Die Basis für eine fachgerechte Beurteilung neuer Dichtungssysteme bilden langjährige Erfahrungen beim Bau und der Unterhaltung von Wasserstraßen, verbunden mit einer objektiven Betrachtungsweise.

Nach dem Nachweis einer grundsätzlichen Eignung müssen die Verfahren in Versuchsstrecken (Pilotprojekten) getestet werden. Dabei ist eine sorgfältige Überwachung während der Baumaßnahme erforderlich. Außerdem muss die Wirksamkeit der neuen Dichtung nach Herstellung und längerfristig unter den Bedingungen der Schifffahrt messtechnisch kontrolliert werden. Erst nach Vorliegen ausreichender Langzeiterfahrungen kann ein Verfahren allgemein technisch anerkannt und dementsprechend für die Wasserstraße zugelassen werden.

Literatur

[1] Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen, Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 85 (2002)

[2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210), Ausgabe 2000

[3] FLEISCHER, SCHREIER: „Einsatz von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen als Kanaldichtung“, Binnenschifffahrt 19, 1998

[4] FLEISCHER, HEIBAUM: „Unterwassereinbau von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen“, 6. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, München März 1999

[5] FLEISCHER, SCHREIER: „Erste Langzeiterfahrungen mit Geosynthetische Tondichtungsbahnen als Kanaldichtung in der WSV“, Binnenschifffahrt 11, 2001

Verfasser

Dipl.-Ing. Petra Fleischer
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3570
E-Mail: petra.fleischer@baw.de

Dr.-Ing. Jan Kayser
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3100
E-Mail: jan.kayser@baw.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Wirksamkeit von Kornfiltern unter instationären Strömungsbedingungen

Dr.-Ing. Tilmann Holfelder
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Stefan Hoch
Universität Karlsruhe (TH), Institut für Boden- und Felsmechanik, Karlsruhe

1. Einleitung

Die Böschungen und Gewässersohlen der Schifffahrtskanäle und Flüsse müssen gegen zahlreiche hydraulische Einwirkungen geschützt werden. Als Böschungs- bzw. Sohlensicherung wird je nach den lokalen Gegebenheiten eine durchlässige oder dichte Auskleidung des Gewässers ausgeführt, das so genannte Deckwerk. Ein dichtes Deckwerk verhindert den Wasseraustausch zwischen Wasserstraße und Untergrund durch eine dichte Deckschicht oder ein Weichdichtung. Ein durchlässiges Deckwerk ermöglicht im Gegensatz dazu den ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und Wasserstraße. Es besteht meist aus einer Deckschicht aus Wasserbausteinen und einem darunter liegenden geotextilen oder mineralischen Filter, welcher die Filterstabilität zwischen Untergrund und Deckschicht gewährleisten muss (s. Bild 1).

Die durchlässigen Deckwerke sind in der Regel einerseits einer stationären Strömungsbelastung durch einen Unterschied zwischen Grundwasser- und Kanalwasserstand ausgesetzt. Andererseits resultieren aus dem bei der Vorbeifahrt eines Schiffes hervorgerufenen schnellen Absunk wiederholt zusätzliche kurzzeitige dynamische Druckänderungen (Bild 2). Diese können im anstehenden Boden insbesondere direkt unter dem Filter kurzzeitig zu großen Porenwasserüberdrücken und hohen hydraulischen Gradienten führen. Die Ursache hierfür ist in fein verteiltem Gas zu sehen, welches das Porenwasser auch im permanent überstauten Bereich enthält. Schon geringe Gasanteile von weniger als 1% verändern vor allem die Kompressibilität der Porenwassers signifikant. Die Entstehung und Ermittlung des Porenwasserüberdruckes wird im nächsten Kapitel erläutert.

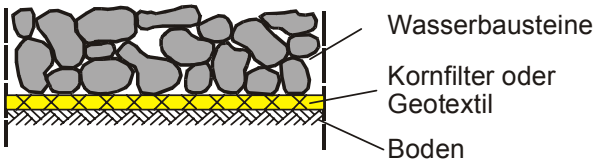


Bild 1: Aufbau von durchlässigen Deckwerken an Kanälen

Für die Bemessung der Filter der Deckwerke wird vorwiegend auf geometrische und hydraulische Bemessungskriterien zurückgegriffen, die auf statischen Belastungsansätzen beruhen und für geringe hydraulische Gradienten (i < 9) entwickelt wurden. Für die deutschen Kanäle erfolgt die Bemessung der Filter nach den Angaben des Merkblattes der BAW „Anwendung von Kornfiltern an Wasserstrassen“ (MAK) [3] und dem darin verwendeten Ansatz nach Cistin/Ziems [4]. Hierbei ist jedoch noch weitgehend offen, inwieweit der Einfluss aus dynamischen Belastungen in den bestehenden Kriterien berücksichtigt werden muss oder ob vollkommen neu zu definierende Bemessungskonzepte für die geschilderte Fragestellung erforderlich sind. Sind die vorhandenen Filterkriterien für diese Randbedingungen nicht ausreichend, so kann es durch einen unplanmäßigen Materialtransport unter Umständen zu erheblichen Bodendeformationen kommen. Vor diesem Hintergrund wurden an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bereits seit einigen Jahren Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Strömungsvorgänge auf Bodendeformationen durchgeführt [5] [6], an welche die hier dargestellten Forschungsergebnisse anknüpfen.

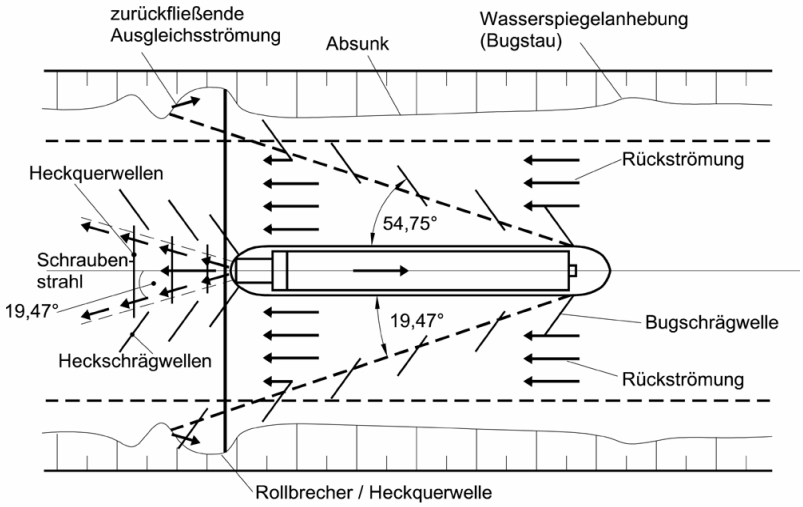


Bild 2: Belastungen auf Böschung und Gewässersohle durch die Schifffahrt [1]

Dieser Beitrag stellt zunächst die Entstehung der Porenwasserüberdrücke und ihre Auswirkungen auf die Filterbemessung dar. Im nächsten Abschnitt werden die durchgeführten Laborversuche vorgestellt und anschließend die wesentlichen Ergebnisse erläutert.

2 Entstehung von Porenwasserüberdrücken im 3-Phasen Modell durch den schnellen Wasserspiegelabsunk

2.1 Ursache des Porenwasserüberdruckes durch den schnellen Wasserspiegelabsunk

Der Porenraum im Boden unterhalb des Grundwasserspiegels wird in der Regel als vollständig wassergesättigt mit der flüssigen (Wasser) und festen Phase (Boden) angesehen. Besteht ein unmittelbarer hydraulischer Kontakt zwischen Gewässer und Porenwasser, so müsste eine Wasserspiegeländerung im Gewässer, wie sie z.B. durch eine Welle hervorgerufen wird, eine unmittelbare Druckänderung im Porenwasser bewirken,

da das vollständig gesättigte Porenwasser inkompressibel ist.

Bei Naturmessungen konnte jedoch ein gedämpfte Druckreaktion beobachtet werden [2]. Die Ursache hierfür sind im natürlichen Porenwasser eingeschlossene, mikroskopisch kleine Gasblasen, die sowohl aus Luft als auch aus Gasen von bakteriellen Abbauprozessen bestehen können. Hierdurch verändert sich das physikalische Verhalten von Wasser schon ab einem Gasanteil von 1 % erheblich, da nun die Eigenschaften der dritten gasförmigen Phase mit berücksichtigt werden müssen.

Maßgeblich wird zum Einen das Gesetz von Boyle-Mariotte, welches aussagt, dass das Produkt aus Gasdruck und Gasvolumen eines idealen Gases bei isothermen Randbedingungen konstant ist. D.h. bei einem Druckabfall, wie er z.B. bei einem Wasserspiegelabsunk stattfindet, dehnt sich das Gas aus. Zum Anderen muss das Gesetz von Henry berücksichtigt werden, welches die Löslichkeit eines Gases in einer Flüssigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Druck beschreibt. Bei konstanter Temperatur reduziert sich bei einem geringer werdenden Druck die gelöste Gasmenge, d.h. bei einem Wasserspiegelabsunk wird ebenfalls Gas frei. Die Konsequenz daraus ist, dass das Porenwasser nicht mehr als ideale, inkompressible Flüssigkeit betrachtet werden kann, sondern als Gas-Wassergemisch eine deutlich höhere Kompressibilität hat.

Betrachtet man nun eine Bodenpore, die eine kleine Gasblase enthält, so will sich diese Gasblase bei einer Druckreduktion im Porenwasser ausdehnen. Die Ausdehnung der Gasblase wiederum bewirkt eine Verdrängung von Porenwasser aus der Bodenpore (s. Bild 3). Deshalb ist der Druckausgleich im Porenwasser stets mit einem Massentransport verbunden, d.h. einer zum geringeren Druckpotenzial gerichteten Porenwasserströmung. Aufgrund der Wechselwirkung zwischen dem Massentransport und dem Druckpotenzial sind diese Strömungsvorgänge stark instationär.

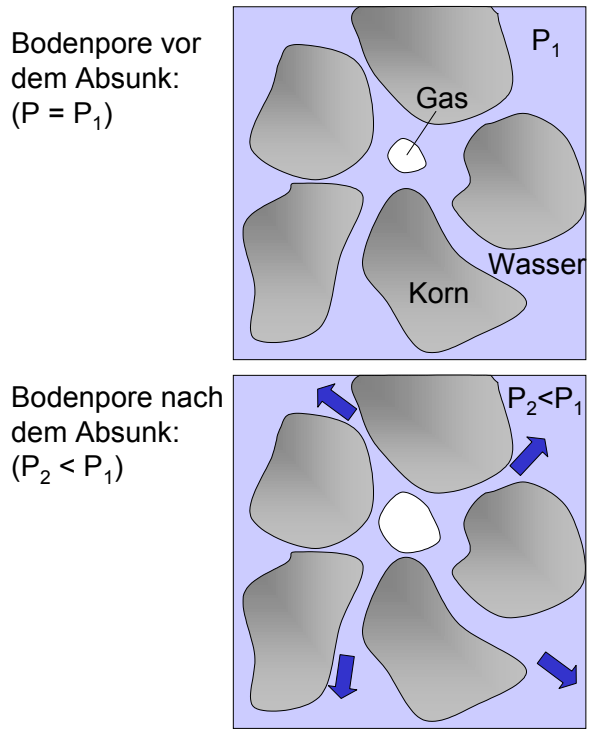


Bild 3: Entstehung des Porenwasserüberdruckes

Die Volumenausdehnungsgeschwindigkeit der Gasblase ist nach Boyle-Mariotte direkt proportional zur Druckänderungsgeschwindigkeit. Dementsprechend muss der Wassertransport aus der Pore mindestens der Druckänderungsgeschwindigkeit entsprechen, um einen Porenwasserüberdruck zu vermeiden. Ist die Druckänderungsgeschwindigkeit v_{za} (v_{za} = Absunk z_a/ Absunkzeit t_a) also höher als die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens ($v_{za} \geq k$), entsteht ein Porenwasserüberdruck (s. Bild 4). Der Porenwasserüberdruck ist der über den hydrostatischen Porenwasserdruck hinausgehende Wasserdruck in den Poren eines Erdstoffes. Die Entstehung des Porenwasserüberdrucks ist in hohem Maße instationär, d.h. die maximalen Drücke treten räumlich und zeitlich nur sehr kurz auf.

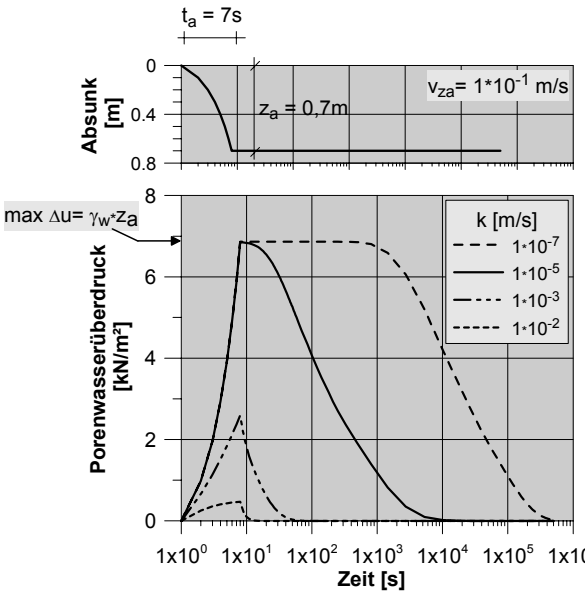


Bild 4: Abhängigkeit des Porenwasserüberdruckes von der hydraulischen Durchlässigkeit des Bodens

2.2 Größe und Verlauf des Porenwasserüberdrucks

Die Größe und der Verlauf des Porenwasserüberdrucks infolge eines schnellen Wasserspiegelabsunkes werden im Wesentlichen vom Absunk z_a und von der Absunkzeit t_a (s. Bild 4) sowie von der Durchlässigkeit des Bodens k und der Kompressibilität des Wasser-Boden-Gemisches (inkl. Gasanteil) im Bereich direkt unter dem Filter bestimmt.

Der Porenwasserüberdruck nimmt im Boden mit der Tiefe z reziprok exponentiell zu und nähert sich maximal asymptotisch an den Wasserdruck aus dem maximalen Wasserspiegelabsunk z_a an (max $\Delta u = \gamma_w * z_{a;}$, Bild 5, oben). In gering durchlässigen Böden entsteht der maximale Porenwasserüberdruck in geringer Tiefe z von wenigen Zentimetern, dementsprechend können die hydraulischen Gradienten $i = \Delta u/\Delta z$ dort auch sehr groß werden (Bild 5, unten). Dieser Fall ist für die Untersuchung der Wirksamkeit der Kornfilter besonders relevant, da dann die Grenzen der Gültigkeit der vorhandenen Filterkriterien überschritten werden. Durch die häufig wiederkehrende Belastung des Filters an der

Grenzschicht kann so bei nicht kohäsiven Böden ein Materialtransport in den Filter hinein hervorgerufen werden, welcher zu einem Versagen des Filters führen könnte. Bindige Böden mit geringer Kohäsion sind hiervon in der Regel nicht betroffen.

Bei den an den Wasserstraßen üblichen Wassertiefen von 4 m bis 10 m sind Sättigungsgrade zwischen 80 % und 99 % häufig anzutreffen. Die Bestimmung des tatsächlichen Gasgehaltes im Boden ist ausgesprochen schwierig. Bisher ist keine direkte Bestimmungsmethode bekannt und eine indirekte Bestimmung, z.B. durch Messung der Kompressibilität des Porenwassers im

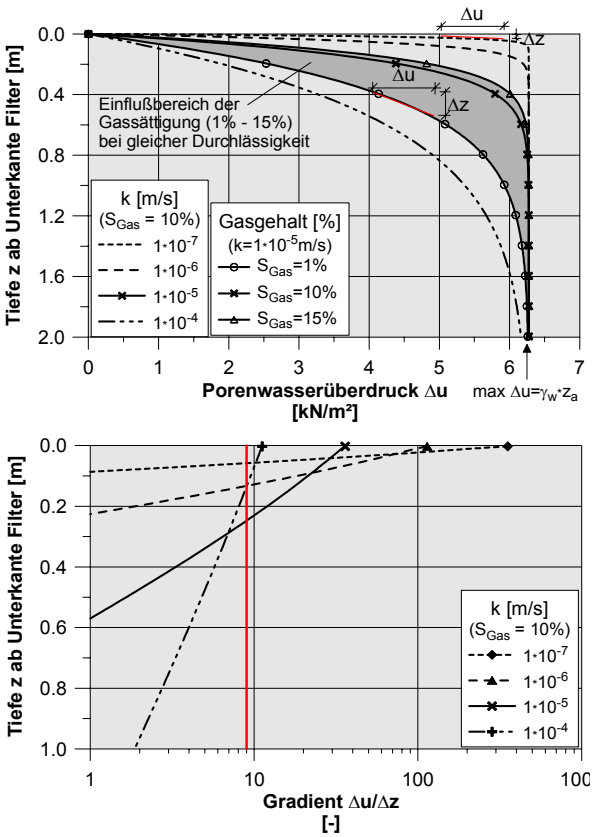


Bild 5: Beispiel eines Verlaufes des maximalen Porenwasserüberdruckes bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten und Gasgehalten und der daraus resultierenden Gradienten $i = \Delta u / \Delta z$

Triaxialgerät bedarf einer Probenentnahme, bei der eine Störung der Probe nahezu nicht zu vermeiden ist. Wie die Ergebnisse numerischer Berechnungen zeigen (Bild 5, oben), ist der Einfluss des Gasanteils auf den Porenwasserüberdruck letztlich nicht größer als der Fehler, der durch eine ungenaue Abschätzung der hydraulischen Durchlässigkeit um eine Zehnerpotenz entsteht. Aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes ist der Durchlässigkeitsbeiwert häufig mit Ungenauigkeiten in dieser Größenordnung belegt. Der tatsächliche Gasgehalt im Boden ist demgegenüber nicht so entscheidend.

3. Laborversuche

3.1 Zielstellung

Erste Untersuchungen zu den Porenwasserdruckverhältnissen an der Grenze zwischen Filter und Untergrund wurden mit einer in der BAW entwickelten Versuchsanlage zur Simulation von Wechseldurchströmungen durchgeführt und veröffentlicht [5]. Im Vorlauf zu weiteren Versuchen in der Wechseldurchströmungsanlage (WDA) wurden mit zwei weiteren Versuchsanlagen Untersuchungen im Hinblick auf unterschiedliche Fragestellungen durchgeführt.

- An dem Versuchsstand „Filterversuchsanlage“ (FVA) wurden stationäre Filterversuche bei hohen hydraulischen Gradienten durchgeführt, um den Einfluss des Gradienten auf das Erosionsverhalten zu untersuchen.

- An der „Druckwechselversuchsanlage“ (DWA) wurden vereinfachte Filterversuche unter dynamischen Druckbelastungen durchgeführt, die den Sunk- und Schwallwellen bei einer Schiffsvorbeifahrt nachempfunden sind. Die Probe unterlag hierbei keiner Grundströmung.

Die Zielstellung der Versuche bestand in der Klärung der Fragestellung, ob die in einer Filter-Basis-Kombination stattfindenden erosiven Vorgänge vorrangig durch einen hohen hydraulischen Gradienten oder durch dynamische Belastungen bestimmt werden. Des weiteren sollte eine Datengrundlage geschaffen werden für die Fragestellung, ob im Hinblick auf eine dynamische Belastung bestehende geometrische Filterkriterien, wie z.B. die von Terzaghi [8] oder Cistin/Ziems [9], auch bei hohen hydraulischen Gradienten (stationärer Zustand) Gültigkeit besitzen. Das hierfür konzipierte Untersuchungsprogramm sowie die eingesetzten Versuchsanlagen werden nachfolgend näher beschrieben.

3.2 Untersuchte Materialkombinationen

Die Auswahl der Korngrößenverteilungen der untersuchten Filter-Basis-Kombinationen orientiert sich an den zweistufigen Standardfiltern nach MAK ([3], vgl. auch Körnungsbänder in Bild 6). In den unterschiedlichen Filter-Basis-Kombinationen wurde unter Variation des Filters jeweils das gleiche Basismaterial verwendet.

Im ersten Versuch wurde zur gewählten Basis das Filterverhalten zu Filter 1 untersucht. Gemäß dem Filterkriterium nach Terzaghi ergibt sich für $d_{15,Filter}/d_{85,Basis}$ ein Wert von 1,8 < 4 und weist damit Filterstabilität auf. In Versuch 2 wurde Filter 2 so gewählt, dass das Filterkriterium $d_{15,Filter}/d_{85,Basis} = 4$ nach Terzaghi erfüllt ist.

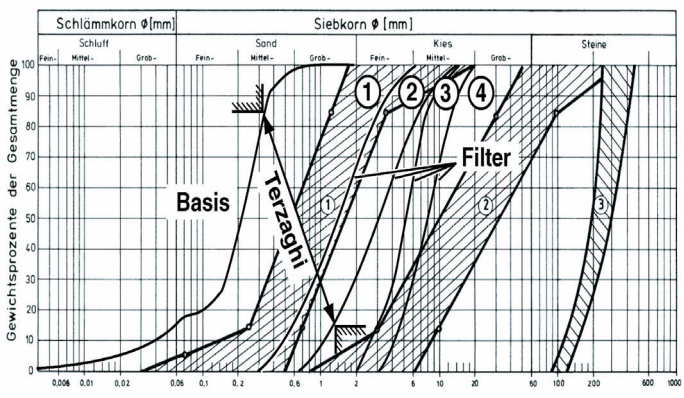


Bild 6: Korngrößenverteilungen der untersuchten Böden im Vergleich mit den Körnungsbändern der Filterstufen 1 und 2 des Zwei-Stufen-Filters nach MAK [3] und den Wasserbausteinen der Klasse II/III (Körnungsband 3)

Unter Berücksichtigung von Filter 3 resultiert für das Filterkriterium nach Terzaghi $d_{15,Filter}/d_{85,Basis} = 9$. Diese Materialkombination wurde gewählt, da nach Sherard et al. [7] für $d_{15,Filter}/d_{85,Basis} = 9$ die Verhältnisse im Hinblick auf Materialbewegung grenzwertig werden. Die vierte Filter-Basis-Kombination mit Filter 4 besitzt keine Filterstabilität ($d_{15,Filter}/d_{85,Basis} = 13 > 4$). Sie stellt somit einen Extremfall dar.

3.3 Untersuchungen mit der Filterversuchsanlage (FVA)

In der Filterversuchsanlage wird eine Filter-Basis-Kombination als repräsentativer Ausschnitt des Unterbaus eines Deckwerks hydraulischen Belastungen ausgesetzt. Bild 7 zeigt eine schematische Darstellung der FVA. Wesentlich ist hier, dass mittels Druckluft eine Potenzialdifferenz zwischen zwei Wasservorratsbehältern erzeugt werden kann, wodurch eine Durchströmung der Probe in Richtung der Schwerkraft realisiert wird. Zur Erfassung des Potenzialabbaus innerhalb der zylindrischen Probe (h/d = 65 cm/15 cm) sind insgesamt 10 Piezometerschläuche im Probeninneren angeordnet. Die oben aufliegende Basis besaß in allen Versuchen eine Stärke von 12,3 cm. Darunter wurde das Filtermaterial angeordnet. Die Grenzfläche zwischen beiden Schichten dient in den grafischen Darstellungen der Messergebnisse als Bezugsniveau.

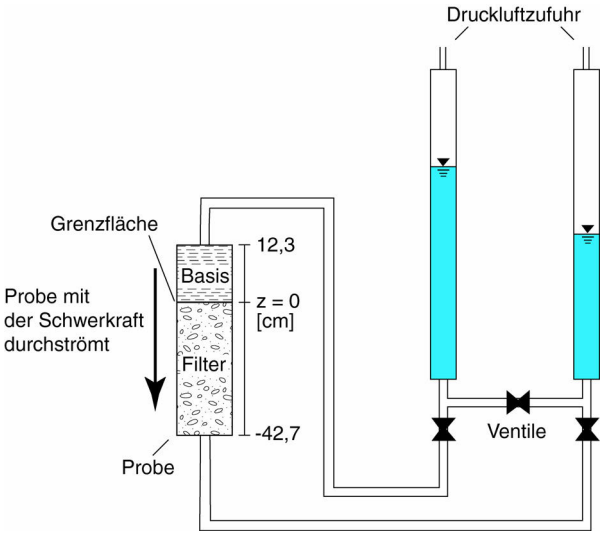


Bild 7: Schematische Darstellung der FVA

Der Einbau und Ablauf der Versuchsdurchführung war bei allen Versuchen identisch. Während eines Versuchs wurden die Proben mit jeweils drei unterschiedlichen Druckdifferenzen in ansteigender Reihenfolge belastet.

Versuch	$d_{15,F}/d_{85,B}$	$i_{m,B}$ [-]	γ_B [kN/m³]	γ_F [kN/m³]	n_B [-]
VF1	1,8	20, 40, 60	16,0	17,5	0,40
VF2	4		15,7	16,9	0,41
VF3	9		15,6	16,8	0,41
VF4	13		15,6	16,8	0,41

Tabelle 1: Durchgeführte Versuche an der FVA

Diese wurden so gewählt, dass sich in der Basis ein mittlerer Gradient von $i_{m,B}$ = 20, 40 und 60 einstellte. Die wichtigsten Kenngrößen der vier Versuche sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Während der Versuche VF1 und VF2 stellte sich bei allen Belastungsstufen ein quasi linearer Potenzialabbau über die Höhe der Basis ein. Im Filtermaterial fand kein Potenzialabbau statt.

Für Versuch VF3 ist die Potenzialverteilung entlang der Probe für die unterschiedlichen Belastungszustände in Bild 8 dargestellt. Man erkennt, dass bei einem mittleren Gradienten von $i_{m,B}$ = 20 der Potenzialabbau noch vollständig in der Basis stattfand. Bei $i_{m,B}$ = 40 und $i_{m,B}$ = 60 hingegen wurden ca. 20 % des Gesamtpotenzials erst unterhalb der Grenzfläche im Filter abgebaut.

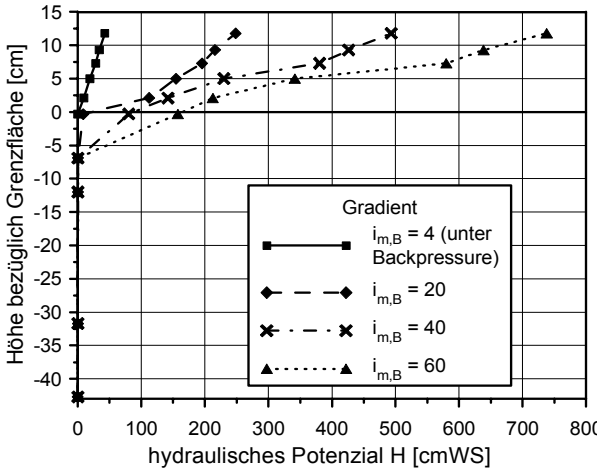


Bild 8: Potenzialverteilungen in Versuch VF3 bei unterschiedlichen Belastungszuständen

Nach Versuchsende wurde die Probe jeweils schichtweise ausgebaut sowie eine Anzahl von Siebanalysen durchgeführt. Das entsprechende Ergebnis für VF3 ist in Bild 9 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass bis zu einer Tiefe von z = -4,8 cm unterhalb der Grenzfläche eine Zunahme von Feinmaterial aus der Basis im Filtermaterial zu verzeichnen war. Demnach bildete sich ein Filterkuchen aus. Ein weiteres Anzeichen für Kornumlagerung ist eine Setzung der Basis um 5 mm während des Versuchs. Im Gegensatz dazu fanden bei den Versuchen VF1 und VF2 keine Setzungen statt.

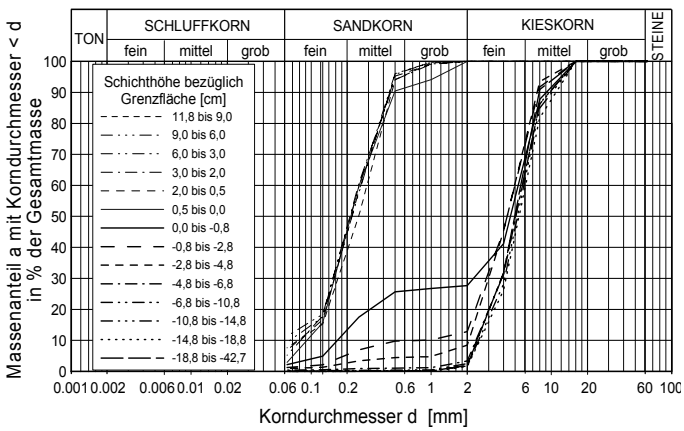


Bild 9: Schichtweise ermittelte Korngrößenverteilungen nach abgeschlossenem Filterversuch VF3

Der Versuch VF4 hielt der aufgegebenen Belastung nicht stand. Bis Versuchsende (i = 60) steigerte sich hier der Potenzialabbau im Filter auf 80 %. Die Hälfte des Basismaterial hatte sich über den gesamten Filter verteilt bzw. in einen darunter angeordneten Sandfang umgelagert.

Eine vergleichende Beurteilung der durchgeführten Versuche bezieht sich an dieser Stelle vor allem auf die Frage, ob und wie ein Versagen des Filters aufgetreten ist. Dabei hielten die Filter bei den Versuchen VF1 und VF2 mit einem Abstandsverhältnis $d_{15,Filter}/d_{85,Basis}$ = 1,8 bzw. 4 den Belastungen einer stationären Durchströmung mit Gradienten bis i = 60 stand. Bei einem Abstandsverhältnis von 13 versagte der Filter wie beschrieben. Bei einem Abstandsverhältnis von 9 hielt der Filter durch eine Blockierung des Basismaterials im Filter den Belastungen stand.

Das zuvor beschriebene Ergebnis wird durch Bild 10 bestätigt. Das Diagramm zeigt den über die Probenhöhe aufgetragenen Fraktionsanteil mit d < 0,125 mm der schichtweise ausgebauten Proben. Da der kleinste Korndurchmesser des feinen Filters 1 etwa 0,3 mm beträgt (vgl. Bild 6), sollte entlang der Probenhöhe im Bereich des Filtermaterials (für z < 0) kein Fraktionsanteil mit d < 0,125 mm vorhanden sein. Diese im Filter gefundenen Fraktionsanteile müssen daher aus der darüber liegenden Basis stammen.

Wie aus Bild 10 ersichtlich wird, weisen die beiden Versuche VF1 und VF2, die beide ein Abstandsverhältnis bis 4 besitzen, in der Tat keinen Fraktionsanteil mit d < 0,125 mm im Bereich des Filters auf. Für Versuch VF4 mit einem Abstandsverhältnis von 13 hingegen besitzt der Filter über die gesamte Höhe einen Mindestanteil von Körnern mit d < 0,125 mm von fast zwei Gew.-%. Die Blockierung des Filters mit Basismaterial im Versuch VF3 zeigt sich in Bild 10 besonders deutlich. Ab einer Tiefe von *z* = -10 cm ist ein Fraktionsanteil mit Korngrößen von d < 0,125 mm - und somit die Existenz von Basismaterial - praktisch nicht mehr nachweisbar.

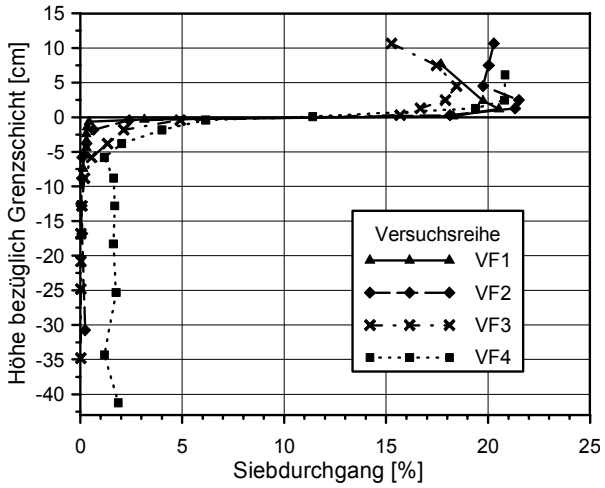


Bild 10: Über die Probenhöhe aufgetragener Fraktionsanteil d < 0,125 mm

Vor dem Hintergrund der beschriebenen Versuchsergebnisse wird ersichtlich, dass bei den verwendeten Materialien die herkömmlichen geometrischen Filterkriterien, wie z.B. das Filterkriterium von Terzaghi auch bei hohen stationären hydraulischen Gradienten von bis zu i = 60 Gültigkeit hat.

3.4 Untersuchungen mit der Druckwechselversuchsanlage (DWA)

Die DWA wurde mit dem Ziel errichtet, Bodenproben als repräsentativen Ausschnitt des Unterbaus eines Deckwerks - bestehend aus Filter und Basis - zyklischen Druckschwankungen auszusetzen, um somit Sunk- und Schwallwellen von Schiffsvorbeifahrten zu simulieren.

Die Simulation von Sunk und Schwall wurde durch zyklisch wechselnden Luftdruck oberhalb des Wasserspiegels erzeugt. Bild 11 zeigt den Probenbehälter als Systemskizze mit Positionen von Druckaufnehmern entlang der Probe (A, B, C und D) sowie von Druckaufnehmern an den Probenenden (oben und unten). Durch eine Plexiglaswandung der DWA war es möglich, eventuell stattfindende Erosionsvorgänge visuell mittels fotografischer Aufnahmen zu beobachten.

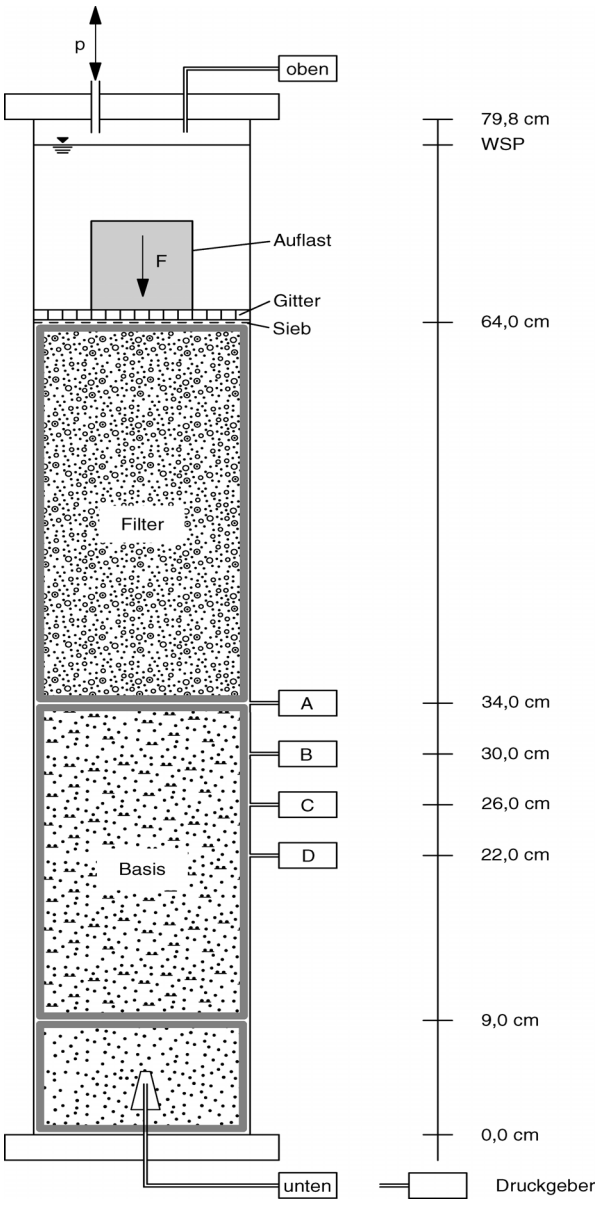


Bild 11: Probenbehälter der DWA mit Messpunkten zur Erfassung des hydraulischen Potenzial

Tabelle 2 zeigt die maßgebenden Parameter der durchgeführten Versuche. Ein Zyklus eines Lastwechsels dauerte 6 Minuten (Bild 12). Dabei wurde innerhalb von 5 Sekunden ein Luftdruck oberhalb der Probe von 100 cm WS aufgebracht und im Anschluss daran 3 Minuten lang gehalten. Nachfolgend wurde die Probe innerhalb von 5 Sekunden entlastet und dann wiederum 3 Minuten so belassen. Um eine Langzeitwirkung zu simulieren, wurde die Probe für eine Dauer von ca. 200 h mit insgesamt 2000 Lastzyklen belastet, Dies entspricht einem Belastungszeitraum für ein Uferdeckwerk von etwa 5 Jahren.

Versuch	Abstandsverhältnis $d_{15,Filter}$ / $d_{85,Basis}$	Belastung
VD1	1,8	2000 Lastwechsel je 100 cm WS
VD2	4	2000 Lastwechsel je 100 cm WS
VD4	13	2000 Lastwechsel je 100 cm WS

Tabelle 2: Durchgeführte Versuche an der DWA

Einen Einblick in die Versuchsergebnisse liefern Bild 12 bis Bild 15 für den Versuch VD4 und den 2000sten Lastzyklus. In Bild 12 ist über einen vollständigen Zyklus das Potenzial an den Messstellen dargestellt. Durch

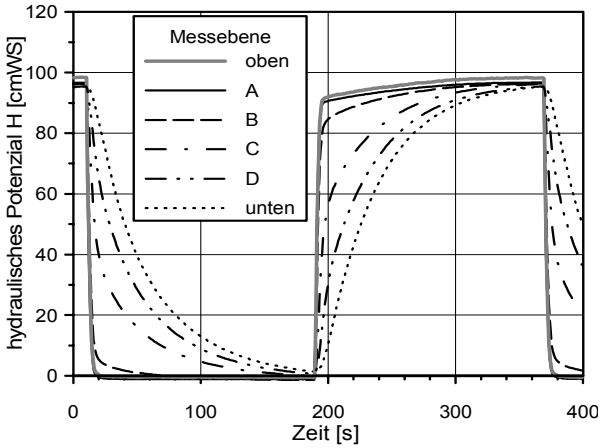


Bild 12: Zeitlicher Verlauf des hydraulischen Potenzials H [cm WS] oberhalb und unterhalb der Probe sowie an den Messstellen entlang der Probe nach 2000 Zyklen

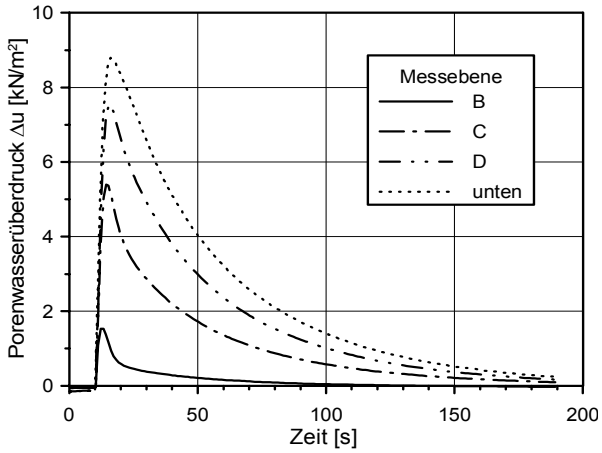


Bild 13: Zeitlicher Verlauf des Porenwasserüberdrucks Δu [kN/m²] an den Messstellen entlang der Probe nach 2000 Zyklen

das in den Poren vorhandene Gas tritt eine Dämpfung des Potenzialabbaus auf, da das Porenwasser als kompressible Flüssigkeit angesehen werden muss. Am unteren Ende des Probenbehälters wird die Potenzialänderung deutlich verzögert registriert, und erreicht erst nach etwa 3 Minuten etwa das am oberen Ende vorgegebene Potenzial, kurz bevor der nächste Druckwechsel stattfindet. In Bild 13 ist der Porenwasserüberdruck in der Basis als Differenz aus dem am Punkt A und den an den darunter liegenden Aufnehmern gemessenen Drücken dargestellt. Hieraus lässt sich auch der zeitliche Verlauf der hydraulischen Gradienten ermitteln, die in den unterschiedlichen Tiefen wirksam sind (Bild 14).

In Bild 15 wird für unterschiedliche Zeitzustände bezogen auf den Zeitpunkt der Druckentlastung der Potenzialverlauf über die Probenhöhe gezeigt.

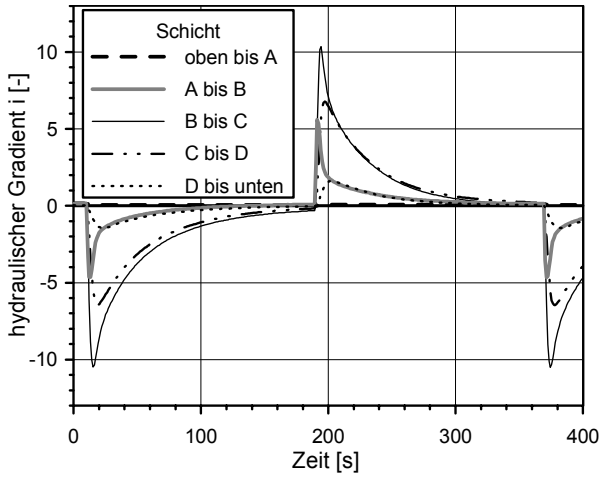


Bild 14: Zeitlicher Verlauf der hydraulischen Gradienten i [-] zwischen den einzelnen Messpunkten nach 2000 Zyklen

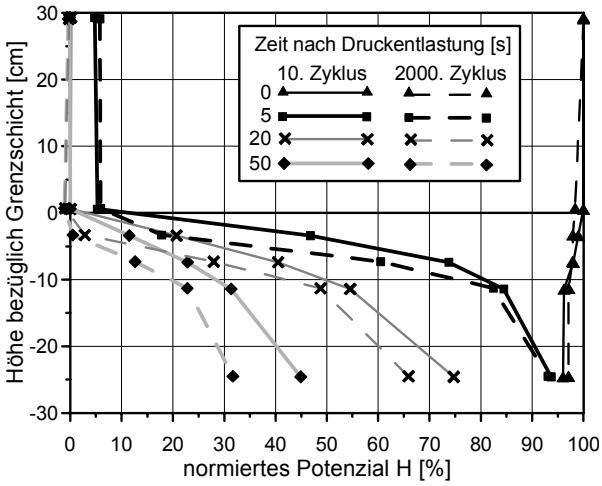


Bild 15: Potenzialverteilung entlang der Probe nach 10 und 2000 Zyklen zu unterschiedlichen Zeitpunkten

Ein vollständiges Versagen der Filter-Basis-Kombination wurde in keinem der Versuche beobachtet. Im Versuch VD4 wurde jedoch in den oberen 2 cm der Basis eine Durchmischung von Filter- und Basismaterial festgestellt. Hierdurch tritt der maximale hydraulische Gradient nach 2000 Lastzyklen nicht mehr wie zu Beginn des Versuches zwischen den Punkten A und B, sondern zwischen den Punkten B und C auf (s. Bild 14).

Bei gleichzeitiger Durchströmung des Gesamtsystems, hätte sich hieraus vermutlich ein Versagen des Filters ergeben.

Anhand der Ergebnisse konnte die Funktionstüchtigkeit der Druckwechselversuchsanlage nachgewiesen werden. In mittlerweile durchgeführten Versuchen mit feinerem Basismaterial (Schluff) und demzufolge stärkerer Systemdämpfung konnten auch hydraulische Gradienten bis i = 15 nachgewiesen werden.

Der Entstehung von Porenwasserüberdrücken bei einem schnellen Wasserspiegelabsunk durch den Einfluss von Luft in den Poren konnte mit der Versuchsanlage nachgewiesen werden.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Die vorgestellten Laborversuche zeigen, dass Filter-Basis-Kombinationen unter instationärer Durchströmung besonderen Mechanismen ausgesetzt sind, die zu Bodenumlagerungen führen können. Die Filterversuche mit hohen stationären hydraulischen Gradienten haben die grundsätzliche Eignung der Anlage zur Untersuchung der Filtersicherheit von Filter-Basis-Kombinationen unter Beweis gestellt. Bei den bisherigen Untersuchungen konnten sowohl Abstandsverhältnisse von Filter-Basis-Kombinationen identifiziert werden, ab denen erste Kornumlagerungen stattfinden, als auch solche, die auch bei hohen Gradienten filterstabil waren. Es zeigte sich, dass das Filterkriterium nach Terzaghi auch für hohe Gradienten bei stationärer Durchströmung bei den verwendeten Materialien Gültigkeit hat. Darüber hinaus war es möglich, die hydraulischen Bedingungen innerhalb der Probe, die ein Versagen des Filters ankündigten - und letztlich auch auslösten - qualitativ wie quantitativ zu beobachten.

Bei den Versuchen an der DWA konnten auf Basis visueller Beobachtungen Kornumlagerungen identifiziert werden, die allerdings nicht zu einem Versagen im Sinne eines hydraulischen Durchbruches führten, sondern sich vielmehr in einem Eintrag von Basismaterial in den Filter äußerten. Eine gleichzeitige Durchströmung der Probe hätte jedoch vermutlich zu einem Versagen des Filters geführt. Die Ausbildung einer Fließwechselzone sowie von hydraulischen Gradienten bis i = 15 in der Basis konnten messtechnisch nachgewiesen werden.

In Zukunft sollen mit einer vollständig überarbeiteten Wechseldurchströmungsanlage vergleichbare Versuche durchgeführt werden, in denen eine in der Realität normalerweise vorhandene Grundströmung aus der Böschung in Richtung offenes Gewässer abgebildet werden kann. Durch Überlagerung dieser Grundströmung mit den schiffsinduzierten Wellen werden im Bereich der Grenzfläche höhere Gradienten erwartet. Des weiteren kann an dieser Anlage durch Aufbringen eines hohen Systemdruckes der Einfluss der Bodenluft auf die Druckausbreitung verhindert werden, und so systematisch vergleichende Versuche durchgeführt werden. Über das resultierende Systemverhalten wird berichtet werden.

Literatur

[1] GBB: Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 78, Karlsruhe, 2004

[2] KÖHLER, H.-J.: Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, S. 155 – 174, Karlsruhe 1989

[3] MAK: Merkblatt Anwendungen von Kornfiltern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 1989

[4] CISTIN, J. & ZIEMS, J. (1967): Entwurfsdiagramm für Kontakterosion (nach Versuchen von Cistin, im Bereich U ≤ 4 nach Versuchen von Ziems korrigiert).- In: STRIEGLER, W., WERNER, D. (1969) Dammbau in Theorie und Praxis, Springer-Verlag, Wien, New York, p. 225

[5] KÖHLER, H.-J.; WARNECKE, W.; HOLFELDER T.: Filters subjected to transient hydraulic loading. In: Tagungsband zur Geofilters 2004, 4th International Conference on Filters and Drainage in Geotechnical and Environmental Engineering; Stellenbosch, South Africa, 21. Oktober 2004

[6] KÖHLER, H.-J.: Filterbemessung aus geotechnischer Sicht. In: Schriftsammlung zum IfH-Workshop „Filter- und Interstitialforschung - Strömung und Turbulenz“, Universität Karlsruhe (TH), 5. April 2000, Mitteilungen Institut für Hydromechanik (IfH) der Universität Karlsruhe, 2001, Bericht Nr. 769, pp. IV, 1-IV, 22

[7] SHERARD, J.L., DUNNINGAN, L.P., TALBOT, J.R. (1984): Basic properties of sand and gravel filters. ASCE Journal of Geotechn. Enging., 110, 6, pp. 684-700.

[8] TERZAGHI, K., PECK, R. (1948): Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons Inc., New York.

[9] ZIEMS, J. (1968): Ein Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Dissertation Dresden.

Verfasser

Dr.-Ing. Tilmann Holfelder
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 2820
E-Mail: tilmann.holfelder@baw.de

Dr.-Ing. Jan Kayser
Referat Erdbau und Uferschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3100
E-Mail: jan.kayser@baw.de

Dipl.-Ing. Stefan Hoch
Institut für Boden- und Felsmechanik
Universität Karlsruhe (TH)
Engler-Bunte-Ring 14, 76131 Karlsruhe
Tel.: 0721 608 – 3295
E-Mail: stefan.hoch@ibf.uka.de

Binnenwasserstraßen – Entwurf, Bau, Betrieb und Unterhaltung (1.2)

Schiffsanfahrungen an Böschungen von Wasserstraßen – Prognose des Bremswegs

Dr.-Ing. Bernd Schuppener
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Regina Kauther
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Helmut Kramer
Ingenieurbüro für das Bauwesen VBI
Kramer & Albrecht, Hamburg

Dipl.-Ing. Jana Vorbau
Ingenieurbüro für das Bauwesen VBI
Kramer & Albrecht, Hamburg

1. Einleitung

Anfahrungen von Schiffen an Böschungen von Wasserstraßen verursachen in der Regel nur geringfügige Schäden an den Deckwerken. Allerdings besteht in den Fällen, wo sich in unmittelbarer Nähe des Ufers Bauwerke wie z.B. Brückenwiderlager befinden, durchaus die Möglichkeit, dass durch eine Schiffsanfahrung die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks gefährdet wird. Auf Grundlage des Impulssatzes und des Drallsatzes wurde von Meier-Dörnberg (1983) ein Formelapparat zur Prognose der Stoßbelastung und des Bremsweges bei einer Schiffsanfahrung hergeleitet, der von einer starren Böschung ausgeht. Wie Schadensfälle zeigen, dringen aber Schiffe bei den üblicherweise mit Deckwerken aus Schüttsteinen gesicherten Böschungen von Wasserstraßen immer in die Böschungen ein. Es wird ein Prognosemodell vorgestellt, das unter Anwendung des Energieerhaltungssatzes zusätzlich auch den Einfluss des Bodenwiderstands beim Eindringen des Bugs in die Böschung berücksichtigt. Ziel der in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) durchgeführten Modell- und Naturversuche war es, das Verhalten des Bodens und des Schiffs bei einer Schiffsanfahrung zu untersuchen und die Eignung der beiden Prognosemodelle zu überprüfen. Damit wird die Voraussetzung zu einer realistischen Bewertung der Sicherheit baulicher Anlagen neben Bundeswasserstraßen geschaffen.

2. Theoretische Modellierung einer Schiffsanfahrung

Bei der Berechnung der Starrkörperverschiebungen des Schiffs und der auf den Boden wirkenden Kontaktkräfte kann auf zwei Wegen vorgegangen werden:

- Durch Aufstellen der Bewegungsgleichung lassen sich für das Schiff unter Berücksichtigung der Trägheitskräfte die zeitabhängigen Verschiebungen x(t) und z(t), die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen sowie die Kontaktkraft F(t) zwischen Böschung und Schiffsbug berechnen.
- Auf der Grundlage des Energieerhaltungssatzes der Mechanik können die Komponenten des Bremsweges $s_{x,max}$ und $s_{z,max}$ des Schiffes berechnet werden. Die Betrachtung erfolgt hier unter quasistatischen Randbedingungen.

2.1 Rechenverfahren nach Meier-Dörnberg

Die Schiffsanfahrungen an Uferböschungen kann als ein Reibungsstoß angesehen werden, für das MEIER-DÖRNBERG (1983) eine geschlossene analytische Lösung für den Fall entwickelt hat, dass die Böschung starr ist. Bei einer solchen Anfahrung gleitet der Bug des Schiffs die Böschung hinauf und bei schräger Anfahrung auch wieder hinunter.

In dem Rechenverfahren wird die vollständige räumliche Bewegung des Schiffes beim Aufschieben erfasst, das sind die Translationsbewegungen des Schwerpunktes $x(t)$, $y(t)$ und $z(t)$ sowie die Drehungen um die Längsachse (Kippen), um die Hochachse (Änderung der Fahrtrichtung) und um die Querachse (Aufschieben) $\varphi_\psi(t)$. Wesentliche Vereinfachungen des Rechenansatzes liegen in der Geometrie des Schiffsbugs (gerade Bugkanten) und der eben und starr angenommenen Böschungsoberfläche. Weiter wird davon ausgegangen, dass auch das Schiff und die Ladung starr sind und dass Deformationen des Schiffes nur an der Stoßstelle berücksichtigt werden. Der gesamte Auffahrvorgang wird in zwei Phasen getrennt:

- Die erste Phase umfasst den Stoßvorgang, durch den die Bugspitze in die anschließende Gleitbewegung umgelenkt wird. Unter der Annahme eines starr-plastischen (Kontakt zwischen Schiff und Böschung bleibt während des ganzen Auffahrvorgangs erhalten) und reibungsbehafteten Stoßes werden die neuen Geschwindigkeitskomponenten nach dem Stoß bestimmt. Für die Coulomb´sche Reibungskraft am Kontaktpunkt zwischen Schiff und Böschung und die Relativgeschwindigkeit wird die gleiche Wirkungslinie angenommen.
- Die zweite Phase entspricht dem anschließenden Aufschieb- und Umlenkvorgang bis zum Stillstand bzw. der Bewegungsumkehr. Die Anfangsbedingungen für die Geschwindigkeiten der Aufschiebbewegung sind die errechneten Endgeschwindigkeiten der ersten Phase. Die sich bei der Aufschiebbewegung verändernden Werte für den Tiefgang, die Auftriebskraft und die Auftriebsmomente des Schiffes werden in den Bewegungsgleichungen berücksichtigt.

Für eine senkrechte Anfahrung eines Schiffs mit der Masse m und der Geschwindigkeit v_a an eine Böschung mit einer Neigung α ergeben sich bei einem Reibungsbeiwert zwischen Bug und Böschung von tan δ die Komponenten des Bremswegs des Schwerpunktes x_{max} und z_{max} aus der Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung für $z(t)$ bzw. $x(t)$ zu:

$$z_{\max} = \frac{v_a}{\omega} \cdot \left(\frac{\cot \alpha - \tan \delta}{\left(1 + \frac{\tan \delta}{\tan \alpha}\right) + a_j \left(\frac{1}{\tan^2 \alpha} - \frac{\tan \delta}{\tan \alpha} \right)} \right)$$

mit

$$a_j = 1 + \frac{a_x^2}{i_v^2}$$

wobei a_x dem Abstand des Kontaktpunktes zwischen Bug und Böschung vom Schwerpunkt und i_y dem Trägheitsradius um die y-Achse und

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{h_0}\left(1 - \left(\frac{\left(\cot\alpha - \tan\delta\right)\cdot\cot\alpha\cdot a_j}{\left(1+\frac{\tan\delta}{\tan\alpha}\right) + a_j\left(\frac{1}{\tan^2\alpha} - \frac{\tan\delta}{\tan\alpha}\right)}\right)\right)}$$

entspricht. Dabei ist g die Erdbeschleunigung und h_0 der Tiefgang. Die maximale vertikale Anhebung des angenommenen Kontaktpunktes errechnet sich mit

$$s_{z,\max} = z_{\max} \circ a_j$$

Die maximale am Ende des Aufschiebvorgangs auftretende horizontale Kraft beträgt:

$$F_{x,\max} = \frac{g}{h_0}\cdot\frac{m\cdot a_j\cdot(\sin\alpha + \cos\alpha\cdot\tan\delta)}{(\sin\alpha\cdot\tan\delta + a_j\cos\alpha)}\cdot z_{\max}$$

2.2 Modellierung mit dem Energieerhaltungssatz

Eine Möglichkeit zur Beschreibung einer Schiffsanfahrung an eine Böschung auch unter Berücksichtigung des Bodenwiderstandes bietet der Energieerhaltungssatz. Bei diesem Ansatz geht man davon aus, dass die kinetische Energie E_{kin} des anfahrenden Schiffs in

- Reibungsarbeit E_R zwischen Boden und Schiffsbug,
- potentielle Energie E_{pot} durch die Anhebung des Bugs bei der Anfahrung,
- Verformungsarbeit E_{Ep} des Erdwiderstands des Bodens vor dem Bug beim Eindringen des Bugs in die Böschung und
- Verformungsarbeit E_{Bug} durch das Knautschen des Schiffsbugs

umgewandelt wird:

$$E_{kin} = E_R + E_{pot} + E_{Ep} + E_{Bug}$$

Dieser Ansatz hat damit gegenüber dem Ansatz von MEIER-DÖRNBERG den Vorteil, dass die Arbeit durch den Widerstand des Bodens vor dem Bug berücksichtigt werden kann. Wie im Folgenden gezeigt wird, sind die drei Energieanteile E_R, E_{pot}, und E_{Ep} abhängig vom Bremsweg s_{max}.

2.2.1 Ermittlung der vertikalen Komponente der Kontaktkraft zwischen Bug und Böschung

Ausgangsgröße für die Ermittlung der Reibungsarbeit und der potenziellen Energie ist die Kontaktkraft zwischen Schiffsbug und Böschung. Sie lässt sich aus dem Gleichgewicht der vertikalen Kräfte am Schiff bestimmen. Beim Auffahren des Bugs taucht ein zusätzliches Volumen ΔV_{Bug} aus dem Wasser auf, während sich gleichzeitig das Heck des Schiffs tiefer ins Wasser senkt und dabei ein zusätzliches Wasservolumen von ΔV_{Heck} verdrängt (Bild 1). Vereinfachend wird im Folgenden der Volumenanteil des Bugs luftseitig vor dem Kontaktpunkt vernachlässigt und der Schiffskörper als ein Quader mit der Länge L und der Breite B angenommen.

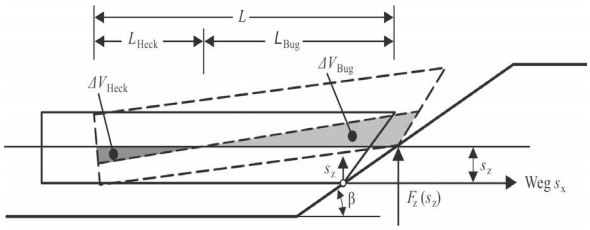


Bild 1: Geometrische Zusammenhänge beim Aufschieben eines Pontonbuges

Mit der Wichte des Wassers γ_w und der vertikalen Komponente $F_z(s_z)$ der Kontaktkraft des Bugs ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung der vertikalen Kräfte:

$$\Delta V_{Heck}\cdot\gamma_W + F_z(s_z) = \Delta V_{Bug}\cdot\gamma_W \qquad (1)$$

Aus Summe der Momente um den Kontaktpunkt am Bug ergibt sich:

$$\Delta V_{Heck}\cdot\gamma_W\cdot(L_{Bug} + 2/3\cdot L_{Heck}) = \Delta V_{Bug}\cdot\gamma_W\cdot 1/3\cdot L_{Bug}$$

$$\Delta V_{Heck}/\Delta V_{Bug} = 1/3\cdot L_{Bug}/(L_{Bug} + 2/3\cdot L_{Heck}) \qquad (2)$$

Außerdem gilt unter der vereinfachenden Annahme eines quaderförmigen Schiffsrumpfs mit der Breite B:

$$L_{Bug} + L_{Heck} = L \qquad (3)$$

$$\Delta V_{Bug} = 0{,}5\cdot s_z\cdot L_{Bug}\cdot B \qquad (4)$$

$$\Delta V_{Heck} = 0{,}5\cdot(L_{Heck}/L_{Bug})\cdot s_z\cdot L_{Heck}\cdot B \qquad (5)$$

Damit stehen 5 Gleichungen für die 5 Unbekannten ΔV_{Heck}, $F_z(s_z)$, ΔV_{Bug}, L_{Bug} und L_{Heck} zur Ermittlung zur Verfügung. Nach entsprechenden Umformungen ergibt sich daraus $F_z(s_z)$ zu:

$$F_z(s_z) = s_z\cdot B\cdot\gamma_W\cdot L/4 \qquad (6)$$

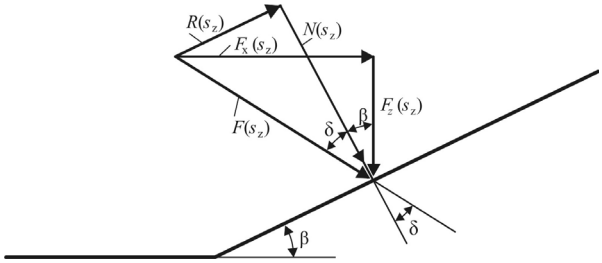


Bild 2: Annahmen und geometrische Beziehung für die Kontaktkraft F und ihre Komponenten

Unter der Annahme, dass beim Aufschieben zwischen Schiffsbug und Böschung ein Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Boden von $\tan\delta$ wirkt und der Auffahrweg durch eine unter dem Winkel β zur Horizontalen geneigte Gerade beschrieben werden kann (siehe Bild 2), ist die Kontaktkraft gegen die Böschungsnormale um δ geneigt. Damit ergibt sich die vom Bug auf eine Böschung ausgeübte Kontaktkraft F zu:

$$F = F_z(s_z)/\cos(\beta+\delta) \qquad (7)$$

und die Reibungskraft R zu:

$$R = F\cdot\sin\delta = F_z(s_z)\cdot\sin\delta/\cos(\beta+\delta) \qquad (8)$$

Man erkennt, dass - wegen des Anstiegs der Kontaktkraft - die Reibungskraft mit dem Bremsweg s_x zunimmt, das Schiff beim Auffahren auf die Böschung also zunehmend abgebremst wird.

2.2.2 Kinetische Energie

Die kinetische Energie E_k lässt sich aus der Masse m des Schiffs und der Anfahrgeschwindigkeit v_a bestimmen zu:

$$E_{kin} = m \cdot v_a^2 / 2$$

Weil ein Schiff bei der Anfahrung Wasser „mitzieht", wird bei der kinetischen Energie des Schiffs zusätzlich eine hydrodynamische Wassermasse von 10 % bis 20 % der Schiffsmasse angesetzt.

2.2.3 Potentielle Energie

Die potentielle Energie E_{pot} am Endpunkt der Schiffsanfahrung ist das Integral über die lotrechte Komponente $V(s_z)$ der Kontaktkraft von $s_z = 0$ bis zur maximalen Anhebung $s_z = s_{z,max}$, bei der das Schiff zum Stehen kommt. Mit (6) ergibt sich:

$$E_{pot} = \int_{s_z=0}^{s_{z,max}} \gamma_w \cdot L/4 \cdot B \cdot s_z \cdot dz$$

$E_{pot} = \gamma_W \cdot L/8 \cdot B \cdot s_{z,max}^2$ mit $s_z = s_x \cdot \tan\beta$ ist:

$$E_{pot} = \gamma_W \cdot L/8 \cdot B \cdot \tan^2\beta \cdot s_{x,max}^2 \qquad (9)$$

Wie man sieht, nimmt die potentielle Energie E_{pot} quadratisch mit der Anhebung s_z des Bugs bzw. mit dem Bremsweg $s_{x,max}$ zu.

2.2.4 Reibungsarbeit der Kontaktkraft

Mit (6) und (8) errechnet sich die Reibungskraft in Abhängigkeit von der Anhebung s_z des Bugs zu:

$$R = s_z \cdot B \cdot \gamma_W \cdot L/4 \cdot \sin\delta / \cos(\beta + \delta)$$

und mit $s_z = s \cdot \sin\beta$ ergibt sich die Reibungskraft als Funktion des Weges s zu:

$$R = s \cdot \sin\beta \cdot B \cdot \gamma_w \cdot L/4 \cdot \sin\delta / \cos(\beta + \delta) \qquad (10)$$

Die bis zum Stillstand des Schiffs geleistete Reibungsarbeit E_R ist dann das Integral über die Reibungskraft R entlang des Wegs von $s = 0$ bis $s = s_{max}$:

$$E_R = \frac{\sin\beta \cdot \sin\delta}{4 \cdot \cos(\beta + \delta)} \cdot B \cdot \gamma_w \cdot L \int_{s=0}^{s_{max}} s \cdot ds$$

$$E_R = \frac{\sin\beta \cdot \sin\delta}{8 \cdot \cos(\beta + \delta)} \cdot B \cdot \gamma_w \cdot L \cdot s_{max}^2$$

Mit $s_{max} = s_{x,max}/\cos\beta$ ist die Reibungsarbeit in Anhängigkeit der horizontalen Komponente des Bremsweges $s_{x,max}$:

$$E_R = \frac{\tan\beta \cdot \sin\delta}{8 \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \cos^2\beta} \cdot B \cdot \gamma_w \cdot L \cdot s_{x,max}^2 \qquad (11)$$

Man erkennt, dass auch die Reibungsenergie E_R quadratisch mit dem Bremsweg zunimmt.

2.2.5 Arbeit des Erdwiderstands vor dem Bug des Schiffs

Ähnlich wie bei CALGARO (1991) und DENVER (1983) wird der Eindringwiderstand, den die Böschung dem eindringenden Schiff entgegen setzt, durch den Erdwiderstand, d.h. den passiven Erddruck modelliert. Geschlossene Lösungen zur Ermittlung des Erdwiderstands vor Druckflächen existieren nur für gerade Flächen. In der Regel sind die Bugflächen von Spitzbugschiffen gekrümmt. Zur Ermittlung des Erdwiderstands vor einem in die Böschung eindringenden Bug muss daher die Buggeometrie durch gerade Flächen angenähert werden. Für einen mit nur zwei geraden Flächen vereinfachten Bug zeigt Bild 3 die Geometrie der sich ergebenden Bruchkörper des Erdwiderstands bei einer senkrechten Anfahrung eines Schiffes in eine Böschung.

Bei der Ermittlung der Arbeit des Erdwiderstands wird vereinfacht die Seitenreibung R_0 der Bruchkörper der Erdwiderstandskeile vernachlässigt und nur die horizontale Komponente E_{ph} des Erdwiderstands und die durch ihn bei der Eindringung mobilisierte Reibung R_s am Schiffsrumpf berücksichtigt.

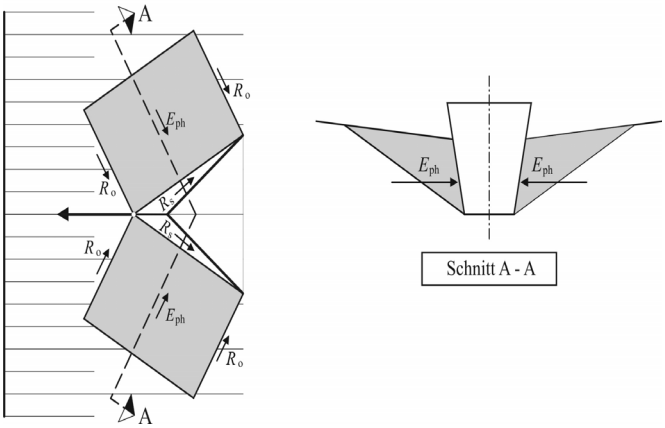


Bild 3: Bruchkörper des Erdwiderstand E_{ph} am Bug bei einer senkrechten Anfahrung und horizontalem Eindringen eines Schiffs in eine Böschung

Im Gegensatz zur lotrechten Komponente der Kontaktkraft zwischen Schiff und Böschung ist der Erdwiderstand vor dem Bug keine lineare Funktion des Eindringweges des Schiffs in die Böschung. Zur Berechnung der Arbeit des Erdwiderstands geht man davon aus, dass das Schiff „schrittweise" in die Böschung eindringt (Bild 4). Für jeden Schritt werden dann die Komponenten E_{ph} und R_s des Erdwiderstands und die durch die beiden Komponenten geleistete Arbeit E_{Ep} ermittelt. Dabei wird berücksichtigt, dass sich der Erdwiderstand schräg zur Böschungsneigung ausbildet, das Gelände also mit einem Winkel ansteigt, der kleiner als der Böschungswinkel α ist.

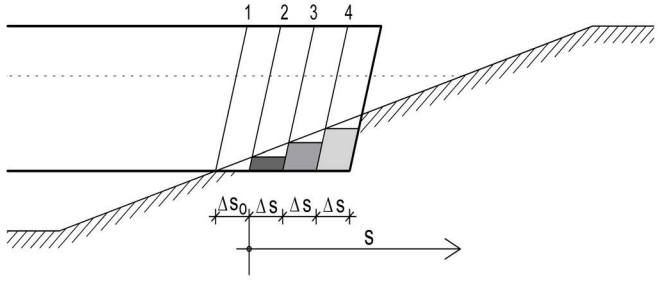


Bild 4: „Schrittweises" horizontales Einfahren des Schiffsbugs in die Böschung zur Ermittlung der Arbeit des Erdwiderstands

Bei der Beschreibung des Auffahrvorgangs durch MEIER-DÖRNBERG (1983) wurde die Böschung als starr angenommen. Unter diesen Voraussetzungen entspricht bei einer senkrechten Böschungsanfahrung die Neigung β der Bahnkurve des Kontaktpunktes dem Neigungswinkel α der Böschung: $\beta = \alpha$. Wenn der Bug in die Böschung eindringt, ist $0 \leq \beta < \alpha$, dabei ist die Neigung β der Bahnkurve des Kontaktpunktes unbekannt. Es steht auch keine weitere Bestimmungsgleichung für β zur Verfügung. Da sich bei einer Anfahrung allerdings eine Bahnkurve einstellen wird, bei der der Widerstand des Bodens ein Minimum ist, kann β und damit auch der Bremsweg ermittelt werden, indem β variiert wird: maßgebend ist die Neigung β der Bahnkurve, die den größten Bremsweg ergibt.

2.2.6 Bremsweg

Eine nicht immer auf der sicheren Seite liegende erste schnelle und einfache Abschätzung des Bremswegs ist möglich, wenn man das Ufer und den Schiffsbug als starr annimmt. In diesem Fall wird die Verformungsarbeit durch das Knautschen des Schiffsbugs und den Erdwiderstand vor dem Schiffsbug vernachlässigt und die Neigung β der Bahnkurve des Kontaktpunkts ist bei senkrechter Anfahrung gleich der Böschungsneigung α Die kinetische Energie wird damit in potentielle Energie und Reibungsarbeit der Kontaktkraft zwischen Schiffsbug und Böschung umgewandelt:

$$E_{kin} = E_{pot} + E_R \qquad (12)$$

Mit der kinetischen Energie:

$$E_{kin} = m \cdot v_a^2 / 2 \,,$$

der potentiellen Energie (9) und der Reibungsenergie (11) ist mit (12) die horizontale Komponente $s_{x.max}$ des Bremsweges:

$$s_{x,\max} = v_a \sqrt{\frac{4 \cdot m}{\gamma_W \cdot L \cdot B \cdot \tan\alpha \cdot \left(\tan\alpha + \sin\delta / ((\cos(\alpha+\delta) \cdot \cos^2\alpha)\right)}}$$

Wie man sieht, ergibt sich unter diesen Voraussetzungen eine geschlossene Lösung für den Bremsweg, der linear mit der Anfahrgeschwindigkeit des Schiffs zunimmt.

Bei einer Berücksichtigung der Arbeit des Erdwiderstands vor dem Bug löst man zur Ermittlung des Bremswegs $s_{x.max}$ die Gleichung des Energieerhaltungssatzes:

$$E_{kin} = E_R(s_{x.max}) + E_{pot}(s_{x.max}) + E_{Ep}(s_{x.max})$$

am besten iterativ, da - wie in 2.2.5 beschrieben - die Arbeit des Erdwiderstands durch „schrittweises“ Einfahren des Schiffsbugs in die Böschung ermittelt und darüber hinaus die maßgebende Neigung β der Bahnkurve des Kontaktpunktes in einer Variationsrechnung ermittelt werden muss.

In Fällen, bei denen es zu erheblichen Verformungen am Schiffsbug kommt, kann noch ein weiteres Glied für die Verformungsarbeit am Schiffsbug in die Gleichung aufgenommen werden. Für die dabei anzusetzende Kraft-Verformungs-Beziehung werden in der DIN 1055 Teil 9 erste Ansätze angegeben.

3. Versuche zum Schiffsstoß

3.1 Einleitung

Zur Absicherung der theoretischen Berechnungsverfahren und zur Untersuchung der bei Schiffsanfahrungen in Wasserstraßen hervorgerufenen tatsächlichen Stoßkräfte sowie der auftretenden Bruchvorgänge und Verformungen wurden bei der BAW zunächst kleinmaßstäbliche Modellversuche in trockenem Sand durchgeführt. Zur Absicherung der Ergebnisse aus den 15 Versuchen wurden in einem weiteren Schritt zusätzlich drei Naturversuche durchgeführt, um mögliche Maßstabseffekte und Einflüsse aus der Bewegung des Schiffes im Wasser zu erkennen sowie die Größe und den Einfluss eines Porenwasserdrucks im Boden während des Stoßvorganges zu untersuchen. Die Untersuchungen wurden auf die frontale Anfahrung von typischen Binnenschiffen mit großer Abladetiefe beschränkt. Sie wurden als starre Körper modelliert.

3.2 Modellversuche

3.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in der Versuchsgrube der ehemaligen Außenstelle der BAW in Berlin durchgeführt. Die Konzipierung der Modellversuche erfolgte unter der Verwendung von Modellgesetzen. Mit deren Hilfe können die Messergebnisse interpretiert und die Ergebnisse von Verschiebungs- und Kraftmessungen bei Modellversuchen auf den großmaßstäblichen Prototyp übertragen werden. Der Modellierung der Böschungen (Bild 5) liegt ein im Bereich der Bundeswasserstraßen weit verbreitetes Querschnittsprofil mit einer 1:3 geneigten Böschung und einer Böschungshöhe von 5 m zugrunde. Der Einbau des trockenen Sandes mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von $U \approx 2$ erfolgte mit Hilfe des Rieselverfahrens. Die Lagerungsdichte lag zwischen $D = 0{,}7$ und $D = 0{,}8$. Die Böschungen wurden mit einer horizontalen Böschungskrone modelliert. Der Lasteintrag durch die Schiffsanfahrung erfolgte zur Gewährleistung symmetrischer Verhältnisse in der Mitte der Versuchsgrube.

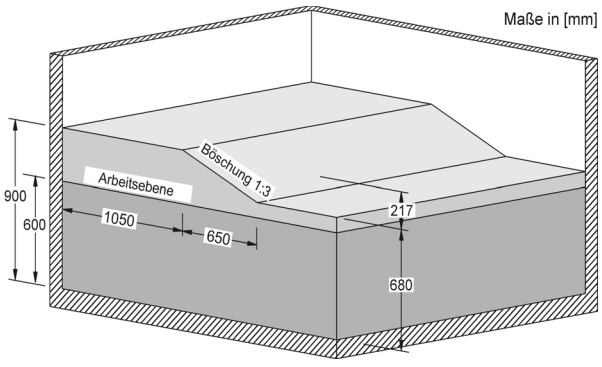


Bild 5: Perspektivische Darstellung der Modellböschung in der Versuchsgrube

Für die Modellversuche wurden je ein Typschiff der beiden im Binnenschiffbau vertretenen Bugformen „Spitzbugschiff“ und „Pontonbugschiff“ ausgewählt (Bild 6). Als Pontonbugschiff wurde der Europaleichter II a verwendet. Der Europaleichter besitzt eine Breite von 11,40 m und eine Länge über alles von 76,50 m. Die Modellversuche wurden für einen Tiefgang von 2,5 m durchgeführt, bei dem das Schiff eine Tragfähigkeit von 1940 t hat. Das Spitzbugschiff *Johann Welker*

hat bei einer Breite von 9,46 m und einer Länge über alles von 80,00 m bei einem Tiefgang von 2,50 m eine Tragfähigkeit von 1611 t.

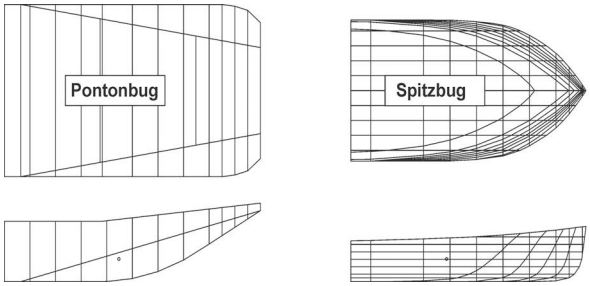


Bild 6: Pontonbug des Europaleichters II a und Spitzbug des Johann Welker

Im Modell wurden die Schiffe in ihrer Längsabmessung u.a. aus Platzgründen in der engen Versuchsgrube nur bis zum Schwerpunkt abgebildet. Der Bug dieser Prototypen wurde aber in der äußeren Form exakt nachgebaut (Bild 7).

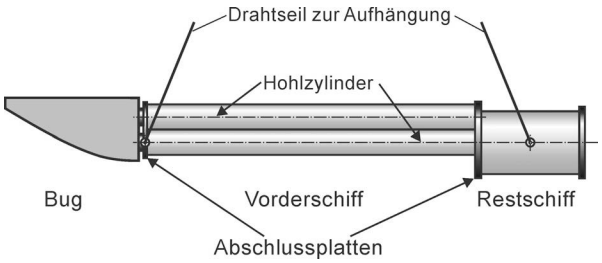


Bild 7: Modell des Pontonbugschiffes

Die Anfahrung wurde als dynamischer Vorgang ausgeführt, bei dem die auftretenden Trägheitskräfte am Schiff und im Boden gemessen werden konnten. Zur Durchführung der Versuche wurden die Schiffmodelle mit zwei Drahtseilen als Pendel aufgehängt. Am Bug des Modells enthielt die Aufhängung Federn, die so dimensioniert waren, dass sich beim Auffahrvorgang und der Anhebung des Bugs genau die Kontaktkraft einstellt wie bei der Anfahrung eines unter Auftrieb stehenden Schiffes. Um einen Schiffsstoß zu erzeugen wurde das am Pendel hängende Schiffsmodell so weit ausgelenkt, dass sich bei der Rückschwingung in die Modellböschung die versuchstechnisch gewünschte Anfahrgeschwindigkeit des Schiffs ergab. Während des Stoßvorgangs wurden der Weg, die Geschwindigkeit und die Beschleunigung des Schiffs sowie die Kraft gemessen. Im Boden wurden die Drücke und Beschleunigungen aufgenommen.

Die Tabelle 1 enthält eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche und Versuchsparameter. Darüber hinaus wurden noch weitere Modellversuche mit anderen Randbedingungen durchgeführt, über die hier nicht weiter berichtet wird.

3.2.2 Ausgewählte Versuchsergebnisse

Aus den gemessenen Verschiebungen in x- und z-Richtung lassen sich Bahnkurven für ausgewählte Punkte des Starrkörpers Schiff darstellen. Die Bahnkurve des ersten Kontaktpunktes zwischen Bug und Böschung ist für einen typischen Versuch mit einem Pontonbug und für einen Spitzbug im Bild 8 dargestellt. Die Bahnkurven der beiden Bugtypen zeigen charakteristische Unterschiede. Der Spitzbug schneidet zunächst etwa 7 cm tief horizontal in die Böschung. Dann hebt die vertikale Komponente des Bodenwiderstandes den Spitzbug an, so dass er auf einer Bahnkurve mit einer deutlich kleineren Neigung als der Böschungsneigung weiter in die Böschung eindringt. Der Pontonbug dagegen dringt in der ersten Phase wegen seiner stumpfen Bugform nur 2 cm horizontal in die Böschung ein, um in der zweiten Phase annähernd böschungsparallel die Böschung hinauf zu gleiten, bis er in der dritten Phase bei einer horizontalen Verschiebung von etwa 300 mm wieder deutlich in die Böschung eindringt.

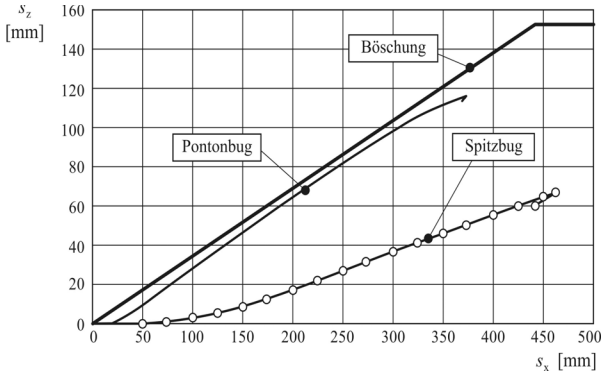


Bild 8: Bahnkurve des ersten Kontaktpunktes zwischen Böschung und Schiff bei einem Pontonbug und bei einem Spitzbug

Der Verlauf der horizontalen Komponente F_x der Kontaktkraft zwischen Schiffsbug und Böschung in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung s_x des Kontaktpunktes ist im Bild 9 dargestellt. Auch der Verlauf der Stoßkraft ist bei den beiden Bugformen deutlich unterschiedlich. Wegen der großen Breite des Pontonbugs kann sich bei einer senkrechten Anfahrung vor dem Pontonbug schon bei einem sehr kleinen Weg ein großer Widerstand der Böschung entwickeln, der zu einer ausgeprägten Kraftspitze gleich zu Beginn der Anfahrung führt. Der als Stoß wirkende Bodenwiderstand lenkt das Schiff um, so dass der Bug in der zweiten Phase nicht weiter in die Böschung eindringt, sondern annähernd böschungsparallel die Böschung hinauf gleitet. Dabei steigt die Kontaktkraft weiter an. Wenn das Schiff weit genug die Böschung hinauf gleitet, kann es in einer dritten Phase wegen des Anstiegs der Kontaktkraft zu einem erneuten Versagen des Bodens kommen, bei dem der Bug wieder in die Böschung

Versuchstyp (Anzahl der Versuche)	Modellmaßstab	Versuchsparameter
Modellversuche „Pontonbug“ (9)	1:23	Anfahrgeschwindigkeiten: v_a = 0 – 1,16 m/s, Böschungsneigungen: 1:1, 1:2, 1:3, Masse: m = 191 kg
Modellversuche „Spitzbug“ (5)	1:23 1:17,8	Anfahrgeschwindigkeiten: va = 0 – 1,16 m/s, Böschungsneigung: 1:3, Masse: m = 191 kg

Tabelle 1: Modellversuche und Versuchsparameter

eindringt. Im Vergleich zum Pontonbug nimmt bei einem Spitzbug die Kontaktkraft mehr oder minder kontinuierlich bis zum Stillstand des Schiffs zu. Der Spitzbug schneidet in die Böschung ein und es bildet sich an den beiden Seiten des Bugs ein mit dem Eindringen größer werdender Erdwiderstand, so dass die Kontaktkraft kontinuierlich zunimmt. Dabei sind die zwei Phasen der Bahnkurve des Spitzbuges (Bild 9) auch im Kraftverlauf deutlich zu erkennen: in der ersten Phase der horizontalen Eindringung des Bugs bis zu etwa 70 mm ist die Kraft-Verschiebungskurve deutlich steiler als in der zweiten Phase, bei der die Bahnkurve dann ansteigt.

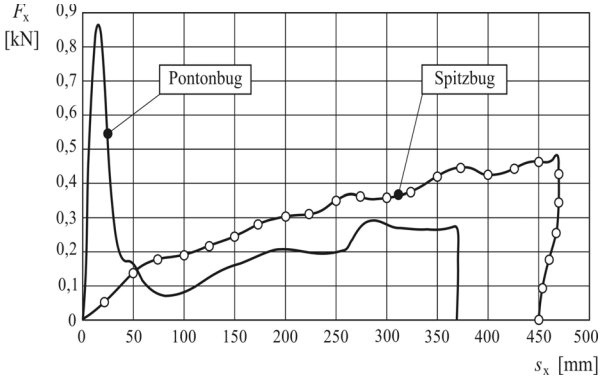


Bild 9: Horizontale Komponente der Kontaktkraft in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung beim Pontonbug und beim Spitzbug

3.2.3 Vergleich von Versuch und theoretischer Prognose beim Pontonbug

Die Modellversuche mit dem Pontonbug für die 1:3 geneigte Böschung haben gezeigt, dass die Größe des Bremsweges im Wesentlichen durch die zweite Phase bestimmt wird, in der der Bug böschungsparallel die Böschung hinauf gleitet. Es liegt daher nahe, die bei einem Pontonbug im Versuch ermittelten Bremswege mit den Ergebnissen von theoretischen Modellen zu vergleichen, die eine starre Böschung annehmen ($\alpha = ß$). Das ist das Verfahren nach MEIER-DÖRNBERG und der Energieerhaltungssatz. Bei beiden Modellen wird die geringe Eindringung des Bugs in die Böschung in der ersten Phase vernachlässigt. Bei den Prognosen wurde eine Böschung mit einer Neigung von α = 18,3° (1:3) und ein Reibungsbeiwert zwischen Boden und Schiffskörper von tan δ = 0,625 (δ = 32°) angenommen, wie er sich bei Versuchen zwischen dem verwendeten Modellsand und dem Schiffskörper ergeben hatte.

In Bild 10 sind die maximalen horizontalen Verschiebungen, das sind die Bremswege $s_{x,max}$ in Abhängigkeit von der Anfahrgeschwindigkeit v_a dargestellt. Sowohl bei dem Verfahren nach MEIER-DÖRNBERG als auch bei Anwendung des Energieerhaltungssatzes ergibt sich eine lineare Abhängigkeit des Bremswegs von der Anfangsgeschwindigkeit. Die Darstellung zeigt, dass die nach MEIER-DÖRNBERG ermittelten Werte für die Verschiebungen etwas geringer sind als die Messergebnisse. Die Ermittlung des Bremsweges mit dem Energieerhaltungssatz ergibt größere Bremswege als nach MEIER-DÖRNBERG, weil der Energieverlust beim Stoß in der ersten Phase nicht berücksichtigt wird. Insgesamt ist eine gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und experimentellen Bremswegen festzustellen.

In Bild 10 ist zusätzlich der sich nach MEIER-DÖRNBERG ergebende Bremsweg eingetragen, der dem derzeit für die Bundeswasserstraßen gültigen Gefahrenlichtraumprofil zu Grunde liegt. Hierbei wurde auf der sicheren Seite liegend ein kleinerer Reibungsbeiwert zwischen Schiff und Böschung von tan δ = 0,40 (δ = 21,8°) angenommen. Es ist zu erkennen, dass diese Verschiebungen größer als die gemessenen sind und man somit mit der Anwendung des Gefahrenlichtraumprofils für Böschungsneigungen $\leq$ 1:3 auch für die nicht starre Böschung auf der sicheren Seite liegt.

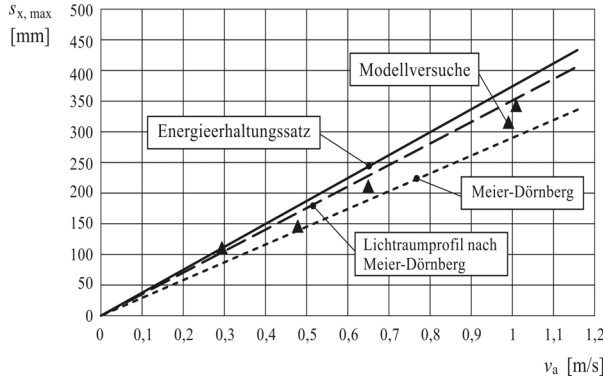


Bild 10: Bremsweg $s_{x,max}$ in Abhängigkeit von der Anfahrgeschwindigkeit v_a bei Modellversuchen m. d. Pontonbugschiff

Ein Vergleich der maximalen horizontalen Kontaktkräfte, die das Schiff am Ende des Anfahrvorganges auf die Böschung ausübt, ist in Bild 11 dargestellt. Die Prognosen nach MEIER-DÖRNBERG und nach dem Energieerhaltungssatz ergeben für eine starre Böschung einen linearen Zusammenhang zwischen der Kontaktkraft und der Anfahrgeschwindigkeit. Die Modellversuche zeigen im Gegensatz zu den theoretischen Prognosen einen unterlinearen Verlauf. Der Grund liegt darin, dass sich bei hohen Anfahrgeschwindigkeiten längere Bremswege und eine größere Anhebung und damit auch größere Kontaktkräfte ergeben. Diese können vom Boden nicht aufgenommen werden, so dass es zu einem Versagen des Bodens kommt. Die mittlere Bahnkurve des Schiffes wird im Vergleich zur Prognose mit einer starren Böschung flacher (Bild 8). Der Bug wird daher im Versuch immer weniger angehoben als bei einer Prognose, bei der eine starre Böschung angenommen wird. Damit ist auch die horizontale Komponente F_x der Kontaktkraft im Versuch kleiner als bei der Prognose.

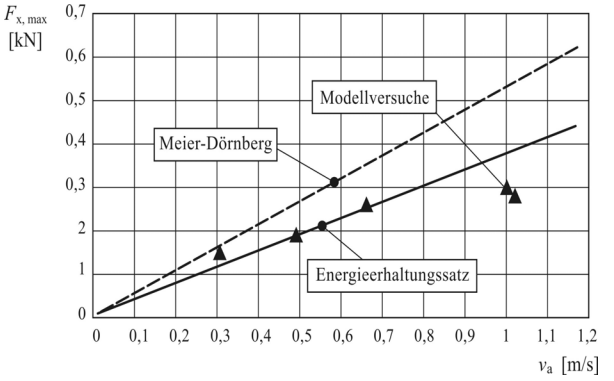


Bild 11: Horizontalkomponente $F_{x,max}$ der Kontaktkraft am Ende des Bremswegs in Abhängigkeit von der Anfahrgeschwindigkeit v_a bei einem Pontonschiff

3.3 Naturversuche

3.3.1 Versuchsaufbau

Zusätzlich zu den Modellversuchen wurden im April 1995 noch drei Naturversuche mit dem Leichter *Gerda* am Elbe-Havel-Kanal im Bereich des Abzweiges Niegripper Verbindungskanal durchgeführt. Dabei handelte es sich um drei senkrechte Anfahrungen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten und Abladetiefen. Das Schiff besitzt eine Länge von 67 m und eine Breite von 8 m. Die Masse des Schiffes beträgt bei einem Tiefgang des Schiffes von 1,9 m ca. 900 t und bei einem Tiefgang von 0,6 m ca. 160 t. Die Anfahrungen fanden in einer eigens für den Versuch hergestellten 12 m breiten Schüttung (Bild 12) aus Kiessand mit mittlerer Festigkeit statt, deren Böschung eine Neigung von 1:3 hatte. Der Freibord betrug etwa 1 m.

Bild 12: Versuchsböschung beim Naturversuch

Während des Stoßvorgangs wurden die Beschleunigungen am Schiff und die Wasserdrücke unter dem Schiffsbug sowie in der Böschung die Porenwasserdrücke, die Erddrücke und die Schwinggeschwindigkeiten gemessen.

3.3.2 Versuchsergebnisse

Für den Versuch 2 sind im Bild 13 die vertikale und horizontale Verschiebung des Kontaktpunktes und im Bild 14 die vertikale und horizontale Komponente der Kontaktkraft in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Die Auffahrung dauert etwa 2,4 s, dann haben die Verschiebungen des Kontaktpunktes Endwerte von $s_{x,max}$ = 3,83 m in horizontaler Richtung und $s_{z,max}$ = 0,85 m in vertikaler Richtung erreicht. Bemerkenswert sind zwei Unterschiede im Vergleich zu den Modellversuchen mit einem Spitzbug. Zum einen zeigt die vertikale Komponente der Kontaktkraft zu Beginn einen deutlichen Stoß, was wohl auf die sehr füllige Form des Bugs von *Gerda* zurückzuführen ist. Weiterhin ist bemerkenswert, dass die Horizontalkomponente der Kontaktkraft nach etwa 1,5 s abnimmt, obwohl das Schiff anschließend noch weitere 0,3 m bis 0,4 m angehoben wird und deshalb aus statischen Gründen eigentlich ein weiterer Anstieg der Horizontalkomponente der Kontaktkraft zu erwarten wäre. Die Abnahme der Horizontalkraft ist vermutlich auf die Wirkung der Trägheitskraft aus der Vertikalbeschleunigung des Buges zurückzuführen.

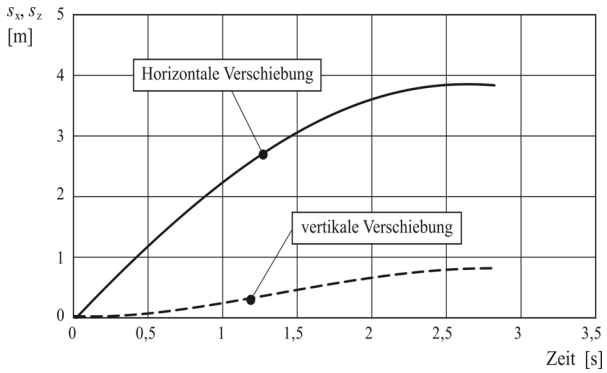


Bild 13: Vertikale und horizontale Verschiebung des Kontaktpunktes beim Naturversuch Nr. 2

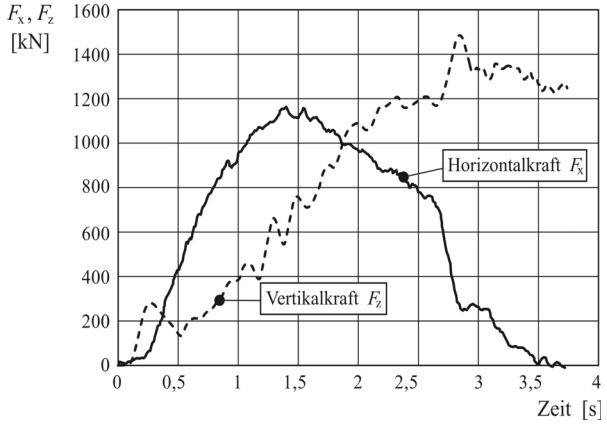


Bild 14: Vertikale und horizontale Komponente der Kontaktkraft beim Naturversuch Nr. 2

3.3.3 Vergleich des Naturversuchs (Gerda) mit theoretischen Prognosen

Für eine Prognose der Auffahrung musste die Geometrie des Schiffsbugs von *Gerda* vereinfacht werden. Die Rundung des Buges wurde durch zwei geneigte Flächen modelliert. An jeder dieser Flächen bildet sich ein Erdwiderstandskeil aus. Aufgrund von Sondierungen wurde für den Kiessand der Böschung ein Reibungswinkel von φ' = 35° und eine gemittelte Wichte (erdfeucht und unter Auftrieb) von γ' = 14,6 kN/m² angesetzt. Für die Reibung zwischen Kiessand und dem Stahl der Schiffshaut wurde ein Reibungswinkel von δ = 32° angesetzt, der zuvor in speziellen Scherversuchen ermittelt worden war. Ein Porenwasserdruck unter dem Bug wurde nicht berücksichtigt. Die Prognose des Bremsweges benutzt den Energieerhaltungssatz, siehe Abschnitt 2.2.

Bei der Berechnung der kinetischen Energie des Schiffes wurde zusätzlich eine hydrodynamische Masse von 10 % der Masse des Schiffes angesetzt:

$$E_{kin} = 1{,}1 \cdot m_{Schiff} \cdot v^2/2 = 1.1 \cdot 900 \cdot 2{,}57^2/2 = 3269 \text{ kNm}$$

Die mittlere Breite B und Länge L des quaderförmig angenommen Schiffsrumpfs zur Bestimmung der vertikalen Kontaktkraft F_z mit Gleichung (6) wurde überschlägig aus der Masse des Schiff m_{Schiff}, dem Tiefgang von h_0 = 1,90 m und der Dichte das Wassers aus der Beziehung

$$m_{Schiff} = B \cdot L \cdot h_0 \cdot \rho_W$$

$$B \cdot L = \frac{m_{Schiff}}{h_0 \cdot \rho_W}$$

ermittelt.

Im Bild 15 ist die Deformationsarbeit E_{Ep} des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von der Eindringtiefe des Schiffes in die Böschung für den Fall dargestellt, dass die Bahnkurve des Kontaktpunktes zwischen Bug und Böschung horizontal ist, d.h. dass die gesamte kinetische Energie des Schiffs durch die Arbeit des Erdwiderstands E_{Ep} aufgezehrt wird. Einzelheiten der Berechnung der Arbeit des Erdwiderstandes sind in SCHUPPENER ET.AL. (2005) dargestellt.

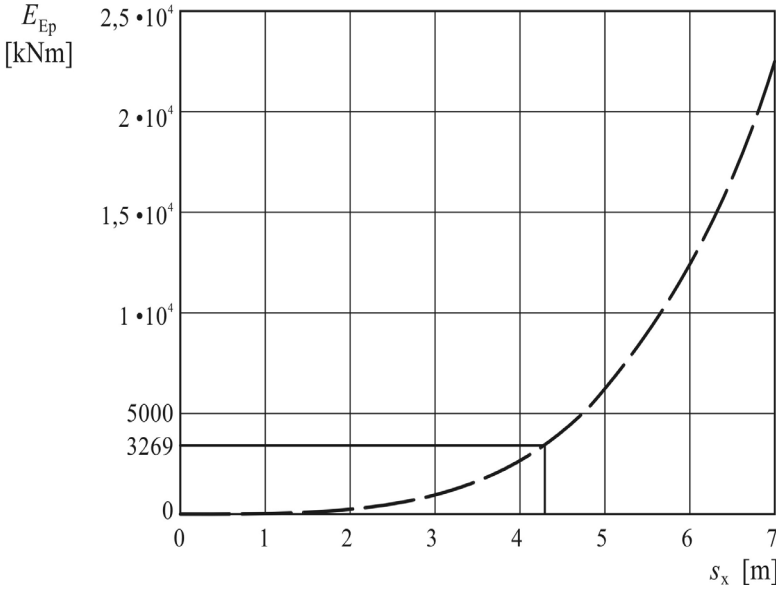


Bild 15: Deformationsarbeit bei horizontalem Bremsweg

Die Naturversuche mit der *Gerda* hatten gezeigt, dass der Bug nicht horizontal, sondern auf einer Bahnkurve mit einer mittleren Neigung von 12,4° in die Böschung eingedrungen ist. In einer zweiten Berechnung wurde daher ein Bremsweg mit der beobachteten Neigung von β = 12,4° untersucht und bei der Energiebilanz neben der kinetischen Energie und der Arbeit des Erdwiderstands auch die potentielle Energie und die Reibungsarbeit der Kontaktkraft am Bug berücksichtigt. Unter diesen Annahmen verringert sich die Arbeit des Erdwiderstands auf E_{Ep} = 495 kNm, d.h. auf weniger als 15 % der gesamten kinetischen Energie. Das macht deutlich, dass keine allzu große Genauigkeit bei der Modellierung der Buggeometrie für die Ermittlung des Erdwiderstands erforderlich ist. Des weiteren wurde der Bremsweg unter der Annahme ermittelt, dass die Böschung starr ist, d.h. der Schiffsbug nicht in die Böschung eindringt, sondern auf der Böschungsoberkante hinauf gleitet ($\alpha = \beta$). Die Ergebnisse des Naturversuchs und der theoretischen Prognosen sind in der Tabelle 2 zusammengefasst.

Wie die Zusammenstellung der Tabelle 2 zeigt, ist sowohl für die Kontaktkräfte als auch für die Bremswege insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Prognosen und den Ergebnissen des Naturversuches zu erkennen:

- Die Prognosen, bei denen die im Naturversuch beobachtete Neigung des Bremsweges von β = 12,4° angenommen wurde, ergeben 10 % bis 20 % größere Bremswege als im Versuch. Die Prognose liegt also auf der sicheren Seite.
- Die Prognosen, bei denen für die Neigung des Bremsweges die Böschungsneigung angenommen wird ($\alpha = \beta$), unterschätzen den Bremsweg und liegen daher auf der unsicheren Seite.
- Wie auch schon bei den Modellversuchen liefern die Prognosen mit dem Energieerhaltungssatz immer größere Bremswege als MEIER-DÖRNBERG. Das ist zumindest zum Teil darauf zurückzuführen, dass der Energieverlust des Umlenkstoßes zu Beginn der Anfahrung bei der Anwendung des Energieerhaltungssatz vernachlässigt wird.

Bei den Naturversuchen waren beim Auffahrvorgang im Boden der Böschung Porenwasserüberdrücke gemessen worden. Allerdings wurde bei den Prognosen des Bremswegs angenommen, dass keine nennenswerten Porenwasserüberdrücke zwischen Bug und Böschung wirken und damit die Kontaktkraft voll reibungswirksam ist. Die Tatsache, dass der rechnerische Bremsweg bei Annahme voller Reibungswirksamkeit größer ist als im Naturversuch beobachtet wurden, deutet darauf hin,

		Max. Kontaktkraft [kN]		Bremsweg [m]	
		horizontal F_x	vertikal F_z	horizontal $s_{x,max}$	vertikal $s_{z,max}$
Ergebnisse des Naturversuchs:		1200	1200	3,83	0,85
Energieerhaltungssatz	Horizontaler Bremsweg: $\beta = 0°$ (nur Erdwiderstand)	3000	0	4,27	0
	Geneigter Bremsweg wie im Naturversuch: $\beta = 12{,}4°$ (mit Erdwiderstand)	1623	1220	4,63	1,03
	Geneigter Bremsweg wie im Naturversuch: $\beta = 12{,}4°$ (ohne Erdwiderstand)	1276	1303	5,02	1,10
	Neigung des Bremswegs gleich Neigung der Böschung: $\alpha = \beta = 18{,}4°$	1733	1434	3,63	1,21
MEIER-DÖRNBERG	Geneigter Bremsweg wie im Naturversuch: $\beta = 12{,}4°$	1299	1326	4,2	0,93
	Neigung des Bremswegs gleich Neigung der Böschung: $\alpha = \beta = 18{,}4°$	1610	1351	3,1	0,99

Tabelle 2: Vergleich des Bremswegs des Naturversuchs (Gerda) mit den Ergebnissen der theoretischen Prognosen

dass unmittelbar zwischen Bug und Böschung tatsächlich keine nennenswerten Porenwasserüberdrücke wirksam waren. Sonst hätten die gemessenen Bremswege größer sein müssen als die prognostizierten.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Der Bremsweg eines Schiffes bei einer Anfahrung an die Böschung einer Wasserstraße und die dabei auftretenden Belastungen können theoretisch auf Grundlage des Impuls- und Drallsatzes für den vollplastischen Stoß nach MEIER-DÖRNBERG (1983) und auf Grundlage des Energieerhaltungssatzes ermittelt werden. Bei der Bundesanstalt für Wasserbau wurden in den vergangenen Jahren Modellversuche und Naturversuche durchgeführt, mit denen das Eindringen und Auffahren von Binnenschiffen mit typischen Bugformen untersucht wurden. Der Vergleich der beobachteten bodenmechanischen Bruchvorgänge, Bremswege und Kräfte mit den beiden Prognosemodellen ergibt eine zufriedenstellende Übereinstimmung, die es erlaubt, die Prognosemodelle auch bei anderen Randbedingungen von Schiffsanfahrten und auch bei Anfahrungen von Hochseeschiffen anzuwenden

So ist z.B. aus nautischen Gründen eine Schiffsanfahrung im Regelfall eine Schräganfahrt unter Winkeln von $\varepsilon < 30°$. In diesem Fall setzt das Schiff seine Fahrt nicht geradlinig fort, sondern wird durch die seitlich angreifende Kontaktkraft wieder zum Wasser gedrückt. Daher beschreibt der Bug bei einer starren Böschung einen bogenförmigen Weg und rutscht nach einer maximalen Anhebung wieder von der Böschung herunter. Zur Untersuchung, ob der Schiffsbug ein Brückenwiderlager erreichen wird, kann der Bremsweg auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden, indem eine senkrechte Anfahrung angenommen und dabei für die Neigung β des Auffahrweges der Neigungswinkel angesetzt wird, der sich bei einem geradlinigen Auffahrweg unter einem Anfahrwinkel ε auf eine starre Böschung ergibt (Bild 16, links).

Um die bei einer Schräganfahrt aus geometrischen Gründen auch beim Pontonbug entstehende Eindringung des Bugs in die Böschung zu berücksichtigen, kann man annehmen, dass die Bugeindringung durch einen fortlaufenden Grundbruch entsteht, der durch die Kontaktkraft auf die Böschung hervorgerufen wird. Um eine Beziehung zwischen der Grundbruchlast und der Eindringung des Bugs formulieren zu können, wird angenommen, dass das Schiff zunächst auf der Bugkante aufliegt, neben der auf der einen Seite die Schiffswand fast senkrecht ansteigt und auf der anderen Seite die etwa horizontale Fläche des Pontonbugs anschließt (siehe Bild 16, rechts). Unter diesen Bedingungen ergibt sich zwischen der lotrechten Eindringung z_{Gb} des Schiffsbugs, der Neigung der Böschung ν quer zum Auffahrweg und der Breite b_{Gb}, mit der die Bugkante aufliegt, folgende Beziehung:

$$z_{Gb} = b_{Gb} \cdot \tan \nu \qquad (14)$$

Es wird weiterhin angenommen, dass die Grundbruchlast der lotrechten Komponente der Kontaktkraft F_z entspricht, die gleichmäßig über die Länge verteilt wird, auf der die Bugkante auf der Böschung aufliegt. Die lotrechte Bodenpressung σ_{Gb} beim Grundbruch kann für eine unendlich lange Streifenlast in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten und der Böschungsneigung ν quer zum Auffahrweg als Funktion der Fundamentbreite b_{Gb} ermittelt werden. Die Kontaktkraft als Grundbruchlast ist dann:

$$F_z = \sigma_{Gb}(b_{Gb}) \cdot s_{x,max} \cdot b_{Gb} \qquad (15)$$

Mit den Gleichungen (14) und (15) kann dann die lotrechte Komponente z_{Gb} der Bugeindringung iterativ errechnet werden. Da angenommen wird, dass der Bug in die Böschung eindringt, ist bei der Berechnung der Kontaktkraft F_z und des Bremsweges $s_{x,max}$ eine um einige Grad kleinere Neigung β des Auffahrweges (Bild 17) zu wählen als bei Annahme einer starren Böschung und dann zu überprüfen, ob die ermittelte lotrechte Eindringung des Schiffsbuges z_{Gb} der eingangs gewählten Neigung β des Auffahrweges entspricht. Ist die rechnerische Bugeindringung zu groß, dann wurde eine zu steile Neigung des Auffahrweges gewählt. Ist die rechnerische Bugeindringung kleiner als sich aus der angenommenen Neigung des Auffahrweges ergibt, dann war die angenommene Neigung des Auffahrweges zu klein (Bild 17).

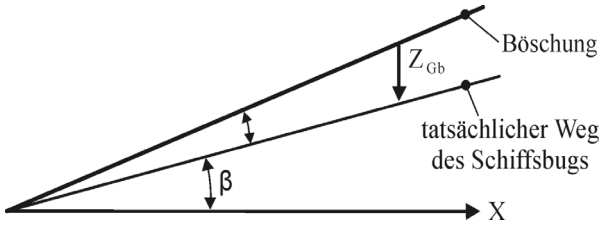


Bild 17: Böschung, lotrechte Eindringung des Schiffsbuges und tatsächlicher Weg des Schiffsbuges bei Eindringung in die Böschung

Der Vollständigkeit halber kann in diese Iteration auch noch die Verformungsarbeit durch den Grundbruch in der Böschung berücksichtigt werden, die sich zu

$$E_{Gb} = ½ \circ N \circ z_{Gb}$$

ergibt.

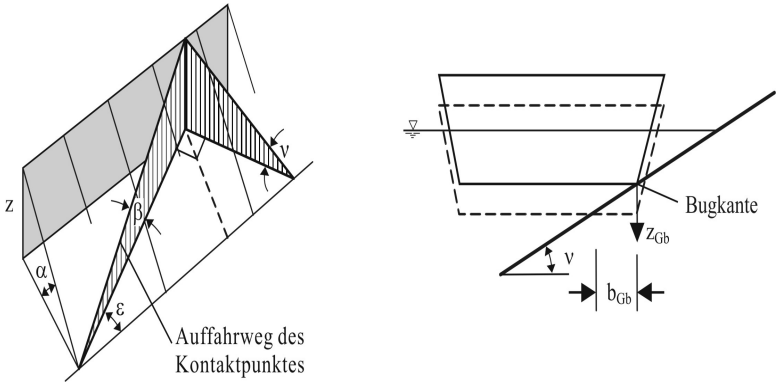


Bild 16: Geometrische Beziehungen bei der Schräganfahrt und der Eindringung in die Böschung

Literatur

CALGARO, J.A., Chocs de bateaux contre les piles de pont, Juin 1991, Ministre de l´equipement, du logement, des transports et de la mer

DENVER, H., Design of protective islands by means of geotechnical modell tests, Geotechnical Report No. 12, Danish Geotechnical Institute, 1983

DIN 1055 TEIL 9 (2003-08) „Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen“

MEIER DÖRNBERG, K. E., Schiffskollisionen, Sicherheitszonen und Lastannahmen für Bauwerke an Binnenwasserstraßen, Kurz-Veröffentlichung im VDI-Bericht Nr. 496, 1983.

SCHUPPENER, B., KAUTHER, R., KRAMER, H., VORBAU, J., Schiffsanfahrungen an Uferböschungen, 1. Hans Lorenz Symposium des Grundbauinstitutes der TU Berlin am 13. Oktober 2005

Verfasser

Dr.-Ing. Bernd Schuppener
Abteilung Geotechnik
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3800
E-Mail: bernd.schuppener@baw.de

Dipl.-Ing. Regina Kauther
Referat Grundbau
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 2850
E-Mail: regina.kauther@baw.de

Prof. Dr.-Ing. Helmut Kramer
Ingenieurbüro für das Bauwesen VBI Kramer & Albrecht
Glockengießerwall 1, 20095 Hamburg
Tel.: 040 330039 – 0
E-Mail: Kramer@KramerAlbrecht.de

Dipl.-Ing. Jana Vorbau
Ingenieurbüro für das Bauwesen VBI Kramer & Albrecht
Glockengießerwall 1, 20095 Hamburg
Tel.: 040 330039 – 35
E-Mail: Vorbau@KramerAlbrecht.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Mit oder ohne Fugen – Vorteile, Erfahrungen und Machbarkeit für eine neue Schleuse

Dipl.-Ing. Jörg Bödefeld
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl. Ing. Rainer Ehmann
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Vorteile der fugenlosen Bauweise

1.1 Statische Robustheit

Fugenbehaftete Konstruktionen verhalten sich bei unterschiedlichen Setzungen einzelner Bereiche wie eine Gliederkette. Das Bauwerk entzieht sich der Zwangsbeanspruchung durch Verformung. Wenn diese Verformungen aus unterschiedlichen Gründen nicht aufgenommen werden können, kann nicht fugenbehaftet gebaut werden. Das dann erforderliche fugenlose Bauwerk hat eine sehr starke Robustheit gegenüber unterschiedlichen Setzungen, unvorhergesehenen Setzungen z.B. infolge von Bodenentzug und Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen im allgemeinen. Fugenlose Bauteile haben ein großes Umlagerungsvermögen und sind damit sehr robust für unvorhergesehene Einwirkungen. Beispiele dafür sind:

- Kraftwerksbauten, deren Fundamentplatte auf Grund aufgesetzter Anlagenteile, die nur minimal unterschiedliche Setzungen vertragen können, fugenlos ausgebildet wurden;
- Wehranlagen, die auf Grund ihrer sensiblen Wehrklappen bzw. Wehrklappensteuerung verformungsarm auf einer monolithischen Sohlplatte gegründet wurden;
- Schiffsschleusenanlagen, die fugenbehaftet so große gegenseitige Verformungen einzelner Blöcke erzeugt hätten, dass die Fugen mit einer Breite von >10 cm hätten ausgebildet werden müssen, was mit Fugenbändern nicht mehr abzudichten ist. Mit fugenlosen Sohlen wurde das Problem bewältigt.

1.2 Erleichterungen bei der Herstellung des Bauwerks

Fugenkonstruktionen erfordern bei der Herstellung von der ausführenden Firma und der Überwachung des Auftraggebers eine hohe Sorgfalt. Besonders folgende Punkte sind zu beachten:

- Da die Fugenbänder zur Vermeidung von Baustellenstößen bereits in der Sohle in ganzer Länge eingebaut werden, ist eine sorgfältige Lagerung zur Vermeidung von Beschädigungen häufig über Jahre hinweg zu gewährleisten.
- Die Bereiche der Fugenbänder erfordern eine besondere Bewehrungsführung.
- Der Betoneinbau ist im Bereich der Fugenbänder sehr sorgfältig vorzunehmen, da auf Grund der Fugenbänder und der sie umgebenden Bewehrung die Einbausituation schwierig ist.

Die fugenlose Bauweise kennt diese Probleme nicht. Eine Einteilung in Betonierabschnitte erfolgt in Längsrichtung der Schleuse durch Arbeitsfugen, die mit Streckmetall und durchlaufender Bewehrung sicher ausgebildet werden können. Die einzelnen Betonierabschnitte können dabei wesentlich freier gewählt werden, was in der Praxis zu größeren Betonierabschnitten geführt hat.

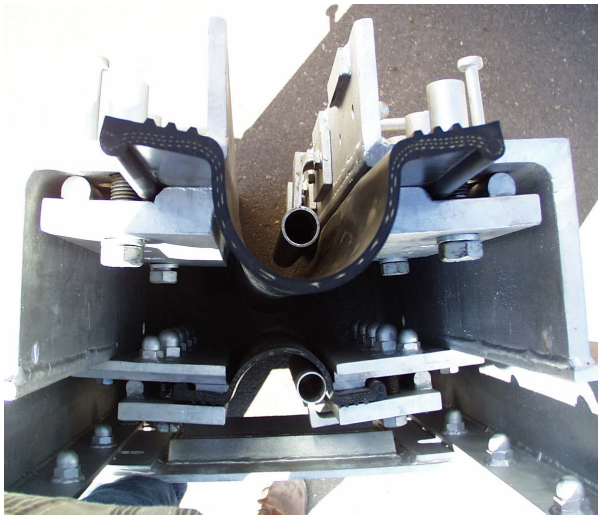


Bild 1: Aufwändige Fugenbandkonstruktion

Die aufgezeigten Vorteile bei der Erstellung von fugenlosen Bauwerken werden von den Neubaudienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bestätigt. Die unter Umständen auftretenden Mehrmengen an Bewehrung sowie der teilweise etwas größere Aufwand bei der Ausführungsstatik werden durchweg als gering in Bezug zu den Gesamtkosten eingestuft.

1.3 Vorteile im Rahmen der Bauwerksunterhaltung

Die großen Vorteile der fugenlosen Konstruktion liegen in ihrer Robustheit in der Unterhaltung während der gesamten Nutzungsdauer. Die Bundesanstalt für Wasserbau wird im Rahmen ihrer gutachterlichen Tätigkeit häufig mit Problemen an Fugenkonstruktionen bzw. mit Problemen auf Grund von undichten Fugenkonstruktionen konfrontiert. Beispielsweise seien an dieser Stelle aufgezählt:

- Schiefstellung von einzelnen Kammerblöcken auf Grund undichter Fugen
- Sackungen an der Geländeoberfläche infolge von Bodenentzug durch undichte Fugen
- abgeplatzte Fugenkanten an Fugenkonstruktionen
- zahlreiche Instandsetzungen an undichten Fugen

Diese Erkenntnis wird gestützt von Ergebnissen der Bauwerksinspektion. Die Wasser- und Schifffahrtsämter führen im 6-Jahres-Turnus Bauwerksprüfungen an Verkehrswasserbauwerken durch und dokumentieren vorgefundene Schäden. Statistische Auswertungen dieser Prüfbericht weisen ebenfalls einen größeren Anteil von Schäden an Fugenkonstruktionen aus.

Alle aufgezeigten Probleme treten bei fugenlosen Bauwerken nicht auf. Die Robustheit der Konstruktion in der Unterhaltung zeigt sich damit durch den Wegfall einer gesamten Schadensgruppe und - damit einhergehend - den Wegfall sehr aufwändiger Instandsetzungsmaßnahmen. Da die Folgeschäden z.B. durch Schiefstellung einzelner Bauteile sehr groß sein können und Instandsetzungen von Fugen sehr aufwändig sind, ist das wirtschaftliche Einsparpotential sehr groß.

Bild 2: Schaden an einem Fugenband

Die aufgezeigten Punkte werden von den Wasser- und Schifffahrtsämtern bestätigt. Im Zuständigkeitsbereich von 24 Ämtern (es gibt 27 Ämter mit fugenbehafteten Schleusen) sind bereits Schäden an Fugen aufgetreten. 17 der 24 Ämter mit Fugenschäden haben bereits Instandsetzungsmaßnahmen mit teilweise erheblichem Aufwand durchgeführt.

2 Historie der fugenreduzierten Bauweise

Die fugenreduzierte Bauweise stellt für Verkehrswasserbauwerke keine neue Technik dar. Bereits im 19. Jahrhundert wurden im Verkehrswasserbau Schleusen ohne Fugen gebaut. Beispiel dafür sind:

- Kleine Schleuse Kiel-Holtenau, Baujahr 1884 in Mauerwerksbauweise, 207 m lang und 77 m breit
- Seeschleuse Emden, Baujahr 1913 als verklinkertes Stampfbetonbauwerk, 300 m lang
- Schleppzugschleusen am Dortmund-Ems-Kanal, Baujahr ab 1910, teilbewehrter Beton als Trograhmen ohne Fugen, 190 m lang
- Schleuse Eisenhüttenstadt, Baujahr 1924 als Stahlbetonkonstruktion mit einer monolithischen Sohle und reduzierten Fugen in den Wänden, monolithische Sohle 105 m

Prinzipiell hat die fugenreduzierte Bauweise in den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts eine Renaissance erfahren, da man auf Grund weitere Erkenntnisse über das Materialverhalten von Beton und moderner, Computer gestützter Rechenverfahren in der Lage ist, die Beanspruchung dieser Konstruktionen besser zu erfassen. Hervorzuheben sind dabei Fundamentplatten von Kraftwerken und monolithische Behälter.

In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wurde in jüngerer Zeit diese Konstruktionsart aufgegriffen:

- Weserwehr Bremen mit monolithischer Sohlplatte, in Betrieb seit 1993
- Schleuse Rothensee, längere Sohlabschnitte von ca. 45 m, in Betrieb seit 2001
- Schleuse Hohenwarthe, komplett monolithische Sohlplatte, in Betrieb seit 2003
- Schleuse Uelzen II, monolithische Sohlplatte mit monolithischen Wänden bis zur Unterkante integrierter Sparbecken (Betrieb ab 2006 geplant)
- Schleuse Sülfeld, monolithische Sohle und reduzierte Fugen in den Wänden (bis ca. 45 m Wandabschnitte), in Bau
- Schleuse Fankel, komplett monolithische Schleuse, Baubeginn in Kürze
- weitere komplett monolithische Schleusen befinden sich in Planung

3 Machbarkeitsstudie

Gegenüber der konventionellen, fugenbehafteten Konstruktion verändert sich beim fugenlosen Schleusenbauwerk im Wesentlichen nur die Beanspruchung in Schleusenlängsrichtung. Die Fugen werden in der Regel angeordnet, um eine auf das Bauwerk wirkende Zwangsbeanspruchung durch mögliche Verformungen aufzunehmen. Zu dieser Zwangsbeanspruchung zählen

- die Beanspruchung durch abfließende Hydratationswärme beim Abbinden des Betons (früher Zwang),
- die Setzungsmulde des Gesamtbauwerks und
- die Beanspruchung durch saisonale Temperaturunterschiede im ausgehärteten Beton (später Zwang).

Bei fugenloser Stahlbetonbauweise muss diese Beanspruchung durch Beton und Bewehrung aufgenommen werden und ist folglich Gegenstand der durchzuführenden Untersuchungen. Der frühe Zwang wird dabei getrennt vom späten Zwang betrachtet. Schwinden und Kriechen spielen bei massiven Verkehrswasserbauwerken keine Rolle.

Die Dimensionierung der erforderlichen Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite bei frühem Zwang (abfließende Hydratationswärme) erfolgt getrennt für die Sohle und charakteristische Wandabschnitte gemäß „Merkblatt Früher Zwang“ der Bundesanstalt für Wasserbau. Machbarkeitsstudien der BAW weisen für die Sohle

einen etwas erhöhten Bewehrungsgehalt durch den Wegfall der Fugen aus. Die Größenordnung beträgt in Abhängigkeit des Untergrundes zwischen 30 cm²/m und 50 cm²/m. Bei fugenbehafteter Bauweise reicht für die Sohlplatte (tragfähiger Untergrund vorausgesetzt) demgegenüber in der Regel die konstruktive Mindestbewehrung aus (maximal 25 cm²/m). Für die Wände beeinflusst der Wegfall der Fugen die Beanspruchung bei abfließender Hydratationswärme nicht, da bereits die herkömmliche Blocklänge von 15 m zu lang ist, um die erforderliche Bewegung für den Abbau des Zwangs zu ermöglichen.

Die Beanspruchung aus Setzung muss am Gesamtmodell ermittelt und mit einer resultierenden Schnittgröße aus Temperatur am Querschnitt überlagert werden, siehe Bild 3. Zur Berechnung der Setzung sind heute standardmäßige FEM-Software und Halbraummodelle (Steifezifferverfahren) im Einsatz. Bei fugenbehafteter Bauweise sind diese Berechnungen ebenfalls erforderlich, um die Beanspruchungen der Fugenbänder zu bestimmen und diese richtig zu dimensionieren. Bei der fugenlosen Bauweise werden die Beanspruchungen im Bauwerk ermittelt. Die Bemessung erfolgt nach DIN 1045-1, 2001, als Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wobei auf Grund der Zwangsbeanspruchung der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen auf 1,0 gesetzt wird.

Bild 3: Gesamtmodell der Schleuse mit veränderlichen Querschnitten

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird zuletzt noch überprüft, dass die rechnerische Rissbreite aus Setzungsbeanspruchung überlagert mit spätem Zwang w_k = 0,25 mm nicht überschreitet. Dabei wird vorausgesetzt, dass der Querschnitt aus frühem Zwang gerissen ist und somit bei spätem Zwang eine zusätzliche Beanspruchung nur aus dem Wirkungsbereich der Bewehrung auf die Bewehrung übertragen werden kann (abgeschlossene Rissbildung). Es ergeben sich damit bei 2-2,50 m dicken Querschnitten Bewehrungsgehalte von ca. 60 cm²/m. Da das für die Problematik des späten Zwang angewendete Modell zur Zeit konservativ gewählt wurde ist mit zunehmendem Erfahrungsgewinn mit einer Reduktion der Bewehrung zu rechnen. Die Problematik ist zur Zeit Gegenstand von Forschungs- und Entwicklungstätigkeit, wozu auch eine messtechnische Begleitung der Vorhaben in situ gehört.

4 Zusammenfassung

Auf Grund von negativen Erfahrungen mit Fugenkonstruktionen im Verkehrswasserbau wurde in den vergangenen Jahren die monolithische Bauweise im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes aufgegriffen und für Verkehrswasserbauwerke weiterentwickelt. Technisch sind monolithische Konstruktionen heute sowohl von der statisch-konstruktiven Planung als auch von der Baustofftechnologie her beherrschbar. Die bereits ausgeführten, fugenreduzierten Bauwerke belegen dies ebenso wie die durchweg positiven Erfahrungen der ausführenden Dienststellen. So wird es in naher Zukunft eine erste komplett monolithische Schleuse in Deutschland geben mit dem Anspruch, dass dieses Bauwerk die gleiche Robustheit aufweisen wird wie die monolithischen Schleusen, die bereits vor über 100 Jahren gebaut wurden.

Verfasser

Dipl.-Ing. Jörg Bödefeld
Referat Massivbau
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3140
E-Mail: joerg.boedefeld@baw.de

Dipl.-Ing. Rainer Ehmann
Referat Massivbau
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3760
E-Mail: rainer.ehmann@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Schleusen- und Wehrverschlüsse an deutschen Binnenwasserstraßen – Entwicklung bei Entwurf und Konstruktion

Dr.-Ing. Wilfried Meinhold
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Grundsätzliches zur Entwicklung der Konstruktionsmethoden

In Deutschland wie auch in anderen Ländern führte die Entwicklung bei den Verschlusskörpern für Wasserbauwerke von ursprünglich vorwiegend aus Holz gefertigten Konstruktionen zunächst hin zu Nietkonstruktionen aus Flussstahl (Bild 1). Obwohl bereits erste voll geschweißte Verschlüsse in den Jahren 1938-1940 entstanden (Bild 2), wechselte man bei den Verschlusskörpern (Stahlwasserbauten) von Schleusen und Wehren der deutschen Wasserstraßen erst zwischen den Jahren 1950 und 1965 von den früher nahezu ausschließlich genieteten Tragwerksformen mehr und mehr zu geschweißten Konstruktionen über.

Bild 1: Fachwerk-Nietkonstruktion eines Wehrverschlusses (Baujahr 1915)

Bild 2: Voll geschweißtes Hubtor aus dem Jahre 1940

Gleichermaßen folgte ein Wechsel beim Entwurf, bei den Nachweisen, der Auswahl der Tortypen, dem Materialeinsatz und den Möglichkeiten der Fertigung. Die Entwicklung mündete letztlich ein in die heute üblichen, mit modernen Fertigungsmethoden hergestellten und generell geschweißten Konstruktionsformen.

2. Neue Anforderungen und Regelwerke

In den letzten 15 bis 20 Jahren stiegen in Deutschland die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, Sicherheit, Bedienbarkeit und vor allem Ermüdungsfestigkeit von Stahlwasserbauten erheblich. Mit der Herausgabe der neuen deutschen Stahlwasserbaunorm DIN 19704 “Stahlwasserbauten” im Jahre 1998 [1] waren viele Anstrengungen bei der Umsetzung zu bewältigen. Es waren neue und für die Praxisanwendung geeignete Lösungen zu finden, die insbesondere auch die bauliche Durchbildung und Herstellung betrafen. Hinzu kam der infolge der Altersstruktur der Wasserbauwerke ansteigende Aufwand für Instandsetzungen.

Die Einführung der neuen Stahlwasserbaunorm für den Geschäftsbereich der deutschen Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bedeutete gleichzeitig, dass man sich bei der Berechnung vom so genannten zul σ-Konzept “verabschieden” musste. Die entsprechenden Nachweise werden seit diesem Zeitpunkt nach dem modernen semiprobabilistischen Grenzzustandskonzept des EUROCODE 3 (bzw. der deutschen Stahlbaugrundnorm DIN 18800) in der Form $\mathbf{S_d \leq R_d}$ bzw. $\gamma_F \circ \psi \circ \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M$ geführt.

Die Formulierung von Grenzzuständen und die Verwendung entsprechender Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte ermöglicht nunmehr in Verbindung mit modernen Berechnungsmethoden eine realitätsnahe, stärker auf das jeweilige Bauwerk bezogene Nachweisführung. Das bedeutet letztlich auch Vorteile für die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Konstruktionen.

3. Entwicklungsschwerpunkte

Etwa ab 1986 traten an erst 10 bis 15 Jahre alten geschweißten Stahlwasserbauten, vor allem an Schleusentoren, gehäuft Schäden (Rissbildungen) auf, die größtenteils auf unzureichende **Ermüdungsfestigkeit** zurückzuführen waren. In Übereinstimmung mit dem seinerzeit für Stahlwasserbauten gültigen Regelwerk hatte man nur die sehr hohen Lastspielzahlen als maßgeblich für Ermüdungsuntersuchungen angesehen und außer acht gelassen, dass bereits im Zeitfestigkeitsbereich die ertragbaren Spannungen deutlich absinken. Ab 1987 wurde deshalb ein Ermüdungsnachweis zunächst auf Basis Kranbaunorm DIN 15018 vorgeschrieben (vgl. Bild 3). Seit etlichen Jahren ist dieser Nachweis auf der Grundlage der neuen Stahlwasserbau-Berechnungsnorm DIN 19704-1 gemäß dem genannten neuen Sicherheitskonzept in der Form $\gamma_{Ff} \circ \psi \circ \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}$ mit den Ermüdungs-Teilsicherheiten $\gamma_{Ff} = 1{,}0$ auf der Einwirkungsseite und $\gamma_{Mf} = 1{,}35$ (1,15) auf der Materialseite zu führen. Bei der Auswahl der Detailkategorien sind die Kerbfalltabellen des EUROCODE 3 bzw. andere verfügbare Kerbfallkataloge zu verwenden.

Auf dem Gebiet des **Stahlmaterial-Einsatzes** ergaben sich mit der Entwicklung moderner Stahlsorten, wie zum Beispiel den Feinkornbaustählen, entsprechend bessere schweißtechnische Verarbeitungseigenschaften und Einsatzmöglichkeiten.

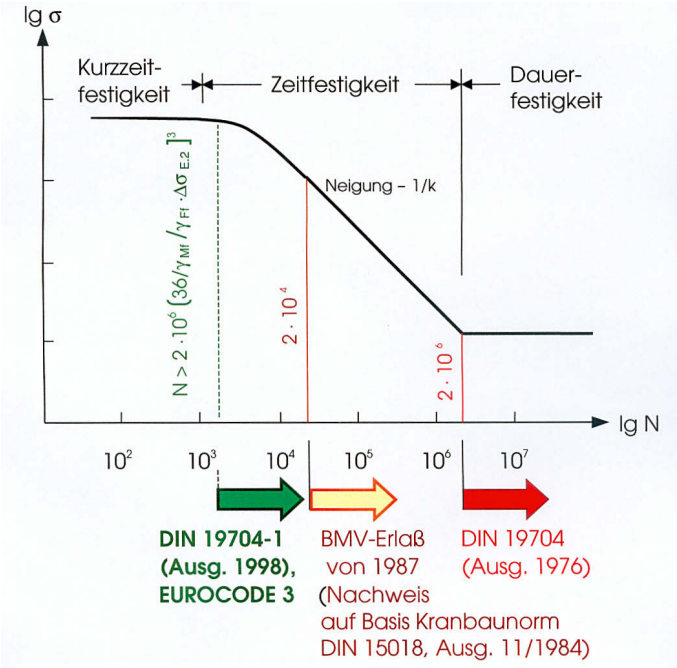


Bild 3: Ermüdungsnachweis von Stahlwasserbauten, Entwicklung der Nachweisnotwendigkeit (aus [2])

Am unlegierten Baustahl von Verschlüssen und Fixteilen war es in den zurückliegenden Jahren infolge elektrochemischer Korrosion verstärkt zu Schäden gekommen (Bild 4). Aus diesem Grunde soll künftig der Einsatz von **nichtrostenden Stählen im Stahlwasserbau** minimiert bzw. generell vermieden werden. Zur dafür erforderlichen Verfahrensweise, die auch ein teilweises Abweichen von bisherigen normativen Festlegungen beinhaltet, hat die Bundesanstalt für Wasserbau in Zusammenarbeit mit dem Arbeitskreis 216/217 „Standardleistungskatalog (StLK) Stahlwasserbau“ ein Merkblatt erarbeitet, welches Anfang Dezember 2005 für den Geschäftsbereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung eingeführt wurde.

Bild 4: Elektrochemische Korrosion (Bimetallkorrosion) an einem Revisionsverschluss

In konstruktiver Hinsicht orientiert man sich in Deutschland in letzter Zeit wieder verstärkt darauf, insbesondere Hubverschlüsse mit Gleitelementen auszurüsten, zumal für die entsprechenden **Gleitpaarungen** neuartige Materialien zur Verfügung stehen und die Bewältigung ggf. etwas vergrößerter Aufzugskräfte für die heutige Antriebstechnik unproblematisch ist. Zur Untersuchung der Reibbeiwerte und des Verschleißverhaltens spezieller Gleitpaarungen laufen Forschungsvorhaben.

In der **Stahlbau-Fertigung** sind heute i.d.R. numerisch gesteuerte Zuschneidemaschinen im Einsatz. Deshalb stellt die Fertigung auch komplizierterer, für den jeweiligen Einsatzzweck besonders geeigneter Konstruktionsformen und -teile kein Problem mehr dar. Damit haben sich neue Möglichkeiten bei der konstruktiven Gestaltung der Verschlusskonstruktionen ergeben, die entsprechend genutzt werden.

Für bestimmte Aufgabenstellungen werden gewisse **Tor- bzw. Schütztypen** bevorzugt eingesetzt. So stellen zum Beispiel Stemmtore an den Schleusen der deutschen Binnenwasserstraßen das am häufigsten anzutreffende Verschlusssystem dar. Bei Wehren bilden Segmentverschlüsse, gefolgt von Schütz- und Walzenverschlüssen, den größten Anteil. Dennoch gibt es nach unseren Erfahrungen wegen der vorhandenen Typenvielzahl und unterschiedlichsten Randbedingungen keine Standard- bzw. generell gültigen Optimallösungen für den universellen Einsatz eines speziellen Verschlusssystems.

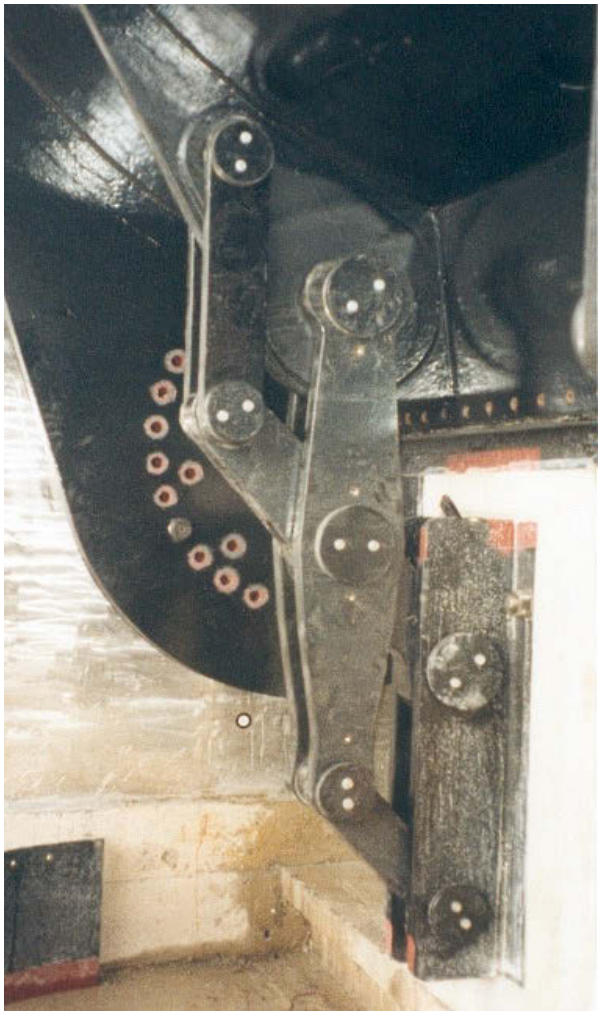


Bild 5: Hebelgruppenlager einer Fischbauchklappe

Hinsichtlich der Antriebe kommen in letzter Zeit anstelle von Hydraulikzylindern in verstärktem Maße Elektrohubzylinder zum Einsatz. Bei Klappen- und Drehsegmentverschlüssen hat, bei Vorliegen ausreichender Platzverhältnisse, ein Antrieb über Torsionsrohre Vorteile, da die eigentliche Antriebs- und Steuerungstechnik in den Wehrpfeilern oder Kammerwänden geschützt und gut zugänglich untergebracht werden kann. Bei Fischbauchklappen haben sich spezielle Hebelgruppen-

lager als eine vorteilhafte Ausführungsvariante für die hinsichtlich der Lastabtragung maßgebliche Klappenlagerung erwiesen (Bild 5).

In den letzten Jahren wurden Verschlusskörper - vor allem Stemmtore, aber auch Hub- und Schiebetore - als so genannte **Faltwerkkonstruktionen** entworfen und z.T. auch schon gebaut [3]. Faltwerktore bieten neben hoher Tragwerksredundanz, vereinfachter Wartungs- und Inspektionsmöglichkeit und günstigen Korrosionsschutzmerkmalen unter anderem auch Vorteile in Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit, da ungünstige Kerbfälle weitestgehend vermieden werden können. Insofern liefert diese für Stahlwasserbauten neue Konstruktionsform ein Beispiel für die gelungene Verbindung von ermüdungsgerechter, instandhaltungsfreundlicher und dauerhafter Konstruktionsweise (Bild 6 und 7), weshalb sie beim Entwurf neuer Verschlusskonstruktionen als ggf. mögliche Bauart immer in eine Variantenbetrachtung einbezogen werden sollte.

Zu berücksichtigen ist allerdings, dass sich für Faltwerkkonstruktionen infolge konkret vorliegender geometrischer und/oder hydraulischer Randbedingungen Einsatzgrenzen ergeben können und dass an den Hersteller speziellere, zum Teil höhere Anforderungen zu stellen sind, als dies bei der Fertigung einer herkömmlichen Riegelkonstruktion der Fall ist.

Bild 6: Linker Torflügel eines Faltwerk-Stemmtors (ohne Füllschütze)

Bei der Wahl von Füll- und Entleerungsverschlüssen in Toren sollte künftig Segmenten gegenüber Rollschützen der Vorzug gegeben werden. Dabei wird es sich i.d.R. um Drucksegmente handeln (vgl. Bild 7), unter bestimmten Voraussetzungen können jedoch auch Zugsegmente verwendet werden.

Bild 7: Faltwerk-Stemmtor mit Segment-Torschützen

Literatur

[1] DIN 19704 STAHLWASSERBAUTEN, Teil 1: Berechnungsgrundlagen / Teil 2: Bauliche Durchbildung und Herstellung / Teil 3: Elektrische Ausrüstung; Ausgabe Mai 1998; Beuth Verlag Berlin

[2] MEINHOLD, W.: Zur Übertragbarkeit von Anforderungen aus dem Kranbau auf Stahlwasserbauten - In: STAHLBAU, 69. Jahrgang, April 2000, Heft 4; Ernst & Sohn Berlin

[3] FUNDER, K./MÜCHER, F.: Horizontales Faltwerk als innovative Verschlußkörper-Konstruktion.

In: Schmaußer, G./Nölke, H./ Herz, E.: Stahlwasserbauten, Kommentar zu DIN 19704, Ernst & Sohn, Berlin 2000

Verfasser

Dipl.-Ing. Wilfried Meinhold
Referat Stahlbau, Korrosionsschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 4820
E-Mail: wilfried.meinhold@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Doppelkammersparschleuse Hohenwarthe anhand von geotechnischen Messungen

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Bauwerk und Baugrund

Im Zuge der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit (Projekt 17) wurde vom Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg mit dem Bau einer Kanalbrücke über die Elbe und der Doppelsparschleuse Hohenwarthe eine vom Elbewasserstand unabhängige Verbindung zwischen dem Mittellandkanal und dem Elbe-Havel-Kanal geschaffen.

Die Doppelsparschleuse Hohenwarthe mit einer nutzbaren Länge von 190 m besteht aus zwei Schleusenkammern mit je 12,5 m Breite. Sie überwindet eine mittlere Wasserstandsdifferenz von 18,55 m, wobei der Wasserbedarf beim Schleusen durch Sparbecken um 60 % reduziert wird.

Der Baugrund im Baufeld der Schleusenanlage Hohenwarthe besteht bis in eine Tiefe von 80 m unterhalb der Gründungssohle aus quartären und tertiären Lockergesteinen. Als oberste Schicht stehen Fluss- und Schmelzwassersande an, die bereichsweise von Kiesen und Geröllen unterlagert sind. Darunter folgen Bänderton und Bänderschluff, Geschiebemergel, Septarienton und Grünsand (s. Bild 1). Die verschiedenen Schichten weisen über die Länge und die Breite der Gründungssohle unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Darüber hinaus sind lokal abweichende Bodenarten als Linsen eingeschlossen. Erschwerend kommt hinzu, dass die Bänderton- und Bänderschluffschicht unter Strömungsbelastung, insbesondere an der Grenzschicht zu den überlagernden Sanden und Kiesen zur Suffosion (Austrag feiner Bodenpartikel unter Beibehaltung des Korngerüstes) und innerhalb des Bändertons/-schluff unter Schwellbelastungen aus dem Schleusenbetrieb zur Kontakterosion (ineinander übergehen vormals geschichteter grob- und feinkörniger Lockergesteine unter Volumenverlust) neigt. Eine detailliertere Beschreibung der Baugrundverhältnisse kann (Stahlhut et al. (2000)) entnommen werden.

Nach Prüfung der Vor- und Nachteile verschiedener Gründungsvarianten wurde eine Pfahlgründung der monolithischen Sohlplatte, auf der beide Schleusenkammern einschließlich der Mittelmole stehen, ausgeführt. Die insgesamt 1248 Pfähle mit einem Durchmesser von 88 cm sind in einem Raster von 2,85 m x 3,25 m angeordnet und binden in die steifste Schicht, den Geschiebemergel, ein. Eine Optimierung der Pfahllängen konnte mit Hilfe von vor Baubeginn durchgeführten Pfahlprobebelastungen erfolgen.

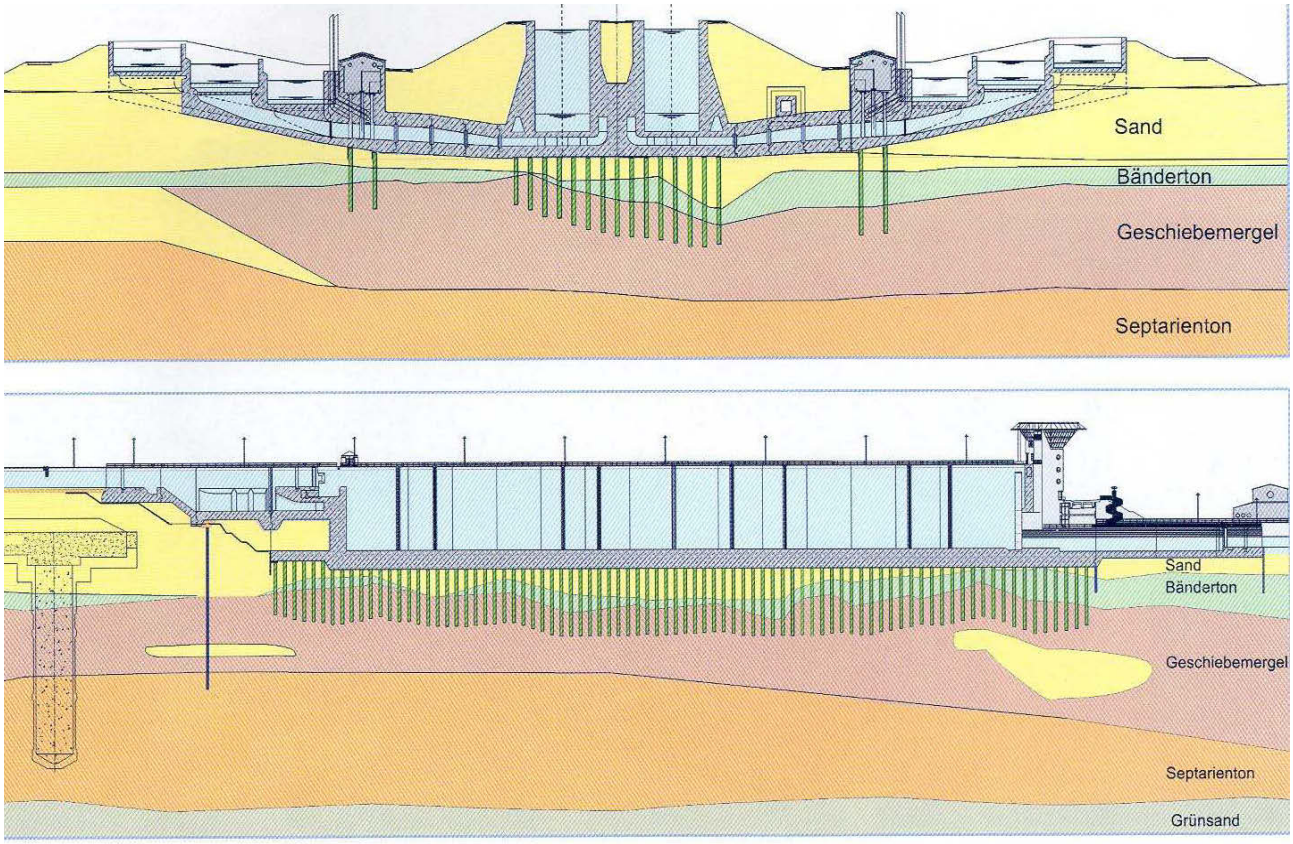


Bild 1: Schleuse und Baugrundsituation im Quer- und Längsschnitt

2. Zielsetzung und Umsetzung des geotechnischen Messkonzepts

Zur Überwachung der Schleuse Hohenwarthe wurde ein umfangreiches Messsystem installiert. Das geotechnische Messkonzept wurde vom Baugrundgutachter des Bauherrn, der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), entworfen. Lieferung und Einbau der Messtechnik wurde von der Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik (GGB) ausgeführt. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig wurde von der BAW mit der Überwachung und Dokumentation des Einbaus der geotechnischen Messgeber beauftragt.

Bei der Planung der geotechnischen Messungen wurden folgende Ziele verfolgt:

- Überwachung des errechneten Sicherheitsniveaus der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit, Möglichkeit der Früherkennung von Schäden,
- Aufbau einer Datenbasis für die sichere und wirtschaftliche Erhaltung dieses und möglicherweise auch anderer Bauwerke,
- Erfassung von Messdaten als Grundlage für die Kalibrierung von Finite-Elemente-Berechnungen,
- Forschung zur Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk,
- Forschung zum Verhalten der Schleuse unter zyklischer Belastung.

Wesentliche Anforderungen an das geotechnische Messkonzept waren die Datengewinnung bereits während der Bauphase und die Durchführung von Langzeitmessungen, um auch während des Auftretens der Schwellbelastungen der Schleuse Erkenntnisse über die Baugrund/Bauwerks-Interaktion gewinnen zu können. Für die Bearbeitung der genannten Fragestellungen müssen Daten aus vier Bereichen erfasst und analysiert werden:

- die Setzungen einzelner Bodenschichten,
- die Grundwasserhydraulik (Porenwasserdrücke),
- die Sohlwasserdrücke und Sohlspannungen,
- das Tragverhalten der Pfahlgründung.

Die Messungen werden in insgesamt sechs Hauptmessquerschnitten innerhalb der Schleusenkammer durchgeführt (vgl. Bild 2), so dass die Ergebnisse möglichst vieler verschiedener Messungen jeweils im Zusammenhang interpretiert und miteinander korreliert werden können. Die Messquerschnitte liegen am Oberhaupt (MQ 1), an den ober- und unterwasserseitigen Sparbeckenzuläufen (MQ A, MQ B), in der Kammermitte (MQ 2) und im Bereich des Unterhauptes (MQ 3, MQ 4). Zusätzliche Messungen werden an den Pumpkanälen, den Sparbeckenzuläufen sowie am Ober- und am Unterhaupt ausgeführt.

Die Ausstattung der einzelnen Messquerschnitte mit den entsprechenden Messgebern ist nachfolgend tabellarisch dargestellt:

	MQ1	MQA	MQ2	MQB	MQ3	MQ4
Extensometer	2 x 4	-	2 x 4	-	2 x 4	1 x 5 1 x 6
Porenwasserdruckgeber	4	-	7	-	5	8
Sohlwasserdruckgeber	2	3	3	1	3	2
Sohlspannungsdruckgeber	4	5	3	5	3	3
Pfahlspitzendruckgeber	2	1	1	3	-	1
Pfahldehnungsgeber	18	30	3	12	10	31
Temperaturgeber in den Pfählen	6	10	-	4	5	11

Tabelle 1: Ausstattung der Messquerschnitte

3. Messergebnisse während der Bauzeit

3.1 Tragverhalten der Pfahlgründung

Um eine Aussage über das Tragverhalten der Pfahlgründung gewinnen zu können, wurden in sechs Messquerschnitten insgesamt 13 Pfähle mit Dehnungsgebern und teilweise auch mit Spitzendruckgebern bestückt.

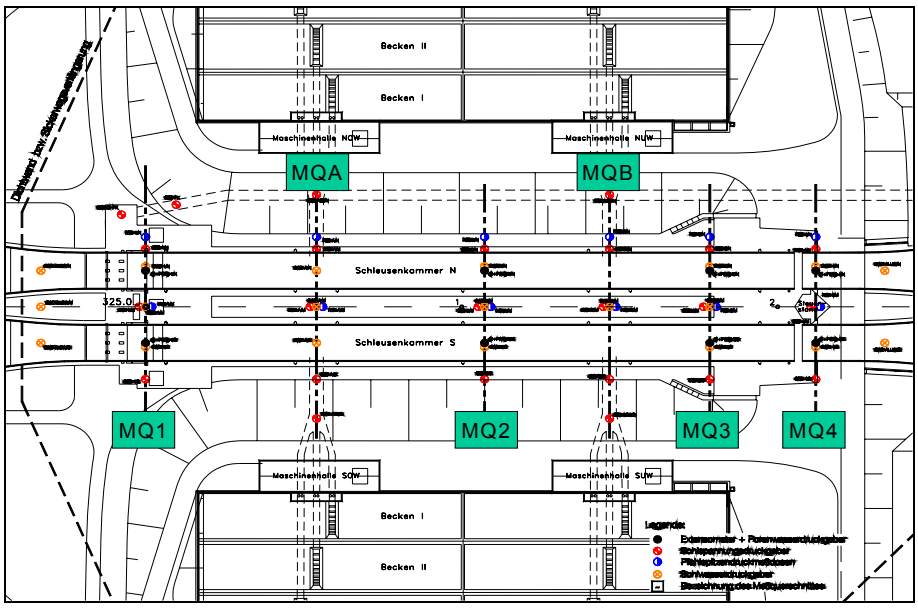


Bild 2: Lage der Messquerschnitte im Grundriss der Schleuse

Bild 3 zeigt die Lage der Messpfähle unterhalb der Sohlplatte und deren Länge. Durch die unterschiedliche Tiefenlage der Geschiebemergelschicht, in die alle Pfähle einbinden, ergeben sich Pfahllängen zwischen 9 m und 22 m.

3.1.1 Zeitliche Entwicklung der Pfahlkräfte

In Bild 4 ist die zeitliche Entwicklung der Pfahlkraft in verschiedenen Tiefen (Messebenen) unterhalb des Pfahlkopfes für den unter der Südkammer im Messquerschnitt A gelegenen Messpfahl dargestellt. Nach einer kontinuierlichen Zunahme der Pfahlkraft durch die Herstellung der Sohlplatte, der Kammerwände

und der seitlichen Anschüttungen an die Schleuse erreicht die Pfahlkraft in der pfahlkopfnahen Messebene 5 im Januar 2003 ein Maximum von etwa 5 MN. Die darauf folgende Abnahme der Pfahlkraft geht mit der in zwei Schritten durchgeführten Entlastung der Schleuse durch das Fluten der Baugrube einher. Der erneute sprunghafte Anstieg der Kurve Anfang September 2003 ist auf die erste Füllung der Schleuse zurückzuführen. Ab diesem Zeitpunkt ist deutlich die Änderung der Pfahlkräfte durch die Füllung bzw. das Entleeren der Schleuse erkennbar, die durch die Mantelreibung mit der Tiefe abnimmt. In der Messebene 5 beträgt diese Pfahlkraftänderung ca. 500 kN, an der Pfahlspitze noch ca. 200 kN. Weiterhin lässt sich eine jahreszeitliche Schwankung der Pfahlkräfte beobachten, die durch Zwängungen im Pfahl hervorgerufen wird und ebenfalls mit zunehmender Tiefe abnimmt. Dies ist auf Temperaturschwankungen im Pfahl bzw. Boden zurückzuführen.

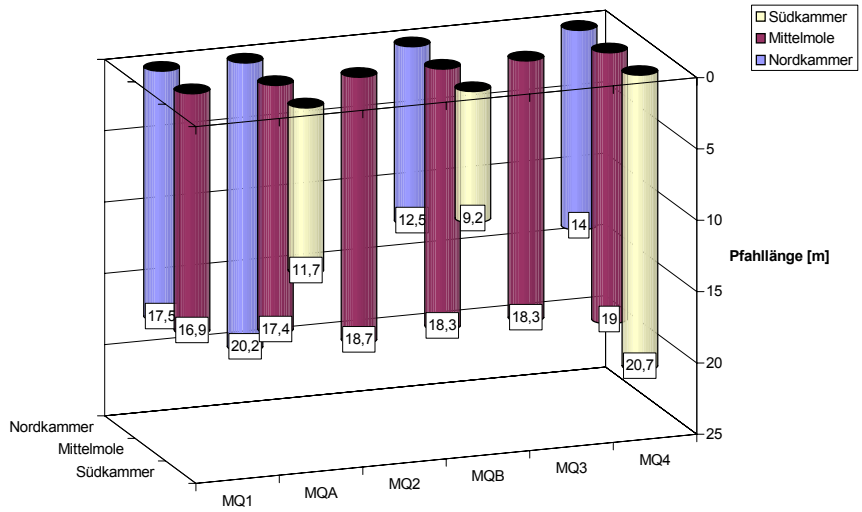


Bild 3: Lage und Länge der Messpfähle

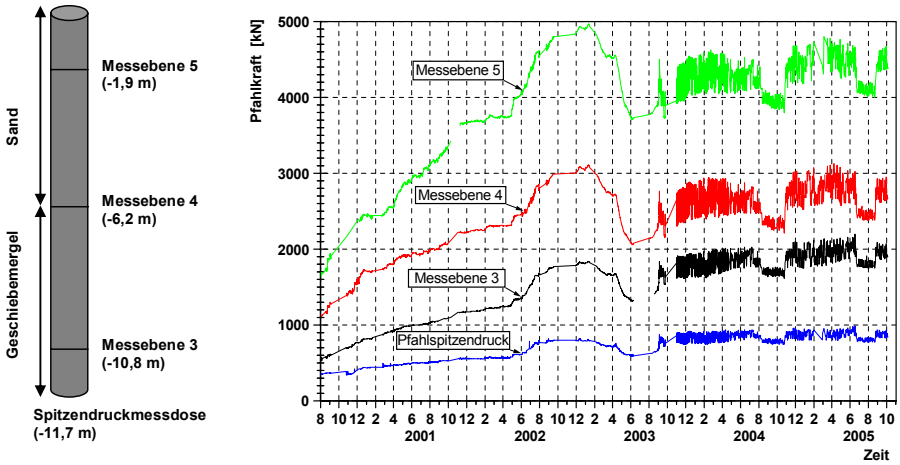


Bild 4: Zeitliche Entwicklung der Pfahlkräfte in verschiedenen Tiefen (Messquerschnitt A, Südkammer)

Aus der Differenz der Pfahlkräfte in den einzelnen Messebenen lässt sich die mittlere Mantelreibung in den einzelnen Baugrundschichten bestimmen. Dabei ergeben sich für die Sand- und Geschiebemergelschicht Werte bis zu 220 kN/m², die gut mit den Ergebnissen der Pfahlprobebelastungen korrespondieren.

3.1.2 Lastaufteilung Sohlplatte/Pfähle

In der Nähe der Messpfähle wurden Sohlspannungsdruckgeber unter der Sohlplatte angeordnet. Somit kann die Lastaufteilung der vertikalen Gesamtlast zwischen den Gründungspfählen und der Sohlplatte für jeden Messpfahl bestimmt werden. Diese Aufteilung kann in Anlehnung an den bei der Bemessung von kombinierten Pfahlplattengründungen verwendeten Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} (Katzenbach et al., 2000) folgendermaßen quantifiziert werden:

$$\alpha_{lokal} = \frac{N_{Pfahlkopf}}{N_{Pfahlkopf} + N_{Platte}} = \frac{N_{Pfahlkopf}}{N_{Pfahlkopf} + \sigma_{Sohle,effektiv} \cdot A_E} \quad [-]$$

Dieser dimensionslose Kennwert (hier lokal für jeden Messpfahl definiert) gibt das Verhältnis der Kraft am Pfahlkopf ($N_{Pfahlkopf}$) zu der im Bereich einer Einflussfläche A_E des Messpfahles an den Baugrund übertragenen Gesamtlast an. Die Gesamtlast setzt sich aus einem Anteil aus der Pfahlkraft und dem über die Sohlplatte übertragenen Lastanteil (N_{Platte}) zusammen.

Die effektiven Sohlspannungen können aus der Differenz der Messergebnisse der Sohlspannungsdruckgeber (totale Spannungen) und der Sohlwasserdruckgeber ermittelt und als konstant über die Einflussfläche A_E angenommen werden. Als Einflussfläche A_E eines Messpfahles wird die Größe des Pfahlrasters abzüglich der Querschnittsfläche des Pfahles betrachtet:

$A_E = A_{Pfahlraster} - A_{Pfahl}$
$= 3{,}25\ m \times 2{,}85\ m - \pi \times (D^2/4)$

In Bild 5 ist die zeitliche Entwicklung von α_{lokal} für die Messpfähle im Messquerschnitt 1 dargestellt. Für beide Pfähle sind nach einem kontinuierlichen Anstieg des Pfahlplatten-Koeffizienten bis etwa März 2001 nur noch schwache Schwankungen und ein leichter Anstieg von ca. 0,9 auf 0,95 zu beobachten. Dies bedeutet, dass die beiden Messpfähle etwa 95 % der auf ihren Einflussbereich wirkenden Gesamtlast übernehmen.

Die bisher maximalen Normalkräfte am Pfahlkopf sind im Januar 2003 gemessen worden. Zu diesem Zeit-

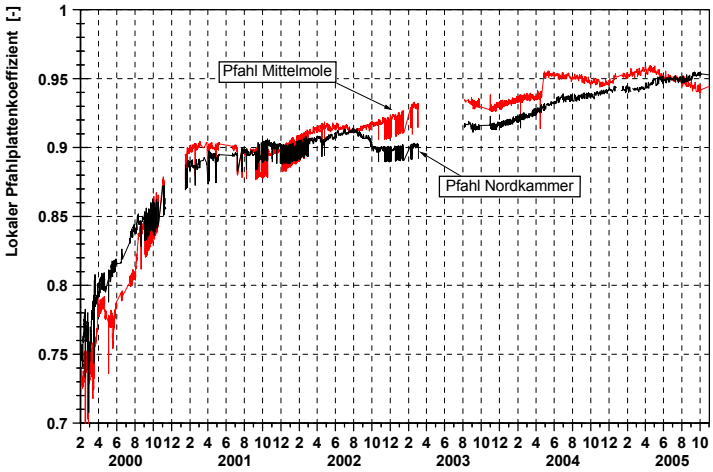


Bild 5: Zeitliche Entwicklung von α_{lokal} im Messquerschnitt 1

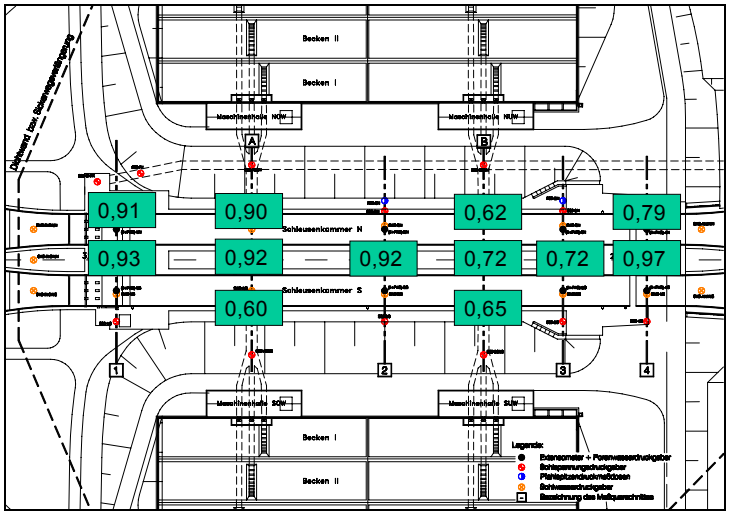


Bild 6: Räumliche Verteilung des lokalen Pfahlplatten-Koeffizienten α_{lokal} (Stand Januar 2003)

punkt war das Schleusenbauwerk nahezu fertig gestellt und die Grundwasserabsenkung innerhalb eines Dichtwandringes noch in Betrieb. In Bild 6 ist für jeden Messpfahl der lokale Pfahlplatten-Koeffizient für diesen Zeitpunkt dargestellt.

Die Darstellung zeigt, dass die Messpfähle 60 – 97 % der Gesamtlast abtragen. Die räumlichen Unterschiede im Tragverhalten lassen sich auf die Baugrundverhältnisse und die unterschiedlichen Längen der Messpfähle zurückführen.

3.2 Setzungsverhalten der Schleuse

In vier Messquerschnitten (jeweils in der Symmetrieachse der nördlichen und südlichen Schleusenkammer) werden Setzungsmessungen mit Mehrfachextensometern durchgeführt. Die Absetztiefen der Extensometeranker wurden anhand vorliegender Baugrundaufschlüsse festgelegt und richten sich nach den anstehenden Baugrundschichten (vgl. Bild 7, links). Die am tiefsten liegenden Verankerungspunkte der Extensometer reichen bis in eine Tiefe von maximal 55 m unter der Schleusensohle. Diese werden als Fixpunkt betrachtet. Die Porenwasserdruckaufnehmer wurden in korrespondierenden Tiefen zu den Extensometerverankerungen angeordnet. Insbesondere ist hier die Porenwasserdruckentwicklung in den bindigen Schichten unter Berücksichtigung der Grundwasserhydraulik für die Interpretation der auftretenden Setzungen von Bedeutung.

In Bild 7 ist die Setzungsentwicklung am Oberhaupt in vier unterschiedlichen Tiefen für die Extensometer E1 bis E4 dargestellt. Die Messungen begannen mit dem Betonieren der Sohle. Man kann deutlich die hohen Setzungsraten während der Herstellung der seitlichen Bodenanschüttungen an die Kammerwände im Jahr 2002 und den Beginn des Schleusungsbetriebes im September 2003 erkennen. Im Zeitraum von August 2004 bis Juni 2005 konnten aufgrund defekter Messgeber keine Daten aufgezeichnet werden. Die gemessenen Gesamtsetzungen betrugen im September 2005 am Oberhaupt 42 mm und am Unterhaupt 22 mm. Die größeren Setzungen am Oberhaupt sind auf das hohe Eigengewicht der massiven Torlamelle, die in diesem Bereich besonders hohe Belastung infolge der großen Aufschüttungen, die zeitliche Abfolge der Betonage der Schleusenabschnitte und die nicht horizontbeständige Baugrundschichtung zurückzuführen. Ein Vergleich der Setzungen unter der Süd- und Nordkammer zeigt keine signifikante Schiefstellung der Schleuse in Querrichtung.

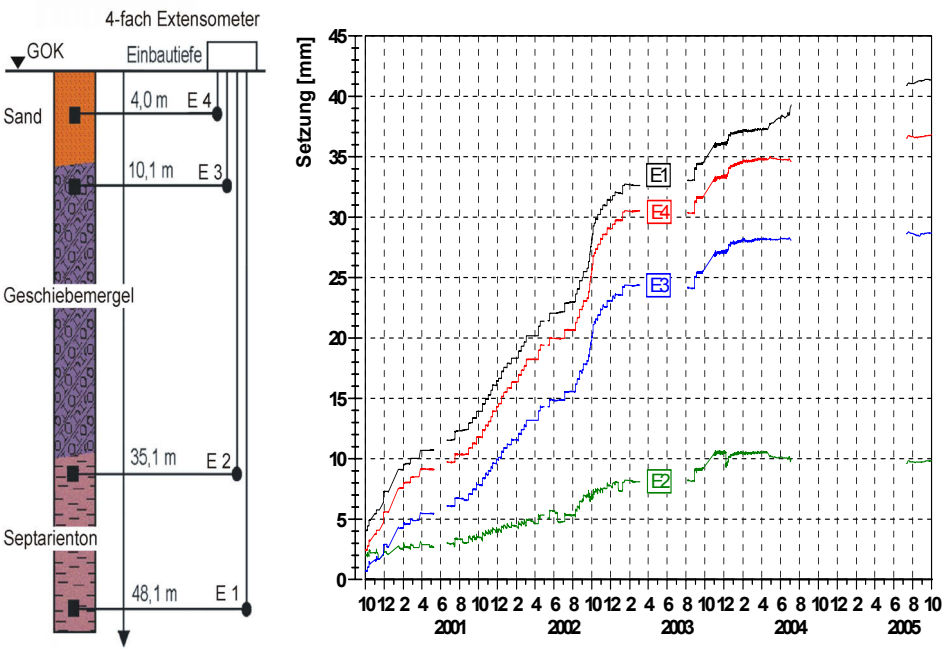
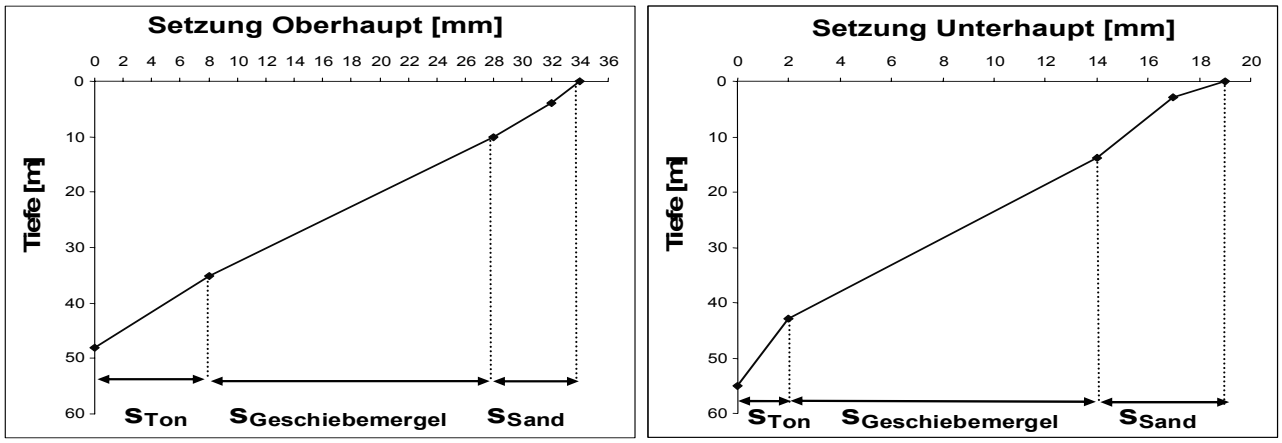


Bild 7: Zeitliche Entwicklung der Setzungen am Oberhaupt (Nordkammer)



Setzung in Schicht i	Sand		Geschiebemergel		Septarienton	
	OH	UH	OH	UH	OH	UH
absolut s_i [mm]	6	5	20	12	8	2
relativ s_i / s_{gesamt} [%]	17,5	26,5	59	63	23,5	10,5

Bild 8: Setzungsverlauf über die Tiefe und Setzungsanteile der einzelnen Bodenschichten am Oberhaupt (kurz OH, links) und am Unterhaupt (kurz UH, rechts), Stand Herbst 2003

Durch den Einsatz von Mehrfachextensometern können neben der Gesamtsetzung auch die Setzungsanteile einzelner Baugrundschichten ermittelt werden, welche sich aus den Differenzen der gemessenen Setzungen in Höhe der Schichtgrenzen ergeben. In Bild 8 sind der Setzungsverlauf über die Tiefe für das Ober- und Unterhaupt und die Setzungsanteile der Sand-, Geschiebemergel- und Septarientonschicht im Herbst 2003 aufgetragen. An der prozentualen Verteilung der Setzungsanteile der Baugrundschichten an der Gesamtsetzung hat sich seither nichts wesentliches geändert.

Der größte Setzungsanteil mit ca. 60 % der Gesamtsetzungen ist dem Geschiebemergel zuzuordnen, in der Sandschicht sind es 17,5 % bis 26,5 %. Die Septarientonschicht hat vor allem am Unterhaupt mit 2 mm noch sehr geringe Setzungen erfahren. In dieser Schicht werden noch hohe Porenwasserüberdrücke gemessen, so dass mit entsprechenden Zeitsetzungen im Laufe der Konsolidierungsphase zu rechnen ist. Die bisher gemessenen Gesamtsetzungen betragen etwa 10-20 % der rechnerisch prognostizierten Endsetzungen nach 80 Jahren Betriebszeit der Schleuse.

Zusammenfassung und Ausblick

Die geotechnischen Messungen an der Schleuse Hohenwarthe wurden bereits während der Bauphase durchgeführt und konnten somit bereits erste Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten des im Herbst 2003 fertig gestellten Bauwerks liefern. Von besonderem Interesse für die weitere Auswertung der Messergebnisse sind die Erfassung des Langzeittragverhaltens der Pfahlgründung und des zeitabhängigen Setzungsverhaltens infolge Konsolidierung der bindigen Bodenschichten und der Auswirkungen der zyklischen Belastung aus Schleusenbetrieb. Anhand von Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode soll nun die rechnerische Reproduzierbarkeit der Messergebnisse überprüft und eine neue Setzungsprognose erstellt werden.

Literatur

HUCH, T.; KAUTHER, R.; SCHALLERT, M.: Bau der Doppelsparschleuse Hohenwarthe - Messkonzeption, Erfahrungen und bisherige Ergebnisse. 1. Siegener Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, Universität Siegen, 2001

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C.; KÖNIG, G.; SOUKHOV, D.; AHNER, C.: Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP). Fraunhofer IRB Verlag, 2000

KOOP, F., ASAM, P., STELZER, O.: Grundsätzliche Situation und besondere Problemstellung beim Neubau der Doppelkammersparschleuse Hohenwarthe, Baugrundtagung 2004, Leipzig

STAHLHUT, O., ERNST, U., KAUTHER, R., ROTHENSEE, H.: Geotechnische Messungen an der Doppelsparschleuse Hohenwarthe, Messen in der Geotechnik 2000. Heft Nr. 62, TU Braunschweig, 2000

Verfasser

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer
Referat Grundbau
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3170
E-Mail: oliver.stelzer@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Entwicklungen von konstruktiven, betontechnologischen und stahlbaulichen Aspekten bei hohen Schifffahrtsschleusen, dargestellt an der Schleuse Uelzen II

Dipl.-Ing. Thilo Wachholz
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover

Dipl.-Ing. Winfried Reiner
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Hannover

Dipl.-Ing. Dieter Eichler
Neubauamt für den Ausbau des MLK, Hannover

Dipl.-Ing. Joachim Saathoff
Neubauamt für den Ausbau des MLK, Hannover

Dipl.-Ing. Günter Schulz
Neubauamt für den Ausbau des MLK, Hannover

Dipl.-Ing. Thomas Hesse
Neubauamt für den Ausbau des MLK, Hannover

1. Einleitung

Der Bau von Binnenschifffahrtsschleusen besitzt in Deutschland eine lang zurück reichende Tradition. Insbesondere bei der Errichtung der künstlichen Wasserstraßen zu Beginn des 20. Jahrhunderts wie beim Dortmund-Ems-Kanal oder beim Mittellandkanal sind technisch aufwändige Konstruktionen entwickelt worden. Es bestand auch damals schon ein vordringlicher Bedarf nach einer möglichst unbeeinflussten Durchgängigkeit der Schifffahrtskanäle und damit die Forderung nach einer geringen Anzahl von Abstiegsbauwerken. Benachbarte Kanalabschnitte wurden daher mit großen Niveauunterschieden geplant. Dieses führte zu neuen technischen Lösungen für die Verbindungsbauwerke dieser Abschnitte. Dort wo der Schleusenbau an seine technisch realisierbaren Grenzen stieß, wie z.B. bei den Abstiegen in Henrichenburg, Rothensee, Niederfinow und Scharnebeck, kamen Schiffshebewerke zum Einsatz.

Das Bestreben nach der Entwicklung neuer Schleusenkonstruktionen vor dem Hintergrund erweiterter konstruktiver und hydraulischer Erkenntnisse fand in Deutschland zunächst in den 70er und 80er Jahren am Elbe-Seitenkanal und am Main-Donau-Kanal seinen Höhepunkt. Die dort errichteten Schleusen erreichen Hubhöhen bis knapp 25 m. Die aktuellen Schleusenprojekte am Wasserstraßenkreuz Magdeburg basieren auf dem Konzept dieser hohen Schleusen und führen hin zu einer Renaissance des Baus derartige massiver Schleusen, die am Elbe-Seitenkanal mit dem Neubau der Schleuse Uelzen II ihre Fortsetzung findet. In Europa und im außereuropäischen Raum sind zwar Schleusen mit wesentlich größeren Hubhöhen entwickelt und realisiert worden, jedoch handelt es sich dabei um Flussschleusen mit nicht vergleichbaren Randbedingungen wie an den genannten künstlichen Wasserstraßen.

Der Wasserhaushalt der hiesigen Kanäle macht es i.d.R. erforderlich, die Schleusen im sog. Sparbeckenbetrieb zu bewirtschaften, d.h., dass den Schleusenkammern hydraulisch angeschlossene (Wasser-) Sparbecken zuzuordnen sind. Die Bau- und Betriebserfahrungen mit diesen Bauteilen führten dazu, dass die modernen Konstruktionen in räumlich aufgelöster Bauweise mit bis zu drei abgesetzten Sparbecken erstellt wurden.

Für den Bau der Schleuse Uelzen II waren Randbedingungen zu erfüllen, die es notwendig machten, neuen Gesichtspunkten im Schleusenbau nachzugehen. Die besonderen technischen Lösungen dieses Bauwerkes, werden nachfolgend näher erläutert.

2. Ausgangssituation und Projektverlauf am Beispiel Schleuse Uelzen II

Der Elbe-Seitenkanal (ESK) stellt mit seiner Länge von 115 km den binnenseitigen Wasserstraßenanschluss des Seehafens Hamburg zum nord-west-deutschen Kanalnetz dar. Zur Überwindung der 61 m Wasserspiegeldifferenz zwischen der Elbe und dem Mittellandkanal wurden in den 70er Jahren das Schiffshebewerk in Scharnebeck mit einer Hubhöhe von 38 m und die Schleuse Uelzen mit einer Hubhöhe von 23 m errichtet. Die Schleuse zählt somit zu den größten Binnenschifffahrtsschleusen Deutschlands. Die 1976 in Betrieb genommene Anlage ist eine Sparschleuse mit drei offenen, terrassenförmig seitlich der Kammer angeordneten Sparbecken. Sie besitzt eine Nutzlänge von 185 m und eine Breite von 12,00 m.

Nach der Wiedervereinigung der beiden deutschen Staaten und der Öffnung der osteuropäischen Märkte hat der Elbe-Seitenkanal erheblich an verkehrlicher Bedeutung gewonnen. In den letzten Jahren ist ein erfreulicher Verkehrszuwachs auf bis zu 8,5 Mio. Gütertonnen pro Jahr zu verzeichnen. Dieser Trend ist weiter anhaltend.

Seit der Inbetriebnahme sind an vielen Anlagenteilen der Schleuse wiederholt Schäden aufgetreten. Eine umfangreiche Untersuchung zur Gesamtsituation kommt zu dem Ergebnis, dass die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes nicht gegeben ist. Sanierungen, die den erforderlichen Zustand wieder herstellen würden, wären mit erheblichen Kosten und bautechnischen Aufwendungen sowie einer mehrjährigen Schifffahrtssperre für den gesamten ESK verbunden. Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen entschied sich daher für den Neubau einer zweiten Schleusenkammer. Durch zwei unabhängig voneinander arbeitende Kammern ist dann auch die Betriebssicherheit der Schleusenanlage dauerhaft gewährleistet.

Grundsätzlich ist die Errichtung der neuen Schleusenkammer aus topographischen und baulichen Gründen nur östlich der bestehenden Schleusenkammer möglich. Nach Abwägung aller nautischen, topographischen und geotechnischen Randbedingungen wird die neue Schleuse Uelzen II in einem Achsabstand von 70 m und parallel zur Schleuse Uelzen I errichtet. (Bild 1)

Für die Festlegung von Abmessungen einer Schleusenkammer ist die zukünftige Struktur der Schifffahrtsflotte in dem betrachteten Wasserstraßenabschnitt entscheidend. Seit längerem zeichnet sich ein eindeutiger Trend hin zu größeren Schiffen ab. In Zukunft wird

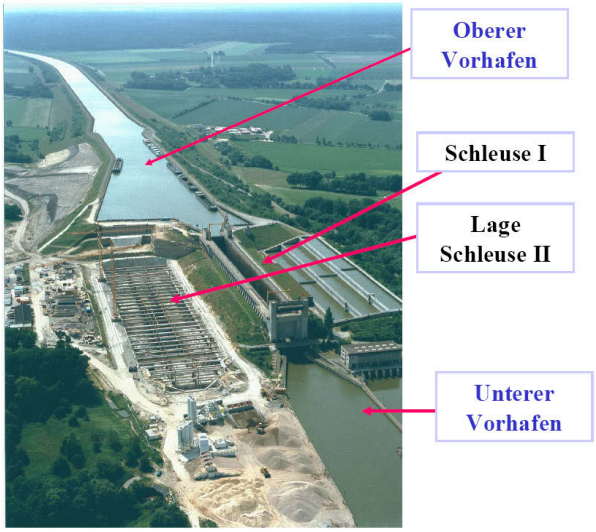


Bild 1: Schleusenanlage Uelzen

das Großmotorgüterschiff von bis zu 135 m Länge und der Schubverband mit zwei Leichtern und einer Länge von bis zu 185 m dominieren. Die Breite dieser Fahrzeuge beträgt 11,45 m, die Abladetiefe 2,80 m. Die Schleusenkammer Uelzen II erhält daher eine nutzbare Breite von 12,50 m und eine nutzbare Kammerlänge von 190 m. Die Drempeltiefe von 4,00 m unter Normalwasserstand entspricht der Wassertiefe im anschließenden Kanalnetz. Unter Einbeziehung aller Bauwerksteile erhält die neue Schleuse eine Gesamtlänge vom 311,00 m und eine Gesamtbreite von 52,50 m. Die Hubhöhe beträgt 23,00 m, wobei die Gesamthöhe des Bauwerkes von seiner Gründungssohle bis zur Oberkante 36,50 m betragen wird.

Als wesentliche Baumassen sind zu nennen:

Stahlbeton	= 240.000 m^3
Bewehrung	= 33.000 t
Erd- und Nassbaggerarbeiten	= 550.000 m^3
Stahlwasserbau	= 1400 t

3. Aufbau der Schleuse Uelzen II

Im Einlaufbereich verjüngt sich der Anschluss zum Oberen Vorhafen im Verhältnis 1:3 auf die Kammerbreite von 12,50 m. Die Kanalsohle wird über eine geneigte Ebene auf die Höhe der seitlichen Längskanaleinläufe hinabgezogen. An den Einlaufbereich schließt das Oberhaupt an. Sein Drempel lässt eine Einfahrtiefe von 4 m zu. Das Oberhaupt enthält die Aussparungen für das Obertor und die Vorrichtungen zum Setzen eines Revisionsverschlusses zum Trockenlegen des Torraumes. Die Schleusenkammer selbst ist mit ihrer nutzbaren Länge von 190 m und einer Breite von 12,5 m das Kernstück der Anlage. (Bild 2) Längskanäle verbinden das unterhalb der Kammersohle verlaufende Grundlaufsystem mit den Ein- und Auslaufbauwerken. Insgesamt vier Längskanalverschlüsse regeln den Wasseraustausch zu den Kanalhaltungen. Die zugehörigen Antriebe sind in Räumen neben jedem Verschluss untergebracht. Der Zugang zu den Antriebsräumen wird durch einen Verbindungsgang geschaffen, der jeweils seitlich der Kammer vom Ober- zum Unterhaupt führt. Im Unterschied zur bestehenden Schleuse werden die Sparbecken beidseitig übereinander und geschlossen angeordnet. Die gewählte Konstruktion ermöglicht zudem die Integration einer vierten Sparbeckenebene, so dass nun je Schleusung rd. 70 % Wasserentlastung aus der oberen Kanalhaltung eingespart werden kann. Die Sparbecken sind über Zulaufkanäle mit dem Grundlaufsystem verbunden. Das Unterhaupt schließt die Kammer durch eine oben liegende Betonwand (Maske) und dem unten liegenden Untertor ab. An das Unterhaupt schließt sich das Auslaufbauwerk mit dem Tosbecken und der Ausfahrt aus der Kammer zum Unterwasser an. Dieses Bauwerksteil wird von einer Unterhauptbrücke überspannt.

4. Schleusenkonstruktion

Der neuartige Planungsansatz für Schleusen ist, durchgängig kompakte Massivbauwerke mit einer statisch einfachen (ebenen) Konstruktion zu schaffen. Dabei sind als Grundlage bewährten Schleusenkonstruktionen zu wählen.

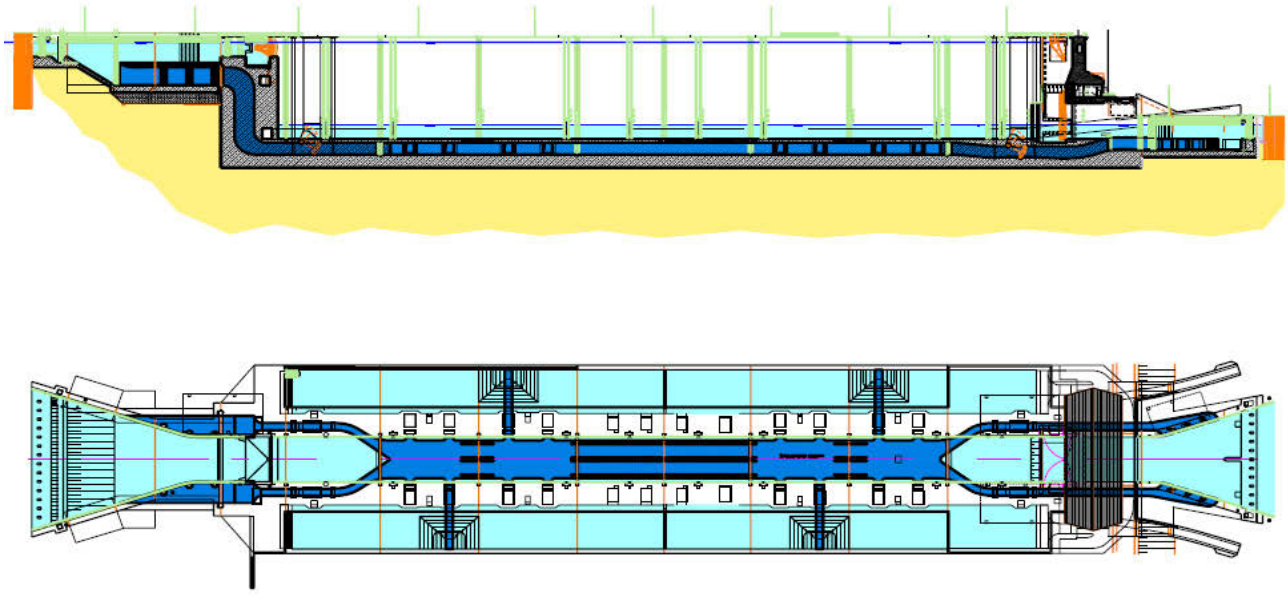


Bild 2: Längsschnitt und Draufsicht der Schleuse Uelzen II

Bei der neuen Schleusen Uelzen II wird die Kammer analog zu den hohen Schleusen am Main-Donau-Kanal im Querschnitt symmetrisch als U-förmiger, massiver Stahlbetonrahmen ausgeführt, gestützt durch eine hohe seitliche Anschüttung. Die Grundlaufdecke ist so ausgebildet, dass sie für die Lastabtragung des U-Rahmens keine Funktion erhält. Dies ermöglicht ein einfaches statisch bestimmtes System. Die Steifigkeit der Sohle des U-Rahmens ist in Längsrichtung abgestuft. An die sehr massiven und querverformungsbehinderten steifen Häupter schließt die Kammer zunächst mit einer 8 m dicken Sohle an, in der die Längskanäle geführt werden. Erst darauf folgen die Kammerelemente mit einer Sohlstärke von 3,25 m, in denen der Grundlauf angeordnet ist. Durch diese Abstufung sollen große Unterschiede im Querverformungsverhalten der Bauteile vermieden werden.

Durch die beidseitige Anordnung der Sparbecken an die Schleusenkammer in Geschossbauweise wird in Bezug auf die Wechsellastbeanspruchung eine günstigere Gründungssituation und durch das seitliche Rahmentragwerk der Sparbecken eine verbesserte Aussteifung der Kammerwände erreicht. Außerdem ermöglicht die gedrungene Konstruktion eine geschlossene Geometrie der Baugrube und bietet durch die kurzen Zulaufverbindungen Vorteile bei der Hydraulik.

5. Neues hydraulisches System

Bei der Schleuse Uelzen II stellt ein Längskanalsystem mit Grundkanal und Fülldüsen die Verbindung zwischen dem Oberen Vorhafen, der Kammer und dem Unteren Vorhafen her (Bild 2). Beginnend im Einlaufbauwerk sind dazu seitlich des Oberhauptes zwei große Fallschächte als Längskanäle angeordnet. Diese münden in den Grundkanal (Druckkammer) unterhalb der Kammersohle. Die Befüllung der Schleusenkammer aus dem Grundkanal erfolgt über 336 Fülldüsen in der Grundkanaldecke im Bereiche der Viertelspunkte sowie in der Kammermitte. Am Ende des Grundkanals zweigen wiederum zwei Längskanäle ab, die in ein vertieftes Tosbecken im Unteren Vorhafen münden. Zulaufkanäle verbinden die einzelnen Sparbeckenebenen mit dem Grundlaufsystem in den äußeren Viertelspunkten. Der Zu- und Abfluss wird mit insgesamt 16 doppelt kehrenden Schützen geregelt. Die Befüllung der Schleusenkammer erfolgt im Normalbetrieb zu 70 % über die vier Sparbecken und zu 30 % aus dem Oberen Vorhafen. Die 3D-Ansicht eines Regelblockes veranschaulicht das komplexe Gesamtsystem (Bild 3).

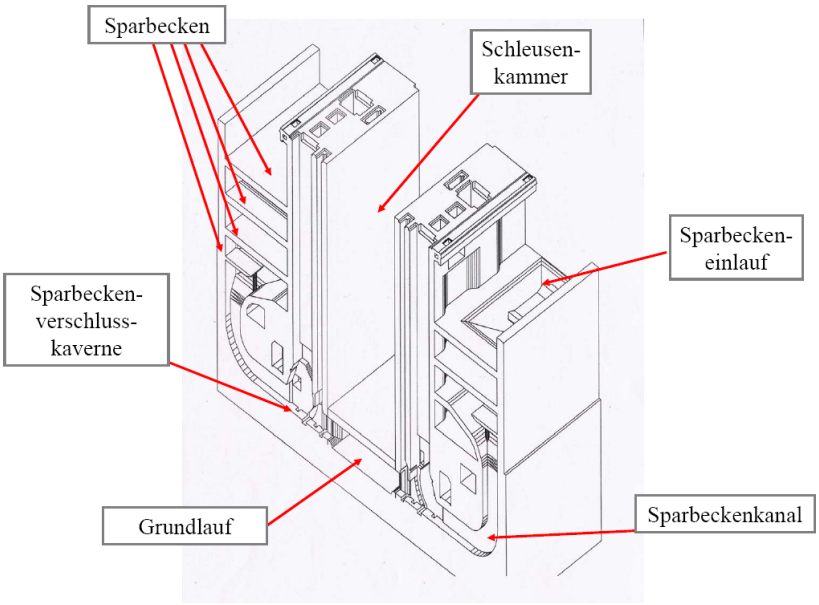


Bild 3: 3D- Ansicht eines Regelblockes

Bei der Festlegung dieses hydraulischen Systems wurde einerseits auf bewährte Systeme zurückgegriffen, andererseits aber auch neue Elemente entwickelt. So bestehen das Ein- und Auslaufbauwerk aus einer Kombination der entsprechenden Bauteile der hohen Schleusen am Main-Donau-Kanal und Uelzen I. Die Befüllung der Kammer über Fülldüsen ist neueren Schleusen nachempfunden. Bei der Geschoßbauweise der Sparbecken konnte auf ältere bewährte Anlagen wie die Schachtschleuse in Minden und die Schleuse Anderten zurückgegriffen werden. Zur Untersuchung der hydraulischen Gesamtwirkung und Bestätigung der Leistungsfähigkeit dieses neuartigen hydraulischen Systems einer Schleuse mit kurzen Zuläufen zu übereinander angeordneten Sparbecken wurde bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe ein hydraulisches Modell im Maßstab 1:20 errichtet und erfolgreich getestet. Im Ergebnis ist die neue Schleuse mit einem Zeitbedarf für eine reguläre Wasserentleerung von ca. 16 min vergleichbar schnell und damit genauso leistungsfähig wie die Schleuse Uelzen I. Mit einer Fallgeschwindigkeit von rd. 1,4 m/min ist sie eine der schnellsten Schleusen Europas.

6. Tendenzen im Massivbau

6.1 Bauweise, Fugen

Nach den Vorgaben in der Normung der DIN 19703 sind an Schleusen Bauwerksraumfugen in Abständen von 15 m herzustellen. Die Schäden an der Schleuse Uelzen I haben gezeigt, dass Raumfugen die wesentlichen Schwachstellen einer Konstruktion darstellen, verbunden mit einem erheblichen Schadenspotential. Auch wegen der besseren geometrischen Verträglichkeit zu den Anforderungen des hydraulischen Systems im Inneren der Schleuse wurde in der Planung das Grundmaß der Kammerlamellen auf 25 m erweitert.

Weiterhin wurde wegen der technischen Vorteile das Bauwerk bis ca. 16 m oberhalb der Bauwerkssohle ohne Raumfuge erstellt (teilmonolithische Bauweise). Damit wird erreicht, dass die Schleuse im Grundwasser keine Fugen aufweist. Diese Konstruktion bewirkt außerdem im Baugrund eine stetige und flache Setzungsmulde. Verkantungen der Bauwerksteile sind nicht möglich, Verdrehungen deutlich reduziert.

Durch den Entfall der Fugen im Einflussbereich des Grundwassers werden potentielle Fehlstellen, die bei einer Fugenbandleckage zum Bodenentzug und ggf. zum Versagen des Bauwerkes führen könnten, ausgeschlossen.

In den aufgehenden Schleusenbauteilen nehmen Temperaturwechselbeanspruchung und Schwindverkürzung zu.

Um die daraus resultierenden Zwangsbeanspruchung zu beherrschen, wird dort eine Fugenteilung von 25 m beibehalten. Die durch die Konstruktion der Sohle verringerten Verformungen bewirken, dass die verbleibenden Fugenbänder für kleinere Dehnungswege ausgelegt und fest eingebaut werden können. Auf die unterhaltungsaufwendigen geflanschten Fugenbandkonstruktionen kann komplett verzichtet werden.

Nachdem die teilmonolithische Bauweise technologisch beherrschbar ist, erscheint aus heutiger Sicht grundsätzlich auch eine vollständig monolithische, d.h. raumfugenlose Bauweise realisierbar. Neben den technischen Vorteilen muss für eine derartige Konstruktion je nach den Randbedingungen des Projekts auch der wirtschaftliche Vorteil nachgewiesen werden. Dabei sind insbesondere die Bewehrungsgehalte der fugenbehafteten und der fugenlosen Bauweise maßgebend.

In den verbleibenden wasserdruckbeanspruchten Fugen werden heute grundsätzlich bei allen Schleusenneubauten 2 Dichtungsbänder hintereinander angeordnet, da ein Versagen bzw. eine Fehlstelle von Fugenbändern Leckagen mit erheblichen Folgeschäden aus Unterspülungen, Setzungen, Verkantungen hervorrufen kann. Im Übergang zu den „leichteren“ Bauwerksteilen wie Einlaufbauwerk oder Auslaufbauwerk werden die Elastomere i.d.R. nach Abschluss der Primärsetzungen des Massivbauwerkes in den Zweitbeton eingebaut.

Das Basismaterial der Dichtungsfugenbänder ist hochwertiger Kautschuk, die Anforderungen der DIN 7865 müssen erfüllt sein. An den Enden des Elastomers sind Blechstreifen einvulkanisiert, womit ein wasserundurchlässiger Haftverbund an den Beton erreicht wird.

6.2 Stahlbetonarbeiten

Die Betonarbeiten einer massiven Schleuse erstrecken sich über einen langen Zeitraum. Zur Entlastung des Umfeldes von Betonfahrzeugen für die großen Betonmengen sind auf der Baustelle örtliche Betonmischanlage vorgeschrieben. Diese Anforderung hat bei großen Betonagemengen neben den positiven Auswirkungen auf die Umwelt auch ökonomische Vorteile. Da sich die Schleusenbaustelle „naturgemäß“ an einer Wasserstraße befindet, werden die Betonzuschläge - wie auch alle sonstigen wesentlichen Massen - per Schiff zur Baustelle transportiert. Mit der Vor-Ort-Herstellung des Betons kann die Qualität des Baustoffs besser und schneller überwacht und gesteuert werden.

Den Transport des in der Ortbetonmischanlage hergestellten Betons hin zur Einbaustelle wählt der Unternehmer nach seiner Erfahrung und Verantwortung (z.B. LKW-Zwischentransport und Übergabe an den Einbauort mittels Pumpwagen mit Ausleger oder Pumpleitung von der Ortbetonmischanlage direkt zur Einbaustelle). Der Beton ist in Lagen von etwa 50 cm Höhe einzubauen und durch Innenrüttler zu verdichten.

Bei der Qualitätssicherung des Betons gelten die Grundlagen der geltenden Betonnormen einschließlich der im Verkehrswasserbau für den Neubau von Betonbauwerken maßgeblichen ZTV-W LB 215. Bezüglich der Dauerhaftigkeitsanforderungen wird u.a. unterschieden in Bauteile ohne Frostbeanspruchung (Sohle), Bauteile mit Frostbeanspruchung und hohem Widerstand gegen mechanische Einwirkungen (Kammerwand) oder mit Frost-Tausalzbeanspruchung (Schleusenwandplanie). Der jeweils dafür erforderliche Beton wird üblicher Weise innerhalb des gesamten Bauteils verwendet, obwohl die Anforderung i.d.R. nur im oberflächennahen Bauteilbereich erforderlich ist. Diese Bauweise führte in der Vergangenheit oftmals zu Konflikten mit einer weiteren Anforderung an den Beton für massige Bauteile, nämlich die Begrenzung der Abbindewärme (Hydratationswärme) des Betons im jungen Alter. Ziel dabei ist die Minimierung von Zwangsspannungen und der ggf. daraus resultierenden Risse oder eine Optimierung der Bewehrung. Die Anforderungen an die Betonzusammensetzung zur Minimierung der Wärmeentwicklung und zur Optimierung bestimmter Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons sind zumindest teilweise gegensätzlich, beispielsweise bei Zementart und Zementgehalt.

Zumindest in Teilbereichen wurde für die Schleuse Uelzen II eine Entkopplung der Dauerhaftigkeits- und der Hydratationswärmeproblematik angestrebt. In bestimmten Bereichen ist durch eine Auflösung in Rand- und Kernbeton eine zonierte Bauweise zur Anwendung gekommen (Bild 4). Der Randbereich ist ein Beton mit den erforderlichen Dauerhaftigkeitseigenschaften, im Kernbereich wurde ein Beton verwendet, bei dem ein größerer Anteil Zement durch Flugasche aus der Kraftwerksfiltration ersetzt ist. Rand- und Kernbeton wurden dabei in Lagen frisch in frisch eingebaut. Unterschiedliche Konsistenzen und Tönungen, bedingt durch die unterschiedlichen Zemente bzw. Zementanteile, lassen sich beide Rezepturen sehr gut beim Einbau unterscheiden.

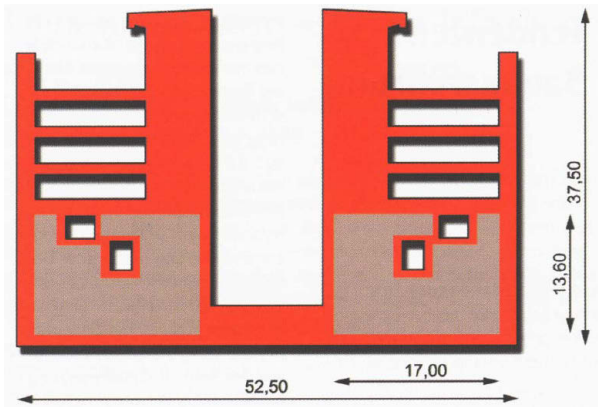


Bild 4: zonierte Bauweise mit Rand- und Kernbeton

Für den im Verkehrswasserbau wesentlichen Dauerhaftigkeitsaspekt des Betonfrostwiderstandes wird ein spezieller Nachweis nach dem CIF/CDF-Verfahren gefordert. Die technischen und vertraglichen Grundlagen hierfür schaffen die ZTV-W LB 219. Beim Projekt Uelzen II erwies sich der Kammerwandbeton unter Verwendung von 270 kg/m^3 CEM II/BS und Luftporenbildner dazu völlig unkritisch.

Für die Wasserundurchlässigkeit und die Dauerhaftigkeit von massiven Wasserbauwerken ist es notwendig, die Rissbreiten zu begrenzen. In den ZTV-W LB 215 wird dafür der Rechenwert w_{cal} = 0,25 mm vorgegeben. Eine wesentliche risserzeugende Einwirkung ist die Dehnungsbehinderung bei Abfließen der Hydratationswärme, der frühe Zwang. Die Zwangsbeanspruchung zu diesem Zeitpunkt ist häufig maßgeblich für die Bemessung. Hierfür sind besondere Untersuchungen und numerische Nachweise zu führen.

Als Ergebnis der Bemessung wurde in der 3,75 m dicken Sohlplatte der Schleuse Uelzen II eine Bewehrung von 8 Lagen oben und 5 Lagen unten ∅ 28 alle 12,5 cm eingebaut. In den aufgehenden Kammerwänden und den Sparbeckenwänden waren i.d.R. 2 Lagen Ø 28, e = 12,5 cm erforderlich. Insgesamt wurden für die Gesamtkubatur von 240.000 m³ Beton rd. 33.000 t Stahl benötigt, entsprechend einem Bewehrungsgehalt von 137,5 kg/m³ (Bild 5). Die wesentlichen Gründe für die hohen Bewehrungsmengen sind die hohen Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit, der Dauerhaftigkeit und der Mindestbewehrung. Der Bewehrungsgehalt wäre bei einer fugenbehafteten Bauweise des Sohlbe-

Bild 5: Bewehrungsarbeiten

reichs in gleicher Größenordnung erforderlich gewesen.

7. Ausrüstung der Schleuse Uelzen II und ableitbare Tendenzen

7.1 Stahlwasserbau und maschinentechnische Anlagen

Das Obertor der Schleuse Uelzen II ist ein Zugsegment und wird mit einem beidseitigen elektro-mechanischen Kompakt-Antrieb bewegt. Als Untertor kommt als neuartiges Verschlusssystem ein überstautes Stemmtor mit Kopfdichtung zum Einsatz (Bild 6). Der Antrieb dieses Verschlusses erfolgt ebenfalls mit Hilfe elektromechanischer Kompakt-Antriebe mittig aus einem Antriebsraum innerhalb der Querwand des Unterhauptes.

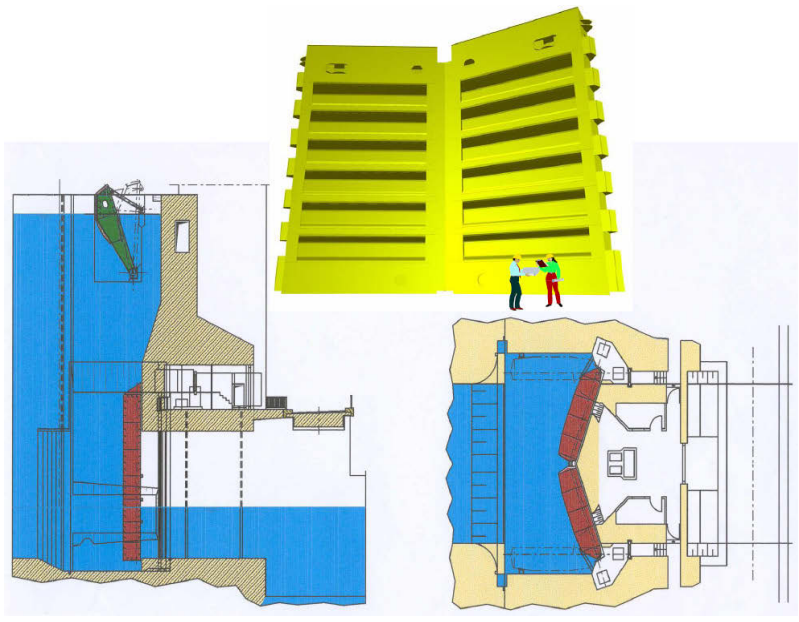


Bild 6: Untertor als überstautes Stemmtor mit Kopfdichtung

Die Längskanalverschlüsse in den Schützlamellen des Ober- und Unterhauptes sind Zugsegmente. Sie liegen in den Längskanälen am Ober- und Unterhaupt. Auch diese Verschlüsse werden mit Hilfe elektromechanischer Kompakt-Antriebe bewegt. Segmentverschlüsse mit einem gleichartigen Antrieb sind auch in den Sparbeckenzuläufen als Sparbeckenverschlüsse gewählt worden. Sie wirken bei gefüllter Kammer als Drucksegment, bei gefüllten Sparbecken als Zugsegment.

Längskanal- und Sparbeckenrevisionsverschlüsse sind einfache Gleittafeln. Als Revisionsverschlüsse für die Tore dienen Dammbalken. Die 16 Schwimmpoller erhalten eine Ausführung entsprechend der DIN 19703. Zusätzlich sind für die Sportschifffahrt gesonderte Schwimmpoller installiert.

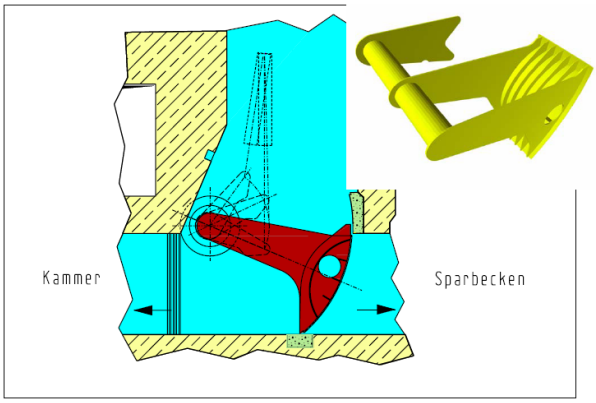


Bild 7: Sparbeckenverschluss, wechselseitig belastet

Das Grundkonzept bei der Planung der Stahlwasserbauelemente der Schleuse Uelzen II bestand darin, Bauelemente weitestgehend zu vereinheitlichen und dabei auf bewährte und wirtschaftliche Komponenten zurückzugreifen. Das Drucksegmenttor hat sich bei anderen Schleusen in Deutschland bewährt. Als Untertor wurde das klassische Stemmtor gewählt, dass als Faltwerk deutliche betriebliche Vorteile hat. Mit dem Überstau des Untertores wird in Uelzen allerdings ein neuer Weg beschritten. Als tiefe Schütze haben sich Segmentverschlüsse sehr gut bewährt. Da die Sparbeckenverschlüsse wechselseitig belastet werden, sind diese in Uelzen erstmalig doppeltkehrend ausgebildet (Bild 7). Diesen neuartigen Einsatz hatte die Bundesanstalt für Wasserbau zuvor intensiv in einem Modell untersucht. Mit der Wahl der o.g. Verschlussarten gelingt es, durchgängig drehende Elemente zu integrieren und auf die in der Unterhaltung sehr aufwändigen gleitenden und rollenden Verschlüsse zu verzichten. Auch die Konzeption für die Antriebe der Betriebsverschlüsse sieht eine Vereinheitlichung und eine Vereinfachung vor. Elektromechanische Kompaktantriebe bilden hierfür den Grundstein. Damit gelingt

es sogar, die Antriebsanforderungen aller Verschlüsse nur durch einen Antriebstyp zu erfüllen, was zu einer fast absoluten Baugleichheit der Antriebe führt.

In der Regel sind diese Stahlwasserbauten aus unlegiertem Stahl (Baustahl) hergestellt, jedoch kommen aus Gründen des Korrosionsschutzes und daraus folgend auch an speziellen Konstruktionsteilen nichtrostende Stähle (Niro) zum Einsatz. Durch den verstärkten Einsatz von nichtrostendem Stahl und dessen Kombination mit unlegiertem Stahl kommt es aber an Stahlwasserbaukonstruktionen vermehrt zu Schäden infolge elektrochemischer Korrosion. Auf Grund dieser Schäden wird in einem Merkblatt *Einsatz von nichtrostendem Stahl im Stahlwasserbau* der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, empfohlen, den Einsatz von nichtrostenden Stählen generell zu minimieren bzw. zu vermeiden. Bei unvermeidbarer Verwendung von nichtrostendem Stahl ist dessen Fläche gering zu halten und soweit möglich zu beschichten. Der direkte Kontakt zwischen unlegiertem und nichtrostendem Stahl ist generell zu vermeiden. Das gilt insbesondere für die Verbindungsmittel. Schraubverbindungen aus nichtrostendem Stahl sind nicht mehr einzubauen. Statt dessen sollen Schrauben aus unlegiertem Stahl zum Einsatz gelangen, die grundsätzlich, wie auch das angrenzende Bauteil, fachgerecht zu beschichten sind. Lauf-, Schleif- und Dichtungsflächen müssen allerdings wegen ihrer besonderen Belastung auch weiterhin aus nichtrostendem Stahl hergestellt werden. Diese sollten jedoch zusätzlich beschichtet werden.

Für den erweiterten Korrosionsschutz können auch aktive Maßnahmen geeignet sein (Kathodischer Korrosionsschutzes (KKS) als Opferanoden oder mit Fremdstrom). Der KKS schützt die Flächen am unlegierten Stahl, an denen Schadstellen an der Beschichtung entstanden sind.

7.2 Allgemeine Ausrüstung für die Schifffahrt

Für die übrige Ausrüstung der Schleusen stellt die DIN 19703 die Grundlage dar. Bei hohen Schleusen werden die Leitern im Kammerbereich in Nischen rechtwinklig zur Kammerwand angebracht. Die Leitern stehen damit nicht mehr im Kammerquerschnitt. Der Aufstieg ist dadurch sicherer möglich und es soll so verhindert werden, dass Sportboote und Berufsschifffahrt die Leitern beim Schleusen als Festmacher benutzen. Die Nischen dienen auch als Einbaubereich für möglicherweise zusätzlich erforderliche aufzusetzende Fugenbänder.

7.3 Elektro- und Steuerungstechnik

Die Versorgung aller Anlagenteile einer Schleuse mit elektrischer Energie muss redundant erfolgen. Zur Aufrechterhaltung eines Notbetriebes bei Netzausfall ist am Hauptverteiler der Anschluss eines - ggf. mobilen - Notstromaggregates vorzusehen. Die wichtigsten Anlagenteile sind an eine Unabhängige Stromversorgung (USV) angeschlossen, um die notwendigsten Schleusungsvorgänge im Falle eines Netzausfalles vornehmen zu können.

Für die Steuerung der Anlagenteile eignen sich die modernen Schaltsysteme aus dem allgemeinen Anlagenbau. Besondere Anforderungen an Schleusen bestehen insbesondere hinsichtlich des Schutzniveaus gegen Feuchtigkeit.

7.4 Schleusenleitzentrale und betriebliche Einrichtungen

Auf ein Schleusenbetriebsgebäude im Nahbereich der Schleusenkammer kann grundsätzlich verzichtet werden, weil die moderne Steuerungs- und Leittechnik - in Analogie zur Flugsicherung oder zur Leittechnik bei der Deutschen Bahn - eine Beobachtung und Steuerung des Verkehrs auch aus einer abgewandten Position heraus ermöglicht. Die Schleusenvorgänge werden durch Videokameras so überwacht, dass eine direkte Einsichtnahme in die Kammer und in die Vorhäfen entbehrlich ist.

Daher wird die Steuerung von Doppelschleusenanlagen künftig nur noch von einem Bedienstand aus erfolgen. Bei weniger belasteten Schleusen ist eine Fernbedienung von einer Revierzentrale aus vorgesehen. Im Fall einer nur geringen Schiffsfrequenz erfolgt eine Selbstbedienung der Schleuse durch die Schifffahrt mit Fernüberwachung. In der Schleusenwarte müssen neben dem Steuerpult und der Monitorüberwachung auch Einrichtungen und Techniken für die sonstigen Betriebserfordernisse zur Verfügung gestellt werden. Dazu zählen insbesondere die Zentralsteuerung, die Nachrichtentechnik, Feuermelde- und Löschtechnik, Klimatechnik und Sozialbereiche für das Betriebspersonal. Auch weniger belastete Schleusen benötigen eine technisch gleichwertige, qualitativ weniger aufwendige Leitstelle, da diese Anlagen ggf. auch Vor-Ort gesteuert werden müssen.

Für die Ausbildung des Leitstandes und der sonstigen betrieblichen Einrichtungen und Räume sind neben den grundsätzlichen hochbaulichen und gestalterischen Aspekten besonders die Anforderungen des Brandschutzes zu berücksichtigen. Dieses gilt sowohl für den passiven als auch für den organisatorischen Schutz. Die Maßnahmen sollten durch ein Brandschutzgutachten belegt und mit der örtlichen Feuerwehr abgestimmt sein. Schleusenbetriebsgebäude bzw. Leitstände sind außerdem behindertengerecht zu gestalten.

7.5 Sicherheits- und Gesundheitsschutz

Die Schleusenanlagen müssen für den Benutzer (die Schifffahrt) und den Bediener sowie die an der Anlage arbeitenden Personen sicher entworfen und gebaut sein. Es ist dabei zu beachten, dass sowohl beim Schleusungsprozess als auch beim Betrieb und der Wartung der Anlagen Sachen und vor allem Personen nicht zu Schaden kommen. Neben der Analyse der besonderen Gefahrensituationen für die Benutzer, die von einer Schleuse als Gesamtanlage ausgehen, kommt bei der Risikoeinschätzung der von Anlagenteilen ausgehenden Gefahren insbesondere die Maschinenrichtlinie der EU (Richtlinie 98/37/EG) zur Anwendung. Dadurch wird die Einhaltung EU-weit harmonisierter Forderungen an die Sicherheit und Gesundheit von Personen und Sachen gewährleistet.

8. Entwicklungen bei Gründungen, Baugruben- und Bodenkonzeption

Mit einer kompakten, fugenlosen Konstruktion, insbesondere im Sohlbereich, wird die Schleusenkammer durchgehend gegründet. Kleinräumige Inhomogenitäten im Baugrund werden dadurch ausgeglichen. Infolgedessen sind einheitliche Setzungen über das gesamte Bauwerk zu erwarten.

Für die Bauaufgabe der Schleuse Uelzen II waren die anstehenden Sande als nicht bettungsempfindlich einzustufen. Allerdings stellte hier das von der Schleuse I bekannte erheblich negativ wirkende Verformungsverhalten des Baugrundes aufgrund der hohen wechselnden Beanspruchungen besondere Anforderungen an die Konstruktion. Mit der Wahl einer durchgängigen Sohle und der beidseitigen Anordnung der Sparbecken auf einer gemeinsamen Gründungssohle mit der Kammer kommt die Schleusenkonstruktion dieser Randbedingung aus dem Baugrund bestmöglich nach.

Die grundsätzliche Aufgabe bei der Wahl des Baugrubenkonzeptes besteht darin, unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten eine Konstruktion auszuwählen, die den Einfluss der Baugrube auf die bestehende Nachbarbebauung wie Schleusenkammer, Dämme usw. minimiert und den Grundwasserhaushalt während der Bauphase so gering wie möglich beeinträchtigt. Der Verbau ist daher insbesondere bei tiefen Baugruben verformungsarm auszubilden, wozu i.d.R. nur aufwändige Verbaulösungen aus Schlitzwänden oder Bohrpfahlwänden mit entsprechender meist mehrlagiger Verankerungen geeignet sind. Auch ausgesteifte Lösungen sind denkbar. Diese stören den späteren Baubetrieb der Stahlbetonarbeiten nicht wesentlich. Ausgeschrieben wird i.d.R. die Wand-Sohle-Bauweise, wobei die Konstruktion einer steifen Sohle zur Stabilisierung des Fußpunktes der Verbauwand erforderlich wird. Sollte in der Tiefe der Gründungssohle eine dichtende Bodenschicht oder sogar Fels anstehen, ist zu untersuchen, ob die vertikalen Verbauwände in diese dichtend einbinden können und somit auf die dichtende und aussteifende Sohle verzichtet werden kann.

Beim Projekt Uelzen II erfolgte aufgrund eines Sondervorschlags die vertikale Stützung und Dichtung der Baugrube über eine Schlitzwandeinfassung und eine daran anschließende mitteltief liegende horizontale Düsenstrahlsohle als untere Dichtung. Die Lastabtragung der Schlitzwände erfolgte über eine 2-lagige Innenaussteifung. Die dritte untere Aussteifungslage bildete die Düsenstrahlsohle. Die Auftriebskräfte, die auf die Sohldichtung wirkten, wurden über spezielle GEWI-Verankerungen abgetragen (Bild 8).

Der Geländesprung zum Oberen Vorhafen musste besonders gesichert werden. Insgesamt war dort ein Geländesprung von 36 m Höhe durch einen steifen Verbau mit einer dreifach rückverankerte Bohrpfahlwand abzufangen (Bild 9). Gegen möglichen Wasserdurchströmungen aus dem Oberen Kanalabschnitt waren im Damm spezielle Abdichtungen und Vorsorgemaßnahmen zum Abpumpen erforderlich.

Der gesamte Baugrubenaushub verblieb im Bereich der neuen Schleusenanlage und wurde überwiegend für die Dämme im Zuge der Erweiterung des oberen Vorhafens und als Anschüttung für die Schleuse verwendet. Die überschüssigen Bodenmengen sind im Rahmen einer ökologischen Ausgleichsmaßnahme östlich des oberen Vorhafens eingebaut worden.

Bild 9: Baugrubenverbau

9. Maßnahmen an den Vorhäfen

Ein neues Schleusenbauwerk benötigt Anschlüsse an die bestehenden Vorhäfen. Wegen des gesteigerten Raumbedarfs der neuen großen Schiffseinheiten und wegen des Verkehrszuwachses kann es erforderlich werden, die Vorhäfen auszubauen.

Der Obere Vorhafen der Schleuse Uelzen liegt in einer Dammstrecke (Bild 10), die Kanalsohle ist daher gedichtet. Für den Neubau der Schleuse II ergaben sich dadurch besondere bauliche Maßnahmen. Seitlich an den vorhandenen Kanaldamm ist aus den überschüssigen Bodenmassen der Baugrube eine Dammerweiterung hergestellt worden. Dort hinein wurden die Uferspundwände für die neuen zukünftigen Start- und Liegeplätze der Schiffe gestellt. Der Einbau der Dichtung und Sohlsicherung, bestehend aus 30 cm Tondichtung, einer Lage Geotextil und 60 cm Wasserbausteinen, erfolgte überwiegend im Trockenen.

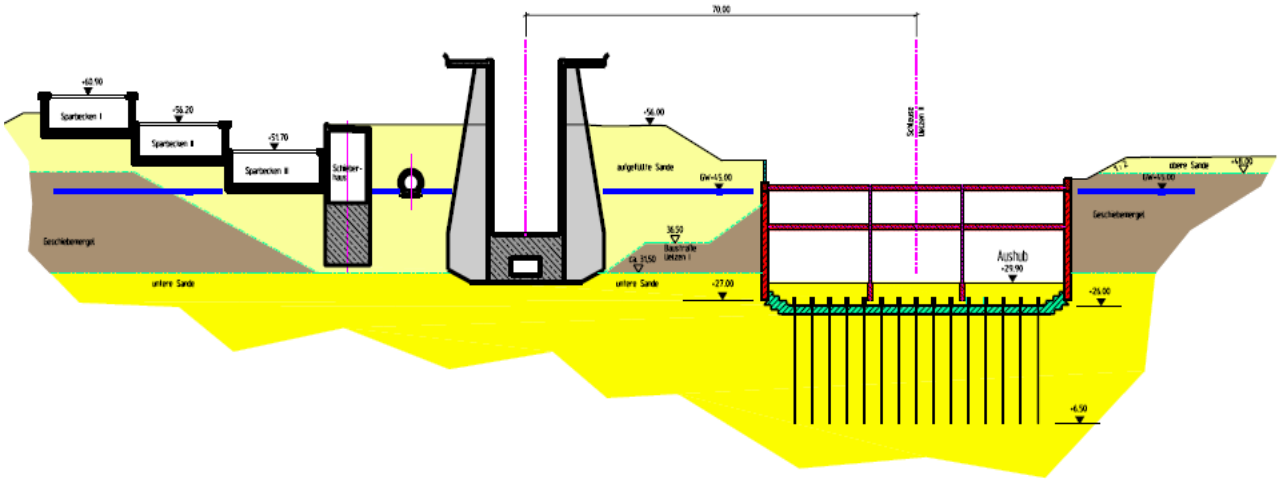


Bild 8: Baugrund und Baugrubenkonzept

Der Untere Vorhafen liegt im Einschnitt, die Kanalsohle dort ist nicht gedichtet. Zusätzlicher Raumbedarf für nautische Manöver wird hier im Gegensatz zum Oberen Vorhafen nicht benötigt. Der Anschluss der Schleuse und die Anpassung des Unteren Vorhafens für das neue Schleusenbauwerk erfolgten entlang der neuen Vorhafenlinie durch rückverankerte Spundwände für Start- und Liegeplätze. Nach dem Rammen der neuen Uferwand und deren Verankerung wurde der Aushub des Bodenkörpers teilweise unter Wasser mit anschließendem Einbau der Sohlensicherung im Nassen vorgenommen.

Bild 10: Oberer Vorhafen, Dammstrecke

Beim Ausbau der Vorhäfen sind auch kreuzende Bauwerke wie Brücken, Düker und Durchlässe zu beachten. Anpassungen oder Umbauten können erforderlich werden. Für die Vorhäfen der Schleuse Uelzen II waren ein Durchlass (Verlängerung und Verstärkung) und ein Düker mit seinen aufsteigenden Bauteilen betroffen.

10. Prognoseverfahren und Beweissicherung

Bei komplexen Baubedingungen spielen die Wechselwirkungen der Baugrube und der zukünftigen Betriebszustände auf die umliegende Bebauung und das übrige Umfeld in Bezug auf die Geotechnik und den Naturschutz eine besondere Rolle. Daher sind im Rahmen der Planung zur Absicherung der Planungsergebnisse die Auswirkungen ausführlich auch mit Hilfe von computergestützten Verfahren zu prognostizieren und ggf. Grenzzustände für die zulässigen Werte festzulegen. Im Rahmen der baulichen Umsetzung sind dann die tatsächlichen Auswirkungen mit Hilfe von Messsystemen, die auch an der zu schützenden Anlage installiert sein sollten, zu erfassen, den Prognosedaten gegenüber zu stellen und ggf. Gegenmaßnahmen zu veranlassen.

Bild 12: Schleusenansicht kurz vor Inbetriebnahme

Für die Prognose der geotechnischen Auswirkungen des Neubaus der Schleuse Uelzen II wurde auf der Grundlage der gewählten Baukonstruktion und Bauabläufe durch die Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, eine großräumige Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt, die die Verformungen aus der Baumaßnahme und den späteren Betriebszuständen insbesondere für die benachbarte Schleuse I nachwies. Ebenfalls wurden auch für den Nachweis der Tragsicherheit der Einzelbauteile der Baugrube und der Schleuse selbst aufwändige FE-Berechnungen durchgeführt (Bild 11). Die Verformungen im Baugrund und an der Schleuse Uelzen I wurde mit Hilfe eines aufwändigen Messtechnischen Beweissicherungssystem erfasst und bewertet. In dieses System war auch die Dokumentation des Einflusses auf das Grundwasser integriert. Die Messergebnisse standen allen Baubeteiligten und Gutachtern online zur Verfügung. Die tatsächlich festgestellten Verformungen des Bodenkörpers und der zu schützenden Schleusenanlage Uelzen I lagen unterhalb der kritischen Werte, so dass die Schleuse ohne Veränderungen an der Konzeption erstellt werden konnte (Bild 12).

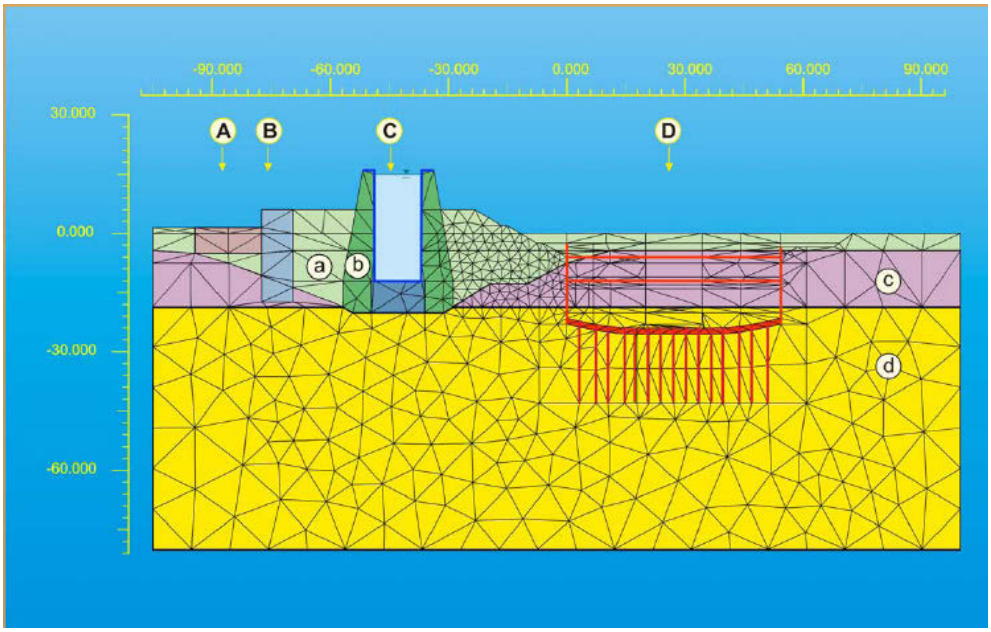


Bild 11: Ein Berechnungsmodell nach der Finiten-Elementen-Methode

Die Einflüsse der Baumaßnahme auf den Naturhaushalt lassen sich mit Hilfe einheitlicher Bewertungsverfahren beurteilen und daraus ausgleichende Maßnahmen ableiten. Ob diese ihre prognostizierten Ziele erreichen, ist über eine Nachbilanzierung zu dokumentieren und zu bewerten.

Verfasser

Dipl.-Ing. Thilo Wachholz
Dezernat Neubau
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 3171
E-Mail: thilo.wachholz@wsd-m.wsv.de

Dipl.-Ing. Winfried Reiner
Dezernatsleiter Neubau
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
Am Waterlooplatz 5, 30169 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 3170
E-Mail: winfried.reiner@wsd-m.wsv.de

Dipl.-Ing. Dieter Eichler
Amtsleiter
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
Nikolaistrasse 14/16, 30159 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 5000
E-Mail: dieter.eichler@nba-h.wsv.de

Dipl.-Ing. Joachim Saathoff
SBL 5: Neubau Abstiegsbauwerke
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
Nikolaistrasse 14/16, 30159 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 5500
E-Mail: joachim.saathoff@nba-h.wsv.de

Dipl.-Ing. Günter Schulz
SBL 4: Neubau Abstiegsbauwerke
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
Nikolaistrasse 14/16, 30159 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 5400
E-Mail: günter.schulz@nba-h.wsv.de

Dipl.-Ing. Thomas Hesse
SB 4: Neubau Abstiegsbauwerke
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
Nikolaistrasse 14/16, 30159 Hannover
Tel.: 0511 9115 – 5410
E-Mail: thomas.hesse@nba-h.wsv.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Schlauchwehre – Perspektiven für den Einsatz der flexiblen Wehrverschlüsse

Dipl.-Ing. Michael Gebhardt
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Matthias Maisner
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Ulrike Gabrys
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Vorteile und Anwendungsgrenzen – Hydraulische und statische Bemessung – Werkstoffanforderungen – Erste Erfahrungen an Bundeswasserstraßen

1. Perspektiven für flexible Wehrverschlüsse

In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) werden 280 Wehre betrieben, von denen die Hälfte älter als 50 Jahre ist. In den nächsten Jahren besteht daher ein hoher Sanierungsbedarf bei immer knapper werdenden Haushaltsmitteln. Stahlwasserbauverschlüsse haben zwar eine hohe Lebensdauer von bis zu 70 Jahren, müssen aber im Schnitt alle 15 bis 20 Jahre einer Instandsetzung unterzogen werden. Beispielsweise werden am Neckar mit seinen 27 Staustufen jedes Jahr 4 bis 6 Wehrverschlüsse instandgesetzt, wobei eine Instandsetzung im Schnitt ein halbes Jahr dauert. Neben dem Einsparungspotenzial bei Investition, Betrieb und Unterhaltung gewinnt auch die Umweltverträglichkeit eine zunehmende Bedeutung: Schmierstoffe und Anstriche dürfen heute keine wassergefährdenden Stoffe enthalten und die Erneuerung von bestehenden, teilweise asbesthaltigen Korrosionsschutzanstrichen erfolgt unter strengen Auflagen, oft unter vollständiger Einhausung eines Wehrverschlusses.

Vor diesem Hintergrund haben Schlauchwehre in den vergangenen beiden Jahrzehnten mehr und mehr an Bedeutung gewonnen: Der monetäre Vorteil der flexiblen Verschlüsse ist dabei nicht unerheblich, so dass sich immer häufiger private und öffentliche Betreiber für die vergleichsweise neue Technologie entscheiden. Beispielsweise konnten die Investitionskosten bei der Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar allein für die Wehrverschlüsse um 0,5 Mio. Euro gegenüber einer konventionellen Stahlwasserbaulösung gesenkt werden [4]. Bei den Ersatzneubauten Marklendorf an der Aller und Bahnitz an der Unteren Havel-Wasserstraße beträgt der Kostenvorteil gegenüber einem Klappenwehr bei den Investitions- und Unterhaltungskosten immerhin 20 % bis 25 %. Neben dem wirtschaftlichen Aspekt gibt es aber auch eine Reihe von Vorteilen, die Schlauchwehre gegenüber Stahlwasserbauverschlüssen besitzen [3]:

- Die Konstruktion ist einfach und ohne bewegliche Teile (Drehgelenke, Lager), ohne Korrosions- und Dichtungsprobleme und ohne umweltbelastenden Schmierstoffe. Schlauchwehre reagieren unempfindlich gegenüber Setzungen und Erdbeben.
- Die bei herkömmlichen Stahlwasserbauverschlüssen vorhandenen wartungsintensiven Antriebe wie Hydraulikzylinder, Elektrostellantriebe oder Ketten entfallen. Schlauchwehre werden allein durch das Ein- und Ausleiten von Luft oder Wasser in den Schlauchkörper gesteuert.
- Der Aufwand für Aussparungen und Bewehrungen ist gering und die Krafteinleitung in den Wehrkörper gleichmäßig verteilt. Die Grundinstandsetzung wird dadurch wesentlich erleichtert, insbesondere dann, wenn die alte Betonkonstruktion mit einbezogen werden muss.
- Der Betrieb im Hochwasserfall ist sicher, da ein Schlauch immer abgelegt werden kann. An einigen Anlagen wurde daher von den Genehmigungsbehörden auf die Einhaltung der (n-1)-Bedingung nach DIN 19700 verzichtet.
- Die Montage oder der Austausch der Schlauchmembranen erfolgt innerhalb von Wochen, so dass sich die Bauzeiten und die Zeiträume für Revision und Instandsetzung erheblich verkürzen.

Ungeachtet der Vorteile ist die Skepsis gegenüber dem Einsatz der flexiblen Verschlüsse nach wie vor groß, gerade an Stauanlagen, deren Betreiber ein hohes Maß an Sicherheit für die Anlieger und für deren Nutzer, wie z.B. für die Schifffahrt, verlangen. Dies liegt zum einen an den in der Vergangenheit aufgetretenen Schadensfällen und zum anderen an den fehlenden Bemessungsgrundlagen. Hinweise und Empfehlungen zur Planung beschränken sich zumeist auf die Angaben der Hersteller. Zwei Planungen in der WSV, Marklendorf an der Aller und Bahnitz an der Unteren Havel-Wasserstraße, bei denen im Rahmen einer Grundinstandsetzung Schlauchwehre eingesetzt werden sollen, waren Anlass für die BAW, ein gemeinsames Forschungs- und Entwicklungsvorhaben (FuE) der Abteilungen Wasserbau und Bautechnik zu initiieren und darin den aktuellen ingenieurwissenschaftlichen Kenntnisstand zusammenzufassen, Anwendungsgrenzen für wasser- und luftgefüllte Schlauchwehre aufzuzeigen sowie Grundlagen für Planung, Bemessung und Ausführung zu erarbeiten.

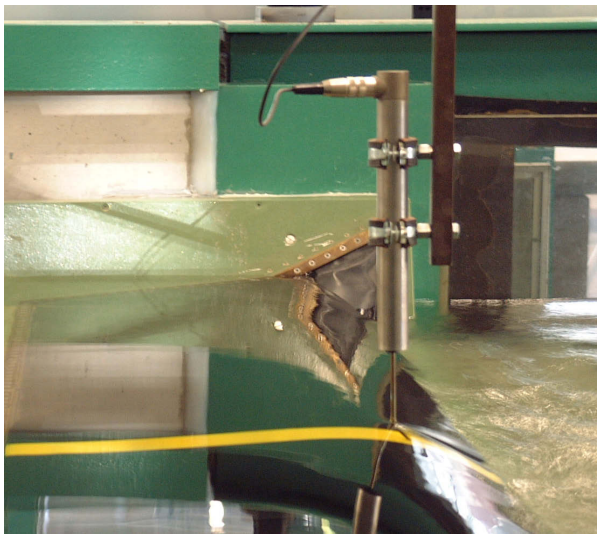
2. Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Wasserbau

2.1 Schlauchgeometrie, Überströmungscharakteristik und Schwingungsempfindlichkeit

Zwei physikalische Modelle, ein Vollmodell im Maßstab 1:12,5 und ein Ausschnittsmodell im Maßstab 1:5 standen für die wasserbaulichen Fragestellungen zur Verfügung (s. Bild 1). Der Einfluss unterschiedlicher hydraulischer Randbedingungen, Innendrücke und Befestigungsarten auf das Abfuhrvermögen, die Schlauchgeometrie und die Schwingungsempfindlichkeit des Schlauchkörpers sowie die Wirkungsweise von Abhilfemaßnahmen wie das Anbringen von Deflektoren und Störkörpern waren Gegenstand zahlreicher Versuchsreihen.

Bei Schlauchwehren ist es naheliegend, den Innendruck als physikalische Stellgröße heranzuziehen und den Zusammenhang von Innendruck und Schlauchgeometrie zu beschreiben. Beim Bemessungsfall für die Bauteile, d.h. ohne Überströmung, zeigen die Berech-

a. Wassergefülltes Modell mit Deflektor

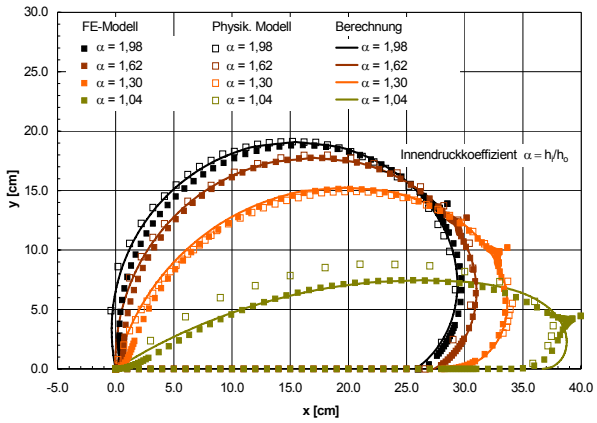


b. Messung der Schlauchhöhe mit einem induktiven Wegaufnehmer

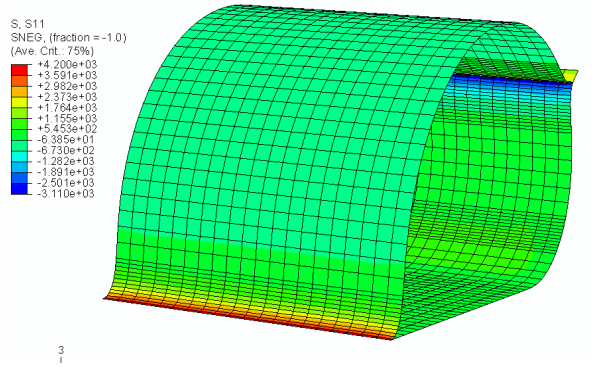
c. Videodokumentation der Schwingungen

Bild 1

nungsergebnisse mit analytischen und numerischen Verfahren (Finite-Elemente-Modell mit ABAQUS) eine gute Übereinstimmung mit den im Modellversuch gemessenen Geometrien (s. Bild 2). Für viele Anwendungsfälle können damit Geometrie und Membrankraft in Abhängigkeit von Bemessungsinnendruck, Schlauchumfang, Ober- und Unterwasserstand und Befestigungsabstand berechnet werden. Bei der Berechnung überströmter Schlauchwehre treten dagegen mit zunehmender Überfallhöhe größere Unterschiede zu den Modellergebnissen auf. Dies ist auf die Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung zurückzuführen, die infolge der beschleunigten Strömung mit steigender Überfallhöhe zunimmt. Alternativ können die Wasserstands-Abflussbeziehungen (Wehrbezugskurven) - nach wie vor - mit Hilfe physikalischer Modelluntersuchungen bestimmt werden [3].



a. Vergleich der Schlauchgeometrien FE-Modell, Physikal. Modell und Analytischer Berechnung



b. Verlauf der Normalspannungen im FE-Modell

Bild 2 [3]

Luftgefüllte Schlauchwehre haben die Eigenschaft, dass sie mit abnehmendem Innendruck nicht mehr gleichmäßig überströmt werden, sondern an einer Stelle, zumeist im Bereich der Wehrwangen, einknicken (s. Bild 3a). Die Ursache hierfür ist die Druckdifferenz auf der Oberwasserseite, die nicht, wie beim wassergefüllten Schlauch, konstant ist, sondern sich über die Wassertiefe ändert. Da Membranen sehr dünne Flächentragwerke mit vergleichsweise geringer Biegesteifigkeit sind, tritt eine Instabilität des Systems auf und die Membran wird gefaltet bzw. gebeult. Durch diese V-förmige Eintiefung wird das Schlauchwehr einseitig beaufschlagt und die unterstromige Sohle lokal stärker beansprucht. Im Unterwasser können sich Walzensysteme ausbilden, die u.U. zu einer starken Beanspruchung der Uferböschungen führen. Nach praktischen Erfahrungen wird die Regelung des Oberwasserstands davon nicht beeinträchtigt [4]. Beim Einsatz von luftge-

füllten Schlauchwehren zur Wasserstandsregelung ist schon bei geringen Überfallhöhen ($h_ü/h_o$ = 0,10 bis 0,15) mit einem Einknicken zu rechnen [3].

a. Einknicken bei Luftfüllung

b. Prototyp einer Störkörperreihe

c. Deflektor

Bild 3

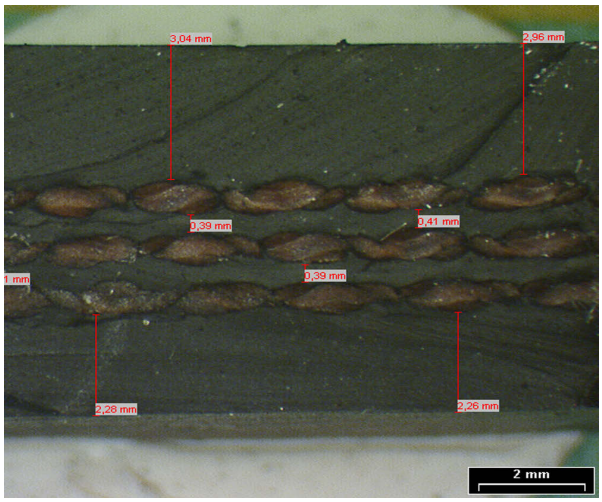
Durch Schwingungen kann sich die Schlauchmembran an der Betonoberfläche aufscheuern und zu Undichtigkeiten führen, wie einige Schadensfälle in der Vergangenheit zeigen. Daher gilt es, lang andauernde Schwingungen im Betrieb zu vermeiden. Aufgrund der geringeren Masse neigen luftgefüllte Schlauchwehre hier eher zu Schwingungen [3]. Die Untersuchungen zum Schwingungsverhalten wassergefüllter Schlauchwehre in Abhängigkeit von der Überfallhöhe, dem Unterwasserstand und dem Bemessungsinnendruck wurden mit Hilfe eines Triangulationslasers durchgeführt und anschließend mit einer Fast Fourier Transformation (FFT) ausgewertet. Dabei konnten zwei Frequenzbereiche festgestellt werden: eine niederfrequente Grundschwingung und eine höherfrequente Oberschwingung. Maßgeblichen Einfluss auf das Auftreten der Schwingungen hat dabei der Unterwasserstand. Die größten Amplituden treten erst bei Unterwasserständen auf, die ca. 70 % des Oberwasserstands betragen ($h_ü/h_o$ = 0,70). Schwingungen können aber durch Abhilfemaßnahmen, wie das Anbringen von Deflektoren und Störkörper (s. Bild 3b+c), vermieden oder erheblich reduziert werden. Dabei erwies sich eine Störkörperreihe, die erstmalig im Modellversuch systematisch untersucht wurde, als wirkungsvolle Alternative zu Deflektoren.

2.2 Werkstoffuntersuchungen, Befestigung und Beschädigung durch Vandalismus

Für die Festlegung von Materialspezifikationen wurden zahlreiche Materialuntersuchungen an handelsüblichen Membranen durchgeführt (siehe Bild 4a). Die chemischen Analysen zeigten, dass die Hersteller Spezialkautschuke wie Chloroprenkautschuk (CR) und Ethylen-Propylen-Kautschuk (EPDM) verwenden, daneben aber auch Polymerverschnitte aus Naturkautschuk (NR) und Styrol-Butadien-Kautschuk (SBR). Als Festigkeitsträger werden in der Regel hochfeste Gewebe aus Polyamid oder Polyester eingesetzt. In Anlehnung an die im Bergbau für Textilfördergurte üblichen Prüfungen wurden für Bauteilversuche Zugproben hergestellt und die Bruchkraft in Längs- und Querrichtung bestimmt [5]. Auf Grundlage der Werkstoffuntersuchungen und der einschlägigen Normungen wurden Grenzwerte für das Elastomer, wie z.B. Shore-A-Härte, Zugfestigkeit, Reißdehnung oder Abrieb, festgelegt. Diese Anforderungen wurden erstmalig für die Ausschreibung der Schlauchwehre Marklendorf und Bahnitz vorgegeben und bei der Produktion durch regelmäßige Kontrollprüfungen überwacht.

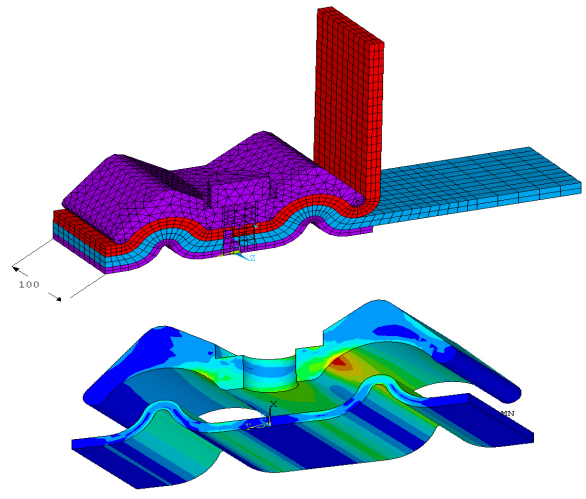
Für die Untersuchung des Langzeitverhaltens einer Schlauchmembran im eingebauten Zustand wurde in der BAW eine Prüfeinrichtung in Betrieb genommen (s. Bild 4b), um Aufschlüsse zur Retardation (Kriechen) der eingesetzten Materialien in der Befestigungskonstruktion zu erhalten. Hier zeigte sich, dass auch nach einem Beobachtungszeitraum von 2 Jahren kein signifikantes Kriechen festzustellen ist. Daneben wurden Finite-Elemente-Berechnungen für eine Schlauchwehrverankerung in Auftrag gegeben, bei der zwei Stahlschienen (S235JRG2) mit vorgespannten Schrauben im Beton verankert sind. Zwischen den beiden Stahlschienen wird die Schlauchmembran eingeklemmt. Die Nachrechnung erfolgte an einem Teilmodell unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen mit dem FE-Programm ANSYS. Als Belastung der Schlauchmembran wurde eine Streckenlast von 85 kN/m angesetzt

und die Schrauben mit 75 kN vorgespannt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse zeigte, dass in den Stahlschienen zwar eine maximale Vergleichsspannung von 226 N/mm² erreicht wird, die nur geringfügig unter der Fließspannung des Stahls liegt, diese aber nur lokal durch die in diesem Bereich ungünstige Bauteilgeometrie hervorgerufen wird (s. Bild 4c).



a. Mikroskopische Aufnahme einer 3-lagigen, 12 mm dicken Schlauchmembran

b. Langzeitversuchsstand



c. FE-Modell und Spannungsverlauf in Befestigungsschienen

Bild 4

Im Hinblick auf die immer wieder geäußerten Befürchtungen vor Vandalismus wurden beim Beschussamt Ulm entfernungsabhängige Beschusstests mit mehreren handelsüblichen Kalibern an verschiedenen Membranproben durchgeführt. Zusätzlich erfolgten Stichtests mit einem standardisierten Fallprüfgerät, wie es für die „Technische Richtlinie Schutzwesten“ verwendet wird. Zusammengefasst kann festgestellt werden, dass die untersuchten Membranproben dem Beschuss der gängigen Kaliber, wie sie auch in Schützenvereinen eingesetzt werden - wie zu erwarten - nicht standhalten. Allerdings reicht die Widerstandstandsfähigkeit für die sehr weit verbreiteten Luftgewehre (Kaliber 4,5 mm) aus. Auch mit Bleischrot kann der Membran bei Entfernungen über 15 m keine ernsthafte Verletzung zugefügt werden.

Die Einschusslöcher, die bei größeren Kalibern entstehen, verschließen sich durch die Elastizität des Elastomers wieder, so dass nur sehr geringe Leckagen zu erwarten sind. Ein weiteres Einreißen ließ sich außerdem nicht feststellen [5]. Bei wassergefüllten Schlauchwehren wird die Geschossenergie so reduziert, dass ein zweites Durchdringen auf der Rückseite praktisch ausgeschlossen werden kann.

3. Erfahrungen bei Planung, Bau und Betrieb

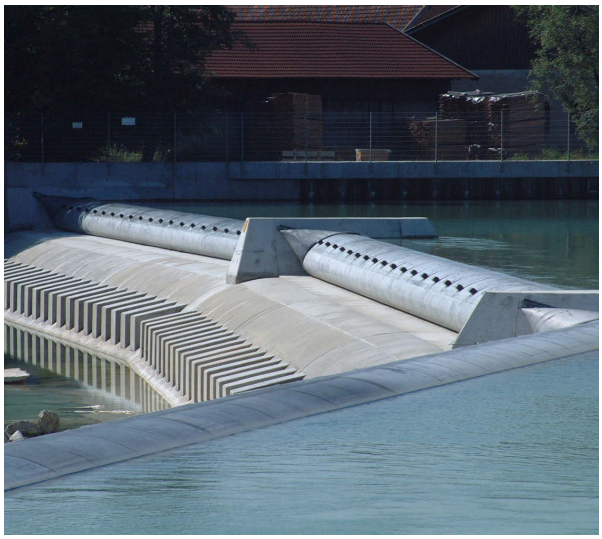
Obwohl die Schlauchwehr-Technologie auf eine fast 50-jährige Geschichte zurückblickt, wurde ein Großteil der Anlagen in Deutschland erst in den beiden letzten Jahrzehnten errichtet. Daher umfassen die Erfahrungen mit Schlauchwehren als Wehrverschlüsse einen relativ kurzen Zeitraum. Unter den besichtigten Anlagen ist das Wasserkraftwerk in Erlangen an der Regnitz die Anlage mit der längsten Betriebsdauer (s. Bild 5a). Das wassergefüllte Schlauchwehr mit einer Höhe von 1,20 m und einer Breite von 22,40 m ist bereits seit 1981 mit der Originalmembran in Betrieb. Die Betriebserfahrungen in Erlangen, aber auch an den anderen Anlagen sind sehr positiv: Die Wasserstandsregelung erfolgt bei allen Anlagen sowohl mit Wasser- als auch mit Luftfüllung automatisch innerhalb einer Stauzieltoleranz von wenigen Zentimetern. Obwohl schon extreme Hochwasserabflüsse abgeführt wurden, sind die Membranen insgesamt in einem sehr guten Zustand und weisen keine größeren Beschädigungen auf, die den Betrieb beeinträchtigen. Kleinere Beschädigungen der Membran wurden im wesentlichen durch Scherben, Nägel - in Ausnahmen auch durch mutwillige Beschädigung verursacht. Sie konnten auf einfachem Weg durch Kaltvulkanisation mit Reparaturflicken behoben werden. Auch an Flussabschnitten mit Geschiebetrieb, wie z.B. bei der Wasserkraftanlage Tullau am Kocher (s. Bild 5b), sind keine größeren Schäden und kein Abrieb festzustellen. An der Wasserkraftanlage Lechbruck am Lech (s. Bild 5c) wird sogar ein Wehrfeld zur planmäßigen Geschiebeabfuhr aus dem Stauraum herangezogen [3].

Im Oktober 2005 wurde die erste Schlauchmembran am Wehr Marklendorf/Aller montiert (s. Bild 6), die Inbetriebnahme der Wehranlage durch das Wasser- und Schifffahrtsamt Verden ist für das Jahresende 2006 geplant. Gleichzeitig erfolgt der Ersatzneubau für das Wehr Bahnitz an der Unteren Havel-Wasserstraße: Das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin hat vor, die erste Schlauchmembran im Mai 2006 zu montieren. Das wassergefüllte Schlauchwehr ist Bestandteil des Pro-

jekts 17, eines der "Verkehrsprojekte Deutsche Einheit", welches den Ausbau der bestehenden Wasserstraßenverbindung Hannover-Magdeburg-Berlin zu einer leistungsfähigen europäischen Wasserstraße vorsieht.

a. Erlangen/Regnitz (Bayern)

b. Tullau am Kocher (Baden-Württemberg)



c. Lechbruck am Lech (Bayern)

Bild 5

Die beiden Wehre bestehen aus je zwei Wehrfeldern von 23,60 m (Marklendorf) bzw. 36,50 m (Bahnitz) Breite und einer Höhe von ca. 2,20 m bzw. 2,40 m. Die Wehrfeldbreite sowie die Geometrie der Wehrschwelle und -pfeiler wurden von der BAW anhand von Modellversuchen optimiert. Die Verschlusshöhe konnte in beiden Fällen durch eine hydraulisch günstig ausgeformte Schwelle um rund 1,00 m reduziert werden [1,2]. Aufgrund der gleichmäßigeren Überströmung wird bei

a. Membran nach der Kalandrierung

b. Fertigung der Stöße

Bild 6: Wehr Marklendorf an der Aller (Teil 1)

beiden Schlauchwehren Wasser als Füllmedium verwendet, da hiermit das Stauziel über das gesamte Abflussspektrum, auch bei Unterwasserständen, die über dem Ablagetisch liegen, gehalten werden kann.

Die Druckhöhe im Schlauchinneren liegt im Bemessungsfall um das 0,6-fache über dem Oberwasserstand. Für die 12 mm dicke Schlauchmembran aus Chloroprenkautschuk (CR) wurden zwei Gewebeeinlagen aus Polyester vorgeschrieben. Erstmalig kommt bei

den beiden Schlauchwehren eine Reihe von Störkörpern aus Polyurethan zum Einsatz, die nachträglich auf den Schlauchkörper aufgeklebt werden.

c. bis **e.** Montage der Schlauchmembran im Oktober 2005

Bild 6: Wehr Marklendorf an der Aller (Teil 2)

f. Druckprüfung

Literatur

[1] BAW: Staustufe Bahnitz/Untere Havel, Gutachten über den Ersatz der Wehranlage durch ein Schlauchwehr, unveröffentlicht (2003)

[2] BAW: Staustufe Marklendorf/Aller, Gutachten über den Ersatz der Wehranlage durch ein Schlauchwehr, unveröffentlicht (2003)

[3] GEBHARDT, M.: Hydraulische und Statische Bemessung von Schlauchwehren, Dissertation (Veröffentlichung in Vorbereitung), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Universität Karlsruhe (2006)

[4] ITTEL, G.; HEIMERL, ST.: Innovative Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar, Wasserwirtschaft 91, Heft 9 (2001), S.434-442.

[5] MAISNER, M. ; GEBHARDT, M.; GABRYS, U.: Schlauchwehre aus Elastomerbahnen für den Verkehrswasserbau, KGK – Kautschuk Gummi Kunststoffe (12/2003)

Verfasser

Dipl.-Ing. Michael Gebhardt
Referat Wasserbauwerke, Stauhaltungen und Kanäle
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3410
E-Mail: michael.gebhardt@baw.de

Dipl.-Ing. Matthias Maisner
Referat Baustoffe
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 4860
E-Mail: matthias.maisner@baw.de

Dipl.-Ing. Ulrike Gabrys
Referat Stahlbau, Korrosionsschutz
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 4560
E-Mail: ulrike.gabrys@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Automatisierung und Fernbedienung von Schleusen am oberen Neckar

Dipl.-Ing. Klaus Hoß
Fachstelle Maschinenwesen Südwest, Koblenz

KURZFASSUNG

Schon seit römischer Zeit stellt der Neckar eine wichtige Verkehrsverbindung zwischen der Rheinebene und den Siedlungen am Neckar dar. Mit der fortschreitenden Industrialisierung zu Beginn des 20. Jahrhunderts entstanden entlang des Neckars wichtige Wirtschaftszentren, speziell im Raum Stuttgart, die mit Rohstoffen wie Kohle und Stahl versorgt werden mussten. 1919 fiel der Entschluss, den Neckar zur Reichswasserstraße für Schiffe bis 1200 Tonnen auszubauen. In mehreren Abschnitten wurde dieses Projekt bis 1968 realisiert. Pläne zur Weiterführung, sowie einer Rhein-, Bodensee-, Neckar-, Donauverbindung wurden einige Jahre später aufgegeben.

Heute überwindet die 203 km lange Bundeswassertrasse von Mannheim bis Plochingen mittels 27 Staustufen eine Höhendifferenz von 160 m. Das am Ende der Wasserstraße geringe Verkehrsaufkommen, die geänderten Anforderungen der Schifffahrt - just in time Transport mit dem Wunsch nach 24h Betrieb - sowie die hierfür anfallenden Betriebskosten, erforderten alternative und effizientere Betriebsformen der Schleusen und Wehre.

Aus diesem Grund wurde der obere Neckar 1996 als Pilotstrecke für die Automatisierung und Fernbedienung von Schleuse ausgewählt und Ende 2000 zur Realisierung durch das BMVBW freigegeben.

Seit Herbst 2004, drei Jahr nach Projektstart, werden 7 Schleusen mit 11 Kammern sowie 5 Wehre von maximal 3 Bedienern pro Schicht auf der FBZ Obertürkheim bedient.

Um jedem dieser Bediener die gleichzeitige Bedienung zweier beliebiger Schleusenkammern oder Wehre zu ermöglichen, wurde neben der Prozessvisualisierung eine Videoüberwachung, Schleusenfunk, Laut- und Wechselsprechanlagen sowie ein elektronisches Verkehrserfassungssystem installiert, die automatisch mit der Anwahl der zu bedienenden Anlage dorthin umgeschaltet werden.

Die auf verteilten Prozessen basierende hochredundante PLT-Software wurde kundenspezifisch für dieses Projekt entwickelt. Im Laufe der 3 jährigen Inbetriebnahme der Gesamtanlage durchlief die Software einen Evolutionsprozess, in deren Verlauf einige zusätzliche Funktionen realisiert wurden. Neben der Überwachung von Netzwerk, USV und SPS'en, wurden Pegelverläufe und deren numerischer Export integriert.

Eine der größten Herausforderungen des Projekts war die kostengünstige Übertragung der anfallenden Datenmengen. Selbst die komplette Aufrüstung des bis dato bereits teilweise digitalisierten WSV eigenen Kupferkabels in diesem Bereich wäre nicht ausreichend gewesen. Die realisierte Lösung für den Primärweg besteht aus einen, Dienste integrierenden,155 MBit/s SDH-Multiplexer System, welches auf eigenen und angemieteten LWL-Fasern betrieben wird.

Das auf Routern basierende WAN ist als logischer 34 MBit/s Ring an das SDH-System angeschlossen. Als redundanter Zweitweg wurden 2 MBit/s HDSL Strecken auf dem Kupferfernmeldekabel zwischen den Staustufen installiert. Die LAN's der Schleusen und der Zentrale wurden als geswitchte 100 MBit/s Netze ausgeführt. Alle Komponenten der Fernsteuerung kommunizieren mittels TCP/IP untereinander.

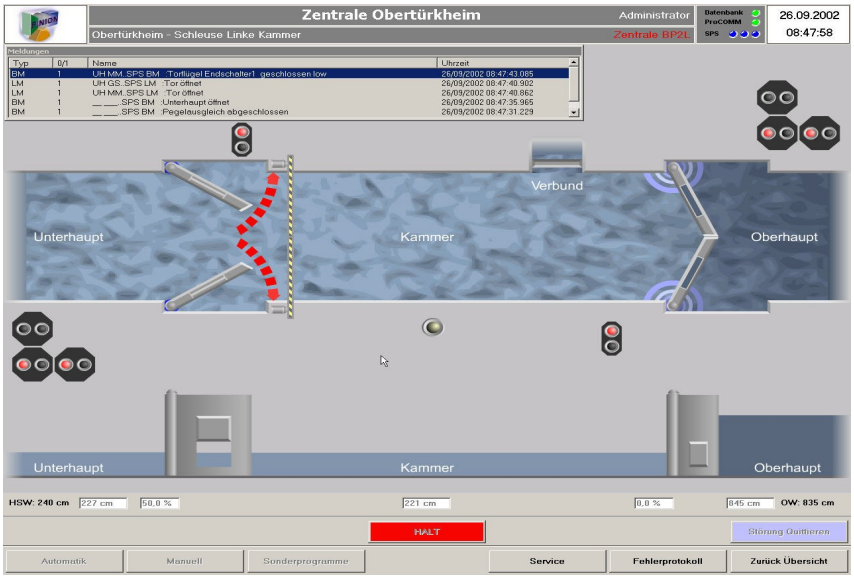


Bild 2: Prozess-Visualisierung

Bild 1: Steuerstand

Die zur Verfügung stehende Bandbreite erlaubt nur die Übertragung komprimierter Videobilder. Dabei wird das Kamerasignal von einem Coder in einen einstellbaren multicast Videostream von 10-1000 KBit/s gewandelt und bei Bedarf, auf der Zentrale decodiert und dargestellt.

Zur erfolgreichen Umsetzung des Projektes auf Basis der bestehenden Schleusen- und Wehranlagen waren umfangreiche Modernisierungsmaßnahmen vor Ort notwendig. So mussten die lokalen Steuerungen auf SPS umgestellt, Sensoren zur Messung von Weg, Kräften, Gewichten und Öldrücken installiert und eingestellt sowie einige Antriebe ersetzt oder modifiziert werden.

Verfasser

Dipl.-Ing. Klaus Hoß
Fachstelle Maschinenwesen Südwest
Schartwiesenweg 3, 56070 Koblenz
Tel.: 0261 9819 – 4244
E-Mail: k.hoss@fmsw.wsv.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Fernsteuerung von Schleusen

Dipl.-Ing. Rolf Kühlewind
Fachstelle Maschinenwesen Süd, Nürnberg

Einführung

Da im Zuge fortschreitender Automatisierung technischer Anlagen immer zuverlässigere und Sicherheitsorientierte Komponenten in der Steuer- und Überwachungstechnik zur Verfügung stehen, werden auch bei höchst sicherheitsrelevanten Anlagen wie Schleusen verstärkt Bemühungen unternommen, dort Fernbedienbarkeiten einzuführen, um bei gleich bleibender Personalstärke rund um die Uhr den Kunden einen höheren Service zur Verfügung zu stellen.

Eine 1994 vom damaligen Bundesminister für Verkehr einberufene Arbeitsgruppe "Schleusenautomatisierung", bestehend aus betrieblichen und technischen Spezialisten, Mitarbeitern der Ortsdienststellen und Juristen, ist nach Auswertung aller im Schleusenbetrieb anfallenden Aufgaben und Tätigkeiten und auch des Unfallgeschehens im Schleusenbereich zu dem Ergebnis gekommen, dass die Automatisierung und Fernsteuerung von Schleusen auch in Deutschland aus technischer, sicherheitstechnischer und rechtlicher Sicht grundsätzlich machbar ist. Für die Automatisierung und Fernsteuerung sprechen folgende Vorteile:

- Auf bestimmten Wasserstraßenabschnitten kann die Fernsteuerung dazu führen, dass die Einführung der Nachtschifffahrt volkswirtschaftlich vertretbar wird.
- Die defizitäre Kostenbilanz zwischen den Betriebskosten der Schleusen und den Einnahmen aus Schifffahrtsabgaben kann verbessert werden.
- Bei theoretischer Betrachtung ergibt sich an Bundeswasserstraßen nach Berechnungen des damaligen Bundesministeriums für Verkehr ein Einsparpotential von (langfristig) ca. 40 % des heutigen Betriebspersonals.

Für einen künftigen Betrieb ist es notwendig, umfangreiche Anpassungsmaßnahmen an den maschinen- und elektrotechnischen Einrichtungen der ausgewählten Schleusen durchzuführen. So müssen z. B. die Antriebe für die Stemmtore und für die Schütze umgerüstet werden. Herzstück der Fernsteuerung ist der Einsatz der "Speicherprogrammierbaren Steuerungstechnik".

Da im Bezirk der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd nur die in den letzten Jahren grundinstandgesetzten Schleusen mit dieser speziellen Technik ausgestattet sind - im Bezirk des Wasser- und Schifffahrtsamtes Schweinfurt sind dies z.B. die Schleusen Steinbach, Harrbach, Erlabrunn, Limbach und Viereth -, wurde entschieden, als Pilotprojekt von der Schleuse Harrbach aus die Schleuse Himmelstadt fernzusteuern. Die Schleuse Himmelstadt wurde im Rahmen von umfangreichen Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen entsprechend umgerüstet.

Nach erfolgreichem Abschluss des ca. einjährigen Probebetriebes der Fernsteuerung der Schleuse Himmelstadt von der Schleuse Harrbach aus wurden in einem zweiten Schritt die benachbarten Schleusen Steinbach und Rothenfels zugeschaltet. Maßgeblich für die Wahl der Schleuse Harrbach als Fernsteuerstelle waren die für die Einrichtung von Bedienplätzen günstigen räumlichen Gegebenheiten im dortigen Steuerstand.

Heute, im Jahr 2006, sind im Bereich der WSD Süd dann schon insgesamt 26 Schleusen im Fernsteuerbetrieb.

1. Fernübertragungssystematik

Für die Sicherheit und Lenkung der Schifffahrt bedient man sich an den Schleusen im Allgemeinen folgender nachrichtentechnischer Dienste:

- Telefonie im öffentlichen Netz
- Telefonie im KOM-Netz WSV
- Einseitiges / wechselseitiges Lautsprechen
- Nautischer Informationsfunk
- Fernsehüberwachung
- Pegelanzeige

Um eine Schleuse von einer zentralen Schleuse aus fern bedienen zu können, muss man auf die v.g. Dienste sowie auf die Bedienprozeduren der fern zu bedienenden Schleuse Zugriff haben. Die dienstspezifischen Sprach-, Bild-, Pegel- und Steuersignale sind in geeigneter Weise aufzubereiten, zur Zentrale zu übertragen und dort über die jeweiligen Endgeräte bzw. Ausgabe- und Bedieneinrichtungen zur Verfügung zu stellen.

1.1 Fernübertragung der nachrichtentechnischen Dienste und Steuerungsprozesse

1.1.1 Allgemeines

Aus wirtschaftlichen Gründen sind die Signale der nachrichtentechnischen Dienste und Steuerungsprozesse vorzugsweise im KOM-Netz WSV zu übertragen. Aufgrund der zu geringen Anzahl geeigneter Leitungskreise im KOM-Streckenkabel bzw. wegen der Breitbandigkeit der Bildsignale kommt nur ein digitales Übertragungsverfahren zur Anwendung.

So wurde seit dem Jahre 1999 von den Schleusen bis zu den Fernbedienzentralen der WSD Süd ein digitales Übertragungssystem in PCM30-Technik errichtet, mit dem Übertragungswege sowohl für die Schleusenfernbedienung als auch für regionale und überregionale Wählverbindungen zwischen den Vermittlungsanlagen im KOM-Netz WSV sowie für diverse sonstige Dienste bereit gestellt werden.

Hierbei kommt an jeder Schleuse sowie an einigen weiteren Dienst- bzw. Betriebsstellen ein PCM30-Digitalsignalmultiplexgerät - nachfolgend Multiplexer genannt - der Fa. Bosch (heute Marconi), Typ FlexPlex XMP1 mit entsprechenden analogen und digitalen Schnittstellen zum Einsatz. Die Multiplexer sind über speziell aufbereitete Leitungskreise im KOM-Streckenkabel, den sog. PCM30-Grundleitungen, miteinander verbunden. Jede PCM30-Grundleitung benötigt zwei Doppeladern und kann einen maximalen Datenstrom

von 2 Mbit/s in Form von 30 einzelnen Nutzkanälen à 64 Kbit/s übertragen. Aufgrund der physikalischen Eigenschaften des KOM-Kabels können in einigen Fällen allerdings nur 4 PCM30-Grundleitungen geschaltet werden, so dass dann maximal 120 Nutzkanäle zur Verfügung stehen. An den Multiplexern können die Nutzkanäle beliebig verzweigt werden.

1.1.2 Telefonie im öffentlichen Netz und im KOM-Netz der WSV

Die Schleusen einer Fernbedienkette werden von einer gemeinsamen TK/KOM-Anlage, d.h. einer Vermittlungsanlage, die sowohl Verbindungen zum öffentlichen Netz als auch zum KOM-Netz WSV hat, versorgt. Die Anlage ist jeweils an der Fernbedienzentrale untergebracht. Die Telefone in den übrigen Schleusen sind als „abgesetzte Teilnehmer“ über PCM30-Kanäle und entsprechende Schnittstellenkarten (KZU SUB bzw. ISDN S0) in der XMP1-Anlage geschaltet, wobei der für die Schleusenfernbedienung relevante Telefonanschluß im Steuerstand mit einem ISDN-Telefon ausgestattet ist. Im Fernbedienbetriebsfall können an die ferngesteuerten Schleusen gerichtete Anrufe aus dem öffentlichen Netz und dem KOM-Netz WSV mit dem TK/KOM-Anlagen-Leistungsmerkmal „Rufumleitung“ zum Bedienplatz „Schleuse xyz“ in der Fernbedienzentrale umgeleitet werden.

1.1.3 Einseitiges/ wechselseitiges Lautsprechen (EL/WL)

Die an der jeweiligen Schleuse vorhandene EL/WL-Anlage verfügt für die Abwicklung der Kommunikation mit den angeschlossen Sprechstellen und der Ausführung von Lautsprecherdurchsagen über ein zentrales Bedienteil in der Fernbedienzentrale. Im Fernbetriebsfall können sämtliche Bedienfunktionen zu einem baugleichen Parallel-Bedienteil am Bedienplatz der jeweiligen Schleuse in der Fernbedienungszentrale über das PCM30-System umgeschaltet werden. Für die Anschaltung der analogen Sprach- und Steuersignale werden an den Multiplexern jeweils zwei analoge 4-Draht-Schnittstellen (Baugruppe FEK 8) und im Übertragungssystem zwei PCM30-Kanäle benötigt.

1.1.4 Nautischer Informationsfunk (NIF)

Der NIF dient u.a. zur Gesprächsabwicklung über die Belegung der Schleusenkammer zwischen dem Schleusenbetriebspersonal und der Binnenschifffahrt. Wegen der optimalen Funkausbreitungsbedingungen und aus Platzmangel steht die NIF-Anlage auch manchmal außerhalb des Schleusenbetriebsgebäudes, z.B. im Wehrantriebshaus. Sie besteht im Wesentlichen aus dem Sende-/Empfangsgerät, der Duplexweiche, dem Parallelschaltgerät, dem Fernsteuermagazin, der unterbrechungsfreien Stromversorgung und der Antennenanlage. Das dazugehörige Tischbedienteil vor Ort (BTO) steht auf dem Bedienpult der Schleuse, einschließlich 19“-Elektronikteil eingebaut im Fm-Schrank im Leitstand. Ein abgesetztes, baugleiches 2. BTO steht auf dem Bedienplatz dieser Schleuse in der Fernbedienungszentrale.

Für die Anschaltung der analogen Sprach- und Steuersignale wird an den Multiplexern jeweils eine analoge 4-Draht-Schnittstelle (Baugruppe FEK 8) und im Übertragungssystem ein PCM30-Kanal benötigt.

Das BTO auf der Schleuse erhält die erste Priorität. Das heißt, ein potentieller Bediener vor Ort kann jederzeit das Gespräch „Fernsteuerzentrale-Schifffahrt“ unterbrechen und die weitere Gesprächsabwicklung übernehmen. Die grundsätzlichen betrieblichen Anforderungen an das System sind in der „Erweiterten Baubeschreibung“ (ursprünglich ZTV-NIF bezeichnet) des SV Koblenz detailliert beschrieben.

1.1.5 Fernsehüberwachung

Unter Berücksichtigung der Nutzlänge mit ca. 300 m und der Nutzbreite mit 12,00 m der Schleusenkammer wurden durch Versuche die Anzahl der Kameras und die Montageorte ermittelt. Mit der Vorgabe, einen lückenlosen Übergang der zu überwachenden Gefahrenbereiche - wie der untere- und obere Vorhafen und die Torwendebereiche mit der Kammerbelegungsmarkierung - bei der Bildwiedergabe und unter Beibehaltung der 18 m hohen begehbaren Stahlrohrmaste zu erhalten, ergaben sich folgende Standorte:

K1:	Montageort	- auf 18 m-Mast am Unterhaupt
	Brennweite	- 6,5 - 78 mm
	Beob.bereich	- unterer Vorhafen
K2:	Montageort	- auf 18 m-Mast am Unterhaupt
	Brennweite	- 4,8 mm
	Beob.bereich	- Torwendebereich Unterhaupt, Stoßschutz, Kammerbelegungs markierung
K3:	Montageort	- auf 18 m-Mast am Unterhaupt
	Brennweite	- 6,5 - 78 mm
	Beob.bereich	- oberer Teilbereich Schleusen kammer

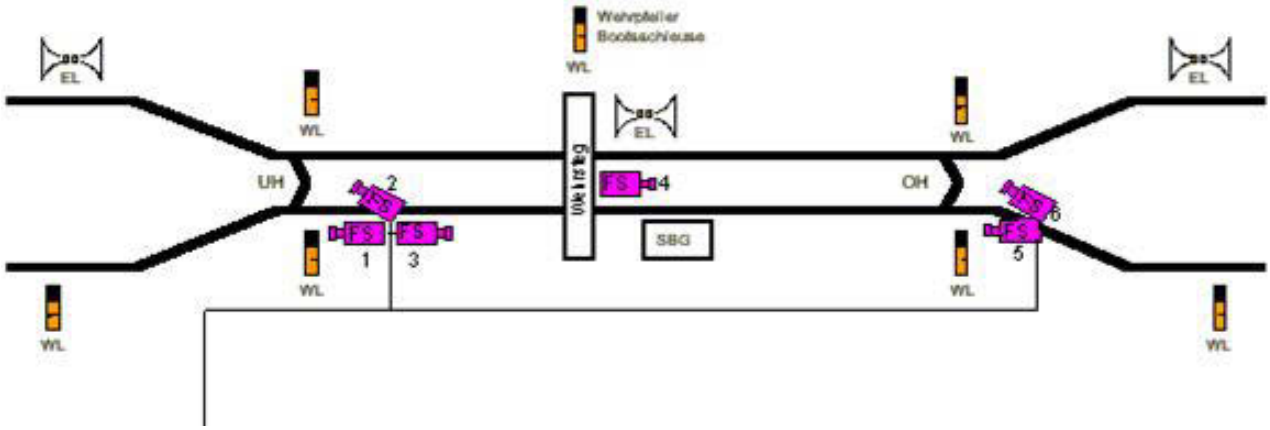


Bild 1: Kamera-Montageorte

K4:	Montageort	- im Wehrsteg
	Brennweite	- 6,5 - 78 mm
	Beob.bereich	- oberer Vorhafen
K5:	Montageort	- auf 18 m-Mast am Oberhaupt (montiert in 8 m Höhe)
	Brennweite	- 6,5 - 78 mm
	Beob.bereich	- unterer Teilbereich Schleusen kammer, Einfahrtsbereich UH-Straßenbrücke
K6:	Montageort	- auf 18 m-Mast am Oberhaupt
	Brennweite	- 4,8 mm
	Beob.bereich	- Torwendebereich Oberhaupt, Kammerbelegungsmarkierung

Durch Wehrstege war es manchmal nicht möglich, die „so genannte gegenläufige Darstellung“ zu vermeiden, verursacht durch die Kameras K3 und K4. Normalerweise sind diese am selben Standort bzw. mit derselben „Blickrichtung“ zu montieren.

Die Farbfernsehkamera besteht aus einem ½" CCD-Bildwandler, mit Bildspeicher zur Verbesserung der Lichtempfindlichkeit durch die Halbbildintegration, mit Spitzlichtaustastung und automatischem Schwarz-/Weißabgleich, sowie einer zentralen Prozessorverwaltung mit RS 485 Schnittstelle. Sie ist bestückt mit einem asphärischen Objektiv, mit videosignalgesteuerter Blendenregelung, ND-Verlauffilter und den vorgegebenen Brennweiten. Die Zoomobjektive besitzen freiprogrammierbare Einzelpositionen und über eine serielle Schnittstelle sind alle Kameraparameter über das Bedienteil vom Steuerpult aus steuer- und einstellbar.

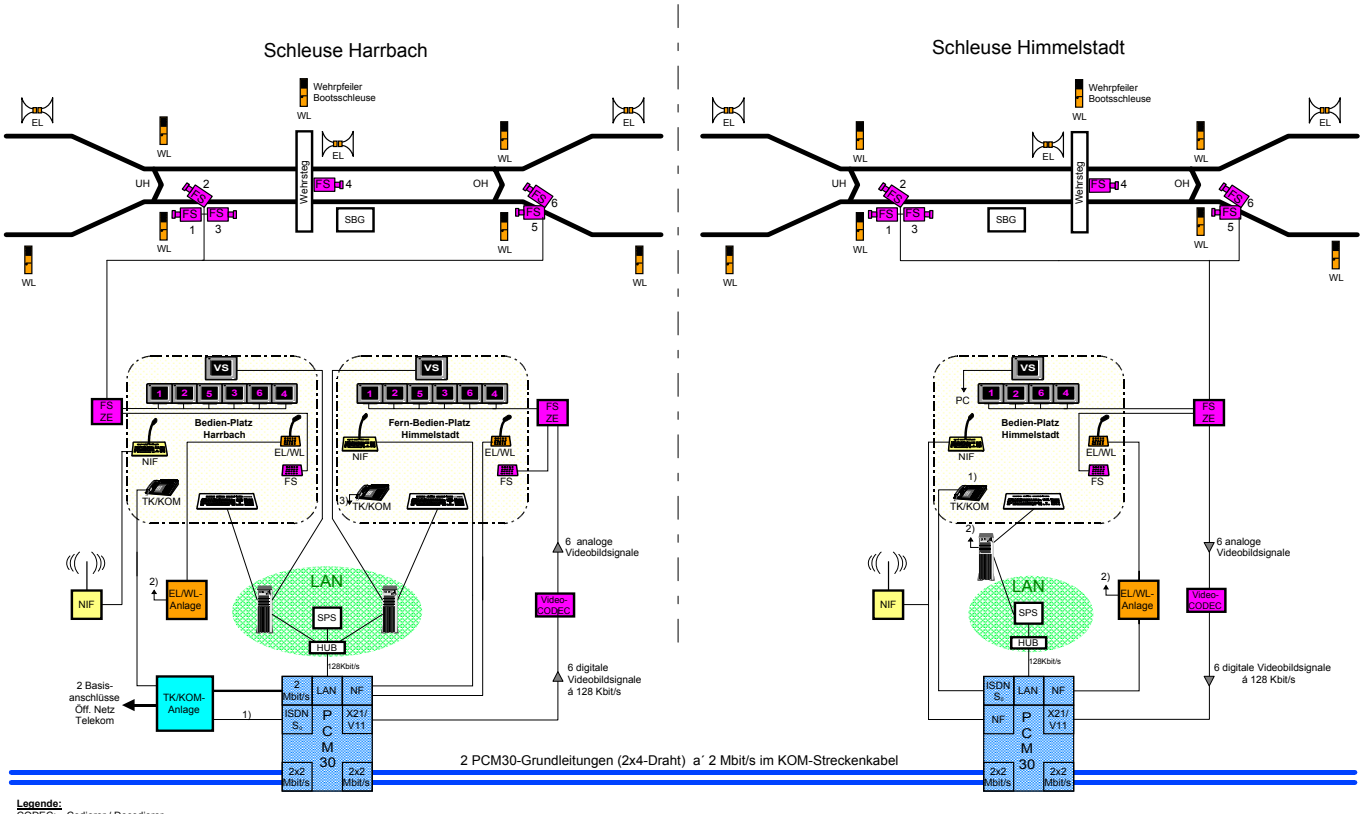
Die Übertragung der Steuer- und Videosignale von der Kamera und dem Schwenk-Neigekopf bis zum Kameraanschlusskasten im Tor-/Wehrantriebsgebäude ist über getrennte Systemkabel und von hier aus zweidrahtig über sternverseilte Fm-Ortskabel zum Schleusenbetriebsgebäude realisiert. Es gibt keine Klemmstellen im und auf dem Mast.

An der jeweiligen Schleuse sind insgesamt 6 wetterfeste Farbfernsehkameras mit Schwenkneigekopf, vier 13,8“ TFT-Bildschirme, mit der dazugehörigen Zweidrahtübertragungsstrecke installiert.

Man hat für die Bildbetrachtung hier direkt an der fernbedienten Schleuse auf die Beschaffung zweier Monitore für die Bildwiedergabe der unteren und oberen Kammerbereiche verzichtet, wie es bei ständig besetzten Schleusen auch der Regelfall ist.

Für die Auswahl der Flachbildschirme gibt es eindeutige Bewertungskriterien. Die Hintergrundbeleuchtung und deren Verteilung bestimmen die Helligkeit und den möglichen Bildbetrachtungswinkel. Dabei wurde durch Betrachtungsversuche und Vergleiche festgestellt, dass die Hintergrundbeleuchtungsverteilung mindestens 200 cd/m² und der Betrachtungswinkel mindestens 140° betragen sollte, was die Natürlichkeit und die Gleichmäßigkeit der Farbwiedergabe bei Änderung des Blickwinkels und des Fremdlichtverhaltens gewährleistet.

Die Erfahrungen aus Systemanalysen anderer Schleusen zeigen, dass der Einsatz von positionierbaren Schwenk-Neigeköpfen vorteilhaft ist. Trotz der vielen Vorteile der CCD-Bildwandler gegenüber der schwarz/



Legende:

CODEC:	Codierer / Decodierer
EL/WL:	Einseitige/Wechselseitige Lautsprech-Einrichtung
FS:	Fernsehneinrichtung
NF:	Niederfrequenz bzw. NF-Schnittstelle
NIF:	Einrichtung des Nautischen Infomationsfunks
PCM30:	Digitales Übertragungssystem in Puls-Code-Modulationstechnik mit 30 Nutzkanälen pro 2 Mbit/s-Bündel
TK/KOM:	Öffentliche / Betriebliche Telekommunikation
VS:	Visualisierungs-Einrichtung
ZE:	Zentrale Einrichtung, allgemein

1) abgesetzter Teilnehmer der TK/KOM-Anlage Harrbach
2) zu den zugehörigen peripheren Einrichtungen
3) zur zugehörigen Zentraleinrichtung

Prinzip - Skizze
Schleusen-Fernbedienung
Harrbach - Himmelstadt
Nachrichtentechnische Einrichtungen
FMS Nbg, K-12 Stand: 01.12.99

Bild 2: Fernübertragungsprinzip Himmelstadt - Harrbach

weiß Newkonaufnahmeröhre hat der Farbbild-Sensor zwei wesentliche Nachteile: den Smaear-Effekt und das Gegenlichtverhalten. Diese Effekte treten bei sehr schwacher Ausleuchtung der Aufnahmeszene in Form von weißen, senkrechten Streifen auf, die z.B. von Positionsleuchten oder Lukenabdeckung aufgenommener Schiffe ausgehen. Auch Reflexionen und Spiegelungen der Sonne an der Wasseroberfläche führen zu mehr oder weniger großen weißen Flecken die den gesamten Bildschirm einnehmen. Diese Fehler kann die Elektronik von sich aus durch Abgleich nicht regeln, aber durch ein kurzzeitiges Schwenken der Kamera lassen sich diese Fehler beheben.

Die von den Kameras gelieferten analogen Videosignale bedürfen aufgrund ihrer großen Bandbreite (ca. 5,5 MHz) einer speziellen digitalen Aufbereitung für die Übertragung im PCM30-System. Hierzu werden die Videosignale einem CODEC zugeführt, der die Digitalisierung und Komprimierung der Bilddaten vornimmt. Je nach Einstellung liefert der CODEC ein Datensignal mit einstellbarer Bitrate von 64 Kbit/s bis ca. 2 Mbit/s. Die Einspeisung des Datensignals in den Multiplexer zur Übertragung zur Fernbedienzentrale erfolgt mit einer X.21/V.11-Datenschnittstelle (Baugruppe DSK X.21/ V.11). Diese Datenschnittstelle kann in 64 Kbit/s-Schritten von 64 Kbit/s bis 512 Kbit/s, je nach gewünschter Bildqualität, eingestellt werden. Für die Übertragung im PCM30-System wird für jedes Kamerabild pro 64 Kbit/s Datenvolumen ein PCM30-Kanal benötigt. Auf der Gegenseite, d.h. an der Fernbedienzentrale erfolgt die Rückwandlung der Datensignale in analoge Signale unter Einsatz der gleichen Gerätschaften und Schnittstellen und schließlich die Wiedergabe auf den Monitoren des Bedienplatzes der jeweiligen Schleuse. Steuerinformationen für die Kamerasteuerung (Schwenken/ Neigen/ Zoom) sind in den v.g. Datensignalen enthalten.

Die Bildqualität ist stark von der Übertragungsrate abhängig. In einer an der Schleuse Harrbach durchgeführten Untersuchung zur Optimierung der Bildqualität wurden verschiedene Übertragungsraten getestet und die jeweilige Bildqualität beurteilt. Unter Berücksichtigung der verfügbaren Übertragungskapazität des PCM30-Systems lassen sich zusammenfassend folgende Empfehlungen geben:

Mindestanforderung

- Mittlerer und entfernter Beobachtungsbereich (Kammerausschnitte und Vorhäfen):
  je Kamerabild 256 Kbit/s entspr. 4 PCM30-Kanäle
- Nahbereich (Tore):
  je Kamerabild 384 Kbit/s entspr. 6 PCM30-Kanäle

Regelanforderung

- Entfernter Beobachtungsbereich (Vorhäfen)
  je Kamerabild 256 Kbit/s entspr. 4 PCM30-Kanäle
- Mittlerer Beobachtungsbereich (Kammerausschnitte):
  je Kamerabild 384 Kbit/s entspr. 6 PCM30-Kanäle
- Nahbereich (Tore):
  je Kamerabild 512 Kbit/s entspr. 8 PCM30-Kanäle

Optimalanforderung

- je Kamerabild 512 Kbit/s entspr. 8 PCM30-Kanäle

Eine weitere Erhöhung der Bildübertragungsraten brachte im vorliegenden Anwendungsfall keine merklichen Verbesserungen der Bildqualität.

1.1.6 Pegelanzeige

Die an den Schleusen vorhandene Pegel OW, UW und UW OL werden für die Fernbedienung zum Bedienplatz der jeweiligen Schleuse in der Fernbedienzentrale im Rahmen der Prozessdaten der SPS-Schleusensteuerung übertragen, so dass hierauf nicht näher eingegangen wird.

1.1.7 Steuerungsprozess

Die Prozessdaten der SPS-Schleusensteuerung werden aus dem jeweiligen LAN über einen Sternkoppler einer LAN-Schnittstelle mit 100 Base T-Anschluß des Multiplexers zugeführt. Für die Übertragung im PCM30-System können 1 bis 31 PCM30-Kanäle je 64 Kbit/s konfiguriert werden. Im vorliegenden Fall erfolgt die Übertragung mit 128 Kbit/s (2 PCM30-Kanäle).

2. Bedienstände

Im Steuerstand der Fernbedienzentralen ist 1 Arbeitsplatz für je 2 Schleusen vorgesehen. Der Probebetrieb beschränkt sich jedoch zunächst nur auf die Fernsteuerung der Schleuse Himmelstadt durch die Schleuse Harrbach.

Der Tagbetrieb im Endzustand sieht vor, dass zwei Schleusen jeweils an zwei Bedienplätzen durch einen Beschäftigten und die Schleusen drei und vier von jeweils zwei Bedienplätzen durch einen weiteren Beschäftigten gesteuert werden. Im Nachtbetrieb sollen diese 4 Bedienplätze durch einen Beschäftigten gesteuert werden. Jeder Bedienplatz der Fernsteuerstelle erhält 6 Flachbildschirme für die Fernsehkameras und 1 Flachbildschirm für das Prozessbild der Schleusensteuerung. Daneben werden die erforderlichen Kommunikationseinrichtungen untergebracht. Die Steuerung erfolgt mittels Trackball. Die Tastatur wird nur für Einstell- bzw. Kalibrierarbeiten benötigt.

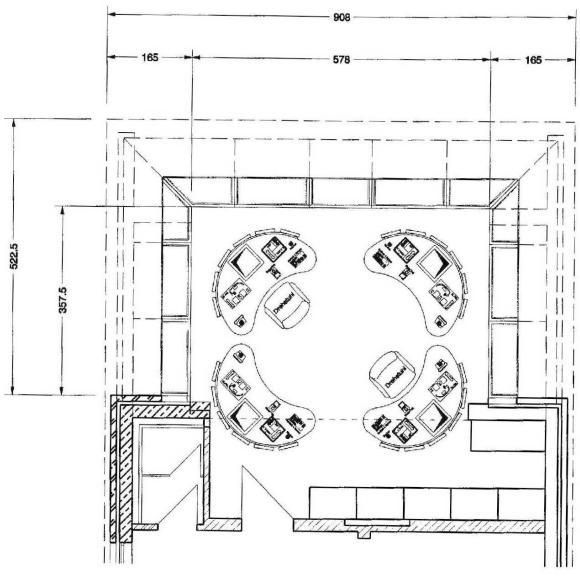


Bild 3 : Anordnung der Fernbedienarbeitsplätze in Harrbach

Die Fernsehbildschirme werden so angeordnet, dass der Schleusungsvorgang wie vom wirklichen Steuerstand aus gesehen, d.h. Unterwasser links, Oberwasser rechts, betrachtet werden kann. Die Bedienplätze der Fernsteuerstelle wie auch der des Steuerstandes der jeweiligen Schleuse werden typgleich angeordnet, d. h. alle Elemente und Einrichtungen u. dgl. sind so gestaltet, dass dadurch eine Fehlhandlung aufgrund von Personalwechsel durch fehlerhafte Betätigung verhindert werden soll.

Bild 4 : Bedienstand in Harrbach (Tisch in Sitzposition)

Die Telekommunikation ist so ausgerichtet, dass z.B. bei dem Bedienplatz der Fernsteuerstelle für eine Schleuse nur Gespräche auflaufen, die an diese Schleuse gerichtet sind. Gleiches gilt für die Einrichtungen des Nautischen Informationsfunks. Auch die Anrufe von den Wechselsprechstellen in den Vorhäfen, Antriebshäusern, Bootsschleusen- und Wehrantriebshäusern einer Schleuse werden zur Fernbedienzentrale weitergeleitet und laufen dort auf dem entsprechenden Bedienplatz auf.

Bild 5: Bedienstand in Harrbach (Tisch in Standposition)

Zur Fernübertragung der für die Fernsteuerung der Schleusen benötigten Audio- und Videodaten wird ein digitales Medium benötigt, weshalb die Wasserstraßenfern-Verbindung von analoger auf digitale Übertragung umgestellt wird.

2.1 Eigene SPS Programm Erstellung

Dadurch, dass in der FMS die Programme für die in Auftrag genommenen Schiffschleusenanlagen in Eigenregie erstellt werden, ist es möglich, dass die Steuerungen entsprechend den Bedürfnissen und Wünschen der Kunden wirtschaftlich angepasst werden können, wobei auch hier immer die Sicherheit für Mensch und Maschine im Vordergrund steht.

Für den unwahrscheinlichen Fall, dass während des normalen Betriebes ein Fehler auftritt, der eindeutig dem SPS Programm zuzuordnen ist, kann durch einen kurzen Anruf in der Dienststelle das Fachpersonal, entsprechend der Gewichtung des aufgetretenen Fehlers, sofort in Aktion treten und den Fehler möglicherweise schon telefonisch oder dann vor Ort beseitigen. Der Zwischenschritt, eine Firma zu beauftragen, entfällt und somit auch die Mehrkosten für den industriellen Aufwand.

Programmergänzungen und -änderungen können ebenso von eingewiesenem Fachpersonal (z.B. PU/ Bauhof) unter eventueller Anleitung der FMS telefonisch vorgenommen werden. Die SPS-Programmpflege ist nach jeder Änderung so zu betreiben, dass sie über einen Ausdruck der geänderten Sektion dokumentiert wird.

Der positive, psychologische Effekt auf das Personal an der Schleuse ist durch die eigene Programmerstellung auch nicht zu verachten. So kann z.B. besser auf die Schichtleiter eingegangen werden und sinnvolle Verbesserungsvorschläge gehen ohne den Umweg eines zusätzlichen Auftrages an die Industrie direkt in das Programm ein.

Die Änderungen an der Bedienoberfläche des Bildschirms werden vom Personal der Schleuse mitbestimmt. So kommt es eher zu einer Identifizierung mit dem neuen Arbeitsplatz als es vorher der Fall war.

Für den Elektriker der PU besteht die Möglichkeit sich in vollkommen eigener Zuständigkeit durch das SPS Programm zu bewegen, ohne dass bei einem etwaigen Eingriff die Gewährleistung ausläuft. Er kann sich somit fortbilden und sicherer im Umgang mit Bits und Bytes werden.

2.2 Einbindung der Visualisierung

Für das Visualisierungssystem werden in der Regel hardwareseitig die am Markt angebotenen Komponenten verwendet. Bei der Verwendung des TCP/IP Datenprotokolls läuft alles über eine herkömmliche Netzwerkkarte.

Für die Anzeige der Bilder wird bei diesen modernen Bedienständen je ein TFT-Monitor benutzt. Als Betriebssystem wird Windows XP verwendet. Zur Erstellung der Applikation benötigt man das Programm PVSS II der Firma ETM.

Der wichtigste Punkt zur Einbindung der Visualisierung in das Steuerungspaket ist eine genaue Abstimmung der Adresspunkte im System. Da dies auf kurzem Weg im eigenen Haus bei der Abstimmung der SPS mit dem Visualisierungssystem im Vorabversuch geschieht, können hier im Vorfeld mache bösen Überraschungen bei der Inbetriebnahme ausgeschaltet werden.

Die Gestaltung der Bedienbilder erfolgt mit einem einfachen Grafikprogramm, das in der Grundapplikation PVSS II enthalten ist. Mit diesem Softwaretool werden die Bedienoberflächen entwickelt und mit Aktion erfüllt. Skripte erweitern die Funktionalität des Programms.

Die Bereitstellung der Fähigkeit zur Ausführung von Befehlen und logischen Operationen basiert auf bestimmten Kriterien (z.B. eine gedrückte Taste, ein geöffnetes Fenster, ein geänderter Wert usw.). Bedienungsfreigaben werden nicht nur intern im Visualisierungssystem gebildet, sondern auch vom SPS-Programm. Diese ergeben dann eine gemeinsame Sicherheitsstruktur für das Schleusenpersonal. Fehlbedienungen werden ausgeschlossen.

2.3 Darstellung der einzelnen Bedienbilder

2.3.1 Bedienbild Automatik-Betrieb

Ins Automatikbild kann der Anwender nur wechseln, wenn die Verriegelungsbedingungen erfüllt sind. Dies Bedeutet im Einzelnen, dass die Torpegeldifferenz nicht gestört sein darf und dass ein gleichzeitiges Fahren der Umlaufverschlüsse der gegenüberliegenden Häupter nicht möglich ist. Die Stossschutzeinrichtung spielt keine Rolle. Falls diese defekt sein sollte, wird der Aufnahmearm mit einem Sicherungsbolzen gegen herabsinken gesichert. Die Verriegelungsbedingungen werden im Fenster Sonderprogramme ausgeschaltet.

Die Ein- und Ausfahrtsignale werden separat angewählt und mit dem entsprechenden Taster umgeschaltet. Bevor mit einer automatischen Berg- bzw. Talschleusung begonnen werden kann, gibt der Anwender mit dem Belegungswahltaster die Geschwindigkeit vor, mit der die Umlaufverschlüsse aufgefahren werden. Belegung 0 bedeutet, dass die ULV`s ohne Halt von der Geschlossenlage in die Offenlage gefahren werden. In den anderen Stufen werden die ULV`s nach vorgegeben Zeitstufen aufgefahren. Dies bewirkt, dass die Wasserschwankungen in der Kammer möglichst gering gehalten werden.

Sind alle Einstellungen getroffen wird das Automatikprogramm entweder zu Tal mit „Talfahrt“, oder zu Berg mit „Bergfahrt“ gestartet. Ab diesem Zeitpunkt läuft die Schleusung voll automatisch. Der Schleusenbediener kann nun den Schleusungsvorgang beobachten und bei Bedarf eingreifen, in dem er mit „Antriebe Halt“ alle laufenden Antriebe stoppt. Ein Bildwechsel, “Schleuse Halt“, oder eine schwerwiegende Störung würden den Automatikablauf ebenfalls beenden. Ist der Schleusungsvorgang abgeschlossen muss der Schleusenbeamte das Ausfahrtsignal auf Grün umschalten und somit können die Schiffe ausfahren.

2.3.2 Bedienbild Fernhand-Betrieb

In der Fernhandbedienung hat der Anwender sehr viel mehr Möglichkeiten in den Schleusungsvorgang einzuwirken. Er kann durch Anwahl Paarbetrieb bzw. Einzelbetrieb die Tore bzw. ULV`s je Hauptseite miteinander bzw. einzeln steuern. Er kann Verriegelungsbedingungen aufheben und so Sonderbetriebsfälle wie Eisabfuhr ausführen. Der Stossschutz kann geschlossen oder geöffnet werden. Die Signale sind auch hier separat bedienbar und die Belegung muss vorgegeben sein, damit ein sicherer Schleusungsablauf gewährleistet ist.

Durch einen Mausklick auf einen Taster, wie „Tor UH LS“, im Schemabild der Schleuse öffnet sich im unteren Teil des Fensters die Wahlmöglichkeit zum Öffnen oder Schließen des Tores. Wenn der Taster Öffnen/ Schließen mit schwarzer Schrift dargestellt ist kann er bedient werden. Graue Aufschrift entgegen bedeutet, dass keine Freigabe erteilt ist. Der Prozess ist noch einmal zu überprüfen und gegebenenfalls sind Einstellungen vorzunehmen, damit die Freigabebedingungen erfüllt werden.

Im Schemabild der Schleuse werden neben den Tor-, ULV-, STS- Stellungen in optischer Ansicht durch Bewegungen auch die Differenz zwischen Kammer und den Vorhafenwasserständen als Pegeldifferenz angezeigt. Der Wasserstand in der Kammer wird zusätzlich durch einen Farbumschlag verdeutlicht. Ist der jeweilige Ausgleichspegel erreicht ist dies durch gleiche Farbgebung der Kammer mit dem dazugehörigen Vorhafen dargestellt.

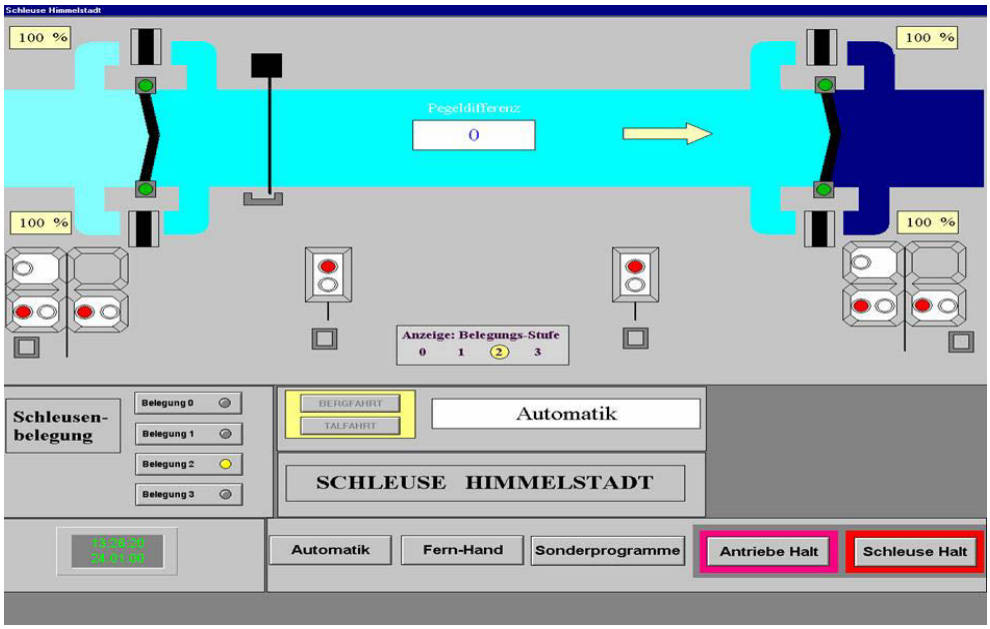


Bild 6: Visualisierung Automatik-Betrieb

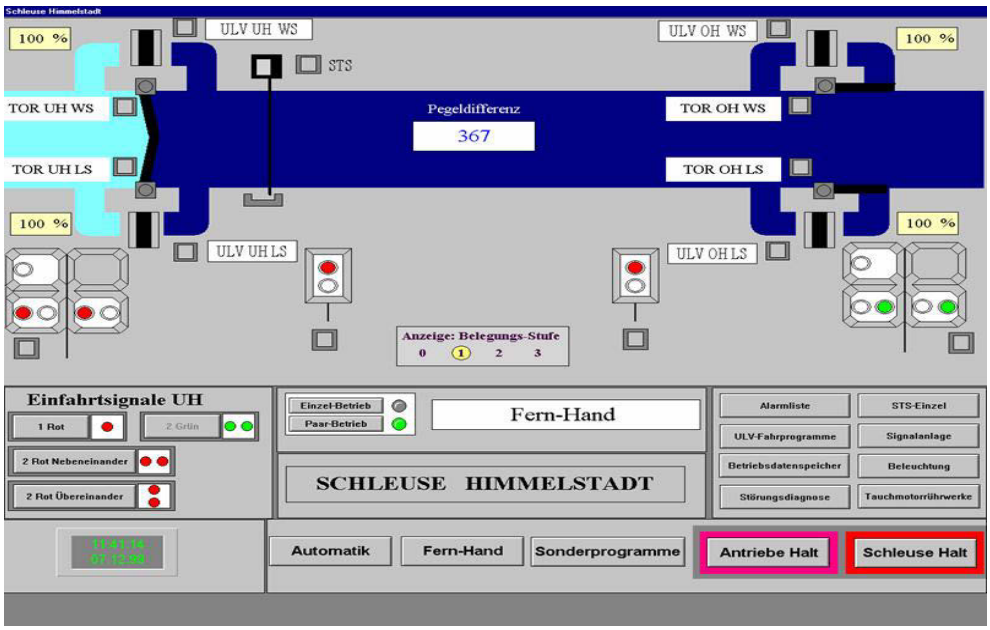


Bild 7: Visualisierung Fern-Hand-Betrieb

2.3.3 Bedienbild Sonderprogramme

In diesem Spezialfenster findet keine Schleusenbedienung statt. Es wird zum Umschalten der Verriegelungsbedingungen genutzt und bietet zusätzlich die Anwahl von acht weiteren Tools.

Im Einzelnen sind dies:

- eine Alarmliste, um auflaufende Störungen zu verfolgen und zu quittieren,
- ein Programm, um die ULV-Fahrzeiten zu verändern,
- ein Betriebsdatenspeicher, der die Vorgänge der gesamten Bedienung aufzeichnet,
- ein Tool für die Störungsdiagnose, dass eine Online-Hilfe beinhaltet,
- ein Taster, der ein Fenster auf den Bildschirm aufblendet, um den Stossschutz mit den gesamten Einzelfunktionen zu bedienen,
- außerdem können die Tauchmotorrührwerke, die Beleuchtung und die Signalanlage in verschiedene Betriebszustände geschaltet werden.

Bis Ende des Jahres 2010 sollen im Bereich der WSD-Süd alle Schleusen über Fernbedienzentralen ferngesteuert werden. Dabei ist vollkommen irrelevant, ob die jeweilige Fernbedienzentrale auch direkt an der Wasserstraße liegt. Es ist vorgesehen, möglichst immer vier Schleusen in einer Fernbedienzentrale zusammenzufassen. Sollten in Zukunft jedoch die Schleusen untereinander mit Glasfaserleitungen verbunden sein, kann man sich auch Fernbedienzentralen größeren Umfanges vorstellen.

Verfasser

Dipl.-Ing. Rolf Kühlewind
Fachstellenleiter
Fachstelle Maschinenwesen Süd
Gleißbühlstrasse 7, 90502 Nürnberg
Tel.: 0911 20645 – 600
E-Mail: kuehlewind.fms@genion.de

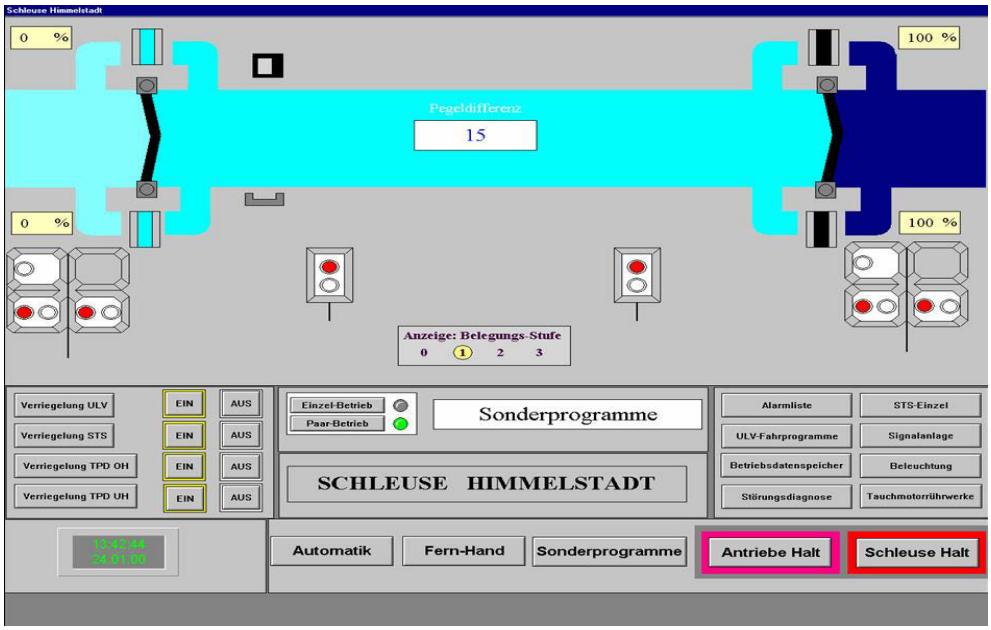


Bild 8: Visualisierung Sonderprogramme

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Machbarkeitsstudie zur Sanierung der Schleuse Bamberg bei laufendem Schleusenbetrieb

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Einleitung

Die Schleuse Bamberg am Main-Donau-Kanal ist vom Main her kommend die erste Schleuse der Kanalstrecke. Das Bauwerk wurde 1964 fertig gestellt und gehört somit zur ersten Generation der insgesamt 16 Schleusen des Main-Donau-Kanals. Die Schleuse wurde für den Europa-II-Schubverband bemessen und besitzt somit eine Breite von 12 m, eine Fahrwassertiefe von 4 m und eine nutzbare Länge von 190 m. Die Fallhöhe beträgt im Mittel 10,95 m. Die Kammer besteht aus dreizehn ca. 12,3 m langen Blöcken, die durch gedichtete Bewegungsfugen getrennt sind.

2. Veranlassung

Im März 2004 wurde seitens des WSA Nürnberg auf Rissbildungen an der Kammerwand der Schleuse Bamberg hingewiesen. Bei dem beobachteten Schaden handelte es sich um eine ausgeprägte Längsrissbildung im Bereich des Dränageganges in der östlichen Kammerwand. Der nach unten verlaufende Riss setzt sich bis in den Längskanal fort und war bei Oberwasserstand in der Schleusenkammer extrem wasserführend. Das punktuelle Freilegen der äußeren vertikalen Biegezugbewehrung ergab, dass mehrere Bewehrungsstäbe vollständig durchgerissen waren. In den folgenden Abbildungen und Fotos (Bild 2) sind die Lage des Risses im Kammerquerschnitt (oben), eine Ansicht des Risses (mitte) und eines durchgerissenen Bewehrungsstabes (unten) dargestellt.

Eine erste Prüfung der Bestandsunterlagen in Verbindung mit ergänzenden statischen Vergleichsrechnungen ließen beträchtliche Standsicherheitsdefizite im Bereich der östlichen Kammerwand vermuten. Nur durch eine provisorische Sicherungsmaßnahme durch die Rückverankerung der Kammerwand an einer im Hinterfüllungsbereich gerammten Spundwand und zusätzlicher messtechnischer Überwachung der auftretenden Verformungen war es möglich, einem befristeten Schleusenbetrieb zuzustimmen.

Die BAW wurde mit der Untersuchung der Schadensursache beauftragt. Auf der Grundlage der durchgeführten Materialuntersuchungen des Bewehrungsstahls und umfangreicher statischer Berechnungen ergibt sich folgendes Schadensszenario: Durch die äußere Belastung (Erd- und Wasserdruck) entsteht ein Trennriss, der sich vom Dränagegang nach unten bis in den Längslauf erstreckt. Dieser Riss bewirkt zunächst keine Abminderung der Standsicherheit. Die Rissbreite ist jedoch relativ groß, da nur wenig Bewehrung vorhanden ist. Durch den Riss strömt in Abhängigkeit vom Schleusenfüllstand Wasser bzw. Luft. Damit sind sehr günstige Korrosionsbedingungen gegeben. Die Korrosion führt zu Materialabtrag und Korrosionsnarben an der Stahloberfläche, was lokal zu zyklisch veränderlichen Spannungsspitzen führt. Dadurch entstehen Spannungsschwingbreiten, die größer als die mittleren Werte aus den statischen Berechnungen sind und letztendlich zum Ermüdungsbruch im Stahl führen. Durch diesen Sachverhalt wurde das Ergebnis der Stahluntersuchung mit Schwingungsrisskorrosion als Schadensursache bestätigt.

3. Machbarkeitsstudie zum Sanierungskonzept

Die statischen Untersuchungen der östlichen Kammerwand hatten ergeben, dass neben dem geschädigten Bereich am Drainagekanal weitere Teile des Bauwerkes hoch beansprucht sind und dem heutigen geforderten Sicherheitsniveau nicht mehr entsprechen. Hier sind vor allem die Wandstiele neben dem Längslauf und Bereiche der Kammersohle zu nennen. Dort ist rechnerisch eine Schubbewehrung erforderlich, die gemäß

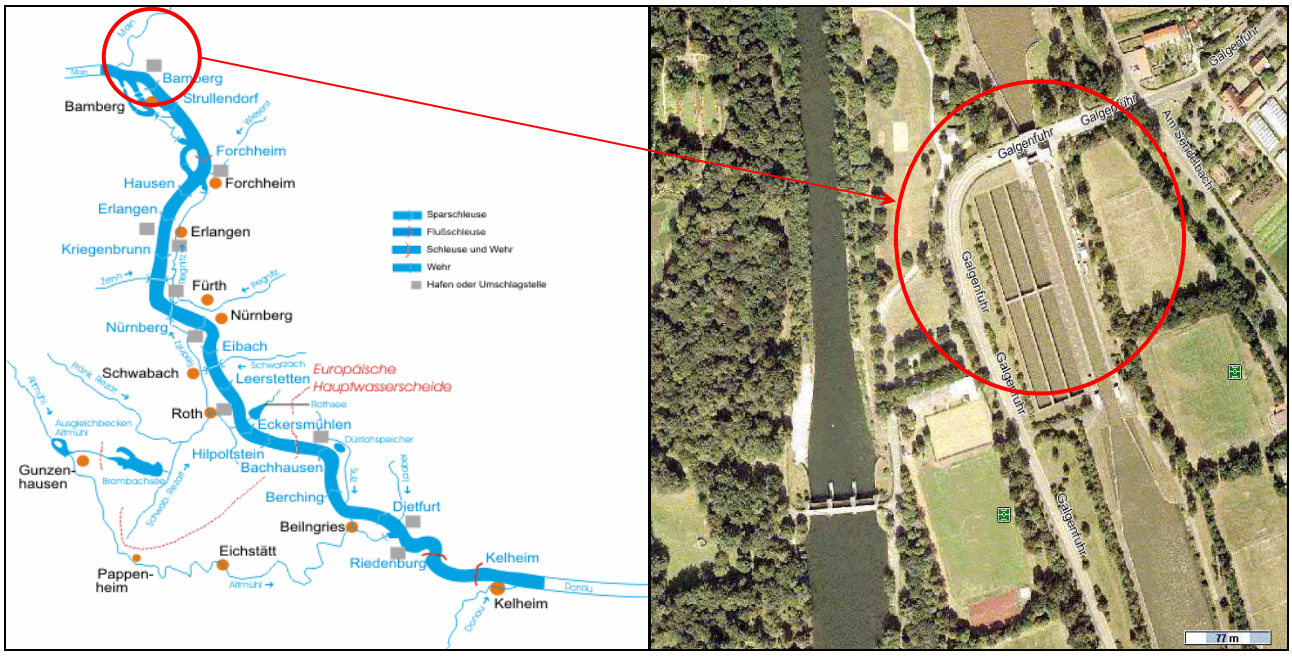


Bild 1: Main-Donau-Kanal (links) und Schleuse Bamberg (rechts)

den Bestandsunterlagen nicht ausgebildet wurde. Eine Abschätzung der erforderlichen Biegezugbewehrung zeigt, dass die vorhandene Bewehrung für das anzusetzende Lastniveau nicht ausreicht. Daher wird eine

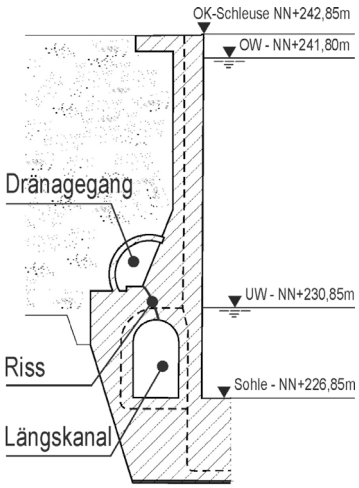


Bild 2: Schadensbild im Kammerquerschnitt (oben), im Dränagegang mit horizontalem Trennriss (mitte) und Detail mit gerissenem Bewehrungsstab (unten)

Instandsetzung der geschädigten Kammerwand erforderlich, die für einen längerfristigen Betrieb der Schleusenanlage auszulegen ist. Die Sanierung muss unter laufendem Betrieb und unter Berücksichtigung der Baufeldfreihaltung für eine optionale zweite Schleuse neben der bestehenden erfolgen.

Ziel der durchgeführten Machbarkeitsstudie war die Entwicklung einer statisch-konstruktiven und bautechnologisch optimalen Sanierungsvariante, durch die die geschädigte Kammerwand ertüchtigt und der Drainagegang ersetzt werden kann. Die Kammersohle kann unter laufendem Betrieb nicht ertüchtigt werden. Die Verstärkung der Kammerwand ist daher so auszubilden, dass durch die neue Konstruktion keine zusätzlichen Beanspruchungen in der Sohle hervorgerufen werden. Weiter muss die Kammerwand, unabhängig von der Tragfähigkeit der Sohle, standsicher werden. Zur Verstärkung der Kammerwand wurden verschiedene Sanierungsvarianten untersucht und eine massive Verstärkung der vorhandenen Stahlbetonkonstruktion inklusive des erdseitigen Kammerwandstiels gewählt. Dabei sind die Fugen zwischen dem alten und neuen Beton kraftschlüssig auszubilden, so dass die verstärkte Schleusenwand als Monolith wirken kann (Bild 3).

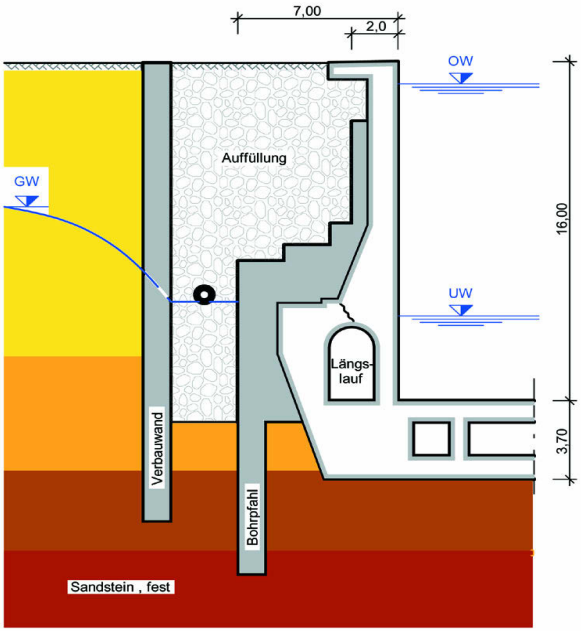


Bild 3: Empfohlene Sanierungsvariante

Die Verstärkung reduziert die Beanspruchung der vorhandenen vertikalen wasserseitigen Wandbewehrung bei Oberwasserstand der Schleuse. Durch die schubfeste Anbindung der neuen Wandkonstruktion an den bestehenden Wandquerschnitt wird die vorhandene vertikale erdseitige Bewehrung entlastet. Die vertikale Zugbewehrung, die in dem neu anbetonierten Wandabschnitt vorgesehen ist, kann ausreichend dimensioniert werden. Die Lage der neuen Drainage neben dem Bauwerk ermöglicht zudem eine massive Rissüberbrückung im Bereich der alten Drainage. Durch die Verbreiterung des erdseitigen Kammerwandstiels wird dessen Steifigkeit erhöht und die Querkraft im kammerseitigen Stiel reduziert. Ebenfalls wird durch die zusätzliche Auflast, auch bei Unterwasserstand der Schleuse, der erdseitige Stiel überdrückt. Die vorhandene, hoch beanspruchte erdseitige Biegezugbewehrung ist für die

Lastabtragung des neuen Systems nicht mehr erforderlich. Die Einbindung der neuen Wandkonstruktion in den tiefer liegenden steifen Sandstein reduziert die Normalkraftbeanspruchung in der Sohlplatte aufgrund der Reduktion der Wandverdrehung deutlich. Die Zugkraft in der Sohle kann rechnerisch bei Oberwasserstand dadurch mehr als halbiert werden. Folglich wird die für den Ermüdungsnachweis maßgebende Spannungsamplitude reduziert und die Lebenserwartung des vorhandenen Betonstahls erhöht.

Baugrubenkonzept

Zur Umsetzung der empfohlenen Sanierungsvariante ist eine 17 m tiefe Baugrube neben der Kammerwand erforderlich. Im Rahmen der Machbarkeitsstudie wurde daher ein Baugrubenkonzept erstellt, welches den Schwerpunkt dieses Beitrages bildet.

Bereits zur Klärung der Schadensursachen und der Dimensionierung der zwischenzeitlichen Bauwerkssicherung wurden Baugrunduntersuchungen durchgeführt und im Hinblick auf die Sanierung der Schleuse ein Baugrundgutachten erstellt. Unter einer ca. 13 m mächtigen Auffüllung aus kiesigen Sanden wurde Burgsandstein (mittlerer Keuper) in unterschiedlichen Verfestigungs- und Verwitterungszuständen angetroffen (vgl. Bild 4). Der aus der Bauzeit bekannte generelle Baugrundaufbau hinter der Kammerwand wurde damit bestätigt. Für die Nachrechnungen des Schadensfalles und die Erarbeitung einer Sanierungsvariante war vor allem das Verformungsverhalten des Baugrundes von Bedeutung. Deshalb wurden neben Laborversuchen in den teilweise gering verfestigten Keuperschichten Bohrlochaufweitungsversuche mit dem Dilatometer und der Seitendrucksonde als in-situ-Versuche durchgeführt. Die Festigkeit und Steifigkeit der Auffüllung wurde anhand der Ergebnisse von Sondierungen mit der schweren Rammsonde beurteilt.

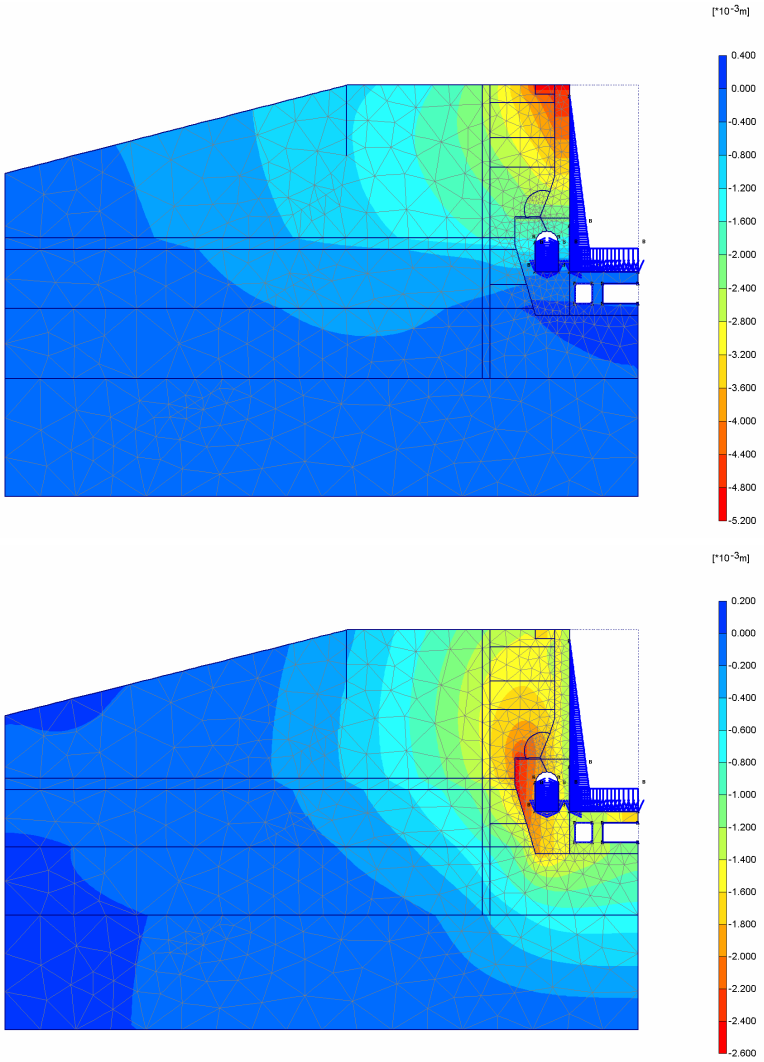


Bild 5: Horizontal- und Vertikalverformungen infolge Schleusenfüllung von Unter- auf Oberwasserniveau

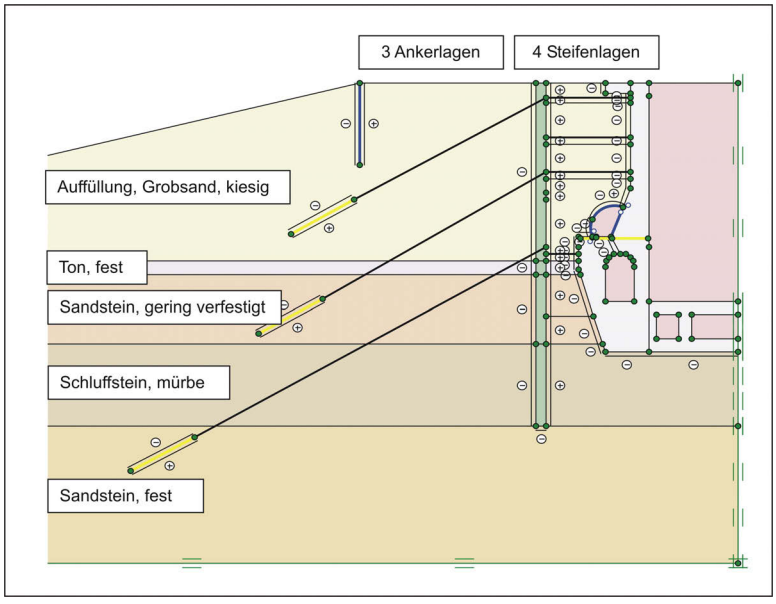


Bild 4: Berechnungsmodell Schleuse Bamberg mit Baugrubenkonstruktion und Baugrundaufbau

Im Zuge der Erarbeitung eines Baugrubenkonzeptes wurde ein Berechnungsmodell erstellt, welches die mechanische Kopplung zwischen dem anstehenden Boden, der Baugrubenwand und der Schleuse berücksichtigt. Als Baugrubenverbau ist eine Bohrpfahlwand vorgesehen, die durch drei Ankerlagen rückverankert wird. Da die Bauarbeiten bei laufendem Schleusenbetrieb erfolgen sollen, muss die Kammerwand durch ein aus mindestens vier Lagen bestehendes Steifensystem stabilisiert werden, um die bei Oberwasserstand der Schleuse entstehenden Kräfte abzutragen.

Die Berechnung erfolgte mit der Finite-Elemente-Software Plaxis im ebenen Verzerrungszustand für einen repräsentativen Schleusenquerschnitt. Dabei wurden alle Bauzustände bis zum Erreichen der Endtiefe der Baugrube berücksichtigt. Als Stoffgesetz für den Boden fand das Hardening-Soil-Modell und für den Fels das Mohr-Coulomb Modell Verwendung. Die Steifigkeit der Auffüllung wurde anhand des Vergleiches von berechneten mit am Bauwerk gemessenen Ver-

formungen kalibriert. Die berechneten horizontalen Verschiebungen am Wandkopf liegen beim Lastwechsel von Unter- auf Oberwasser bei ca. 5 mm und entsprechen etwa den am Bauwerk gemessenen Verschiebungen von 3 - 5 mm. Die Vertikalverformungen liegen bei ca. 1 - 2 mm und konnten ebenfalls durch Nivellements bestätigt werden. Das Verschiebungsfeld infolge Schleusenfüllung für den Oberwasserstand ist in Bild 5 getrennt für den Horizontal- (oben) und den Vertikalanteil (unten) dargestellt.

Das Optimierungsziel der Berechnung war, die Beanspruchung der bereits beschädigten Schleuse während

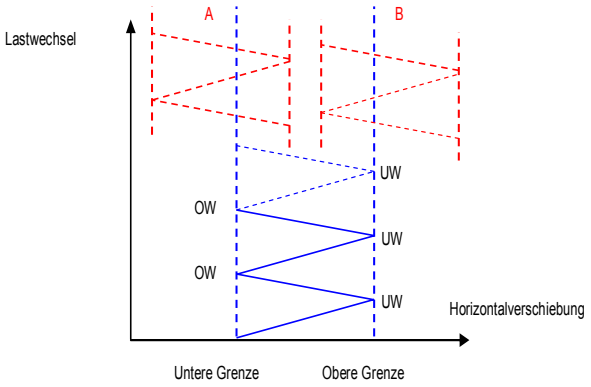
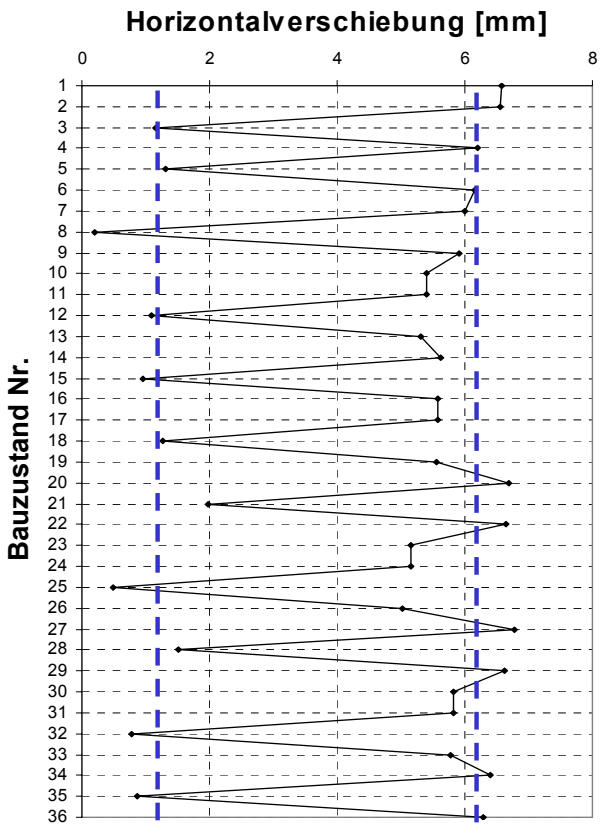


Bild 6: Horizontalverschiebung des Wandkopfes infolge Lastwechsel UW-OW im Ist-Zustand (blau) und mögliche Veränderungenn A und B infolge der Herstellung der Baugrube (rot)

der Sanierung nicht über das derzeit vorherrschende Niveau hinaus zu vergrößern. Dazu ist es erforderlich, die Verformungen der Schleuse im jetzigen Zustand, vor Beginn der Sanierung, für den Unterwasser- (UW) und Oberwasserstand (OW) zu ermitteln und die in den einzelnen Bauzuständen auftretenden Verformungen durch Optimierung der Anzahl und Lage sowohl der Anker und deren Vorspannung als auch der Steifen gezielt so zu steuern, dass die Horizontalverformungen der Kammerwand während der Baumaßnahme in der heute vorhandenen Schwankungsbreite bleiben (vgl. Bild 6).

Es wurden verschiedene Varianten mit unterschiedlichen Ankervorspannungen untersucht. Dabei ergab sich, dass bei sehr hoher Vorspannung zwar die Verformung der Verbauwand und damit auch die Steifenkräfte bei UW minimiert werden aber die Kammerwand sich nicht in der geforderten Bandbreite der Verformungen bewegt. Ein zu starkes Vorspannen der Anker entlastet die Schleusenkammerwand, was zur Unterschreitung der in Bild 6 dargestellten unteren Grenze der Horizontalverschiebungen führt (Möglichkeit A). Dagegen führt ein zu geringes Vorspannen zu einer Überschreitung der oberen Grenze (Möglichkeit B). Durch Optimierung der Ankervorspannung erreicht man die Einhaltung des Verformungskriteriums, wie in Bild 7 dargestellt. Die Steifen sind bei UW nicht lastfrei, sondern sie leiten die zur Einstellung der gewünschten Verformung der Kammerwand erforderlichen Kräfte von der Verbauwand zur Schleuse. Zusätzlich ist noch die schadlose Aufnahme der Steifenkräfte nachzuweisen, die im Gegensatz zum ursprünglich infolge des Eigengewichtes der Hinterfüllung der Kammerwand wirksamen Erddruckes konzentrierte Lasten darstellen. Auf diese Untersuchung wurde jedoch im Rahmen der Machbarkeitsstudie verzichtet, da diese Problematik durch eine Erhöhung der Anzahl der Steifenlagen zu bewältigen ist.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Bauwerk-Verbau-Boden-Interaktion während der Sanierung von entscheidender Bedeutung ist. Mit den berechneten Verformungen steht eine Prognose des Systemverhaltens zur Verfügung, die im Rahmen der Bauausführung messtechnisch zu kontrollieren ist. Zur Umsetzung dieser sogenannten Beobachtungsmethode ist die Verformung der Kammerwand und die Entwicklung der Steifenkräfte messtechnisch zu überwachen. Bei eventueller Überschreitung von im Vorfeld festzulegenden Grenzwerten der Bauwerksverformung kann durch Regulierung der Steifenkräfte eingegriffen werden.



Bauzustände

01	Ausgangszustand	19	UW
02	Unterwasser (UW)	20	Aushub 3 auf 7,0 m
03	Oberwasser (OW)	21	OW
04	UW	22	UW
05	OW	23	Ankerlage 2 anspannen
06	Pfahlherstellung	24	Steifenlage 3 einbauen
07	Aushub 1 auf 1,5 m	25	OW
08	OW	26	UW
09	UW	27	Aushub 4 auf 13,0 m
10	Ankerlage 1 anspannen	28	OW
11	Steifenlage 1 einbauen	29	UW
12	OW	30	Ankerlage 3 anspannen
13	UW	31	Steifenlage 4 einbauen
14	Aushub 2 auf 4,5 m	32	OW
15	OW	33	UW
16	UW	34	Endaushub auf 17,0 m
17	Steifenlage 2 einbauen	35	OW
18	OW	36	UW

Bild 7: Horizontalverschiebung der Kammerwandkrone in den einzelnen Bauzuständen in [mm]

Zur Herstellung der Baugrube werden drei Bauabschnitte empfohlen, wobei erst nach Fertigstellung des jeweiligen Abschnittes mit dem nächsten begonnen wird. Dieses abschnittsweise Vorgehen reduziert den Aufwand für die messtechnische Überwachung (Anzahl der Pressen). Ein weiterer Vorteil ist, dass bei der Sanierung des am meisten beschädigten Bereiches (Kammermitte) bereits Erfahrungen mit der Umsetzung des baubetrieblichen Konzeptes und der Reaktion des Systems in den einzelnen Bauzuständen aus dem bereits sanierten Abschnitt im Bereich des Oberhauptes vorliegen.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden Möglichkeiten zur Sanierung der östlichen Kammerwand der Schleuse Bamberg bei laufendem Schleusenbetrieb untersucht. Die letztendlich von der BAW empfohlene Sanierungsvariante sieht eine massive Verstärkung des Wandquerschnitts vor, die im Schutze einer 17 m tiefen Baugrube hergestellt werden soll. Im Nachgang zur Machbarkeitsstudie wurde die weitere Planung zur Umsetzung der Sanierung beauftragt. Diese verfolgt das vorgeschlagene Sanierungskonzept weiter. Zur Vereinfachung des ohnehin sehr komplexen Bauablaufs werden die Steifen soweit möglich beim Schleusenwasserstand auf Unterwasser lastfrei gestellt und nehmen nur die beim Anstieg des Wasserstandes in der Schleuse entstehenden Kräfte auf.

Die Bauweise der Schleuse Bamberg wurde auf sechs weitere Schleusen am Main-Donau-Kanal übertragen (“erste Schleusengeneration”). Da Materialermüdung zum plötzlichen Versagen ohne Vorankündigung führt und somit ein hohes Gefährdungspotential darstellt werden auch diese Schleusen derzeit genauer untersucht.

Literatur

DEUTSCHER, M., STELZER, O.: “Machbarkeitsstudie zur Sanierung der östlichen Kammerwand der Schleuse Bamberg”, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004

“Schadensfall Schleuse Bamberg”, Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004

Verfasser

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer
Referat Grundbau
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3170
E-Mail: oliver.stelzer@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Grundinstandsetzung der Seeschleuse Wilhelmshaven

Dipl.-Ing. Stefan Behrens
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals, Hannover

Schwerpunkt: Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen im Schleusendrempel der Seeschleuse

1. Einleitung

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung hat neben den wesentlichen Aufgaben der Bereitstellung ausreichender Kapazitäten der Wasserstraßen für die See- und Binnenschifffahrt und das Sorgetragen für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs die besondere Aufgabe auf Grund Artikel 87 b des Grundgesetzes übertragen bekommen, die Bauaufgaben auf dem Gebiet des Wasserbaues des Bundesministeriums für Verteidigung, BMVg, (Bundeswehr/Marine) durchzuführen.

Diese Aufgabe, die Aus- und Neubau sowie Unterhaltung und teilweise auch den Betrieb umfasst, wird von den Sachbereichen 4 der WSÄ Wilhelmshaven für den Bereich der Nordsee und Lübeck für den Bereich der Ostsee durchgeführt.

Die Hochbauaufgaben der Bundesmarine werden durch die Hochbauverwaltungen der Länder ausgeführt.

Für die notwendigen Baumaßnahmen (Unterhaltung und Investition) stellt das BMVg die erforderlichen Haushaltsmittel zur Verfügung.

2. Übersicht über die Liegenschaften

2.1 Historischer Rückblick

Am 20. Juli 1853 hatte das Land Preußen vom Land Oldenburg ein Gebiet am Jadebusen übernommen, auf dem der Hafen der Kriegsmarine und damit auch die Stadt Wilhelmshaven in den folgenden Jahren entstehen sollte. 1855 wurde eine Hafenbaukommission gegründet, die die Aufgabe hatte, Planungen für einen Marinehafen mit Werft aufzustellen. Die Baumaßnahmen begannen 1863 mit dem Bau der Hafenanlagen und der 1. Seeschleuse, der so genannten 2. Einfahrt. Der Hafen und die damit entstandene Stadt erhielten 1869 den Namen Wilhelmshaven und zum Jahreswechsel 1870/71 wurde der Hafen, der als reiner Marinehafen angelegt war, mit dem ersten Einlaufen der Marineschiffe der Deutschen Flotte in Betrieb genommen. Die Hafen- und Werftanlagen wurden bis Mitte der 40er Jahre des 20. Jahrhundert ständig erweitert. So wurden insgesamt vier Seeschleusen (1869, 1886, 1909 und 1942/64) errichtet, von denen seit 1965 nur noch die 4. Einfahrt die Zufahrt zum Binnenhafen gewährleistet.

Nach Beendigung des 2. Weltkrieges wurden auf Beschluss der Außenministerkonferenz der alliierten Siegermächte in Moskau zwischen 1947 und 1949 die Hafen- und Werftanlagen einschließlich der Schleusen in Wilhelmshaven unbrauchbar gemacht bzw. zerstört. Lediglich die 1886 eröffnete so genannte 1. Einfahrt, blieb als Zugang zu den Resten des Binnenhafens für kleine Handelsschiffe neben den Hochwasserschutzbauwerken erhalten.

Mit der Unterzeichnung der Pariser Verträge Mitte der fünfziger Jahre wurde erstmals nach der Demilitarisierung ein deutscher Verteidigungsbeitrag festgeschrieben und Deutschland trat 1955 der NATO bei. Damit ergab sich erneut ein Bedarf an Marinehafenanlagen, die unter anderem auch in Wilhelmshaven wieder errichtet werden sollten.

Mit den damaligen drei Hafenbauabteilungen führte das Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven ab 1958 den Wiederaufbau der Hafenanlagen, des Marinearsenals und der Seeschleuse in Wilhelmshaven im Bereich Hoch-, Tief- und Wasserbau durch.

2.2 Liegenschaften der Marine

Heute werden vom WSA Wilhelmshaven die Liegenschaftsobjekte Marinearsenal, Magnetische Messstelle sowie der Neue Vorhafen im Marinestützpunkt Heppenser Groden mit der Seeschleuse wasserbaulich unterhalten sowie der Betrieb der Seeschleuse durchgeführt. Seit Beendigung des Wiederaufbaus 1965 wurden die Liegenschaften der Wiesbadenbrücke (2004) und die alte Torpedowerft (1970, heute Tonnenhof des WSA) aus der militärischen Nutzung herausgelöst und abgegeben.

2.2.1 Marinestützpunkt Heppenser Groden

Der Marinestützpunkt liegt auf dem Heppenser Groden und umfasst eine Gesamtfläche von rund 270 ha, davon sind ca. 94 ha Wasserfläche. Stationiert sind hier verschiedene Fregatten sowie das Trossgeschwader. Bis zu 30 Liegeplätzen für die verschiedensten schwimmenden Einheiten der Bundesmarine sind vorhanden. Der Neue Vorhafen wird als tideabhängiger Marinehafen genutzt und ist der größte Hafen der Marine an der Nordsee. Er hat eine Länge von rund 1400 m und eine Breite von 600 m. Die Kaianlagen haben eine Gesamtlänge von ca. 4,3 km, die Wassertiefe beträgt SKN -8,00 m. Gleichzeitig dient der Neue Vorhafen als Zufahrt zur Seeschleuse Wilhelmshaven, welche die Verbindung zwischen der See und dem Binnenhandelshafen sowie dem Marinearsenal darstellt.

Bild 1: Neuer Vorhafen im Stützpunkt Heppenser Groden mit Seeschleuse

2.2.2 Schleuse

Die Seeschleuse ist eine Doppelkammerschleuse und wurde nach dem Wiederaufbau 1964 in Betrieb genommen. Sie ist mit den Abmessungen der Schleusenkammer von l = 390 m, b = 60 m und t = 17 m unter MTHw (Schleusendrempel 13,65 m unter MTHw) eine der größten Seeschleusen der Welt. Eine Kammer dient als Betriebskammer, die andere dient der Redundanz und wird als zusätzlicher Liegeplatz für die Marine genutzt. Die Tore sind als Schiebetore ausgebildet und beinhalten die Füll- und Entleerungssysteme der Schleuse. Zu Inspektionszwecken können die Tore ausgeschwommen und im Schwimmdock des Marinearsenals gedockt und instandgesetzt werden.

Die Seeschleuse wird durch die WSV unterhalten und 24 h am Tag betrieben.

3. Vorbereitende Maßnahmen zur Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen

3.1 Funktionsweise der Schiebetore

Die Schleusenkammern werden durch Stahlschiebetore, die 60 m lang, 10 m breit und 20 m hoch sind und ca. 1800 t wiegen, verschlossen. Die Schleusentore sind dabei jeweils auf einem Unter- und einem Oberwagen gelagert, die auf Schienen geführt werden. Der Oberwagen ist über zwei drucksteife Ketten angetrieben, worüber das Tor geöffnet und geschlossen wird. Die Oberwagenschienen liegen in der Schleusenkammer oberhalb vom MTMw. Diese Lagerung der Schleusentore entspricht der Funktionsweise einer Schubkarre.

Die Ober- und Unterwagen können, nachdem das Schleusentor ausgeschwommen wurde, mittels eines Schwimmkrans ausgebaut und instandgesetzt werden.

Die Schienen des Unterwagens sind in Beton vergossen und befinden sich im Drempel der Schleusenhäupter ca. 14 m unter der Wasseroberfläche.

3.2 Notwendigkeit

Im Rahmen von Bauwerksinspektionen wurden durch mehrere Tauchereinsätze in den vergangenen Jahren massive Schädigungen an den einbetonierten Verankerungen der Unterwagenlaufschienen festgestellt. Mangels ausreichender Sicht wurden die Schäden ertastet. Die Verankerungen der Schienen lagen in vielen Bereichen frei, waren korrodiert und hatten sich zum Teil schon gelöst.

Die Schienen sind somit nicht mehr ausreichend fixiert und damit besteht die Gefahr, dass die Schleusentore während des Öffnungs- oder Schließvorganges stehen bleiben (Unterwagen entgleist) und die Kammer nicht geschlossen werden kann. Da aber alle vier Schleusentore ein Bestandteil des Hochwasserschutzdeiches sind, bedeutet ein nicht mehr zu schließendes Schleusentor, dass die Deichsicherheit nicht mehr gegeben ist. Des Weiteren gilt es, den Totalausfall der Schleuse zu vermeiden.

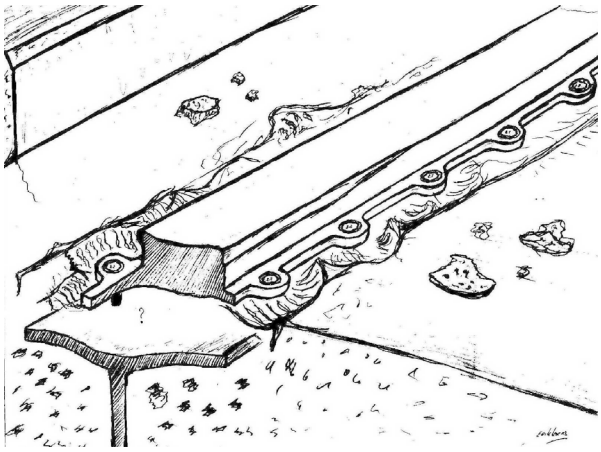
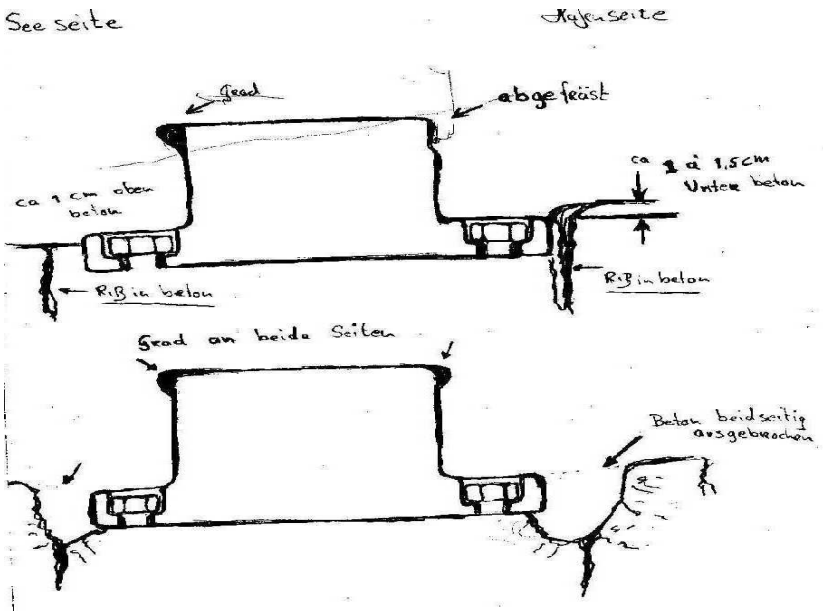


Bild 3: Darstellung der Schäden an den Unterwagenlauf schienen (Taucherzeichnung)

3.3 Gewählte Instandsetzungslösung

Die Instandsetzungsarbeiten an den Unterwagenlaufschienen werden dadurch erschwert, dass die Schleuse im Gegensatz zu Binnenschleusen nicht ohne Weiteres trockengelegt werden kann, da die Sohle der Schleusenkammern nicht auftriebssicher ist. Instandsetzungsarbeiten unter Wasser sind jedoch weniger Erfolg versprechend und in diesem Fall unwirtschaftlich. Als Alternativen zur Trockenlegung des Drempels gab es nur zwei Möglichkeiten. Entweder eine Trockenlegung der gesamten Schleuse mit neu zu schaffenden Revisionsverschlüssen in Verbindung mit einer Grundwasserabsenkung oder die Trockenlegung des Drempels mit Hilfe eines eigens hierfür zu entwickelnden und anzufertigenden Drempeltunnels über die gesamte Kammerbreite. Nach entsprechenden Voruntersuchungen hat sich das WSA für den Drempeltunnel entschieden, da die notwendige Grundwasserabsenkung - so wie sie auch zum Wiederaufbau vor über 40 Jahren durchgeführt wurde - weiträumige Setzungsschäden an den Gebäuden der Marine und der Stadt Wilhelmshaven verursachen hätte können.



Mit Hilfe des Tunnels können der Drempel, die Torkammer und die Unterwagenlaufschienen trockenen Fußes instand gesetzt werden.

Die Instandsetzungsarbeiten an den Unterwagenlaufschienen selbst sind weniger spektakulär. Die vorhandenen Schienen werden aus dem Zweitbeton heraus gebrochen und entsorgt. Neue Schienen werden angefertigt und auf der vorhandenen Verankerung befestigt. Die neuen Schienen bestehen im Gegensatz zu den alten aus zwei Schienenelementen, der Grund- und der Laufschiene. Anschließend werden die Schienen mit Vergussmörtel vergossen und die Instandsetzung ist abgeschlossen.

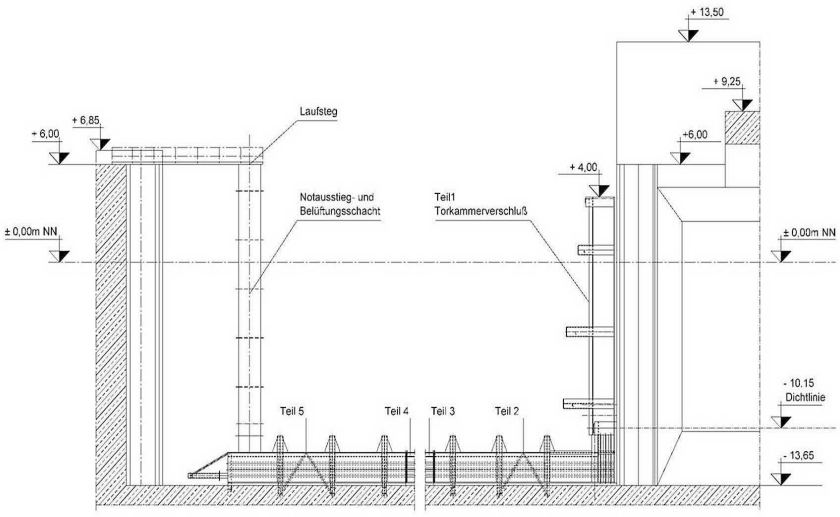


Bild 4: Querschnitt durch die Schleusenkammer mit Drempeltunnel

Bei der Planung waren die Vorgaben des Deichschutzes zu beachten. Da die Schiebetore ein Teil des Sturmflutschutzes der Stadt Wilhelmshaven sind, ist es gemäß den Vorgaben der oberen Deichbehörde nur gestattet, ein Schleusentor in der Zeit von April bis September eines jeden Jahres auszubauen. In der Regel ist dies die sturmflutfreie Zeit. Für die Instandsetzungsarbeiten verbleiben einschließlich Toraus- und -einbau, Tunnelein- und -ausbau, Säuberung des Baufeldes im Tunnel und Auf- und Abrüstung des Tunnels lediglich sechs Monate.

3.4 Entwicklung und Bau des Drempeltunnels

3.4.1 Randbedingungen und technische Abmessungen

Der Drempeltunnel ist ein gegen den Betondrempel dichtender, mehrteiliger Arbeitstunnel mit einem senkrechten Verschlusssegment für die Torkammer, das gegen die Kammerwand abdichtet.

Tunnelsegmente (vierteilig)	
Arbeitsbreite, b	12,50 m
Gesamtlänge, l	50,00 m
Arbeitshöhe, h	2,00 m / 2,70 m
Torkammerverschluss (einteilig)	
Breite, b	13,50 m
Höhe, h	14,15 m
Tragwerkshöhe	3,50 m

Tabelle 1: Abmessungen der Tunnelsegmente

Für die Detailplanung, statische Berechnung und Erarbeitung wesentlicher Teile der Ausschreibungsunterlagen des Tunnels und der Schieneninstandsetzung wurde ein auf dem Gebiet des Stahlwasserbaus erfahrenes Ingenieurbüro eingeschaltet.

Vorgabe für die Detailplanung war, den Tunnel in Segmente einzuteilen, die von vor Ort befindlichen Schwimmkränen eingebaut werden können und damit ein Gewicht von etwa 100 t nicht wesentlich überschreiten durften.

3.4.2 Konstruktion Stahlbau

Das Ergebnis der Planung und der statischen Detailnachweise war ein Tunnel, der aus vier horizontal angeordneten Tunnelsegmenten sowie einem vertikal angeordneten Torkammerverschluss besteht.

Die Tragstruktur des Tunnels besteht aus oberhalb der Tunnels angeordneten geschweißten biegesteifen Rahmen, max. Achsabstand von 3,60 m, welcher mittig unterstützt wird, sowie einer in die Rahmen integrierten orthotrop ausgesteiften Platte.

Tragende Komponente des Torkammerverschlusses ist ebenfalls ein über dem Stauwandblech angeordnetes Rahmensystem mit zur Wasseroberfläche hin größer werdendem Achsabstand - entsprechend abgestimmt auf den abnehmenden Wasserdruck. Das Stauwandblech ist entsprechend dem des Tunnels ausgebildet.

Auf dem Tunnelteil Nr. 5, welches das Ende des Tunnels darstellt, wurde ein Notausstiegs- und Belüftungsschacht, bestehend aus einem Stahlrohr Ø 2000 mm montiert. Von Land aus ist der Notausstiegsschacht über einen auf das Anschlagbauwerk des Schleusentores aufgesetzten Laufsteg zugänglich.

Alle Tunnelteile wurden konserviert, damit eine lange Lebensdauer erreicht wird. Der Tunnel soll auch später zu Bauwerkinspektionszwecken am Drempel wieder

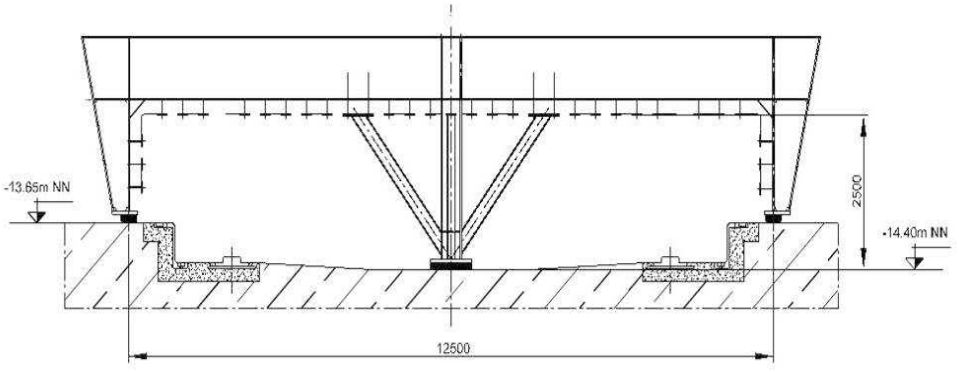


Bild 5: Tunnelquerschnitt

eingesetzt werden. Dazu wird der Tunnel nach Abschluss der Instandsetzungsarbeiten über Jahre an Land gelagert. Die Innenseite des Tunnels sowie die Zentrier- und Führungskonstruktionen wurden in einem hellen Grau beschichtet, um den Arbeitsraum im Tunnelinneren möglichst hell zu gestalten und um den Tauchern möglichst gute Kontraste beim Einbau zu bieten, da am Drempel in 15 m Wassertiefe nur etwa 20 cm Sichtweite vorhanden ist.

3.4.3 Dichtungssysteme

Da sich der Tunnel bis zu 17 m unter der Wasseroberfläche befindet, kommt den Dichtungssystemen eine entscheidende Bedeutung für das spätere sichere und trockene Arbeiten im Tunnel zu. Die Tunnelteile müssen mit Dichtungen gegen den Drempelbeton, gegen die senkrechte Wand der Torkammer und untereinander abgedichtet werden.

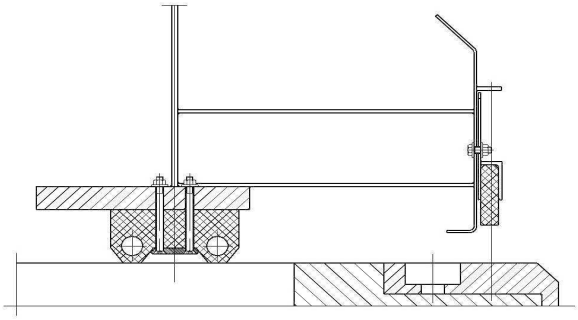


Bild 6: Dichtungssystem Tunnelwand/ Betondrempel

Als Dichtung zwischen Tunnelseitenwänden und Drempelbeton wurde eine doppellippige Dichtung als Fußdichtung eingebaut. Über diese Dichtung werden Vertikallasten des Tunnels (ca. 500 kN/m) auf den Betondrempel abgetragen. Für die Dichtung zwischen Torkammer und aufgehender Kammerwand sowie der Dichtung der Tunnelteile untereinander ist eine sog. "Notendichtung" vorgesehen.

Als zweite Dichtungslinie wurde ein zusätzlicher Spritzschutz hinter der Hauptdichtung angeordnet. Dieser besteht aus einem in der Höhe verschiebbaren Blech mit einer weichen Notendichtung. Hiermit werden alle ggf. auftretenden Leckagen abgefangen. Mit Hilfe von Durchlässen mit Rückschlagklappe und Sicherheitsschieber wird das Leckagewasser zum Pumpensumpf geführt und ausgepumpt. Leckagen, die das Anspringen aller vorhandenen Pumpen erfordert hätten, sind bisher nicht aufgetreten. Im Gegenteil, die Dichtungssysteme dichten den Tunnel ausgezeichnet ab, so dass es sich um eine sehr trockene Baustelle handelt und die Pumpen theoretisch fast nicht erforderlich wären.

3.4.4 Bau und Montage des Drempeltunnels

Gebaut wurde der Tunnel durch ein Stahlbauunternehmen aus der Region. Der Tunnel wurde im Werk gefertigt und abgenommen. Vor dem ersten Einbau wurde ein Probezusammenbau an Land durchgeführt, um die Passgenauigkeit zu prüfen und die notwendigen Handgriffe für den Unterwassereinbau zu üben.

Die Montage des Tunnels ist jedes Mal schwierige Präzisionsarbeit. Das erste zu montierende Tunnelsegment muss exakt in der Flucht und an der senkrechten Torkammerwand liegen, anderenfalls kann es passieren, dass die nachfolgenden Segmente nicht richtig auf dem Drempel sitzen und die Dichtungen damit nicht richtig aufliegen sowie dass der Torkammerverschluss nicht an der Kammerwand abdichtet.

Die Unterwassermontage birgt dabei immer wieder Überraschungen. Dank der erfahrenen Taucher des WSA Brunsbüttel, die für solche Einsätze zur Verfügung stehen, konnten jedoch immer schnell Lösungen gefunden werden. Nachdem der Torkammerverschluss gesetzt ist, wird sofort mit dem Lenzen begonnen, um durch den dadurch entstehenden Wasserüberdruck aus dem Hafenbecken den Torkammerverschluss an die Kammerwand zu pressen. Dies ist insbesondere bei den tidebeeinflussten Außentoren zu berücksichtigen. Erfolgt dies nicht, kann es bei ablaufendem Wasser zu Wasserüberdruck aus der Torkammer kommen und das Segment 1 könnte instabil werden und in die Schleusenkammer kippen.

Bild 7: Einbau des Tunnelsegments 3

Nach dem Lenzen des Tunnelbereiches muss dieser gesäubert und je Torkammer ca. 2000 - 3000 t Schlick, die sich im Laufe von 40 Betriebjahren in der Torkammer angesammelt haben entsorgt werden. Anschließend können die eingangs beschriebenen eigentlichen Instandsetzungsarbeiten beginnen.

4. Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen

4.1 Schäden an den Unterwagenlaufschienen

Nach dem Trockenlegen des Drempels konnten die bislang nur mit Tauchern erfassten Schäden direkt in Augenschein genommen werden.

Die tatsächlich vorgefundenen Schäden bei den drei bisher vorgenommenen Instandsetzungen in 2003, 2004 und 2005 stimmten mit dem ertasteten Schäden der Taucher überein.

4.2 Herstellung und Einbau der neuen Unterwagenlaufschienen

4.2.1 Vorarbeiten

Bevor die Arbeiten im Tunnel beginnen können, muss zuvor die Stromversorgung und die Sicherheitseinrichtungen gemäß SIGE-Plan bereitgestellt werden. Anschließend beginnen die Ausbrucharbeiten am Beton zum Ausbau der alten Schienen. Dies erfolgte bisher mit einem elektrisch betriebenen Hydraulikhammer oder

Bild 8: Schadenfeststellung;
o.: Betonausbrüche und korrodierte Schienenverankerungen;
u.: Versatz an vielen Schienenstößen

mittels Höchstdruckwasserstrahlen (ca. 2000 bar). Beide Methoden gewährleisten einen zügigen Ausbau der alten Schienen.

Zur Vorbereitung der beiden letzten Instandsetzungen mussten die landseitigen Torkammern verstärkt werden, da diese durch den zusätzlich zum Wasserdruck anstehenden Erddruck der Gesamtbelastung nicht standgehalten hätten. Das hatten die statischen Nachberechnungen der Torkammerwände ergeben.

Dazu wurden die landseitigen Kammerwände mit 32 Bohrungen ∅ 131 mm versehen. In diese Bohrungen wurden 26 m lange Stahlanker ∅ 63 mm eingebunden, mit 1000 kN vorgespannt und mit Spezialmörtel korrosionssicher verfüllt. Die Torkammerwände erreichen damit dauerhaft für alle zukünftigen Trockenlegungen die notwendige Standsicherheit.

4.2.2 Bearbeitung und Einbau der Schienen

Wesentlicher Anteil der Instandsetzung ist die Herstellung der neuen Laufschienen. Ca. 50 % der Gesamtkosten einer Instandsetzung - insgesamt rund 900.000 €/Jahr - gehen zu Lasten der Herstellung der neuen Schienen.

Die Grundschiene besteht aus einer 680 mm breiten und 220 mm dicken Bramme (Güte S355J2G3, gebrannt), welche mittels seitlich angeschweißten Laschen über Stellbolzen an den im Erstbeton des Drempels vorhandenen Ankerplatten befestigt wird. Sie muss in Lage und Höhe exakt ausgerichtet werden. Die Lagetoleranz beträgt max. 2 mm. Vertikal sind 5 mm auf der Gesamtlänge vorgegeben. Eine Grundschiene mit einer Länge von 4 m wiegt ca. 3,6 t. In den Bereichen der Bauwerksfugen sind die Grundschienen als Brücke ausgebildet (Balken auf zwei Stützen). Grund- und Laufschienen sind mittels Beschichtung vor Korrosion geschützt.

Bild 9: Werksfertigung der Grundschiene

Auf der Oberseite der Grundschiene befindet sich eine Nut, in die die Laufschiene eingelegt wird und mit einer Klemmleiste mit Sechskantschrauben festgeklemmt wird.

Die Laufschiene besteht aus dem Sonderstahl 42 Cr Mo 4 und ist 394 mm breit und 150 mm dick. Die Laufschienenstöße sind nicht rechtwinklig, sondern im Winkel von 120° ausgeführt. Damit wird ein widerstandsfreieres Überrollen der Stöße durch die Unterwagenlaufräder geschaffen und zukünftige Schädigungen (Absatzbildung an den Schienenstößen) weitestgehend vermieden.

Bild 10: Eingebaute Grundschiene mit nicht eingebauten , Laufschienen

Nach dem Einbau der Laufschienen wird die Schienenkonstruktion noch einmal vermessen und ausgerichtet. Der verbliebene Hohlraum zwischen Erstbeton und Grundschiene wird bis zur Oberkante der Befestigungslaschen an den Grundschienen mit schwindfreiem Vergussmörtel mit einer Druckfestigkeit von mindestens 90 N/mm² vergossen. Damit wird die Grundschiene mit

ihrer Verankerung einbetoniert, so dass ein korrosiver Angriff der Verankerung durch Salzwasser vermieden wird.

Abschließend werden die Schrauben in der Grundschienenbefestigung nach dem Aushärten des Mörtels mit 300 Nm nachgespannt und das Betonieren bis zur Höhenkote NN -14,300 m (ca. OK Grundschiene) mit dem gleichen hochfesten Vergussmörtel fortgesetzt. Die Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen ist damit abgeschlossen.

Bild 11: Eingebaute Unterwagenlaufschiene im Bereich der Torkammer; im Hintergrund der Drempeltunnel mit aufgehendem Torkammerverschluss und das Treppengerüst

Sollte während der Restnutzungszeit der Seeschleuse ein erneuter Schaden an den Laufschienen auftreten, können diese über das Lösen der Klemmleiste ausgetauscht werden. Betonarbeiten sind dafür nicht mehr erforderlich.

Anschließend wird die technische Ausrüstung des Tunnels demontiert, der Tunnel wird geflutet und ausgebaut.

5. Kosten

Für die Gesamtmaßnahme der Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen sind gemäß Entwurf 8,92 Mio. € verteilt auf die Jahre 2002 bis 2007 veranschlagt worden. Die Ausgaben belaufen sich wie folgt auf:

- 1,945 Mio. € für die Herstellung des Drempeltunnels inklusive des 1. Einbaus
- rund 1,0 Mio. € für je eine Instandsetzung der Unterwagenlaufschienen
- rund 0,45 Mio. € je Einbau des Drempeltunnels in den Jahren 2004 – 2006 einschließlich aller Nebenarbeiten
- 0,35 Mio. € für die Ingenieurleistungen im Bereich Planung, Konstruktion und Prüfung der Statik
- 0,5 Mio. € zur Ertüchtigung der Torkammerwände der Binnenhäupter

6. Fazit

Die nach Einbau des Drempeltunnels in 2003, 2004 und 2005 vorgefundenen Schäden an den Unterwagenlaufschienen stimmten mit dem Schadensberichten aus der Bauwerksinspektion der Taucher überein. Die Ersatzinvestition zur Behebung dieser Schäden, die bis dahin niemand zu sehen bekommen hatte, war richtig, notwendig und zweckmäßig. Durch die gewählte Instandsetzungslösung werden die Unterwagenlaufschienen für die Restnutzungsdauer der Schleuse in einen hervorragend geeigneten technischen Zustand versetzt und die Hauptursache der entstandenen Schäden beseitigt. Die Schieneninstandsetzung ist bisher wie geplant verlaufen und wird im Jahr 2006 an dem letzten Drempel durchgeführt und ist dann abgeschlossen.

Der eigens für diese Instandsetzungsmaßnahme angefertigte Drempeltunnel hat sich bewährt. Die Instandsetzungsarbeiten können im Tunnel wie geplant ausgeführt werden, zu Behinderungen ist es bisher nicht gekommen. Insbesondere hat sich das Dichtungskonzept bewährt. Die geforderten Leckraten werden eingehalten und unterboten. Das liegt zum einem an der guten Bauausführung des Tunnels und zum anderen an der guten Übereinstimmung der Maße des Schleusenhauptes/-drempels zwischen Zeichnung und Bauwerk. Geringe Abweichungen konnten bisher immer durch das Anpassen der Dichtungen an den Drempel ausgeglichen werden.

Das Zeitfenster für die Instandsetzungsarbeiten wird jedoch unter Berücksichtigung des Deichschutzes in jedem Jahr eng bleiben, so dass das Erreichen des Instandsetzungszieles insbesondere von der Zuverlässigkeit, Fachkunde und Leistungsfähigkeit der ausführenden Firma abhängt. Beide Firmen, die die Instandsetzung bisher durchgeführt haben, haben die zeitlichen Vorgaben eingehalten und das Ziel ohne Mängel erreicht.

Nach Abschluss der hier beschriebenen Instandsetzungsmaßnahme werden die vier Schiebetore grundlegend instandgesetzt. Die bislang üblichen Instandsetzungen, die alle acht Jahre durchgeführt werden, reichen nicht mehr aus, um die Tore in einem akzeptablen technischen Zustand zu halten. So ist der komplette Korrosionsschutz zu erneuern und die Stauwandhöhe den Erfordernissen des Sturmflutschutzes anzupassen. Die Statik ist nachzurechnen und die Tore ggf. zu verstärken. Da für diese Maßnahme das zur Verfügung stehende Zeitfenster von sechs Monaten nicht ausreicht, ist es notwendig ein 5. Tor zu bauen, welches voll funktionsfähig als Ersatz während der Grundinstandsetzung eingebaut wird. Das 5. Tor wurde im Oktober 2004 in Auftrag gegeben und wird im Oktober 2006 angeliefert. Anschließend beginnt die Grundinstandsetzung der alten Schleusentore, die sich voraussichtlich bis zum Jahr 2015 hinziehen wird.

Literatur

NORDA, FRANK: Bau und Unterhaltung der Marineanlagen in Wilhelmshaven; Festschrift 50 Jahre WSA WHV, 1997

REHDER, P; SCHICHOW, F; SCHROETER, P: Die 4. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven, Hansa Jg.101 – 1964, H2 (Juli) S. 1930 ff.

RUTHEMANN, MARTEN: Erste Trockenstellung eines Drempels + Sanierung der Drempellaufschienen, Zwischen Weser und Ems, Heft 37, 2003

RUTHEMANN, MARTEN: Entwicklung des größten Drempeltunnels Deutschlands, Zwischen Weser und Ems, Heft 36, 2002

Verfasser

Dipl.-Ing. Stefan Behrens
SBL 2: Streckenausbau und Querungsbauwerke
Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals
Nikolaistrasse 14/16, 30159 Hannover
Tel.: 0511 9115 - 5200
E-Mail: stefan.behrens@nba-h.wsv.de

(bis 12/2005: WSA Wilhelmshaven)

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Grundinstandsetzung von Schleusen am Dortmund-Ems-Kanal unter Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs

Dipl.-Ing. Simone Dahlhoff
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

Dipl.-Ing. Jürgen Grabau
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

1. Der Dortmund-Ems-Kanal

1.1 Lage und Bedeutung

Der Dortmund-Ems-Kanal (DEK) ist der älteste der westdeutschen Kanäle und befindet sich im Eigentum der Bundesrepublik Deutschland. Der DEK verbindet die Ems mit Dortmund und stellt somit die Verbindung zwischen den Seehäfen und dem Ruhrgebiet her. Die 226 km lange Kanalstrecke wird in zwei Abschnitte untergliedert. Der Teil nördlich des Mittellandkanals von Bergeshövede bis Herbrum wird als Nordstrecke, der Teil südlich von Bergeshövede bis in das Ruhrgebiet als Südstrecke bezeichnet.

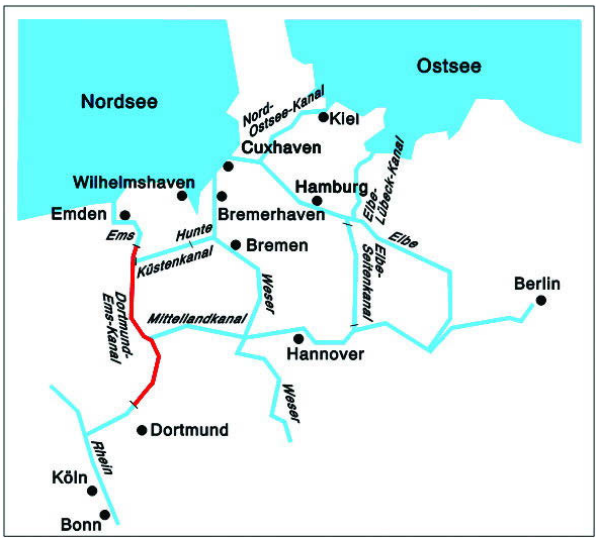


Bild 1: Ausschnitt aus dem deutschen Wasserstraßennetz

Aufgrund der West-Ost-Magistrale (Richtungsverkehr Rhein-Ruhrgebiet-Hannover-Berlin) ist die Südstrecke etwas stärker ausgelastet als die Nordstrecke. Sie passieren jährlich ca. 23.000 Schiffe bzw. 13 Mio. t Fracht. Aber auch die Nordstrecke weist mit ca. 7.100 Schiffen bzw. 4,8 Mio. t hohe Verkehrszahlen auf. Zu den Gütern, die auf dem Dortmund-Ems-Kanal transportiert werden, gehören hauptsächlich Massengüter wie z.B. Kohle, Eisen, Sand, Kies, Holz, Getreide, Maschinenteile und Mineralöle.

1.2 Größe der Fahrzeuge

Die Südstrecke des DEK wird zurzeit für Großmotorgüterschiffe (Abmessungen: L = 110 m, B = 11,40 m, T = 2,80 m, Tragfähigkeit 2.100 t) und Schubverbände (Abmessung L = 180 m, B = 11,40 m, T = 2,80 m, Tragfähigkeit 3.700 t) ausgebaut. Auf der Nordstrecke sind die Abmessungen der Schiffe auf 95 m Länge, 9,60 m Breite und 2,70 m Tiefgang begrenzt.

Bild 2: Schiffsverkehr auf dem Dortmund-Ems-Kanal

Bild 3: Binnenschiff in der Schleuse Bollingerfähr

2. Die Schleusen an der Nordstrecke

2.1 Allgemeines

Der Dortmund-Ems-Kanal besitzt insgesamt 17 Schleusen und 1 Schiffshebewerk. Die sieben Schleusenanlagen der Nordstrecke bestehen im Regelfall aus 2 Schleusen

- Einer alten Schleusenanlage aus den 1890er-Jahren
- Einer neuen Schleusenanlage aus den 1950er-Jahren

Die alten und neuen Schleusen liegen jeweils unmittelbar nebeneinander und sind durch eine Schleuseninsel voneinander getrennt.

2.2 Die alten Schleusenanlagen

Die Kammern der alten Schleusen sind in Böschungsbauweise, die Schleusenhäupter in Betonbauweise errichtet. Die Tore bestehen aus genieteten Stemmtoren.

Torumläufe dienen zur Füllung und Entleerung der Schleusenkammern. Dem Schiffsverkehr steht eine

Schleuse		DEK-km	Nutzbare Abmessungen [m]	Fallhöhe [m]	Bemerkungen
Herbrum	alte Schleuse	212,560	165,0 x 10,0	2,66 m	Böschungsschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse
Bollingerfähr	alte Schleuse	205,930	163,0 x 10,0	1,80 m	Böschungsschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse
Düthe	alte Schleuse	195,070	165,0 x 10,0	2,20 m	Böschungsschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse
Hilter	alte Schleuse	185,890	165,0 x 10,0	1,50 m	Böschungsschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse
Hüntel	alte Schleuse	174,130	165,0 x 10,0	2,90 m	Böschungsschleuse
	neue Schleuse		223,0 x 12,0		Massivbauschleuse
Meppen	alte Schleuse	163,890	100,0 x 12,0	7,50 m	Spundwandschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse
Varloh	alte Schleuse	158,120	165,0 x 10,0	3,67 m	Massivbauschleuse
	neue Schleuse		165,0 x 12,0		Spundwandschleuse

Tabelle 1: Schleusenanlagen an der DEK-Nordstrecke

Nutzlänge von 165 m, eine nutzbare Breite von 10 m und eine Abladetiefe von 2,20 m zur Verfügung.

Mit dem Bau der neuen Schleusen wurden die alten Schleusen jedoch nicht außer Betrieb genommen, sondern als Reserveschleusen weiter für die Schifffahrt vorgehalten. Bei kurzzeitigen Inspektionsarbeiten an den neuen Schleusen kann der Verkehr - allerdings mit Einschränkungen - über die alten Schleusen abgewickelt werden. Ein Dauerbetrieb ist aufgrund der alten Bausubstanz nicht mehr möglich. Dies ist vor allem durch die alten Stemmtore begründet.

Bild 4: Alte Schleuse Hilter

Bild 5: Schleuse Düthe

2.3 Die neuen Schleusenanlagen

Die neuen Schleusenanlagen wurden Anfang der 1950er-Jahre hergestellt und bestehen im Regelfall aus einer mit Spundwänden eingefassten Schleusenkammer und einer Kammersohle aus Stahlbeton. Die Tore sind als Schiebetore ausgeführt. Jeweils 3 in den Toren angeordnete Rollschütze dienen zur Füllung und Entleerung der Schleusenkammern. Die nutzbaren Abmessungen betragen 165 m x 12,0 m, die maximale Abladetiefe 2,70 m. Eine Ausnahme bildet die Schleuse Hüntel, die als massive Schleuse 1928 hergestellt wurde und eine nutzbare Länge von 228 m aufweist.

Bild 6: Neue Schleuse Varloh

Bild 7: Neue Schleuse Düthe

3. Die Maßnahmen zur Grundinstandsetzung

Nach einer 50-jährigen Betriebszeit sind die neuen Schleusen an die Belange des modernen Schiffsverkehrs anzupassen. Ziel ist es, unter Berücksichtigung aktueller Sicherheitsstandards die Nutzungsdauer der Schleusen um weitere 40 Jahre zu verlängern und dabei gleichzeitig auch künftigen Verkehrsentwicklungen Rechnung zu tragen.

Vor Beginn der Grundinstandsetzungsmaßnahmen an den neuen Schleusen werden die alten Schleusen so weit ertüchtigt, dass sie während der Sperrung der neuen Schleusen ausreichend sicher als Ersatzschleuse betrieben werden können.

Durch die vorangehende Ertüchtigung der alten Schleusen können die Instandsetzungsarbeiten an den neuen Schleusen ohne Schifffahrtssperre durchgeführt werden. Die einzigen Einschränkungen für die Schifffahrt bestehen darin, dass die Schleusenkreuzungsdauern der alten Schleusen geringfügig länger sind und die Schleusen aufgrund ihrer Bauwerksabmessungen nur mit geringerer Abladetiefe passiert werden können. Um auch diese Beeinträchtigungen des Schiffsverkehrs weitestgehend zu minimieren, wurde für die Instandsetzungsarbeiten an den neuen Schleusen ein sehr ehrgeiziger Projektablaufplan entwickelt. Die neue Schleuse Varloh wird für die Grundinstandsetzung 12 Wochen gesperrt, die neue Schleuse Bollingerfähr wird hierfür 8 Wochen gesperrt.

Die nachstehenden Maßnahmen zur Grundinstandsetzung beziehen sich auf die Schleusenanlagen Bollingerfähr, Hilter, Düthe, Hüntel und Varloh. Die übrigen Schleusen (siehe Tabelle 1) sind bereits instandgesetzt.

3.1 Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen

Die Baukosten für die Instandsetzungsmaßnahmen an den alten Schleusen betragen rd. 1,0 Mio. €, die Bausumme für die Arbeiten an den neuen Schleusen rd. 30 Mio. €.

Bedingt durch die hohen Investitionen bei den alten Schleusen war zu überlegen, ob die Vollsperrung des DEK und die erforderliche Umleitung der Verkehre während der Maßnahmen an den neuen Schleusen über andere Bundeswasserstraßen die gesamtwirtschaftlich günstigere Variante dargestellt hätte.

Für jede Grundinstandsetzung der 5 neuen Schleusen wäre der Schiffsverkehr für 12 Wochen über zeitaufwendige Umwege wie z.B. über Emskanal, Rhein oder Weser umzuleiten gewesen. Nachfolgend wird der Zeitbedarf für einige Fahrtrouten dargestellt (Tabelle 2).

Unter Berücksichtigung aktueller Verkehrsstatistiken sowie Kosten in Höhe von 1.250 €/Schiff/Tag ergeben sich bei einer Sperrzeit von 12 Wochen Kosten für den Umweg in Höhe von 1.755.000 €. Dem stehen Instandsetzungsmaßnahmen an den alten Schleusen in Höhe von jeweils 350.000 € gegenüber.

Die Annahmen bleiben grobe Näherungen. Das Ergebnis zeigt trotz dieser Einschränkungen deutlich, dass die Ertüchtigung der alten Schleusenkammern eine wirtschaftlichere und für die Schifffahrt vorteilhaftere Alternative darstellt.

Zudem bestünde die Gefahr, dass sich bei einer Sperrung des Kanals Verkehrsströme möglicherweise auf Straße oder Schiene verlagern würden und nach Abschluss der Instandsetzungsmaßnahmen nicht auf die Wasserstraße zurückkämen.

3.2 Die Maßnahmen an den alten Schleusen

Bedingt durch die hohe Standzeit der alten Schleusen sind diese für den Betrieb während der Grundinstandsetzung der neuen Schleusen zu ertüchtigen. Im Wesentlichen handelt es sich um den Ersatz der abgängigen genieteten Verschlüsse durch neue geschweißte Tore. Hierfür fallen Kosten in Höhe von 350.000 € je Schleuse an. Einige der alten Schleusen wurden bereits in den 1970er und 1980er Jahren ertüchtigt. Für nachstehende Schleusen steht diese Ertüchtigung noch aus:

Alte Schleuse	Maßnahmen zur Ertüchtigung
Varloh	Ersatz Ober- und Untertor
Hilter	Ersatz Untertor
Düthe	Ersatz Obertor

Tabelle 3: noch ausstehende Maßnahmen an den alten Schleusen

Bild 8: Einbau eines neuen Untertores

Fahrtrouten	Ohne Sperrung	Mit Sperrung	Mehr an Fahrzeit	
	Tage	Tage	Tage	
Duisburg - Meppen	2,0	3,5	1,5	über Emskanal
ARA-Häfen - Meppen	2,0	4,0	2,0	über Wesel
Bremerhaven - Meppen	1,5	3,0	1,5	über Minden
Hannover - Meppen	2,0	2,5	0,5	über Bremen
ARA-Häfen - Bremerhaven	2,5	4,0	1,5	über Wesel
			1,5	geschätztes Mittel

Tabelle 2: Umwege der Schifffahrt bei Schleusensperrungen

Quelle: Entwurf-HU für die Grundinstandsetzung der Schleusen am DEK, aufgestellt vom WSA Meppen

3.2 Die Maßnahmen an den neuen Schleusen

Die Maßnahmen zur Grundinstandsetzung bestehen aus verschiedenen Einzelmaßnahmen:

1. Ersatz der Schiebetore
2. Ersatz der Füll- und Entleerungsverschlüsse
3. Ersatz der Antriebe
4. Ersatz der Torunter- und Toroberwagen
5. Einbau eines Stoßschutzsystems kammerseitig vor dem Untertor
6. Entsorgung von Asbest und PAK-haltigen Beschichtungen
7. Hoch- und Tiefbauarbeiten
8. Instandsetzung der Kammerwände
9. Vorbereitung der Anlagen für die Fernsteuerung

Ziel ist es, durch verschleiß- und wartungsarme Technik und Materialwahl die Ausfallwahrscheinlichkeit der Schleusen herabzusetzen. Mit der steigenden Betriebssicherheit sollen gleichsam die Unterhaltungskosten gesenkt werden. Weiteres Ziel ist es, die Sperrzeiten für die routinemäßigen Instandsetzungsarbeiten zu minimieren. Um dies zu erreichen, wurden Bauelemente gewählt, die möglichst leicht austauschbar sind. Um auch die Anzahl der vorzuhaltenden Ersatzteile gering zu halten, werden bei allen Schleusen möglichst baugleiche Elemente und eine einheitliche Antriebstechnik verwendet. Dies hat neben der Kostenminimierung den positiven Nebeneffekt, dass geringere Lagerhaltung erforderlich ist.

Außerdem wird durch den Einbau einer Stoßschutzanlage vor dem Untertor der Ausfall der Schleusen durch eine Toranfahrung vermieden. Dies trägt entscheidend zur Betriebssicherheit bei.

4. Ersatz der Tore und der Füll- und Entleerungsverschlüsse

4.1 Allgemeines

Die derzeitige Torkonstruktion mit den Füll- und Entleerungsverschlüssen sowie den Torunter- und -oberwagen verursacht aufgrund des hohen Wartungsaufwandes Ausfälle und erhebliche Unterhaltungskosten:

- die Rollschütze sind schwingungsanfällig, dadurch entstehen Schäden an den Dichtungen
- die Dauerfestigkeit der geschweißten Torkonstruktion ist nicht gegeben
- der Torunterwagen weist hohen Verschleiß an den Lagern auf und kann nur mit Hilfe einer Trockenlegung ausgetauscht werden

Zurzeit erfolgt in 4-jährigen Abständen eine Trockenlegung der neuen Schleusen mit hohem logistischen Aufwand. Nach Durchführung der Instandsetzungsmaßnahmen wird ein Wartungsintervall von etwa 10 Jahren erwartet.

Bei der vorhandenen Rollschützkonstruktion ist noch eine hydraulische Besonderheit zu erwähnen. Durch einen planmäßigen Verbau der dem Unterwasser zugewandten Schützöffnung im Tor sollte ein Teileinstau im Tor mit einer Energieumwandlung im Obertor erfolgen. Dadurch sollte seinerzeit auf eine konstruktive Energieumwandlung (Tosbecken mit Störkörper und einer Gitterwand) verzichtet werden.

Bild 9: Typischer Verschluss als Schiebetor mit Rollschützen

In der Praxis hat sich dieses Prinzip nicht bewährt:

- Der Teileinstau im Tor während der Füllung führt zu wechselnden Druckverhältnissen auf der unterstromigen Seite des Schützes. Dies wird dadurch zu Schwingungen angefacht.
- Die Energieumwandlung insbesondere bei der Schleuse Varloh (Fallhöhe = 3,67 m) ist nicht ausreichend wirksam (siehe Bild 10). Dadurch entstehen höhere Trossenkräfte auf die Fahrzeuge.

In der Praxis wurden diese Probleme durch eine langsamere Querschnittsfreigabe der Schützöffnung gelöst.

Bild 10: Füllvorgang bei der neuen Schleuse Varloh

Bedingt durch die vorgegebenen konstruktiven Randbedingungen der vorhandenen Anlage war eine Trennung von Verschluss und Füllung/Entleerung nicht möglich. Die Herstellung separater Umläufe ist nicht möglich. Die Füllung und die Entleerung müssen auch künftig über Öffnungen in den Toren erfolgen.

4.2 Wahl der Füll- und Entleerungsverschlüsse

Da erhebliche Zweifel bestanden, erneut Rollschütze als Füll- und Entleerungsverschlüsse zu verwenden,

wurden Alternativen betrachtet. Die Torkonstruktion "Schiebetor" war wegen vorhandener Tornischen und Häuptergeometrie unabänderbar. Es musste ein Füll- und Entleerungsverschluss zur Anwendung kommen, welcher in ein Tor einbaubar ist. Außerdem war den Einbauten am Oberhaupt Augenmerk zu schenken. Zur Entscheidungsfindung wurde auch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe eingeschaltet.

Ausgehend von Ausführungsbeispielen mit Segmentverschlüssen in Toren von Schleusen am Neckar wurden Segmentverschlüsse in den Toren vorgesehen. Statt drei Rollschützen werden in den neuen Toren vier Zugsegmente angeordnet. Diese werden über Elektrohubzylinder angetrieben. Segmentverschlüsse sind schwingungsunempfindlich und für den Einbau in Stemm- oder Schiebetore geeignet.

Da durch den Einbau der neuen Verschlüsse das hydraulische System der Schleuse verändert wird, sind auch die Auswirkungen auf die Energieumwandlung zu verfolgen.

Die BAW wurde beauftragt, Lösungen für eine wirksame Energieumwandlung bei der Füllung zu erarbeiten. Dies erfolgte stellvertretend für alle Schleusen für die Schleuse Varloh, da diese die größte Fallhöhe aufweist. Die Untersuchung erfolgte im physikalischen Modell M 1:25. Als Ergebnis hieraus wurden Einbauten entwickelt bestehend aus:

- drei Störkörperreihen auf der geneigten alten Oberhauptsohle mit Abschluss als Gitterwand
- einer Stahlbetondecke über der Gitterwand und der benachbarten Stelenreihe.

Durch die Stahlbetondecke werden die längeren Störkörper konstruktiv gehalten und sind unempfindlicher gegen Kollision mit Gegenständen, die möglicherweise bei der Füllung mit eintreiben, z.B. Treibholz. Der Segmentverschluss wird als Zugsegment ausgeführt, dadurch kann bereits im Torraum ein etwas nach unten gerichteter Füllstrom aufgebaut und die Strömung unter die Fahrzeuge gelenkt werden.

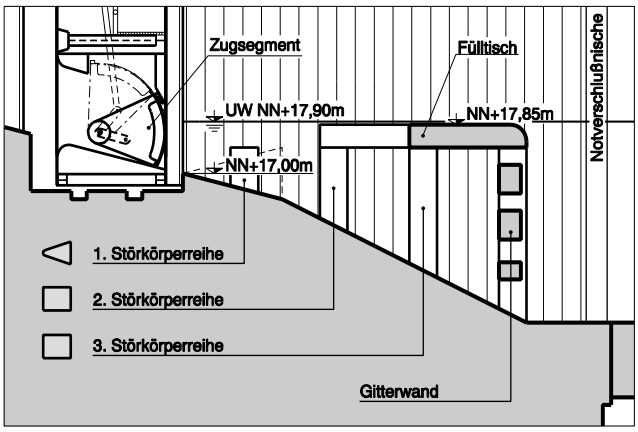


Bild 11: Schematische Darstellung des Segmentverschlusses

Der Einbau einer wirksamen Energieumwandlung ist Grundvoraussetzung für einen effizienten Betrieb einer Schleuse mit Vorkopffüllung. Diese Einbauten werden im Rahmen der Grundinstandsetzung hergestellt. Durch die Einbauten und den Einbau einer Stoßschutzanlage verringert sich die nutzbare Schleusenlänge auf ca. 145 m. Dies ist aber verträglich für die weitere Nutzung.

4.3 Ausführung der Torkonstruktionen

Bedingt durch die unveränderbare Geometrie der Häupter sind grundsätzlich andere Torarten, z.B. Stemmtore, nicht ausführbar. Aus diesem Grund werden auch die neuen Tore ebenfalls als Schiebetore ausgeführt. Soweit möglich werden die Tore in geschlossener Bauart - begehbar - ausgeführt. Durch den Auftrieb des Tores wird der Torunterwagen entlastet, was zu geringem Verschleiß führt.

4.4 Torwagen und Laufschienen

Während der Toroberwagen den Antrieb des Tores übernimmt und stets über Wasser gut gewartet werden kann, ist der Torunterwagen hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Er befindet sich ständig unter Wasser und durchfährt Ablagerungen aus Schlamm und Eintreibungen im Bereich der Schienen. Dies führte zu erheblichem Verschleiß und war Grundveranlassung für außerplanmäßige Trockenlegungen. Hier zeigte sich folgendes Schadensbild am Torunterwagen:

- Verschleiß aller Lager bis zur völligen Zerstörung
- Ausbrüche aus den Laufrollen

Bild 12: Ausgebauter Torunterwagen

Bild 13: Instand gesetzter Torunterwagen

Bisher war alle 4 Jahre der Austausch eines Torunterwagens gegen einen grundinstandgesetzten Wagen erforderlich. Da sowohl Bauart und Einwirkung auf den Unterwagen blieben, war ohne grundsätzliche Änderung des Konstruktionsprinzips keine Verbesserung der Schadensanfälligkeit in Sicht.

Die extreme Beanspruchung des Torunterwagens kann wie folgt verdeutlicht werden:

- Immer unter Wasser
- Hohe Auflasten, dauernd hohe Raddrücke
- Bereich der Laufschienen mit Eintreibungen
- Unebenheiten in den Laufschienen führen zu zusätzlichen Zwängungen bzw. Kantenpressungen in den Lagern, die dabei nacheinander verschleißen
- Laufschienen vermutlich zu weich und nicht ausreichend eben

Durch den Anspruch, mit der Grundinstandsetzung erheblich längere Standzeiten zu erreichen, waren grundsätzliche Änderungen im Konstruktionsprinzip von Nöten. Das Prinzip folgt folgenden Grundsätzen:

1. Biegeweiche Ausführung des Grundrahmens; dadurch verringern sich die Zwängungen und die Lagerdrücke, weil der Unterwagen sich besser an die Schienen andrückt
2. Verwendung hochwertigerer Materialien für die Lager
3. Einbau steiferer Schienen mit geringer Einbautoleranz

5. Einbau einer Stoßschutzanlage

5.1 Allgemeines

Der Einbau einer Stoßschutzanlage ist eine höchst wirksame Maßnahme für die Betriebssicherheit einer Schleusenanlage. Besonders das Untertor ist der Gefahr von Anfahrungen ausgesetzt. Diese Anfahrungen führen gewöhnlich zum Ausfall der Schleusenanlage für den Zeitraum der Reparatur des Tores.

Bei Neubauten von Schleusenanlagen ist der Einbau von Stoßschutzsystemen der Regelfall. Die Nachrüstung einer Stoßschutzanlage in eine bestehende Anlage stellt eine überaus anspruchsvolle Aufgabe dar, insbesondere dann, wenn die Kammern in Spundwandbauweise hergestellt sind.

5.2 Wahl eines Stoßschutzsystems

Bei Stoßschutzsystemen ist zwischen Seil- und Balkensystemen zu unterscheiden. Nachstehend ein Überblick über mögliche Systeme:

- Seil mit Übergabeschranke
- Eiler-Stoßschutz
- Stoßbalken mit Jarryd-Puffer

Bei der Planung ist neben der maschinenbaulichen Komponente insbesondere die Eignung für einen nachträglichen Einbau in eine Spundwandkammer zu berücksichtigen. Seilsysteme scheiden aus, weil durch diese Systeme große Kräfte quer zur Kammer entstehen.

Zur Ausführung kommt ein Stoßbalken, der waagerecht ca. 80 cm über dem Wasserspiegel liegt und hinter den Kammerwänden in Stahlbetonkavernen aufgelagert ist. Bei einer Anfahrung werden die Elastomere-Fender zusammengedrückt und federn den Aufprall ab. Die Elastomere-Fender bestehen aus Ringen und Pads mit einer Gesamtlänge von 2,50 m. Bei der Anfahrung beträgt der maximale Federweg 1,0 m bei einem Arbeitsvermögen von 1,0 MJ (Mindestarbeitsvermögen nach DIN 19703).

Bei der Ausfahrt der Schiffe muss der Stoßschutz nach oben verfahren werden, da die Fallhöhe der Schleusen nicht ausreicht, um unter dem Stoßbalken durchfahren zu können. Für künftige Containerverkehre wurde die Durchfahrtshöhe auf 7,0 m über dem Unterwasserstand festgelegt. Der Stoßbalken wird an senkrechten Führungsträgern mit Elektrohubzylindern (in Bollingerfähr Spindelantriebe) auf die erforderliche Höhe gefahren und dort verriegelt.

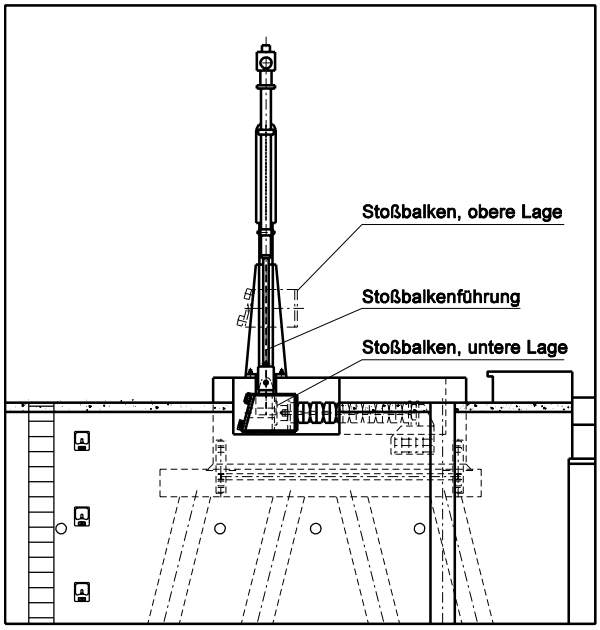


Bild 14: Schematische Darstellung des Stoßschutzes

Die Lasten aus den Eigengewichten und einer möglichen Anfahrung sind im Nahbereich der Kammerwände und der Tornischen abzuleiten. Hierzu wird die Stahlbetonkaverne auf Bohrpfählen tief gegründet. Eine Flachgründung scheidet aus, weil die Reaktionskräfte aus der Anfahrung die Spundwände und deren Verankerung unzulässig beanspruchen würden. Der Pfahlbock nimmt aus der Anfahrung nur Kräfte in Schleusenlängsrichtung auf, diese betragen etwa 1.000 kN je Seite.

Das Gesamtgewicht eines Balkens beträgt etwa 20,0 t.

6. Sonstige Maßnahmen zur Grundinstandsetzung bei den Spundwandschleusen

Neben dem Ersatz der Tore und des Maschinenbaus und der Herstellung einer Stoßschutzanlage sind insbesondere noch folgende Maßnahmen zu erwähnen:

Einbau von Luftsprudelleitungen vor den Toren

Dadurch wird die Bildung von Eis verhindert und Geschwemmsel beseitigt. Für die Verlegung der Leitungen werden Nischen in den Sohlen vor den Toren hergestellt, in die Kunststoffrohre eingebaut werden.

Entsorgung von Altlasten

Die Spundwände sowohl der Kammern und der Tornischen als auch der Tore sind mit PAK-haltigen Beschichtungen versehen. Bei der Entsorgung der Ver-

schlüsse werden diese den Vorschriften entsprechend behandelt. Die Kammer- und Tornischenwände werden vor Ort entschichtet. Die unteren Abschnitte der Kammerwände werden z.T. mit einer Stahlblech-Panzerung versehen.

Vorbereitung für die Fernsteuerung

Die Schleusen an der DEK-Nordstrecke werden künftig ferngesteuert. Hierzu sind umfangreiche Vorbereitungen im Bereich der Elektro- und Nachrichtentechnik erforderlich. Jeweils 3 Schleusenanlagen werden zu einem Steuerkreis geschlossen. Die Fernbedienungszentralen befinden sich an der Schleuse Herbrum für den nördlichen Steuerkreis und auf dem Bauhof in Meppen für den südlichen und mittleren Steuerkreis. Zur Übertragung der Signale für die Fernsteuerung werden ca. 70 km LWL-Kabel verlegt.

Instandsetzung der Ausrüstung der Kammerwände

Durch die 50-jährige Nutzung der Schleusen hat sich ein Verschleiß bei der Ausrüstung der Schleusen eingestellt. Insbesondere die Nischenpoller und die Steigeleitern wurden durch den Gebrauch abgenutzt oder beschädigt. Sie werden daher ersetzt.

7. Schleuse Hüntel

Die Schleuse Hüntel weicht in ihren Abmessungen und ihrer Konstruktion von den vier besprochenen Spundwandschleusen ab. Sie besteht aus einer massiven Kammer aus Stampfbeton mit einer Verklinkerung zur Kammerseite. Die Tore sind als Stemmtore ausgeführt. Füllung und Entleerung erfolgen über Torumläufe in den Häuptern. Diese Schleuse ist 1928 erbaut worden und befindet sich trotz des hohen Bauwerksalters von ca. 80 Jahren in guter Verfassung. Im Bereich der Kammern wird die Ausrüstung (Poller, Leitern) erneuert. Das Klinkermauerwerk ist durch die ein- und ausfahrenden Schiffe in kennzeichnender Wasserspiegellage abgenutzt worden und wird ausgebessert.

Bild 15: Schleuse Hüntel, trockengelegt

Im Bereich des Stahlwasserbaus werden die Stemmtore durch neue ersetzt. In den Stemmtoren sollen die baugleichen Zugsegmente wie bei den Schiebetoren eingebaut werden. Diese werden ebenfalls über Elektrohubzylinder angetrieben. Das Untertor wird auch hier mit einem Stoßschutz gegen Anfahrung geschützt.

Bild 16: Schleuse Hüntel, Blick nach Unterwasser

8. Projektablauf

Mit der Planung der Instandsetzungsmaßnahmen wurde in 2004 begonnen. Die Beendigung der Maßnahmen soll in 2010 erfolgen. Dieser Zeitraum ist vor allem deswegen notwendig, weil erhebliche Planungsleistungen durchzuführen sind.

9. Schlussbemerkungen

Mit der Grundinstandsetzung der Schleusen wird die Betriebssicherheit der DEK-Nordstrecke für die nächsten 40 Jahre wesentlich verbessert.

Durch die vorangehende Grundinstandsetzung der alten Schleusen für rd. 1,0 Mio. € kann während der Grundinstandsetzung der neuen Schleusen der Schiffsverkehr reibungslos weiterlaufen. Zeitverluste und damit verbundene finanzielle Einbußen für die Binnenschifffahrt können minimiert werden. Durch den Einbau wartungsarmer Bauteile werden die Instandsetzungsintervalle, die mit Einschränkungen für die Schifffahrt verbunden sind, verlängert. Zusätzlich bietet der Einbau von Stoßschutzsystemen Gewähr für einen störungsfreien Einsatz der neuen Schleusen.

Mit der Bearbeitung der Maßnahme durch eine Projektgruppe des WSA Bremen werden von der Verwaltung neue Wege beschritten. Erstmals sind Mitarbeiter des Wasser- und Schifffahrtsamtes Bremen ämterübergreifend für das WSA Meppen tätig. Jahrelange Erfahrungen des Schleusenbaus können so nutzbringend eingesetzt werden.

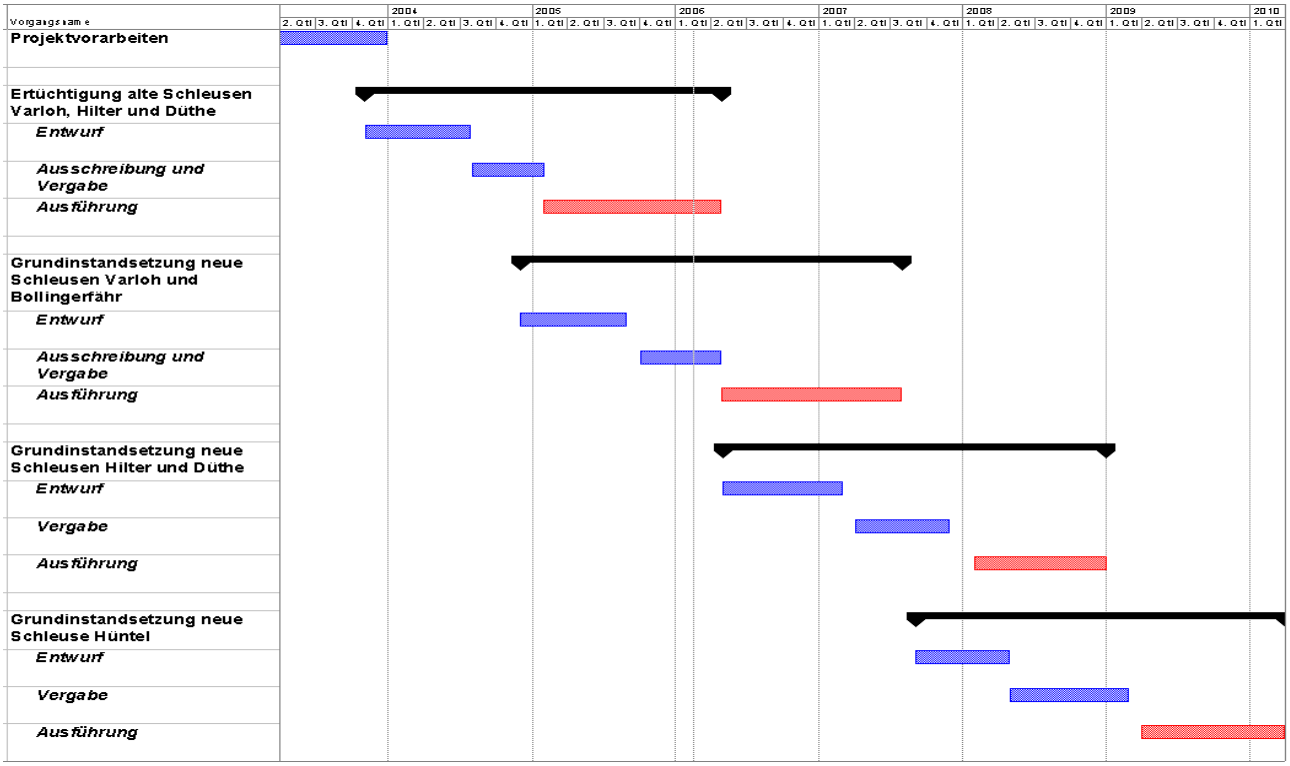


Bild 17: Projektablaufplan

Verfasser

Dipl.-Ing. Simone Dahlhoff
SBL 4: Neubau
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen
Franziuseck 5, 28199 Bremen
Tel.: 0421 5378 – 240
dalhoff@hb.wsdnw.de

Dipl.-Ing. Jürgen Grabau
Sachbereich 4: GI Schleusen DEK Nordstrecke
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen
Franziuseck 5, 28199 Bremen
Tel.: 0421 5378 – 244
E-Mail: grabau@hb.wsdnw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Ausschreibungsentwurf für das neue Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China

Dipl.-Ing. Claus Kunz
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Dorothea Krebs
Krebs & Kiefer International, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Gerhard Strack
Lahmeyer International, Bad Vilbel

Dipl.-Ing. Xijin Zhao
China Three Gorges Project Corporation, Yichang, CH

Zur Beförderung von Passagierschiffen am Drei-Schluchten-Staudamm am Yangtze, in der Nähe der Stadt Yichang, ist ein Senkrecht-Schiffshebewerk nach dem Gegengewichtsprinzip vorgesehen, das derzeit durch China Yangtze Three Gorges Project Corporation, Bauherr und Betreiber des Drei-Schluchten-Staudamms, geplant wird. Mit der Ausschreibungsplanung ist die "German Design Group", ein deutsches Joint Venture, bestehend aus Krebs und Kiefer International und Lahmeyer International, beauftragt. Berater des Bauherrn im Sinne eines "Panel of Experts" ist die Bundesanstalt für Wasserbau.

1. Einleitung

Mit der Gesamtbaumaßnahme des Drei-Schluchten-Staudamms am Yangtze verfolgt China die Ziele des Hochwasserschutzes dicht besiedelter Gebiete, der Erzeugung elektrischer Energie sowie der Erleichterung der Schifffahrt.

Der Staudamm ist ein Beton-Gewichtsdamm mit einer Dammlänge von 2310 m und einer Höhe von ca. 180 m. Die Staulänge beträgt ca. 660 km, so dass eine Flutspeicher-Kapazität von 22,15 Mrd. m³ vorhanden sein wird. Das Kraftwerk wird mit 26 Francis-Turbinen mit je 700 MW installierter Leistung jährlich ca. 85 TWh Strom erzeugen. Für die Schifffahrt stehen zur Überwindung von 113 m Hubhöhe eine zweizügige, aus fünf Schleusenkammern bestehende, Schleusentreppe mit Nutzabmessungen von jeweils 280 m Länge, 34 m Breite und 5 m Wassertiefe, sowie künftig ein Senkrecht-Schiffshebewerk nach dem Gegengewichtsprinzip zur Verfügung (Bild 1).

Der Bau des Dammes ermöglicht die Schiffbarkeit des Yangtze, dem längsten Fluss Asiens, auf 660 km Länge von Yichang bis Chongqing für Schiffe bis 10.000 BRT (Bild 2).

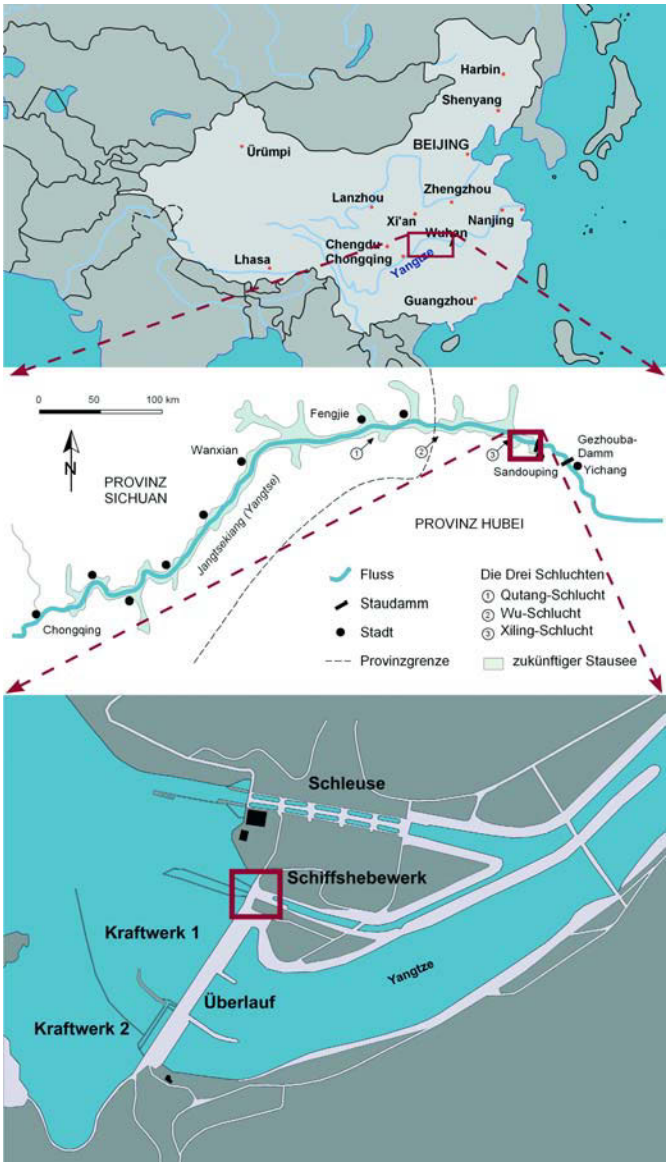


Bild 2: Geographische Lage des Schiffshebewerks am Drei-Schluchten-Staudamm am Yangtze

Bild 1: Visualisierung der Gesamtbaumaßnahme mit Kennzeichnung des geplanten Schiffshebewerkes

Güterschiffe werden über die bereits fertiggestellte Fünf-Kammer-Schleuse mit einer Schleusenzeit von ca. 3 Stunden geleitet (Bild 3). Die Personenschifffahrt wird künftig mit einer weitaus schnelleren Schleusungszeit von gut einer Stunde über das Schiffshebewerk transportiert.

Bild 3

Das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt wird bauliche Besonderheiten aufweisen, die sich von allen bisher bekannten Schiffshebewerken deutlich unterscheiden [1] (Tabelle 1):

- Die maximale Hubhöhe von 113 m ist etwa dreimal so groß wie die von deutschen Schiffshebewerken,
- die Trogabmessungen und dadurch die mit Gegengewichten zu bewegenden Massen (ca. 34000 t) sind größer als bei bisher ausgeführten Anlagen,
- als Teil einer riesigen Stauanlage mit Kraftwerken, Hochwasserentlastung und zwei Schleusentreppen ist mit kurzfristigen, betrieblichen Wasserspiegelschwankungen von bis zu 50 cm in der Stunde (im Unterwasser) zu rechnen,
- hydrologisch bedingte Wasserspiegelschwankungen von 30 m im Oberwasser und 11,8 m im Unterwasser bedingen besondere bauliche Maßnahmen an der oberen und unteren Haltung,
- vorrangig für die Passagierschifffahrt bestimmt, ist ein besonders hoher Sicherheitsstandard erforderlich.

Max. Bauwerksabmessungen (L/B/H) Max. Trogabmessungen (L/B/H)	119,0 m / 57,8 m / 169,0 m 132,0 m / 23,0 m / 11,5 m
Max./ min. Hubhöhe	113,0m / 71,2 m
Max. Wasserstandsunterschiede	Oberwasser 30 m, Unterwasser 11,80 m
Max. Wasserstandsschwankungen	0,5 m / h
Nutzlänge/ -breite/ -höhe	120,0 m / 18,0 m / 18,0 m
Max. Tragfähigkeit	3.000 t
Gesamttroggewicht Bewegte Masse	16.000 t 34.000 t
Fahrtzeit (ohne Ein- und Ausfahrt) Betriebsfahrten/ Tag	21 min (für max. Hubhöhe) 18 Auf- und Abfahrten/ Tag

Tabelle 1: Anforderungsprofil Schiffshebewerk

2. Projektanbahnung

Deutschland hat im Bau und Betrieb von Senkrecht-Schiffshebewerken langjährige Erfahrungen [4]. Ein neues, zweites Schiffshebewerk Niederfinow, an der Havel-Oder-Wasserstraße bei Eberswalde, ist derzeit mit einer Hubhöhe von 36 m in der Ausschreibungsplanung. Es ergänzt ein vorhandenes Schiffshebewerk, das 1936 gebaut wurde und sich durch seinen robusten Betrieb bis heute auszeichnet. Bauherr und Planer ist das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin.

Die Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW) unterstützte diese Planung durch Beratungen, insbesondere bei der Auswahl des Sicherungs- und Antriebssystems für den Trog des Hebewerks. Diese Planungen waren auch dem Bauherrn und Betreiber des Drei-Schluchten-Staudamms, der China Three Gorges Project Corporation (CTGPC), bekannt geworden. CTGPC beauftragte Ende 1999 die BAW mit der Ausarbeitung einer Machbarkeitsstudie [2] für ein Antriebs- und Sicherungssystem des geplanten chinesischen Schiffshebewerks [3]. Die Machbarkeitsstudie untersuchte ferner Trog, Stahlwasserbau und hydraulische Systeme sowie die Auslegung auf Erdbeben. An der Machbarkeitsstudie waren unter Leitung der BAW bereits mehrere Ingenieur-Gesellschaften beteiligt, die auch bei Vorplanungen für das neue Schiffshebewerk Niederfinow mitwirkten (Krebs & Kiefer, Germanischer Lloyd, Spezialbau Engineering GmbH).

Auf der Grundlage der Bewertung von Antrieben bestehender Schiffshebewerke in Deutschland und im Ausland wurde als Vorzugsvariante für das neue Drei-Schluchten-Schiffshebewerk der Ritzelantrieb ausgewählt. Die Bewertung der jeweiligen Sicherungssysteme, die eng mit dem Antrieb verbunden sind, favorisierte die Mutterbackensäule als zuverlässigstes Sicherungssystem [3]. Beide Prinzipien haben eine Parallelität zum neu geplanten Schiffshebewerk Niederfinow.

Der Ritzelantrieb zeichnet sich durch seine besondere Robustheit aus. Besondere Bedeutung hat die Trogsicherung. Sie verhindert in jeder Höhenlage durch ein sicheres Arretieren des Troges am Massivbau das Entstehen unbeherrschbarer Betriebszustände, die als Folge von Havarien auftreten können. Havarielasten treten z.B. bei einer unvorhergesehenen völligen oder teilweisen Entleerung des Troges auf. Solche Wasserverluste sind meistens auf größere Undichtigkeiten der Trogverschlüsse oder auf Beschädigungen des Troges zurückzuführen. Bemessungsrelevant ist typischerweise der Auftrieb des Troges in unterer Position im Fall einer, z.B. durch ein außergewöhnliches Hochwasser, mit Wasser gefüllten Trogwanne. In den Schiffshebewerken Lüneburg und Niederfinow haben bisher die Trogsicherungen bei diesen seltenen Lastfällen störungsfrei funktioniert.

Nach intensiver Prüfung der Studie entschied sich CTGPC für die in der Machbarkeitsstudie vorgeschlagenen Lösungen. Nachdem mittlerweile weitere Ingenieurbüros in den nächsten Planungsphasen für das Schiffshebewerk Niederfinow eingebunden waren und sind, sollte auf Wunsch von CTGPC sämtliches deutsches Ingenieur-Know-How für Schiffshebewerke bei der Ausschreibungsplanung der chinesischen

Anlage gebündelt werden.

Hierzu haben sich die beiden Ingenieurunternehmen Krebs und Kiefer International und Lahmeyer International zu einem projektbezogenen Joint Venture, mit Namen "German Design Group", zusammengeschlossen. Im Unterauftrag wurden für die Bereiche Maschinenbau sowie Elektro- und Steuerungstechnik Fachplaner eingebunden. Weiterhin wurde beratend der Germanische Lloyd für die Themen Sicherheit und Betrieb in das Joint Venture eingebunden.

Als Berater des Bauherrn im Sinne eines „Panel of Experts“ wirkt die Abteilung Bautechnik der BAW.

3. Planungsleistungen

Gegenstand des Ingenieurvertrages zwischen CTGPC und der „German Design Group“ ist die Erstellung einer ausschreibungsreifen Planung in englischer Sprache. Diese Planung soll zum Sommer 2006 vorliegen [8].

Die Planung ist in vier Leistungsphasen strukturiert:

- Phase A Einarbeitung in das Projekt und Erarbeitung von Entwurfsgrundsätzen
- Phase B Vorplanung
- Phase C Entwurfsplanung
- Phase D Ausschreibungsplanung

In Zusammenarbeit mit CTGPC wurden Entwurfsgrundsätze in der "Guideline for Design" [5] zusammengefasst. Diese regelt projektspezifische Vorschriften, Einwirkungen und Werkstoffe. Bemessung und Konstruktion sollen in der Regel nach aktuellen deutschen Normen erfolgen.

Die chinesische Seite führt nach Abschluss jeder Planungsphase ein "review" durch, in dem die Planungsergebnisse überprüft und als Grundlage für die nächste Planungsstufe freigegeben werden. Die nachfolgend dargestellten Planungen entstammen der Planungsphase C und werden im Rahmen von Optimierungen zum Teil noch modifiziert. Die in Phase D erstellten Pläne und Spezifikationen versetzen die im Bieterwettbewerb erfolgreichen Firmen in die Lage, die Werkplanung und dann die Bauausführung durchzuführen.

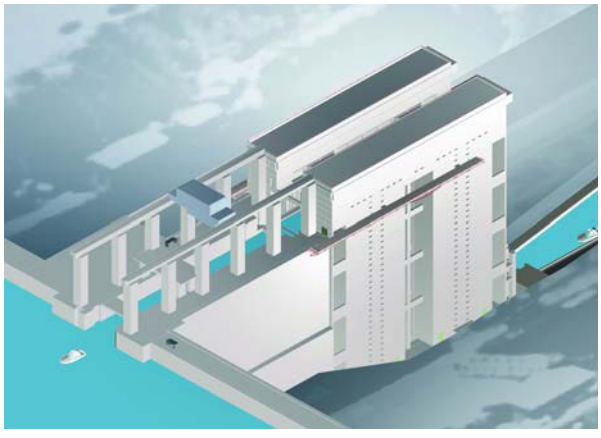


Bild 4: Isometrie

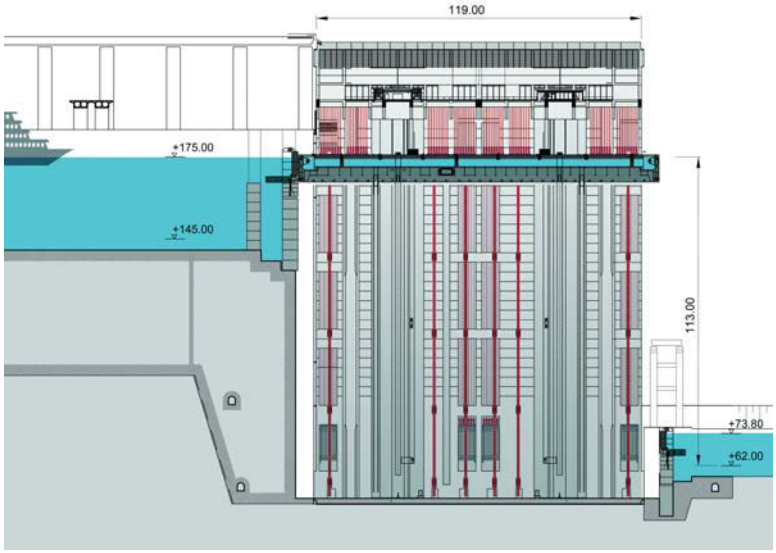


Bild 5: Längsschnitt in Trogmitte mit oberer und unterer Haltung

3.1 Massivbau

Die Tragkonstruktion des Schiffshebewerkes wird in Stahlbeton ausgeführt. Die Gesamtabmessungen betragen 119 m in der Länge und 169 m in der Höhe. Die Breite beträgt 57,8 m (Bild 4 und Bild 5).

Durch die Auflösung der längs verlaufenden riesigen Wandscheiben wurde versucht, eine maximal mögliche natürliche Belichtung und Belüftung, gerade auch im Brandfall, zu ermöglichen.

Längs des Troges wird beidseitig je ein Turmpaar errichtet. Die Türme eines Paares stehen in einem lichten Abstand von 20 m. Die Türme werden am Kopf von einer 21 m hohen Seilscheibenhalle als Stahlkonstruktion überspannt (Bild 6) und sind zusätzlich mit über die

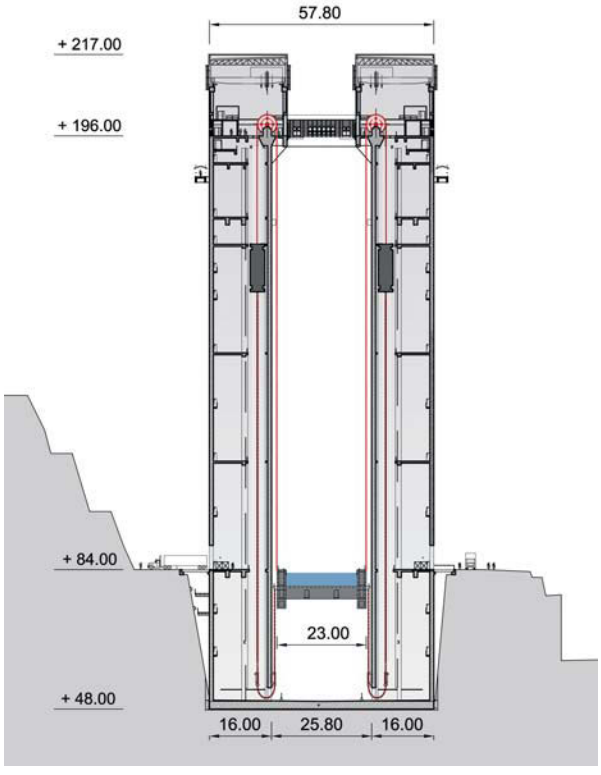


Bild 6: Querschnitt mit Trog in Wartungsposition

Höhe verteilten Riegeln miteinander verbunden. In Querrichtung sind die Türme am Kopf durch die Besucherplattform und den Bedienstand gekoppelt.

Der Trog ist über Seile, die über Seilrollen geführt werden, mit den Gegengewichten verbunden. Beidseitig des Troges sind je acht Gegengewichtspakete angeordnet, die jeweils in einem Betonschacht bzw. längs neben den Türmen geführt werden.

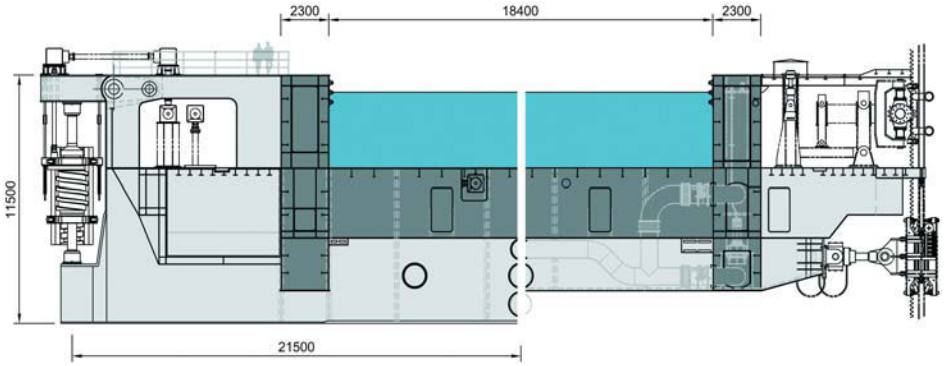


Bild 8: Querschnitt durch den Trog: Links - Trogsicherung, rechts - Antrieb und Querführung

Die Lasten aus dem Trog und den Gegengewichten - in der Summe ca. 320 MN - werden über die Seilscheibenträger am Kopf des Bauwerkes in die Konstruktion eingeleitet (Bild 6). Der Seilscheibenträger spannt von Querwand zu Querwand und übernimmt die Last eines Gegengewichtspaketes mit anteiligem Troggewicht. In jedem Feld des Seilscheibenträgers werden 8 Doppelseilscheiben mit einem Durchmesser von 5 m aufgelagert.

Die Betonkonstruktion ist für eine Lebensdauer von 100 Jahren ausgelegt. Die Standardbereiche werden mit der chinesischen Betongüte C 30 ausgeführt, die einem C 25/30 entspricht. In hochbelasteten Bereichen wird ein C 35 eingebaut, der weitestgehend einem C 30/37 entspricht. Die Standardbereiche werden mit dem chinesischen Bewehrungsstahl HRB 335 (f_{yk} = 335 N/mm²) ausgeführt. In hochbelasteten Bereichen kommt ein HRB 400 (f_{yk} = 400 N/mm²) zum Einsatz.

Die Gründung der Stahlbetontürme erfolgt in einer ca. 36 m tiefen Baugrube. Hier steht Fels (Granit) mit einer Steifigkeit von 30.000 MN/m² an. Die berechneten Setzungen unter der Gesamtlast der Konstruktion betragen nur wenige Millimeter. Die Berechnung der Gründung erfolgt mit einem Halbraum-Modell.

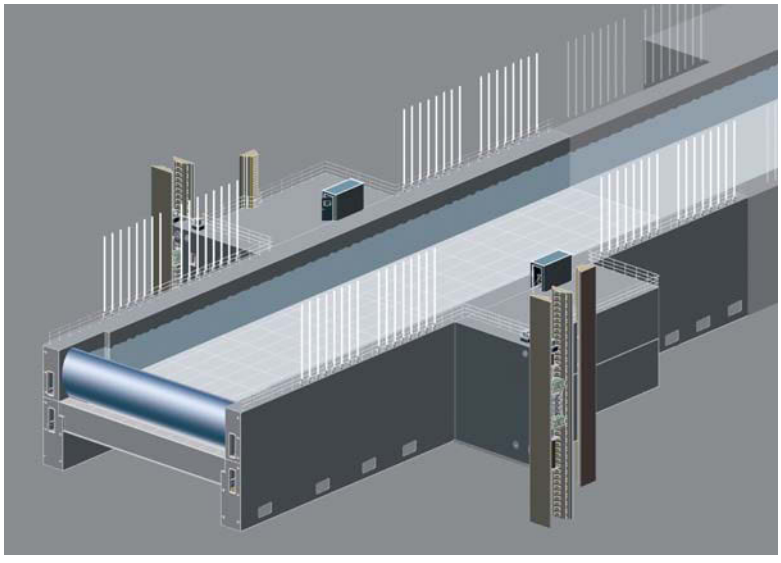


Bild 7: Trogisometrie, dargestellt ist der halbe Trog

3.2 Stahlbau

Für die Bemessung des Troges sind neben der DIN 19704 Stahlwasserbau auch die DIN 18800 und der “Guideline for Design“ [5] maßgebend.

Der Trog ist neben den Passagierschiffen mit Abmessungen von 84,5 m Länge, 17,2 m Breite und einem Tiefgang von 2,65 m auch auf Schubverbände mit 109,4 m Länge, 14 m Breite und einem Tiefgang von 2,78 m ausgelegt. Das Passagierschiff hat eine Wasserverdrängung von 3.000 t. Der 132 m lange und 23 m breite Stahltrog wird als selbsttragende Konstruktion ausgeführt. Der Trog wird pro Seite an 128 Seilen kontinuierlich (16 Seile pro Gegengewichtspaket) aufgehängt (Bild 7). Hierüber ist eine sehr gleichmäßige Lasteinleitung in den Trog gewährleistet. Lediglich am Trogende und im Bereich der Maschinenräume können aus konstruktiven Gründen keine Seile angeordnet werden. Der Trog ist für eine Wassertiefe von 3,5 m ausgelegt und hat einen Freibord von 80 cm. Die lichte Weite zwischen den Fendern beträgt 18 m. Die nutzbare Länge zwischen den Stoßschutzeinrichtungen vor den Toren beträgt 120 m.

Die Trogkonstruktion wird als orthotrope Platte ausgebildet. Für Längssteifen unter dem Trogboden kommen offene Profile zum Einsatz, um den Auftrieb, der im Katastrophenlastfall einer wassergefüllten Trogwanne entsteht, nicht zu erhöhen. Die Hauptträger werden als 10 m hohe und 2,3 m breite dreizellige Hohlkästen ausgeführt. Durch die Wahl dieser sehr steifen Hauptträger ist gewährleistet, dass die Gesamtkonstruktion eine ausreichende Steifigkeit besitzt, um die Funktionstüchtigkeit des Troges in allen Betriebssituationen sicherzustellen. Die Stahlkonstruktion wird in der chinesischen Stahlgüte Q 345 ausgeführt, die dem deutschen Stahl S 355 sehr ähnlich ist. Die mechanischen Kennwerte werden auch bei chinesischem Stahl in Abhängigkeit von den Blechdicken gegenüber dem Nennwert reduziert.

In den Viertelspunkten des Troges sind auf beiden Längsseiten die Maschinenräume angeordnet, die in die Betontürme eingreifen (Bild 7). In den Maschinenräumen sind sowohl der Trogantrieb als auch die Trogsicherung angeordnet (Bild 8). In der Ebene unter den Antrieben wird in wasserdichten Räumen die Elektroinstallation und die Steuerung untergebracht.

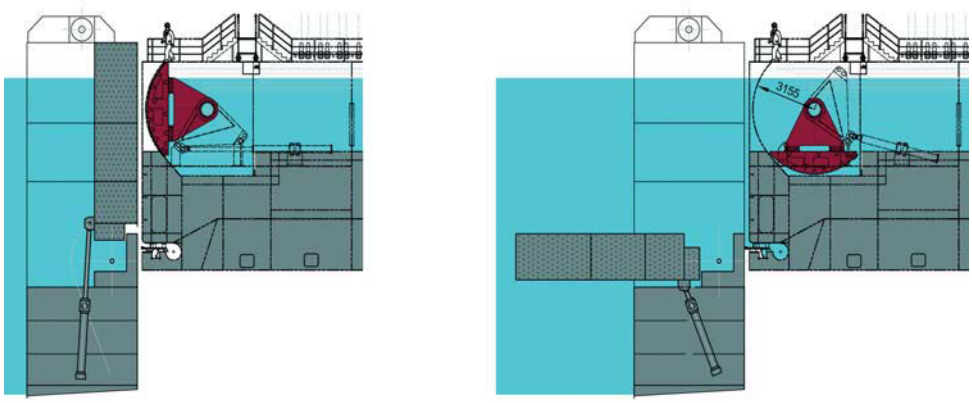


Bild 9: Trogtor in geschlossener und offener Position

Für den Trogabschluss ist ein Segmenttor vorgesehen (Bild 9). Das Torsegment hat einen Radius von 3,1 m und ist seitlich in den Hauptträgern gelagert. In geöffneter Stellung liegt das Tor in der Tornische am Trogende und schließt bündig mit dem Trogboden ab. Für Revisionszwecke kann das Tor in eine Überkopf-Stellung gefahren werden.

Die Stahlkonstruktion ist auf eine Lebensdauer von 70 Jahre ausgelegt. Die Maschinenbau-Komponenten sind für eine Lebensdauer von 35 Jahre konzipiert. Für die Betriebsfestigkeitsuntersuchungen wird von 335 Betriebstagen pro Jahr und 22 Stunden pro Tag ausgegangen. Im Schnitt sind 18 Kreuzschleusungen (je eine Berg- und Talfahrt) pro Tag geplant.

3.3 Führungsmechanismen

Das Schiffshebewerk ist neben den Betriebslasten auch für mögliche Katastrophenlasten, wie z. B. Erdbeben, auszulegen. Dies bedingt ein gezieltes Längs- und Querführen des Troges über die gesamte Hubhöhe von ca. 113 m. Somit kann einerseits ein kontrolliertes Fahren des Troges unter Normalbelastung (Betrieb) und andererseits eine gezielte Lastübertragung bei Katastrophenlasten sichergestellt werden. Ein freies Schwingen des Troges ist nicht möglich (Bild 10, Bild 11).

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit werden für den Betriebsfall und den Katastrophenfall Erdbeben keine verschiedenen Führungseinrichtungen vorgehalten. Die Querführung ist in die Zahnstange für den Trogantrieb integriert. Die Längsführung ist mit der Erdbebenlagerung kombiniert.

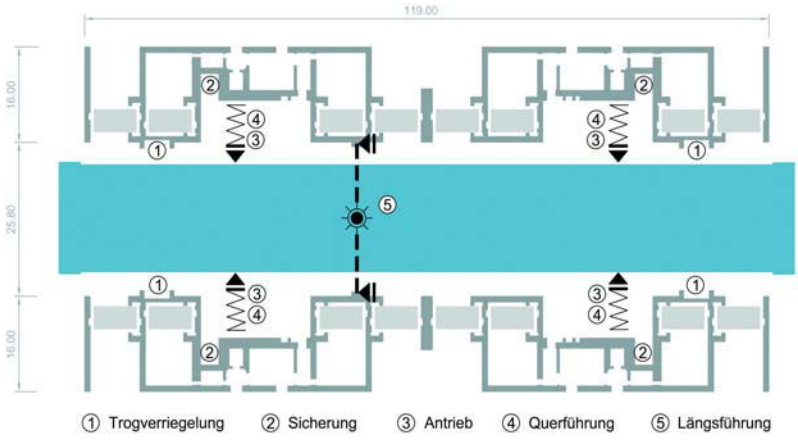


Bild 10: Schema der Sicherungs- und Führungsmechanismen

Die Querführungen werden in der Ebene der E-Technik-Räume unterhalb der Maschinenräume angeordnet. Der Führungswagen klammert sich um die beiden seitlich an der Zahnstange vorgesehenen Führungsschienen und kann sowohl Druck- als auch Zugkräfte übertragen. Durch miteinander verbundene Hydraulikzylinder soll der Trog zentrisch zwischen den Stahlbetontürmen geführt werden.

Die Längsführung hat mehrere Funktionen zu übernehmen. In den Haltepositionen müssen sowohl der Wasserdruck aus dem einseitig geöffneten Tor (ca. 8 MN), die Pressenkräfte aus dem Andichtrahmen (ca. 2 MN) als auch evtl. auftretende Schiffsstoßkräfte aufgenommen werden können. Zusätzlich übernimmt die Längsführung die aus Erdbeben abzutragenden Lasten von bis zu 20 MN, die Querführung bis zu 4 MN.

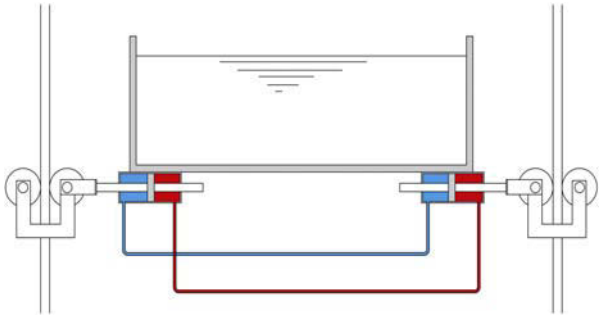


Bild 11: Systematische Darstellung der Querführung

Wegen der notwendigen großen Steifigkeit der Stahlbetontürme und des Stahltroges ist eine zwängungsfreie Lagerung des Troges sehr wichtig. Dies wurde über eine mechanisch sehr einfache Punktlagerung gewährleistet, nämlich über einen quer zum Trog eingebauten Biegeträger mit einem Querschnitt von 2 m x 4 m. Die Längsführung hat im Betrieb einen Spalt von 5 mm zu den Führungsschienen, der über vorgespannte Führungsrollen sichergestellt wird. Eine Vergrößerung des Spaltes ist in der Diskussion.

Die Querführung und auch die Längsführung können unabhängig voneinander die auftretenden Lasten abtragen.

3.4 Antrieb

Die Trogmasse und die normale Wasserfüllung sollen über die Gegengewichte ausgeglichen werden. Der Antrieb wird für einen Wasserspiegelunterschied von 10 cm ausgelegt.

Der Antrieb des Troges ist über vier Ritzel geplant, die in Zahnstangen, die in den Türmen eingebaut sind, eingreifen. Die Ritzel sind auf einem Lagerbock in den Maschinenräumen derart federnd gelagert, dass Bewegungen ausgeglichen werden können (Bild 13). Durch die gewählte Ki-

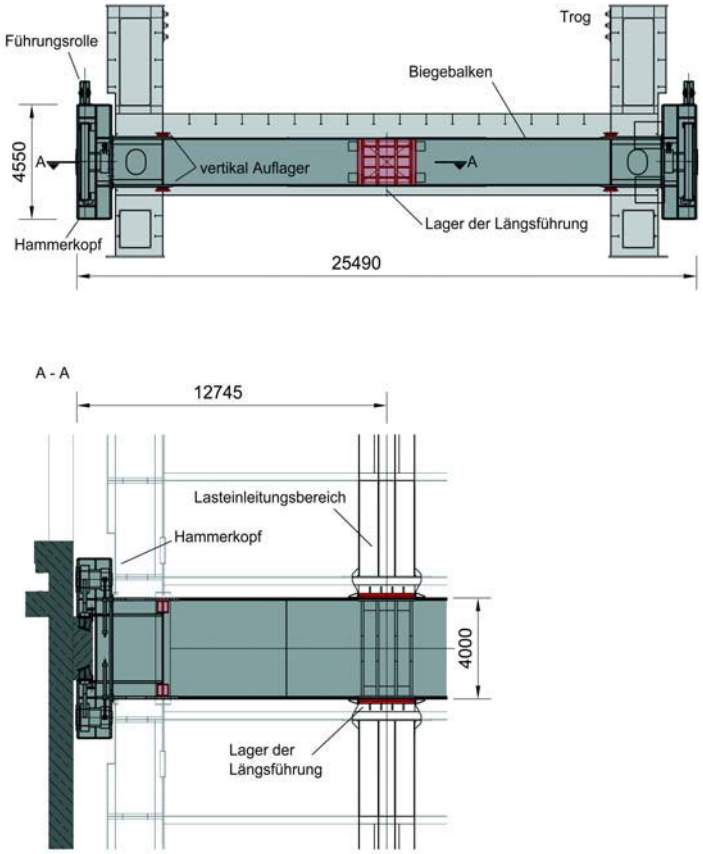


Bild 12: Querschnitt und Grundriss der Längsführung

nematik der Lagerung kommt es hierbei nur zu geringen Relativverformungen zwischen Ritzel und Zahnstange. Der permanente Eingriff des Ritzels ist durch hinter die Zahnstange greifende Führungswagen sichergestellt. Das Ritzel wird beidseitig von Wellen angetrieben, die jeweils über ein Getriebe direkt mit einem Elektromotor verbunden sind.

Der Trog wird sowohl bei der Berg- als auch bei Talfahrt motorisch angetrieben, wobei jedoch ein generatorischer Betrieb möglich ist. Der motorische Betrieb führt zu einer Wechselbeanspruchung in den Ritzeln, die bei der Dimensionierung berücksichtigt wurde.

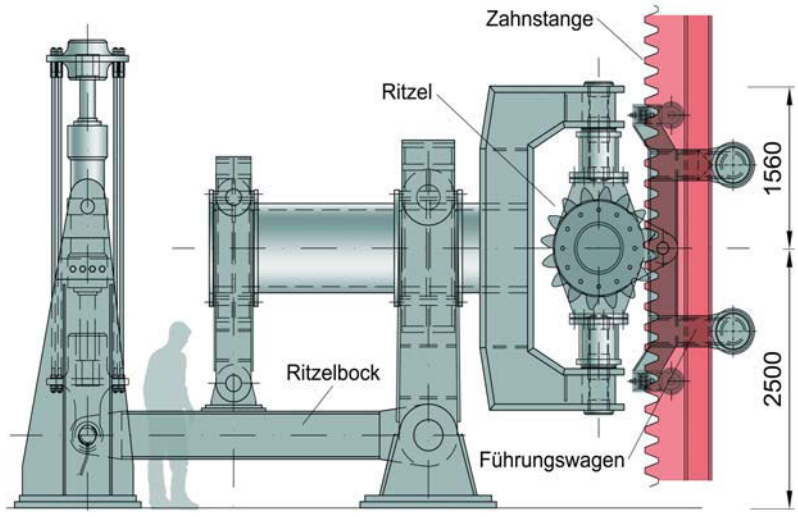


Bild 13: Trogantrieb - Querschnitt

3.5 Trogsicherung

Die Trogsicherung verhindert durch ein sicheres Arretieren des Troges am Massivbau das Entstehen von unbeherrschbaren Betriebszuständen, die als Folge von Havarien auftreten können. Als Trogsicherung kommt die Kombination aus Mutterbackensäule und Drehriegel zum Einsatz. Die Mutterbacke ist eine Gussstahlsäulenkonstruktion, die längsgeschlitzt, innen hohl, mit einem Innengewinde versehen und über die gesamte Hubhöhe in die Betonkonstruktion eingebaut ist. In dieser Mutterbackensäule bewegt sich, um sich selbst drehend, eine Spindel. Diese Spindel, auch als Drehriegel bezeichnet, wird direkt vom Trogantrieb angetrieben (Bild 14). Bedingt durch die über ein Wellensystem gewährleistete direkte mechanische Kopplung zwischen den Antrieben und den Drehriegeln der Trogsicherung laufen die Drehriegel immer mit Spiel zur Mutterbackensäule, kraftfrei und synchron zu den Antrieben mit. Das Ritzel entzieht sich bei einer Überbeanspruchung, z.B. bei größeren Wasserstandsänderungen, durch Einfedern seiner Belastung. In diesem Fall setzt sich der Trog über den Drehriegel in der Mutterbackensäule ab und wird sofort gehalten.

Die Mutterbackensäule soll über die Höhe in Segmentlängen von ca. 5 m eingebaut werden. Wegen der sehr hohen Anforderungen an die Einbaugenauigkeit ist ein Einbau im Erstbeton nicht möglich. Zu diesem Zweck werden im Erstbeton Aussparungen vorgesehen, in die in einem nächsten Schritt - nach Fertigstellung der Türme - Stahlträger einbetoniert werden. Die Stahlträgerflansche haben auf der zur Mutterbackensäule zugewandten Seite Blockdübel und schließen bündig mit dem Zweitbeton ab. Durch diese Maßnahme kann die Einbaugenauigkeit schon wesentlich erhöht werden. Für den Einbau der Mutterbackensäule ist dieser Schritt allerdings noch nicht ausreichend. In einem letzten Schritt wird die Mutterbackensäule, die auf ihrer Rückseite ebenfalls Blockdübel angeordnet hat, justiert. Die Blockdübel greifen nun direkt ineinander. Die Fuge zwischen den Blockdübeln ist auf den Ausgleich von max. 2 cm ausgelegt. Nach einer abschließenden genauen Justierung wird die Fuge mit einem hochfesten schwindarmen Mörtel vergossen. Die vertikale Lastabtragung erfolgt nur über die Blockdübel. Die aus der exzentrischen Lasteinleitung resultierenden Zugkräfte werden über Schrauben und Spannglieder in die Betonkonstruktion zurückgehängt.

3.6 Trogverriegelung

In seiner oberen und unteren Haltestellung wird der Trog sowohl vertikal als auch horizontal verriegelt. Hierdurch ist sichergestellt, dass zusätzliche Vertikallasten, z.B. aus einer Wasserstandsänderung, zu keiner zusätzlichen Belastung der Antriebsritzel führen. Horizontallasten, z.B. aus einem Schiffsanprall, können so ebenfalls problemlos abgetragen werden. Die vertikale Verriegelung erfolgt voraussichtlich in Verbindung mit der Drehriegel-Baugruppe, die die Trogsicherung übernimmt.

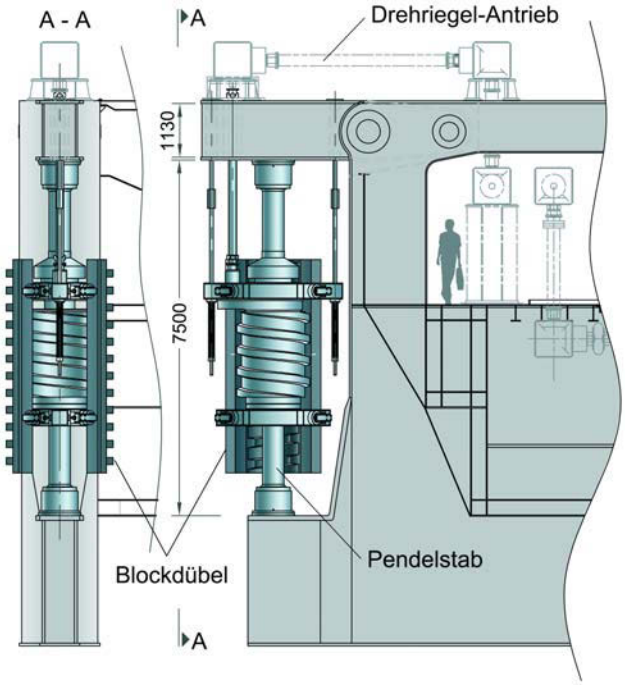
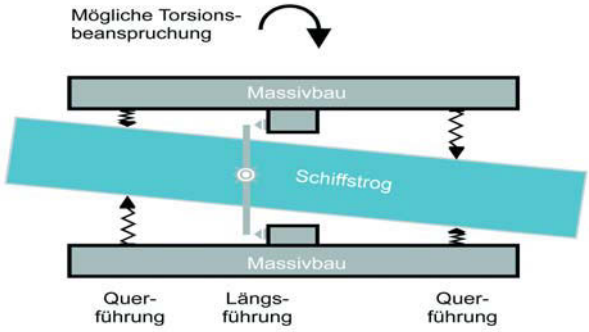


Bild 14: Trogsicherung: Mutterbacke mit Drehriegel - Querschnitt

4. Bemessungssituationen, insbesondere Erdbeben

Neben den normalen Einwirkungen, wie Wasserfüllung, Windlast, Anfahrlasten und Führungskräften, müssen zusätzlich außergewöhnliche Einwirkungen untersucht werden. Zu diesen Einwirkungen zählen Schiffsanlegestoß, gesunkenes Schiff, Trog leer und Schiffstrog unter Auftrieb. Von ganz besonderer Bedeutung für das Bauwerk ist die Einwirkung Erdbeben. Neben der reinen Belastung aus den bewegten Massen wurde auch die Höhe der Wellen im Trog untersucht, um beurteilen zu können, ob das Wasser aus dem Trog herausschwappen kann [6].

Die Festlegung der Einwirkungen für Erdbeben erfolgte ursprünglich nach der chinesischen Erdbeben-Norm für Wasserbauwerke, mittlerweile nach Erdbeben-Festlegungen für Ingenieurbauwerke. Das Bauwerk befindet sich in Zone VI der Mercalli Skala. Für die Bemessung wird eine Grundbeschleunigung von 0,1 g (1,00 m/s²) zu Grunde gelegt. Da für dieses Gebiet keine digital aufgezeichneten Erdbebendaten vorlagen, werden für die Bemessung künstlich generierte Erdbeben zu Grunde gelegt. Hierfür wird das international anerkannte Programm SIMQKE des Massachusetts Institute of Technology verwendet. Die Bemessung der Bauteile erfolgt nach Eurocode 8 (Bild 15).



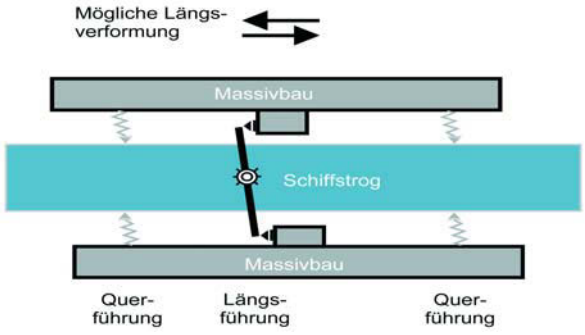


Bild 16: Mögliche Torsions- und Längsverformung in Folge Erdbeben

Es gilt sicherzustellen, dass im Falle eines Erdbebens vor allem die Sicherheit von Menschenleben gewährleistet ist und unverhältnismäßig große wirtschaftliche Schäden vermieden werden. Dies führt zu kleinen zulässigen Verschiebungen (≈ ± 8-10 cm) zwischen Trog und den Führungseinrichtungen am Massivbau. In jeder Betriebsstellung muss die Funktion der Trogsicherung gewährleistet sein. Im Falle eines Erdbebens werden die Kräfte optimal über eine statisch bestimmte Lagerung aufgenommen (Bild 16). Deren Lagerungsmechanismen werden an den Führungseinrichtungen des Troges in einer Weise vorgesehen, dass sie nur im Falle eines Erdbebens „greifen“. Somit sind keine zusätzlichen Einbauteile an der Massivkonstruktion erforderlich und unter Normalbetrieb kommt es nicht zum Verschleiß an den Erdbebenlagern. In Längsrich-

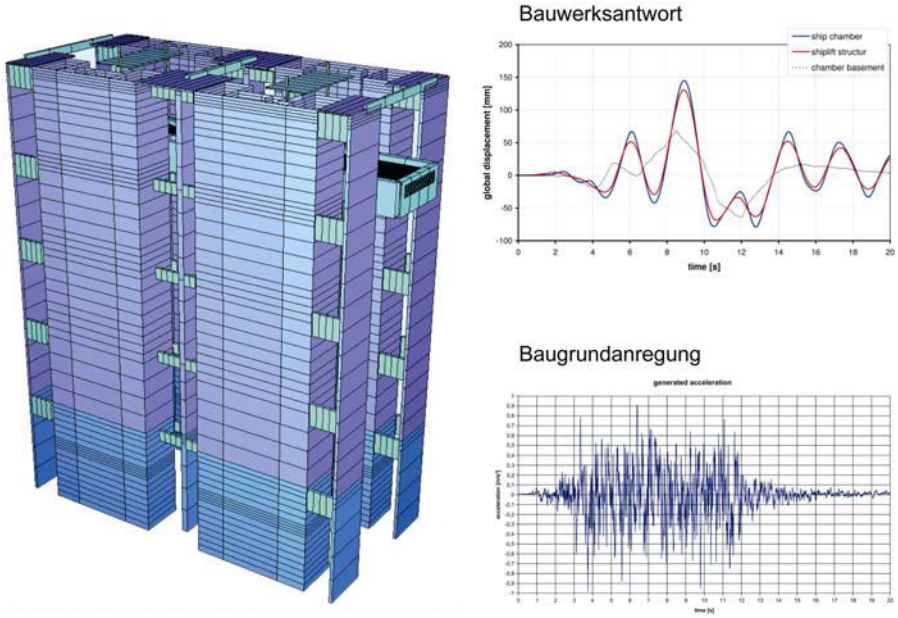


Bild 15: Erdbebenberechnungen an einem 3D-Modell

tung ergeben sich Kräfte von insgesamt 30 MN (Erdbebenkräfte und sonstige Horizontalkräfte), in Querrichtung je Lagerpunkt von 4,5 MN, die über die Erdbebenführungen sicher in die Massivkonstruktion geleitet werden.

5. Verformungen

Neben den rein statischen Berechnungen der einzelnen Bauteile spielen die Verformungen (Tabelle 2) eine entscheidende Rolle für die Funktionsfähigkeit des Schiffshebewerkes. Die Bauteile des Maschinenbaus, insbesondere die Antriebe, die Trogsicherung und auch die Trogtore können nur geringe Verformungen tolerieren. Dem stehen die bei den hier vorliegenden enormen Lasten üblicherweise großen Verformungen des Gesamtsystems und die üblicherweise relativ großen Maßungenauigkeiten im Massivbau entgegen. Das wird hohe Anforderungen an die Ausführung des Massivbaus, Maschinenbaus und insbesondere der Einbauteile stellen.

Level	$U_{längs}$	U_{quer}
[-]	[mm]	[mm]
+196 m	259	52,5
+175 m	210	45
+123 m	91	23,3
+62 m	6	2,1

Tabelle 2: Verformungen der Türme

6. Ausblick

Der Abschluss der Ausschreibungsplanung ist für Sommer 2006 geplant. Nach Prüfung der Planung sowie Fertigung von Werkstattplänen beabsichtigt der Bauherr CTGPC, das Schiffshebewerk zu vergeben, wobei Teile davon nach derzeitigem Kenntnisstand dem internationalen Wettbewerb unterworfen werden sollen. Der chinesische Bauherr rechnet mit einer Gesamtbauzeit von etwa drei Jahren für die Herstellung des neuen - dann weltweit größten - Schiffshebewerks.

Literatur

[1] WAGNER, R.: Schiffshebewerke in Deutschland, Ansichts- und Sicherheitsprinzipien. Stahlwasserbautagung von Mannesmann-Rexroth-Tagung, Lohr/Main, 1997

[2] BAW (BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU): Machbarkeitsstudie für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt des Yangtze, Karlsruhe, 25.05.2000 (unveröffentlicht)

[3] WAGNER, R., KREBS, A.: Das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Projekt des Yangtze. Jahrbuch 2001 der Hafenbautechnischen Gesellschaft (HTG)

[4] KUNZ, C., LINDLAR, H.-G., WIGAND, R.: Schiffshebewerk am Yangtze-Drei-Schluchten-Staudamm in China. 13. Deutscher Beton- und Bautechniktag 2005, Düsseldorf, 28.-29. April 2005

Bild 17: Blick von der Oberen Haltung in das Tal

[5] CTGPC: “Guideline for design“ Entwurfsgrundsätze für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm, 2004 (unveröffentlicht)

[6] GERMANISCHER LLOYD: Erdbebenuntersuchungen eines Schiffstroges, Hamburg 2005 (unveröffentlicht)

[7] KREBS, D., KUNZ, C., STRACK, G. ZHAO XIJIN: Planung für das neue Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China, Hafenbautechnischen Gesellschaft (HTG), 2005

[8] KREBS, D., RUNTE. TH., STRACK, G.: Planung für das Schiffshebewerk am Drei-Schluchten-Staudamm in China. In: Bautechnik 83 (2006), Heft 2, S. 73 - 84

Verfasser

Dipl.-Ing. Claus Kunz
Abteilung Bautechnik
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 3200
E-Mail: claus.kunz@baw.de

Dipl.-Ing. Dorothea Krebs
K & K, Beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH
Karlstrasse 46, 76133 Karlsruhe
Tel.: 0721 3508 – 0
E-Mail: krd@ka.kuk.de

Dipl.-Ing. Gerhard Strack
Lahmeyer International GmbH
Friedberger Strasse 173, 61118 Bad Vilbel
Tel.: 06101 55 – 0
E-Mail: gerhard.strack@lahmeyer.de

Dipl.-Ing. Xijin Zhao
China Three Gorges Project Corporation, Yichang, CH
E-Mail: zhao_xijin@ctgpc.com.cn

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Naturuntersuchungen und numerische Modellrechnungen zur Ein- und Ausfahrt moderner Schiffe in das Schiffshebewerk Lüneburg

Prof. Dr.-Ing. Bernhard Söhngen
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Detlef Spitzer
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Norbert Stuntz
Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme e.V., Duisburg

1. Einleitung

Das Ein- und Ausfahrverhalten von Schiffen und die damit einhergehenden hydrodynamischen Probleme an Abstiegsbauwerken stellen innerhalb des Fachgebietes Verkehrswasserbau sicher ein Sondergebiet dar. Die Problemstellung rückte in der Vergangenheit immer dann in den Blickwinkel des fachlichen Interesses, wenn vorhandene ältere Schleusen den Anforderungen der größer werdenden Schiffsgefäße nicht mehr gerecht wurden und gab dann Anlass zur Durchführung von Modell- bzw. Naturuntersuchungen, um die Möglichkeiten und Grenzen für den Verkehr der Schifffahrt bzw. den Betrieb der bestehenden Anlage aufzuzeigen. Die Untersuchungen zielten dabei auf die quantitative Bestimmung der nachstehenden Kenngrößen ab:

1. Schiffssquat bei der Ein- und Ausfahrt in Schleusen
2. Ein- und Ausfahrzeiten und -geschwindigkeiten
3. Wasserspiegelbewegungen in der Kammer
4. Rückströmgeschwindigkeiten
5. Schiffswiderstand

Entsprechend der einleitend angeführten Vorgehensweise zu den Untersuchungen der BAW für das Schiffshebewerk erfolgte in der ersten Phase der Bearbeitung zunächst eine Auswertung früherer Fahrversuche an Schleusen und Hebewerken im Modell und in der Natur. Dabei wurden Arbeiten nachstehender Forschungseinrichtungen berücksichtigt:

1. VWS, FAS und BAW (Amtsberg, 1936; Kiehnel, 1936; FAS, 1964 und 1966; Felkel&Steinweller, 1977; BAW, 1973, 1989 und 2004a)
2. Versuchsanstalt für Binnenschiffbau Duisburg (VBD, 1981, 1993 und 2003a; Broß, 1994)
3. Franzius-Institut der Technischen Universität Hannover (Franzius-Institut, 1969)
4. Rijkswaterstaat (Kooman, 1973)
5. British Transport Docks Board (BTDB, 1980 und Cooper et al.,1978)
6. Russische Institute MIVT, LIVT, VNIIG und SO RAN (Kiriakov, 1972; Kiriakov et al., 1975; *Romanov&Yanenko, 1974 und 1975;* Atavin, 1977; *Yanenko, 1994;* Pochabov, 1997 und Klementiev, 2002)
7. U.S. Army Corps of Engineers (Maynord, 1987) und Naval Surface Warfare Center (Fisher et al., 1978)

Das Hauptaugenmerk der Literaturrecherche wurde auf erzielte Ergebnisse zu den ersten drei der zuvor aufgeführten Untersuchungsschwerpunkte gelegt. Die Aufarbeitung von Ergebnissen zu den Rückströmgeschwindigkeiten erfolgte nicht, da diese Untersuchungen ältere Schleusen mit unbefestigter bzw. unzureichend befestigter Sohle betraf, in denen zu hohe Strömungsgeschwindigkeiten eine Erosionsgefahr für die Sohle hervorriefen. Auf eine Aufarbeitung von Ergebnissen zum Schiffswiderstand wurde weitgehend verzichtet, da dieser Gesichtspunkt ebenfalls in der Vergangenheit von Bedeutung war und die Ermittlung der erforderlichen Antriebskraft zum Ein- und Ausschleppen von Schiffen an Schleusen bzw. des Leistungsbedarfs von Schiffen beinhaltete.

Die Aufarbeitung der früheren überwiegend im Modell durchgeführten Untersuchungen zur Beurteilung der hydrodynamischen Verhältnisse beim Ein- und Ausfahren von Schiffen in Schleusen und Hebewerke machte deutlich, dass eine hinreichend sichere Übertragung von physikalischen Modellversuchen infolge der Schwierigkeiten bei der Nachbildung der insgesamt komplexen hydrodynamischen Vorgänge bei der Ein- und Ausfahrt von Schiffen in Schleusen und Hebewerken, insbesondere der Simulation der Bewegung des Schiffes bei Einfahrten, aufwendig bzw. problematisch ist. Um zuverlässige Ergebnisse für die im SHW Lüneburg bei der Ein- und Ausfahrt großer Schiffe konkret gegebenen Randbedingungen zu erhalten und vorliegende Ergebnisse aus früheren Modell- und Naturuntersuchungen für Prognoserechnungen bei veränderlichen Randbedingungen absichern und verallgemeinern zu können, wurden Naturuntersuchungen als erforderlich angesehen und geplant.

Neben den Schwierigkeiten der genauen Simulation der Schleuseneinfahrt im physikalischen Modell wurden im Rahmen der Voruntersuchungen auch die Grenzen der theoretischen Erfassung des hoch instationären Vorganges durch einfache analytische Ansätze bei einer stationären Betrachtung offenkundig. Die theoretische Lösung der den physikalischen Vorgang der Schleuseneinfahrt und -ausfahrt beschreibenden Differentialgleichungen, der Gleichungen für die Bewegung des Wassers (SV-Gleichungen) und der damit gekoppelten Bewegungsgleichungen für das Schiff, ist für den allgemeinen Fall auf analytischer Grundlage nicht möglich. Nur stark vereinfachende Annahmen können zum Auffinden von Näherungslösungen für spezielle Problemstellungen führen. Die Beschreibung des komplexen Vorganges erfordert die mathematische Simulation mit einem numerischen Modell. Für diese Aufgabe konnte im Rahmen der Untersuchungen der BAW auf ein vorhandenes eindimensionales numerisches Verfahren der VBD (Chen et al., 2001) zurückgegriffen werden. Für die Modellkalibrierung durch die VBD und die Verifizierung der Simulationsergebnisse bildeten ebenfalls die Naturversuchsergebnisse am SHW Lüneburg eine unverzichtbare Grundlage.

2. Durchführung der Naturuntersuchungen am SHW Lüneburg, Versuchsauswertung und Ergebnisse

Versuchsprogramm

Die Durchführung der Fahrversuche erfolgte im Osttrog des Doppelschiffshebewerks. Zur Beantwortung der aus technischer, nautischer und hydraulischer Sicht gestellten Fragen waren am Schiffshebewerk Lüneburg sowohl Einfahr- als auch Ausfahrversuche durchzuführen. Darüber hinaus war bei der Planung und Durchführung der Versuche zu berücksichtigen, dass am Schiffshebewerk unterschiedliche Verhältnisse bei der Berg- und Talfahrt vorliegen. Bei einer im Mittel vorhandenen nominellen Trogwassertiefen von h = 3,38 m am Schiffshebewerk erfolgt in der Praxis die Ausspiegelung im Unterwasser bei einer Trogwassertiefe von 3,34 m und im Oberwasser bei einer Trogwassertiefe 3,42 m. Zudem war zu erwarten, dass die Verlängerung des 107,8 m langen Trogs durch die Kanalbrücke im OW mit einer gegenüber dem Trog um 0,5 m tiefer liegenden Sohle Einfluss auf die Bewegung des Schiffes und des Wasserspiegels nimmt. Das Versuchsprogramm beinhaltete daher Ein- und Ausfahrten sowohl im Ober- als auch im Unterwasser.

An zwei Versuchstagen wurden insgesamt 14 Versuchsfahrten mit der gleichmäßig auf 2,80 m abgeladenen MS "Loetschental", davon 5 Einfahrten im Oberwasser (EOW), 3 Einfahrten im Unterwasser (EUW), 4 Ausfahrten im Unterwasser (AUW) und 2 Ausfahrten im Oberwasser (AOW), durchgeführt. Als maßgebender Versuchsparameter für die Einfahrten war die Anfahrgeschwindigkeit zum Schiffshebewerk zu variieren, um den in der Praxis üblichen Bereich zu erfassen. Realisiert wurden Anfahrgeschwindigkeiten v_{an} im Bereich 2,0 km/h $\leq v_{an} \leq$ 8,0 km/h. Die Ausfahrgeschwindigkeit wurde durch das vorliegende Querschnittsverhältnis, d.h. die kritische Schiffsgeschwindigkeit, limitiert. Die Randbedingungen und die Bezeichnung der Ein- und Ausfahrversuche enthalten die nachstehenden Tabellen.

	Einfahrten im Oberwasser					Einfahrten im Unterwasser		
Versuchs-bezeichnung	EOW-1	EOW-2	EOW-3	EOW-4	EOW-5	EUW-1	EUW-2	EUW-3
Anfahrgeschwin-digkeit [km/h]	2,0	3,1	3,7	5,8	8,0	2,8	3,8	5,5

Randbedingungen und Bezeichnung der Einfahrversuche im Ober- und Unterwasser

	Ausfahrten im UW				Ausfahrten i. OW	
Versuchs-bezeichnung	AUW-1	AUW-2	AUW-3	AUW-4	AOW-1	AOW-3
mittlere Fahrgeschwin-. digkeit im Trog [km/h]	0,86	0,94	0,87	0,89	0,77	0,82

Randbedingungen und Bezeichnung der Ausfahrversuche im Ober- und Unterwasser

Zur Erfassung von Wasserspiegelschwankungen wurden im Oberwasser des Schiffshebewerkes neben den Fahrversuchen Schwallversuche geplant und durchgeführt. Diese Messungen dienten der Erfassung des Einflusses der Restentleerung der Sparschleuse Uelzen auf die dynamischen Stauspiegelschwankungen am Schiffshebewerk, welche bei Belastungsannahmen zu berücksichtigen sind.

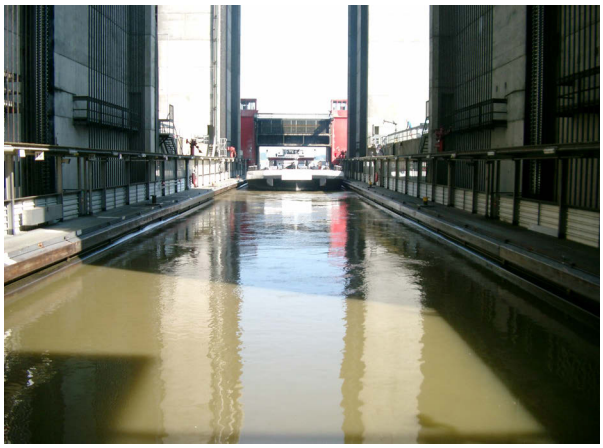


Bild 1: Einfahrversuch mit der MS "Loetschental" im UW des Schiffshebewerks

Bild 2: Schraubenwasser zu Beginn eines Ausfahrversuchs im Oberwasser

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Auswertung der Versuche stützte sich im Wesentlichen auf durchgeführte Wasserspiegellagemessungen und Tachymetermessungen. Zur Erfassung der Wasserspiegelbewegungen wurden im Hebewerkstrog und den Einfahrtsbereichen eine Vielzahl von Druckdosen installiert. Damit war es möglich, die Wellenbewegungen in der Kammer - die aus dem "Kolbeneffekt" resultierende Anhebung des Kammerwasserspiegels bei der Einfahrt und die Spiegelabsenkung bei der Ausfahrt - und auch die sich aus der Eigenfrequenz des "halboffenen Systems" ausbildenden stehenden Wellen sichtbar zu machen. Die Registrierung des maximalen Anstiegs des Wasserspiegels erfolgte am geschlossenen Trogende zusätzlich auf videometrischer Grundlage und mit Hilfe von Wellensonden. Bei Anfahrgeschwindigkeiten zum Trog im Bereich von 2,0 - 8,0 km/h ergab sich dabei die größte Spiegelanhebung bei der Anfahrgeschwindigkeit von 8 km/h zu ca. 1,0 m.

Zur Erfassung von Wasserspiegelschwankungen wurden im Oberwasser des Schiffshebewerkes neben den Fahrversuchen Schwallversuche durchgeführt. Diese dienten der Erfassung von Schwall- und Sunkerscheinungen am Schiffshebewerk aus dem Betrieb der Schleuse Uelzen I. Aus den aufgezeichneten Pegel-

ganglinien wurde ermittelt, das der Entleerschwall der Schleuse Uelzen derzeit zu Spiegelschwankungen am Hebewerk von 20 cm führt. Diese Spiegelschwankungen waren bei den Belastungsannahmen zu berücksichtigen

Auf der Grundlage von Tachymetermessungen am Bug und Heck des Schiffes konnten die relevanten Schiffsbewegungen bei den Ein- und Ausfahrten in das Schiffshebewerk erfasst werden. Die Versuchsauswertung beinhaltete hier die Ermittlung folgender Kenngrößen:

a. Schiffsgeschwindigkeit,

b. Vertrimmung des Schiffes,

c. Schiffstauchung,

d. Schiffsabsenkung am Heck und

e. Schiffssquat am Bug.

Die dem gemäße Darstellung erfolgt in der Anlage für den Fall einer Einfahrt in Bild 3 und für eine Ausfahrt in Bild 4.

Ergebnisse

Nachfolgend sollen einige wesentliche Ergebnisse aus der Versuchsauswertung wiedergegeben werden. Diese beziehen sich auf die Problemstellungen

- maximale Wasserspiegelanhebung im Trog bei den Einfahrten,
- Einhaltung der zulässigen Troghaltekräfte und
- maximaler Squat bei den Ausfahrten.

Bezüglich der zu ermittelnden Größe der Wasserspiegelanhebung bei der Trogeinfahrt zeigte ein Vergleich der in Lüneburg ermittelten Maximalwerte mit einer Formel aus den bekannten Untersuchungen von Kooman (1973), welche auf der Grundlage von Messungen im Modell erhalten wurde, dass für das untersuchte kleine Querschnittsverhältnis insbesondere bei großen Froudeschen Tiefenzahlen wesentlich zu große Spiegelanhebungen erhalten werden. Zum Auffinden eines geeigneten Ansatzes für die Prognose der maximalen Wasserspiegelanhebung wurden die Naturuntersuchungen am SHW Lüneburg (BAW, 2005) unter Einbeziehung früherer Ergebnisse der BAW an der Schleuse Friedrichsfeld (BAW, 2004a) und aus den Naturmessungen von Kooman (1973) ausgewertet und aus einer Regressionsanalyse ein neuer Ansatz für die maximale Anhebung des Wasserspiegels an einem Trog- bzw. Schleusentor bei der Einfahrt eines Schiffes aus dem Unterwasser ermittelt, welcher die vorgefundenen Verhältnisse besser wiedergibt. Verschiedene multiple Regressionen mit den dimensionslosen abhängigen Größen als Potenzprodukt dargestellt führte auf die Beziehung

$$\frac{\Delta h_{\max}}{h} = 1{,}64 \left(\frac{b}{B}\right)^{-0{,}75} \left(\frac{h}{T}\right)^{-1{,}46} C_B^{\,0{,}45} \left(\frac{v_{an}}{\sqrt{g\ h}}\right)^{1{,}46}$$

mit dem höchsten Grad des Zusammenhangs. Die relative Spiegelanhebung $\Delta h_{max}/h$ kann hiernach in guter Näherung als Funktion des Breitenverhältnisses b/B, des Tiefgangsverhältnisse h/T, dem Völligkeitsgrades C_B und der Froudeschen Tiefenzahl Fr_h als die maßgebende Kenngröße dargestellt werden. Der Zusammenhang ist grafisch zur Abschätzung des Einflusses von veränderten Randbedingungen auf die Größe der maximale Wasserspiegelanhebung in Bild 5 der Anlage dargestellt.

Im Umkehrschluss ist es möglich, die Beziehung nach der Anfahrgeschwindigkeit auszuwerten, damit eine vorgegebene Höhe der Spiegelanhebung nicht überschritten wird. Eine dem gemäße Auswertung des Ansatzes nach der zulässigen Anfahrgeschwindigkeit an die Tröge des Schiffshebewerkes zur Vermeidung des Anspringens der Entlastungsöffnungen im Trogtor erfolgt tabellarisch für die vorgegebenen, veränderlich angenommenen Randbedingungen in Lüneburg bezüglich der Trogwassertiefen, Schiffsbreiten und -tiefgänge.

Danach ergibt sich die zulässige Anfahrgeschwindigkeiten bei dem vorhandenen Freibord im Trogtor für das größte der hier untersuchten Schiffe mit einer Breite von 11,65 m und einem Tiefgang von 2,80 m zu 5,2 km/h im Ist-Zustand, wenn eine Trogwassertiefe von 3,35 m zugrunde gelegt wird. Eine Anhebung der Trogwassertiefe auf 3,50 m würde für das Bemessungsschiff eine Herabsetzung der zulässigen Anfahrgeschwindigkeit um 1 km/h auf 4,2 km/h bedingen.

Die Troghaltekräfte, d.h. die Kräfte in den Antriebsspindeln des Troges, resultieren unmittelbar aus der Belastung durch die Wasserspiegelanhebung im Trog und dürfen im Schiffshebewerk Lüneburg 135 t nicht übersteigen. Zur Berechnung der maximalen Troghaltekräfte wurden die zeitlichen Spiegelverläufe der 8 Einfahrversuche jeweils zur Ermittlung der ungünstigsten Belastungsfunktion ausgewertet. Die Berechnung erfolgte aus dem Kräfte- und Momentengleichgewicht für das vorhandene statische System, wobei die Belastungsfunktion vereinfacht als Trapezlast approximiert wurde.

Eine Abschätzung der maximalen Anfahrgeschwindigkeit für die Einhaltung des Grenzwertes für die Troghaltekraft für die vorgegebenen variablen Randbedingungen in Lüneburg war auf Grundlage eines Berechnungsansatzes möglich, der durch die Ausführung der nachfolgenden 5 Schritte erhalten wurde:

1. Normierung der im Naturversuch bestimmten Troghaltekräfte
2. Ermittlung des Übertragungsmaßstabes mittels Regression
3. Einführung der Gleichung für die maximale Spiegelanhebung
4. Bestimmung der Lastannahmen für den ungünstigsten Lastfall
5. Ermittlung der zulässigen Anfahrgeschwindigkeit durch Substitution und Umstellung

Die Prognoserechnung für das Schiffshebewerk ergab hier, dass für das betrachtete Bemessungsschiff und der Trogwassertiefe von 3,35 m die zulässigen Anfahrgeschwindigkeiten zur Einhaltung der zulässigen Troghaltekraft 3,4 km/h beträgt. Ein Anstieg der Trogwassertiefe auf 3,50 m erhöht die zulässige Anfahrgeschwindigkeit nur geringfügig. Sie beträgt in diesem Fall 3,5 km/h.

Bezüglich der Problematik des Squat weist der diesbezügliche Stand des Wissens aus, dass die Gefahr einer

Grundberührungen bei Schleusenausfahrten größer als bei Einfahrten ist. Zur Berechnung der Schiffstauchung und des Squat in Schleusen und Kanälen enthält die Fachliteratur eine Reihe von Verfahren. Die existierenden Näherungen zur Abschätzung des Squat unterliegen allerdings insgesamt erheblichen Schwankungen und unterliegen einem streng zu beachtenden Gültigkeitsbereich.

Um einen zuverlässigen Ansatz zur Prognose des Squat für veränderliche Randbedingungen in Schleusen herauszufinden, konnte auf systematische Modelluntersuchungen von Blau und Fuehrer an der FAS Berlin (FAS, 1966) zurückgegriffen werden. Die Regressionsanalyse mit mehreren mit mehreren Ansatzfunktionen führte für den Squat am Heck auf den Zusammenhang

$$\frac{\Delta T_{max}}{h} = 2{,}03\ (n-1)^{-1{,}15}\ C_B^{-0{,}31} \left(\frac{v}{\sqrt{g\ h}} \right)^{1{,}63}$$

mit der besten Korrelation, und weist aus, dass die maximale relative Einsinktiefe $\Delta T_{max}/h$ des ausfahrenden Schiffes vom Hecksquat bestimmt wird, welcher in Beziehung zum n-Verhältnis, dem Blockkoeffizienten C_B und der Froudeschen Tiefenzahl Fr_h steht. Das Ergebnis hierzu weist Bild 6 der Anlage aus.

Zur Verifizierung der neuen Squatformel für die Schleusenausfahrt wurde das Rechenergebnis mit Squatmessungen der BAW am SHW Lüneburg und früheren Naturuntersuchungen der BAW an der Neckarschleuse Marbach verglichen. Die Gegenüberstellung in der Tabelle beinhaltet auch das Berechnungsergebnis anderer gebräuchlicher Verfahren. Es zeigt sich, dass der neue empirische Ansatz das Ergebnis der Messungen sehr gut wiedergibt. Von den untersuchten theoretischen und semiempirischen Verfahren erwies sich hier die bekannte Formel von Bouwmeester zur Abschätzung des maximalen Squat am geeignetsten.

Die neue Squatformel für Schleusenausfahrten kann grafisch als Kurvenschar ausgewertet werden, indem der auf die Wassertiefe bezogene Squat über die Froudesche Tiefenzahl aufgetragen wird, wobei das Querschnittsverhältnis als Parameter erscheint. Eine entsprechende Darstellung zeigt Bild 7 der Anlage. Als zusätzlicher Parameter wurde darin das Verhältnis der gefahrenen Schiffsgeschwindigkeit zur kritischen Schiffsgeschwindigkeit aufgenommen. Mit der kritischen Schiffsgeschwindigkeit als obere Grenze ergibt sich aus der Auftragung für jedes n-Verhältnis ein relativer Squat, der nicht überschritten werden kann. Das absolute Maximum für den relativen Squat ist nach der Darstelung bei einem n-Verhältnis von 2,4 zu verzeichnen und beträgt ca. 16 % der Wassertiefe. Die Grafik gilt für einen theoretischen Blockkoeffizienten von C_B = 1,0. Der Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des realen Blockkoeffizienten kann der ausgewiesenen Nebengrafik entnommen werden.

Die Anwendung der Squatformel auf die Verhältnisse in Lüneburg erfolgte für die ungünstigsten Belastungsannahmen. Diese beinhalten:

1. Das Schiff fährt mit der kritischen Schiffsgeschwindigkeit aus.
2. Die Schleusung vollzieht sich voll unter dem Einfluss der dynamischen Stauspiegelabsenkung.

Die unter diesen Annahmen ermittelten Flottwassertiefen belegen, dass bei einer Trogwassertiefe von 3,35 m und einem Schiffstiefgang von 2,8 m bei allen untersuchten Schiffen eine gewünschte Flottwassertiefe von 0,20 m nicht eingehalten werden kann und das schmalste der 4 untersuchten Schiffe den Grund berührt. Die Anhebung der Trogwassertiefe um nur 15 cm führt zu einer deutlichen Entschärfung der Verhältnisse, worauf sich die Empfehlung gründet, die Trogwassertiefe im Schiffshebewerk auf 3,50 m anzuheben.

3. Numerische Modelluntersuchungen

Eindimensionale Verfahren für die numerische Simulation der Schleuseneinfahrt und Schleusenausfahrt wurden bisher durch Vrijer (1986), Vrijburcht (1991), Atavin et al. (1998) und Chen et al. (2001) bekannt. Für die numerische Simulation von Ein- und Ausfahrten in das SHW Lüneburg wurde das Modell von Chen verwendet. Ausgangsgleichungen sind im Modell von Chen die Saint-Venant-Gleichungen zur Beschreibung der Bewegung des Wassers:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (uA)}{\partial x} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + g\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$$

d. h. die Kontinuitätsgleichung und die Impulsgleichung (nicht-konservativ) und die gekoppelten Gleichungen für die Bewegung des Schiffes

$$m\frac{dU}{dt} = F_x + F_d$$

$$m\frac{dW}{dt} = F_z$$

$$J_{\hat{y}\hat{y}}\frac{d\omega}{dt} = M_{\hat{y}}$$

Darin sind

$$U = d\xi/dt, \quad W = -ds/dt, \quad \omega = d\theta/dt$$

und F_d der Überschuß des effektiven Propellerschubs über dem Reibungswiderstand, ausgedrückt als:

$$F_d = T - R_f$$

In der Berechnung wird entweder der Schub T oder die Propellerdrehzahl konstant gehalten. Im ersten Fall kann der Schub durch den Gleichgewichtswert vor Erreichen des Trogtores ermittelt werden. Bei konstanter Drehzahl kann die quasistatische Propellerkurve K_T über J verwendet werden, um den momentanen Schub zu berechnen. Der Reibungswiderstand R_f wird permanent mit Hilfe der ITTC-1957 Formel und einer empirischen Geschwindigkeitserhöhungskorrektur ähnlich der von Emerson (1959) aktualisiert.

Die numerischen Modelluntersuchungen erfolgten durch die VBD-DST (VBD, 2004 und DST, 2005) und beinhalteten die:

- Überarbeitung/Modifizierung des Finite-Differenzen-Verfahrens von Chen (VBD, 2004),
- Modellkalibrierung auf Grundlage der Ein- und Ausfahrten der MS „Loetschental“,
- Verifizierung des Modells durch numerischen Nachrechnungen zu den Naturversuchen und die

- Durchführung von erweiterten Befahrbarkeitsanalysen für das SHW unter Berücksichtigung variabler Schiffsbreiten.

Die von Stuntz (DST, 2005) durchgeführten Nachrechnungen und Befahrbarkeitsanalysen für das SHW Lüneburg wiesen übereinstimmend mit erzielten Ergebnissen früherer numerischen Modellrechnungen allgemein nach, dass die hydrodynamischen Verhältnisse bei der Einfahrt und Ausfahrt in Schleusen und Hebewerke mit einer für die Praxis ausreichenden Genauigkeit auf Grundlage eines eindimensionalen instationären Strömungsmodells beschrieben werden können. Die Simulationsergebnisse mit dem verwendeten modifizierten Modell von Chen stimmten im Grundlegenden mit den Ergebnissen der Naturuntersuchung in Lüneburg und angestellten Prognoserechnungen für veränderte Randbedingungen anhand empirischer Ansätze aus früheren Modell- und Naturuntersuchungen überein. In Bild 8 der Anlage wurde die Schiffslängsbewegung mit der Anfahrgeschwindigkeit als Parameter für die geometrischen Randbeingungen des Naturversuchs nachgerechnet. Bild 9 weist eine Prognose für veränderliche Breitenverhältnisse bei der Einfahrt in das SHW aus. Deutlich zeigt sich im Geschwindigkeitsverlauf der Einfahrten die zunehmenden Wirkung des „Kolbeneffektes“ bei größer werdenden Anfahrgeschwindigkeiten und kleiner werdenden Breitenverhältnissen, welcher sich in der zunehmenden periodischen Verzögerung und Beschleunigung des Schiffes bei der Fahrt im Trog mit der Anfahrgeschwindigkeit zum Trog bemerkbar macht.

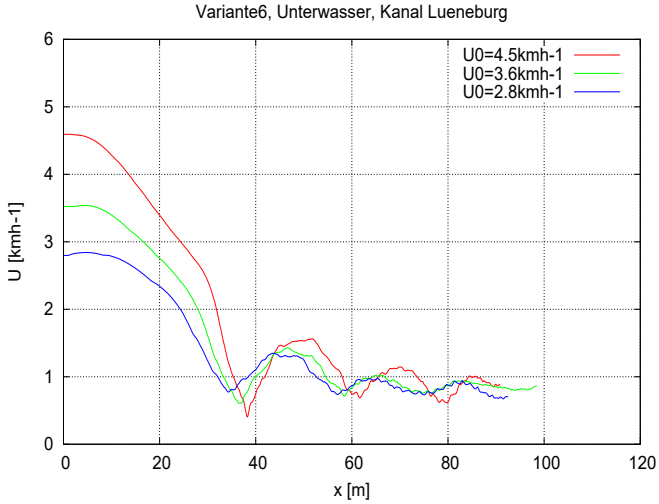


Bild 8: Numerische Nachrechnung der Einfahrt der MS "Loetschental" aus dem Unterwasser für unterschiedliche Anfahrgeschwindigkeiten

Andererseits macht der Vergleich mit anderen vorhandenen numerischen Modellen bezüglich der Formulierung und Berücksichtigung einzelner Terme in den Gleichungen für die Bewegung des Wassers (Saint-Venant-Gleichungen) und des Schiffes aufmerksam auf Potential zur weiteren Verbesserung des verwendeten numerischen Modells. Diese können gesehen werden in der

- Formulierung der Reibungsterme für das Schiff und den Kanal und der Berücksichtigung zusätzlicher lokaler Terme für den Druckwiderstand und den Schub des Schiffes in der Bewegungsgleichung für das Wasser,
- Einbeziehung der Wirkung des Propellerschubs auf die Vertrimmung des Schiffes und
- Berücksichtigung der veränderlichen geometrischen Randgeometrie und Anströmungsverhältnisse für das Schiff auf die zusätzlichen hydrodynamischen Masse und den Propellerschub.

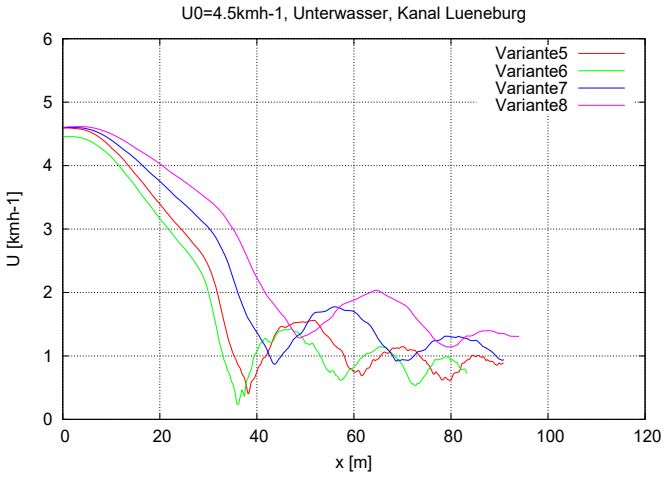


Bild 9: Numerische Simulation des Breiteneinflusses auf die Schiffslängsbewegung für die Einfahrt aus dem Unterwasser des SHW Lüneburg;
Variante 5: B =11,65 m; Variante 6: B = 11,36 m;
Variante 7: B = 10,5 m; Variante 8: B = 9,6 m

4. Zusammenfassung

Die Aufarbeitung des vorliegenden Erkenntnisstandes zu den hydrodynamischen Vorgängen beim Ein- und Ausfahren von Schiffen in Schleusen bzw. Hebewerke zur Klärung diesbezüglicher Problemstellungen für das Schiffshebewerk Lüneburg machte deutlich, dass mit den vorhandenen einfachen empirischen und semiempirischen Ansätzen infolge des ihnen zugrunde liegenden Problems, den komplexen instationären Vorgang der Schleuseneinfahrt mit all seinen Wechselwirkungen zu berücksichtigen, hinreichend präzise quantitative Vorhersagen schwierig und mit einer großen Unsicherheit behaftet sind. Aufbauend auf der eingehenden Analyse der früheren empirischen und semiempirischen Ansätze und den Ergebnissen der Natur und numerischen Modelluntersuchungen für das SHW Lüneburg lässt sich der vorhandene Erkenntnisstand bezüglich der untersuchten Frage des maximalen Squat, der maximalen Wasserspiegelanhebung und der Fahrzeiten und -geschwindigkeiten bei Ein- und Ausfahrten in Schleusen verallgemeinernd wie folgt zusammenfassen:

1. Die vorliegenden Arbeiten zu Problemen der Ein- und Ausfahrt in Schleusen zeigen auf, dass die physikalischen Verhältnisse bei Ein- bzw. Ausfahrten an Schleusen verschieden und daher gesondert zu untersuchen sind. Das Hauptaugenmerk wird bei diesen Untersuchungen im Allgemeinen auf die Beurteilung der Sicherheit der Schifffahrt vor Grundberührungen gelegt. Infolge der starken Absenkung des Wasserspiegelniveaus hinter dem Schiff durch den „Kolbeneffekt“ und der Wirkung der Propulsion bei der Fahrt im eingeengten Querschnitt der

Schleuse sind bei Ausfahrten in der Regel größere Schiffsabsenkungen zu verzeichnen, so dass die Ausfahrt gegenüber der Einfahrt als der ungünstigere Fall angesehen wird.

2. Im Bereich der in der Praxis üblichen Ein- und Ausfahrgeschwindigkeiten ist bei den an Schleusen vorliegenden kleinen Querschnittsverhältnissen der maximale Squat am Heck des Schiffes zu verzeichnen. Sowohl bei der Einfahrt als auch bei der Ausfahrt nimmt der vorhandene Propellerschub insgesamt einen erheblichen Einfluss auf die Größe des Squat. Auch temporäre Erhöhungen der Propellerdrehzahl führen bei Ein- und Ausfahrten zu einer Vergrößerung des Squat.

3. Da bei kleinen Querschnittsverhältnissen die realisierbaren Ausfahrgeschwindigkeiten nur gering sind und sich zudem der größte Squat häufig bereits zu Beginn der Ausfahrt in der Phase der starken Beschleunigung des Schiffes ergibt, kann in der Praxis bei extrem kleinen Querschnittsverhältnissen an Schleusen der Gefährdung durch Grundberührung durch die Vorgabe zulässiger Ausfahrgeschwindigkeiten nicht begegnet werden. Hierzu sind die erforderlichen Querschnitts-/Tiefgangsverhältnisse für den ungünstigsten Belastungsfall zu schaffen.

4. Eine Analyse des Squat für die Ausfahrt im stationären Fall führt zu dem Ergebnis, dass sich in einer Schleuse der maximal mögliche Squat bei einem gegebenen Tiefgangsverhältnis mit abnehmendem Breitenverhältnis, d.h. bei schmaler werdenden Schiffen, infolge der Anhebung der kritischen Geschwindigkeit erhöht. Daraus ergibt sich auch, dass eine Vergrößerung der Schleusenbreite ohne Anhebung der Kammerwassertiefe eine ggf. schon vorliegende Gefährdung durch Grundberührung noch weiter verschärft.

5. Die Vorhafengröße, die Geometrie des Vorhafens und des Einfahrtsbereiches der Schleuse sowie die Schleusenlänge üben keinen objektiv nachweisbaren Einfluss auf die untersuchten praxisrelevanten hydrodynamischen Parameter bei der Ein- und Ausfahrt von Schiffen aus. Der Einfluss der Schiffsform kann pauschal durch einen Parameter, den Blockkoeffizienten, erfasst werden. Der Einfluss der Bugform ist aus hydraulischer Sicht nur sekundär. Subjektiv kann sich jedoch die Bugform, ebenso wie die Gestaltung der Schleuseneinfahrt, auf die Anfahrgeschwindigkeit zur Schleuse auswirken.

6. Die vorliegenden Untersuchungen an Schleusen weisen auf keine eindeutigen Unterschiede im maximalen Squat von Schubverbänden und Einzelschiffen aus. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass sich die Verbände aus mehreren in der Vertikalen gegeneinander beweglichen Einheiten zusammensetzen, infolgedessen stärkere Vertrimmungen bei der Fahrt von Schubverbänden nicht zu verzeichnen sind.

7. An Schleusen mit einem Umlaufsystem verringert sich der Squat bei geöffneten Entleerverschlüssen erheblich. An Schleusen mit kleinen Drempel- und Kammerwassertiefen sollten daher bei einer vorliegenden Gefahr der Berührung der Sohle oder des Drempels durch ein- und ausfahrende große Schiffe die Umlaufschütze geöffnet sein.

8. Eine Besonderheit bezüglich der Bewertung der Squatproblematik bildet der Querschnittsübergang vom Vorhafen zur Schleuse. Die Passage des Schiffes führt hier zu einer erhöhten Vertrimmung, wobei diese bei der Einfahrt von Schiffen in die Schleuse nicht nur zu einem lokalen, sondern auch zum absoluten Squatmaximum führen kann[1]. Erfahrungen zeigen, dass durch die Gestaltung eines allmählichen Übergangs das Problem im Bereich der praxisrelevanten Möglichkeiten nicht zu eliminieren ist. Theoretische Untersuchungen des insgesamt noch unzureichend untersuchten Phänomens weisen nach, dass der Betrag des „Supersquat“ am Querschnittsübergang bei einer Querschnittsvertiefung ohne Breitenzunahme erhöht wird, allerdings die Zunahme der Kielfreiheit größer als die Vergrößerung des „Supersquat“ ausfällt.

9. Die Fahrt eines Schiffes wird mit kleiner werdenden n-Verhältnissen und größer werdenden Fahrgeschwindigkeiten an die Schleuse infolge der entstehenden Translationswellen bei der Einfahrt zunehmend irregulär. Dabei nimmt das Schiff im Mittel eine Grenzgeschwindigkeit ein, die im Wesentlichen durch das vorhandene Querschnittsverhältnis bestimmt wird. Dieser Effekt führt dazu, dass die Einfahrzeit eines Schiffes in eine Schleuse bei kleinen Querschnittsverhältnissen nicht signifikant durch die Erhöhung seiner Anfahrgeschwindigkeit verringert wird. Aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten kann daher für die Einfahrt eine optimale Anfahrgeschwindigkeit angegeben werden, bei deren Einhaltung zudem die Risiken aus fehlerhaften Manövern bei einer stark irregulär verlaufenden Einfahrt infolge überhöhter Anfahrgeschwindigkeiten, einer möglichen Gefährdung des Stoßschutzes durch erhöhte Auftreffgeschwindigkeiten und einer Überschreitung des Freibords in Hebewerken eingegrenzt werden können.

10. Trotz der verschiedenen hydrodynamischen Verhältnisse bei Ein- und Ausfahrten ergeben sich im Hinblick auf den Verlauf der Fahrgeschwindigkeiten und Fahrzeiten Parallelen. Beide Verläufe lassen sich qualitativ durch drei charakteristische Phasen kennzeichnen und werden bei der Fahrt im eingeengten Querschnitt durch eine quasistationäre Fahrgeschwindigkeit geprägt, die durch die kritische Geschwindigkeit begrenzt wird. Eine Gegenüberstellung der ermittelten Ein- und Ausfahrzeiten führt zu der Schlussfolgerung, dass die Ein- und Ausfahrzeiten in Schleusen zeitlich sehr nahe beieinander liegen und aus vorliegenden empirischen Ergebnissen für die Einfahrt abgeschätzt werden können.

Aufbauend auf der eingehenden Analyse früherer Ein- und Ausfahrversuche und den Ergebnissen der Naturuntersuchungen am SHW Lüneburg werden im hierzu erstellten Gutachten (BAW 2004b) neue empirische Beziehungen zur Ermittlung der maximalen Wasserspiegelanhebung bei Schleuseneinfahrten, des Squat bei Ausfahrten und der Einfahrzeit entwickelt. Auf Grundlage dieser Ansätze werden für das SHW Lüneburg Berechnungen zur Prognose der zulässigen An-

[1] Der Squateffekt an Querschnittsübergängen in einem Kanal wird durch Huval (1980) theoretisch untersucht und dort als „Supersquat“ bezeichnet.

fahrgeschwindigkeit zur Vermeidung des Anspringens der Entlastungsöffnungen und der THV infolge der Spiegelanhebung bei Einfahrten und dem erforderlichen Arbeitsvermögen der Stoßschutzanlage und zur erforderlichen Kielfreiheit zur Vermeidung von Grundberührungen durchgeführt und Grundlagen zur Berechnung der Leistungsfähigkeit der Anlage bereitgestellt. Die Versuche bildeten somit die Basis dafür, die den Betrieb der Anlage und die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt am Schiffshebewerk betreffenden Fragen des WSA Uelzen unter den Bedingungen des Großversuchs zu beantworten und darüber hinaus die Basis für die Kalibrierung und Verifizierung und Weiterentwicklung eines numerischen Berechnungsverfahren, um zukünftig Fachaussagen für Schleusen und Hebewerke mit anderen Randbedingungen zu ermöglichen.

Literatur

AMTSBERG, H.(1936): „Modellversuche über das Einschleppen von Kanalkähnen in den Trog eines Schiffshebewerkes“, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, Heft 24, 1936, S. 84-111

ATAVIN, A.A. ET AL.(1998): „The Computation of lockage and Navigation of Vessels on the System of Ship-Canals“, Proceedings of the 3rd International Conference on Hydo-Science and engineering (ICHE), Technische Universität Cottbus, 31.8. – 3.9.1998

ATAVIN, A.A.(1977): „Über die Bewegung des Wasserspiegels bei der Ausfahrt eines Schiffes aus der Kammer einer Schiffsschleuse (in Russisch)“, Dinamika sloschnoj sredy, Novosibirsk, Band 30, S.35-52

BAW (1990): "Bericht über die Schifffahrtsversuche Marbach 1989", Bundesanstalt für Wasserbau, Bericht L-231.2/23 (unveröffentlicht), Karlsruhe, Juli 1990

BAW (1973): "Modellversuche über das Einfahren eines Schubverbandes in eine 12 m breite Schleuse ", Bundesanstalt für Wasserbau, Auszug aus dem 1. Versuchsbericht BAW-W 357 (unveröffentlicht), Anl.1, Karlsruhe, Februar 1973

BAW (2004A): „Naturuntersuchungen Schleuse Friedrichsfeld. Teil I: Einfahr- und Liegebedingungen an der Schleusengruppe“, Gutachten-Nr. 3.03.10042.00 (unveröffentlicht), Karlsruhe, Februar 2004

BAW (2004B): „Untersuchungen zu den Ein- und Ausfahrbedingungen in das Schiffshebewerk Lüneburg“, Bundesanstalt für Wasserbau, Gutachten-Nr. 3.04.10044.00 (unveröffentlicht), Karlsruhe, Februar 2004

BAW (2005): „Untersuchungen zu den Ein- und Ausfahrbedingungen in das Schiffshebewerk Lüneburg. Naturuntersuchungen und Prognoserechnungen“, Bundesanstalt für Wasserbau, Gutachten-Nr. 3.04.10044.00 (unveröffentlicht), Karlsruhe, September 2005

BRITISH TRANSPORT DOCKS BOARD (1980): “The locking of ships with high blockage factors: a report to the National Ports Council”; British Transport Docks Board, Research Station, London: National Ports Council

BROß, H. (1994): „Einfluss der Bugformen von Binnenfahrzeugen auf das Einfahrverhalten in Schleusen“, Binnenschifffahrt - ZfB, Nr. 13, S. 33-36

CHEN, X-N., ZÖLLNER, J. UND SHARMA, S.D. (2001): "Ship entry into a lock", STG-Sommertagung, Danzig

COOPER, D. H. ET AL. (1978): "Some aspects of a study of ships with high blockage factors", 7th International Harbour Congress, Antwerpen, 22.-26. May 1978, Volume 1 (papers and reports) Section 1.2, pages 2.01/1-2.01/13

DST (2005): "Numerische Nachrechnung der Naturuntersuchungen zu den Ein- und Ausfahrten am Schiffshebewerk Lüneburg“, Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme e.V., Duisburg, Bericht 1782 (unveröffentlicht), August 2005

FAS (1964): „Trogeinfahrten der Schiffshebewerke Niederfinow und Rothensee“, Bericht 126.1; Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin

FAS (1966): „Strömungsverhältnisse in Kanälen und Schleusenvorhäfen (Abschlußbericht zum Forschungsthema), Teil II: Fahrdynamische Verhältnisse an Schleuseneinfahrten“, Bericht 381.1, Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin 1966

FELKEL, K., STEINWELLER, H.(1977): „Naturversuche und Modellmessungen über das Einfahren eines Schubverbandes in eine 12 m breite Schleuse und über das Ausfahren“, Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen, Band 104, Nr. 6, S. 294-300

FISHER, S., JENKINS, D. UND DAY, W.(1978): "Results of model experiments to define resistance and sinkage of a large ship transiting a lock of the panama canal", David W. Taylor Naval Ship Research and Development Center, Ship Performance Department Report DTNSRDC/SPD-0881-01, December 1978

FRANZIUS-INSTITUT (1969): "Modellversuche für die Seeschleuse Finkenwerder", Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Bericht (unveröffentlicht) Hannover, 26. Juni 1969

KIEHNEL, H.(1936): „Über Widerstände und Fahrzeiten beim Einschleppen von Schiffen in Schleusen“, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, Heft 24, 1936, S. 4-81

KIRIAKOV, S S. (1972): "Gegenwärtiger Stand der Theorie zur Berechnung des hydrodynamischen Einsinkens von Schiffen bei der Fahrt in Schleusen (in Russisch)“, Trudy Leningradskogo Instituta vodnogo Transporta, Band 132,

KIRIAKOV, S.S.. ET AL. (1975): „Zulässige Geschwindigkeit von Schiffen in Schleusen (in Russisch)“, Recnoj Transport, 1975, No. 8, S.44-45

KLEMENTIEV, A.N. (2002): „Die wesentlichen theoretischen Thesen und Materialien der Naturbeobachtungen des Regimes des Schiffeingangs in die Schleuse (am Beispiel der Gorodezki-Schleuse)“, Wolga Staatsakademie für Wassertransport, Nischni Novgorod

KOOMAN, C (1973): „Navigation locks for push tows“, Rijkswaterstaat communications no. 16, The Hague

KOOMAN, (1978): „The development and application of design rules for canals and locks suitable for push-tow units and traditional craft”, Proceedings of Symposium Aspects of navigability of constraint waterways, includ-

ing harbour entrances, volume 3, paper 19, Delft, the Netherlands, April 24-27,

MAYNORD, S.T.(2000): "Effect of lock sill and chamber depth on transient time of shallow draft navigation", USACE , Engineer Research and Development Center, Technical Report ERDC/CHL TR-00-13, August 2000

MAYNORD, S.T.(1987): "Save navigation speeds and clearance at lower sill, temporary lock 52, Ohio River", Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Hydraulics Laboratory, Technical Report HL-87-3, April 1987

MILLWARD, A. (1980): "A Preliminary Design Method for the Prediction of Squat in Shallow Water", *Marine Technology*, 27(1):10-19, January 1990.

NORRBIN. N.H. (1996): "The Effects of Flow Confinement and Asymmetry on a Ship in a Fairway Passage", *Workshop on Ship Squat in Restricted Waters*, Panel H-10 (Ship Controllability), Hydrodynamics Committee, SNAME, July 1996, pages 87-93.

ROMANOV, E.M. UND YANENKO, A.P (1974): „Laboreinrichtung zur Ermittlung der hydraulischen Erscheinungen bei der Einfahrt von Schiffen mit großer Tragfähigkeit in die Kammer einer Schiffsschleuse (in Russisch)", Izvestija vyssich ucebnych zavedenij, Unterreihe: stroitel'stvo i architektura, Novosibirsk, 1974, no. 9, S. 108-110

ROMANOV, E.M.; YANENKO, A.P (1975).: „Über einige Resultate bei der experimentellen Ermittlung der Einfahrbedingungen von Schiffen mit großer Tragfähigkeit in die Kammer von Schiffsschleusen (in Russisch)", Izvestija vyssich ucebnych zavedenij, Unterreihe: stroitel'stvo i architektura, Novosibirsk, 1975, no. 10, S. 101-104

VBD (1981): „Modellversuche über das Ein- und Ausfahrverhalten eines Schubverbandes in Main-Schleusen", Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, Bericht Nr. 988 (unveröffentlicht), März 1981

VBD (1993): „Einfluß der Bugformen von Binnenfahrzeugen auf das Einfahrverhalten in Schleusen", Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, Bericht Nr. 1338, Februar 1993

VBD (2003A): „Numerische, experimentelle und technisch-wirtschaftliche Untersuchungen zur Entwurfsoptimierung und Wettbewerbssteigerung von Binnenschiffen" Teilprojekt: „Erhöhung der zulässigen Breite von Binnenschiffen beim Befahren kanalisierter Binnenwasserstraßen", Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, Bericht 1642 (unveröffentlicht), Mai 2003

VBD (2003B): „Numerische Simulation der Schiffsbewegungen bei der Ein- und Ausfahrt in das Schiffshebewerk Lüneburg", Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, Bericht 1703 (unveröffentlicht), September 2003

VBD (2004): „Modifizierung eines Computerprogramms zur Simulation der Schiffsdynamik bei Schleuseneinund -ausfahrt (Schiff_Lock)", Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, Bericht 1711 (unveröffentlicht), August 2004

VRIJER, A. (1986): „Calculations of wave height and ship speed when entering a lock", 2nd Internat. Conf. on Navigation Locks, Wroclaw, Poloand, 1986, May 20-22, 18 pp.. Also: Delft Hydraulics Publication 391, 1986

VRIJBURCHT, A. (1991): „Vertical motions of ships sailing into or out of locks and the related water motions", XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, September 9-13, 1991, 8 pp., zugleich: Delft Hydraulics, publication no. 461, November 1991

YANENKO ,A.P. UND V.V. TARASEVICH (1994): „Zur Frage der Ermittlung der optimalen Querschnittsabmessungen für die Kammer einer Schiffsschleuse (in Russisch)", Izvestija vyssich ucebnych zavedenij, Unterreihe: stroitel'stvo i architektura, Novosibirsk, 1994, no. 7/8, S. 124-129

YANENKO, A.P. (1994): „Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Ermittlung der Abmessungen von Schifffahrtsschleusen (in Russisch)", Novosibirsker Staatliche Akademie für Wassertransport, Autorenreferat zur Dissertation B, Novosibirsk, 1994

Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Bernhard Söhngen
Referat Schiff/Wasserstraße, Naturuntersuchungen
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 4600
E-Mail: bernhard.soehngen@baw.de

Dipl.-Ing. Detlef Spitzer
Referat Schiff/Wasserstraße, Naturuntersuchungen
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 2760
E-Mail: detlef.spitzer@baw.de

Dipl.-Ing. Norbert Stuntz
DST - Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme e.V.
Oststrasse 77, 47057 Duisburg
Tel.: 0203 99369 – 0
E-Mail: stuntz@dst-org.de

Anlage

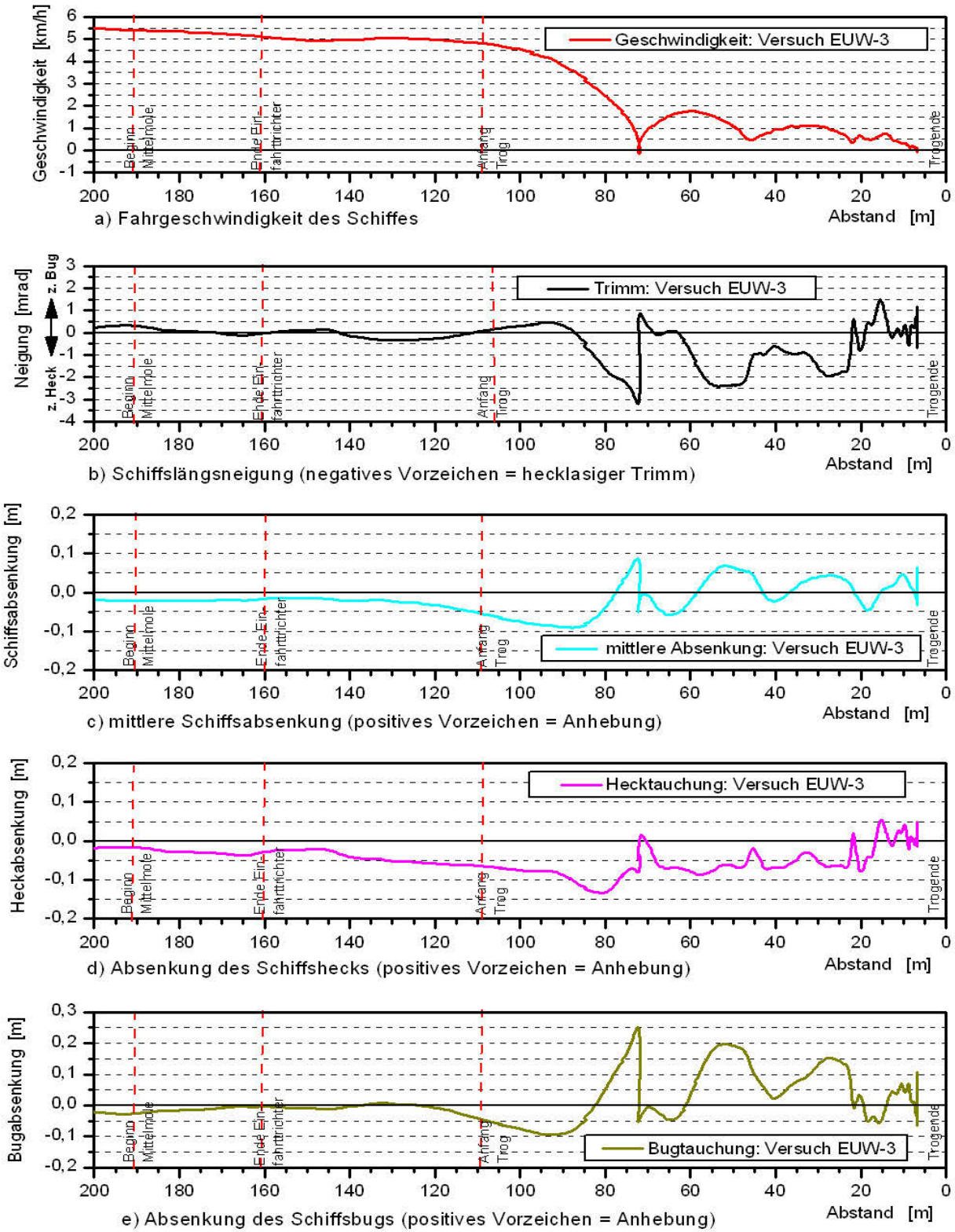


Bild 3: Einfahrversuch Nr. 3 des MS "Loetschental" im Unterwasser (EUW-3)
a) Einfahrgeschwindigkeit , b) Schiffstrimm , c) hydrodynamisches Einsinken, d) Hecktauchung , e) Bugtauchung
in Abhängigkeit vom Abstand des Schiffsbugs von der südlichen Troginnenkante

Anlage

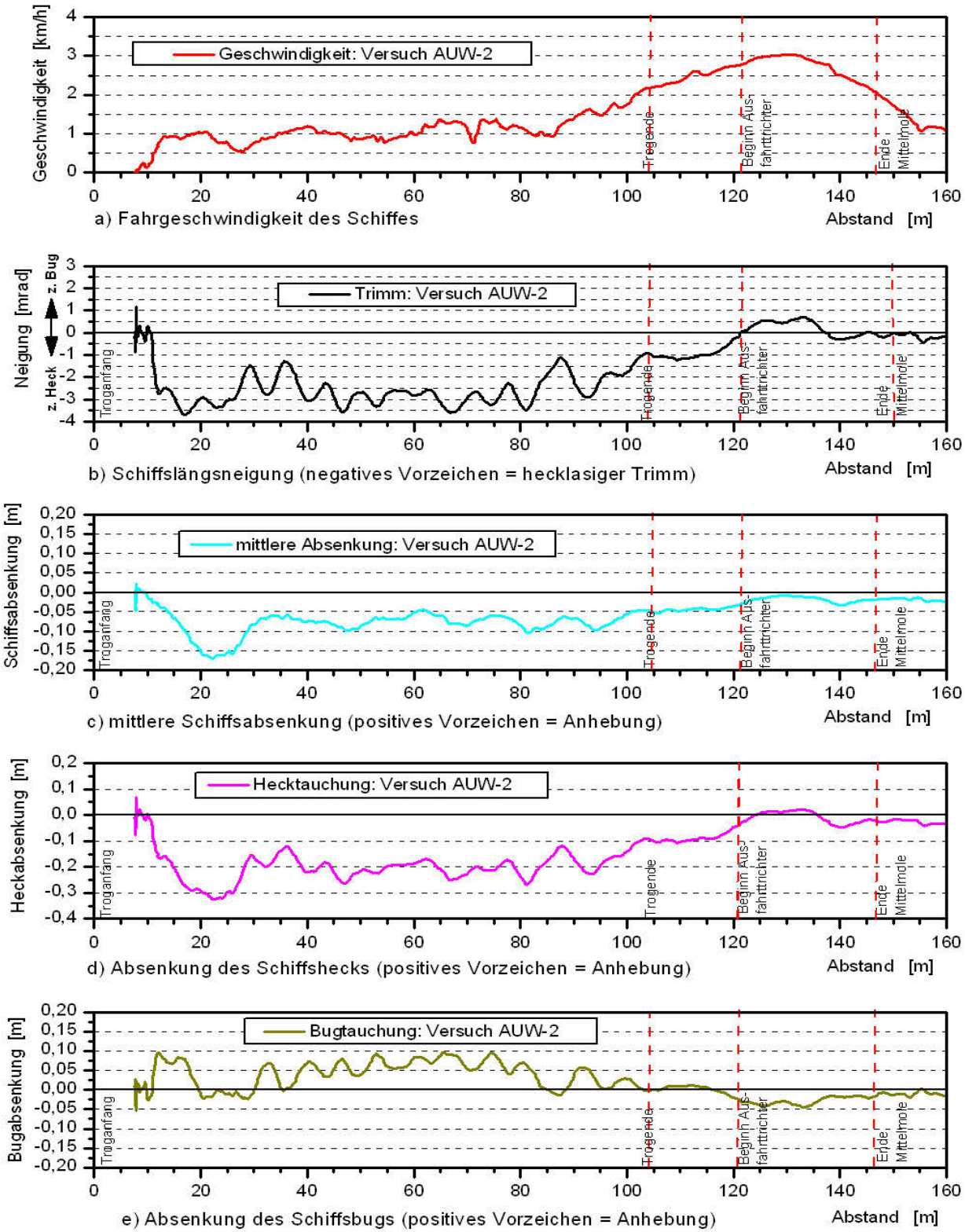


Bild 4: Ausfahrversuch Nr. 2 des MS "Loetschental" im Unterwasser (AUW-2)
a) Einfahrgeschwindigkeit , b) Schiffstrimm , c) hydrodynamisches Einsinken, d) Hecktauchung , e) Bugtauchung
in Abhängigkeit vom Abstand des Schiffshecks von der südlichen Troginnenkante

Anlage

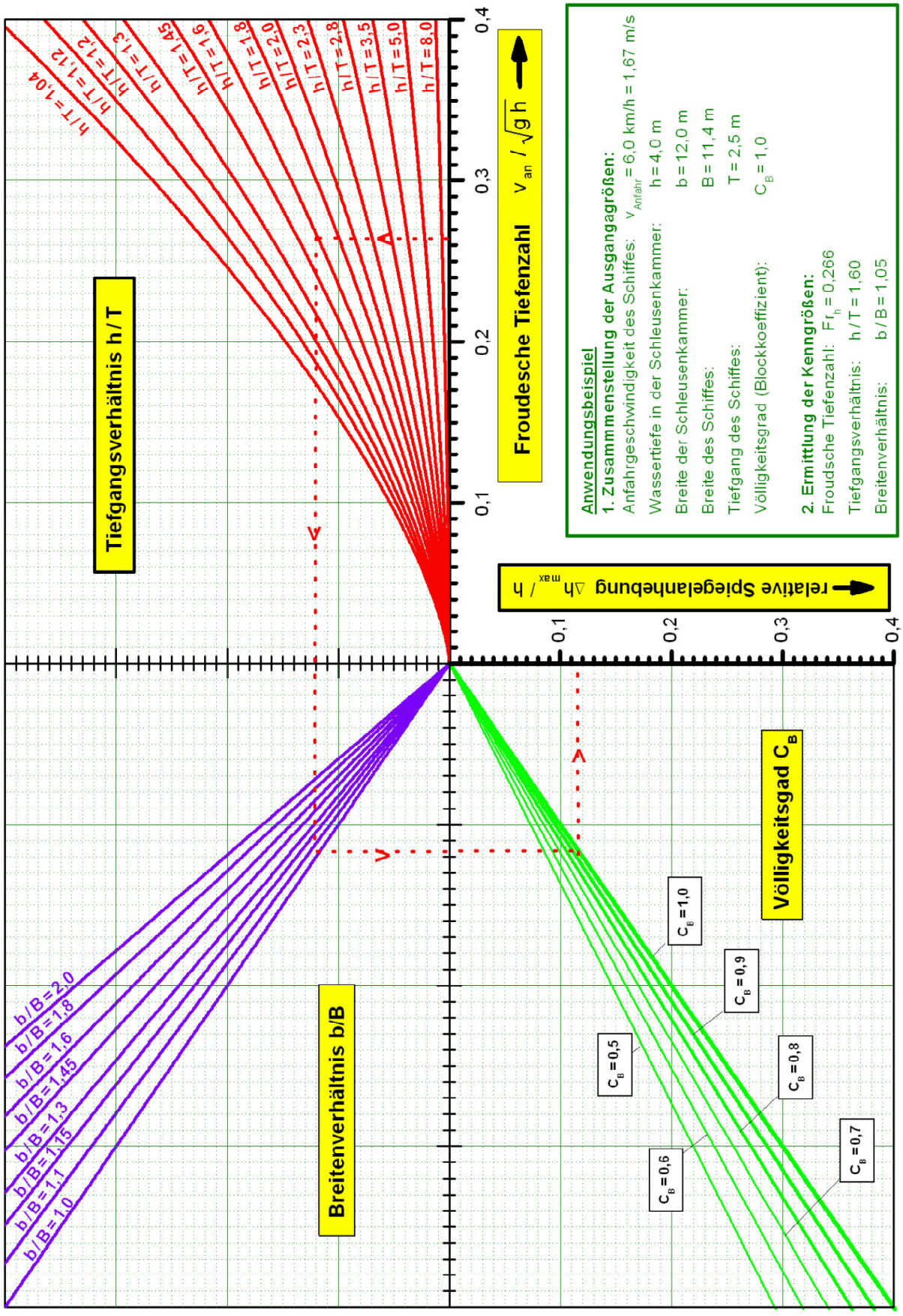


Bild 5: Maximale Wasserspiegelanhebung am geschlossenen Trog- bzw. Schleusentor bei der Einfahrt eines Schiffes

Anlage

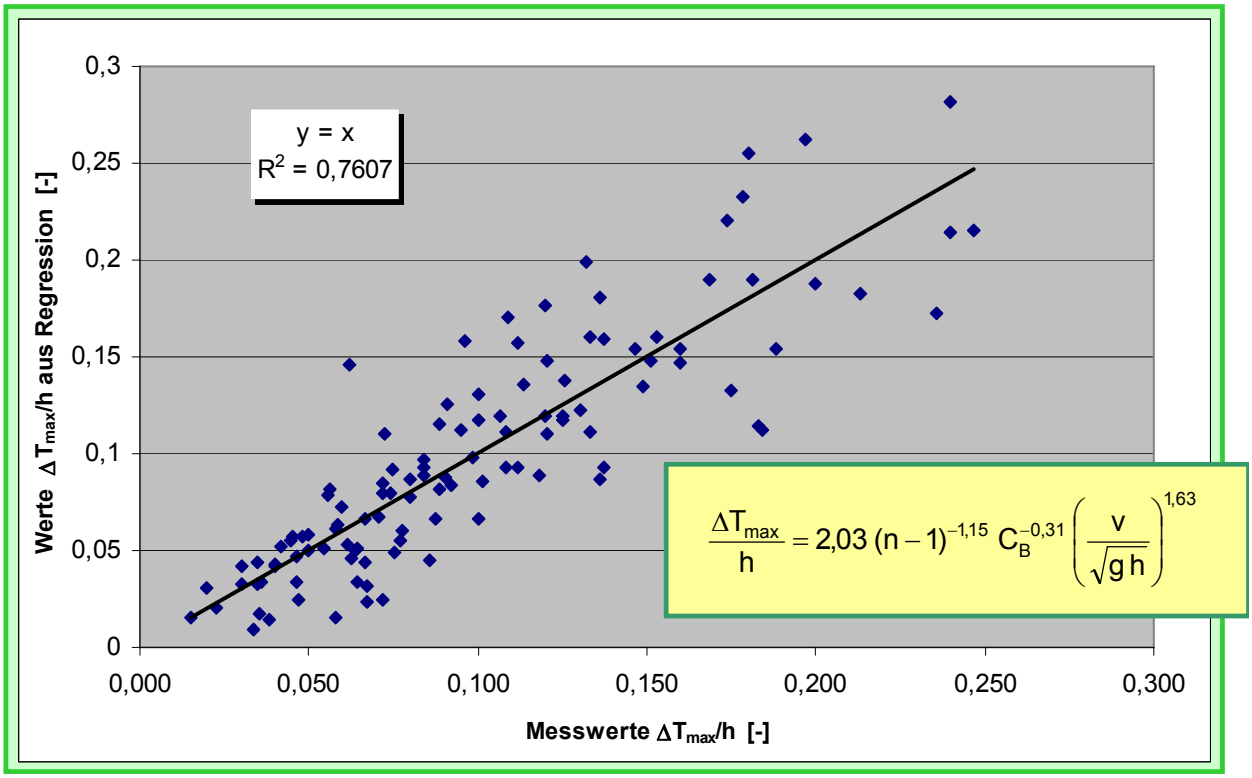


Bild 6: Ergebnis der multiplen Regression für den maximalen Squat bei der Schleusenausfahrt

Anlage

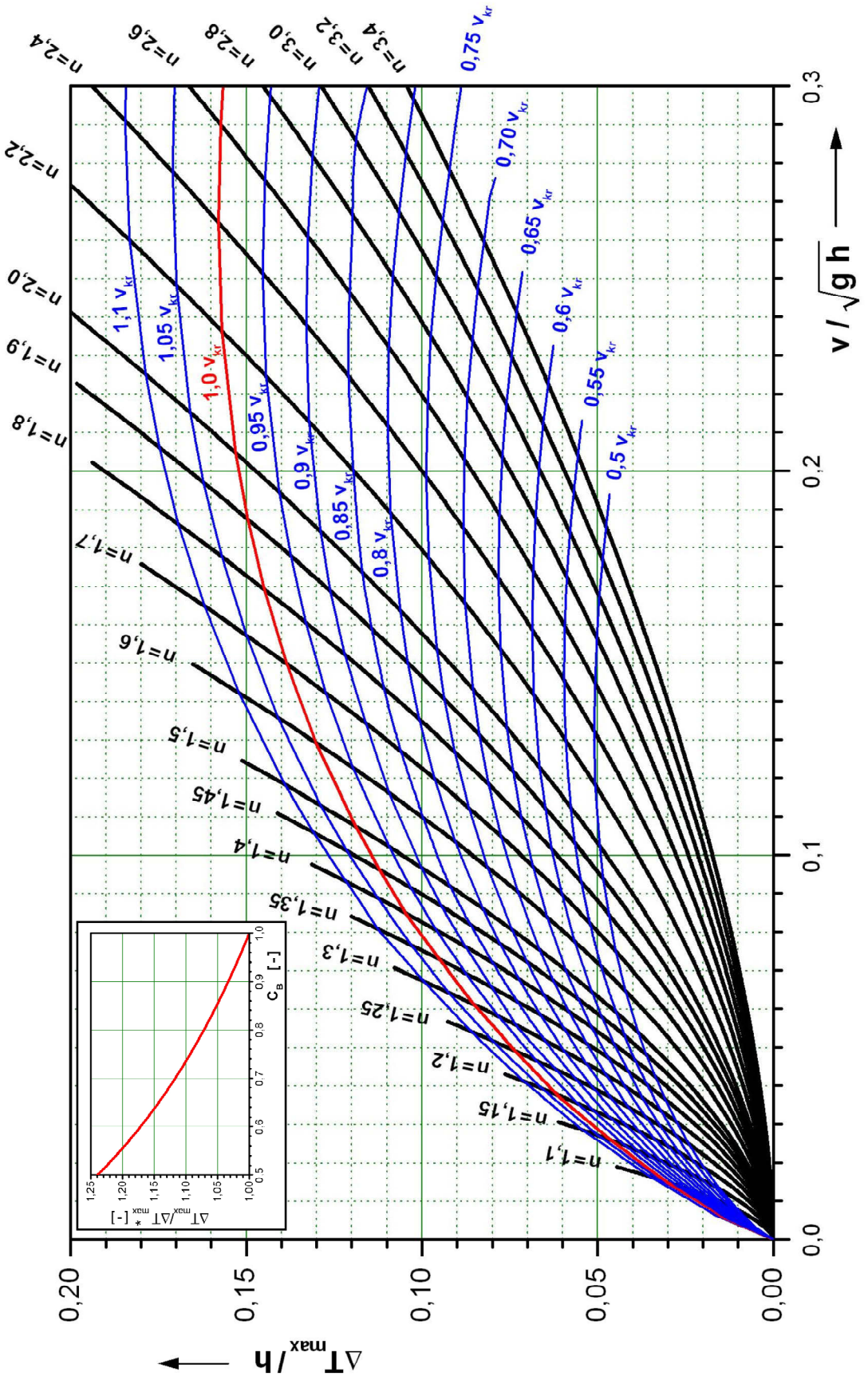


Bild 7: Grafik für den maximalen Squat bei der Ausfahrt eines Schiffes

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

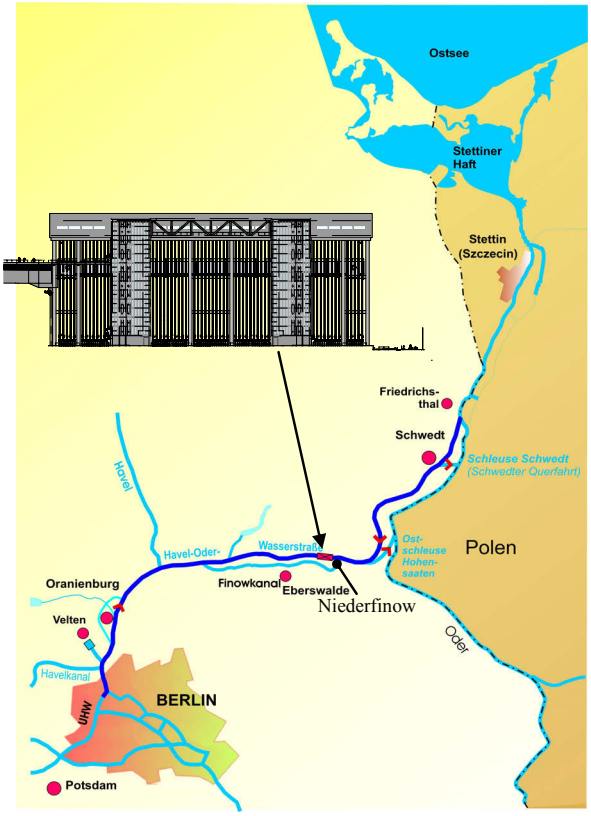
Ein neues Schiffshebewerk in Niederfinow

Dipl.-Ing. Hans-Jürgen Heymann
Wasserstraßenneubauamt Berlin

Dipl.-Ing. Johannes Siebke
Wasserstraßenneubauamt Berlin

Zusammenfassung

In Niederfinow soll neben dem bestehenden ein zweites Schiffshebewerk errichtet werden. Nach umfangreichen Voruntersuchungen entschied sich die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung für ein Senkrechthebewerk mit Gegengewichtsausgleich. Ein Tragwerk, bestehend aus Stahlbetontürmen, -stützen und Seilrollenträgern, die in einer gemeinsamen Trogwanne gegründet werden, leitet die Lasten des wassergefüllten Troges (9 000 t) in den Untergrund ab. Der an Seilen durch Gegengewichte im Gleichgewicht gehaltene Trog erhält eine nutzbare Länge von 115 m, eine nutzbare Breite von 12,5 m und lässt eine Wassertiefe von 4,0 m zu. Die Vertikalbewegungen des Troges erfolgen mittels Zahnstangenantrieb. Ein Sicherungssystem aus Mutterbackensäulen und Drehriegeln gewährleistet ein sicheres Absetzen des Troges in Havariefällen. Der Planfeststellungsbeschluss zum Bau erging am 04.01.2005 und der Ausführungsentwurf für das Hebewerk wurde am 03.01.2006 genehmigt. Zurzeit werden die Verdingungsunterlagen für die Bauleistung aufgestellt.



1. Vorbemerkungen

1.1 Historischer Abriss

Mit der Fertigstellung des Finowkanals im Jahre 1746 wurde zwischen Berlin und dem Ostseehafen Stettin eine Wasserstraßenverbindung geschaffen, die auf den wirtschaftlichen Aufschwung und die Auswirkung des Handels in dieser Region einen maßgeblichen Einfluss hatte. Der Gütertransport auf dem Wasser stieg im Laufe der Zeit in einem derartigen Maße an, dass zu Beginn des letzten Jahrhunderts Forderungen nach einer deutlich leistungsfähigeren Wasserstraße immer lauter wurden. In Folge dessen entstand in den Jahren 1907 bis 1914 der Oder-Havel-Kanal als Ersatz für den Finowkanal. Die 14 Schleusen des letzteren wurden in Niederfinow durch eine Schleusentreppe, bestehend aus 4 Schleusen von je 9,0 m Fallhöhe, ersetzt.

Die langen Wartezeiten an der Schleusenanlage und erste bauliche Probleme an den Schleusen führten dazu, dass ein bereits 1905 geplanter zweiter Abstieg in Niederfinow vorangetrieben wurde. Nach intensiver Planung und 6 Jahren Bauzeit nahm dann im Jahre 1934 das Schiffshebewerk Niederfinow seinen Betrieb auf. In den folgenden Jahren gewann es aufgrund seiner wesentlich kürzeren Schleusungszeiten einen deutlichen Vorrang gegenüber der Schleusentreppe. Die nachlassende Attraktivität für die Schifffahrt und zunehmende Baumängel führten 1972 zur Stilllegung der Schleusentreppe, die heute in ihren baulichen Resten als Denkmal zu besichtigen ist.

1.2 Veranlassung

Das 1934 in Betrieb genommene Hebewerk hat aufgrund seiner soliden Konstruktion in seinen 72 Betriebsjahren insgesamt nur 60 unplanmäßige Stillstandstage aufzuweisen. Die Garantie einer ständigen Betriebsbereitschaft erfordert allerdings einen hohen Unterhaltungsaufwand und zunehmend umfangreiche Instandsetzungsarbeiten.

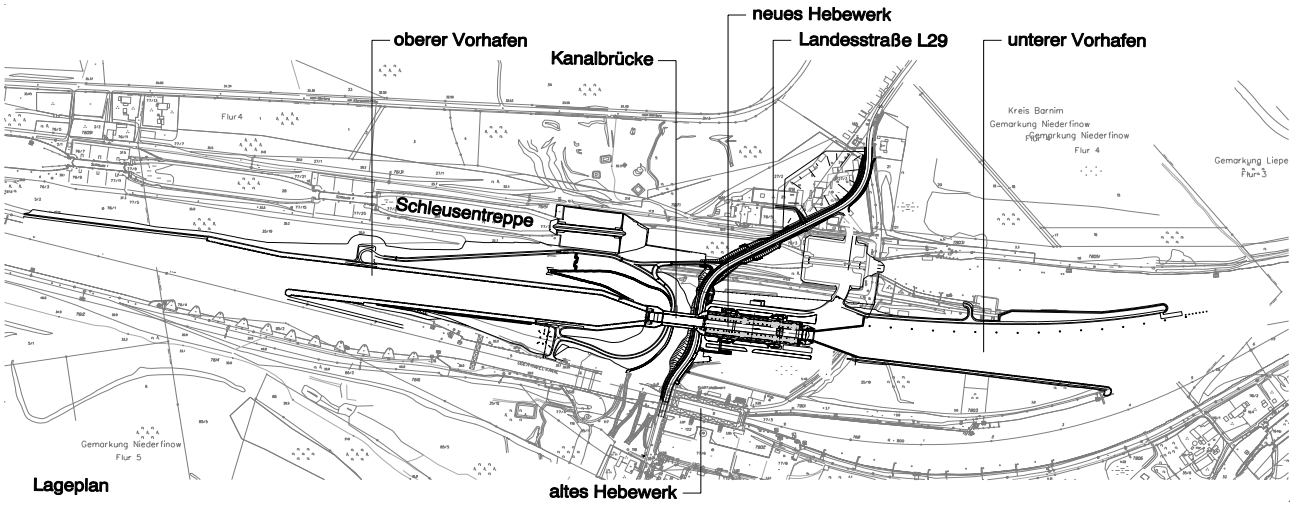
Die Abmessungen des vorhandenen Troges (85,0 m x 12,0 m x 2,5 m) schränken den Schiffsverkehr mit der heutigen Flotte erheblich ein. Darüber hinaus kann sich ein wirtschaftlicher Containerverkehr aufgrund der zulässigen Durchfahrtshöhe von 4,0 m nicht entwickeln. Diese Umstände führten dazu, dass das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin (WNA Berlin) vom Bundesverkehrsministerium beauftragt wurde, im Rahmen des vordringlichen Bedarfs an Aus- und Neubauvorhaben an Bundeswasserstraßen in Niederfinow ein neues Abstiegsbauwerk für die Havel-Oder-Wasserstraße (HOW) zu planen und zu errichten.

2. Das neue Schiffshebewerk

2.1 Voruntersuchungen/ Grundlagen

In einer Vorstudie wurden zunächst die grundsätzlichen Fragen nach dem Standort, dem technischen Konzept und der Dimensionierung des neuen Bauwerks geklärt.

Für die Trasse des neuen Abstiegs waren 4 Varianten zu untersuchen und in eine Rangfolge zu bringen, wobei die wichtigsten Kriterien die nautischen Verhältnisse, wirtschaftliche Gesichtspunkte und die Umweltverträglichkeit darstellten. In einem weiteren Schritt wurde das eigentliche Abstiegsbauwerk ausgewählt und festgelegt. Hierbei galt es, Einflussgrößen wie Verkehrs-



Lageplan

prognosen, Flottenstruktur, Betriebskonzept, Betriebssicherheit, Bauausgaben, Betriebs- und Unterhaltungskosten zu berücksichtigen. Untersucht wurden Bauwerkstypen wie Schachtschleuse, Schleusentreppe, Wasserkeil, Schräg- und Längsaufzüge sowie Senkrechthebewerke. Darüber hinaus war auch noch zu entscheiden, ob es künftig ein oder zwei neue Abstiegsbauwerke geben soll.

Im Ergebnis all dieser Untersuchungen konnte der Neubau eines Senkrechthebewerkes in der Trasse zwischen dem bestehenden Hebewerk und der stillgelegten Schleusentreppe als optimale Variante ermittelt werden. Der Trog war für Schiffsgrößen von 114,0 m Länge, 11,60 m Breite und 2,80 m Tiefgang auszulegen.

Nach einer Vorstellung dieser Ergebnisse der Vorstudie stimmte das Bundesverkehrsministerium der vorgeschlagenen Lösung zu und gab damit grünes Licht für die weitergehende technische Konkretisierung und Planung des neuen Schiffshebewerkes.

Zu Beginn dieser Planung galt es, die technischen Einzelheiten für das Bauwerk festzulegen. Als Vorbilder dienten die Schiffshebewerke in Niederfinow, in Scharnebeck (Deutschland) sowie in Strépy Thieu (Belgien, seinerzeit noch im Bau).

Die Betriebs- und Unterhaltungserfahrungen bzw. der mittlerweile eingetretene technische Fortschritt führten zu einer Vielzahl von Detailfragen, die in einen umfangreichen Fragenkatalog mündeten. Die Beantwortung dieser Fragen durch eine spezielle Projektgruppe und die Bestätigung durch ein Entscheidungsgremium führte zu den Entwurfsgrundsätzen, die die Grundlage der weiteren Planung bildeten. Spezielles Augenmerk wurde hierbei der Abhängigkeit zwischen Tragwerk, Troglagerung, Antriebs- und Sicherungssystem gewidmet.

Im Ergebnis aller dieser Vorarbeiten entstand folgendes Konzept:

- Das Tragwerk verläuft über die gesamte Länge des Troges.
- Die durch Druck belasteten Tragglieder werden aus Beton ausgebildet, die durch Biegung belasteten aus Stahl.
- Die Seile, die den Trog mit den Gegengewichten verbinden, werden direkt an den Trog angeschlagen.
- Der Trog wird, analog dem vorhandenen Hebewerk, durch das System Drehriegel/Mutterbackensäule gesichert.

2.2 Baugrund

Niederfinow liegt auf rund 53° nördlicher Breite, damit prägten die letzten drei Eiszeiten den Standort des Hebewerkes. In jeder Eiszeit drangen die mächtigen Gletscher zweimal bis über Niederfinow hinaus nach Süden. Jedes Mal veränderten sie den Baugrund, sie erodierten Boden, deformierten den Untergrund und während des Abschmelzens lagerten sich Sedimente als neue Bodenschichten ab. Um zutreffende Aussagen über die Untergrundverhältnisse geben zu können, entwickelte die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) aus den Bohrprofilen ein digitales 3-D-Modell des Baugrundes. Sie wertete für dieses Modell neben neuen Aufschlüssen auch die Bohrungen aus, die für den Bau des vorhandenen Hebewerkes und der Schleusentreppe niedergebracht wurden. Insgesamt wurden 371 Bohrungen und 150 Drucksondierungen aus mehreren Bohrkampagnen einbezogen. Die tiefsten Bohrungen hatten dabei eine Teufe von 120 m.

Diese Grundlagen ermöglichten es der BAW, ein Baugrundgutachten zu erstellen, auf dem die technische Planung aufbaute. Dieses Gutachten wurde in der weiteren Bearbeitung fortgeschrieben, um die Wechselwirkungen zwischen Baugrund und Bauwerk aktuell zu berücksichtigen.

2.3 Planfeststellung

Nach der Genehmigung der Haushaltsunterlage (Entwurf HU) durch das Bundesverkehrsministerium war für die Errichtung des Hebewerkes nach dem Bundeswasserstraßengesetz ein Planfeststellungsverfahren durchzuführen. In den hierfür notwendigen Antragsunterlagen mussten der Umfang des Vorhabens und seine Auswirkungen auf die öffentlichen und privaten Belange dargestellt werden. Zu den Auswirkungen gehören unter anderem die auf die Umwelt, das Landschaftsbild, den Verkehr, die Anwohner, die Planungen der Kommune und die auf den Wasserhaushalt. Für die Maßnahme hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde die Auswir-

kungen auf die Natur und das Landschaftsbild in einer Umweltverträglichkeitsuntersuchung dargestellt. In einem landschaftspflegerischen Begleitplan wurden Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen für unvermeidbare Eingriffe erläutert.

Nach dem Antrag auf Planfeststellung im Jahr 2001 durch das WNA Berlin erfolgten in 2002 und 2003 die Auslegung der Unterlagen und deren Erörterung. Der Planfeststellungsbeschluss erging 2005 durch die Planfeststellungsbehörde.

2.4 Ausführungsentwürfe

In Vorbereitung der Ausschreibung der Baumaßnahmen waren die bisher rechtsgrundsätzlichen Festlegungen durch weitere Planungen zu vertiefen. Der Übersichtlichkeit halber wurde die Gesamtmaßnahme in folgende vier Bereiche gegliedert, für die das WNA Berlin jeweils getrennte Entwürfe aufstellte bzw. noch aufstellt.

- Herrichten des Baugeländes
- Schiffshebewerk mit Kanalbrücke und oberer Vorhafen
- Unterer Vorhafen
- Landschaftspflegerische Maßnahmen

3. Technische Lösung

3.1 Allgemeine Beschreibung

Die Anlage des unmittelbar am Fuß des 36 m hohen Geländesprunges gelegenen neuen Hebewerkes gliedert sich in:

- das Schiffshebewerk mit Tragwerk, Trog mit Gegengewichten, Trogsicherungssystem, Trogwanne und unterem Haltungsabschluss
- die Kanalbrücke mit Widerlager, Sicherheitstor und oberem Haltungsabschluss.
- den oberen Vorhafen, der aus der Scheitelhaltung des Havel-Oder-Wasserstraße abzweigt und den unteren Vorhafen, der in die Haltung Hohensaaten mündet

Die Hauptabmessungen betragen:

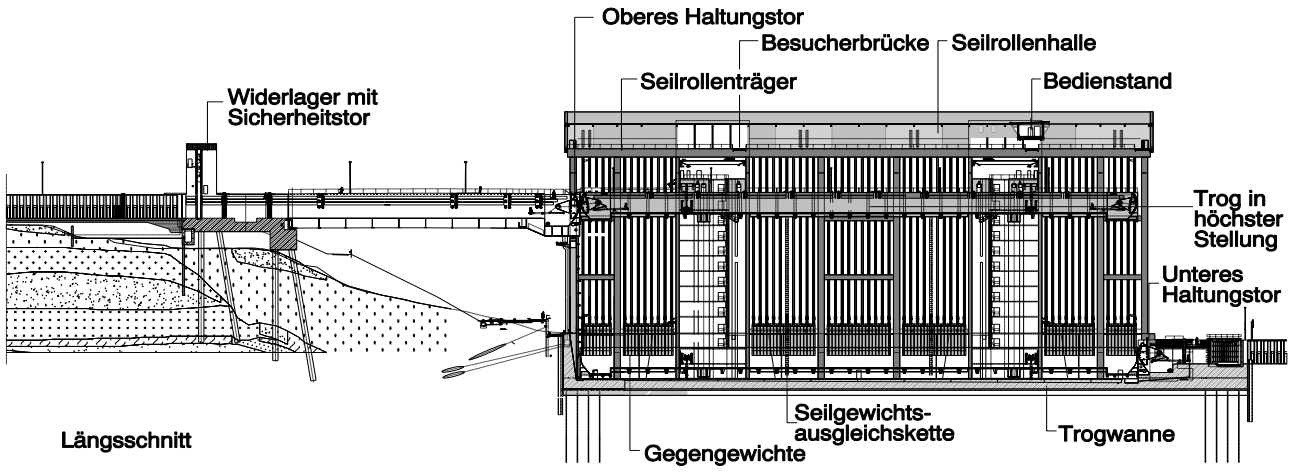
	Höhe	Breite		Länge
Hebewerk	55,0m	32,4 m	46,7 m [2)]	154,0 m
Trog	7,5 m	18,3 m	27,5 m [2)]	125,5 m
Trogwanne (außen)	11,0 m [1)]	36,5 m	48,4 m [2)]	133,2 m
Kanal-brücke	8,2 m	21,7 m	28,2 m [3)]	65,5 m
Oberer Vorhafen		46,5 m		990,0 m [4)]
Unterer Vorhafen		46,5 m – 90,0 m [5)]		800,0 m [4)]

[1)] Tiefe bis OK Trogwannensohle
[2)] im Bereich der Pylone/ Antriebshäuser
[3)] westliches Auflager, ohne seitliche Aufweitung für Besucherstege
[4)] Länge Wartestellen für die Berufsschifffahrt
[5)] Aufweitung aufgrund der Kurvenlage

3.2 Schiffshebewerk

Das Schiffshebewerk wird, wie das vorhandene, ein Senkrechthebewerk mit wassergefülltem Trog, dessen Masse durch Gegengewichte ausgeglichen wird. Der wassergefüllte Trog wiegt rund 9.000 t. Er wird über 224 Seile mit 220 Gegengewichten und 4 Gegengewichtsausgleichketten über Seilrollen auf dem Seilrollenträger gelagert. Der Ausgleich des Troges durch die Gegengewichte reduziert die notwendige Antriebskraft. Sie muss demzufolge nur die Reibung, die Anfahrwiderstände, die Massenträgheit und geringe Wasserspiegeldifferenzen überwinden. Diese Last aus Trog und Gegengewichten wird über ein um die Längsachse symmetrisches Tragwerk in den Baugrund eingeleitet.

Die Nutzlänge des Troges ist zu 115 m und die nutzbare Breite der Schifffahrtsöffnung zu 12,5 m festgelegt. Über dem Trog liegen keine für das Haupttragsystem statisch wirksamen Teile, damit kann die Durchfahrts-



höhe später beliebig erhöht werden, die Besucherbrücken und der Bedienstand müssten ggf. angepasst werden.

Der obere Betriebswasserstand der Scheitelhaltung liegt bei NN +37,55 m; das niedrigste Niedrigwasser der Haltung Hohensaaten bei NN +0,98 m. Der maximale Fahrweg des Troges zwischen absoluten Endstellungen beträgt somit 38 m.

Vor ungewollten Bewegungen infolge Überschreitung des planmäßigen Ungleichgewichtes (z.B. erhöhter Wasserverlust) zwischen Trog und Gegengewicht wird der Trog in jeder Stellung durch das Trogsicherungssystem geschützt, bei dessen Wirksamwerden die Trogantriebe elektrisch abgeschaltet werden.

In den Anlegestellungen wird der Trog durch eine Troghaltevorrichtung arretiert und der Spalt zwischen Trog und Haltung durch die Spaltdichtung geschlossen. Aus der anliegenden Haltung wird der Spalt gefüllt, die Tore werden geöffnet und damit das Hebewerk für die Schiffsaus- bzw. -einfahrt freigegeben.

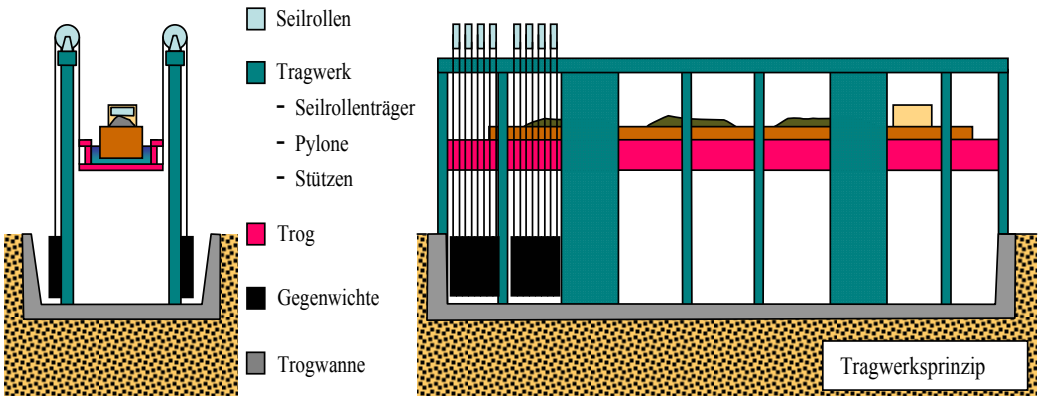
Nach dem Schließen der Tore wird bei Bedarf der Sollwasserstand im Trog mit einer Reversiereinrichtung hergestellt. Der Spalt wird entleert, die Spaltdichtung geöffnet und die Troghaltevorrichtung gelöst. Damit ist die Trogfahrt in die entgegengesetzte Anlegestellung freigegeben.

Die Trogantriebe sind so gestaltet, dass alle Bauteile gut zugänglich sind, um damit den Aufwand für die Unterhaltung und Instandsetzung gering zu halten.

Bedient wird das Hebewerk von dem Bedienstand, der über dem Trog zwischen den östlichen Pylonen angeordnet ist.

3.2.1 Tragwerk

Das Tragwerk leitet die Lasten aus Trog und Gegengewichten über die Seilrollen auf die Seilrollenträger und von dort je Seite über zwei Pylone und sechs Seilrollenträgerstützen über die Trogwanne in den Baugrund ab.



Die Trogwanne ist ein Halbrahmen, der flach auf der Unterwasserbetonsohle der Baugrube gegründet ist. Die Tragwerksseiten sind oben ohne statisch wirksame Verbindung. Seilrollenträger, Seilrollenträgerstützen, Pylone und Trogwanne sind biegesteif miteinander verbunden. Sie bilden zusammen als Gesamtsystem einen Halbrahmen mit stark aufgelösten Schenkeln unterschiedlicher Steifigkeit. Im Osten geht die Trogwanne in den unteren Haltungsabschluss über.

Auf dem Tragwerk aufgelagert sind: Das östliche Auflager der Kanalbrücke, die Seilrollenhalle, der Bedienstand, die Besucherbrücken zwischen Kanalbrücke und westlichen Pylonen, die Besucherbrücken zwischen den Pylonen sowie die Fachwerkträger zwischen den Pylonen. Für die Auflagerung der Kanalbrücke sind die westlichsten Seilrollenträgerstützen durch einen Betonriegel miteinander verbunden.

Für die auf Biegung beanspruchten Seilrollenträger und den Trog wird Stahl der Güte S355 und für die vorwiegend auf Druck belasteten Pylone und Stützen sowie die in den Baugrund eingebundene Trogwanne wird Beton der Güte C35/45 vorgesehen. Um eine ansehnliche Betonoberfläche zu erhalten, werden Schalungsmusterpläne erstellt, in denen das Schalungsmaterial einschließlich Einteilung sowie Arbeitsfugen festgelegt wird.

Seilrollenträger

Die beiden Seilrollenträger verlaufen längs des Hebewerkes über Pylone und Seilrollenträgerstützen. Sie nehmen die Lasten aus Seilrollen, Seilrollenhalle, Besucherumgängen, Besucherbrücken und Bedienstand auf.

Ihre Länge über alles beträgt 131,2 m, ihre Höhe 2,0 m und ihre Breite 7,2 m. Sie werden als Hohlkästen aus bis zu 40 mm dicken Blechen gefertigt. Auf jedem Seilrollenträger stehen außer über den Pylonen in Böcken gelagert die Doppelseilrollen. Die über die Seilrollen laufenden 256 Gegengewichtsseile werden durch Öffnungen von d = 520 mm durch den Seilrollenträger geführt.

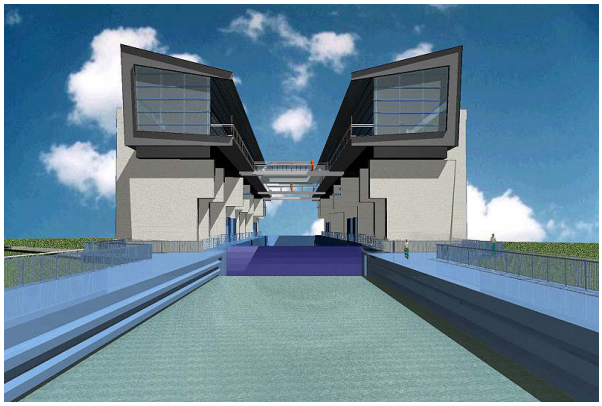
Seilrollenhallen

Zwei Seilrollenhallen schützen die Seilrollen vor der Witterung. Sie sind 131,2 m lang, bis 9 m hoch und auf der Grundfläche rund 8 m breit. Mit nach innen auskragendem Vordach über den Besucherumgängen beträgt ihre Dachbreite 10,60 m.

In Längsrichtung gliedert sich jede Seilrollenhalle in fünf Abschnitte. In den Äußeren und im Mittleren stehen die Seilrollen. In den Abschnitten über den Pylonen queren die Besucherwege und Fluchtwege zu den außen in den Pylonen liegenden Treppen und Fahrstühlen. Der Abschnitt über den östlichen Pylonen hat ein weiteres Geschoss, durch welches der Bedienstand erreicht wird und in dem Betriebsräume untergebracht sind.

Die äußere Form der Seilrollenhallen ergibt sich mit 14° nach innen geneigten Pultdächern und 3° nach außen geneigten Außenwänden, Dachdeckung und Fassa-

denverkleidung mit Profilblechtafeln aus Aluminium sowie Verglasungen der Stirnseiten und der Innenwänden sind, ebenso wie die äußere Form, ein Ergebnis der architektonischen Gestaltung.



Einfahrt in das Hebewerk

Um die Seilrollen auswechseln zu können, sind die Dachpfetten und -deckung komplett demontierbar

Pylone

Die Pylone sind über Gelände 52,30 m hoch, 16,50 m lang sowie 14,45 m breit und reichen bis 11 m unter das Gelände. Sie stehen bei NN -6,40 m auf der Trogwanne und somit sind im unteren Bereich ihre Außenwände Teil der Trogwanne. 17 Ebenen gliedern die Pylone horizontal, 14 davon liegen oberhalb des Geländes. In der Regel sind die Geschosse 3,73 m hoch.

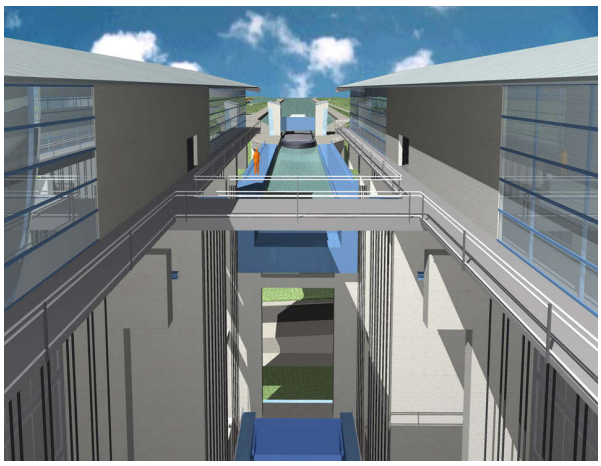
Den Querschnitt eines Pylons bestimmt der Trogantriebsraum in seinem Inneren; seine Breite ergibt sich aus den Abmessungen des Kranes für Wartungsarbeiten im 15. Geschoss sowie den der Treppen, der Durchgänge und des Trogantriebsraumes.

Die unteren 13 Geschosse sind im Grundriss dreigeteilt. Zum Trog hin öffnet sich der 5 m breite U-förmige Bereich für die Trogantriebsräume. An dessen Rückseite sind die Mutterbackensäule und die Triebstockleiter fest mit den Pylonen verankert. Außen liegen die Treppenhäuser, die Versorgungsschächte für Strom, Wasser und Fahrstühle. In der Mitte verlaufen ein Montageschacht und eine Durchgangszone, die den Trogbereich und die Treppenhäuser brandschutztechnisch voneinander trennt.

Die oberen 4 Geschosse sind im Grundriss zweigeteilt. Außen laufen Treppenhäuser, die Versorgungsschächte und Fahrstühle weiter nach oben. Innen ist im 14. und 15. Geschoss der Bewegungsbereich des Kranes, im 16. Geschoss der Durchgang für die Besucher und im 17. Geschoss der östlichen Pylone sind Betriebsräume untergebracht.

Bedienstand

Der Bedienstand ist zwischen den östlichen Pylonen mit einer Fußbodenhöhe von NN +53,01 m. angeordnet. Sein Tragwerk bildet ein 16 m langer und 6 m breiter Einfeldträger in Stahl-Beton-Verbundkonstruktion mit aufgesetzter Rahmenkonstruktion aus Stahl. Verkleidet wird er mit derselben Fassadenhaut wie die Seilrollenhalle. Seine Fenster werden entsprechend den Vorschriften für Schleusenbedienstände geneigt. Leichtbauwände, entsprechend DIN 4109 schallgedämmt, trennen die einzelnen Räume voneinander. Das geneigte Pultdach wird wie die Seilrollenhallen mit gedämmten Profiltafeln gedeckt.



Blick aus dem Bedienstand auf die Kanalbrücke und den oberen Vorhafen

Unter dem Bedienstand quert eine Besucherbrücke den Trograum.

Einrichtungen für Besucher

Durch Fahrstühle, Treppen, Wege, Stege und Brücken werden künftige Besucher durch das Hebewerk geführt.

Von den Seitenwegen der Kanalbrücke führt je ein 2,6 m breiter Steg auf der Nord- und Südseite zu den westlichen Pylonen. Die Stege lagern auf der Kanalbrücke, seitlichen Konsolen der Seilrollenträgerstützen und den Pylonen.

Die Besucherumgänge verlaufen auf 49,95 m ü NN im Inneren des Bauwerkes über dem Trog längs der Seilrollenträger mit einer Breite von 2,1 m, außen zwischen den Pylonen hinter dem Fachwerkträger mit einer Breite von 2,8 m. Drei Brücken überspannen den Trograum zwischen den gegenüberliegenden Pylonen und am Ostende.

Treppen, Wege, Stege und Brücken dienen gleichzeitig als Flucht- und Rettungswege.

3.2.2 Trog

Der Hebewerkstrog ist eine selbsttragende Konstruktion. Den tragenden Trogquerschnitt bilden die Betriebswege, die Trogseitenwände und der Trogboden. Querträger und Längsrippen steifen den Querschnitt aus. Die Querträger sind an beiden Enden mit Längsträgern verbunden, an denen die Gegengewichtsseile befestigt sind. Die im Bereich der Trogviertel liegenden verstärkten Querträger übertragen die Ungleichgewichtslasten über die Trogsicherung in das Tragwerk. In diesem Bereich sind seitlich des Troges die in den Pylonen laufenden Antriebe angeordnet. Zum Schutz der Antriebe werden Maschinenhäuser errichtet.

Aus der festgelegten Nutzung ergeben sich eine Troglänge über alles von 125,5 m, eine Breite von 18,3 m im Bereich der Gegengewichte sowie eine von 27,9 m im Bereich der Antriebshäuser und eine konstruktive Höhe von 6,3 m im Bereich der Gegengewichte. Im Bereich der Trogsicherung erhalten die Querträger eine Höhe von 2,5 m, damit ergibt sich dort eine Konstruktionshöhe von 7,5 m. Die seitlichen Betriebswege sind an der

Oberkante der Trogseiten 2,0 m, im Bereich der Stoßschutzanlage 0,6 m und auf der Höhe der Trogsohle 1,1 m breit.

Der Trog wird in Quer- und Längsrichtung während der Fahrt so geführt, dass er abstandsgleich zwischen Querführungen fährt.

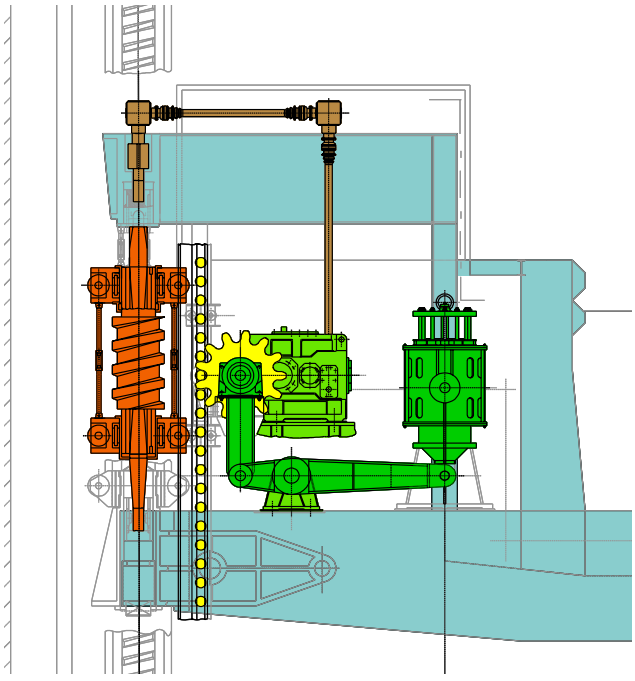
Bei der Ein- und Ausfahrt erzeugen die Fahrzeugen Wasserspiegelschwankungen. Um die daraus für die Antriebe folgenden Belastungen zu reduzieren wird der Trog in den Anlegestellungen durch eine Troghaltevorrichtung gehalten. Die Verriegelung ist für ein Trogungleichgewicht entsprechend einer Wasserlamelle von 25 cm bemessen. Vorgesehen ist eine am Trog befestigte Klinkenkonstruktion, welche mit einem verfahrbaren Gegenstück (Riegelbarren) verriegelt werden kann. Um bei einem größeren Ungleichgewicht die Verriegelung vor Beschädigung zu schützen, weicht die Trogverriegelung der Überlastung aus, was gleichzeitig zu einer Trogbewegung führt. In diesem Falle greift das Trogsicherungssystem und die Drehriegel setzen auf den Mutterbackensäulen auf.

Drehsegmenttore verschließen den Trog an beiden Stirnseiten. Sie werden in der Öffnungsstellung in Bodennischen und in der Revisionsstellung nach oben aus dem Wasser gedreht. Ihre Oberkante liegt 5,0 m über dem Trogboden; damit beträgt ihr Freibord 1,0 m. Zwei Elektrohubzylinder mit je 650 kN Antriebskraft bewegen die Tore.

Eine Seil-Stoßschutzanlage schützt die Tore gegen Schiffsstoß

3.2.3 Trogantrieb

Der Hebewerkstrog wird von vier Punkten aus angetrieben. Die Antriebe befinden sich zu beiden Seiten des Troges jeweils in den Trogvierteln und werden als Zahnstangenantriebe mit Triebstockverzahnung ausgeführt. Sie bestehen je Antriebspunkt aus den Antriebsmaschinen mit Drehstrom-Asynchronmotor, elektrohydraulisch gelüfteten, voneinander unabhängigen Betriebs- und Haltebremsen und den Hauptgetrieben. Die beiden Hauptgetriebe eines Antriebspunktes treiben von beiden Seiten das an der Treibstockleiter mit Rollenwagen geführte Ritzel an.



Trogantrieb und Trogsicherung

Jeder Antriebspunkt hat eine Leistung von rund 320 kW. Er ist damit so bemessen, dass der Hebewerksbetrieb bei Ausfall einer Antriebskraft aufrechterhalten werden kann.

Die im Beton des jeweiligen Pylons verankerte Triebstockleiter hat eine lichte Breite von 570 mm und einen Bolzenabstand von 376 mm. Das in die Leiter eingreifende Ritzel hat einen Teilkreisdurchmesser von 1556 mm. Es ist in einem Federschwingensystem gelagert.

Um die vier Antriebseinheiten zu synchronisieren, sind eine elektronische Gleichlaufüberwachung und –regelung sowie dauerhaft mitlaufende mechanische Gleichlaufwellen vorgesehen. Die mechanischen Gleichlaufwellen werden so weich ausgeführt, dass der elektronischen Regelung ein ausreichend großer Regelbereich verbleibt. Das mechanische Wellensystem hat zwei Aufgaben:

- Sichern des Gleichlaufes aller Antriebspunkte bei Störungen der elektronischen Gleichlaufsteuerung der Antriebe,
- Ermöglichen des zeitweiligen Weiterbetriebes des Schiffshebewerkes bei Ausfall der Antriebskraft an einem Antriebspunkt.

3.2.4 Gewichtsausgleich

Der Gewichtsausgleich setzt sich zusammen aus dem Seilanschluss am Trog, den Seilen, den Seilrollen und deren Lager, den Lagerböcken, dem Seilanschluss an den Gegengewichten, den Gegengewichten selbst, dem Gegengewichtsfang- und -führungsrahmen mit Führung des Rahmens an den Pylonen und an den Seilrollenträgerstützen sowie der Gegengewichtstarierung und den Seilgewichtsausgleichketten

Seile

Jedes Seil trägt ein Gegengewicht oder eine Seilgewichtsausgleichskette. Es werden vorgereckte, verzinkte Parallelschlagseile in nicht drehungsfreier Ausführung gewählt, die paarweise angeordnet werden. Über eine Doppelseilrolle laufen jeweils ein rechtsgängiges und ein linksgängiges Seil. Die Seilenden werden als Sonderausführung in Gabelseilhülsen vergossen und mit den Gabelhülsen über lösbare Bolzenverbindungen an Trog und Gegengewichten angeschlossen. Die Länge wird mit Spannschlössern an den Gegengewichten genau justiert.

Der Durchmesser jedes Seiles beträgt d = 60 mm und seine Drahtnennfestigkeit 1770 N/mm². Die Seile werden seitlich bis zu 1,5° abgelenkt. Ursache hierfür ist vor allem die unterschiedliche Temperaturdehnung von Trog und Tragwerk.

Seilrollen

Die Doppelseilrollen werden in Böcken auf den Seilrollenträgern in den Seilrollenhallen mit einem Mittenabstand von 1,5 m gelagert. Der Abstand ermöglicht dem Wartungspersonal ein Durchtreten zwischen den Seilrollen und erleichtert somit ihre Unterhaltung. Der große

Durchmesser der Rollen von 4 m lässt eine lange Lebensdauer der Seile erwarten. Die Lager der Seilrollen sind seitlich, von einer Zwischendecke her, leicht zugänglich angeordnet. Die Seilrollen können so angehoben werden, dass die Lager oder die Seile ohne Öffnen des Daches zu wechseln sind. Sollte allerdings der Austausch einer Seilrolle notwendig werden, ist das Dach zu öffnen und ein 300 t-Mobilkran hebt die Seilrollen einzeln heraus.

Gegengewichte

Sieben Gegengewichtsgruppen sind je Seite zwischen den Seilrollenträgerstützen und Pylonen vorgesehen. Je zehn bis zwanzig Gegengewichte sind mit Hilfe eines Fangrahmens zu einer Gruppe zusammengefasst. Der Fangrahmen überträgt beim Versagen eines Seiles die Last auf die intakten Seile und verhindert so den Absturz eines Gewichtes.

Die 2,5 m breiten und 7,1 m hohen Gegengewichte werden als 68 cm starke Schwerbetonscheiben bzw. an den Rändern jeder Gruppe als 31 cm Stahlscheiben erstellt. Die Gewichte wiegen rund 40 t, die genaue Masse kann erst nach Fertigstellung der Ausführungsplanung durch den ausführenden Betrieb festgelegt werden. Durch Einsatz von Tariergewichten kann die Masse der einzelnen Gegengewichte um bis zu 2 t erhöht werden.

Gegengewichtsführung

Der Gegengewichtsfangrahmen wird quer zum Hebewerk mit festen und federnd gelagerten Rollen und längs durch Gleitschuhe geführt. Die Führungsschienen sind an den Pylonen und den Seilrollenträgerstützen befestigt.

3.2.5 Trogsicherung

Die Trogsicherung verhindert eine Überlastung des Ritzels und der Bremsen des Antriebs durch ein sicheres Absetzen des Troges über vier Drehriegel in vier Mutterbackensäulen. Diese Betriebssituation wird als Havariefall bezeichnet. Sie tritt bei Entleeren oder Überfüllen des Trogs auf. Für Inspektions- und Reparaturarbeiten am Trog wird dieser auch planmäßig etwa einmal pro Jahr entleert.

Die Mutterbackensäulen sind 41,6 m lange, geschlitzte, im Pylon verankerte Innengewinde, welche sich aus mehreren Teilstücken zusammensetzen. Die über Pendelstützen mit dem Trog verbundenen Drehriegel haben 4 Gewindegänge, eine Höhe von 3 m und einen Außendurchmesser von 1,08 m. Jeder wiegt rund 10 t. Die vier Achsen der Mutterbackensäulen haben untereinander, quer zum Trog, einen Abstand von 30 m und längs einen von 69,85 m.

Im normalen Betrieb dreht der Trogantrieb über ein angekoppeltes Wellensystem die Drehriegel frei durch. Die am Ritzel auftretende Kraft entspricht bis zum Aufsetzen der Mutterbacke unter Berücksichtigung der Hebelverhältnisse der äußeren Kraft am Federtopf. Unter Berücksichtigung von Reib-, Massen- und Windkräften und einer Wasserlamelle im Trog von unter 0,08 m ist die über am Federtopf anliegende Kraft kleiner 200 kN.

Die Vorspannung der Federn ist so gewählt, dass erst bei Überschreitung einer Kraft von 200 kN die Einfederung des Ritzels beginnt. Mit Beginn der Einfederung an einem Federtopf werden die 4 Trogantriebe gestoppt. Die Kraft am Ritzel steigt dann entsprechend der Federkennlinie an. Bei einem Wert von 990 kN am Ritzel setzt der Drehriegel in der Mutterbackensäule auf und übernimmt die Differenzlasten bis die maximale Ungleichgewichtslast aufgebracht wurde und damit am Ritzel 1090 kN anliegen. Die auf das Ritzel wirkende Kraft wird kontinuierlich sowohl in Ruhestellung als auch während der Trogfahrt gemessen.

Bei Überschreiten der maximalen Betriebsritzelkraft wird der Antrieb abgeschaltet, und das Ritzel federt ein.

3.2.6 Steuerung

Die Steuerung des Schiffshebewerkes unterteilt sich in das Automatisierungssystem sowie in ein Bedien- und Beobachtungssystem.

Automatisiert werden die Antriebe des Hebewerkes mit speicherprogrammierbaren Steuerungen (SPS) und Sensoren, die den Zustand der Anlage feststellen. Jede Antriebseinheit, wie zum Beispiel ein Trogtor, erhält eine eigene SPS. Die Steuerungen sind untereinander und mit der Master-SPS über ein Bussystem verbunden. Bei Ausfall des Bussystems bleiben die Anlagengruppen einzeln bedienbar.

Um schon während der Planung überprüfen zu können, ob die vorgesehene Steuerung mit der geplanten Maschinenanlage zusammenpasst, wurde ein virtuelles Steuerungsmodell des Hebewerkes erstellt. In diesem Modell werden die Antriebe (Aktoren) sowie die Endschalter, die Messgeräte und Überwachungsgeräte (Sensoren) abgebildet. Damit werden der planmäßige Ablauf des Schleusungsvorganges, der Ausfall oder die Fehlfunktion einzelner oder mehrerer Elemente der Steuerung oder der Sensorik simuliert. Die durch die simulierten Fehlfunktionen auftretenden Reaktionen werden analysiert und der durch die Reaktionen entstehende Zustand wird bewertetet. Wird erkannt, dass nichthinnehmbare Zustände eintreten können, sind entweder die Maschinen anders zu steuern, mit anderen Steuerungselementen und Sensoren auszurüsten oder es sind andere Schutzmaßnahmen vorzusehen.

Klassische digitale Steuerungsmodelle zeigen Kurven, Zeigerstände von Sensoren, Positionen von Schaltern und sonstige logische Verknüpfungen. Der Zustand und die Reaktion der Anlage kann meist nur von Steuerungstechnikern schnell und zutreffend erkannt werden. Um die Verständigung zwischen den Steuerungstechnikern, den Planern des Bauwerkes und Bedienern der Anlage zu verbessern, wird der gesteuerte Schleusungsvorgang in bewegten Bildern perspektivisch dargestellt. In diesen Bildern laufen die Vorgänge und Reaktion in den angesetzten Zeiten ab und „Nicht-Steuerungstechniker“ können Unverträglichkeiten und den zeitlichen Ablauf besser erkennen.

Aus diesem Modell für die Planung wird später das Modell für die Testung entwickelt. So wird es möglich, die für die Steuerung entwickelten Programme zu prüfen, bevor die Anlage einschließlich Hardware erstellt wurde. Dabei kann die Reaktion des Hebewerkes auch auf solche Fehler analysiert werden, die beim Testen am realen Hebewerk zu Schäden führen würden.

Nach Fertigstellung des Hebewerkes bleibt das Modell erhalten. Zum einen kann es für die Ausbildung des

Bedien- und des Unterhaltungspersonals weiter entwickelt werden, zum anderen können mit seiner Hilfe die Auswirkungen von Änderungen der Steuerung oder Sensorik abgeschätzt werden.

3.2.7 Unterer Haltungsabschluss

Den unteren Haltungsabschluss bildet ein direkt mit der Ostseite der Trogwanne verbundenes Massivbauteil mit seinem Haltungstor und ein als Revisionsverschluss dienendes Hilfstor. Er ist 20,85 m lang, bis zu 26,80 m breit, seine nutzbare Schifffahrtsbreite beträgt 12,5 m und die Höhe seiner Plattform liegt bei NN +3,05 m. In seinen Seiten sind die Räume für die Antriebe der beiden Tore sowie die Spaltentleerungs- und Reversieranlage untergebracht. Mit ihr wird erforderlichenfalls der Wasserspiegel im Trog korrigiert und vor dem Ablegen des Hebewerkstroges das Wasser aus dem Spalt zwischen Trogtor und Haltungstor über Rohrleitungen in die untere Haltung abgeführt. Erreicht werden die Räume über Abgänge von der Schleusenplattform.

Das Haltungstor wird wie die Trogtore als Drehsegmenttor ausgeführt. Es ist baugleich mit dem oberen Haltungstor. Die OK der Stauwand liegt bei NN +2,35 m und der Drempel auf NN -2,8 m. Das Tor wird mit einem Überweg versehen. Im Hochwasserfall mit NN +2,70 m würde das untere Haltungstor überströmt, deshalb ist bei entsprechenden Wasserständen das Hilfstor zu schließen. Es soll als Stemmtor ausgeführt werden.

3.3 Kanalbrücke

Die 65,5 m lange Kanalbrücke schließt das Hebewerk an den oberen Vorhafen an. Sie wird als Einfeldbrücke aus zwei seitlichen Hauptträgern, die durch Brückenboden und offene Querträger verbunden sind, gebildet. Ihre nutzbare Wasserspiegelbreite beträgt, wie die des Hebewerkstroges, 12,5 m.

Zum Hebewerk hin wird sie, wie der Hebewerkstrog, durch ein Drehsegmenttor verschlossen, welches durch eine Seilstoßschutzanlage geschützt wird. Das Tor bildet somit das östliche Ende der Scheitelhaltung. Im östlichen Kopfbereich der Kanalbrücke wird neben den Antrieben für das Tor die Spaltentleerungs- und Reversieranlage untergebracht.

Rechts und links erhält die Kanalbrücke Seitenwege, die mit Unterhaltungsfahrzeugen befahren werden können. So ist es möglich die schweren Schieber der Trogentleerungsanlage mit einem Autokran durch Öffnungen aus der Kanalbrücke zu heben und zu Reparaturzwecken abzufahren. Die Brücke wird für Inspektionen und Prüfungen von den Seitenwegen aus mit Spezialfahrzeugen besichtigt, die unter die Kanalbrücke reichen.

Das 25 m lange und bis zu 31,5 m breite, westliche Widerlager nimmt neben der Kanalbrücke das Sicherheitstor mit seinen Torantriebshäusern auf. Das Tor wird zum planmäßigem Trockenlegen der Kanalbrücke geschlossen oder wenn im Havariefall ein Auslaufen der Scheitelhaltung über die Kanalbrücke oder das Hebewerk droht. In die Sohle des Widerlagers ist eine Trossenfanggrube mit einem Volumen von 75 m³ integriert. Damit das Widerlager bei geschlossenen Haltungstor und entleertem Spalt die horizontalen Lasten aus der Kanalbrücke zuverlässig in den Baugrund einleitet, wird es auf Bohrpfählen gegründet, die in den festen Geschiebemergel einbinden. Die 28 Pfähle mit einem Durchmesser von 1,2 m werden dementsprechend 24 m bis 30 m lang.

Oberwasserseitig schließen die Tondichtung des oberen Vorhafens und die Sicherheitsspundwand mit Kontrollgang an das Widerlager an. Der Anschluss der Kanaldichtung wird durch einen drei Meter starken Tonkeil ausgeführt. Aus einem Kontrollgang, welcher östlich unter dem Widerlager den Kanal quert, kann der dichte Anschluss der Sicherheitsspundwand an das Widerlager beobachtet werden.

3.4 Oberer Vorhafen

Die Zufahrt zum neuen Hebewerk zweigt aus dem Vorhafen des vorhandenen Hebewerkes mit einem Radius von 2.000 m ab. Der neue Vorhafen erhält eine Wasserspiegelbreite von 46,5 m, eine Wassertiefe von 4 m unter dem unteren Betriebswasserstand und wird 440 m lang. Seine Sohle wird mit einer 40 cm starken Tondichtung, Filtermatten und einem 60 cm starken Deckwerk versehen. Die Ufer werden auf Nord- und Südseite durch Spundwände befestigt und beidseitig als Wartestelle ausgewiesen. Auf der Südseite trennt eine rund 110 m lange und 9 m breite Mole die beiden Vorhäfen.

Der Normalstau des Vorhafens liegt rund 32 m über dem Gelände der Oderniederung. Zur Haltung Hohensaaten erreicht die Dammhöhe rund 36,5 m. Die Dammschüttungen reichen im Norden bis in die stillgelegte Schleusentreppe, deren Schleuse III verfüllt wird, um einen standsicheren Damm zu erhalten.

Blick von der L29 auf das Schiffshebewerk

Um beim Versagen der Dichtung die Standsicherheit des Dammes zu gewährleisten, wird in seinem östlichen Bereich als zweite Dichtung eine Sicherungsspundwand bis in den dichten Geschiebemergel eingebracht. Sie beginnt im Bereich der Schleuse III, verläuft bis zum Widerlager parallel zur Uferspundwand, kreuzt das Widerlager und verläuft noch rund 50 m nach Westen zurück. Ihre Bohlen erreichen Längen zwischen 15 m und 30 m.

3.5 Unterer Vorhafen

Der untere Vorhafen mündet in die Haltung Hohensaaten im Bereich des unteren Vorhafens des vorhandenen Hebewerkes. Er ist gekrümmt, und deshalb erweitert er sich trichterförmig auf 90 m Breite. Beide Ufer werden als Wartestellen genutzt, die nördliche mit 440 m und die südliche mit 360 m Länge. Das Nordufer wird als Schrägufer ausgebildet und erhält für das Anlegen der Schiffe Dalben im Abstand von 30 m. Die Südseite wird mit einer verankerten Spundwand befestigt.

4. Umfeld

4.1 Gestaltung

Die Gestaltung des neuen Hebewerkes ist in enger Zusammenarbeit mit der BAW entstanden, die auf die Architektur maßgeblichen Einfuß genommen hat. Sie orientiert sich an der Funktionalität des Bauwerks. Das Ziel der Entwurfsfindung war die Visualisierung des Hebevorgangs und der Aufgabenverteilung der Tragwerksteile. Die Integration in den umgebenden Landschaftsraum wird durch Minimierung der Bauwerksmasse und damit einhergehende Transparenz erreicht. Die Architektur unterstreicht die Rolle des SHW als selbstbewusstes, zeitgemäßes Ingenieurbauwerk. Der Entwurf respektiert das alte Schiffshebewerk von 1934, will aber auch gleichzeitig die hohe Kompetenz der Fachplaner am Anfang des 3. Jahrtausend demonstrieren.

4.2 Besucher

Das bestehende Schiffshebewerk ist eine touristische Attraktion in der Region nordöstlich von Berlin, die in keinem Reiseführer fehlt. Derzeit werden jährlich 150.000 Besucher gezählt und es ist zu erwarten, dass diese Zahl angesichts des Baugeschehens und des neuen Hebewerkes noch steigt.

Um dem Bedarf an Informationen und Erlebnisraum gerecht zu werden und gleichzeitig den Touristenstrom zu regeln, wurde ein Besucherkonzept erstellt. Dies soll zum einen die wasserbaulichen Anlagen in Niederfinow zugänglich machen und zum anderen die Technik des neuen Hebewerkes erlebbar gestalten. Erreicht wird dies durch ein Wegesystem, über das Schleusentreppe, altes und neues Hebewerk erreichbar sind, sowie eine in dem neuen Bauwerk auf Höhe der Seilrollenhallen liegende Galerie, die durch Treppen und Aufzüge zugänglich ist.

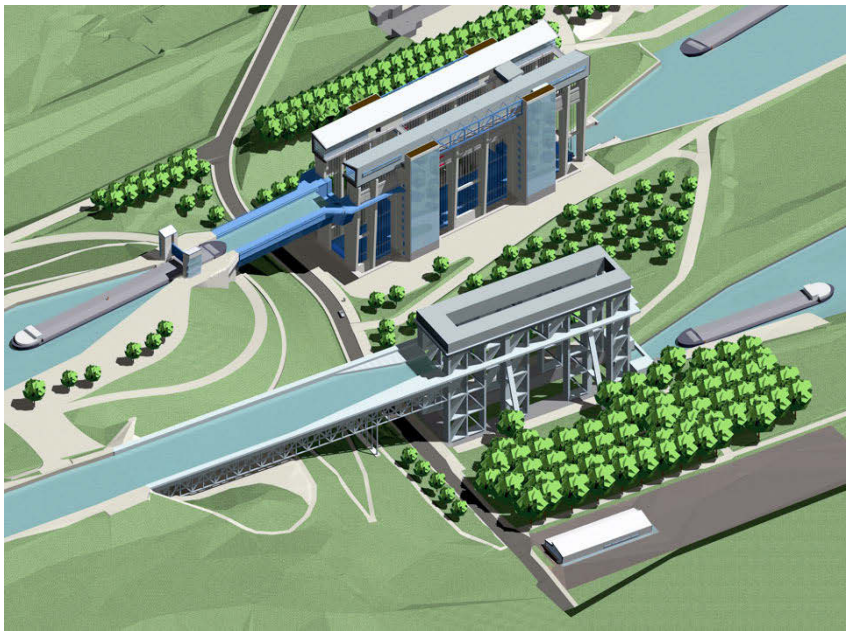
Gehbehinderte Personen können mit Hilfe eines Aufzuges die Ebenen der Kanalbrücke und die der Seilrollenhalle erreichen.

Schwerpunkt des Besucherkonzeptes ist ein Informationszentrum nahe dem bestehenden Hebewerk, in dem eine ständige Ausstellung über die technischen Details beider Hebewerke Auskunft gibt. Daneben werden Informationen über die Aufgaben und das Wirken der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, das Verkehrssystem Binnenwasserstraße sowie die Binnenschifffahrt im Allgemeinen vermittelt.

5. Ablauf und Ausblick

Als vorbereitende Maßnahmen fanden in 2005 Umverlegungen von Leitungen sowie die Verlagerung von Teilen des Bauhofes Niederfinow statt. Im Februar dieses Jahres erfolgte die Ausschreibung notwendiger Abbrucharbeiten.

Zurzeit werden die Verdingungsunterlagen für das neue Schiffshebewerk einschließlich des oberen Vorhafens erarbeitet. Das Ziel ist, in 2007 mit dem Bau des Hebewerkes zu beginnen. Mit einer geplanten Bauzeit von 5 Jahren könnte das neue Schiffshebewerk im Jahr 2012 seinen Betrieb aufnehmen.



Vogelperspektive auf die Hebewerke und das Informationszentrum

Verfasser

Dipl.-Ing. Hans-Jürgen Heymann
Amtsleiter
Wasserstraßenneubauamt Berlin
Mehringdamm 129, 10965 Berlin
Tel.: 030 69580 – 400
E-Mail: h.heymann@wna-b.wsv.de

Dipl.-Ing. Johannes Siebke
SBL 8: Neubau SHW Niederfinow
Wasserstraßenneubauamt Berlin
Mehringdamm 129, 10965 Berlin
Tel.: 030 69580 – 480
E-Mail: j.siebke@wna-b.wsv.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Die neue Landmarke – Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow

Dipl.-Ing. Udo Beuke
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1. Der Gestaltungsauftrag

Minimierung des Eingriffes in das Landschaftsbild

Die gestalterische Beratung zum Entwurf des neuen Schiffshebewerks in Niederfinow begann mit folgender Frage an den Architekten der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW):

Welcher Tragwerksvorschlag ist die optimale Lösung für eine Minimierung des Eingriff in das unmittelbare Landschaftsbild dieses Großbauwerkes: Die Turmlösung oder die Gerüstlösung?

Beide Tragwerksvarianten waren das Ergebnis einer vorausgegangenen Machbarkeitsstudie. Sie waren die Basis für die oben genannte Fragestellung zur visuellen Umweltverträglichkeit. Ziel war die Errichtung eines „harmlosen“ Bauwerks, dass sich möglichst unauffällig in den ihn umgebenden Landschaftsraum einfügt.

Das Schiffshebewerk ist eine spektakuläre Landmarke

Die BAW hat über Skizzen, Zeichnungen, Renderings, Architekturmodelle und Fotomontagen den Nachweis erbracht, dass sich ein Schiffshebewerk mit diesen gewaltigen Abmessungen nicht „verstecken“ lässt. Ein Schiffshebewerk ist ein High-Tech-Bauwerk und die zu überwindende Wasserspiegel-Differenz von 36 m sowie die zu bewegenden Schiffsgrößen machen diese Dimensionen erforderlich. Damit wird das Schiffshebewerk zwangsläufig zu einem spektakulären Bauwerk.

Das Ingenieurbauwerk Schiffshebewerk wird als figurale Großplastik immer den landschaftlichen Kontext beherrschen (Bild 1).

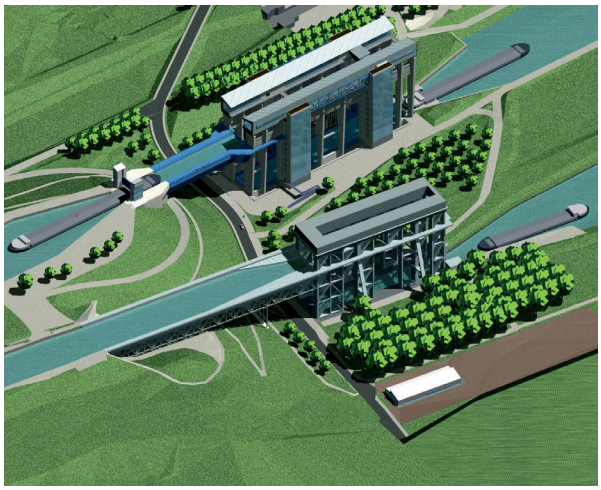


Bild 1: Das Schiffshebewerk als figurale Großplastik

Bei weiträumiger Betrachtung hebt sich dieses Modell auf, da bleibt die Dominanz von Grün erhalten. Hier bestimmen die großen Grünflächenanteile das Landschaftsbild.

Das Fazit war daher schnell gefunden: Beide Tragwerkssysteme lassen sich angemessen gestalten.

Dass dem so ist, belegen die Zahlen zu den Abmessungen: Bei der Turmlösung hat das Bauwerk eine Länge von 106 m und eine Breite von 38 m, die dazu gehörige Höhe liegt bei 50 m.

Auch die Tragwerksvariante Gerüstlösung hat eine Höhe von 50 m, ist aber 129 m lang; d.h. von Außenkante Trogwanne bis Außenkante Trogwanne. Die Breite liegt bei 40 m. Hier bezieht sich das Maß auf die jeweiligen Außenkanten der Pylone.

Das System des Gegengewichts-Hebewerks

Für unsere Betrachtung zum Tragwerkstyp sind die differierenden Abmessungen marginal.

Beide Bauwerke zählen zu dem Typ der Gegengewichts-Hebewerke; d.h. der Trog wird mit Rolle und Seil gehoben, wie wir es aus dem Physikunterricht kennen.

Um den Kraftaufwand möglichst klein zu halten, werden am anderen Ende des Seiles Gegengewichte angeordnet. Das System aus Schiffstrog und Gegengewichten ist nun in einem Gleichgewichtszustand und mit relativ geringem Kraftaufwand ist der Trog zu heben.

Der grundsätzliche Unterschied ergibt sich jedoch aus dem System der Lastabtragung in den Baugrund.

Diskontinuierliche und kontinuierliche Lagerung der Seilrollen

Die Anordnung der Seilrollen kennzeichnet nun den entscheidenden Unterschied zwischen den beiden Varianten:

- Bei der Turmlösung sind die Seilrollen konzentriert in den 4 Türmen untergebracht. Man spricht daher von einer diskontinuierlichen Lagerung (Bild 2).

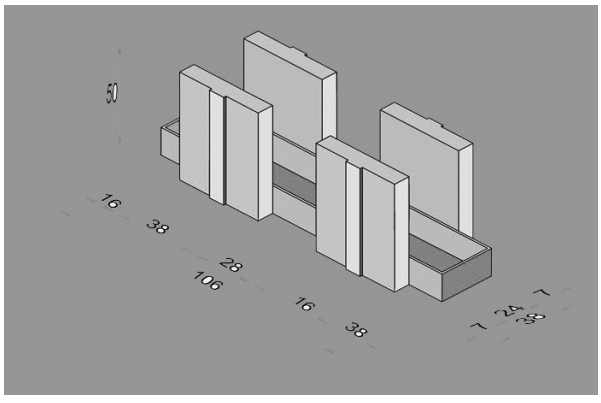


Bild 2: Die Turmlösung

- Bei der Gerüstlösung sind die Seilrollen gleichmäßig über die Bauwerkslänge verteilt (ausgenommen davon ist der Bereich der Pylone). Man spricht daher von einer kontinuierlichen Lagerung der Seilrollen (Bild 3).

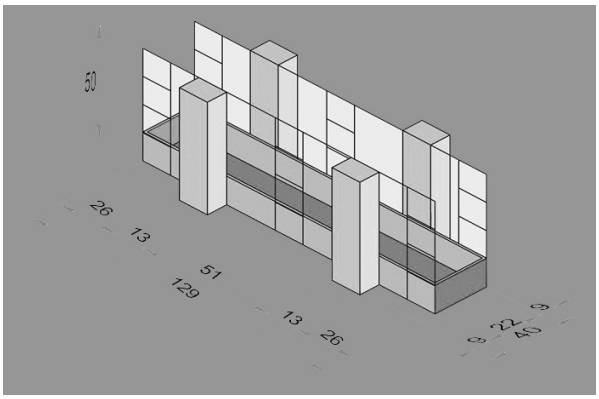


Bild 3: Die Gerüstlösung

Gemeinsam ist beiden Varianten, dass der Antrieb über dem Trog angeordnet ist.

Das ist für die nachgeschobene Frage, inwieweit sich die Anordnung des Trogantriebes auf die Gestaltung auswirkt, von Bedeutung.

Die Antwort war schnell gefunden: Eine Anordnung über oder neben dem Trog ist unbedeutend für die Diskussion zur Eingriffsminimierung.

Bei der Anordnung des Antriebes neben dem Trog erhalten wir eine Breite des Troges bis Mitte Sicherungsspindel von 27,00 m gegenüber 21,40 m bei der Anordnung des Antriebes über dem Trog. Der vermeintliche Vorteil eines 5,60 m schmaleren Bauwerks wird durch den Nachteil eines 9,65 m höheren Bauwerks aber neutralisiert.

Resümee:

- Beide Tragwerkssysteme lassen sich angemessen gestalten.
- Bei der Größenordnung eines solchen Bauwerks lässt sich ein Eingriff in das Landschaftsbild nicht vermeiden.
- Die hohe gestalterische Qualität des Architekturentwurfs wird als „gestalterische Ausgleichsmaßnahme“ für den Eingriff herangezogen.
- Der Bau des Schiffshebewerkes wird als Chance gesehen, den hohen Stand der Ingenieurbaukunst in der Bundesrepublik Deutschland darzustellen.
- Die Wahl des Tragwerkssystems ist nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu entscheiden, die Architektur kann hier keine Entscheidungshilfe anbieten.

2. Denkmalschutz

Keine nostalgisch verbrämte Architektursprache

Die vierstufige Schleusentreppe von 1894 und das alte Schiffshebewerk von 1934 sind zwei hochkarätige Beispiele der Ingenieurbaukunst unserer Altvorderen. Trotz allem Respekt vor dieser Leistung ist ein nostalgisch verbrämter Gestaltungsentwurf für das neue Schiffshebewerk zur Konfliktlösung nicht geeignet.

Das Schiffshebewerk muss exakt zum Ausdruck bringen, dass es ein Produkt des 21. Jahrhunderts ist. Es zeigt Ingenieurbaukunst auf hohem Niveau am Beginn des 3. Jahrtausends in Europa. Der Fachwerkträger zwischen den Türmen ist als Zitat aus dem alten Schiffshebewerk eine Reminiszenz gegenüber den Erbauern des Schiffshebewerks von 1934. Der Fachwerkträger mit seiner Plattform inszeniert für die Besucher den Ausblick auf die herrliche Landschaft der Oder-Niederung. Nach dem Eingriff der Planer in den Landschaftsraum ist die Aussicht von der Plattform eine Geste der Versöhnung und der Blick auf das wunderschöne Barnimer Land ein besonderes Erlebnis für die Besucher des Schiffshebewerks.

3. Entwurfsideen

Formulierung von Gestaltungszielen

Nach der Beantwortung städtebaulicher und denkmalpflegerischer Fragestellungen ging es nun um die eigentliche Entwurfsarbeit am Bauwerk. Dabei wurden folgende Zielvorstellungen von der BAW formuliert:

Ziele mit operativer Ausrichtung:

- Landmarken sollen von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) gesetzt werden (Corporate Design) (Bild 4)
- Imagepflege soll betrieben werden im Sinne einer aktiven Öffentlichkeitsarbeit

Bild 4: Das Schiffshebewerk als Landmarke

- Ideen sollen zugänglich und erlebbar gemacht werden
- Ingenieurbaukunst als Botschaft soll dem Nutzer und Besucher näher gebracht werden
- Bauwerke sind hervorragende Identifikationträger - sowohl nach Innen, als auch nach Außen
- Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung soll als Träger von Baukultur in ihrer Arbeit unterstützt werden
- Schiffshebewerk, Sicherheitstor, Informationszentrum und Bauhof korrespondieren miteinander durch Verwendung gleicher Architekturelemente
- Der Genius Loci wird zur bestimmenden Größe des Architektenentwurfes
- Das Schiffshebewerk wird Ort der Nachbarschaft von Mensch, Natur, Architektur und Technik
- Attraktivitätssteigerung für Besucher durch Neubau des Schiffshebewerks mit seinem Informationszentrum (Bild 5)

- Eine barrierefreie Besichtigung durch mobilitätsbehinderte Besucher ist gewährleistet.

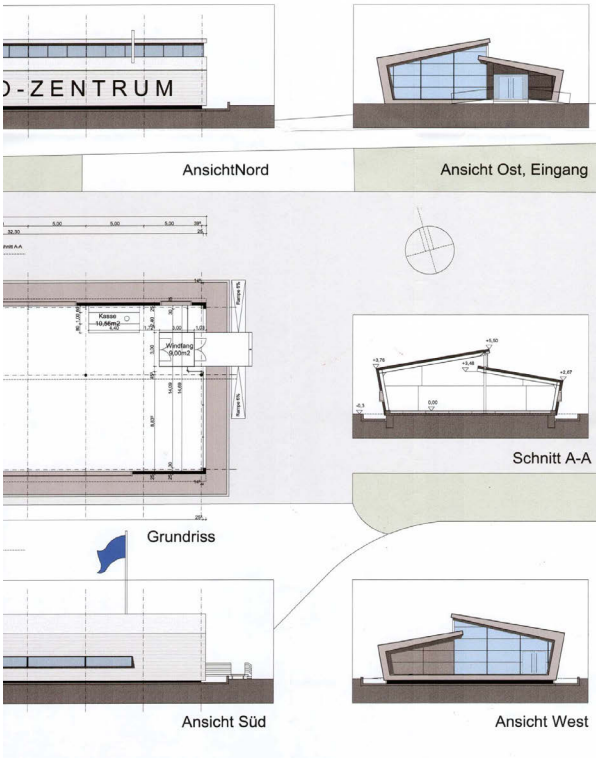


Bild 5: Das Informationszentrum zur Attraktivitätssteigerung für die Besucher

Ziele für die bauliche Umsetzung:

- Die Besuchergalerien mit Blick in den Hubraum ermöglichen das Beobachten des Hebens und Senkens der Schiffe im Trog
- Die Besuchergalerien sind erreichbar vom oberen Vorhafen über die Kanalbrücke und über Aufzüge und Treppen in den Pylonen (Bild 6)

Bild 6: Über die Kanalbrücke erreicht man die Besuchergalerie

- Eine Überdachung der Besuchergalerien ermöglicht eine vom Wetter unabhängige Besichtigung des Schiffshebewerks
- Die Transparenz der Treppenhäuser in den Pylonen schafft den erforderlichen Animationscharakter für die ankommenden Besucher auf dem Parkplatz
- Der Blick durch die verglaste Seilrollenhalle ermöglicht das Verstehen des Funktionsprinzips „Schiffshebewerk“ (Bild 7)
- Die Klosterkirche Chorin mit ihrer Geisteshaltung der Gotik wird zur Metapher der Architektur der Gestaltungsphase I

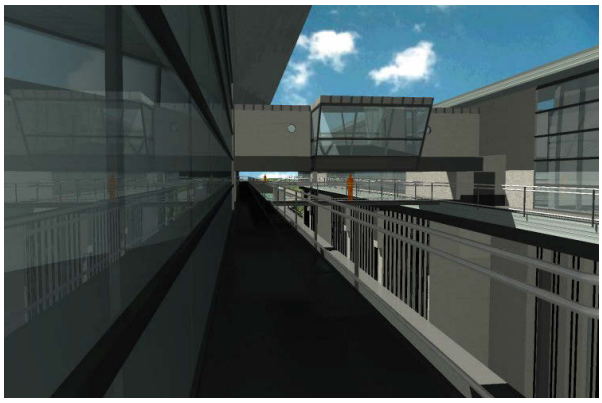


Bild 7: Der Blick in die Seilrollenhalle zeigt das Funktionsprinzip „Schiffshebewerk“

- Als Ordnungsprinzip wird die Pfeilerscheibe eingeführt. Sie verbindet jeweils zwei Stahlbetonstützen und schafft einen strukturierten ruhigen Hintergrund für die Seilschleier
- Deutliche Trennung von tragenden Bauteilen und getragenen Bauteilen durch differenzierten Materialeinsatz

4. Gestaltungsphase I

Metapher Hallenkirche

Ausgehend von dem Ziel, dem Bauwerk ein Gesicht, eine Fassade zu geben, ist der Entwurf der Gestaltungsphase I entstanden (Bild 8). Gestalt bestimmend sollten nicht die Seilschleier, das Rohrsystem und der Stützenwald sein.

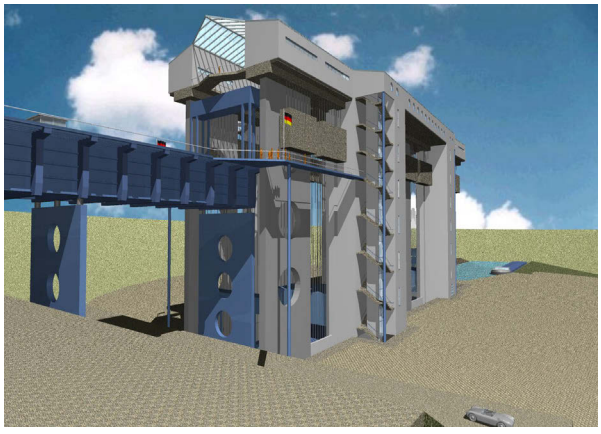


Bild 8: Der erste Architekturentwurf mit dem Glasdach über dem Hubraum

Er beinhaltet folgende Entwurfsvorgaben:

- Umsetzung des einfachen Stützenwechsels aus der Klosterkirche als Teil des mittelalterlichen Sakralbaus in die Fassade des Schiffshebewerks (Bild 9)

- Visualisierung der Turmfunktion als vertikales Erschließungselement und raumbildendes Element des Antriebssystems

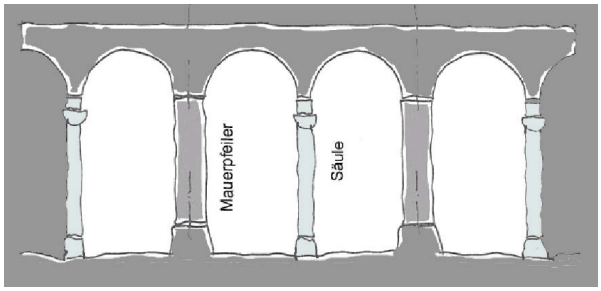


Bild 9: Der Mittelalterliche Stützenwechsel als Vorbild für die SHW-Fassade

- Darstellung der kontinuierlichen Lagerung der Seilrollen durch die durchlaufende Seilrollenhalle
- Ordnen der Seilschleier, der Rohre und der Stützen durch Hinterlegen mit Betonflächen zwischen den Stahlbetonstützen (Bild 10)
- Verbesserung der Seilwahrnehmung und der Funktion der Seile durch Betonflächen hinter den Seilen - Ordnen des heterogenen Erscheinungsbildes

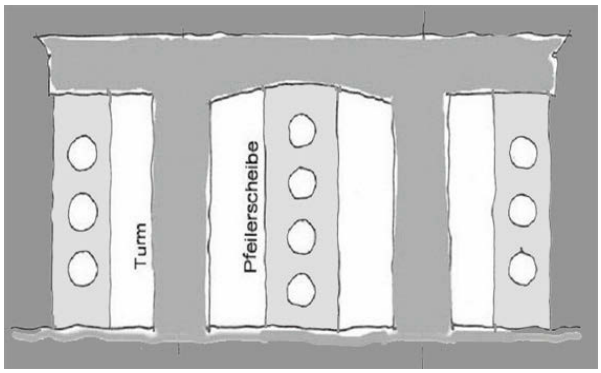


Bild 10: Die Pfeilerscheiben ordnen Seilschleier, Rohre und Stützen

- Andeuten der Bauwerkstiefe durch Löcher in den Betonscheiben
- Andeuten der Drehscheibenfunktion durch Anordnung von Kreisausschnitten - d.h. horizontal einfahren - vertikal gehoben werden - und horizontal ausfahren
- Überdachung des Hubraumes zwischen den Seilrollenhallen durch ein Glasdach zur witterungsunabhängigen Besichtigung des Schiffshebewerks durch die Besucher und Schutz der Manöver fahrenden Schiffsbesatzung

Bild 11: Die klassische Aufgabenteilung von tragenden und getragenen Bauteilen

- Tragende Bauteile aus Stahlbeton und getragene Bauteile aus Stahl, d.h. die Seilrollenträger-Stützen in Stahlbeton und der Seilrollen-Träger mit der Seilrollenhalle in Stahl (Bild 11)

5. Gestaltungsphase II

Plausibilisierung der Bauwerksansicht

Da der Entwurf mit dem Glasdach nicht konsensfähig war, musste über eine neue Lösung nachgedacht werden (Bild 12). Ausschlaggebend für die Ablehnung des ersten Entwurfes waren die zu erwartenden hohen Betriebskosten für die Glasreinigung. Wichtiger Schritt bei der Suche nach einer neuen Lösung war dabei eine Plausibilitätsprüfung der Längsansicht des Schiffshebewerks. Ausgehend von einer Augpunkthöhe von 1,60 m und einem menschlichen Blickfeld von 27° bei ruhiger Kopfhaltung und bewegtem Auge nach oben und einer vertikalen Fassadenfläche von 8,00 m der Seilrollenhalle (einschließlich des Seilrollenträgers) ergab sich ein Abstand zum Bauwerk bis zum Sichtbarwerden des Daches von 95,00 m. Voraussetzung ist allerdings eine Dachneigung von mindestens 27°.

Bild 12: Der zweite Entwurf mit den Pultdächern für die Seilrollenhalle

Die Ansichten mit dem Dach des Bauwerkes sind so nur in der Zeichnung erlebbar. In Wirklichkeit ist nur der 8,00 m hohe Streifen der Fassade sichtbar. Die beiden vorhandenen Bauwerke - altes Schiffshebewerk und alte Schleusentreppe - verhindern ein weiteres Zurücktreten, um auch in situ das Dach als Teil der Ansicht erlebbar zu machen.

Diese Fassade der Seilrollenhalle mit Ihrer Höhe von 8,00 m bildet, in Beziehung gesetzt zu den Pfeilerscheiben und Pylonen, zu wenig Masse. Es fehlt der Kopf. Die „Beine sind zu dick“.

Nachdenken über einen neuen Seilrollenhallen-Querschnitt war nun gefordert (Bild 13).

Die interessanteste Variante war dabei das umgekehrte Pultdach mit seinem außen liegenden First und seiner zum Hubraum angeordneten Traufe.

Der entscheidende Vorteil war die größere Ansichtsfläche der Seilrollenhalle in der Fassade und die niedrige Traufenhöhe zur Besuchergalerie, die maßstäblicher

wirkt und auch noch einen praktischen Wetterschutz für die Besucher anbietet.

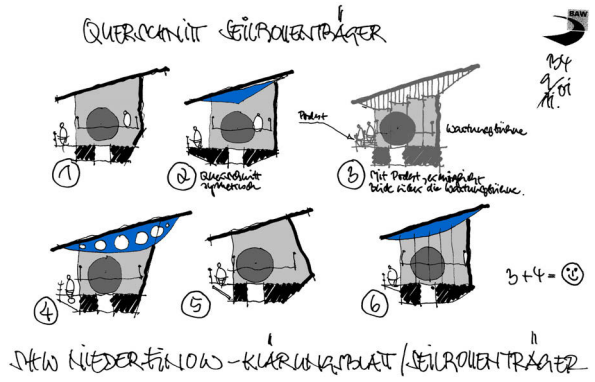


Bild 13: Ein neuer Querschnitt für die Seilrollenhalle

Weitere Überlegungen galten der Stützenform. Ausgehend von der Körperhaltung zweier Menschen, die eine schweren Gegenstand tragen und sich dabei nach außen neigen - Aktion = Reaktion - haben wir diese Metapher übernommen und die äußere Seite der Stahlbetonstützen um 3° nach außen geneigt (Bild 14).

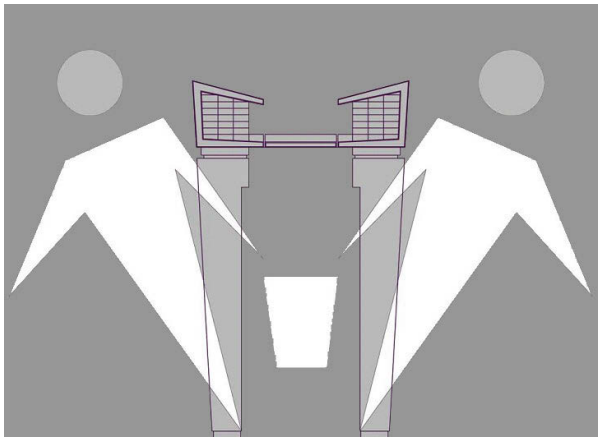


Bild 14: Tragverhalten von Personen beim Tragen einer schweren Last

Fassadengestaltung nach dem Kontrapost

Ferner haben wir auch die Körperhaltung des Kontrapostes integriert. Er ist geprägt von antiken Darstellungsmustern plastischer Bildhauerkunst (Bild 15). Gegenläufige Bewegungen der Gewandskulpturen bringen eine faszinierende Spannung in die Figur. Der Stellung der Beine kommt dabei eine Vorreiterrolle zu.

Bild 15:
Der Kontrapost

Während das eine Bein senkrecht steht, das so genannte Standbein, ist das andere, das so genannte Spielbein, locker gekrümmt. Zum Kopf hin wechseln die Richtungen dann immer gegenläufig. Auch dieses Gestaltungsmuster finden wir im Querschnitt des Schiffhebewerkes wieder.

Jetzt galt es ein Tragwerkselement für die Verbindungen der Pylone zu finden. In Anlehnung an das Vorbild einfacher Stützwechsel haben wir einen Stahlbetonträger vorgeschlagen, der jedoch nicht wirtschaftlich ist, weil er ein zu hohes Eigengewicht hat. Weitere Lösungen wie Vollwandträger mit aufgeschweißten Beulsteifen und Vierendeelträger mit ovalen Aussparungen konnten nicht befriedigen. Eine interessante Lösung war schließlich der vorgeschlagene Fachwerkträger.

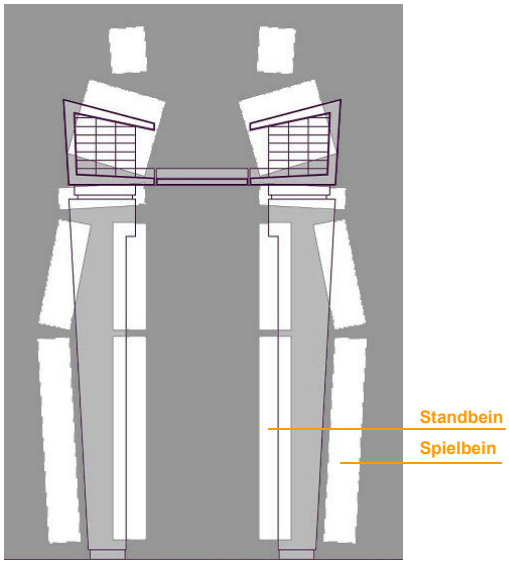


Bild 16: Der Kontrapost in der Hebewerksansicht

Als Zitat aus dem alten Schiffshebewerk versinnbildlicht er unsere Verneigung vor der ingenieurtechnischen Leistung unserer Altvorderen beim Bau des alten Schiffshebewerks. Weiterhin bietet er die entscheidende Möglichkeit eine Aussichtsplattform für Besucher zu tragen, um von dort den Blick in den weitläufigen Oderbruch zu genießen.

Primat des Tragwerks > Form follows function

Aus dem Dialog mit der den Entwurf-AU aufstellenden ARGE ergaben sich neue entscheidende Veränderungen. Das Ingenieurbüro für die Tragwerksplanung hat den Verzicht auf die Lager zwischen Stahlbetonstützen und Seilrollenträger vorgeschlagen. Das ist nur mit einer geringeren Steifigkeit der Seilrollenträger-Stützen zu erreichen, da die Längenänderung des Seilrollenträgers aus dem Lastfall Temperatur nur über die Verformbarkeit der Stützen aufgefangen werden kann. Das Ergebnis war der Verzicht auf die Lochscheiben zwischen den Stahlbetonstützen. Da sich die Architekturform aus der Tragwerksplanung entwickelt, ist es wichtig, die kontinuierliche Lagerung der Seilrollen klar am Bauwerk ablesen zu können. Die Seilrollen-Halle, als Hülle der Seilrollen, muss also diesen Gedanken der kontinuierlichen Lagerung an den Betrachter weitergeben. Die Ablesbarkeit dieser Idee auf der Hebewerks-Längsseite wurde erreicht durch deutliches Absenken der Pylondachfläche unter den First der Seilrollenhalle. Durch Arbeitsmodelle wurde eine Wirkungskontrolle vorgenommen, die dieses gewünschte Architekturprinzip bestätigte: Primat des Tragwerks.

6. Architektur im Kontext

Gestaltung im Sinne von Corporate-Design

Für die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) als Gestalter war es besonders wichtig, dass die Schiffshebewerkanlage Niederfinow einen hohen Wiedererken-

nungswert erhält. Ähnlich wie am Wasserstraßenkreuz Magdeburg sollen alle benachbarten Bauwerke eine einheitliche Handschrift tragen. Das bezieht sich auf die Geometrie, auf die Material- und Strukturwahl und auf das tragwerksübergreifende Farbkonzept (Bild 17).

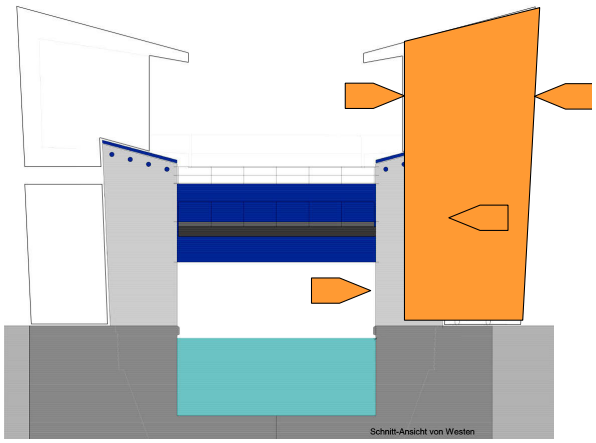


Bild 17: Das Sicherheitstor übernimmt die Geometrie der Pylone

Die Architektur wird hier bewusst als wichtiges Instrument eines Corporate-Design-Konzeptes der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung gesehen.

Insofern ist es auch nachvollziehbar, dass für die Gestaltung des Sicherheitstores diese Vorgaben übernommen wurden (Bild 18).

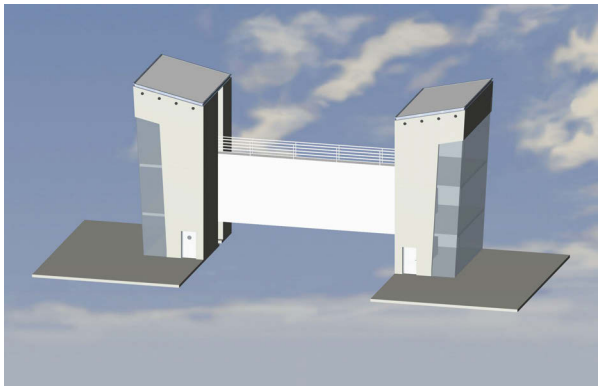


Bild 18: 3D-Darstellung der Sicherheitstor -Gestaltung

Die Neigung der Außenkante, der Dachfläche und der Innenseiten entsprechen dem des Schiffshebewerks. Glas und Beton korrespondieren mit den Pylonen des Schiffshebewerks. Das Farbklima vom Schiffshebewerk wird übernommen.

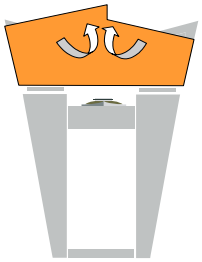


Bild 19:
Das Informationszentrum entwickelt seine Gebäudeform aus der Geometrie der Seilrollenhallen

Zur Information der vielen Besucher - Laien oder Experten - wird vorab das Informationszentrum Niederfinow gebaut. Auch hier entspricht die Architektursprache der des Schiffshebewerks. Es wird kein Dolmetscher gebraucht. Das Infozentrum ist die modifizierte verkleinerte Wiedergabe der Seilrollen-Halle des Schiffshebewerks (Bild 19 + 20).

Von besonderer Bedeutung war der intensive Dialog zwischen dem Architekten und den beteiligten Fachplanern sowie dem Auftraggeber, dem Wasserstraßen-Neubauamt Berlin, der zu dieser Lösung geführt hat.

Bild 20: 3D-Darstellung des neuen Informationszentrum

7. Farbkonzept

Bedürfnis nach Farbe > Form follows emotion

Grundsätzlich muss die formale Aussage des Architekten auch ohne das Gestaltungsmittel Farbe verstanden werden. Das Bauwerk wirkt als Scherenschnitt, als Silhouette. Farbe lenkt nur ab. Materialehrlichkeit wird zum Entwurfsparameter. Die Natürlichkeit der Materialien soll gezeigt werden. Beton soll wie Beton aussehen.

Farbe findet allenfalls als Beschichtung zur Werterhaltung Verwendung.

In den vielen Gesprächen zwischen Experten und Laien zur Architektur des Schiffshebewerks wurde immer wieder ein emotionales Bedürfnis nach Farbe geäußert, nach einer Architektur mit „Haut an den Knochen“, nach einer Sinnbefriedigung für die Augen, über die eigentliche Funktionsabdeckung hinaus, ganz im Sinne von „Form follows emotion“!

Farbe hat eine didaktische Aufgabe. Sie ist die Lesehilfe für Besucher bei der visuellen Erkundung des Schiffshebewerks.

Sie erleichtert die schnelle Erfassbarkeit der Bauwerksteile. Die plakative Zuordnung von Farbe dient der verständlichen Darstellung des Funktionsablaufs (Bild 21).

Bild 21: Die Farbe als Gestaltungselement

Farbe hat aber auch Struktur. Damit lassen sich unterschiedliche optische Qualitäten der Oberflächen wiedergeben. Mit Farbe kann ich auch differenzieren, gliedern. Farbe erhöht die Plastizität. Massige Bauteile wirken schlanker.

Schlanker wirken sollte auch die große Kanalbrücke. Mit Farbe wurde dieses Ziel erreicht.

Blau und Grau, Struktur und Nicht-Struktur sowie Licht und Schatten machen aus der mächtigen Brücke zwischen Dammstrecke und Schiffshebewerk ein leicht wirkendes Bauwerksteil.

8. Schluss

Das reine Ingenieur-Bauwerk sieht sicherlich anders aus als das reine Architekten-Bauwerk. Die gemeinsame Entwurf ist jedoch die bessere Lösung.

Verfasser

Dipl.-Ing. Udo Beuke
Referat Konstruktive Gestaltung
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 5800
E-Mail: udo.beuke@baw.de

Schleusen, Wehre, Schiffshebewerke (1.3)

Im Herzen Europas - Die Architektur der Brücken über den Mittellandkanal in der Stadtstrecke Hannover

Dipl.-Ing. Udo Beuke
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

„Wir glauben einfach nicht mehr daran, dass etwas schlecht aussieht und doch gut funktioniert."
Bruno Taut, Architekt, Deutsche Bauzeitung 1931

1. Einführung

Der für die 19 neuen Brücken der Stadtstrecke von dem „Arbeitskreis Brückengestaltung" vorgeschlagene Tragwerkstyp Stabbogen ist ein besonders bewährter Brückentyp der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV).

Die geringe Bauhöhe erlaubt eine gute Einpassung in gewachsene Stadtstrukturen ohne größere kostenträchtige Anpassungsmaßnahmen. Die Herstellung der Brücke kann an Land erfolgen, und späteres Einschwimmen mit kurzer Sperrzeit für die Binnenschifffahrt erlaubt den Bau der Brücke unter Verkehr.

Die Stabbogenbrücke verkörpert auch optisch das Brückenbild neuerer Zeit. Sie ist sinnfälliger Ausdruck von Momentenverlauf und Architektur. Um trotz dieser absoluten Systemvorgabe des Stabbogens eine möglichst große „Artenvielfalt" zu erzielen, wurden neben der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verschiedene namhafte Architekturbüros aufgefordert, auf der Basis des „Langer'schen Balkens" Architekturentwürfe zu fertigen. Um die technische Machbarkeit dieser Ideen zu prüfen, wurden Arbeitsgemeinschaften zwischen den aufgeforderten Architektur- und Ingenieurbüros gebildet. Die in diesem gemeinsamen Dialog entstandenen Entwürfe sind das optimierte Ergebnis eines iterativen Planungsprozesses. Die Stadtstrecke Hannover mit ihren neuen 19 Brücken bietet nun auf einer Strecke von nur 17 km die einmalige Chance, ein interessantes Spektrum an Gestaltungsmöglichkeiten zum Thema Stabbogen zu entdecken. Vorgestellt werden das „Ästhetische Programm", die Entwurfsbeteiligten, die Entwurfsparameter, die Tragwerkstypen und die grundsätzlichen Ansatzpunkte zur formalen Entwurfsbearbeitung.

2. Städtebaulicher Kontext des Mittellandkanals

Neben der Eilenriede, als Hannovers bekanntestem Stadtwald, und der Leineaue stellt die Kanallandschaft des Mittellandkanals einen weiteren wichtigen Erholungsraum im Stadtgebiet von Hannover dar. Der Landschaftsraum Bundeswasserstraße mit seinem naturbestimmten Charakter und seinem hohen Erlebniswert soll mit seinen neuen Brücken den technischen Erlebnishintergrund für die Benutzer der Wasserflächen und der Uferwege bilden. Das „Ästhetische Programm" zur Brückengestaltung ist vor diesem Hintergrund zu sehen.

Die Gestaltung der Brücken war auch als Beitrag der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes zum Thema Mensch-Natur-Technik der EXPO 2000 in Hannover zu verstehen.

3. Nutzung des Mittellandkanals als Bundeswasserstraße und Erlebnisachse

Neben der Nutzung des Mittellandkanals als wichtige Bundeswasserstraße stellt der Mittellandkanal aber auch eine Erlebnisachse und einen „weichen" Standortfaktor mit einem vielfältigen Angebot für Freizeit und Hobby dar.

Der MLK bot sich mit seinen Brücken auch als Beitrag zum Garten des 21. Jahrhunderts und zum EXPO-Thema der Landeshauptstadt „Stadt als Garten" an. Er ist ein wichtiger Teil des Grünflächenkonzeptes „Grüner Ring" der Stadt und der Region Hannover.

4. Entwurfsparameter zur Gestaltung der Brücken des Mittellandkanals

Die folgenden Parameter bestimmen die Entwurfsarbeit für die Gestaltung der Brücken und sind wesentlich für die Formulierung des „Ästhetischen Programms".

Verkehrsführung

- Art des Verkehrs auf der Brücke (Benutzerabhängigkeit, Rad-Fußweg, PKW-LKW, ÖPNV, Ambulance)
- Zeitliche Abfolge der Brückenbauten (Umleitungskonzept)
- Anbindung des Betriebsweges an den überführten Verkehrsweg (Rampe, Treppe)
- Brückenquerschnitt (Lage des Fuß- und Radweges)
- Kreuzungswinkel (Stützweitenvergrößerung)

Tragwerksentwurf

- Statisches System (Plattenbalken, Hohlkasten, Stabbogen, etc.)
- Geografie und Topografie (Brücke im Einschnitt sieht anders aus als Brücke im flachen Gelände)

Bauablauf

- Montageverfahren (Brücke an Land erstellen und dann einschwimmen)

Ver- und Entsorgung

- Rohrleitungsführung (bedingt eine gewisse Konstruktionshöhe und eine bestimmte Korrosionsschutzart)

Brückenunterhaltung

- Bauwerksunterhaltung (unterhaltsfreundliche Details)

Denkmalschutz

- Denkmalschutz (keine Nachbauten vorhandener historischer Brücken, Äquivalent für das abgerissene Brücken-Denkmal)

Städtebau/Architektur

- Brückenumfeld (Verwaltungsbauten, Schrebergärten, Wohnbebauung etc.)
- High-Tech-Bauwerk als Solitär

5. Umgang mit dem Brückendenkmal

Viele Brücken der Stadtstrecke standen unter Denkmalschutz. Sie stammten aus der Entstehungszeit des Kanals und waren in den Jahren 1911 bis 1921 erbaut worden. Insofern ist es wichtig, noch einige Gedanken dem Thema „Umgang mit dem Baudenkmal Brücke“ zu widmen.

Es gab eine „Berufungsinstanz“ für bauhistorische Brückenvorbilder in der Stadtstrecke Hannover: der untenliegende Bogen.

Das Tragwerkssystem „untenliegender Bogen“ war jedoch nicht für den neuen Ausbauquerschnitt von 42 m bis 46 m Breite und 5,25 m lichter Durchfahrtshöhe geeignet. Das erforderliche Lichtraumprofil hätte nur durch ein Anheben der Brücken freigehalten werden können. Die notwendige Konstruktionshöhe für diesen Brückentyp hätte wiederum ein Anheben der Rampen erfordert. Das Anheben der Rampen ist aber im städtebaulichen Umfeld eine sehr kostenträchtige Lösung.

Daher war der Abriss aller historischen Brücken erforderlich. Hinzu kam, dass die Brücken mit durchschnittlich 70 bis 80 Jahren das Ende ihrer technischen Nutzbarkeit erreicht hatten. Die im Arbeitskreis „Brückengestaltung“ vertretenen unteren und oberen Denkmalschutzbehörden hatten für die Gestaltung der Brücken folgende Ziele aus der Sicht des Denkmalschutzes und der Denkmalpflege formuliert:

- Keine nostalgisch verbrämten Brücken als falsch verstandene Wiedergutmachung
- Brücken als „High-Tech-Bauwerke“ spiegeln den Stand der Bautechnik in Deutschland an der Schwelle zum 3. Jahrtausend wider
- Der Äquivalenzgedanke soll das tragende Element der Entwurfsarbeit sein; hohe gestalterische Qualität der Brückenentwürfe als „gestalterische Ausgleichsmaßnahme“ für den Brückenabriss

6. Pionierleistungen des historischen Brückenbaues in Hannover

Die Landeshauptstadt Hannover war schon immer neuen Ideen gegenüber sehr aufgeschlossen. So konnte auch der damalige Hofbaumeister des Königlichen Hannover, Ludwig Georg Friedrich Laves (1788-1864), hier seine ersten Gedanken zum „Lavesträger“ zu Papier bringen und in die Praxis umsetzen. Dieses statische System eines Fischbauchträgers ist noch heute an einigen Beispielen im Georgengarten im Stadtteil Herrenhausen im Originalzustand zu bewundern

Bild 1: Lavesbrücke im Georgengarten

Als Josef Langer 1859 in Wien sein „Patent“ für seine „bogenförmigen Gitterbrücken“ bei seinem Landesherrn anmeldete entstand zwar die erste Stabbogen-Brücke - nichts anderes ist ja die bogenförmige Gitterbrücke - in Graz als Ferdinandsbrücke über die Mur, aber nur sieben Jahre später, 1889, wurde in Hannover der zweite Stabbogen, inzwischen schon bekannt als Langer’scher Balken, von dem bekannten Nestor des Stahlbaus und der Baustatik Prof. *Müller-Breslau* (1851-1925) berechnet und von der Firma Louis Eilers gebaut.

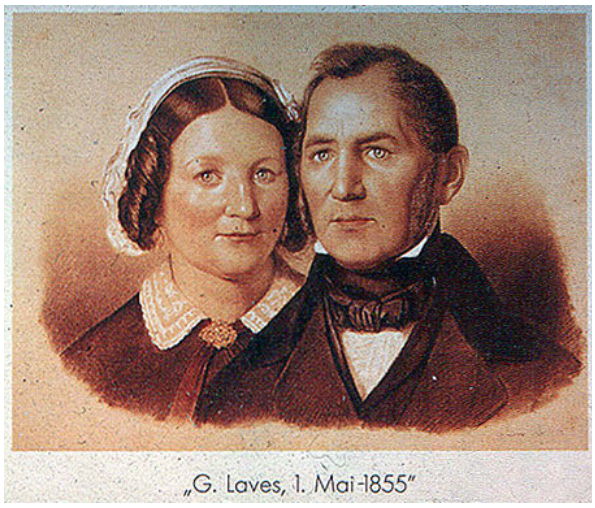


Bild 2: Brückenbauer G.F. Laves

Den Alt-Hannoveranern war diese Brücke unter dem Namen Spinnereibrücke und später unter der Bezeichnung Glockseebrücke bekannt. Sie war die wichtigste Verbindung von Hannover nach dem damals noch selbständigen Linden. Im Mai 1964 wurde sie ausgeschwommen und an Land abgewrackt.

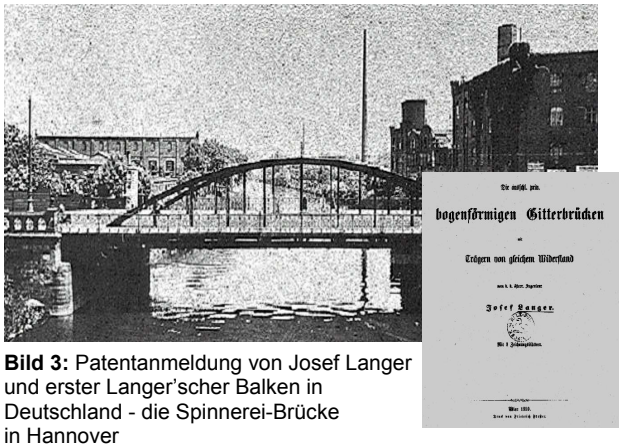


Bild 3: Patentanmeldung von Josef Langer und erster Langer’scher Balken in Deutschland - die Spinnerei-Brücke in Hannover

In dieser Tradition hat die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte mit den neuen Brücken im Rahmen der EXPO 2000 einen weiteren Beitrag zur innovativen Brückenbautechnik geleistet und ist auch in der Gestaltung der Brücken neue Wege gegangen.

7. Brückenübersicht mit Entwurfsverfasser Architekt und Ingenieur, Brückengestaltung MLK-km 159,350-173,465

Planfeststellungsabschnitt Vinnhorster Bogen MLK-km 159,350-162,040

Brücke	Überführte Straße	Stat. System	Architekt-/Ingenieurbüro	Baujahr	Finanz.
224	Alt Vinnhorst	Stabbogen	Storch + Ehlers/Meyer	96	KT
226	Benecke Allee	Stabbogen	Bertram + Bünemann/Schmidt · Stumpf · Frühauf	95	KT
227	Friedenauer Str.	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	97	WSV

Planfeststellungsabschnitt Vahrenwald-List MLK-km 162,040-166,450

Brücke	Überführte Straße	Stat. System	Architekt-/Ingenieurbüro	Baujahr	Finanz.
228	Büttnerstraße	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	97	WSV
229/-A	Vahrenwalder Straße	Trogbrücke	angehoben	98/99	KT
230/-A	Großer Kolonnenweg	Stabbogen	Desczyk/Wisserodt	97/98	WSV/KT
231	Tannenbergallee	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	98/99	WSV
232	Lister Damm	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	98/99	WSV
233	Am Listholze	Stabbogen	Bahlo · Köhnke · Stosberg/Gruhl · Reissmann · Braemer · Vogel	97	KT
234	Hebbelstraße	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	98/99	WSV
235	Spannhagenstraße	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	98/99	WSV

Planfeststellungsabschnitt Buchholzer Bogen MLK-km 166,450-170,710

Brücke	Überführte Straße	Stat. System	Architekt-/Ingenieurbüro	Baujahr	Finanz.
236	Eulenkamp	Stabbogen	Kellner·Schleich·Wunderling/ Tokarz · Frerichs·Leipold	97	KT
237	Podbielskistraße	Stabbogen / Lochträger	Dissing + Weitling/Gruhl · Reissmann · Braemer · Vogel	97/99	KT
238	Groß-Buchholzer Kirchweg	Stabbogen	Dissing + Weitling/Gruhl · Reissmann · Braemer · Vogel	97	KT
239	Pasteurallee	Sichelbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	97	WSV
239A	Messeschnellweg	Deckbrücke	unverändert		
240	Schierholzstraße	Stabbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	95/96	WSV
241	Hannoversche Straße	Sichelbogen	WSV-BAW/WSD Mitte - N2	98/99	WSV

Planfeststellungsabschnitt Misburg – Anderten MLK-km 170,710–173,465

Brücke	Überführte Straße	Stat. System	Architekt-/Ingenieurbüro	Baujahr	Finanz.
306	Gollstraße	Deckbrücke	Bertram + Bünemann/ Meyer + Winter	97	KT

KT = Brücken, die über die Kostenteilung zw. der Bundesrepublik Deutschl. mit Finanzierungspartnern und der Landeshauptstadt finanziert werden

= WSV-finanzierte Brücken. Architekturentwurf durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

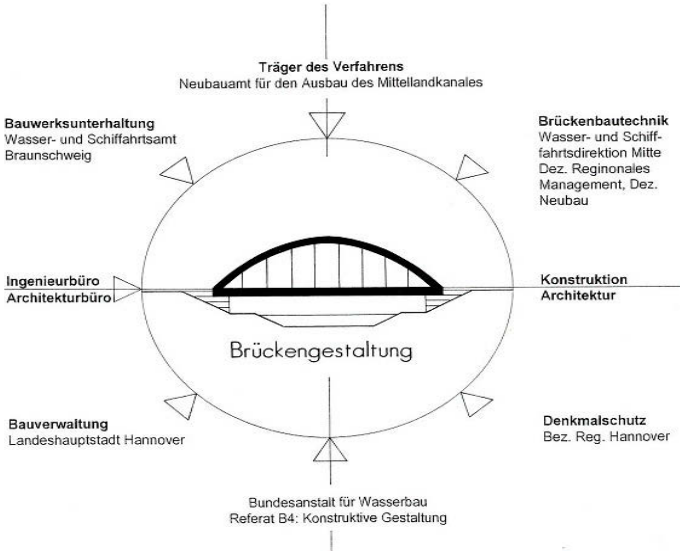
8. Aufgaben und Mitglieder des Arbeitskreises und Brückengestaltung

Der „Arbeitskreis Brückengestaltung“ hatte die Aufgabe, die Architekten auszuwählen und bei der Entwurfsarbeit zu beraten.

Die Mitglieder dieses Arbeitskreises waren:

- Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover: Träger des Verfahrens und Auftraggeber für Planung und Ausführung
- Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, Dezernate T5 und N2, Fachreferate für Brückenbautechnik, Bündelungsstelle für Brücken des MLK's in der WSD Mitte und in der Neubauabteilung der WSD Mitte
- Wasser- und Schifffahrtsamt Braunschweig: Bauwerksunterhaltung, Erfahrungen des Unterhaltungsamtes
- Ingenieurbüro: Vorstatik und Prüfung der technischen Machbarkeit der Architekturentwürfe
- Architekturbüro: Entwickelte Vorschläge zur Gestaltung der Brücken
- Bauverwaltung der Landeshauptstadt Hannover: Begleitete mit ihren Architekten und Ingenieuren aus dem Planungsamt und der Brückenbauabteilung die Darstellung der stadtrelevanten Parameter und die vorgelegten Entwürfe der Architekten und der Bundesanstalt für Wasserbau; Vertreter der unteren Denkmalschutzbehörde

- Denkmalschutzbehörde: Die Bezirksregierung Hannover als obere Denkmalschutzbehörde begleitetete die Diskussion zum Thema Denkmalschutz und Denkmalpflege mit ihren Fachbeiträgen zu den Gestaltungsvorschlägen.
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Architektonischer Sachverstand des Bauherrn und Entwurfsverfasser der Brücken, die nicht in die Kostenteilung zwischen Bund und Landeshauptstadt Hannover eingingen.



9. „Ästhetisches Programm“ zur Brückengestaltung

Für die gestalterische Entwurfsarbeit an den Brücken der Stadtstrecke wurden vier Modelle vom Referat B 4 vorgestellt und im Arbeitskreis diskutiert.

Familienmodell

Ausgehend von der Idee der Brückengestaltung an der Anschlussstelle Hannover-Herrenhausen der Bundesautobahn A 2 sollten benachbarte Brücken oder Brücken mit gleicher Nutzungsart Brückenfamilien bilden.

Bild 4: Bildung von Brückenfamilien

Hierachiemodell

Hier orientiert sich der Architekturentwurf an der Bedeutung der überführten Straße. Wichtige Ausfallstraßen, wie z.B. die Podbielskistraße, erhalten als Tragwerk eine Systemkombination. Nachgeordnete Brücken werden als normaler Stabbogen ausgebildet, z.B. Groß-Buchholzer-Kirchweg.

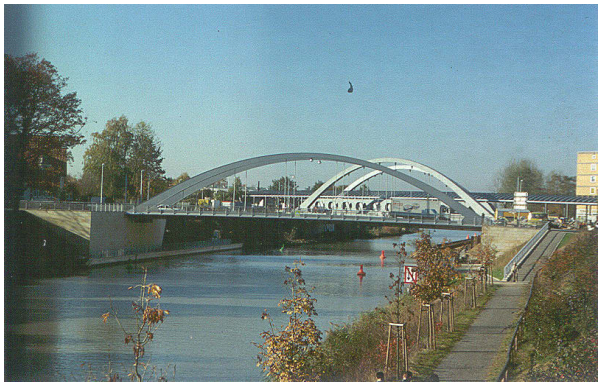


Bild 5: Brückenarchitektur entwickelt sich aus der Bedeutung der überführten Straße

Adaptionsmodell

Die städtebauliche Leitidee ist hier die Einbindung der Brücke in das nähere Umfeld. Ausgehend von einer Gestaltungsanalyse der Randbebauung wird hier der „genius loci“ visualisiert und als Gestaltungsparameter vorgegeben. Die BAW hat dies in mehreren großformatigen Tafeln dokumentiert.

Bild 6: Architektur des „genius loci“

Randbebauung und Brückenarchitektur korrespondieren mit ihrer Gestaltung. Verwendung von identitätsstiftenden Baumaterialien und Berücksichtigung eines regionalen Farbklimas dienen der Akzeptanzverbesserung, z.B. Ziegel/grünweiß.

Einpassung des Brückenentwurfes in den städtebaulichen Kontext.

Solitärmodell

Entwurf der Brücke als standortneutrales High-Tech-Bauwerk mit absoluter Priorität beim Ingenieurentwurf und begleitender Gestaltung durch den Architekten. Das Primat liegt eindeutig beim Thema „Ingenieurbaukunst“.

Der Arbeitskreis „Brückengestaltung“ hat sich nach mehreren Diskussionen für das Solitärmodell entschieden und dabei dem Tragwerkssystem Stabbogen den Vorzug gegeben. Der Stabbogen ist ein in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bewährter Brückentyp. Die formale Aussage in Richtung Brücke ist beim Stabbogen am größten.

Zur Vermeidung von Uniformität in der Erscheinung der Brücken wird das Thema Stabbogen variiert und Entwurfsvielfalt durch die Beauftragung von Arbeitsgemeinschaften aus Ingenieur- und Architekturbüros gewährleistet.

Bild 7: Brücke als High-Tech-Bauwerk

10. Bewährte Tragwerkskonstruktionen für Brücken des Verkehrswasserbaus in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes

Deckbrücke, z.B. zwei-stegiger Plattenbalken

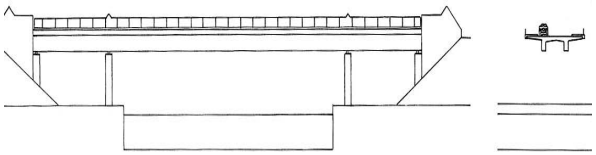


Bild 8: Deckbrücke

Konstruktion:

Ist als Betonkonstruktion nur bedingt einsetzbar, da ein Lehrgerüst erforderlich ist. Das Lehrgerüst engt das Lichtraumprofil ein; unter Verkehr schwer zu verwenden.

Architektur:

Die Deckbrücke ist nur bedingt gestaltbar. Im Detail sind Varianten möglich. Die Deckbrücke bleibt in ihrer Ausdruckskraft als Brücke bescheiden. Gestaltungsschwerpunkte sind das Widerlager, die Stützen, der Überbau mit Gesims und Geländer.

Trogbrücke mit randseitigem Hohlkasten

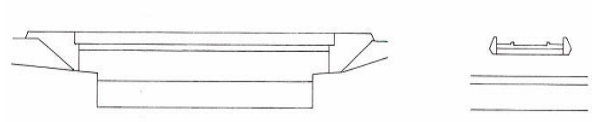


Bild 9: Trogbrücke mit randseitigem Hohlkasten

Konstruktion:

Dieses Tragwerkssystem erlaubt es, Brücken mit sehr niedriger Bauhöhe zu bauen. Da die WSV häufig ihre Brücken im Bestand erneuern muss, ist die niedrige Bauhöhe von eminenter wirtschaftlicher Bedeutung.

Architektur:

Der torsionssteife Hohlkasten ist wie die Deckbrücke nur eingeschränkt gestaltbar. Nachteilig ist auch der verhinderte Blick der Autofahrer auf die Wasserstraße durch den bis auf Geländerhöhe hochgezogenen Randträger.

Trogbrücke mit randseitigem Stahlfachwerk

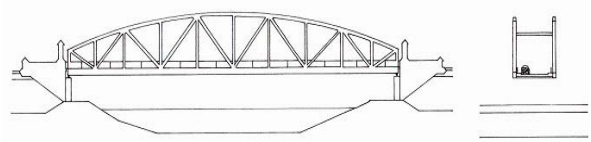


Bild 10: Trogbrücke mit randseitigem Stahlfachwerk

Konstruktion:

Durch die niedrige Bauhöhe ist auch dieser Brückentyp sehr gut für Ersatzbauwerke der WSV geeignet. Die Herstellung der Brücke an Land und späteres Einschwimmen erlauben den Bau der Brücke auch unter Verkehr.

Architektur:

Typisches Bild einer Brücke. Durch die hohen Ansichtsflächen hat diese Brücke auch eine gute Fernwirkung. Da sich die moderne Fachwerkkonstruktion in ihrer Silhouette kaum von alten Fachwerkbrücken unterscheidet, wird diese Konstruktion gerne als Äquivalent für alte, abzureißende Brücken genutzt. Nachteilig ist der etwas nostalgisch wirkende Eindruck dieser Brücken.

Trogbrücke mit randseitigen Stabbögen

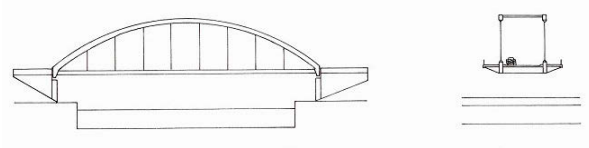


Bild 11: Trogbrücke mit randseitigen Stabbögen

Konstruktion:

Diese sehr wirtschaftliche Brückenform wird aufgrund der niedrigen Bauhöhe sehr oft in der WSV eingesetzt. Auch dieser Brückentyp lässt sich an Land herstellen und mit kurzzeitiger Unterbrechung des Schiffsverkehrs einschwimmen.

Architektur:

Die Stabbogenbrücke entspricht dem typischen Brückenbild neuerer Zeit. Sie ist sinnfälliger Ausdruck von Momentenverlauf und Architektur. Über die bekannten Möglichkeiten von gekreuzten Hängern und geneigten Hängerebenen hinaus, zeigt sich bei der Stadtstrecke Hannover, dass es noch eine Vielzahl weiterer Gestaltungsmöglichkeiten gibt.

Trogbrücke mit randseitigem Sichelbogen

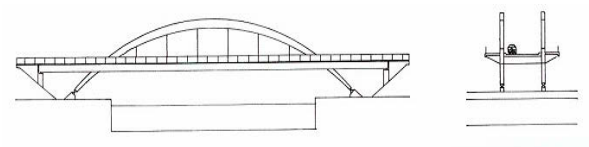


Bild 12: Trogbrücke mit randseitigem Sichelbogen

Konstruktion:

Eine interessante Variante zum normalen Stabbogen. Auch dieser Brückentyp vereint alle Vorteile einer Stabbogenbrücke in sich. Da sich die Lager in der Minus-1-

Ebene befinden, schränken sie das Lichtraumprofil für den Betriebsweg ein. Durch eine entsprechende Stützweitenvergrößerung lässt sich dieser Nachteil ausgleichen. Da die Lager auch die Horizontalkräfte aus dem Bogenschub aufnehmen müssen, eignet sich diese Brücke besonders gut zur Verwendung im Einschnitt.

Architektur:

Die Sichelbogenbrücken ist eine elegante Brückenlösung. Beim Entwurf ist jedoch darauf zu achten, dass die Fahrbahntafel nicht zu dicht unter dem Bogenscheitel „klebt". Auf eine ausreichende Stichhöhe ist zu achten.

Systemkombination Stabbogen und Vierendeelträger

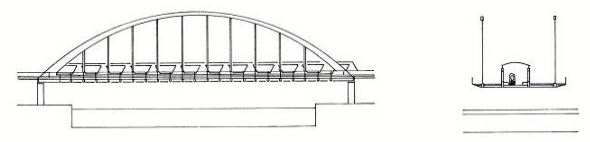


Bild 13: Stabbogen und Vierendeelträger

Konstruktion:

Im Einzelfall ist es erforderlich Tragwerkssysteme zu kombinieren. So erhält die Brücke 237, Podbielskistraße, mit ihrem sehr ungünstigen Verhältnis von Stützweite zu Brückenbreite - in der Draufsicht eine Raute - als Tragwerk eine Kombination aus Vierendeelträgern für den mittleren Gleiskörper der Straßenbahn und Stabbögen für die Randträger als Tragwerk.

Architektur:

Eine gute Lösung für den auf der Brücke liegenden Haltepunkt der Straßenbahn. Die Vierendeelträger bilden gleichzeitig die räumliche Begrenzung des Bahnsteiges. Nachteilig sind die weit auseinander liegenden Stabbögen. Eine Ablesbarkeit der Konstruktion wird dadurch erschwert.

Pylonbrücke

Konstruktion:

Der Vorteil liegt in der geringen Bauhöhe. Mit zunehmender Anzahl der Seilaufhängung verringert sich die Bauhöhe. Damit wird ein Optimum an Schlankheit erreicht. Dies führt zu einem schönen Brückenentwurf. Nachteilig ist der erhöhte Unterhaltungsaufwand für die Seile. Durch Verwendung von Zugstangen lässt sich dieser Aufwand reduzieren.

Architektur:

Eine ausgesprochen schöne Brückenarchitektur mit vielen Gestaltungsmöglichkeiten in Bezug auf Seilanordnung und Pylonform lässt sich mit diesem Brückentyp realisieren. Aufgrund ihrer Dominanz ist diese Brücke nur in Bedeutungsschwerpunkten einsetzbar mit großem weitem Umfeld. Diese Brücke braucht Platz. Sie bildet in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung die Ausnahme.

11. Architekturdetails der Brücken

Die aufgeführten Brückenteile sind gemeinsam von Ingenieur und Architekt durchgestaltet worden.

Querschnitt

Fuß- und Radweg liegen zwischen den Hängerebenen.

Vorteil:

Versteifungsträger und Hängeranschluss bleiben sichtbar. Für den Laien bleibt damit das Zusammenwirken von Versteifungsträger, Bogen und Hänger ablesbar.

Nachteil:

Die große Bauhöhe mit entsprechender Rampenabwicklung bedingt einen stärkeren Eingriff in den Straßenkörper und erfordert, bei gleich bleibender Böschungsneigung, einen größeren Grunderwerb. Nachteilig ist auch das gemeinsame Lichtraumprofil von PKW/LKW und Fußgänger/Radfahrer.

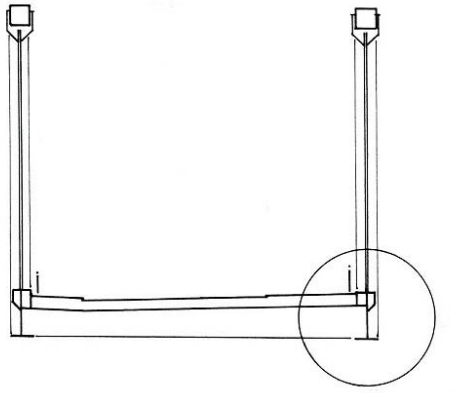


Bild 14: Fuß- und Radweg zwischen den Hängerebenen

Gegenseitige Beeinträchtigungen lassen sich nicht ausschließen (Spritzwasser, Angstgefühl). Geländer wird teilweise durch den Versteifungsträger verdeckt.

Fuß- und Radweg liegen außerhalb der Hängerebene

Vorteil:

Diese Anordnung ermöglicht eine schlanke, leicht wirkende elegante Brückenansicht, da nur das Gesimsband bzw. die Kappe sichtbar ist.

Fußgänger und Radfahrer haben ein eigenes Lichtraumprofil, das dann Fußgängern und Radfahrern durch die trennende Wirkung der Hängerkonstruktion ein Gefühl der Sicherheit vermittelt. Die entlastende Wirkung der Kragarme führt zu einer minimierten Bauhöhe, die sich wiederum kostengünstig auf die Anpassung der Straßenrampen auswirkt.

Nachteil:

Die Nachvollziehbarkeit der Statik ist nicht gegeben, da der Hängeranschluss an den Versteifungsträger durch das Geländer verdeckt ist. Problem der Weiterführung der Querträger in das Geländer (Flucht von Querträger-Hängeranschluss und Geländeraster).

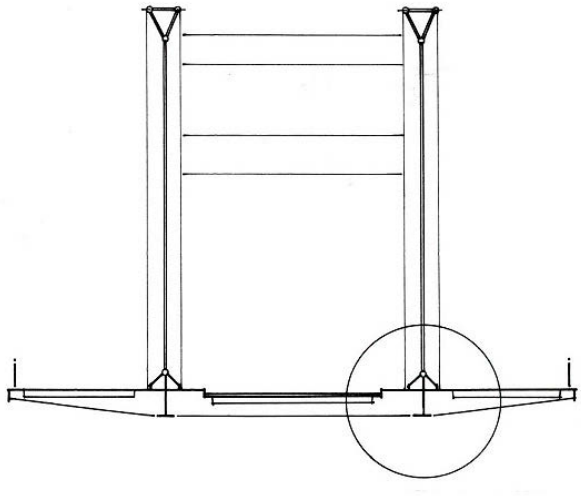


Bild 15: Fuß- und Radweg außerhalb der Hängerebene

12. Brückenuntersicht

Dass die Brückenuntersicht bei den Gestaltungsmöglichkeiten eine große Rolle spielt, wissen wir nicht erst seit dem Entwurf von Santiago Calatrava für die Kronprinzenbrücke in Berlin. Hier wird die gut gestaltete Brückenuntersicht noch durch das Anstrahlen mit Spots zum Erlebnis für die Gäste der „Weißen Flotte“.

Auch in der Begründung der Jury zum Ingenieurbaupreis 1997 des Verlags Ernst und Sohn für die Pionierbrücke über die Fulda in Hannoversch Münden heißt es:

„Hervorzuheben ist die besonders gute Gestaltung der Brückenuntersicht und deren Fortsetzung bis zu den Widerlagern und Seitenansichten durch eine harmonisch aufeinander abgestimmte Verwendung der beiden Materialien Stahl und Beton.“

Vorrangiges Ziel im Entwurf der Stabbogenbrücken über unsere Bundeswasserstraßen ist es, Hängeranschluss und Querträger zum Schnitt zu bringen.

Am Einfachsten lässt sich das bei einem Kreuzungswinkel zwischen Kanalachse und Brückemitte von 100 gon erreichen. Die Regel ist allerdings ein Kreuzungswinkel < 100 gon.

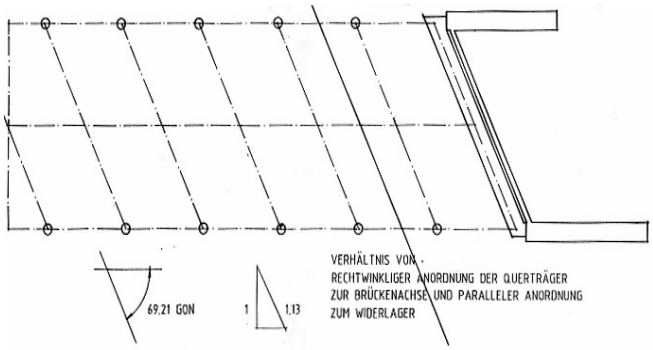


Bild 16: Querträgeranordnung < 100 gon zur Brückenachse

Dann besteht die Möglichkeit, die Querträger parallel zur Kanalachse anzuordnen. Das hat den Vorteil, dass sich die Bauteilachsen in einem Punkt schneiden und sich ein kleinerer Hängerabstand ergibt. Auch die Nachvollziehbarkeit der Lastableitung ist hier eher gegeben.

Die größere Stützweite der Querträger im Falle der Anordnung parallel zur Kanalachse - das Verhältnis liegt bei etwa 1:1,13, wenn der Kreuzungswinkel 69,217 gon beträgt - führt zu einer größeren Bauhöhe und damit zu einem unwirtschaftlichen Entwurf. Wirtschaftlicher ist die Anordnung der Querträger rechtwinkelig zur Brückenachse.

In der Stadtstrecke kam daher die Lösung mit der kürzeren Querträgerlänge zur Ausführung. Gestalterische Nachteile wurden in Kauf genommen. Die Brückenuntersichten erforderten nicht den gleichen gestalterischen Aufwand wie z.B. in Berlin, da es in Hannover keine „Weiße Flotte“ gibt.

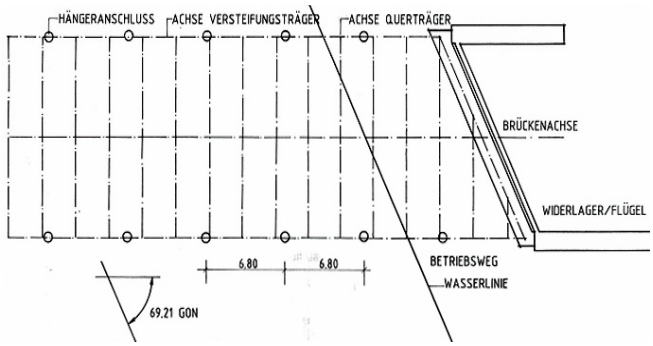


Bild 17: Querträgeranordnung = 100 gon zur Brückenachse

13. Geländer

Besondere Bedeutung kommt der Geländergestaltung bei der Brücke mit außen liegendem Fuß- und Radweg zu. Durch einen Strukturwechsel, z.B. Füllstabgeländer und geschlossenes Geländerfeld, wird der verdeckte Hängeranschluss fiktiv im Geländer dargestellt. Nur selten gelingt es, auch den Querträger mit in diese „Fluchtgedanken“ einzubeziehen.

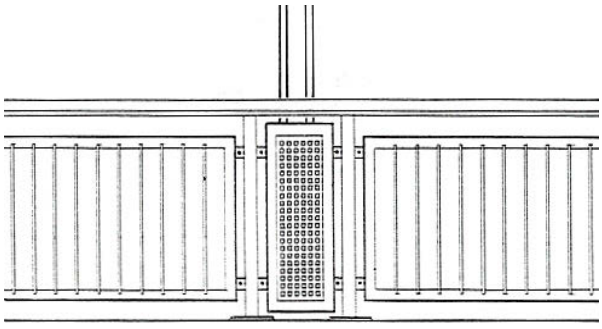


Bild 18: Korrespondierende Gestaltung von Hängeranschluss und Geländerausbildung

In der Fachliteratur sieht man häufig waagerechte Geländerstäbe bei Brückenentwürfen. Sie betonen in idealer Weise die Leichtigkeit einer Brücke durch ihre parallele Anordnung zum Kappengesims. Sie unterstreichen die längsorientierte Ausrichtung einer Brücke und visualisieren den fließenden Eindruck von Verkehr auf der Brücke. Pons par viare - Die Brücke folgt der Strasse.

Die Geländerform lässt sich jedoch leicht überklettern. Die WSV verzichtet aus Gründen der Gefahrenprophylaxe auf die Gestaltung mit waagerechten Geländerstäben. Bei geeigneten zusätzlichen Maßnahmen, z.B. Drahtgitter auf der Benutzerseite oder Anbringen von Lochblech, darf auch dieses Architekturelement verwendet werden.

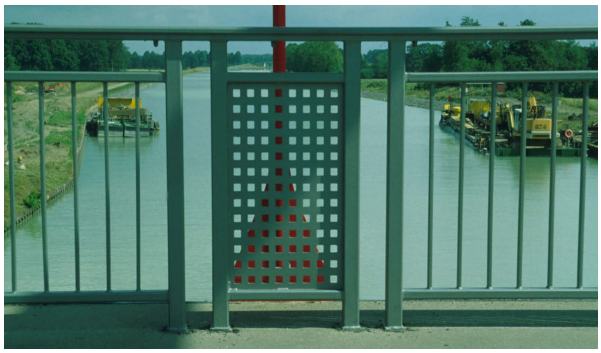


Bild 19: Ausgeführtes geschlossenes Geländerfeld in der Hängerachse

14. Versteifungsträger

Die klassische Bogenbrücke mit ihrer leicht wirkenden, eleganten Erscheinung erzielt ihre Wirkung aus der Aufgabenteilung der einzelnen Bauteile: Der Bogen stützt sich in das Widerlager und die schlanke Fahrbahnplatte übernimmt die Funktion des Zugbandes. Die Aufgabenteilung ist auch für den Laien nachvollziehbar und schlüssig.

Völlig anders ist die Wirkung beim Stabbogen. Hier beginnt die Verunsicherung schon bei der Frage: Wer trägt was? Der Versteifungsträger den Bogen oder der Bogen den Versteifungsträger. Die große Bauhöhe des Randträgers lässt die Vermutung aufkommen, dass der Versteifungsträger allein schon ausreicht, die Brückenlasten zu tragen (Bei der Hiltruper DB-Brücke des Dortmund-Ems-Kanals immerhin 4,20 m).

Zwei Dinge stören daher das Erscheinungsbild: Der Versteifungsträger zerstört den Wunsch nach einer schlanken, leicht wirkenden Brücke und das ungünstige Verhältnis von lichter Durchfahrtshöhe von 5,25 m zur Bauhöhe des Versteifungsträgers, von beispielsweise 4,20 m, führt zur Verunsicherung der Binnenschiffer bei der Fahrt unter das Bauwerk hindurch.

Die Aufgabe des Architekten ist es nun, den Versteifungsträger so zu gestalten, dass diese Irritationen vermieden werden. Die Stadtstrecke des Mittellandkanals bot dazu verschiedene Ansätze.

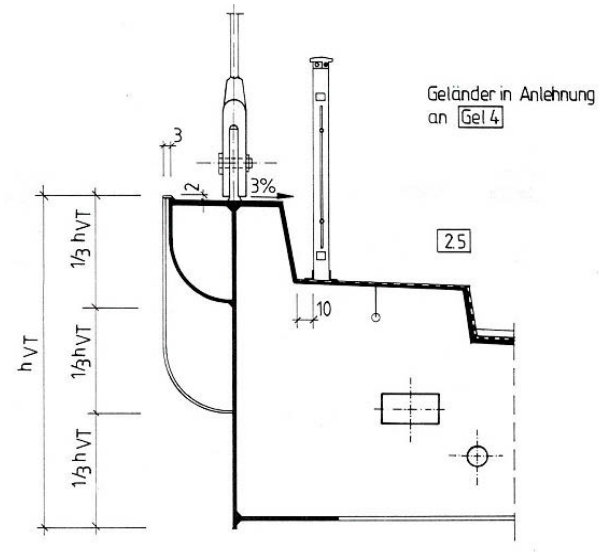


Bild 20: Querschnitt Versteifungsträger

Die einfachste Möglichkeit war die Gliederung der Trägeransicht. Durch eine plastische Ausformung und Verlagerung des optischen Schwerpunktes in den oberen Teil der Versteifungsträgeransicht wird der Träger schon wesentlich gestreckt. Unterstützend kann hier noch die Farbe wirken. Zwei korrespondierende Farben aus der Ton-in-Ton-Reihe unterteilen den Versteifungsträger zusätzlich und verbessern optisch das Verhältnis zwischen Durchfahrtshöhe und Bauhöhe.

Eine weitere Variante ist die Auflösung des Versteifungsträgers in ein Fachwerksystem. Auch hierfür gibt es gelungene Beispiele in der Stadtstrecke des MLK's. Während die Brücke 224, Alt-Vinnhorst, durch zartes filigranes Aussehen positiv auffällt, ist die Brücke 228, Büttnerstraße, durch die Verwendung von Rundrohren zwar etwas großteiliger, aber ebenso der Forderung nach Auflösung der Trägeransicht in idealer Weise gerecht geworden. Bei der einen Brücke überwiegt der Vorteil der Maßstäblichkeit, bei der anderen der Vorteil der vereinfachten Bauwerksunterhaltung.

Beide Brücken sind gelungene Beispiele für die Ideenvielfalt der Architekten und Ingenieure und zeigen deutlich, dass auch in einem vorgegebenen System gestaltet werden kann. Vielfach stellt sich dieses Problem der zu hohen Versteifungsträger-Ansicht gar nicht, da die Querträger durch Kragarme in der Regel höhenminimiert sind und der Fuß- und Radweg den Versteifungsträger verdeckt.

Zu den interessantesten Bauteilen aus der Sicht des Gestalters gehört auch das Widerlager einer Brücke. Hier bieten sich viele Möglichkeiten, der Brücke ein interessantes, formal befriedigendes Aussehen zu geben.

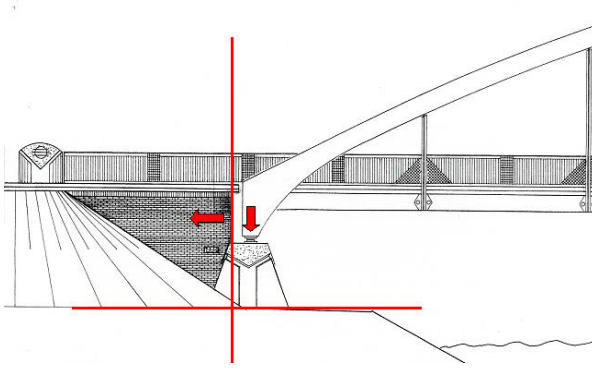


Bild 21: Gestaltung Widerlager

Grundsätzlich lässt sich die Funktion eines Widerlagers teilen: In einen Teil, der die Aufgabe der Lastabtragung übernimmt und einen weiteren Teil, der eine raumabschließende Funktion erhält. Die Widerlagerbank mit den Lagern übernimmt den ersten Teil der Aufgabe und visualisiert so die Funktion der Lasteinleitung in den Baugrund. Die Flügelwände bilden das raumabschließende Element für den Erdkörper der Rampenstrecke und erfüllen Stützwandfunktionen.

Die Architekten haben diese Aufgabenteilung bei einigen Brücken des MLK's konsequent in Architektur umgesetzt und die vertikalen Auflagerkräfte des Stabbogens über das Bauteil Pfeiler abgesetzt. Losgelöst und zurückgenommen ist davon der Stützkörper mit den Flügelwänden und der hinteren Widerlagerwand. Eine

sehr deutliche Architektursprache, die die Nachvollziehbarkeit der Kräfteverhältnisse am Bogenbauwerk herausarbeitet.

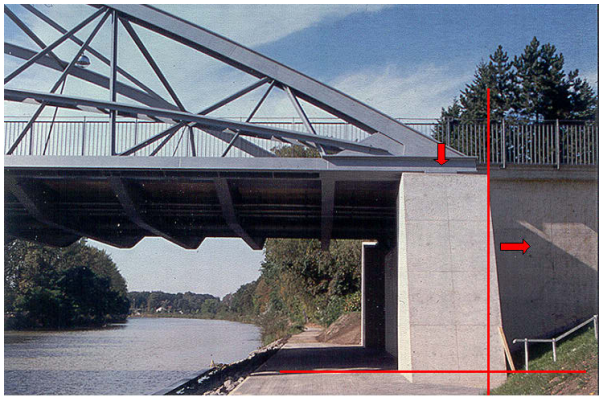


Bild 22: Gestaltung Widerlager – Ausführung

In Einzelfällen kann diese Wirkung noch durch einen Materialwechsel zwischen Pfeiler und Flügel gesteigert werden. So wird Ortbeton für den Pfeiler eingesetzt und die Flügel werden verblendet. Eine sehr schöne Lösung, die auch die Möglichkeit eröffnet, über regionaltypisches Verblendmauerwerk den „genius loci“ (Ortsgeist) mit in die Brücke einzubeziehen und damit die Akzeptanzbereitschaft zu erhöhen. Ganz im Sinne des Adaptionsmodelles.

Bild 23: Der Sichelbogen als Tragwerkstyp für die Brücke Pasteurallee

Im Landschaftsschutzgebiet des Drömlings wurde z.B. der sandgelbe Klinker als Verkleidung für die Flügel der Brücken eingesetzt. Die Maßstäblichkeit des Ziegels und die sehr warme Farbe, abgestimmt mit dem blauroten Farbkonzept des Stahlüberbaues, setzen hier eine bewusste Landmarke, die auf den sensiblen Landschaftsraum des Drömlings die adäquate Antwort darstellt. Genius-loci-Architektur in überzeugender Ausprägung.

Eine völlig andere Art der Widerlagergestalt entsteht bei der Verwendung von Sonderformen aus der Stabbogenreihe: z. B. der Sichelbogenbrücke.

Hier werden die Brückenbögen bis weit unter den Überbau geführt und über die geneigten, in der Böschung liegenden Widerlagerpunkte, werden die Bogenkräfte abgeführt.

Die Dammböschung wird unter dem Bauwerk hindurch geführt. Damit wird auch die Masse des Kunstbauwerkes reduziert zu Gunsten einer landschaftspflegerischen Modellierung und Bepflanzung.

Hinzu kommt der Vorteil größerer Transparenz für die Kanalstrecke mit der daraus resultierenden Großzügigkeit für den Binnenschiffer und Spaziergänger.

Auch die „soziale Kontrolle“ der Betriebswege und Bauwerke ist durch diese gewonnene Transparenz eher gegeben und damit eine bessere Prophylaxe gegen Vandalismus.

Bild 24: Große Transparenz durch fehlende Flügelwände, Pasteurallee

15. Bogen

Die Überlegungen zur Struktur des Versteifungsträger haben wir analog auch beim Bogen angestellt. Durch eine abgestufte, plastische Querschnittsgeometrie wirkt die Bogenansicht noch schmaler und damit noch leichter und eleganter. Licht und Schatten sowie Farben Ton-in-Ton verstärken diesen Eindruck.

Über den rechteckigen Standardquerschnitt hinaus werden weitere Querschnittsformen verwendet.

Interessant ist sicherlich der bei der Brücke 226, Beneckeallee, ausgeführte kreisförmige Querschnitt. Jedoch hatte sich gezeigt, dass die Herstellung eines solchen Bogens einige Probleme mit sich brachte. Von Vorteil ist das Fehlen jeglicher scharfer Kanten für den Beschichtungsvorgang.

Einen Bogen völlig anderer Art finden wir bei der Brücke 240, Schierholzstraße. Wie bei der Vorgängerbrücke aus dem Jahre 1913 besteht der Bogen hier aus einem Fachwerk als Tragwerkskonstruktion.

War es bei der alten Brücke noch ein Flächen-Stabwerk, zweidimensional, so ist der Bogen der neuen Brücke ein dreidimensionales „Raum-Fachwerk“, ein so genannter Dreigurtbinder. Die einzelnen Stäbe sind aus

Bild 25: Bogen als Kreis-Rohr

Rundrohren zusammengeschweißt, sodass keine Wassernester entstehen und die Beschichtungsarbeiten vereinfacht werden. Interessant ist auch, dass der Oberflächenanteil des Bogens pro lfd m bei ca. 0,7 bzw. 70 % der Oberfläche des gleich langen Rechteckquerschnittes liegt.

Bild 26: Bogen als Drei-Gurt-Binder

Die Brücke wirkt durch ihren aufgelösten Bogen sehr leicht und filigran. Gebautes, formales Understatement.

In eine völlig andere Richtung ging der Entwurf für die Brücke 236, Eulenkamp. Hier ist der Querschnitt des „Bogens“ ein gleichschenkliges Dreieck. Die Schenkel sind dabei ungewöhnlich lang, während die Basis sehr klein ist. In der Ansicht sieht man ebenfalls ein Dreieck. Der Polygonzug des Dreiecks läuft vom Widerlager zum ersten Viertelspunkt und hat hier sein Maximum, um von dort wieder auf Null in Feldmitte abzufallen. In Bogenmitte ist die Ansicht gespiegelt. Eine sicherlich nicht alltägliche Interpretation des Themas Stabbogen.

Ebenfalls als gleichschenkliges Dreieck ist der Entwurf

Bild 27: Bogen als Dreieck

für den Bogen der Brücke 241, Hannoversche Straße, gedacht. Hier bleiben die Abmessungen des gewählten Dreieckquerschnittes über die gesamte Bogenlänge konstant. In der Ansicht wirksam ist die „scharfe Kante“ des angenähert gleichseitigen Dreiecks. Damit wirkt der Bogenquerschnitt flach und leicht.

Eine ähnliche Entwurfsidee mit gleicher Wirkung finden

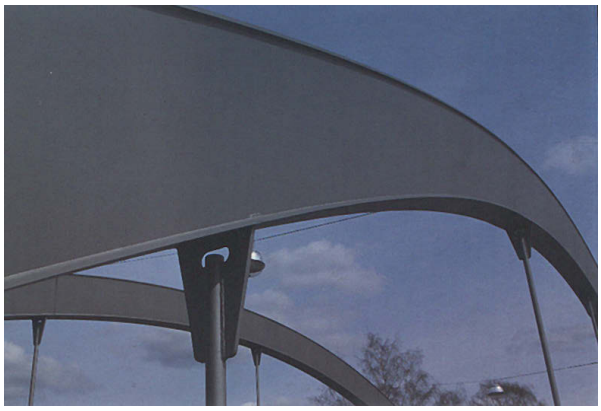


Bild 28: Dreiecks-Querschnitt der Brücke Hannoversche Strasse

wir bei der Brücke 230/230 A, Großer Kolonnenweg. Ein auf die Spitze gestelltes Quadrat bildet den Querschnitt für den Bogen und führt ebenfalls zu einer gegliederten Ansicht. Diese Querschnittsform ist besonders günstig zur Verhinderung von Vogelbesatz und Verschmutzung.

Es hat sich gezeigt, dass es beim Rechteckquerschnitt günstiger ist, die lotrechten Seitenteile über die obere Abdeckung des Kastens hinauszuführen. Verschmutzungen laufen dann in Bogenlängsrichtung ab und verunreinigen somit nicht die Brückenansicht.

16. Windverband

Sicherlich ist es möglich, die Stabbogenbrücken auch ohne Windverband zu bauen. Jedoch sprechen einige Vorteile für die Verwendung des Entwurfselementes Windverband.

Im Falle von geneigten Hängerebenen, wie bei den Brücken 226, Beneckeallee, und 239, Pasteurallee, kann aus statischen Gründen nicht auf den Windverband verzichtet werden.

Aber auch gestalterische formale Gründe sprechen für die Verwendung des Windverbandes. Seine verbindende Wirkung zwischen den beiden Bögen der Brücke vermittelt den Eindruck einer größeren Standsicherheit. Der freistehende Bogen schafft Unsicherheit und lässt die Brückenbauteile optisch auseinander fallen. Besonders deutlich wird dieses Problem, wenn die Bögen weit auseinander stehen, z.B. bei der Brücke 237, Podbielskistraße.

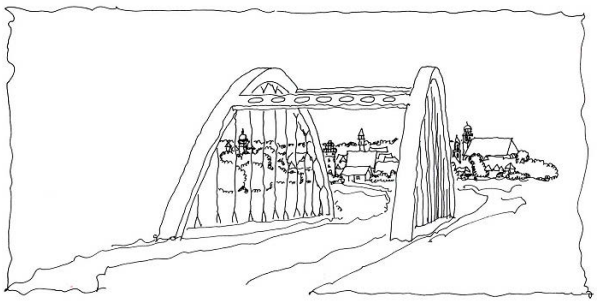


Bild 29: Die Brücke mit Bögen und Windverband als Portal und ideelles Stadttor

Aus dem Abstand der Bögen resultieren die Abmessungen der „Portale“, die aus dem Windverband und den Bögen gebildet werden. Bei der Zufahrt auf die Brücke sollte die Form der Portale kein liegendes Rechteck ergeben. Ein zu flaches Rechteck ist für den Einbau eines Windverbandes ungeeignet. Die Mindestanforderungen erfüllt das Quadrat, stehende Rechtecke sollten bevorzugt werden. Ein weiterer Vorteil des Windverbandes ist die Schaffung eines ideellen Raumes innerhalb des Straßenzuges.

Damit ist es möglich, Akzente zu setzen und Bedeutungsschwerpunkte hervorzuheben. Durch Abwechslung in der Straßenraumgestaltung gelingt es, der Monotonie zu begegnen und auch den Fußgänger zum Verweilen in diesem Raum aufzufordern.

Oft verändert sich auch das Fahrverhalten von Autos auf den Brücken. Der fehlende Dammkörper lässt, bedingt durch die daraus sich ergebende kalte Unterseite der Fahrbahntafel, eine schnellere Vereisung der Fahrbahnoberfläche zu.

Gravierender ist dieses Problem bei der Verwendung von orthotropen Platten.

Der Windverband unterstützt mit seiner Fernwirkung den Hinweis auf eventuelle Gefahrenquellen.

Der Stabbogen mit dem Windverband ersetzt aber auch als Metapher das alte Stadttor und bildet so das Entrée in das Dorf und die Stadt.

Die Querschnittsausbildung ist so vielseitig wie die Möglichkeiten bei der Bogengeometrie. Von rund, über quadratisch, als Doppel-T-Profil in Lochträgerform, gekreuzt oder parallel, sind den Entwurfsgedanken kaum Grenzen gesetzt.

Der Windverband ist auch eine willkommene Gelegenheit zur Befestigung der Beleuchtung an Brücken im Stadtraum: Ohne die Entwurfsidee der Brücke zu beeinträchtigen lässt sich der Leuchtkörper am oder sogar im Windverband unterbringen.

17. Beleuchtung

Für den Betrieb und die Unterhaltung der Beleuchtung auf den Brücken ist die Landeshauptstadt Hannover zuständig. Aus logistischen Gründen ist nur ein Leuchtentyp vorgesehen: die Kugelleuchte mit oberer Hälfte aus Aluminium, naturfarben, und unterem Teil aus transparentem Polycarbonat. Dieser Leuchtentyp war nur sehr schwer zu integrieren. Jedoch zeigen einige Beispiele, dass auch hier ein tragbarer Kompromiss möglich gewesen ist.

Bild 30: Das schöne Bild der beleuchteten Brücke Beneckeallee

Eine gelungene Lösung ist die Integration der Leuchten in die Kreuzungsringe der Hänger an der Brücke 226, Beneckeallee.

Wie für die Kugeln geschaffen wirken die Ringe als Lichterband und spiegeln sich abends auf der Wasseroberfläche des Kanals. Eine willkommene Wiederholung des schönen alten Themas: Brücke, Licht und Wasser.

Für die Brücke 240, Schierholzstraße, sind im Bereich der Widerlager halbkreisförmige Bastionen, Verweilzonen, entstanden. Hier im Mittelpunkt des Kreises, außerhalb der Verkehrswege, lässt sich die „Kugel“ ohne Probleme als Mastleuchte unterbringen. Die Ausleuchtung des Straßenraumes erfolgt durch Anbringung der „Kugeln“ am Windverband.

Nicht am Windverband sondern im Windverband ist die Beleuchtung auf der Brücke 239, Pasteurallee, untergebracht. Dabei wurde jedoch auf eine Kastenleuchte zurückgegriffen, die sich unauffällig in dem Hohlraum des Rechteckquerschnitts vom Windverband unterbringen ließ.

Eine bestechende Lösung, die eine Verunstaltung des Brückenbauwerks verhindert hat.

18. Farbkonzept zur Brückengestaltung

Bei der farbigen Beschichtung von Ingenieurbauwerken wie die Brücken der Stadtstrecke Hannover des MLK’s gibt es zwei grundsätzlich unterschiedliche Positionen, die hier näher erläutert werden sollen:

Sicher sind wir uns in der Feststellung, dass die Farbgebung materialkonform sein soll: das heißt, der Stahl soll wie Stahl aussehen. Aber wie sieht Stahl aus?

Ist es der von Hand aufgetragene Eisenglimmeranstrich, der mit seiner unregelmäßigen Erscheinung Stahl wie Stahl aussehen lässt?

Ist es vielleicht der Polyurethan-Anstrich mit seiner farbigen glatten perfekten Oberfläche der Stahl wie Stahl aussehen lassen kann?

Oder ist es vielleicht die rostig-rote Schutzschicht des WT-Stahles, die uns am meisten vertraut ist und Stahl eben nach Stahl aussehen lässt? Trotz seiner Härte vergänglich wie jedes andere Baumaterial auch, was durch den Korrosionsprozess angedeutet wird.

Sicherlich assoziiert man mit dem Baustoff Stahl bzw. Metall bestimmte Eigenschaften und Farben: - metallischblank - verzinkt - stahlhart - silbergrau - stahlblau - unbunte Farben in der Regel, in jedem Falle: kühle, kalte Farben.

Auch hier ist Bewegung spürbar. Die Welt wird bunter und macht auch vor den Stahlbauten nicht halt. Dabei ist ein Nord-Süd-Gefälle in der Entscheidung zur Farbe erkennbar.

Versucht man die Standpunkte zur Farbgebung zusammenzufassen, so ergeben sich zwei Ansätze:

Der Akademische Ansatz

Der Akademische Ansatz sieht das Ingenieurbauwerk als figurale Skulptur, als den Stadtraum beherrschende Großplastik. Das Bauwerk als Scherenschnitt - Schattenriss. Die Farbe lenkt ab. Die Welt ist bunt genug. In der Großstadt allemal: Autos, Menschen, Häuser, Reklame - da muss das Brückenbauwerk nicht auch noch farbig sein. „Understatement“ als Entwurfsparameter. Kein Fanfarenstoß. Der ruhige, graue Hintergrund für das pulsierende Großstadtleben. Bauteil bezogene Farbgebung allenfalls als „Variationen in grau“.

Bild 31: Die Brücke als figurale Skulptur

Der profane Ansatz

Beim profanen Ansatz wird die Farbe als Visualisierungshilfe eingesetzt. In unserer hektischen Zeit ermöglicht sie die schnelle Lesbarkeit des Konstruktionsentwurfes. Die plakative Zuordnung von Farbe zu bestimmten Bauteilen dient der verständlichen Darstellung des Tragverhaltens des Bauwerkes. So werden Druck- und Zugglieder farblich unterschiedlich akzentuiert. Je kleiner und wichtiger das Bauteil, um so intensiver die Farbe, z. B. die Hänger der Stabbogenbrücken in Rot.

Farbe kann auch dem „Verlust des Ortes“ entgegenwirken.

Farbe kann die Akzeptanz bei den Anliegern und Benutzern erhöhen und identitätsstiftend sein.

Bild 32: Die Farbe als Visualisierungshilfe

Nach intensiver Diskussion im Arbeitskreis „Brückengestaltung“ hat sich die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte für die Brückenfarbe „Grau“ entschieden.

19. Schlussbemerkung

Von großer Bedeutung sind das vom gegenseitigen Respekt getragene Diskussionsergebnis des Arbeitskreises und die dort entwickelten konsensfähigen Vorschläge zur Detailfindung. Positiv hervorzuheben ist, dass trotz der rigiden Bindung an das Thema „Stabbogen“ eine Vielzahl von Entwurfsvarianten entstanden ist. Zur Vermeidung von Uniformität hat sich der „Ideenwettbewerb“ zwischen verschiedenen Arbeitsgemeinschaften aus Ingenieuren und Architekten bewährt.

Die Ingenieur-Brücke sähe sicherlich anders aus als die Architekten-Brücke - die Brücke des Dialogs ist die Bessere.

Verfasser

Dipl.-Ing. Udo Beuke
Referat Konstruktive Gestaltung
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kussmaulstrasse 17, 76187 Karlsruhe
Tel.: 0721 9726 – 5800
E-Mail: udo.beuke@baw.de

Umweltaspekte der Binnenschifffahrt (1.4)

Umweltgesetzgebung zum Erreichen einer nachhaltigen Binnenschifffahrt

Dipl.-Ing. Gernot Pauli
Zentralkommission für die Rheinschifffahrt, Straßburg

KURZFASSUNG

Die Umweltschutzgesetzgebung ist heute das wichtigste Instrument zum Erreichen einer nachhaltigen Entwicklung der Binnenschifffahrt in Europa. Dessen ungeachtet werden die verschiedenen Regelungen häufig als nicht weitgehend genug, oder im Gegenteil, als übermäßig oder unnötig kritisiert.

1. Rahmen für die Analyse der Umweltgesetzgebung in der Binnenschifffahrt

Aus der Binnenschifffahrt können ernsthafte ökologische Belastungen resultieren, Gohlisch et al (2005). Tabelle 1 zeigt diese Belastungen, ausgehend von einem vereinfachten Lebenszyklus- und Systemansatz für die Binnenschifffahrt.

2. Europas Umweltgesetzgebung in der Binnenschifffahrt

Ursprünglich behandelten allgemeine Sicherheitsvorschriften der Zentralkommission für die Rheinschifffahrt (ZKR) über den Bau und den Betrieb von Fahrzeugen Umweltaspekte lediglich indirekt. In den letzten 15 Jahren hat die EU besondere Umweltschutzvorschriften erlassen, die auch bestimmte Aspekte der Binnenschifffahrt einschließen. Mittlerweile regulieren Vorschriften der ZKR und der EU viele ökologische Belastungen und ihre Quellen, wie der nachfolgende Überblick zeigt:

- Die Rheinschifffahrtspolizeiverordnung, die den Betrieb der Fahrzeuge regelt, verbietet die Einleitung von bestimmten Abwässern und von Bilgenwasser.
- Die Rheinschiffsuntersuchungsordnung, die Richtlinie 82/714/EWG über die technischen Anforderungen an Binnenschiffe und die Richtlinie 97/68/EG über die Abgasemissionen von mobilen Maschinen regulieren Abgas- und Lärmemissionen und verhindern oder minimieren Eintragungen von Abwässern, Bilgenwasser, Schmierstoffen sowie der Ladung.
- Die Vorschriften über den Transport von Gefahrgütern auf dem Rhein (ADNR), die den Bau und den Betrieb von Fahrzeugen regeln, verhindern oder minimieren unfallbedingte Eintragungen von gefährlichen Stoffen.
- Die Richtlinie 92/43/EWG über den Schutz von Habitaten und die Richtlinie 2000/60/EG über die Wasserpolitik, die teilweise auch auf Bau, Betrieb, Instandhaltung von Wasserstraßen und bestimmten Bereichen von Umschlagseinrichtungen regulierend einwirken, verhindern oder minimieren, insbesondere durch umfassende Bewirtschaftungspläne, vielfältige Belastungen der Wasserkörper und Habitate.

Einige ernsthafte Lücken in den Regelwerken werden derzeit geschlossen:

- Ein internationales Übereinkommen zur Verhinderung der Eintragung von festem und flüssigem Abfall befindet sich im Ratifizierungsprozess.
- Richtlinien zur Minimierung von unfallbedingten Eintragungen beim Be- und Entladen von Gefahrgütern werden entwickelt.

Andere vielversprechende Maßnahmen, die zu einer substantiellen Reduzierung von Belastungen führen könnten, werden derzeit noch nicht ernsthaft diskutiert:

- Erstellen von Managementstrategien und -plänen für Schiffe, die alle ökologischen Belastungen abhandeln; (allgemein scheint das Management, im Gegensatz zum Betriebspersonal, in den Vorschriften über den Betrieb der Fahrzeuge unzureichend berücksichtigt zu werden);
- Verminderung des Kraftstoffsverbrauchs und damit der Emissionen beim Betrieb der Fahrzeuge, z.B. Anpassung der Geschwindigkeit an die spezifischen nautischen Bedingungen und den geforderten Zeitplan;
- Systematische Einbeziehung von ökologischen Aspekten in Ausbildung und Prüfung von Betriebspersonal.

Um eine nachhaltige Binnenschifffahrt zu erreichen,

	Design	**Betrieb**	**Unterhaltung**
Wasserstraße	Vorbestimmung von Belastungen während Lebenszyklus	Hydromorphologische Belastungen; Eintragungen von Schleusen, Wehren, …	Sedimententnahme/-verlagerung; Eintragungen (Farben …)
Fahrzeug	Vorbestimmung von Belastungen während Lebenszyklus	Abgas-/Lärmemissionen; Eintragungen von Abfall-/Ladegut; fremde Arten; Resuspension von Sedimenten; Wellen	Eintragungen (Farben …)
Umschlagseinrichtung	Vorbestimmung von Belastungen während Lebenszyklus	Abgas-/Lärmemissionen; Eintragungen von Abfall-/Ladegut	Sedimententnahme/-verlagerung; Eintragungen (Farben …)

Tabelle 1: Ökologische Belastungen, die von der Binnenschifffahrt ausgehen können

scheinen daher das Schifffahrtsgewerbe und die Regierungen gut beraten zu sein,

- die betreffende Umweltschutzgesetzgebung zu vervollständigen;
- nicht-legislative Maßnahmen, wie Richtlinien der Industrie oder marktbasierte Instrumente (wie Steuern und Systeme von handelbaren Genehmigungen) zu untersuchen (und anzuwenden), weil diese zur Erreichung bestimmter Umweltziele effektiver sein könnten.

Literatur

GOHLISCH, G., HUCKSTEIN, B., NAUMANN, S., RÖTHKE-HABECK, P.: Umweltauswirkungen der Binnenschifffahrt, Internationales Verkehrswesen (57), 4/2005, p.150-154

Verfasser

Dipl.-Ing. Gernot Pauli
Chefingenieur
Zentralkommission für die Rheinschifffahrt
2, place de la République, 67082 Strasbourg
Tel.: 00 33 (0)3 88 52 20
E-Mail: g.pauli@ccr-zkr.org

Umweltaspekte der Binnenschifffahrt (1.4)

Umsetzung der EU- Wasserrahmenrichtlinie

Mag. rer. publ. Gerhard Schimm
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd, Würzburg

KURZFASSUNG

Besonderheiten bei der Einführung der EU-Wasserrahmenrichtlinie in Deutschland und ihre Auswirkungen auf die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes

Wie auch in anderen EU-Ländern ist die EU-Wasserrahmenrichtlinie (2000/60/EU) in Deutschland in nationales Recht umzusetzen.

Aufgrund des föderalistischen Systems geschieht dies in Deutschland auf einem besonderen Wege und möglicherweise mit besonderen Folgen für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, die für Unterhaltung und Ausbau der Bundeswasserstraßen zuständig ist.

Zunächst ist darauf hinzuweisen, dass die verschiedenen hoheitlichen Aufgaben des Staates dem Bund und den Ländern verfassungsrechtlich zugewiesen sind. Eine Vermischung dieser Aufgaben ist nur dort gestattet, wo es das Grundgesetz ausdrücklich vorsieht.

Die Verwaltung der Bundeswasserstraßen für die Aufgaben der Binnen- und Seeschifffahrt obliegt nach Art. 71 i.V.m. Art. 89 GG dem Bund. Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ist eine Bundesbehörde, die aus dem Bundeshaushalt finanziert wird.

Aufgaben des Wasserhaushalts obliegen in Deutschland den Ländern, Art. 70 GG. Der Bund darf lediglich Rahmenvorschriften erlassen (Art. 75 Abs. 1 Nr. 4 GG). Verwaltung und Finanzierung dieser Aufgaben obliegen den Ländern.

Die Inhalte der EU-Wasserrahmenrichtlinie wurden zunächst im Jahre 2002 in das Wasserhaushaltsgesetz des Bundes als Rahmengesetz übernommen. Die Länder haben diese Vorgaben in ihren Landeswassergesetzen auszugestalten, d.h. Regeln über Verwaltungszuständigkeiten, Ausführungsbefugnisse und -verpflichtungen zu treffen.

In diesem Rahmen wird von einigen Ländern versucht, die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung als Eigentümer und/oder als Nutzer der Bundeswasserstraßen an den Kosten für Maßnahmen zur Verbesserung der Gewässergüte finanziell zu beteiligen (z.B. Entwurf des Hessischen Wassergesetzes).

Dies ist aus Sicht der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung verfassungsrechtlich nicht haltbar. Allerdings gibt es Ansätze von anderen Bundesbehörden, etwa des Umweltbundesamtes, eine solche Beteiligung herbeizuführen. Dies könnte erhebliche Auswirkungen auf die Unterhaltungs- und Ausbautätigkeit der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung und damit auch für die Schifffahrt haben: wenn nämlich Haushaltsmittel, die für Unterhaltung und Ausbau vorgesehen sind, in Maßnahmen zur Verbesserung des ökologischen Potenzials bzw. Zustands gesteckt werden müssten.

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes wendet sich hier nicht gegen Maßnahmen des Umwelt- und Naturschutzes, im Gegenteil: im Rahmen der Unterhaltung ist die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung gesetzlich beauftragt, Belange des Naturschutzes zu berücksichtigen; im Rahmen des Ausbaus wird durch Umweltverträglichkeitsprüfung sowie Kompensationsmaßnahmen dafür gesorgt, dass kein naturschutzfachliches Defizit verbleibt, dass also der Zustand der Gewässer durch die Nutzung der Schifffahrt nicht verschlechtert wird. Eine Verbesserung des ökologischen Zustands bzw. Potenzials geht aber über den verfassungsrechtlichen Auftrag hinaus, da dies zu einer nach dem Grundgesetz unzulässigen Mischverwaltung führen würde. Dafür stellt der Bund der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung keine Mittel zur Verfügung.

Sollte sich die Rechtsauffassung der Länder durchsetzen, würde dies zu weiteren Einschnitten bei der Unterhaltung und dem Ausbau der Bundeswasserstraßen führen.

Verfasser

Mag. rer. publ. Gerhard Schimm
Dezernat Planfeststellung
Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd
Wörthstraße 19, 97082 Würzburg
Tel.: 0931 4105 – 392
E-Mail: g.schimm@wsd-s.wsv.de

Containertransport (2.1)

Dynamisches Fahrverhalten sehr großer Containerschiffe unter extremen Flachwasserbedingungen

Dr.-Ing. Klemens Uliczka
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Dipl. Ing. Bernhard Kondziella
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Veranlassung

Die rasante Entwicklung der Containerschifffahrt hat die Prognosen der Schiffsgrößenentwicklung in den letzten Jahren deutlich übertroffen. Sehr große Post-Panmax-Containerschiffe mit Kapazitäten bis etwa 8.500 TEU laufen schon heute Hamburg und Bremerhaven an. Containerschiffe mit Kapazitäten von 9.700 TEU sollen in 2008 ausgeliefert werden. Für derartige Schiffe mit Längen um l = 340 m, Breiten um b = 46 m und Tiefgängen bis etwa t = 14,5 m ist die Kenntnis ihres fahrdynamischen Verhaltens bei Revierfahrt erforderlich, um zum einen die für weitere Fahrrinnenanpassungen der Unter- und Außenelbe sowie der Außenweser eingesetzten Berechnungsansätze auf ihre Gültigkeit für derart große Fahrzeuge hin zu überprüfen sowie zum anderen der Schifffahrt eine wirtschaftlich optimale Nutzung der Wasserstraßen zu ermöglichen.

Erste Grundlagenuntersuchungen zum dynamischen Fahrverhalten derart großer Containerschiffe in hydraulischen Modellen (Maßstab 1:40) zeigten Tendenzen eines reduzierten Squats auf (Uliczka/Flügge, 2001; Flügge/Uliczka, 2001), die durch weitere Modellversuche in seitlich unbegrenztem sowie seitlich begrenztem, extremen Flachwasser ergänzt wurden (Uliczka et al., 2004). Im Rahmen eines Forschungs- und Entwicklungsprojekts der BAW wurde erstmals anhand von RANSE-Simulationen das Verhalten dieser Schiffsmodelle im seitlich unbegrenzten, extremen Flachwasser numerisch nachvollzogen (Azcueta, 2003); diese Untersuchungsmethode ist jedoch z.B. hinsichtlich einer Fahrrinnenbemessung noch immer dem Bereich der Forschung zuzuordnen.

Zur Ergänzung der systematischen Grundlagenuntersuchungen wurden mit Unterstützung der Hamburger Hafen- und Lagerhaus AG (HHLA), der Hapag Lloyd Container Line GmbH (HLCL) und der Yang Ming Marine Transport Corporation (YM) umfangreiche Messungen zum fahrdynamischen Verhalten großer Containerschiffe bei Revierfahrt auf der Unter- und Außenelbe vorgenommen. Ein erster Vergleich mit den Systemversuchen aus dem hydraulischen Modell zeigte erwartungsgemäß eine gute Übereinstimmung des geschwindigkeitsabhängigen Squat (Uliczka et al., 2004). In Verbindung mit einer hydrodynamisch-numerischen Hindcast-Modellierung der jeweiligen hydrologischen Randbedingungen auf der Elbe konnten zudem die Squat- und Trimm-Messungen nicht nur in einzelnen Querschnitten, sondern entlang der gesamten Fahrstrecke vom Hamburger Hafen bis in die Außenelbe auf ca. 120 km annähernd lückenlos mit ausgewählten Berechnungsansätzen verglichen und bewertet werden.

Neueste Erkenntnisse aufgrund weiterer Untersuchen bei geringer Under Keel Clearance (UKC) verdeutlichen die Notwendigkeit zur kontinuierlichen Beobachtung der Schiffsentwicklung und deren Fahrverhalten unter extremen Flachwasserbedingungen, wie sie bei Revierfahrten in den deutschen Seeschifffahrtsstraßen gegeben sind (Uliczka/Wezel, 2005).

Der Fachbegriff „Dynamisches Fahrverhalten“ wird im folgenden reduziert auf die vertikalen Bewegungen des Schiffs (Squat und Trimm) in Wechselwirkung u.a. mit der Schiffsgröße, Schiffsform, der Schiffsgeschwindigkeit, den Fahrwasserbegrenzungen und den Sohlstrukturen. Als Squat ist die Absenkung des fahrenden Schiffs mit dem Primärwellen-System, das es selbst bei Fahrt erzeugt, definiert. Trimm ist die Verdrehung des Schiffs um die Querachse und wird beeinflusst u.a. von bestimmten Schiffsparametern sowie der Schiffsgeschwindigkeit.

Systemversuche im hydraulischen Modell

Die Systemuntersuchungen im hydraulischen Modell hatten das Ziel, der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) für kommende Ausbauplanungen die geschwindigkeits-, wasserstands- und tiefgangsabhängigen Parameter Squat und Trimm zur Festlegung der Fahrrinnentiefen zur Verfügung zu stellen. Die Modelluntersuchungen waren in drei Teilprojekte unterteilt:

1. Erfassung von Squat und Trimm sowie schiffserzeugter Druck- und Wellensysteme bei Fahrt über eine feste, ebene Sohle in seitlich unbegrenztem Flachwasser
2. Erfassung von Squat und Trimm sowie schiffserzeugter Druck- und Wellensysteme bei Fahrt über eine feste Sohle mit Transportkörpern (TK) in seitlich unbegrenztem Flachwasser
3. Systematische Untersuchungen zur Erfassung von Squat und Trimm sowie schiffserzeugter Druck- und Wellensysteme bei Fahrt im Revier mit seitlich begrenzter Fahrrinne im Flachwasser

Ausgewählte Ergebnisse von den Teilprojekten 2 und 3 werden im Folgenden vorgestellt.

Die Untersuchungen zum fahrdynamischen Verhalten sehr großer Post-Panmax-Containerschiffe in der Wechselwirkung zu verschiedenen Transportkörpersohlen sowie zu seitlich begrenzten Fahrrinnen wurden im Flachwasserbecken der BAW-DH (Länge ca. 100 m, Breite ca. 35 m, max. Wassertiefe 0,7 m) in einem Modellmaßstab von M 1:40 vorgenommen. Ausgewählte Schiffsparameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Bezeichnung	Länge	Breite	Tiefgang	UKC_R*	c_B-Wert**	SG+	Gewichtstrimm	KG++
-	m	m	m	m	-	-	-	m
JUMBO	320	40	14,5	1-2	0,740	6,29	Hart	11,8
MEGA-JUMBO	360	55	15,5	1-1,5-2	0,677	6,10	Hart	10,2

*UKC_R: Under-Keel-Clearance ** c_B: Blockfaktor + SG: Schlankheitsgrad ++ KG: Gewichtsschwerpunkt über Kiel

Tabelle 1: Schiffsparameter der Untersuchungen im hydraulischen Modell (Maßstab 1:40)

Durch Einhaltung der geometrischen und dynamischen Ähnlichkeitsbedingungen ist die Prognosefähigkeit der Untersuchungen sichergestellt. Mittels einer Laser-Zielplatten-Messanordnung auf den Modellschiffen war es möglich, das vertikale dynamische Verhalten der funkferngeschalteten (seilgeführten) selbstfahrenden Modelle über eine Strecke von etwa 90 m von der Beschleunigungsphase bis zum Abstoppen zu erfassen. Die interne geschwindigkeitsunabhängige Prognosegenauigkeit des Systems lag $\Delta S < 1$ mm im Modell; dies entspricht < 4 cm in der Natur. Beim punktuell messenden, laser-geometrischen Verfahren wurden in Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeit (v_S < 18 kn) Prognosewerte ebenfalls mit einer Genauigkeit von $\Delta S < 1$ mm (Modell) erreicht.

Fahrt über eine feste Sohle mit Transportkörpern (TK) in seitlich unbegrenztem Flachwasser

Das folgende Foto zeigt die Transportkörperstrecke im hydraulischen Modell zur Simulation des Einflusses von Sohlstrukturen auf die Schiffsdynamik im extremen Flachwasser (Beispiel: TK-Länge λ = 50 m).

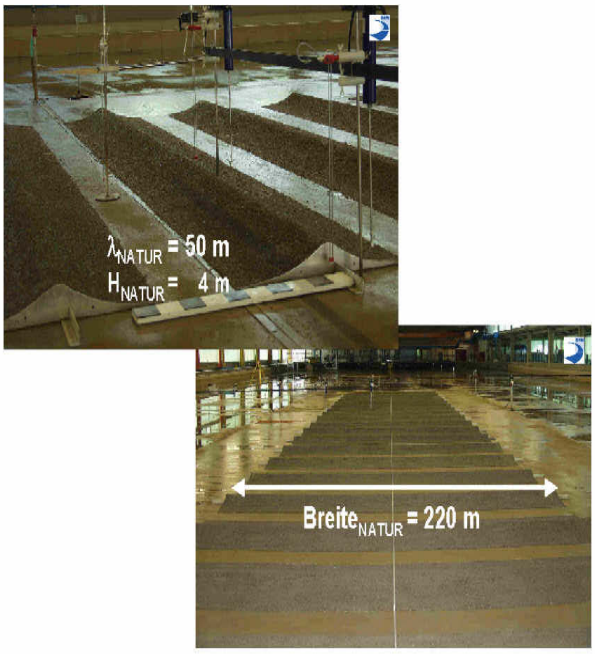
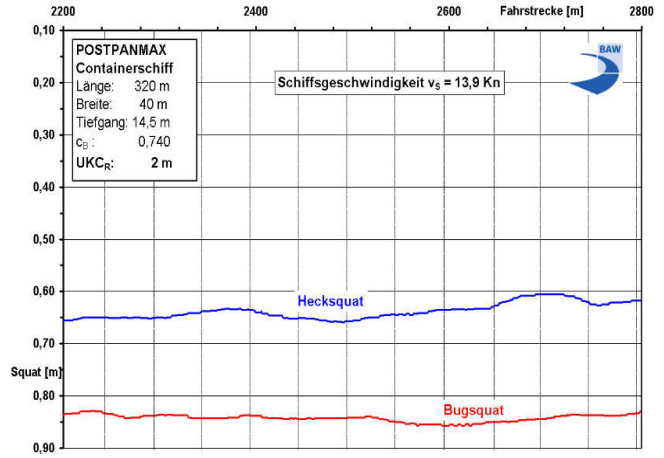


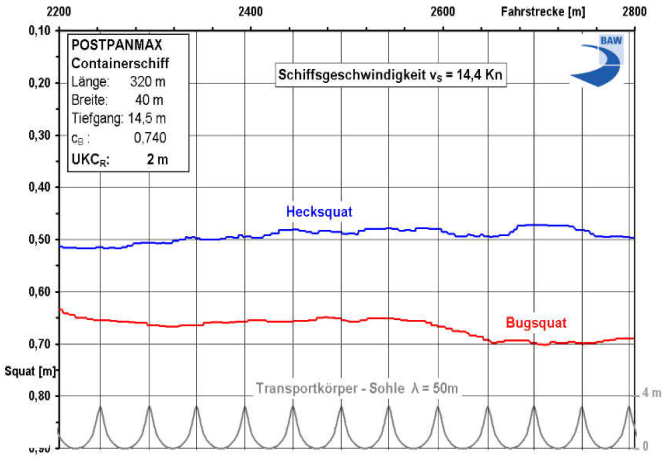
Bild 1: Transportkörperstrecke in seitlich unbegrenztem Fahrwasser im Modellmaßstab 1:40 (hier: TK-Länge λ = 50 m)

Die folgende Grafik in Bild 2 zeigt die kontinuierliche Aufzeichnung der vertikalen Bewegung von Bug und Heck eines JUMBO bei Fahrt über eine ebene Sohle sowie bei Fahrt über Transportkörper der Längen von 50 m bzw. 100 m sowie einer kombinierten Sohlstruktur. Ein Vergleich der Grafiken veranschaulicht das dynamische Verhalten des Containerschiffs in Abhängigkeit der Transportkörperlänge.

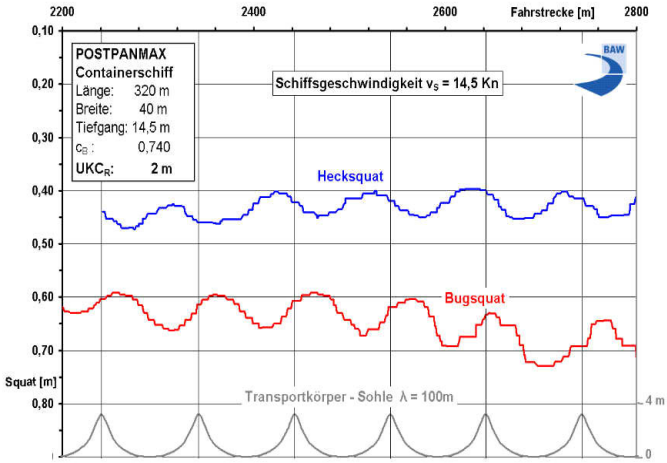
Bei der Fahrt über die Transportkörperstrecke mit λ = 50 m zeigte das Schiff im Verhältnis zur ebenen Sohle ein leicht unruhigeres Fahrverhalten. Mit λ = 100 m war ein Verhältnis von TK-Länge λ zu Schiffslänge l von etwa λ = l / 3 gewählt, so dass ein Stampfen des großen PPM-Containerschiffs mit der Periode der Transportkörper angeregt wurde. Der Grund liegt in einem lokal höheren Bugsquat bei geringerer UKC über dem



… ebene Sohle



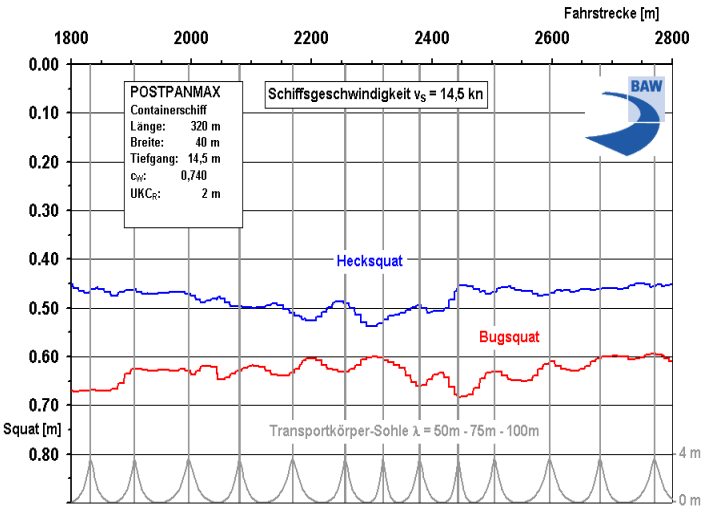
… λ_{TK} = 50 m



… λ_{TK} = 100 m

Bild 2a: Dynamisches Fahrverhalten eines großen Containerschiffs (JUMBO, Bug und Heck) bei der Fahrt über eine ebene Sohle und bei Fahrt über Transportkörper verschiedener Länge

TK-Berg und gleichzeitigem geringeren Hecksquat bei lokal größerer Wassertiefe im TK-Tal. Die Amplituden erreichten in Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeit im Maximum Werte bis zu ΔS = 0,16 m (v_S = 15,3 kn).



… λ_{TK} = 50 – 75 – 100 m

Bild 2b: Dynamisches Fahrverhalten eines großen Containerschiffs (JUMBO, Bug und Heck) bei der Fahrt über eine kombinierte Sohlstruktur (λ = 50 m, 75 m und 100 m)

Die systematischen Untersuchungen mit TK-Feldern jeweils gleicher TK-Länge wurden ergänzt durch Fahrten über eine TK-Sohle mit unregelmäßigen Längen von λ = 50 m - 75 m - 100 m. Ein leichtes Stampfen des JUMBO wurde infolge der unregelmäßien TK-Abfolge desgleichen in einer Größenordnung von etwa ΔS = 0,07 m (v_S = 16,8 kn) registriert. Der Absolutwert des Squat wurde gleichermaßen reduziert wie bei den Versuchen mit konstanter TK-Länge.

Bild 3 zeigt den funktionellen Zusammenhang des geschwindigkeitsabhängigen Squats bei Fahrt des JUMBO über verschiedene Sohlformen (ohne TK, λ = 50 m, λ = 100 m, λ = 50 m - 75 m - 100 m). Die Ergebnisse des punktuellen Messverfahrens zeigen eine deutliche Abnahme des Squats bei der Fahrt über eine TK-Strecke, was sich besonders klar bei einer Kielfreiheit von UKC_R = 2 m mit einer Größenordnung bis zu ΔS = 0,3 m (v_S = 15 kn) ergab.

Wie beim JUMBO wurde auch beim MEGA-JUMBO der reduzierte, geschwindigkeitsabhängige Squat bei Fahrt über TK-Strecken deutlich (UKC_R = 1,5 m). Anders als beim JUMBO überwog beim MEGA-JUMBO unter extremen Flachwasserbedingungen der Hecksquat gegenüber dem Bugsquat, so dass sich ein negativer Trimmwinkel ergab. Dieses dynamische Verhalten war auf das Zusammenwirken der großen Schiffsbreite (b = 55 m) mit dem Ein-Schrauben-Antrieb bei extremem Flachwasser (ausgeprägtes Druckminimum durch Schraubensog am Heck) zurückzuführen.

Für die Diskussion und die Erklärung der gemessenen sehr geringen Squatwerte sind folgende hydromechanische Prozesse ausschlaggebend:

- Der Squat ist die Absenkung des fahrenden Schiffs mit dem sich ausbildenden Primärwellensystem, was zugleich eine kennzeichnende Größe des Schiffswiderstandes ist; durch Breiten- und Längenentwicklung sowie die strömungstechnische Optimierung der modernen Schiffsrümpfe haben sich die geometrischen Bedingungen für die Ausbildung des Primärwellensystems verändert, die Absunkwerte und folglich der Squat - bezogen auf die Schiffsgröße - wurden geringer.
- Die Wirkung von Sohlstrukturen (Transportkörper TK) auf das dynamische Fahrverhalten sehr großer Containerschiffe unter extremen Flachwasserbedingungen war bisher nicht erforscht. Aus Gründen der nautischen Sicherheit wurde bislang die Solltiefe auf die Kuppen der Transportkörper bezogen. Es wurde von einer erhöhten Formrauheit des Systems, damit einer höheren Energiedissipation für die Schiffserzeugte Rückströmung ausgegangen mit der Folge eines stärkeren Primärwellensystems, das wiederum den Squat erhöht.
- Die systematischen Modellversuche zeigen jedoch, dass im Vergleich zur ebenen Sohle über einer TK-Sohle mit derart geringen Neigungen (H = 4 m; λ = 50 m - 100 m) ein vergrößerter Rückstromquerschnitt mit entsprechend verminderter Energiedissipation wirksam ist, der wiederum zu einer Abschwächung des Primärwellensystems und damit zu einer Verminderung des Squats führt.
- Die ergänzenden Untersuchungen zum Einfluss einer unregelmäßigen TK-Strecke auf das dynamische Fahrverhalten verdeutlichen, dass auch hier ein - aber geringeres - "Stamp-

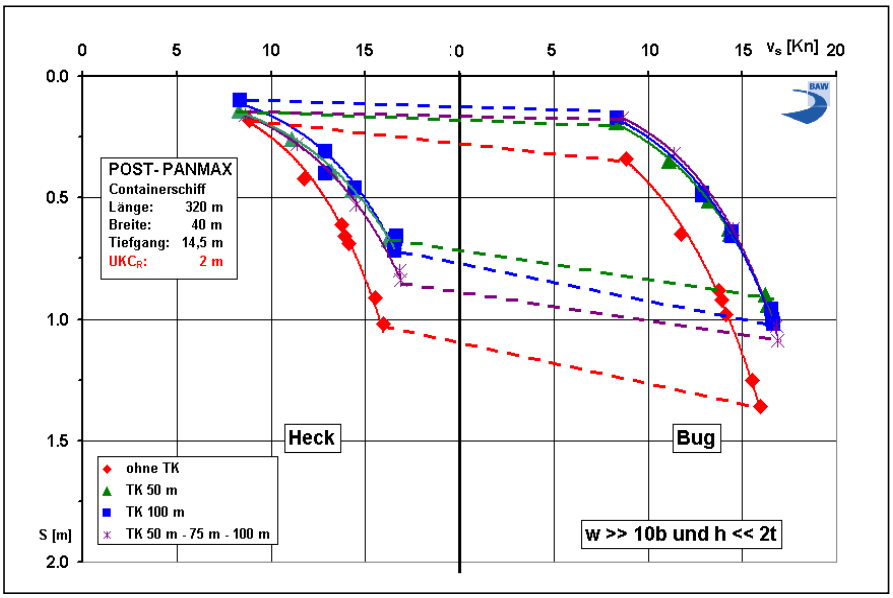


Bild 3: Einfluss der Sohlformen auf Squat und Trimm eines großen PPM-Containerschiffs (hier: JUMBO) bei UKC_R = 2 m

fen" für alle untersuchten Schiffseinheiten festzustellen war und der Absolutwert des Squat in der gleichen Weise wie bei den vorherigen TK-Sohlen abgemindert werden kann.

Fahrt im Revier mit seitlich begrenzter Fahrrinne im Flachwasser

Die Systemversuche zur Erfassung von Squat und Trimm bei Fahrt im Revier mit seitlich begrenzter Fahrrinne wurden im Flachwasserbecken der BAW vorgenommen, indem die Unterwasserstrukturen schematisch mit flexibel einsetzbaren Aluminiumsystemen nachgebildet wurden. Untersucht wurden Fahrten in

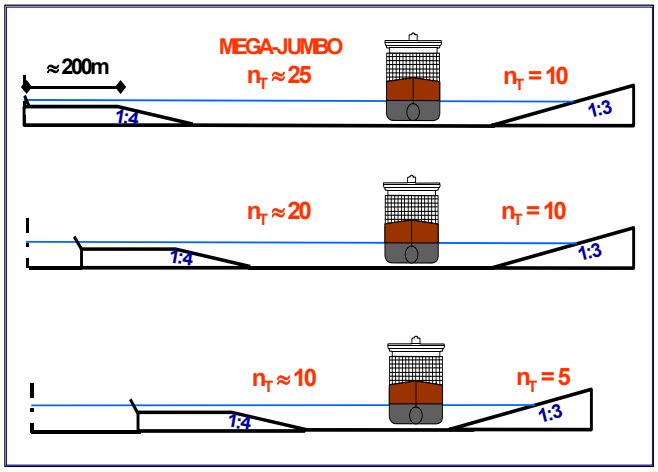


Bild 4: Schematische Darstellung der u. a. untersuchten Querprofile

Trapezprofilen (mittige und außermittige Fahrt) sowie in kombinierten Profilen von Böschung und Flachwasser. Eine schematische Darstellung der u.a. untersuchten, extrem engen Querprofile der Versuchsserien „Böschung/Flachwasser" mit Querschnittsverhältnissen für den MEGA-JUMBO von n = 17,5 bis n = 7,5 und Teilquerschnittsverhältnissen von $n_T = 25 / 10$ bis $n_T = 10 / 5$ zeigt Bild 4.

Zur Verdeutlichung der Größenverhältnisse in der Versuchseinrichtung der BAW zeigt Bild 5 ein Foto des MEGA-JUMBO bei Fahrt durch ein Profil der Versuchsserie „Böschung/Flachwasser".

Eines der hier ausgewählten Ergebnisse zum geschwindigkeitsabhängigen Squat des MEGA-JUMBO im Vergleich von mittiger Fahrt z.B. für n = 15 und bei außermittiger Fahrt von $n_T = 10 / 20$ (n = 15) verdeutlichte, dass entgegen früherer Annahmen der Passierabstand vom Ufer, somit auch das Teilquerschnittsverhältnis einen annähernd unbedeutenden Einfluss auf den Squat hat, obwohl das einseitige Primärwellensystem, also die Uferbelastungen durch Schwall und Sunk sowie Rückströmung bei geringen Passierabständen stark ansteigen. Der einseitig höhere Wasserstraßenwiderstand bei außermittiger Fahrt wirkt sich lediglich auf die etwas geringere Schiffsgeschwindigkeit bei gleicher Schraubendrehzahl aus, was in erster Linie anhand der möglichen Maximalgeschwindigkeit ($\Delta v_{S,MAX} \approx 0{,}5$ kn) deutlich wird.

Wie stark sich seitliche Begrenzungen des Fahrwassers wie u.a. Flachwasserbereiche auf den Squat in einer Fahrrinne mit einem Tiefenverhältnis von $h_{RINNE} / h_{SEITE} = 3$ auswirken, zeigen die vergleichenden Auftragungen des geschwindigkeitsabhängigen Squat für den MEGA JUMBO in Bild 6.

Im Vergleich zum seitlich unbegrenztem Fahrwasser (rot) …

- erhöht sich der Squat bei der Fahrt durch ein Trapezprofil mit n = 25 (grün) erst ab $v_S \approx 13$ kn (bei $v_S \approx 15$ kn steigt $\Delta S_{HECK} < 1$ dm)
- zeigt sich bei Einengung der Fahrrinne durch seitliche Flachwasserbereiche (dunkel-blau) eine Zunahme des Squat um etwa $\Delta S_{HECK} \approx 2$ dm bei $v_S \approx 13$ kn ($\Delta S_{HECK} \approx 3$ dm bei $v_S \approx 15$ kn)
- beträgt die hydraulische Wirksamkeit des an die Rinne angrenzenden Flachwasserbereichs (dunkelblau) auf den Squat und zum Trapezprofil (grün) etwa 20 %

Eine Änderung des Querprofils von einer durchgehenden Böschung von 1:4 (hellblau) zu einer Fahrrinne in einen quasi seitlich unbegrenzten Flachwasserbereich (dunkelblau) führt zu einer erheblichen Reduzierung des Squat um annähernd $\Delta S_{HECK} \approx 4$ dm bei $v_S \approx 13$ kn.

Für die WSV sind die Beispiele der o.a. Grundlagenuntersuchungen von besonderer Bedeutung, weil einzelne Systemparameter zur Bemessung von Fahrrinnentiefen hinsichtlich ihrer Wirkung auf Squat und Trimm näher betrachtet werden konnten.

Ergänzende Messungen in der Natur

Bild 5: Systemversuch zur Fahrt in seitlich begrenztem Flachwasser mit dem MEGA-JUMBO mit etwa $v_{S,MODELL} = 1{,}0$ m/s ($v_{S,NATUR} = 12{,}5$ kn; Trapezprofil n = 15; $n_T = 10 / 20$).

In der Zeit von April 2003 bis Juni 2004 wurden zwölf Fahrten von POST-PANMAX-Containerschiffen sowohl bei sehr ruhigen als auch bei stürmischen meteorologischen Bedingungen (bis etwa Windstärke Beaufort 9) messtechnisch begleitet. Die Reederei Hapag Lloyd (HLCL) unterstützte acht Fahrten von Schiffen der Hamburg Express-Klasse (7.506 TEU), während durch Vermittlung des Tollerort Container Terminals (TCT) vier Messfahrten auf Schiffen der 5.500-TEU-Klasse der Reederei Yang Ming (YM) durchgeführt werden konnten.

Ausgewählte Kenndaten der Schiffstypen sowie der Bereich der mittle-

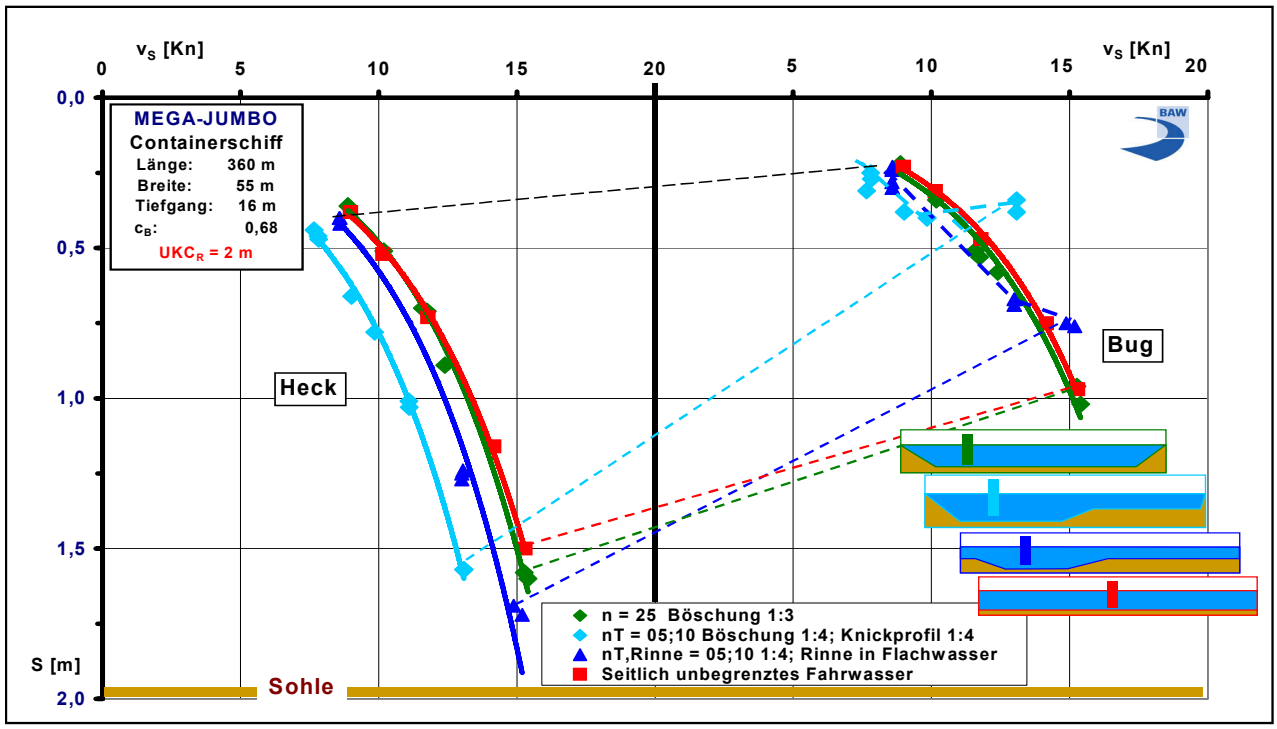


Bild 6: Einfluss von seitlichen Flachwasserbereichen (h_{RINNE} / h_{SEITE} = 3) auf Squat und Trimm eines MEGA-JUMBO bei außermittiger Fahrt n = 7,5 (n_T = 5 / 10) sowie Vergleich mit seitlich unbegrenztem Fahrwasser

ren Tiefgänge und des kennzeichnenden, tiefgangsabhängigen Blockfaktors c_B während der Messfahrten sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Die Containerschiffe wurden im Hamburger Hafen mit vier autarken GPS-Messsystemen auf den Nocken und einem Datenerfassungssystem auf der Brücke bestückt. Die fahrdynamischen Daten wurden vom Container Terminal Altenwerder (CTA) bzw. vom TCT bis ca. nördlich Scharhörn (ca. 120 km ≈ 65 sm) aufgenommen. Des Weiteren wurde an sechs Querprofilen der Unterelbe von einem kleinen, sehr schnellen Messschiff kurz vor der jeweiligen Schiffspassage Strömungs-, Temperatur- und Leitfähigkeitsmessungen durchgeführt. Während der Revierfahrt wurden Begegnungs- und Überholsituationen sowie außergewöhnliche Manöver (u.a. Lotsenwechsel) registriert und dokumentiert.

Bild 7 zeigt die Positionen der geodätischen GPS-Antennen exemplarisch auf dem Containerschiff CMS „Berlin Express“ von Hapag Lloyd. Die Manövrierdaten wurden vom jeweiligen Schiffsführungssystem abgegriffen.

Auf das satellitengestützte Messverfahren wird im Folgenden nur verkürzt eingegangen und für weitergehende Fragestellungen auf die Veröffentlichung von Maushake/Joswig (2004) verwiesen. Über spezielle Pegelauswertungen, hochpräzise PDGPS-Messungen und Berechnungen virtueller Referenzstationen wurden in Verbindung mit den Schiffsdaten (Propellerdrehzahl, Ruderlage u.a.) die Schiffsbewegungen, die nautischen Manöver, der örtliche Squat, der Trimm und die Krängung sowie die Netto-Verkehrsspurbreite analysiert.

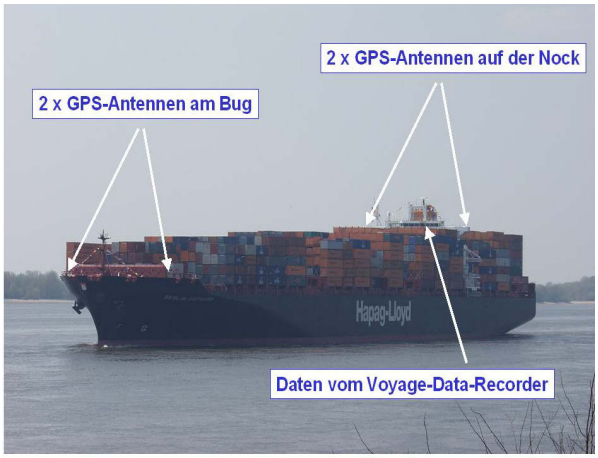


Bild 7: Positionen der geodätischen GPS-Antennen am Beispiel der CMS BERLIN EXPRESS von HAPAG LLOYD (HLCL) *Foto: BAW-DH*

Die Überprüfung des Pegel-Interpolations-Verfahren erbrachte maximale Differenzen zwischen der Wasserspiegel-Interpolation und zusätzlichen PDGPS-Null-Messungen von unter einem Zentimeter. Die Extrapolation des Wasserspiegels vom Pegel St. Pauli in das Hafenbecken des TCT, dem Liegeplatz der Yang Ming Schiffe, wurde zusätzlich durch PDGPS-Messungen vom Begleitboot aus gestützt (Maushake/Joswig, 2004).

	Länge ü. A. lpp [m]	Breite b [m]	mittlerer Tiefgang t_m [m]	Blockfaktor c_B [-]	Kapazität TEU
HAMBURG EXPRESS- Klasse	320,4	42,8	10,8 – 12,6	0,62 - 0,65	7.506
5.500-TEU YM-Klasse	274,7	40	11,4 – 13,2	0,56 - 0,59	5.500

Tabelle 2: Ausgewählte Kenndaten der untersuchten Post-Panmax-Containerschiffe

Die Güte der Squatbestimmung aus den GPS-Messungen wurde mit $\Delta S = \pm 0{,}05$ m abgeschätzt, bei der Bestimmung der Kielfreiheit (Under Keel Clearance, UKC) kann aufgrund der Güte des digitalen Geländemodells aus Flächen- und aktuellen Verkehrssicherungspeilungen von einer Genauigkeit von besser als $\Delta UKC < \pm 0{,}2$ m ausgegangen werden. Für die Schiffsgeschwindigkeit (Fahrt über Grund) und Krängung wurden Genauigkeiten von $\Delta v_S = \pm 0{,}08$ Kn bzw. $\Delta \Phi = \pm 0{,}07$ abgeleitet (Maushake/Joswig, 2004).

Eine Analyse der begleitenden hydrologischen Querprofilmessungen ermöglichte die Berücksichtigung der Strömungs- und Dichteverhältnisse bei der gesamten Revierfahrt, so dass der Squat gegen Fahrt durch Wasser aufgetragen werden konnte (Bild 8).

Die geschwindigkeitsabhängigen Squatwerte in Bild 8 (Bug; HLCL = Quadrate; YM = Dreiecke) streuen zum einen aufgrund der unterschiedlichen Schiffstypen, zum anderen auch infolge der verschiedenen Wasserstraßenquerschnitte einhergehend mit unterschiedlicher UKC.

Der höhere Bugsquat der YM-Containerschiffe resultiert aus der sehr starken geschwindigkeitsabhängigen vorlichen Vertrimmung ab einer Schiffsgeschwindigkeit von etwa 11 kn, da diese Schiffe derart konstruiert sind, dass das Spiegelheck ab einem Tiefgang von 12 m eintaucht, das eingetauchte Heck für Auftrieb sorgt und somit das schlanke Vorschiff in die Absunkwelle vertrimmt. Wie die Spantenrisse dieses Schiffstyps zeigen, erfolgt eine deutliche Auftriebszunahme am Vorschiff erst ab Eintauchtiefen am Bug von rund 16 m. Der geringe Blockfaktor der YM-Containerschiffe resultiert dementsprechend im Wesentlichen aus dem Vorschiffsbereich.

Die HLCL-Containerschiffe zeigten eine deutlich geringere Vertrimmung, da auch bei größeren Tiefgängen das Spiegelheck nicht eintaucht und somit eine annähernd gleich verteilte Auftriebswirkung vorliegt. Damit wird deutlich, dass im extremen Flachwasser das Trimmverhalten und damit der tiefste Punkt eines Schiffs, hier der Bugsquat, in nicht unerheblichen Maß von der Gesamtkonstruktion des Unterwasserschiffs und besonders von der Auftriebsverteilung in Längsrichtung abhängt. Der Blockfaktor c_B trifft zwar eine Aussage über die hydrodynamische Form des Unterwasserschiffs im Verhältnis zu einem Quader, kann aber aufgrund obiger Ergebnisse nicht als allgemeingültiger Parameter zur Beschreibung des fahrdynamischen Verhaltens eines Schiffs herangezogen werden, um die Schiffsdynamik im Flachwasser zu prognostizieren.

Bild 9: CMS „Ming Plum“ bei Fahrt auf der Unterelbe mit eingetauchtem Spiegelheck und sehr schlankem Unterwasserschiff im Bugbereich, *Foto: BAW-DH*

Bild 9 zeigt die Fahrt der CMS „Ming Plum“ bei der Fahrt auf der Unterelbe von Achtern, bei der das eingetauchte Spiegelheck den zusätzlichen Heckauftrieb bewirkt. Das Bild verdeutlicht zugleich das sehr schlanke Vorschiff im Verhältnis zum mittragenden Heckbereich.

Dieses im Flachwasser ausgeprägte vorliche Trimmverhalten großer Containerschiffe mit geringen c_B-Werten unter < 0,6 war bisher noch nicht bekannt und wurde bei diesen Naturmessungen erstmals messtechnisch erfasst.

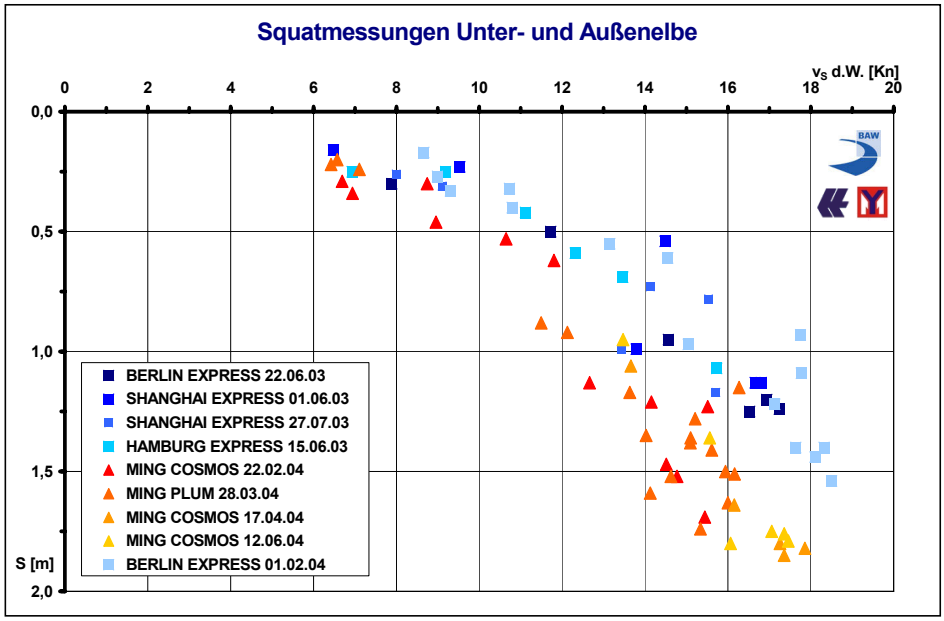


Bild 8: Geschwindigkeitsabhängiger Bug-Squat der Containerschiffe von HLCL (Quadrate) und YM (Dreiecke) auf dem Revier der Unter- und Außenelbe

An Bord der untersuchten Containerschiffe wird zur Bestimmung des Squat in begrenztem Fahrwasser die vereinfachte empirischen „Faustformel“ nach Barrass (u.a. 2004) eingesetzt. In diese Faustformel $S = c_B \, v_S^2 / 50$ (für begrenztes Fahrwasser) gehen nur der c_B-Wert, die Schiffsgeschwindigkeit und ein empirischer Faktor in die Berechnung ein (S = Squat [m]; c_B = Blockfaktor; v_S = Schiffsgeschwindigkeit [kn]), so dass für große Containerschiffe nicht nur eine deutliche Überbestimmung der Squatwerte berechnet wird, sondern auch die starke vorliche Vertrimmung bestimmter Schiffe

aufgrund des linearen Ansatzes des c_B-Werts widersprüchlich beschrieben wird.

Für den Betrieb ihrer Schiffe wurden den Reedereien die Squatanalysen der Messfahrten auf der Unter- und Außenelbe als Grafiken zusammen mit den an Bord vorliegenden Berechnungsansätzen nach Barrass (2004) übergeben, so dass aufgrund der gemessenen Differenzen eine wirtschaftlichere Nutzung der Seeschifffahrtsstraße ermöglicht wurde.

Überprüfung ausgewählter Bemessungsansätze

Zur Überprüfung der bei der Bemessung der Fahrrinnen der Seeschifffahrtsstraßen Elbe und Weser eingesetzten Berechnungsansätze hinsichtlich ihrer Gültigkeit für die großen Post-Panmax-Containerschiffe wurden die über das Hindcast-Verfahren berechneten und ergänzten hydrologischen Randbedingungen in die folgenden Formeln eingesetzt:

- ICORELS (PIANC/IAPH, 1997)
  $S = 2{,}0\ c_B\ (b\ t / l)\ (Fr_h^2 / (1\text{-}Fr_h^2)^{0{,}5})$
- TUCK/SCHMIECHEN (SCHMIECHEN, 1997)
  $S = t / 3\ (Fr_h)^3$

  mit: $Fr_h = v_S / (g\ h)^{0{,}5}$ Tiefen-Froude-Zahl [-]
  v_S : Schiffsgeschwindigkeit [m/s]

Zum Vergleich mit den gemessenen Squatwerten mussten für die großen Containerschiffe u.a. vereinfachte Annahmen für die Bodentopografie (Mittel über Schiffslänge und zwei Schiffsbreiten) getroffen werden. Bild 10 zeigt in den übereinander liegenden Grafiken für die Fahrt der CMS „Berlin Express“ am 01.02.2004 einen Ausschnitt aus dem Auswertetool der BAW mit der Elbe-Kilometrierung auf der horizontalen Achse und den gemessenen Squat, den berechneten Squat sowie die Differenzen zum maximalen Squat für o.a. Ansätze. Der zur Bemessung der Fahrrinnen eingesetzte Ansatz nach Icorels mit dem Vorfaktor 2,0 beschreibt das fahrdynamische Verhalten der HAMBURG-EXPRESS-Klasse (HLCL) bei Revierfahrt hinreichend gut. Der auf Basis von Naturmessungen approximierte Ansatz nach Schmiechen zeigt gemäß seiner Gültigkeitsgrenze erst ab höheren Froude-Zahlen von $Fr_h > 0{,}7$ eine Übereinstimmung mit den Messwerten für die HLCL-Schiffe. Das extreme vorliche Vertrimmen der YM-Containerschiffe ab Schiffsgeschwindigkeiten von ca. 11 kn wird weder mit dem Ansatz nach Icorels (F = 2,0) noch mit dem nach Schmiechen erfasst (keine grafische Darstellung).

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zur Fahrrinnenbemessung sowie für die wirtschaftlich optimale Nutzung der Seeschifffahrtstraßen ist die Kenntnis des fahrdynamischen Verhaltens großer Containerschiffe erforderlich. Die messtechnische Begleitung von Containerschiffen der Reedereien HLCL und YM auf der Unter- und Außenelbe ergänzten vorangehende Systemversuche in hydraulischen Modellen und bestätigten deren Ergebnisse.

Der WSV wurden die Analysen der Systemversuche und der Messungen in der Natur in verschiedenen Veröffentlichungen und Vorträgen vorgestellt, so dass die Ergebnisse hinsichtlich der geschwindigkeits-, wasserstands- und tiefgangsabhängigen Parameter Squat und Trimm zur Festlegung der Fahrrinnentiefen für kommende Ausbauplanungen zur Verfügung stehen.

Den an den Naturmessungen beteiligten Reedereien wurden die schiffsspezifischen Squatkurven übergeben, die mögliche Tiefgangserhöhungen im Revier bis zu rund 1 m aufzeigten.

Anhand der jüngsten Untersuchungen wurde festgestellt, dass infolge der Vielfalt der heutigen Schiffsentwürfe allein bei den großen Containerschiffen das konstruktionsspezifische Fahrverhalten bestimmter Fahrzeuge ab höheren Schiffsgeschwindigkeiten (z.B. erhöhte vorliche Vertrimmung) von den für die Squatprognose eingesetzten Bemessungsansätzen nicht beschrieben werden kann.

Um die Konstruktionsvielfalt und das Fahrverhalten der heute und zukünftig auf den Seeschifffahrtsstraßen verkehrenden Containerschiffe hinsichtlich Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs beim Betrieb der Wasserstraßen berücksichtigen zu können, wird empfohlen, die Erfassung der Fahrdynamik großer Containerschiffe bei Revierfahrt als stetige Fachaufgabe in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung zu verankern.

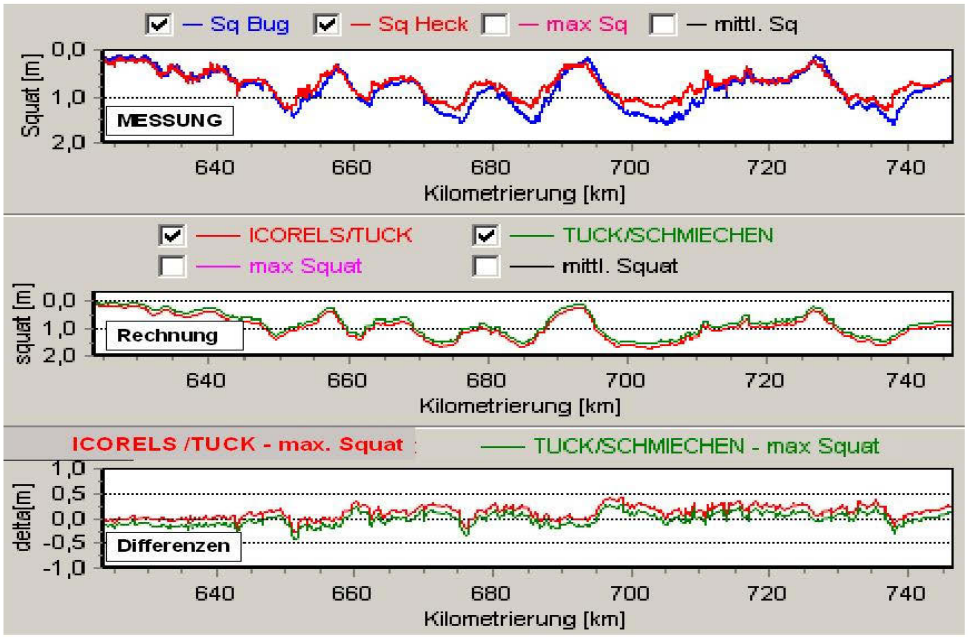


Bild 10: Ausschnitt aus dem Auswertetool der BAW mit dem gemessenen, dem berechneten, sowie den Differenzen zum maximalen Squat für die Fahrt der CMS „Berlin Express“ am 01.02.2004

Danksagung

Die zeitlich aufwendigen Messkampagnen in der Natur waren nur mit der zuvorkommenden Unterstützung durch die Hapag Lloyd Container Line GmbH und die YANG MING Marine Transport Corporation, das besondere Interesse deren Besatzungen sowie durch die Vermittlung der Hamburger Hafen- und Lagerhaus-AG (HHLA) und deren Terminals CTA und TCT möglich, denen hier nochmals der Dank der beteiligten Kollegen für die erfolgreiche Zusammenarbeit auszusprechen ist.

Literaturverzeichnis

AZCUETA, R.: On the dynamic response of very large container vessels in extremly shallow water by means of RANSE simulation, Hamburg 2003 (unveröffentlicht)

BARRASS, C.B.: Thirty-two years of Research into Ship Squat, In: Tagungsband 2. Squat-Workshop 2004, Aspekte der Unterkielfreiheit in Analyse und Anwendung, Elsfleth / Oldenburg 2004

FLÜGGE, G., ULICZKA, K.: Dynamisches Fahrverhalten und Wechselwirkungen mit der Fahrrinnensohle von sehr großen Containerschiffen unter extremen Flachwasserbedingungen, Tagungsband HTG-Kongress 2001, Hamburg 2001

MAUSHAKE, CH. JOSWIG, S.: Messung von Squat, Trimm und Krängung sehr großer Containerschiffe im Rahmen von Grundsatzuntersuchungen auf der Elbe, Hydrographische Nachrichten Nr. 072, Deutsche Hydrographische Gesellschaft, 2004

PIANC/IAPH: Seehafenzufahrten - Ein Leitfaden zur Bemessung (Übersetzung), PIANC/IAPH AG II-30, Bulletin Nr. 95, Bonn 1997

SCHMIECHEN, M.: Squat-Formeln, Das Schiff in begrenzten Gewässern, 18. Duisburger Kolloquium Schiffstechnik / Meerestechnik, Duisburg 1997

ULICZKA, K., FLÜGGE, G.: Squat-Untersuchungen für sehr große POSTPANMAX-Containerschiffe, HTG/STG-Sprechtag FA Seeschifffahrtstraßen, Hafen und Schiff, Hamburg 2001

ULICZKA, K. KONDZIELLA, B. FLÜGGE, G.: Dynamisches Fahrverhalten sehr großer Containerschiffe in seitlich begrenztem extremen Flachwasser, HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 1, 2004

ULICZKA, K., WEZEL, M.: Dynamisches Fahrverhalten großer Containerschiffe bei Revierfahrt auf der Unter- und Außenelbe, Tagungsband HTG-Kongress 2005, Hamburg 2005

Verfasser

Dr.-Ing. Klemens Uliczka
Referat Ästuarsysteme I
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 330
E-Mail: klemens.uliczka@baw.de

Dipl.-Ing. Bernhard Kondziella
Referat Ästuarsysteme I
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 354
E-Mail: bernhard.kondziella@baw.de

Seewasserstraßen, Seehafenzufahrten, Küsteningenieurwesen (2.2)

Schiffserzeugte Belastungen von Ästuardeichen am Beispiel der Elbe

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Dr.-Ing. Martin Pohl
Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg

Einführung

Schäden an Deichen, Uferdeckwerken, Buhnen und anderen Ufersicherungswerken können in Ästuaren im wesentlichen auf die Belastung durch Wasserstandsänderungen, Strömungen, Wind- und Schiffswellen zurückgeführt werden. Für die Bemessung dieser Bauwerke ist daher die Kenntnis der dynamischen Wechselwirkungen zwischen hydraulischen Belastungen und

Bild 1: Containerschiff vor dem Deich im Altenbrucher Bogen

geotechnischen Widerständen von Bedeutung. Ziel dieser Arbeit ist es, die dynamischen Wechselwirkungen zwischen den schiffsinduzierten hydraulischen Belastungen und den geotechnischen Widerständen auf der Grundlage von Naturmessungen und theoretischen Betrachtungen zu beschreiben. Ein Schwerpunkt wird dabei auf die schiffsinduzierten Belastungen von Deichen gelegt. Schiffsinduzierte Belastungen von Bauwerken an Seeschifffahrtsstraßen gewinnen in Zusammenhang mit früheren und geplanten Ausbauvorhaben und den zunehmenden Schiffsgrößen an Bedeutung (Bild 1).

Veranlassung für die Untersuchungen sind die aufgetretenen Deichsetzungen und Deckwerksschäden im Untersuchungsgebiet an der Unterelbe, für die vom verantwortlichen Unterhaltungsverband schiffsinduzierte Belastungen verantwortlich gemacht werden. Dies hat die Bundesanstalt für Wasserbau in Zusammenarbeit mit den Wasser- und Schifffahrtsämtern Cuxhaven und Hamburg veranlasst, die Wirkung schiffserzeugter Belastungen auf den Deich im Altenbrucher Bogen an der Unterelbe zu untersuchen.

Untersuchungsgebiet

Lage

Das Untersuchungsgebiet Altenbruch zwischen Cuxhaven und Otterndorf befindet sich sowohl hinsichtlich der Windwellenbelastung, der Strömungsbelastung als auch der Schiffswellenbelastung in exponierter Lage (Bild 2). Der Abstand der Fahrrinne zum Deckwerk beträgt für den Messquerschnitt rd. 500 m.

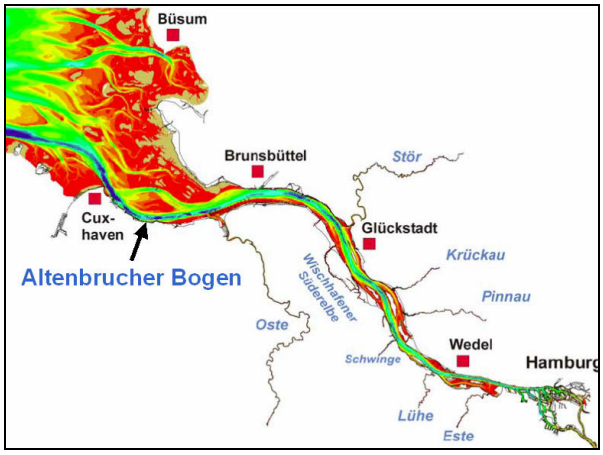


Bild 2: Lageplan

Deichaufbau

Das Deichsystem im Altenbrucher Bogen besteht aus einem Fußdeckwerk mit anschließender Verwallung, einem rd. 100 m breiten Vorland und dem anschließenden Deich. Das Fußdeckwerk wurde mit einer Neigung von 1:3 bis auf NN +1,70 m sowie einer anschließenden Verwallung bis auf rd. NN +2,50 m hergestellt. Das Deckwerk wurde aus Wasserbausteinen der Größenklassen II und III auf einer 15 cm bis 20 cm starken Schotterschicht aufgebaut. Ein Geotextil ist nicht vorhanden. Das Deckwerk wurde im oberen Bereich als vergossenes Deckwerk und im unteren Bereich als geschüttetes Deckwerk ausgeführt. Das Vorland hat eine Geländehöhe zwischen 1,7 m und 2,3 m. Der Deich hat im Untersuchungsquerschnitt eine Kronenhöhe zwischen NN +8,60 m und NN +8,85 m (Bild 3).

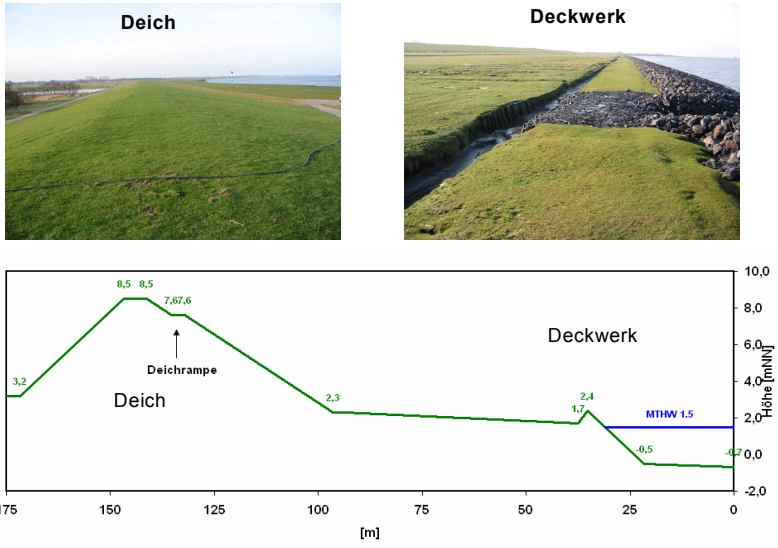
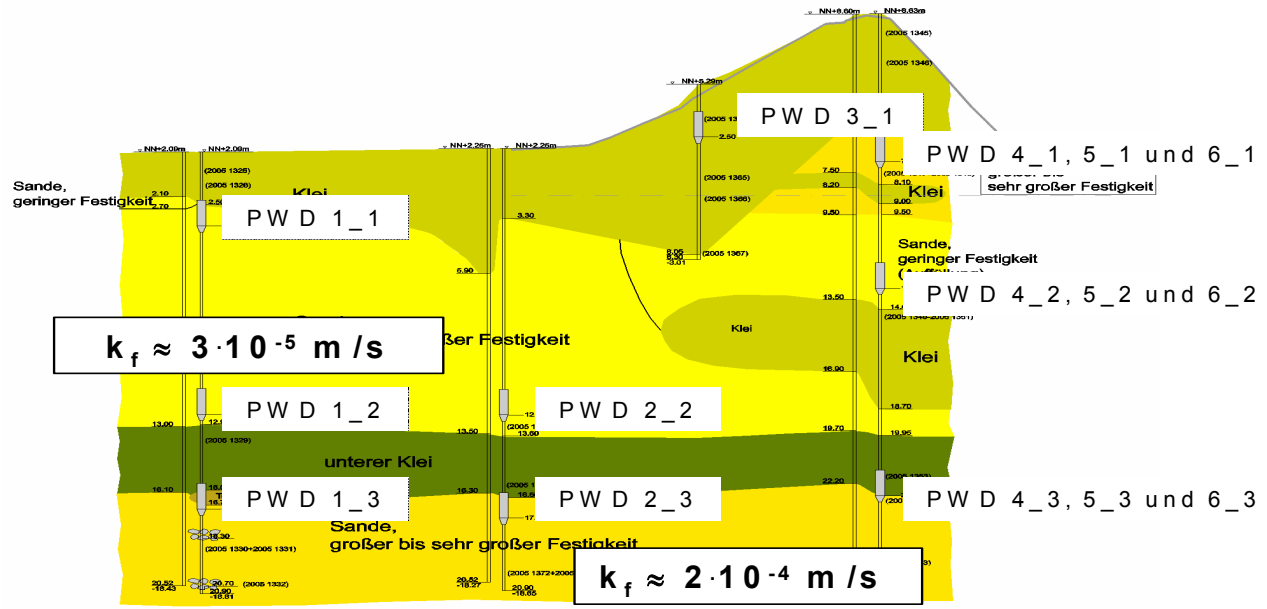


Bild 3: Deich im Altenbrucher Bogen (Messquerschnitt)



Anmerkung: Die PWD-Sonden 5_x und 6_x befinden sich in einer Entfernung von rd. 100m zu beiden Seiten des Messquerschnitts.

Bild 4: Baugrundmodell mit Durchlässigkeitsbeiwerten

Die Deiche bestehen aus einem Sandkern, der mit Klei abgedeckt ist. Örtlich wurde im Deichkern Klei angetroffen, der bei großer Mächtigkeit einem Altdeich zuzuordnen ist. An der Deichbasis sowie im Deichvorland steht als obere Bodenschicht vorwiegend oberer Klei an, örtlich an der Deichbasis auch Sande. Im Liegenden folgen obere Sande, in denen lokal bindige Partien eingelagert sind. Die oberen Sande sind vom unteren Klei unterlagert. Örtlich ist von Sandeinlagerungen bzw. Durchbrüchen im unteren Klei auszugehen. Die unterste erkundete Bodenschicht bilden die unteren Sande (Bild 4).

Messaufbau

Zur Ermittlung tide- und schiffswelleninduzierter Porenwasserdruckänderungen wurden im Deich und Deichuntergrund insgesamt 15 Porenwasserdruckgeber in die wasserführenden Schichten eingebaut. Die Bezeichnungen sowie die Positionen der einzelnen Porenwasserdruckgeber sind Bild 4 zu entnehmen. Zusätzlich wurden die Schiffswellen auf dem Vorstrand als Eingangsgrößen für die Prozesse im Deichuntergrund erfasst (Schüttrumpf et al., 2005). Für die Zuordnung der identifizierbaren Schiffsereignisse zu den passierenden Schiffe wurde ein AIS-Empfänger-System eingesetzt. Auf diese Weise konnten die erforderlichen AIS-Daten wie u.a. Schiffstyp, Schiffslänge und -breite, Schiffstiefgang, Schiffsgeschwindigkeit und Passageabstand ermittelt werden.

Hydrologie im Untersuchungsgebiet

Die maßgebenden Wasserstände für den Bereich des Altenbrucher Bogens können dem Gewässerkundlichen Jahrbuch (2001) entnommen werden:

HHThw: +5,42 mNN (03.01.1976)

MThw: +1,50 mNN (10-jährlicher Mittelwert)

MTnw: -1,43 mNN (10-jährlicher Mittelwert)

MThb: 2,93 m (10-jährlicher Mittelwert)

Der Bemessungswasserstand für den Bereich Altenbruch beträgt (Siefert, 1998):

BWS: +5,90 mNN

Schiffsinduzierte Belastungen von Ästuardeichen

Das fahrende Schiff überträgt zur Überwindung des Schiffswiderstandes Energie in den Wasserkörper und verursacht damit eine Verdrängungsströmung. Aus Gründen der Energieerhaltung kann dem Schiff in Schiffslängsachse eine Druck- und eine Wasserstandsverteilung in Abhängigkeit der lokalen Verdrängungsströmung zugeordnet werden. Wegen der hohen Verdrängungsströmungen am Schiff kommt es hier zu einem Absunk z_A und an Bug und Heck jeweils zu einem Aufstau.

Bugstau, Absunk und Heckstau erzeugen eine vom Schiff ausgehende Schiffswelle, die als Primärwellensystem bezeichnet wird und der Verdrängungsströmung zugeordnet werden kann. Dieses Primärwellensystem läuft senkrecht zum Schiff und wird auch als Transversalwelle bezeichnet. Aufgrund unterschiedlicher Druckwerte an Bug und Heck werden zusätzliche Sekundärwellen generiert, die schräg zum Schiff laufen. Beispielhaft sind das Primär- und das Sekundärwellensystem für Tiefwasserverhältnisse in Bild 5 dargestellt. Durch Interferenzen kommt es zu einer Überlagerung der Primär- und der Sekundärwellen mit maximalen Wellenhöhen in den Schnittpunkten der Wellenkämme.

Aufgrund der größeren Wellenperiode von mehreren Minuten und der damit verbundenen Wellenlänge breitet sich das Primärwellensystem mit einer größeren Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c als die Sekundärwellen aus. Die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c des

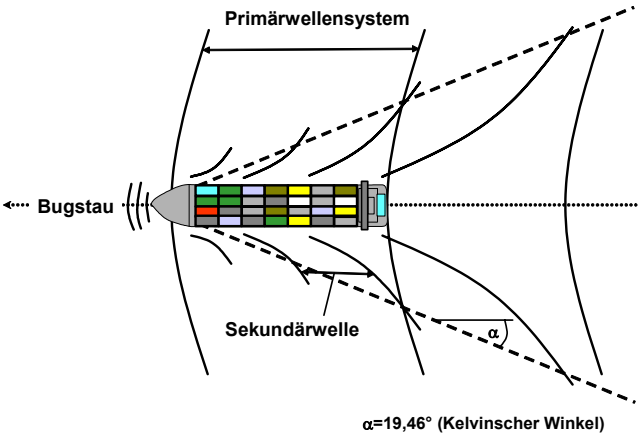


Bild 5: Entstehung von Schiffswellen im Tiefwasser

Primärwellensystems kann in Ästuaren nach der Lagrange'schen Gleichung aus der Wassertiefe d ermittelt werden. Durch die Unterwassertopographie wird das Primärwellensystem in Richtung und Höhe entsprechend den Flachwassereffekten (Shoaling, Refraktion, Diffraktion, Wellenbrechen) bis zum Deckwerk transformiert. Am Deckwerk selber erzeugt das Primärwellensystem zuerst einen Wasserspiegelanstau (infolge Bugstau), dann einen Wasserspiegelabsunk (infolge Absunk) und dann einen Wasserspiegelanstieg (infolge Heckstau). Aufgrund des Wasserspiegelabsunks am Deckwerk kommt es im Deichuntergrund zu einem seeseitigen Porenwasserdruckgefälle und zu einer seewärts gerichteten Grundwasserströmung.

Nach dem Primärwellensystem treffen die Sekundärwellen (Bild 6) auf das Deckwerk, die aufgrund ihrer Wellenperiode von rd. 3 bis 5 Sekunden erst später Grundberührung bekommen und damit erst ufernah durch die Flachwassereffekte transformiert werden. Die Sekundärwellen brechen wegen ihrer kurzen Wellenlänge bei ausreichender Wassertiefe auf dem Vorstrand erst am Deckwerk.

Bild 6: Sekundärwellen

Die schiffsinduzierten Einflüsse auf den Deich, die im Rahmen der vorliegenden Untersuchung betrachtet wurden, sind in Bild 7 dargestellt. Es wurden sowohl die schiffsdynamischen Einflüsse auf den Deich, das Deckwerk und den Vorstrand untersucht. Die schiffsdynamischen Einflüsse auf den Deich wurden weiterhin in schiffsinduzierte Porenwasserdruckschwankungen und schiffsinduzierte Schwingungen unterschieden, um den Einfluss dieser Prozesse auf Standsicherheit und Verformung des Deiches zu ermitteln. Die Deckwerksstabilität wurde unter Berücksichtigung der sich verändernden Vorstrandtopographie ermittelt. Beispielhaft soll im Folgenden der Einfluss von Schiffswellen auf Porenwasserdruckveränderungen im Deichuntergrund und im Deichkern dargestellt werden.

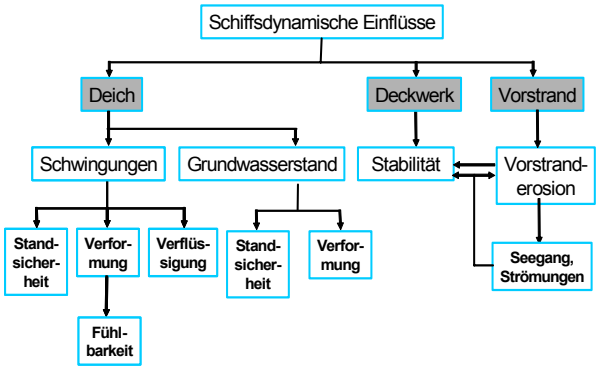


Bild 7: Schiffsdynamische Einflüsse

Wasserstandsänderungen im Deich

Tidewasserstände

Die Tidewelle breitet sich im Deichuntergrund aus. Bei ansteigendem Tidewasserstand kommt es zu einem landwärts gerichteten Porenwasserdruckgefälle und damit zu einer landwärts gerichteten Sickerströmung. Bei fallendem Tidewasserstand sind Porenwasserdruckgefälle und Sickerströmung seewärts gerichtet. Der anstehende Boden führt zu einer Dämpfung der Tidewelle sowie zu einer Phasenverschiebung. Die Dämpfung der Tidewelle im Deichuntergrund hängt im wesentlichen von der Durchlässigkeit des Bodens ab. Beispielhaft wurde die Dämpfung der Tidewelle im Deichuntergrund in den Bild 8 und Bild 9 (siehe Anlage) für den oberen und unteren Grundwasserleiter dargestellt. Der Tidehub von Thb = 3,10 m wird bereits unmittelbar hinter dem Deckwerk (PWD 1_1 und PWD 1_2) im oberen Grundwasserleiter auf rd. 1,7 m reduziert. Bis zum Deich findet eine weitere Reduktion der Tidewelle bis auf rd. 0,3 m statt (PWD 4_2, 5_2 und 6_2). Grund hierfür ist die geringe Durchlässigkeit des oberen Grundwasserleiters mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 3 \circ 10^{-5}$ m/s. Im unteren Grundwasserleiter ist die Reduktion der Tidewelle aufgrund der größeren Durchlässigkeit des anstehenden feinsandigen Mittelsandes mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 2 \circ 10^{-4}$ m/s geringer. Dies führt zu einer Reduktion des Tidehubs bis auf rd. 1,2 m unter dem Deich (PWD 4_3, 5_3 und 6_3). Auch im Deichkern wurden Porenwasserdrücke gemessen (Bild 10, siehe Anlage). Die Messergebnisse zeigen hier keine tidebedingten Porenwasserdruckänderungen. Da die Messergebnisse durchgängig eine höhere Druckhöhe als im oberen Grundwasserleiter aufweisen, kann davon ausgegangen werden, dass durch den an der Deichbasis befindlichen Klei ein hydraulischer Kontakt zwischen Deichkern und oberem Grundwasserleiter verhindert wird und sich das Wasser im Deichkern aufgestaut hat.

Schiffsinduzierte Wellen

Die Wellenperiode des Primärwellensystems ist gering im Vergleich zur Tidewelle. Dies führt dazu, dass sich die Primärwelle aufgrund der vergleichsweise kurzen Belastungszeit und der starken Dämpfung durch den

Boden weniger weit im Untergrund ausbreiten kann als die Tidewelle. Eine gemessene Absunkhöhe von rd. 0,50 m an der Messposition LZ3 wird im Deichuntergrund stark gedämpft, so dass im oberen Grundwasserleiter noch Absunkhöhen von rd. 2 cm (PWD 4_2, 5_3 und 6_3) und im unteren Grundwasserleiter nur noch Absunkhöhen von rd. 3 cm (PWD 4_3, 5_3, 6_3) unter dem Deich gemessen werden konnten. Im Deichkern konnten keine schiffsinduzierten Porenwasserdruckschwankungen gemessen werden. Sekundärwellen, deren Wellenperioden klein im Vergleich zu den Wellenperioden des Primärwellensystems sind, konnten im Deichuntergrund mit Ausnahme der Messposition (PWD 1_1) unmittelbar hinter dem Deckwerk nicht gemessen werden. Aufgrund der Größenordnung dieser Messergebnisse können schiffsinduzierte Einflüsse auf die Verformung und die Standsicherheit des Deiches ausgeschlossen werden.

Zusammenfassung

Tide-, Wind- und Schiffswellen stellen die wesentlichen dynamischen Belastungsgrößen von Deckwerken und Deichen im Ästuargebiet dar. Die Kenntnis der Wechselwirkungen zwischen hydrodynamischer Belastung und bodenmechanischen Prozessen stellt eine wichtige Grundlage für die Bemessung der Deiche und die Vermeidung von Deichschäden dar.

Die vorliegende Arbeit umfasst erste Ergebnisse eines Untersuchungsprogramms zur Wirkung schiffserzeugter Belastungen auf Deiche und Deckwerke im Tideästuar am Beispiel des Altenbrucher Bogen. Im Rahmen dieses Untersuchungsprogramms, veranlasst durch aufgetretene Schäden am Deich und am Deckwerk, wurde der Einfluss von Schiffswellen auf das Vorland, das Deckwerk und den Deich untersucht. Im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit werden erste Ergebnisse zum Einfluss schiffsinduzierte Wellen auf den Grundwasserstand im Deich und im Deichuntergrund vorgestellt. Weitere Untersuchungen zum Einfluss von Schiffswellen auf die Deckwerksstabilität und die Vorstranderosion sowie zum Einfluss schiffsinduzierter Schwingungen werden z.Zt. an der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt.

Der Einfluss von Schiffswellen auf die Porenwasserdrücke im Deich wurde am Beispiel von Naturmessungen vor Altenbruch dargestellt. Es wurde gezeigt, dass bei Normalwasserständen die schiffsinduzierten Porenwasserdruckschwankungen im Deichuntergrund gering im Verhältnis zu tideinduzierten Porenwasserdruckschwankungen sind. Daraus kann gefolgert werden, dass schiffsinduzierte Einflüsse auf die Verformung und die Standsicherheit des Deiches ausgeschlossen werden können.

Literatur

EAK, 2002: Empfehlungen A 2002 - Äußere Belastung als Grundlage für Planung von Küstenschutzwerken. Die Küste H. 63

SCHÜTTRUMPF, H.; POHL, M.; ZIERACH, R. (2005): Wirkung schiffserzeugter Belastungen auf den Deich im Altenbrucher Bogen (BAW-Kolloquium 2005). http://www.baw.de/downloads/veranst/vortraege/Vortrag1.pdf

SIEFERT, W. (1998): Bemessungswasserstände 2085 A entlang der Elbe. Ergebnisse einer Überprüfung der Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96). Die Küste. H. 60. S. 227-256

Verfasser

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Referat Ästuarsysteme I
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 332
E-Mail: schuettrumpf@hamburg.baw.de

Dr.-Ing. Martin Pohl
Referat Geotechnik Nord
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt Hamburg
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 310
E-Mail: pohl@hamburg.baw.de

Anlage

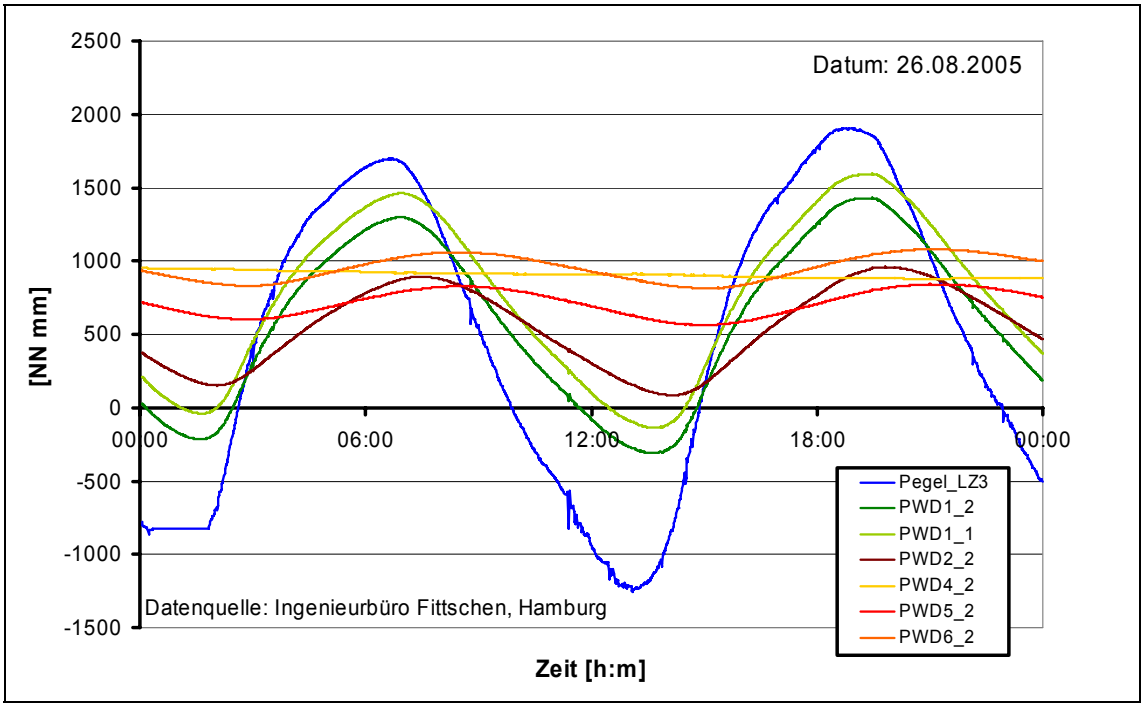


Bild 8: Tidebedingte Wasserstandsänderungen – oberer Grundwasserleiter

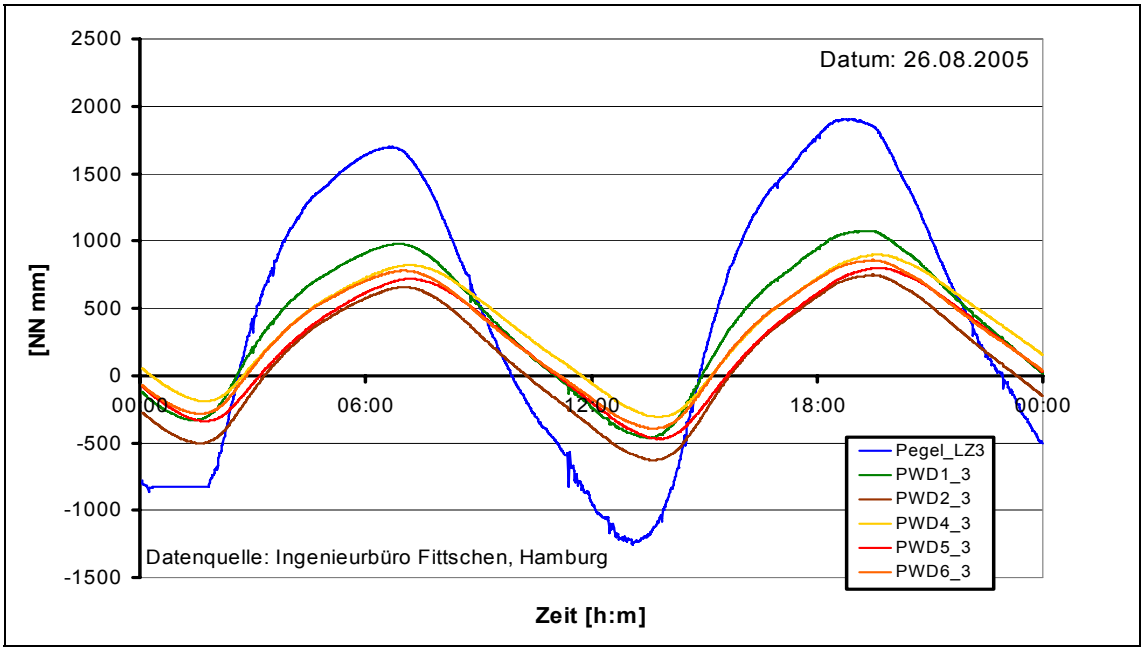


Bild 9: Tidebedingte Wasserstandsänderungen – unterer Grundwasserleiter

Anlage

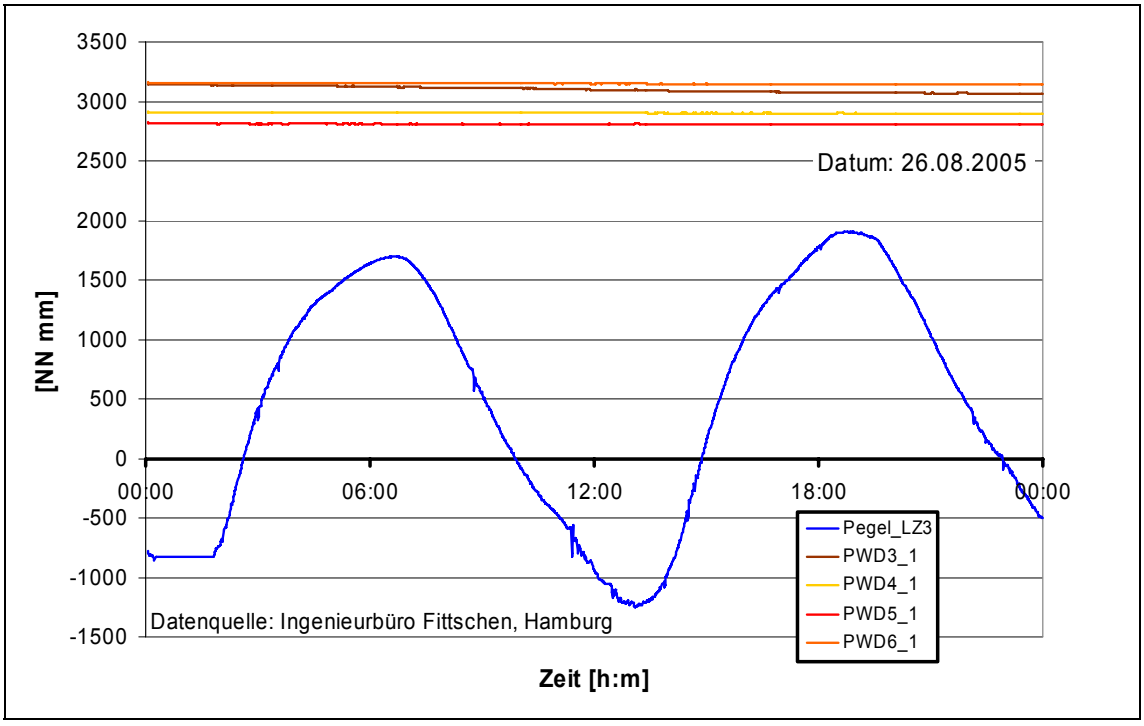
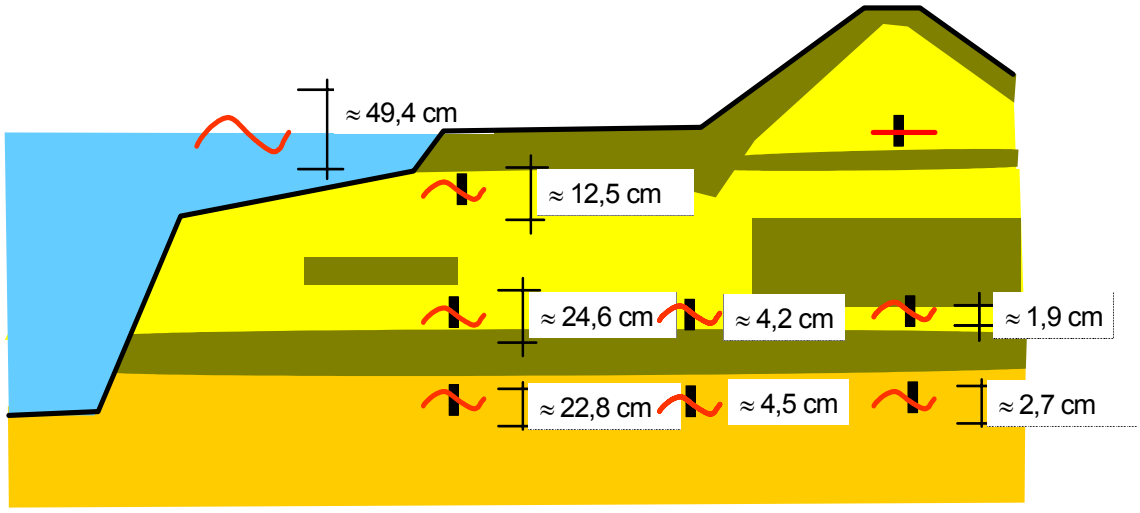


Bild 10: Wasserstände im Deichkern und in der Böschung



Dargestellt sind die Größtereignisse / PWD im Untersuchungszeitraum

Bild 11: Entwicklung der Schiffswelle (hier: Absunk, Größtereignisse) im Untergrund (schematisch)

Häfen – Infrastruktur, Management, Umschlag (2.3)

Aktuelles zur Hafenentwicklung in Bremen/ Bremerhaven

Dipl.-Geogr. Iven Krämer
bremenports consult GmbH & Co. KG, Bremerhaven

Dipl.-Ing. Klaus Bartels
bremenports consult GmbH & Co. KG, Bremerhaven

Dr.-Ing. Stefan Woltering
bremenports consult GmbH & Co. KG, Bremerhaven

Einleitung

Die Hafengruppe Bremen/ Bremerhaven befindet sich seit nunmehr zwölf Jahren in einer Phase ungebrochenem Wachstums. Mit einem Jahresumschlag von mehr als 54 Mio. t (2005) nehmen die Zwillingshäfen an der Weser eine führende Position innerhalb der europäischen Seehäfen ein. Diese Fakten sind erfreulich, schließlich bildet die Seeverkehrs- und Hafenwirtschaft mit gut 80.000 Arbeitsplätzen das Rückgrat der bremischen Wirtschaft und die steigenden Umschlagzahlen haben in Verbindung mit der Erschließung zusätzlicher wertschöpfender Logistikdienstleistungen in den vergangenen Jahren zur Schaffung hunderter neuer Arbeitsplätze beigetragen. Gleichzeitig stellen die stetig steigenden Umschlagmengen die Betreiber der Hafenanlagen vor immer neue Herausforderungen und machen überdies einen massiven Ausbau der Infrastruktur unumgänglich.

Die Unternehmen der bremischen Seehafenverkehrswirtschaft sowie die für die Hafeninfrastruktur verantwortliche Landesregierung haben sich dieser Herausforderung angenommen und in den letzten Jahren wichtige Entscheidungen zur Weiterentwicklung und Zukunftsorientierung des Standortes getroffen. Mit einem beschlossenen bzw. in der Realisierung befindlichen Investitionsvolumen von etwa 800 Millionen € werden die Anlagen derzeit in einem zuvor nicht gekannten Umfang ausgebaut und modernisiert.

Ausbau der Containerumschlagkapazität

Den Schwerpunkt dieser Investitionsoffensive bildet die im September 2002 durch den Senat der Freien Hansestadt Bremen beschlossene und Mitte 2004 begonnene Erweiterung des Containerhafens Bremerhaven um den Abschnitt Container-Terminal (CT) 4. Dieses Projekt, das den Neubau von 1.681 m Kaje, die Schaffung von etwa 90 ha Hafenfläche sowie eine Vielzahl von weiteren Maßnahmen in den Bereichen Verkehrsanbindung, Hochwasserschutz und ökologischer Kompensation umfasst, ist eines der umfangreichsten Hafenbauvorhaben in Europa. Mit Abschluss dieses Vorhabens Ende 2008 / Anfang 2009 wird der Containerhafen Bremerhaven über eine jährliche Umschlagkapazität von mindestens sieben Mill. TEU verfügen.

In Ergänzung zur derzeit stattfindenden Expansion der Containeranlagen in Richtung Norden wurde im Jahr 2005 auch der inzwischen knapp 30 Jahre alte südliche Abschnitt des Containerhafens an die Anforderungen der modernen Containerlinienschifffahrt angepasst. Der Betreiber der Anlagen, MSC Gate Bremerhaven, investierte hier rund 36 Millionen € in die Modernisierung der Suprastruktur. Neue Straddle Carrier wurden beschafft und mit aufgestockten Containerbrücken sowie verlängerten Auslegern wurde den heutigen Schiffsgrößen Rechnung getragen.

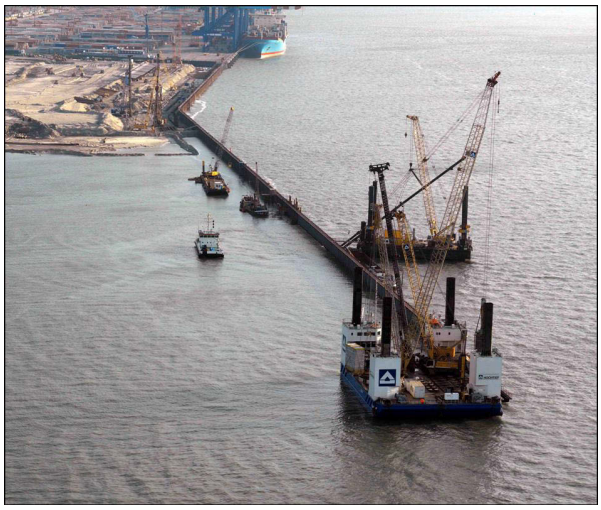


Bild 1: Kajenbau am Container Terminal 4

Weitere Maßnahmen, die dem Ausbau der Containerumschlagkapazität dienen, umfassen den Bau eines separaten Short-Sea-Liegeplatzes im abgeschleusten Hafenbereich, den Ausbau der hafenbezogenen Wendestelle vor dem Containerhafen sowie die Vertiefung der Fahrrinne der Außenweser um etwa einen Meter. Die Planungen bzw. Vorarbeiten für diese Vorhaben laufen ebenfalls bereits und werden bezogen auf den Liegeplatz sowie die Wendestelle noch 2006 begonnen.

Ausbau des Automobilterminals

Der Container treibt die Umschlagentwicklung in Bremerhaven an - doch daneben hat sich der Umschlag von Fahrzeugen seit den 70er Jahren zu einem wertschöpfungsintensiven und zentralen ökonomischen Standbein der Wirtschaft und des Arbeitsmarktes der Seestadt entwickelt. Im Jahr 2005 wurden hier mehr als 1,6 Millionen Fahrzeuge umgeschlagen. Damit teilt sich der Standort mit dem belgischen Zeebrügge die europäische Führungsposition.

Die aktuellen Umschlagzahlen liegen deutlich über den Prognosen aus den vergangenen Jahren. Ein durch die Abwanderung des Herstellers Toyota im Jahre 2003 ausgelöster kurzfristiger Rückgang des Umschlags konnte nach nur zwei Jahren vollständig ausgeglichen und überkompensiert werden. Für das Jahr 2006 wird erneut ein Rekordergebnis erwartet und unter Berücksichtigung der aktuellen Rahmenbedingungen gilt als wahrscheinlich, dass in Bremerhaven mittelfristig etwa 2 Millionen Fahrzeuge pro Jahr umgeschlagen werden.

Um dieses prognostizierte Wachstum an den historisch gewachsenen Anlagen in Bremerhaven zu ermöglichen, hat die Hafenmanagementgesellschaft bremenports GmbH & Co. KG im Jahre 2002 einen Masterplan zur Optimierung des "Automobile-Logistics-Centers" in Bremerhaven erarbeitet. In diesem Plan hat bremenports neben einer Beschreibung der wirtschaftlichen Bedeutung und der Entwicklung des Automobilterminals

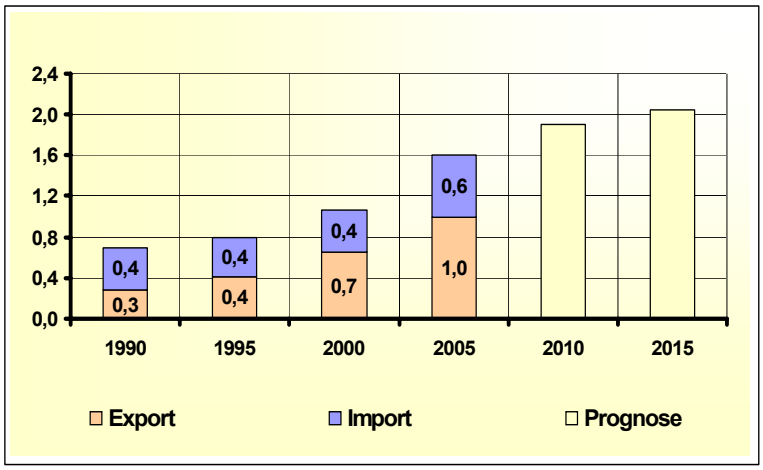


Bild 2: Entwicklung des Fahrzeugumschlags in Bremerhaven in Millionen

die wichtigsten Wettbewerbshäfen hinsichtlich ihrer Umschlagentwicklung sowie ihrer Stärken und Schwächen dargestellt sowie die Position Bremerhavens im Wettbewerb mit diesen Häfen analysiert. Im Mittelpunkt der Masterplanung stand die detaillierte Erfassung und Beschreibung von bestehenden bzw. zu erwartenden Defiziten. Mit Blick auf eine weiterhin positive Entwicklung und unter Berücksichtigung der von der Hafenwirtschaft formulierten Entwicklungsziele wurde der infrastrukturelle Bedarf definiert. Dieser bestand im Einzelnen in einer Verbesserung der seewärtigen Zufahrt, einer Schaffung zusätzlicher Liegeplätze, Operations- und Lagerflächen sowie einer verbesserten Erschließung dieser Flächen. Darauf aufbauend wurden verschiedene Optionen zur Deckung der festgelegten Bedarfe erarbeitet und eine kurz-, mittel- und langfristige Projekte umfassende Vorzugsvariante zur Realisierung empfohlen. Wesentliche Einzelmaßnahmen waren die Umgestaltung des Osthafens, die intensivere Nutzung des unmittelbar an das Hafengelände angrenzenden ehemaligen Kasernengeländes sowie der Neubau der Kaiserschleuse. Zudem wurde eine nachfragegerechte Anpassung der das Gebiet erschließenden Straßen- und Schieneninfrastruktur angeregt.

Nur wenige Wochen nach Vorlage dieses Masterplans, beschloss der Senat der Freien Hansestadt Bremen die Umgestaltung des Osthafens mit der Schaffung mehrerer neuer Liegeplätze für große und kleinere Auto-Transportschiffe sowie die detaillierte Planung des Neubaus der Kaiserschleuse. Inzwischen steht die Umgestaltung des Osthafens vor der Fertigstellung, Teilflächen der ehemaligen Carl-Schurz-Kaserne dienen bereits als Aufstellfläche und der Schleusenneubau selbst ist beschlossene Sache. Die neue Kaiserschleuse, die nach ihrer Fertigstellung im Jahr 2010 eine der größten Schleusen des Kontinents sein wird, wird über eine Durchfahrtsbreite von 55 m, eine Kammerlänge von 305 m sowie eine Wassertiefe von NN -13,00 m (SKN -10,88 m) verfügen. Sie bietet damit ausreichend Platz für die Autoschiffe der Zukunft und trägt nachhaltig zur Positionierung Bremerhavens als führende europäische Automobildrehscheibe bei.

Neuorganisation der Hafenverwaltung

Die Jahrhundert-Investitionen in den Ausbau der Hafenanlagen in Bremerhaven korrespondieren mit der von der Bremer Landesregierung forcierten Modernisierung von Verwaltungsstrukturen. Mit der Gründung der Hafen-Managementgesellschaft bremenports GmbH & Co. KG hat der Senat einen Paradigmenwechsel ausgelöst - weg von klassischen Amtsstrukturen, hin zu modernen, leistungsfähigeren Organisationsformen. Das Unternehmen bremenports ist im Wesentlichen für die Planung, den Bau, die Unterhaltung und die Vermarktung der Kajenanlagen und Terminals im Zwei-Städte-Staat zuständig. bremenports versteht sich als zentrale Anlaufstelle für alle Fragen der Hafenentwicklung und Förderung der Seehafenverkehrswirtschaft sowie als kundennaher Infrastruktur-Dienstleister der bremischen Häfen.

Die 100-prozentige Tochter der Freien Hansestadt Bremen (Stadtgemeinde) hat ihre Arbeit in den privatwirtschaftlichen Strukturen einer GmbH & Co. KG Anfang 2002 aufgenommen. Die Gründung folgte der Einsicht, dass ein internationales Hafen- und Logistikzentrum wie Bremen/Bremerhaven permanent und äußerst flexibel auf die wachsenden und sich ständig verändernden Anforderungen von Markt und Kunden - Reeder, verladende Wirtschaft, Hafendienstleister - reagieren muss.

Bild 3: Autoterminal Bremerhaven mit Gestaltungsoptionen gemäß Masterplan

Neue Wege in der Hafenentwicklung

Mit der Neugestaltung der Hafenverwaltung werden auch im Bereich der Hafenentwicklung neue Wege beschritten. bremenports erarbeitet seitdem in engem Dialog mit den Unternehmen der Hafenwirtschaft Masterpläne für die verschiedenen Hafenareale. Ziel dieser Planungen ist es, die Häfen in Bremerhaven und Bremen-Stadt unter sich ständig ändernden Rahmenbedingungen konsequent weiter zu entwickeln und langfristig als Standorte hafengewerblicher Aktivitäten zu erhalten und auszubauen. Auf diese Weise werden die vorhandenen wertschöpfungsintensiven Arbeitsplätze gesichert und die Schaffung neuer Stellen anzuregen.

Die Masterpläne geben einen Rahmen für mögliche öffentliche und private Investitionen vor, durch die bedarfsgerecht auf die Veränderungen in der Hafenwirtschaft reagiert und der künftige Strukturwandel forciert werden kann. Durch dieses Planungsinstrument lassen sich die notwendigen Entscheidungsprozesse in Bürgerschaft (Parlament) und Senat (Landesregierung) zur Umsetzung der in den Plänen gemachten Vorschläge vereinfachen und transparent gestalten, so dass die Masterpläne neben der Vorbereitung von Investitionsentscheidungen der Stadtgemeinde Bremen vor allem der mittel- und langfristigen Orientierung ansässiger Unternehmen und künftiger Investoren dienen.

Der erste Masterplan dieser Art wurde - wie oben kurz dargestellt - mit dem Ziel der Optimierung des Automobile-Logistics-Centers Bremerhaven erstellt. Für den Bereich Bremen-Stadt wurde im September 2004 der Masterplan Industriehafen vorgelegt. Hierin wird erstmals umfassend über den Industriehafen informiert, es werden dessen Stärken und Schwächen aufgezeigt sowie Optimierungsvorschläge für die Zukunft gemacht. Ein Masterplan für das bremische „Hafen- und Logistikzentrum Links der Weser“ wird 2006 der Öffentlichkeit vorgestellt und ein weiterer zu den so genannten Hafenhilfsdiensten ist derzeit in Arbeit.

Ein wesentliches Element dieser Masterplanungen ist, dass bremenports offensiv den Dialog mit den vor Ort ansässigen Unternehmen sucht. Durch diesen kooperativen Planungsansatz wird nicht nur sichergestellt, dass die Interessen der Firmen, die in Bremen-Stadt vielfach Eigentümer der Flächen im und am Hafen sind, gewahrt bleiben, sondern auch, dass die Ergebnisse der Planung auf eine breite Akzeptanz stoßen.

Eine weitere Besonderheit besteht darin, dass sich die Planungsräume nicht - wie in der Vergangenheit - an administrativen Grenzen oder Zuständigkeitsbereichen orientieren, sondern allein sachorientiert definiert werden. So umfasst das Plangebiet des Masterplans für das „Hafen- und Logistikzentrum Links der Weser“ neben dem Neustädter Hafen auch das Bremer Güterverkehrszentrum, das Logistikzentrum sowie das neue Hochregallager der BLG, aber auch sämtliche Anbindungen über Straße, Schiene und Wasserstraße.

Masterpläne - Bausteine einer planerischen Philosophie

Auch wenn sich Ausrichtung und Strukturen der jeweiligen Plangebiete unterscheiden und damit natürlich auch die Ergebnisse der einzelnen Pläne variieren, so hat die einheitliche Herangehensweise bei der Erstellung von Masterplänen zu deutlich positiven Impulsen für die bremische Hafenentwicklung geführt. In Bremerhaven konnten mit der Umgestaltung des Osthafens und dem Senatsbeschluss zum Neubau der Kaiserschleuse Infrastrukturprojekte auf den Weg gebracht werden, die zuvor bereits über Jahre hinweg von den Unternehmen der Hafenwirtschaft eingefordert worden waren. In Bremen-Stadt hatte das klare Bekenntnis zur Zukunftsfähigkeit dieses südlichsten deutschen Seehafens eine erhebliche Steigerung der privaten Investitionstätigkeit zur Folge, die für eine weitere Intensivierung des Hafengeschäftes sorgen wird.

Dementsprechend wird bremenports in den kommenden Jahren auch die verbleibenden bremischen Hafenbereiche Masterplanungen unterziehen. Deren Ergebnisse werden dann in ein alle Hafenareale umfassendes Entwicklungskonzept einfließen, so dass die einzelnen Masterpläne als Bausteine in eine hafenplanerische Gesamtphilosophie eingebettet sind.

Bedingt durch die schnellen und tief greifenden Veränderungen in der international ausgerichteten Seeverkehrs- und Hafenwirtschaft ist allerdings zu beachten, dass mit mittel- und langfristig orientierten Planwerken wie den beschriebenen Masterplänen nicht in allen Fällen optimal auf den Bedarf der Hafenkundschaft reagiert werden kann. Das bedeutet, dass die Masterpläne als hafenplanerische Instrumente in regelmäßigen Abständen zu aktualisieren sind. Zudem muss auch die Möglichkeit bestehen, kurzfristigen Marktentwicklungen durch projektbezogene Einzelplanungen gerecht zu werden, wie zuletzt mehrfach für das Segment des Containerumschlags in Bremerhaven geschehen. Insofern sind die Masterpläne nur ein - wenngleich sehr erfolgreiches - Instrument für eine nachhaltige Hafenentwicklung im Land Bremen.

Verfasser

Dipl.-Geogr. Iven Krämer
Assistent der Geschäftsleitung
bremenports GmbH & Co. KG
Elbinger Platz 1, 27570 Bremerhaven
Tel.: 0471 596 – 13 593
E-Mail: iven.kraemer@bremenports.de

Dipl.-Ing Klaus Bartels
Head of Port Development Department
bremenports GmbH & Co. KG
Elbinger Platz 1, 27570 Bremerhaven
Tel.: 0471 596 – 13 140
E-Mail: klaus.bartels@bremenports.de

Dr.-Ing. Stefan Woltering
managing director
bremenports GmbH & Co. KG
Elbinger Platz 1, 27570 Bremerhaven
Tel.: 0471 596 – 13 537
E-Mail: stefan.woltering@bremenports.de

www.bremenports.de

Baggerungen und wirtschaftliche Nutzung des Baggermaterials (3.1)

Wasserinjektionsbaggerungen in der Unterweser: Eine ökologische und ökonomische Alternative zu Hopper Baggerungen

Dr.-Ing. Torsten Stengel
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen

1. Einführung

Die Weser gehört zu den größten Flüssen Deutschlands, hat eine Länge von 488 km und mündet nördlich von Bremerhaven in die südöstliche Nordsee. Der Flussabschnitt zwischen Bremen und Bremerhaven wird als Unterweser bezeichnet (Bild 1). Die Unterweser erstreckt sich über ca. 65 Kilometer und ist Tide beeinflusst. Jährlich verkehren hier über 20.000 See- und Binnenschiffe.

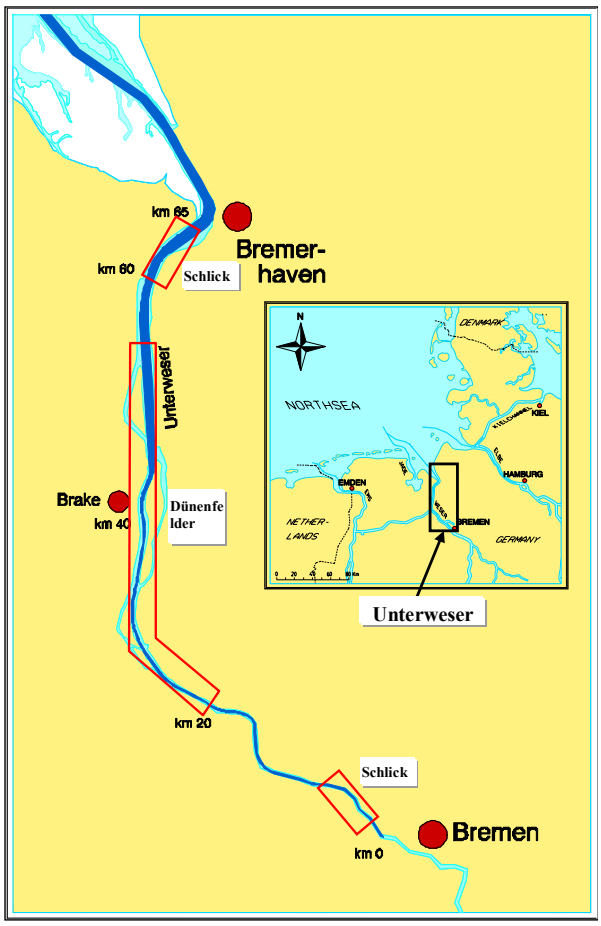


Bild 1: Die Unterweser. Die rot umrahmten Bereiche zeigen die Gebiete, in denen hauptsächlich Unterhaltungsbaggerungen erforderlich sind.

Charakteristisch für die Unterweser ist das für Seeschiffe enge Flussbett mit einer Fahrrinnenbreite zwischen 130 m und 200 m sowie der hohe Tidehub von über vier Metern. Dieser bewirkt periodische Änderungen der Fahrwassertiefen (im Bereich südlich von Brake ergeben sich beispielsweise Fahrrinnentiefen, die im Mittel zwischen 8,5 m und 12,5 m variieren). Dadurch bedingt können Schiffe mit einem Tiefgang über 7,7 m Bremen nur noch tideabhängig erreichen. Hiervon sind jährlich ca. 1.000 Schiffe betroffen. Der maximale Tiefgang für Schiffe in Richtung Bremen beträgt 10,7 m. Diese Schiffe können nur zweimal täglich die Unterweser mit der Tidehochwasserwelle befahren. Ihnen steht hierfür ein „Tidefenster“ von lediglich 30 Minuten zur Verfügung.

Aufgrund der morphodynamischen Prozesse im Weserästuar treten kontinuierlich Mindertiefen auf, die zu Einschränkungen im Schiffsverkehr führen können. Zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs ergibt sich hieraus die zwingende Notwendigkeit, das Fahrwasser regelmäßig mittels Peilungen zu überwachen und die Mindertiefen durch Baggerungen zu beseitigen.

Bis 2003 erfolgten die Unterhaltungsbaggerungen mit Hilfe des Einsatzes von Hopperbaggern. Seitdem wird, zunächst als langfristiges Experiment geplant, ein Wasserinjektions(WI)-Bagger eingesetzt. Ziel des für einen Zeitraum von 1,5 Jahren angelegten Experimentes war es:

- Erfahrungen über die Eignung des längerfristigen Einsatzes von WI-Baggern für Unterhaltungsbaggerungen grobkörniger, sandiger Sedimente zu sammeln und
- einen Wirtschaftlichkeitsvergleich zwischen dem WI-Verfahren und dem Hopperverfahren durchzuführen sowie die ökologischen Auswirkungen miteinander zu vergleichen.

Die nachfolgenden Erläuterungen stellen die Ergebnisse der Untersuchungen vor.

2. Morphologische Eigenschaften der Unterweser und Auswirkungen auf die Unterhaltungsbaggerungen

Die Gewässersohle in der Unterweser steigt in Richtung Süden von 13 m auf 10,5 m unter Normalnull (NN) an mit einem zusätzlichen Sohlsprung auf 5 m unter NN im südlichsten Teil (Bild 2).

In einigen Gebieten treten schlickige Sedimente (konsolidierter und unkonsolidierter Schluff) auf (vgl. Bild 1); hier kommt es zu großflächigen Sedimenteintreibungen und daraus resultierenden Mindertiefen, die in den Seitenbereichen der Fahrrinne entstehen und sich in die Fahrrinnenmitte fortpflanzen.

In einem Abschnitt von ca. 40 km weist die Gewässersohle eine Dünenstruktur auf (Bild 2), wobei die Dünenkämme kleinräumige Mindertiefen quer zum Fahrwasser verursachen. Die Sedimente bestehen hier größtenteils aus mittleren bis groben Sandkorn mit geringen feinkörnigen Anteilen (Bild 2). Die Amplituden der Dünen betragen bis zu vier Meter, und die Abstände zwischen den Dünenkämmen variieren zwischen 50 m und 200 m. Dabei ist das Niveau der Dünen u. a. abhängig von den hydrologischen Parametern Tide und Frischwasserzufuhr. Beispielsweise erhöhen sich die Dünenkämme bei gleichzeitigem Absinken der Dünentäler während lang anhaltender Perioden mit niedrigem Oberwasserabfluss (i.d.R. im Sommer).

Obwohl innerhalb der Dünenfelder nur geringe Mengen an Baggergut anfallen (zwischen 300 m³ und 1.000 m³ pro Baggerfeld), sind die Mindertiefen zur Gewährleis-

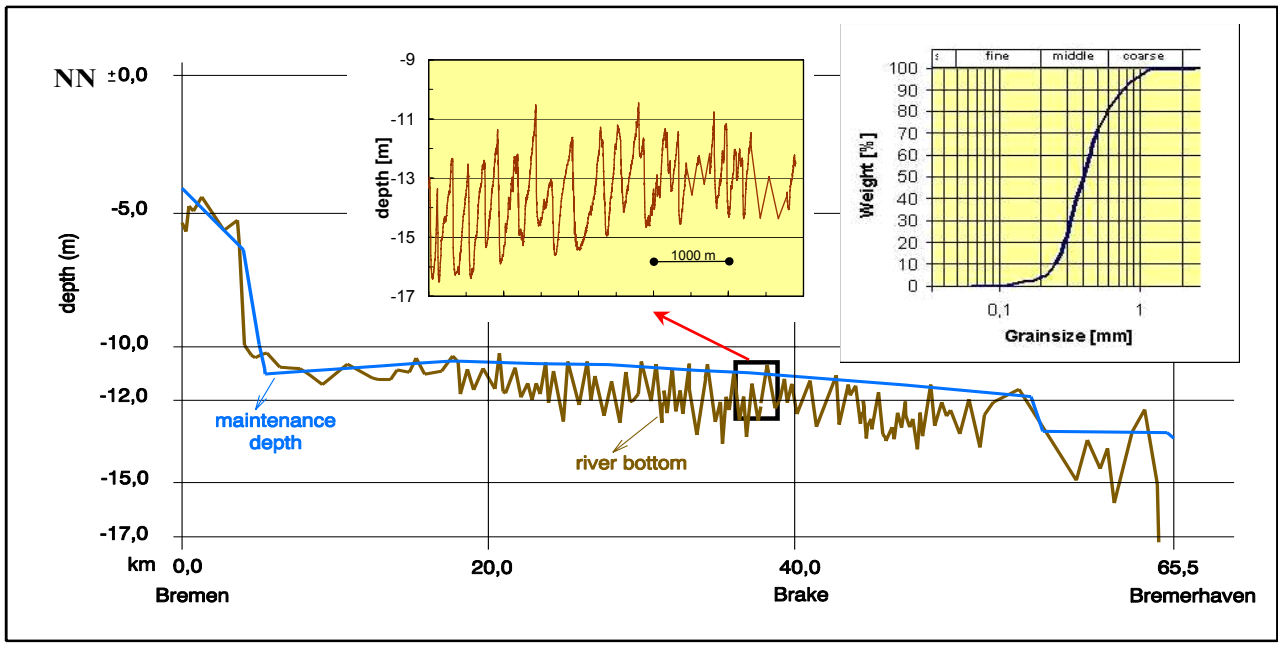


Bild 2: Längsschnitt der Gewässersohle der Unterweser (blaue Linie: Sollsohle, braune Linie: Istsohle). Der vergrößerte Ausschnitt zeigt die kleinskalige Dünenstruktur. Die Korngrößenverteilung im Bereich der Dünenfelder ist oben rechts dargestellt

tung des durchgehenden Schiffsverkehrs möglichst schnell zu beseitigen. Dabei entstanden in der Vergangenheit mit die höchsten Baggerkosten pro Kubikmeter im Vergleich zu anderen deutschen Ästuaren aufgrund der relativ geringen Baggermengen (ca. 100.000 m³/Jahr) und der kleinen Baggerfelder.

3. Unterhaltungsstrategie in der Unterweser

Die Gewässersohle in der Unterweser wird i.d.R. einmal monatlich mittels Fächerecholot gepeilt. Nach Auswertung der Peilpläne durch das Baggerbüro und das Nautische Büro des Wasser- und Schifffahrtsamtes werden die Baggeraufträge an den Vertragspartner weitergeleitet. Dieser hat die Auflage, die Mindertiefen innerhalb von 72 Stunden zu beseitigen.

Es werden nur Baggeraufträge für die Bereiche erteilt, in denen Mindertiefen über 30 cm entstehen und die eine Ausdehnung über 50 m haben (ca. ein Drittel der Fahrrinnenbreite). Die einzelnen Baggeraufträge beinhalten die Koordinaten des Baggerfeldes und die zu baggernden Mengen unter Berücksichtigung einer „Baggertoleranz“ von 50 cm.

In der Unterweser wird das Baggergut entweder in tiefere Bereiche umgelagert (möglichst nicht zu weit entfernt von den Baggerfeldern) oder zum Schutz der Ufer verwendet (Strandvorspülung). Dadurch verbleiben die Sedimente im System und die ökologischen Einflüsse sind minimiert. In Abhängigkeit von der Baggertechnik und der weiteren Verwendung wird somit ein- oder zweimal in das System eingegriffen.

4. Erfahrungen mit Hopperbaggern

Bis 2003 wurden hauptsächlich Hopperbagger für die Fahrrinnenunterhaltung in der Unterweser eingesetzt. Aufgrund des relativ engen Reviers und der geringen Baggermengen handelte es sich dabei um kleinere Hopperbagger mit einem Laderaumvolumen von ca. 1.500 m³ bis 2.500 m³.

Dort wo großräumige Sedimentationen auftraten konnten die Mindertiefen mit Hilfe der Hopperbagger schnell und „sauber“ beseitigt werden. Im Bereich der Dünenfelder kam es aus folgenden Gründen immer wieder zu Problemen bei der Beseitigung der kleinräumigen Mindertiefen:

- Das Auffinden der kleinflächigen Baggerfelder bereitet Schwierigkeiten, da sich die Dünnenkämme in der Zeit zwischen Peilung und Baggerung (bis zu 5 Tage) verlagern können.
- Innerhalb der kleinen Baggerfelder sind verhältnismäßig umfangreiche Manöver erforderlich, um mit Hilfe des relativ kleinen Saugkopfes (ca. 4 m²) den gesamten Riffelkamm zu erfassen (Hopperbaggereinsätze sind i.d.R. nur in Längsrichtung zum Fahrwasser möglich, die Riffelkämme liegen jedoch rechtwinklig zum Fahrwasser).
- Auch unter Berücksichtigung einer Baggertoleranz von 50 cm ist ein exaktes Vorhalten der Saugkopftiefe erforderlich, um die im Baggerauftrag vorgegebene Baggermenge nicht zu überschreiten.

Aufgrund dieser Probleme kam es in der Vergangenheit vor, dass

- die vorgegebenen Baggermengen überschritten wurden und
- Mindertiefen häufig nicht komplett beseitigt wurden, obwohl die vorgegebenen Baggermengen eingehalten wurden. Dies führte dazu, dass nach erfolgter Nachpeilung das Baggerfeld ein zweites Mal angefahren werden musste.

In Bild 3 sind Ausschnitte von Peilplänen dargestellt, die die Bathymetrie vor und nach dem Einsatz eines Hopperbaggers wiedergeben. Hieraus wird ersichtlich, dass nicht sämtliche Mindertiefen durch einen Baggereinsatz vollständig beseitigt wurden. Dies konnte dazu führen, dass das Fahrwasser nur mit Tiefgangsbeschränkungen für die Schifffahrt befahrbar war.

Der Einsatz von Hopperbaggern in Revieren mit kleinräumigen Baggerfeldern ist daher sehr teuer und teilweise auch wenig effektiv.

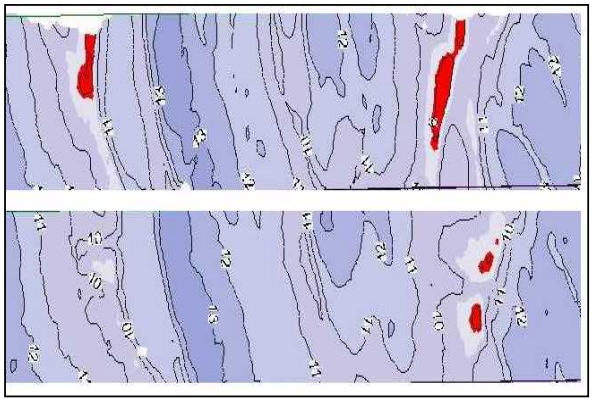


Bild 3: Tiefenpläne eines Abschnitts in der Unterweser. oben: vor dem Hopperbaggereinsatz, unten: nach dem Hopperbaggereinsatz. Die roten Flächen zeigen Bereiche mit Mindertiefen über 50 cm. Es wird deutlich, dass nicht sämtliche Mindertiefen beseitigt wurden und dass die Dünen wanderten (rechts unten).

5. Erfahrungen mit Wasserinjektionsbaggern

Die Funktionsweise des Wasserinjektionsverfahrens besteht darin, dass eine große Wassermenge mit relativ geringem Druck in die oberen Sedimentschichten injiziert wird, um die Sedimente in einen fließfähigen Zustand zu bringen (Bild 4). Dadurch wird eine suspendierte Sedimentschicht gebildet, die eine höhere Dichte aufweist als die Umgebung. Die entstehende Dichteströmung führt zu einem Transport des suspendierten Materials vorwiegend in tiefere Bereiche.

Die Transportentfernungen hängen u. a. von der Korngröße der Sedimente, der lokalen Morphologie und der aktuellen Tideströmung ab.

Das WI-Verfahren hat sich besonders in schlickigen Medien bei der Unterhaltung von Hafenbecken bewährt. Darüber hinaus wurde es bisher bei der Unterhaltung kleinerer Fahrrinnenabschnitte eingesetzt, bei denen die Sedimente ebenfalls aus schlickigem Material bestehen.

Erste positive Erfahrungen mit dem WI-Verfahren im Bereich der Unterweser wurden bei der Beseitigung von Mindertiefen aus konsolidierten Weichsedimenten gemacht. Aufgrund des Konsolidierungsgrades der Sedimente war hier bisher nur der Einsatz von Eimerkettenbaggern möglich.

Durch die Umstellung des Baggerverfahrens auf Wasserinjektion konnte eine Kostenreduzierung von ca. 90 % erzielt werden.

Detaillierte Erfahrungen über die Einsatzfähigkeit des WI-Verfahrens in sandigen Sedimenten existierten jedoch nicht.

5.1 Anwendung und Eignung des WI-Verfahrens in Dünenfeldern

Die Beseitigung von Mindertiefen innerhalb der Dünenfelder bedeutet, dass in der Regel nur geringe Baggermengen pro Baggerfeld anfallen (300 m³ - 1.000 m³), da lediglich die Dünenkämme abgekappt werden müssen. Die kleinen Baggerfelder können in der Regel durch die Auswertung der Fächerecholotpeilungen exakt lokalisiert werden. Aufgrund der teilweise auftretenden Dünenwanderung während des Zeitraums zwischen Peilung und Baggerung müssen die Mindertiefen vor Beginn der Baggerungen mit Hilfe der an Bord der Bagger befindlichen Technik exakt lokalisiert werden. Ein Auffinden derartiger „gewanderter“ Mindertiefen ist mit Hilfe des über 10 m breiten WI-Balkens, der zunächst in etwa auf Solltiefe abgesenkt wird, schneller und exakter möglich als mit dem Saugkopf des Hopperbaggers.

Beim Einsatz des WI-Verfahrens in den Dünenfeldern werden die Kämme geglättet, indem das mit einer Viel-

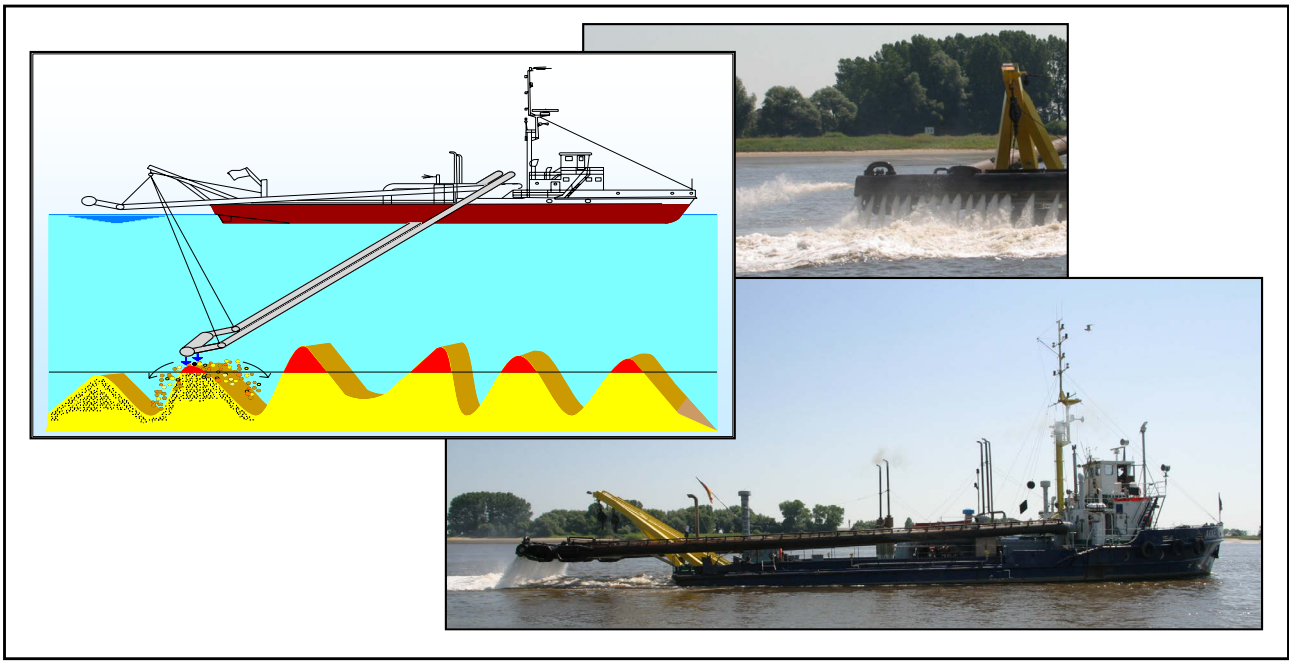


Bild 4: Grobes Schema des Wasserinjektionsverfahrens in Gewässersohlen mit Dünenstrukturen (links) und Wasserinjektionsbagger mit Injektionsrohr im Demobetrieb

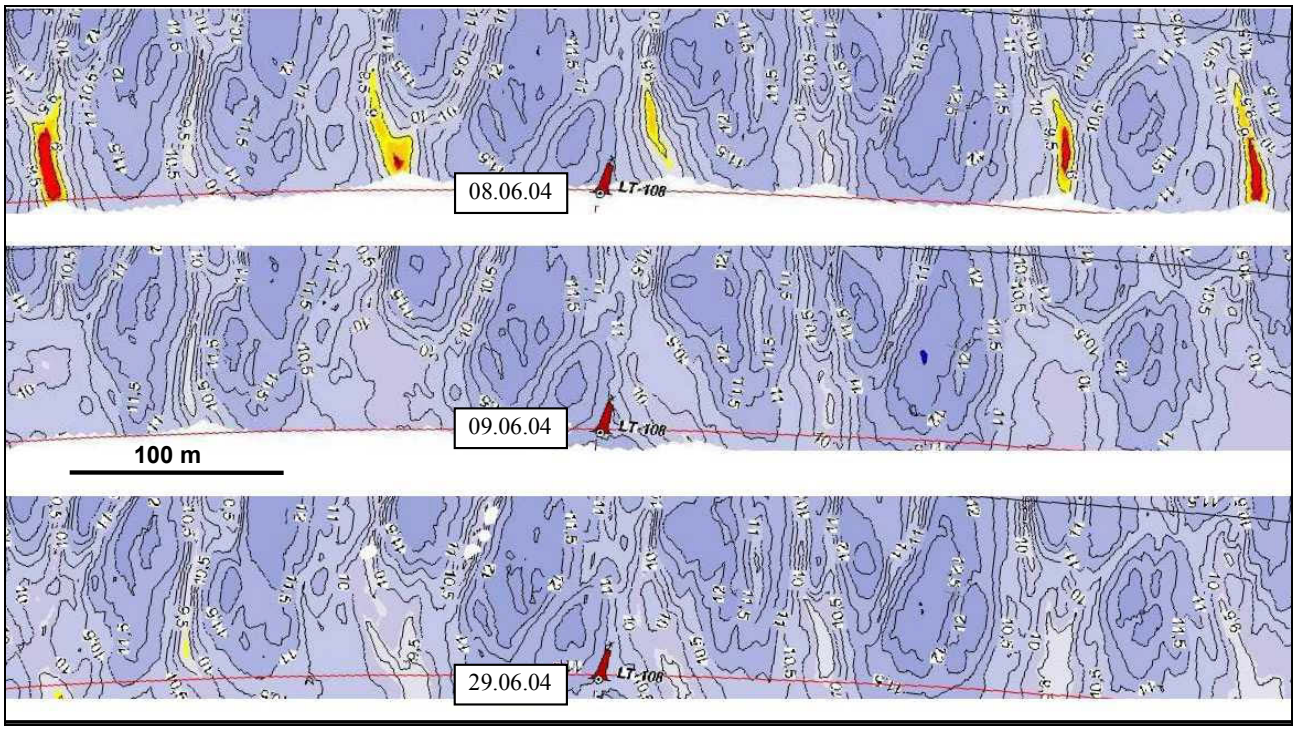


Bild 5: Tiefenpläne eines Abschnitts der Dünenstrecke in der Unterweser. Oben: vor dem WI- Einsatz, Mitte: unmittelbar nach dem WI - Einsatz, unten: drei Wochen nach dem WI - Einsatz. Die blauen Flächen zeigen die Gebiete, in denen die Wassertiefen unterhalb der Solltiefe liegen, die roten Flächen zeigen Mindertiefenbereiche über 50 cm.

zahl von Wasserstrahldüsen ausgestattete Injektionsrohr schrittweise auf maximal 30 cm unter die Solltiefe abgesenkt wird. Dabei wird das Wasser mit einem Druck von 0,8 - 1 bar durch die Düsen gepumpt (Pumpleistung: ca. 6.000 - 8.000 m³/Std.). Die Baggereinsätze können tideunabhängig erfolgen, d.h. sowohl während der Ebbe- als auch während der Flutphase, und sind unabhängig von der Tideströmung. Das WI-Verfahren wird seit Mitte 2003 erfolgreich in der Unterweser zu Beseitigung von Mindertiefen in der Unterweser angewendet. In Bild 5 wird dies beispielhaft dokumentiert.

Der Vergleich der Peilpläne, die vor und nach den WI-Einsatz erstellt wurden (Bild 5), zeigt, dass die durch die Dünenkämme erzeugten Mindertiefen komplett beseitigt wurden. Dabei wurden die suspendierten Sedimentmassen hauptsächlich in die benachbarten Dünentäler transportiert (Bilder 6 und 7). Für den Transport der suspendierten sandigen Sedimente sind die Gravitationskräfte maßgebend. Die Transportweiten betragen maximal 50 m.

Mit der oben beschriebenen Technik des abgestuften Absenkens des Injektionsrohres wurden die Dünenkämme um bis zu 50 cm unterhalb der Solltiefe abgebaggert. Die Wachstumsrate der Dünenkämme ist hauptsächlich von den hydrologischen Randbedingungen (Tide, Oberwasserabfluss, Temperatur) abhängig, aber auch von der Baggertechnik. Bei Einsätzen der Hopperbagger mussten in den vergangenen Jahren aufgrund des schnellen Wiederanwachsens der Dünenkämme monatliche Baggerungen erfolgen. Durch den Einsatz von WI-Baggern konnte das Anwachsen der Dünenkämme nicht verhindert werden (Bild 7), aber die Einsatzintervalle konnten aufgrund der gründlicheren Beseitigung der Mindertiefen auf bis zu acht Wochen ausgedehnt werden.

Die Korngrößenanalysen der Sedimente vor und nach den WI-Einsätzen ergeben keinen Hinweis auf Änderungen der Kornzusammensetzungen. Dies deutet darauf hin, dass die Sedimente sich sehr schnell nach der Baggerung wieder konsolidieren.

Die Baggerkosten konnten im Vergleich zu den Hopperbaggerkosten um über 50 % reduziert werden.

Da die Sedimente beim WI-Verfahren nur kleinräumig umgelagert werden und nur eine Wassersäule von ca. 3 m beeinträchtigt wird, ist der ökologische Eingriff in das System minimal.

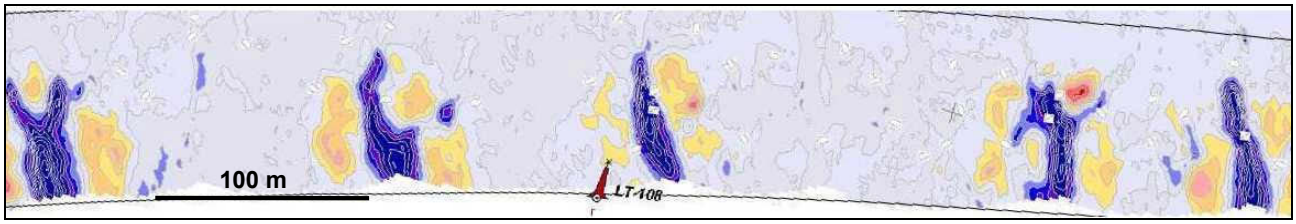


Bild 6: Durch den WI-Einsatz erzeugte Differenzen der Bathymetrie. Die dunkelblauen Flächen zeigen die Erosionsbereiche (Abtragungen von 20 - 120 cm), die gelben und roten Flächen zeigen die Bereiche, in denen sich die Sedimente wieder abgelagert haben.

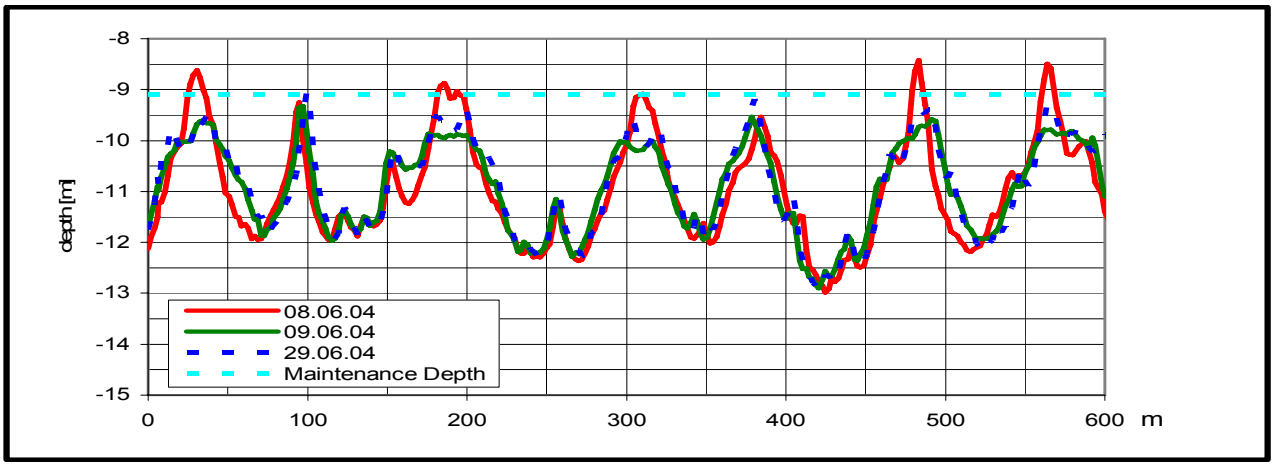


Bild 7: Längsschnitt im Bereich eines Dünenfeldes. Der erfolgreiche Einsatz des WI-Baggers und die Regeneration der Dünenkämme werden ersichtlich. (rote Linie: Tiefenverhältnisse vor dem WI-Einsatz, grüne Linie: unmittelbar danach, blaue Linie: drei Wochen später).

4. Zusammenfassung

Das Wasserinjektionsverfahren kann nicht nur in schlickigen Medien angewendet werden sondern auch erfolgreich in Dünenfeldern, die aus sandigen Sedimenten bestehen.

Die mittlerweile langjährigen Erfahrungen zeigen, dass die Anwendung der WI-Verfahrens in Dünenfeldern im Vergleich zu Hopperbaggereinsätzen zu einer Kostenreduzierung von über 50 % geführt hat.

Aufgrund der effizienteren Baggerungen konnten darüber hinaus die Intervalle für Folgebaggerungen um bis auf das doppelte verlängert werden.

Daher und aufgrund der kleinräumigen Eingriffe konnten die ökologischen Auswirkungen minimiert werden.

Verfasser

Dr.-Ing. Torsten Stengel
Amtsleiter
Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen
Franziuseck 5, 28199 Bremen
Tel.: 0421 5378 – 300
E-Mail: stengel@hb.wsdnw.de

Baggerungen und wirtschaftliche Nutzung des Baggermaterials (3.1)

Umgang mit Fluid Mud in Brackwasserhäfen

Prof. Dr.-Ing. Horst Nasner
Hochschule Bremen, Institut für Wasserbau

Dipl.-Ing. Franz Westermeier
bremenports consult GmbH & Co. KG, Bremerhaven

1. Ursachen für die Entstehung von Fluid Mud

Im Brackwasserbereich von Tideflüssen kommt es in den angrenzenden Hafenbecken zu besonders hohen Sedimentationen. An der deutschen Nordseeküste ist das in Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel der Fall (Bild 1). Die Auflandungen sind dort um eine Zehnerpotenz höher als in den oberhalb des Salzwassereinflusses der Nordsee gelegenen Häfen in Bremen und Hamburg (Nasner, 1992; Christiansen u. Haar, 1996).

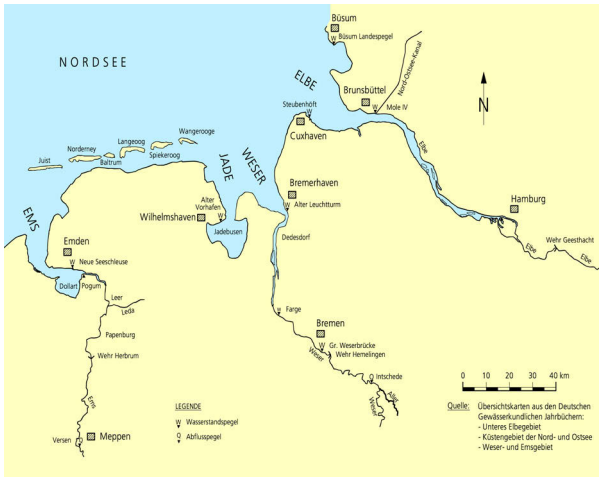


Bild 1: Lageplan

Der starke Feststoffeintrieb in die Brackwasserhäfen wird durch die Überlagerung der flutstromorientierten Walzen- und Dichteströmungen verursacht.

Die schematische Darstellung in Bild 2 beruht auf in situ Messungen in Vorhäfen an der Ems, Weser und Elbe. Sie sind in dem vom BMBF geförderten KFKI-Projekt 03 KIS 019 durchgeführt worden (Nasner, 2004). Die Sedimente werden bei Flut über die sich von den Walzen ablösenden Dichteströmungen sohlennah in die tideoffenen Hafenbecken eingetragen. Während der Ebbestromphase sind die sich entgegengesetzt verhaltenden Walzen- und Dichteströmungen weniger intensiv. Das erklärt die positive Feststoffbilanz in den Vorhäfen.

Die mit den Strömungen in die Vorhäfen eingetragenen, überwiegend aus Schlämmkornfraktionen bestehenden Sedimente, zeichnen sich durch hohe organische Anteile aus. Diese besonderen Materialeigenschaften führen dazu, dass sich Flüssigschlick (Fluid Mud) mit Schichtdicken bis zu mehreren Metern Mächtigkeit ausbildet. In einem zur Zeit laufenden BMBF-Vorhaben (03 KIS 051) sind die Fluid Mud-Schichten im Emder Außenhafen, im Vorhafen der Doppelschleuse Bremerhaven und dem

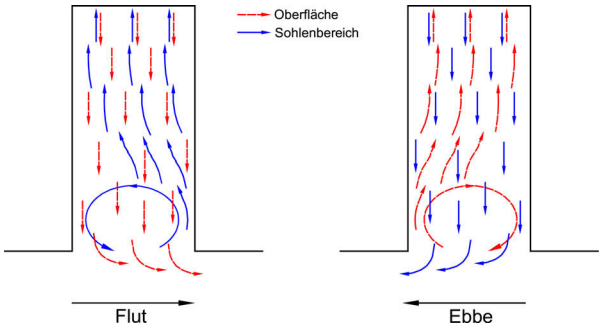


Bild 2: Überlagerung von flut- und ebbeorientiertem Strömungs- und Dichteeffekt (schematisch)

Neuen Vorhafen des Nord-Ostsee-Kanals in Brunsbüttel beprobt worden.

Im Bereich der 15 kHz Horizonte wurden die in Tabelle 1 aufgeführten Glühverluste, Dichten und Feststoffgehalte ermittelt.

	Glühverlust [%]	Dichte [g/cm³]	Feststoffe [g/l]
Außenhafen Emden	20	1,11	200
Vorhafen Doppelschleuse Bremerhaven	18	1,10	165
Neuer Vorhafen Brunsbüttel	16	1,06	193

Tabelle 1: Ergebnisse von Fluid Mud Untersuchungen

Im Labor konnte nachgewiesen werden, dass sich der Fluid Mud bei allen Proben nur sehr langsam absetzt. Die Vorgänge waren auch nach 14 Tagen noch nicht abgeschlossen. Es ist vorgesehen, mit weiteren Beprobungen auch die rheologischen Eigenschaften (Zähigkeit und Scherfestigkeit) des Flüssigschlicks zu untersuchen.

Fluid Mud ist dadurch gekennzeichnet, dass er nicht mit lagestabilen Sedimenten vergleichbar ist. Das Material konsolidiert über der festen Sohle nur sehr langsam. Wegen der geringen Dichte und Zähigkeit des überwiegend aus Wasser bestehenden Fluid Muds ist die Durchfahrbarkeit von Seeschiffen möglich. Wichtig ist dabei, dass der aerobe Zustand für die angelagerten Bakterien aufrecht erhalten bleibt. Eingehende Untersuchungen zum Phänomen Fluid Mud sind im Emder Vor- und Außenhafen durchgeführt worden (Greiser et al, 1992; Wurpts, 1997, 2003; Dasch u. Wurpts, 1999).

2. Peilplananalysen

Einen Einblick in die Fluid Mud Verhältnisse in Brackwasserhäfen ist mit der Analyse von doppeltfrequenten Echolotungen möglich. Im folgenden werden für die Häfen in Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel beispielhaft niederfrequente Peilungen (15 kHz) sowie die zugehörigen Differenzpläne und Volumen zwischen den beiden Frequenzen erläutert.

2.1 Emden

Der Vor- und Außenhafen von Emden sind tiefer ausgebaut als die Ems (Bild 3 der Anlage). Die Solltiefe in der Ems beträgt -8,50 m SKN.

Aus Peilplananalysen für einen zweijährigen Zeitraum ergab sich im Mittel ein Fluid Mud-Volumen für den Vor- und Außenhafen von $V_M \approx 662.000$ m³. Die Abweichungen von diesem Mittelwert betrugen maximal weniger als 20 %, was eine hohe Stabilität der Fluid Mud-Lage bedeutet (Wurpts, 2003). Das liegt daran, dass die nautische Tiefe mit speziellen Baggermethoden in situ erhalten wird.

Für die Peilung vom April 2005 beträgt das Volumen außerhalb der Schleusen $V \approx 708.000$ m³ und im abgeschleusten Hafen $V \approx 852.000$ m³ (Bild 3 der Anlage). Vor der großen Seeschleuse und im inneren Teil des tiefer ausgebauten Außenhafens sind besonders hohe Differenzen von bis zu $\Delta h \approx 5$ m zu verzeichnen. Die mittlere Schichtstärke beträgt im Außenhafen $\Delta h \approx 3{,}40$ m und im Vorhafen $\Delta h \approx 2{,}40$ m.

Die Fließfähigkeit des Fluid Muds in Emden wird an den Gegebenheiten im Binnenhafen deutlich. Der Flüssigschlick bewegt sich in die tieferen Bereiche. Bei den großen Sohltiefen (SKN > -9 m) wurden Peildifferenzen von 3 m bis 4 m dokumentiert.

2.2 Bremerhaven

- **Fischereihafenschleusen**

Mit den Peilungen vom Januar/Februar 2002 wird die Situation im Bereich der Zufahrt zur Doppelschleuse in Bremerhaven aufgezeigt (Bild 4 der Anlage). Der morphologische Zustand im Vorhafen ist mit Emden vergleichbar. Durch eine Barre in der Geesteeinfahrt ist kein natürliches Gefälle zur Weser gegeben (15 kHz in Bild 4).

Aus den für einen vierjährigen Zeitraum (2001/2004) analysierten Peilungen berechnet sich das mittlere Differenzvolumen im Vorhafen zu $V_M \approx 116.000$ m³. Auch hier handelt es sich um einen sehr stabilen Fluid Mud-Körper. Die Schwankungen um den Mittelwert betrugen im Auswertungszeitraum lediglich bis zu 20 %.

Wie in Emden sind die höheren Differenzen im Bereich der größeren Wassertiefen anzutreffen. Die größten Werte liegen im Bereich des Außenhauptes der großen Schleuse mit $\Delta h > 3$ m. Das dokumentiert die Fließfähigkeit des Flüssigschlicks. Betriebsbedingt gelangen die hochkonzentrierten Feststoffsuspensionen durch die Kammern bis in den Schleusenhafen.

- **Kaiserschleuse**

Die Solltiefe des Vorhafens der Kaiserschleuse in Bremerhaven liegt 7 m über der Ausbautiefe der Weser. Trotz des großen Geländesprungs führen die Strömungseffekte in der Einfahrt zur Barrenbildung (Bild 5 der Anlage, oben). In der Wanne des Vorhafens kommt es zur Fluid Mud Bildung mit Differenzwerten von $\Delta h > 2$ m (Bild 5 der Anlage, unten). Durch die ansteigende Vorhafensohle am Außenhaupt der Kaiserschleuse wird der sohlennahe, dichtestrombedingte Sedimenteintrieb und damit die Bildung von Flüssigschlick in der Kammer eingeschränkt. Das gilt auch für den tiefer gelegenen Wendeplatz. Durch die schiffserzeugten Strömungen werden die feinen Sedimente umgelagert.

Ganz anders sind die Randbedingungen bei der großen Kammer der Fischereihafenschleuse aufgrund der entgegengesetzten Gefälleverhältnisse (vgl. Bild 4).

- **Nordschleuse**

Die Sollsohle im Vorhafen der Nordschleuse liegt rd. 3 m über der Ausbautiefe der Weser. Die in Bild 6 der Anlage dargestellte Peilung vom Januar 2004 zeigt, wie durch das Sohlengefälle vom Außenhaupt der Schleuse zur Weser die Entstehung von Flüssigschlick verhindert werden kann. Damit wird der nach außen gerichtete, dichtebedingte Materialtransport in der Ebbephase verstärkt. Während der Flutstromphase gelangen weniger Feststoffe in den Vorhafen. Deshalb sind im Differenzplan auch keine nennenswerten Höhen im Vorhafen und der Schleusenkammer zu verzeichnen.

Die größeren Werte im Wendebecken am Binnenhaupt bis über 1,5 m sind auf örtliche Umlagerungen durch Schraubstrahlströmungen bei den häufigen Schleusungen von Seeschiffen zurückzuführen.

In den Vorhäfen von Bremerhaven wird die Unterhaltung seit 1994 mit Wasserinjektionen durchgeführt; wie in Emden wird der aerobe Zustand und damit die Navigierbarkeit der Schiffe aufrecht erhalten (KSN-Methode, Keep Sediment Navigable). Offenbar begünstigen Barren in den Hafeneinfahrten die Fluid Mud Bildung in den Vorhäfen. Das vorstehende Beispiel für die Nordschleuse zeigt, dass bei einem durchgehenden Sohlengefälle vom Außenhaupt zum Tidestrom kein Flüssigschlick entsteht (KSO-Methode, Keep Sediment Out).

2.3 Brunsbüttel

Die Vorhäfen zum Nord-Ostsee-Kanal in Brunsbüttel sind ebenfalls durch Barren von der tiefer ausgebauten Elbe getrennt (Bild 7 der Anlage). Aus Peilplananalysen von 2003 bis 2005 wurden für den Neuen Vorhafen ein durchschnittliches Differenzvolumen zwischen den 100 kHz und den 15 kHz Horizonten von $V_M \approx 337.000$ m³ und für den kleineren, weniger tief ausgebauten Alten Vorhafen von $V_M \approx 121.000$ m³ ermittelt. Die Abweichungen von den Mittelwerten sind etwas höher als in den Revieren von Emden und vor der Doppelschleuse in Bremerhaven. Das kann darauf zurückgeführt werden, dass die Unterhaltung der Vorhäfen in Brunsbüttel mit konventionellen Baggergeräten durchgeführt wird.

Die Fließeigenschaften des Fluid Muds führen auch in den Elbevorhäfen dazu, dass sich die stärksten Mächtigkeiten (Differenzen) dort einstellen, wo die 15 kHz-Peilungen die größten Sohltiefen ausweisen (Bild 7, unten). Dieses Ergebnis ist für die vorstehend betrachteten Brackwasserhäfen an der Deutschen Nordseeküste allgemein gültig.

3. Zusammenfassung

Die Fluid Mud Bildung wird in den Brackwasserhäfen aufgrund der durch Strömungseffekte hervorgerufenen Barrenbildung in den Hafeneinfahrten begünstigt. Der Flüssigschlick zeichnet sich durch hohe organische Bestandteile, geringe Sinkgeschwindigkeiten, Dichte und Zähigkeiten aus. Den hydrodynamischen Randbedingungen überlagern sich mikrobiologische Vorgänge.

Die an die Schwebstoffe angelagerten Bakterien erzeugen Schleime, die die Sedimentation und Konsolidierung der hochkonzentrierten Suspensionen verhindern. Solange der aerobe Zustand des Fluid Muds erhalten bleibt, bleibt die Durchfahrbarkeit mit Schiffen gewährleistet.

Im Emder Vor- und Außenhafen wird das mit speziellen Baggermethoden (selektive Baggerungen, WURPTS, 2003) erreicht. In Bremerhaven wird die Sauerstoffzufuhr mit Wasserinjektionen durchgeführt.

Mit der Einführung dieser innovativen Unterhaltungsmethoden wird die nautische Tiefe erhalten (Keep Sediment Navigable, KSN).

Das hat zu erheblichen Kosteneinsparungen geführt. Gegenüber konventionellen Baggerungen entfällt die aufwendige Umlagerung des Baggerguts oder die Verbringung in Spülfeldern.

Die Fließeigenschaften von Fluid Mud führen dazu, dass sich die hochkonzentrierten Feststoffe zu den tiefer gelegenen Bereiche hin bewegen. Am Beispiel des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven konnte gezeigt werden, wie die Fluid Mud Bildung bei einem Sohlengefälle vom Außenhaupt der Seeschleuse zum Tidestrom verhindert werden kann (Keep Sediment Out, KSO).

Schließlich sei noch erwähnt, dass mit den Methoden in Emden und Bremerhaven die Sedimente im Tideregime verbleiben (Keep Sediment in the System, KSS) und mit dem Sauerstoffeintrag schadstoffbelastete Sedimente positiv beeinflusst werden.

Literatur

CHRISTIANSEN, H. UND HAAR, S.: Sedimentationsverhältnisse in Hamburger Hafenbecken - Auswertungen der Peilungen von 1977 bis 1995 -, Gewässerkundliche Studie Nr. 15 Strom- und Hafenbau Hamburg, Referat Gewässerkunde, 1996

GREISER, N., GRESIKOWSKI, S. UND HARMS, H.: Feststofftransport und Verschlickung im Emder Hafen, Universität Hamburg, Institut für allgemeine Botanik - Abteilung Mikrobiologie - 1992, -unveröffentlicht-

NASNER, H.: Sedimentation in Tidehäfen, Die Küste, Heft Nr. 53, 1992

NASNER, H.: Hydrodynamische und morphologische Verhältnisse in brackwasserbeeinflussten Häfen - In situ Messungen, Die Küste, Heft Nr. 68, 2004

WURPTS, R.: Zur Frage der Bestimmung der nautischen Sohle von Fluid Mud am Beispiel des Emder Hafens, Tagungsband HTG-Kongress ’97 Bremen, 24.-27.09.97

WURPTS, R.: 15 Jahre Erfahrung mit fluid mud Bestimmung der nautischen Sohle durch rheologische Parameter, Hansa 140. Jg. Nr. 9 und 10, 2003

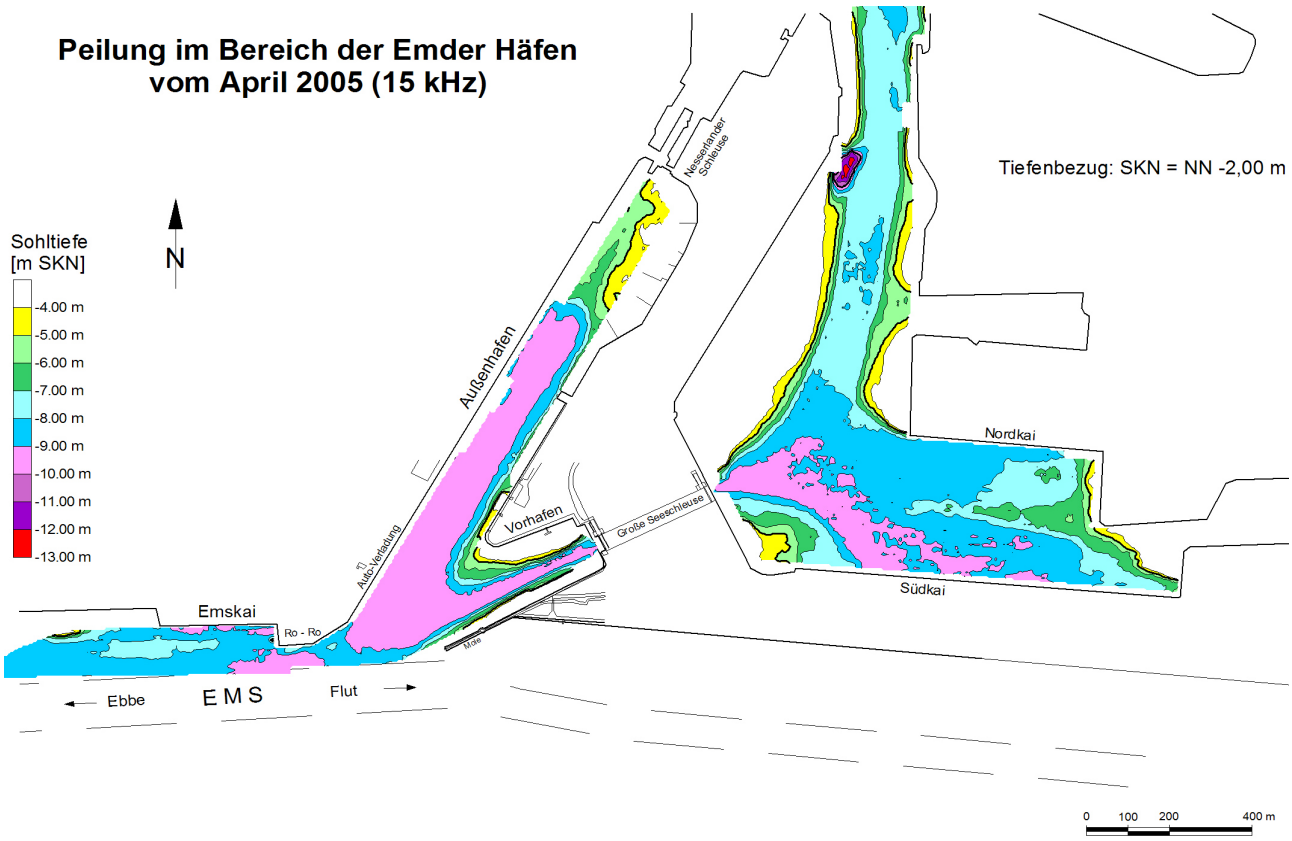
WURPTS, R.: Hyperconcentrated flow - Reduzierter Unterhaltungsaufwand bei Berücksichtigung der Fließfähigkeit des Baggergutes - HANSA 142. Jg., Nr. 9, 2005

Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Horst Nasner
Institut für Wasserbau
Hochschule Bremen
Neustadtswall 30, 28199 Bremen
Tel.: 0421 5905 – 2313
E-Mail: hnasner@fbb.hs-bremen.de

Dipl.-Ing. Franz Westermeier
Baggerei
bremenports dredging GmbH
Elbinger Platz 1, 27570 Bremerhaven
Tel.: 0471 596 – 10 488
E-Mail: franz.westermeier@bremenports.de

Anlage



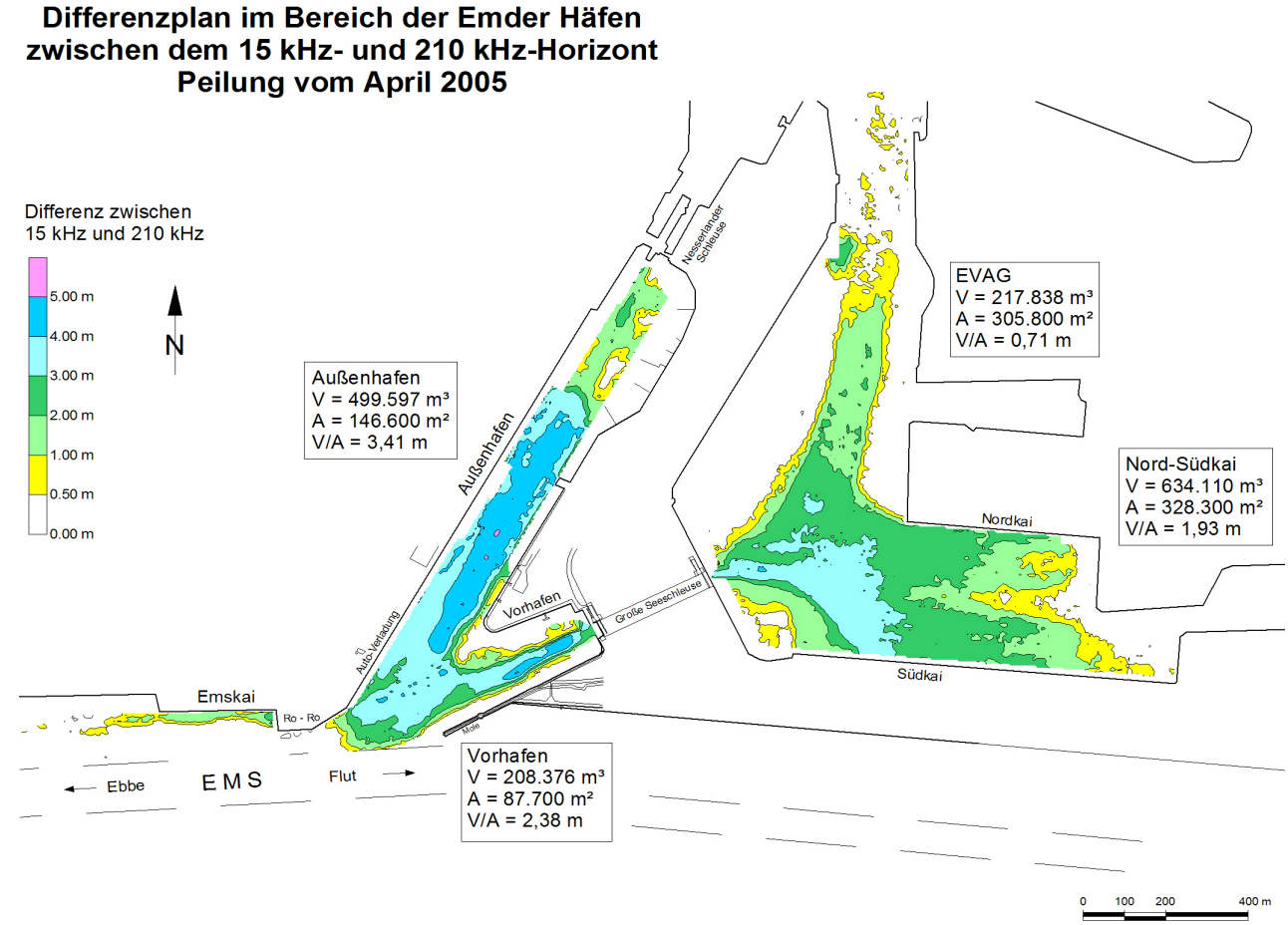
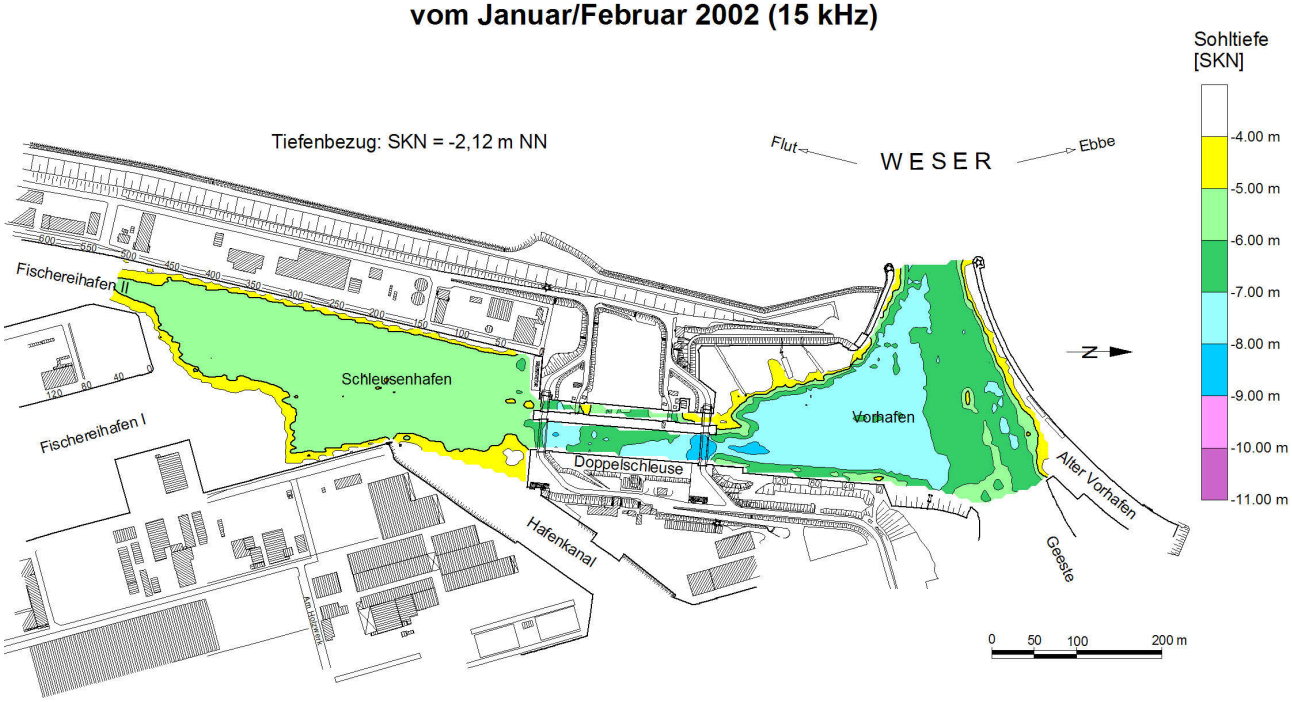


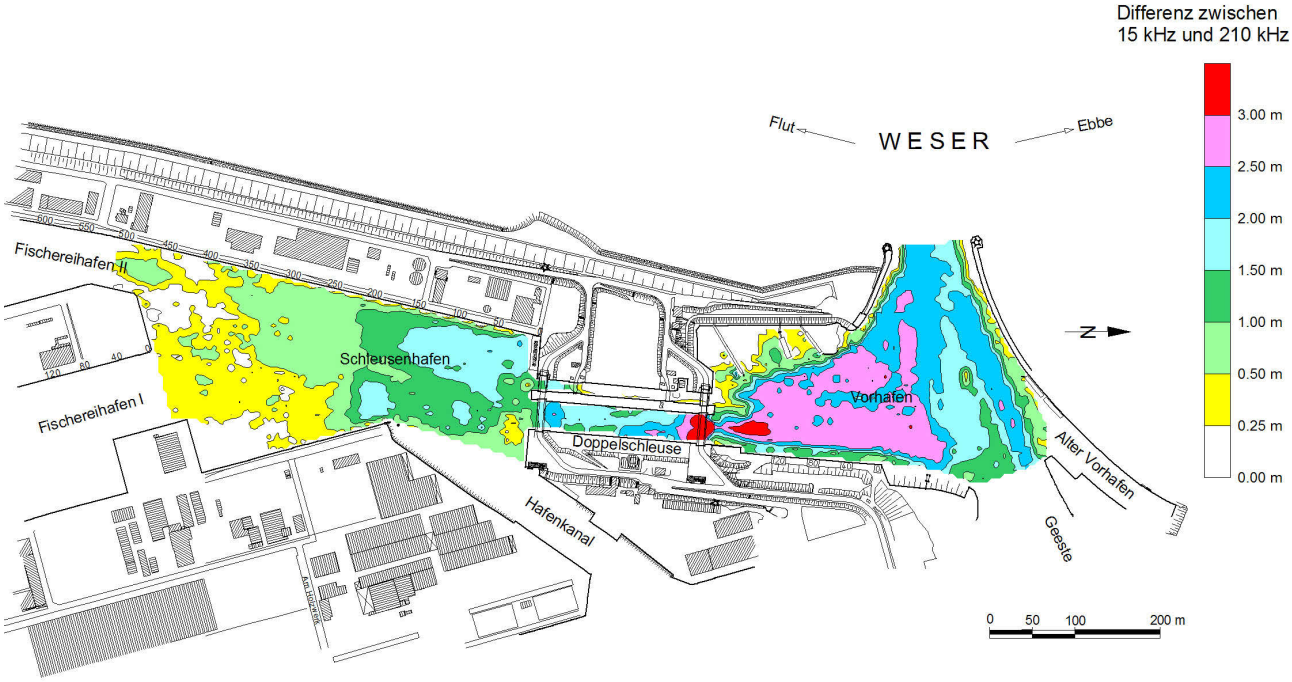
Bild 3: Peilung im Bereich der Emder Häfen (15 kHz) vom April 2005 und Differenzplan

Anlage

Peilung im Bereich der Doppelschleuse in Bremerhaven vom Januar/Februar 2002 (15 kHz)



Differenzplan im Bereich der Doppelschleuse in Bremerhaven zwischen dem 15 kHz- und 210 kHz-Horizont Peilungen vom Januar/Februar 2002

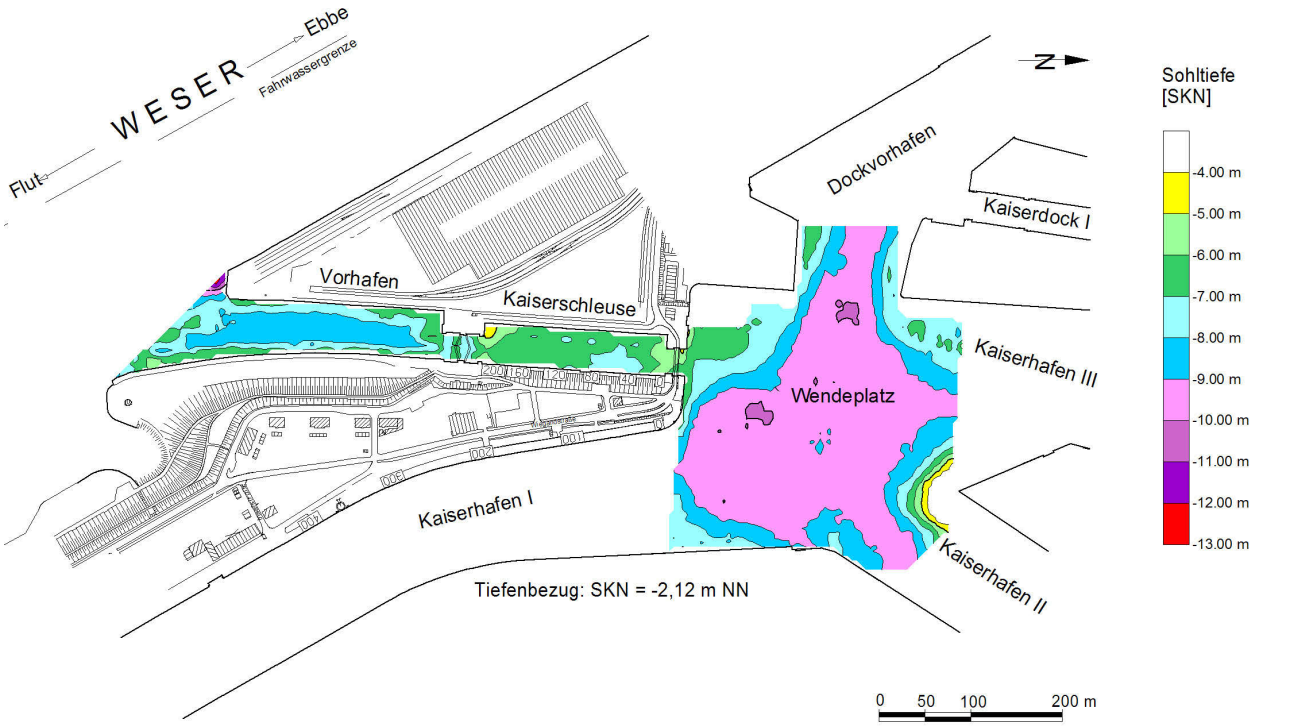


Schleusenhafen	Gr. Kammer	Vorhafen
V = 60.180 m³	V = 16.106 m³	V = 128.564 m³
A = 75.588 m²	A = 7.446 m²	A = 67.225 m²
V/A = 0,80 m	V/A = 2,16 m	V/A = 1,91 m

Bild 4: Peilung im Bereich der Doppelschleuse in Bremerhaven (15 kHz) vom Januar/Februar 2002 und Differenzplan

Anlage

Peilung im Bereich der Kaiserschleuse in Bremerhaven vom Mai 2002 (15 kHz)



Differenzplan im Bereich der Kaiserschleuse in Bremerhaven zwischen dem 15 kHz- und 210 kHz-Horizont Peilungen vom Mai 2002

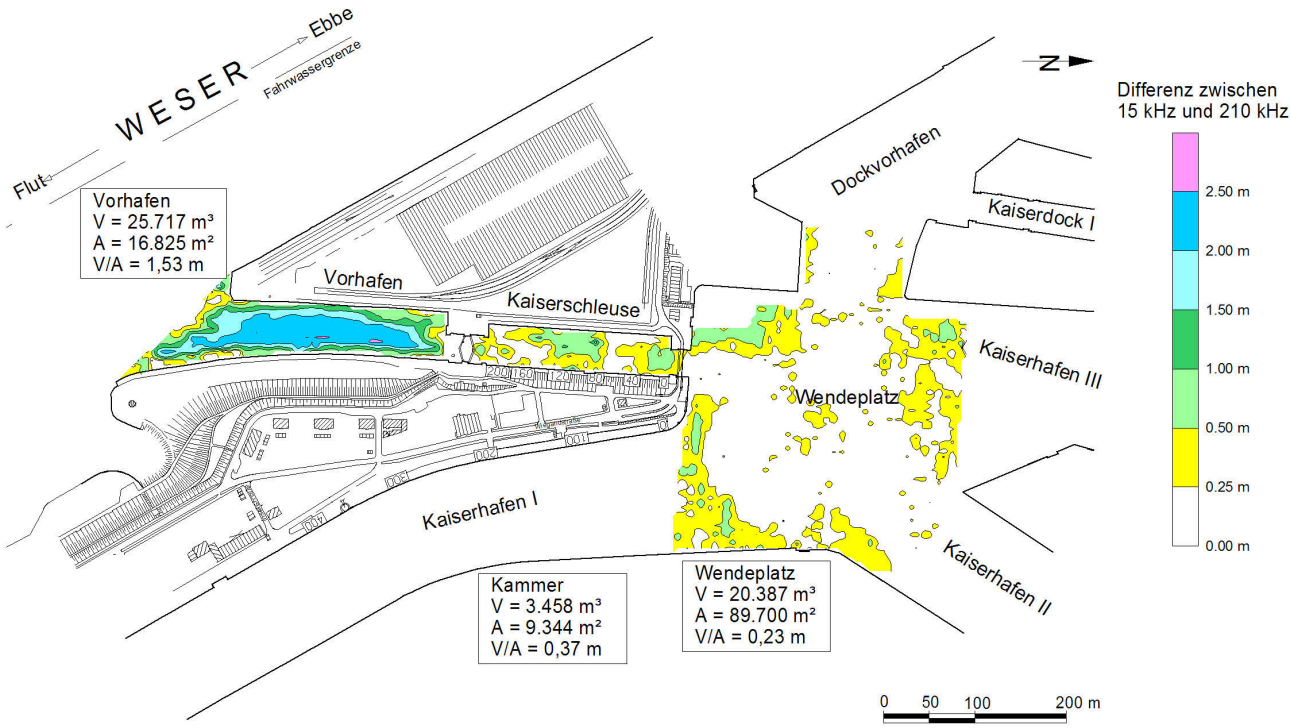
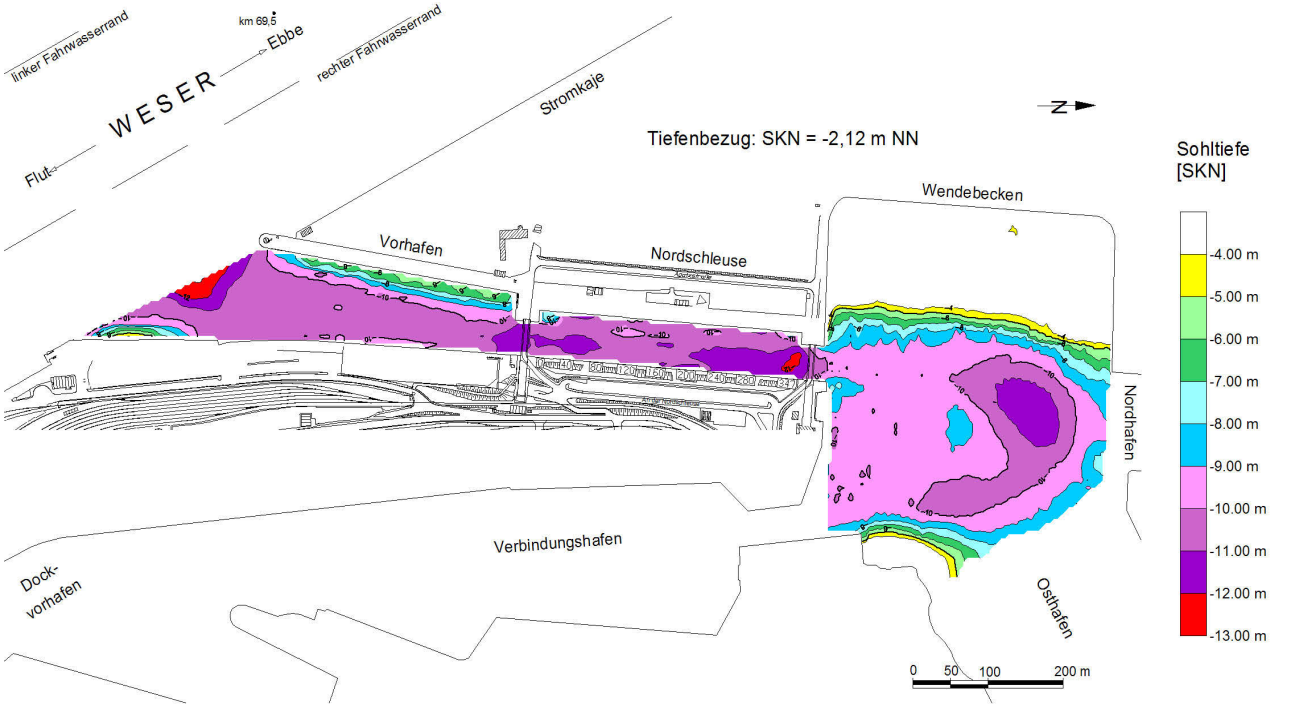


Bild 5: Peilung im Bereich der Kaiserschleuse in Bremerhaven (15 kHz) vom Mai 2002 sowie Differenzplan

Anlage

Peilung im Bereich der Nordschleuse in Bremerhaven vom Januar 2004 (15 kHz)



Differenzplan im Bereich der Nordschleuse in Bremerhaven zwischen dem 15 kHz- und 210 kHz-Horizont Peilungen vom Januar 2004

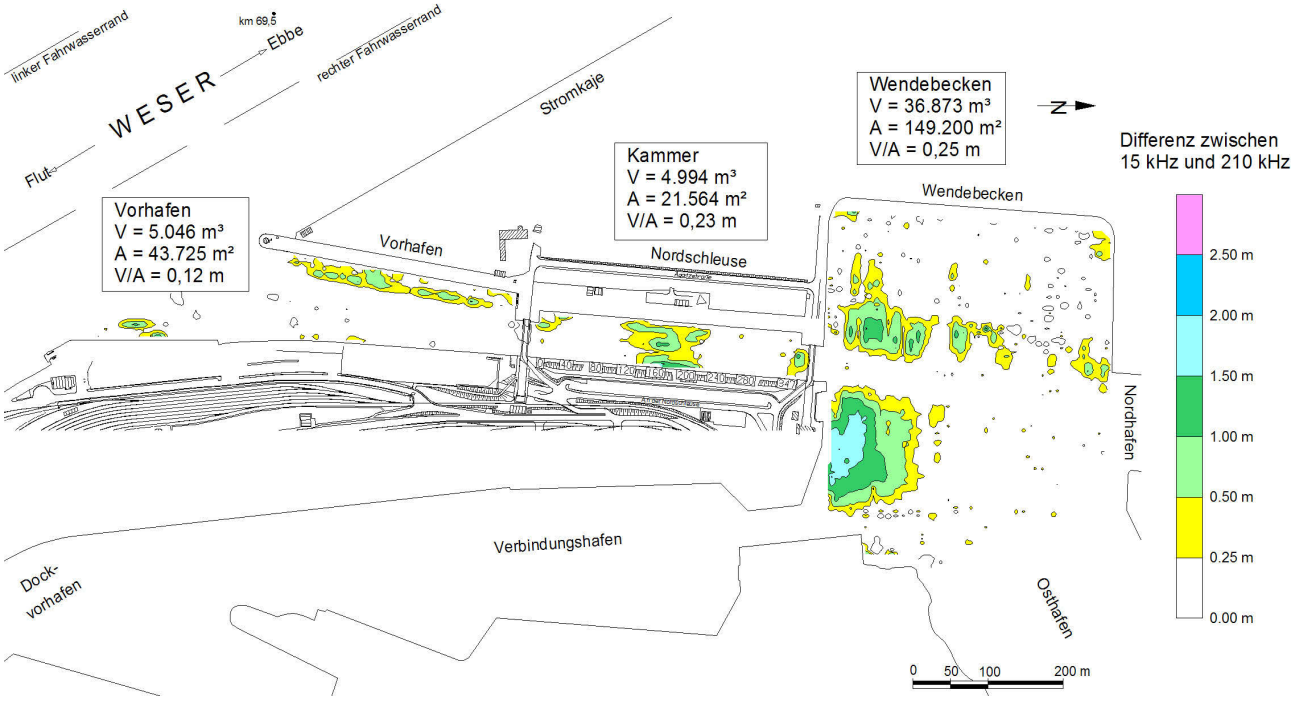


Bild 6: Peilung im Bereich der Nordschleuse in Bremerhaven (15 kHz) vom Januar 2004 sowie Differenzplan

Anlage

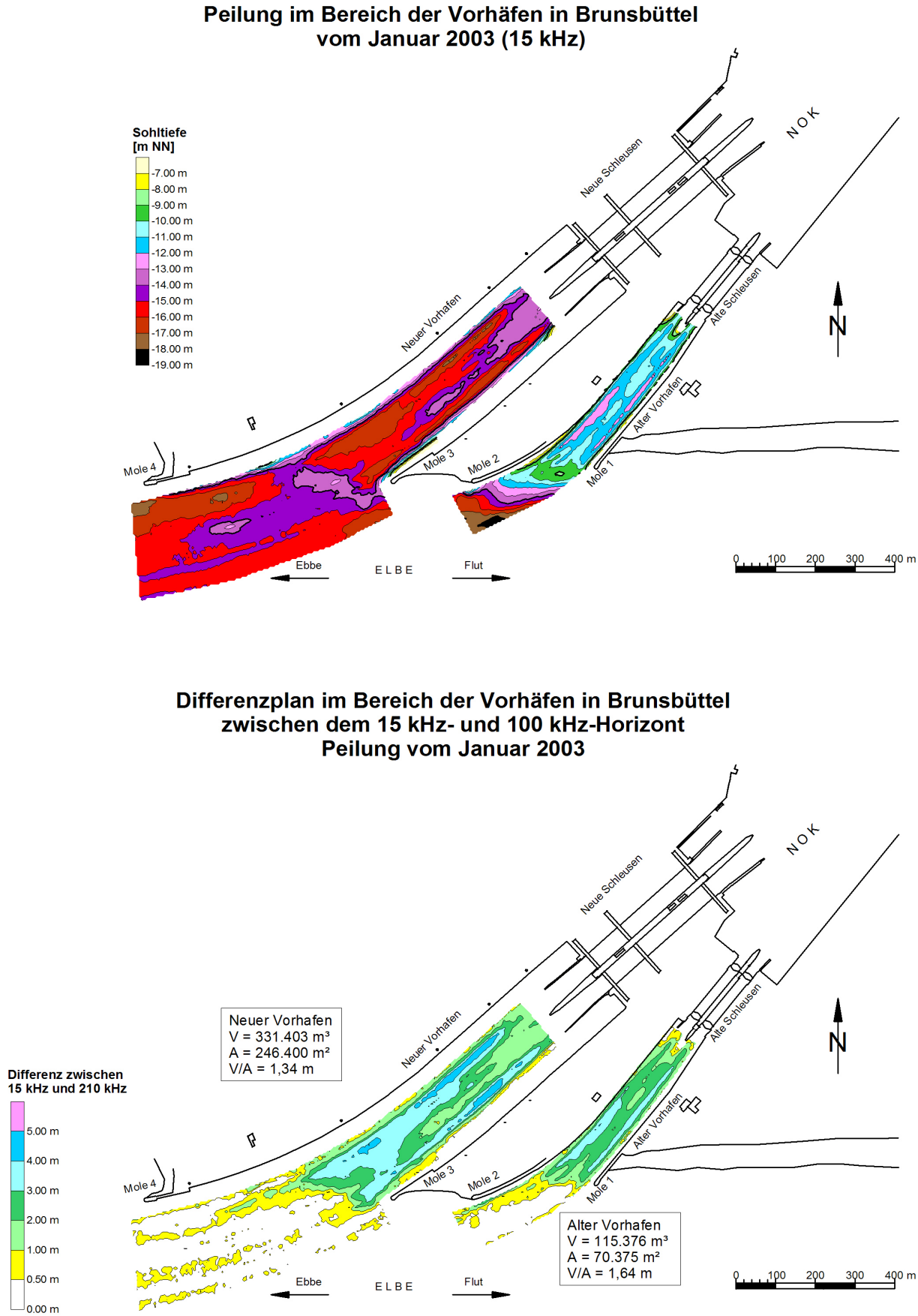


Bild 7: Peilung im Bereich der Vorhäfen in Brunsbüttel (15 kHz) vom Januar 2003 sowie Differenzplan

Baggerungen und wirtschaftliche Nutzung des Baggermaterials (3.1)

Messtechnik und Baggertechnologie für ein Kosten sparendes Sedimentmanagement mit Hilfe der Fließfähigkeit des Baggergutes

Dipl.-Ing. Rewert Wurpts
Niedersachen Ports GmbH & Co. KG, Niederlassung Emden

Dr.-Ing. Norbert Greiser
Dr. Greiser & Partner, Wissenschaftler und Ingenieure, Geesthacht

Zusammenfassung

Bei der Verfolgung von Strategien zur Minimierung der Unterhaltungsbaggerarbeiten in Häfen und Wasserstraßen sind der Baggeraufwand, die Baggermengen und die Kosten möglichst klein zu halten. Auf keinen Fall reicht es aus, die schiffbare Wassertiefe ausschließlich durch Echolotung zu bestimmen, denn zum Beispiel die zumeist dafür verwendeten relativ hohen Frequenzen (ab 100 kHz) detektieren Wasser/ Suspensions-, Wasser/Weichschlick- und Wasser/Sand-Grenzschichten gleichermaßen als obersten Sedimenthorizont. Die Frage, ob diese Sedimentschichten gegebenenfalls bis in eine bestimmte Tiefe von Schiffen problemlos durchfahren werden könnten, kann mit dem Echolot nicht beantwortet werden. Der Nachweis gelingt nur über einen vertikalen Scan der Materialkonsistenz. Als Parameter für diesen Nachweis der nautischen Sohle dient bisher zumeist die Dichte. Die Frage, ob und wie leicht das Sediment beim Kontakt mit dem Schiffsboden auseinander fließt, bleibt damit jedoch unbeantwortet. Die Bestimmung der Fließfähigkeit erfordert (zusätzlich) die Messung rheologischer Parameter wie zum Beispiel der scherkraftabhängigen Fließgrenze, Scherrate und Viskosität.

Die dafür eingesetzten Messgeräte müssen

1. zumindest einen damit korrelierten Parameter liefern, der
2. ohne Postprocessing in Echtzeit vom Vermessungsschiff aus kontrolliert werden kann und
3. die Messtechnik muss in der praktischen Ausführung der Messung leicht zu handhaben sein.

Das *Admodus*-Ultraschallmesssystem ist bisher das einzige Messverfahren am Markt, das alle diese Kriterien (einschließlich einer parallelen Messung der Dichte) erfüllt. Zahlreiche Probeläufe dieses Systems im Seehafen Emden, in Bremerhaven und in Rotterdam erbrachten den Nachweis, dass insbesondere auch in durch Baggerungen, Schiffsbewegungen und Rezirkulierungsaktivitäten (sediment conditioning) verflüssigten Fluid Mud- und Schlickformationen verlässliche Ergebnisse über das horizontale und vertikale Schichtenspektrum und deren Festigkeiten geliefert wurden. Für die flächendeckende Messung im Emder Außenhafen wurden die Messergebnisse des *Admodus*-Sonar und der Messsonde *Admodus*-USP regelmäßig durch rheologische Labormessungen überprüft, so dass inzwischen bereits im „normalen“ Echolot-Betrieb mit dem *Admodus*-Sonar Suspensions-, Fluid Mud- und Schlickschichten gleicher Fließgrenze erkannt und vermessen werden können. Auf Grund der innovativen Technologie der Signalauswertung liefert dieses Ultraschallsystem im Gegensatz zu herkömmlichen ADCP-Systemen auch verlässliche Messwerte bis direkt an die feste Gewässersohle. Die Messergebnisse belegen, dass mit der *Admodus*-Technik auch dort Sediment- und Fluid Mud-Schichtgrenzen zweifelsfrei nachgewiesen und in ihrer Tiefenlage richtig wiedergegeben werden, wo sich Festmaterial in hoher Konzentration in der Wassersäule befindet.

Nachgewiesen werden kann damit unter anderem:

- welche Sedimentschichten in welche Tiefe schiffbar sind,
- wieviel nicht-schiffbares Sedimentmaterial welcher Konsistenz und Dichte zur Wiederherstellung der Solltiefen entnommen werden muss (selektives Baggern),
- wie sich rezirkuliertes, verflüssigtes Baggergut im Wasserkörper verteilt und
- in welchem Zeitraum dieses Material wie stark rekonsolidiert.

In diesem Artikel wird an mehreren Beispielen illustriert, wie dieses neue In-situ-Messverfahren zum Nachweis der nautischen Tiefe und zum Erfolgsmonitoring innovativer Baggermethoden erfolgreich eingesetzt werden kann, insbesondere wenn damit Verfahren zur In-situ-Sedimentverflüssigung (sediment conditioning, active nautical depth concept) im Sinne einer KSIS-(keep sediments in system)-Strategie gemeint sind.

Die Admodus-Messtechnologie

Das Kernstück der Hardware ist eine spezielle Signalauswerte-Einheit (´Ultraschall-Computer´, siehe Bild 1), mit der Ultraschallsignale jeglicher Art digitalisiert und bedarfsgerecht weiter ausgewertet werden können. Diese Auswertung basiert auf Routinen, die in der modernen medizinischen Ultraschall-Diagnostik verwendet werden, um Konsistenzunterschiede von Geweben sichtbar zu machen. Diese Technik mit dem A*dmodus*-

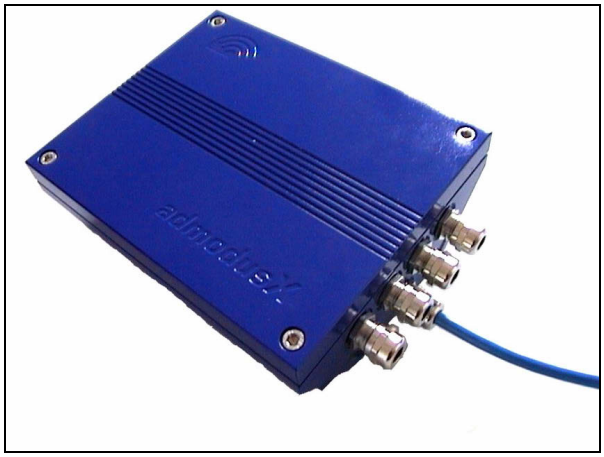


Bild 1: *Admodus*-Hardwaremodul zur Ultraschall-Signalauswertung

Sonar als eigenständiges Echolot und als Ergänzung für handelsübliche 2-Fequenzecholote verfügbar. Damit hat der Vermesser auch die Möglichkeit, die Messergebnisse eines herkömmlichen Sonars mit und ohne *Admodus*-Signalauswertung parallel zu betrachten.

Ergänzt wird diese neue Echolottechnik durch eine Ultraschall-Sonde (*Admodus*-**U**ltraschall-**S**ediment-**P**rofiler, siehe Bild 2), mit der zusätzlich die Feinauflösung der Konsistenz der gepeilten Sedimentschichten möglich ist. Mit ihren hochfrequenten Ultraschall-Sensoren (500 kHz, 1 MHz und 2 MHz) werden beim Absenken alle Schichten bis zur festen Sohle direkt durchfahren. Die in Bild 2 gezeigte Sonde wiegt ca. 25 kg, sie kann aber auch kleiner und leichter oder größer und schwerer konstruiert werden. Die Gewinnung der Messprofile geht sehr schnell, bei 20 m Wassertiefe je nach Windengeschwindigkeit 30 s – 60 s pro Messort und das Ergebnis kann online am PC verfolgt werden. Parallel gemessen werden u.a. folgende Parameter: Dichte, Ultraschalldämpfung (korrelierbar mit der Viskosität), die Schallgeschwindigkeit, Schallreflektivität (als z.B. guter Indikator für den Sandanteil im Sediment) sowie auch die Temperatur. Da durch die parallele Messung der Dichte und Schallgeschwindigkeit auch alle Impedanzsprungschichten aufgefunden werden, dient diese Messung zugleich der Kontrolle von Echolotungen. Das Vertikalprofil der Sonde zeigt auf, welche Schichtgrenzen wie genau vom Echolot detektiert wurden und welche dieser Schichtgrenzen diejenigen sind, die zum Beispiel den Konsistenzunterschied schiffbar/nicht schiffbar markieren.

Dies ist möglich, weil zum Beispiel die Ultraschall-Dämpfung (attenuation) mit der Viskosität korreliert werden kann, denn auch eine Schallwelle reagiert auf die sich ändernde Zähigkeit eines Sedimentkörpers. Eine hohe Dämpfung mit hoher rückgestreuter Energie in einem Hafensediment lässt auf Sandpartikel schließen, während ein hohe Dämpfung mit geringer zurückgestreuter Energie in erster Linie viskoelastische Fluid Mud-Medien anzeigt. Der bei Niedersachsen Ports in Emden durch bestimmte Fließgrenzenwerte festgelegte Übergang vom schiffbaren zum nicht mehr schiffbaren Sediment wurde bisher mit dieser Ultraschall-Technik Sedimentschichten zweifelsfrei nachvollzogen, unabhängig davon, ob man die Fließgrenze oder die Viskosität als den entscheidenden Parameter für die Beurteilung der Schiffbarkeit fließfähiger Sedimente betrachtet, denn beide sind ohnehin mathematisch voneinander abhängig.

Die folgenden Bilder zeigen einige Beispiele, wie mit dieser Messtechnik Konsistenzunterschiede von Sedimentschichten visualisiert und quantifiziert werden können.

- **Mindertiefenbeseitigung durch mechanisches Eggen (Yachthafen Wedel/Elbe)**

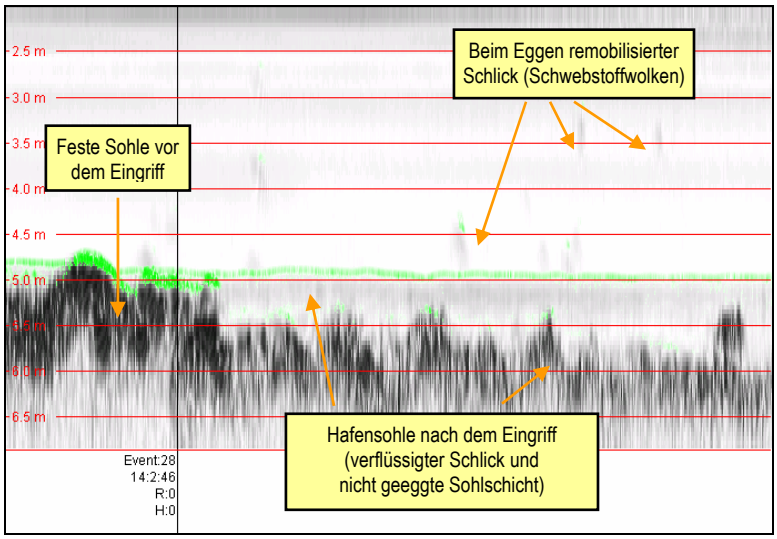


Bild 3: Rohdaten-Echogramm einer durch „Eggen“ verflüssigten konsolidierten Schlickschicht

- **Nachweis der Schiffbarkeit von Sedimentschichten im Botlek Harbour/Rotterdam**

Die Aufgabe bestand hier in einem Erfolgsmonitoring der Umwandlung von konsolidiertem Sediment in eine schiffbare Weichschicht durch Baggergut-Rezirkulation (sediment conditioning) mit einem Laderaum-Saugbagger. Bild 4 zeigt ein Längsprofil (digitalisiertes Echogramm) durch das Konditionierungsgebiet in der Hafeneinfahrt vor dem Eingriff, Bild 5 entsprechend die Veränderung der Schichtgrenzen-Bathymetrien und Mächtigkeit der oberen Sedimentschicht nach einem ca. 6-stündigen Konditionierungseinsatz.

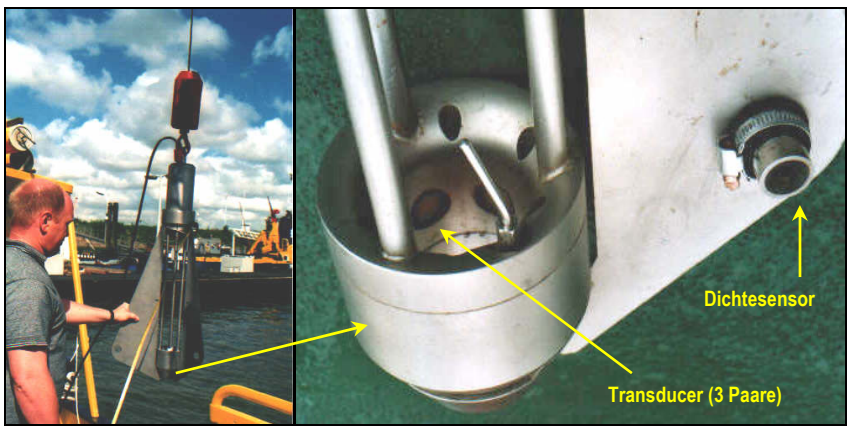


Bild 2: Bild der *Admodus*-USP-Sonde und des Messkopfs im vergrößerten Ausschnitt

Den Nachweis der Schiffbarkeit liefert letztlich der vertikale Konsistenz-Scan durch das Sediment mit der Messsonde A*dmodus*-USP (Bild 6).

Legt man die Erfahrungen mit Schiffspassagen durch Fluid Mud-Lagen aus dem Emder Hafen zugrunde und überträgt den dort geltenden Ultraschalldämpfungs-Grenzwert für die Schiffbarkeit von Sedimentschichten von 2,9 db/cm für die Ultraschallfrequenz von 2 Mhz auf die Ergebnisse aus dem Botlek-Harbour, dann war vor dem Eingriff nahezu die gesamte obere Schlickschicht nicht-schiffbar (rot eingefärbter rechter Skalenabschnitt mit Dämpfungswerten > 3 dB/cm).

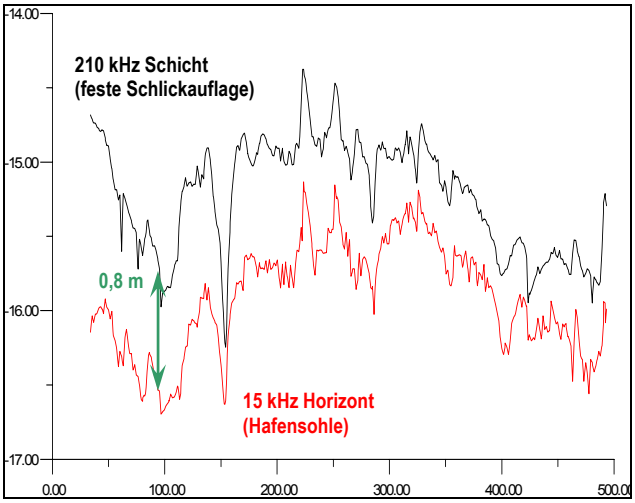


Bild 4: Digitalisiertes 2-Frequenz-Echogramm aus dem Botlek-Harbour vor dem Eingriff

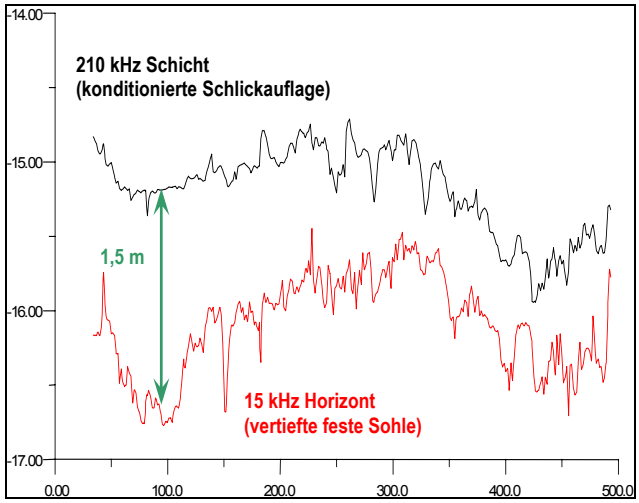


Bild 5: Digitalisiertes 2-Frequenz-Echogramm aus dem Botlek-Harbour nach dem Eingriff

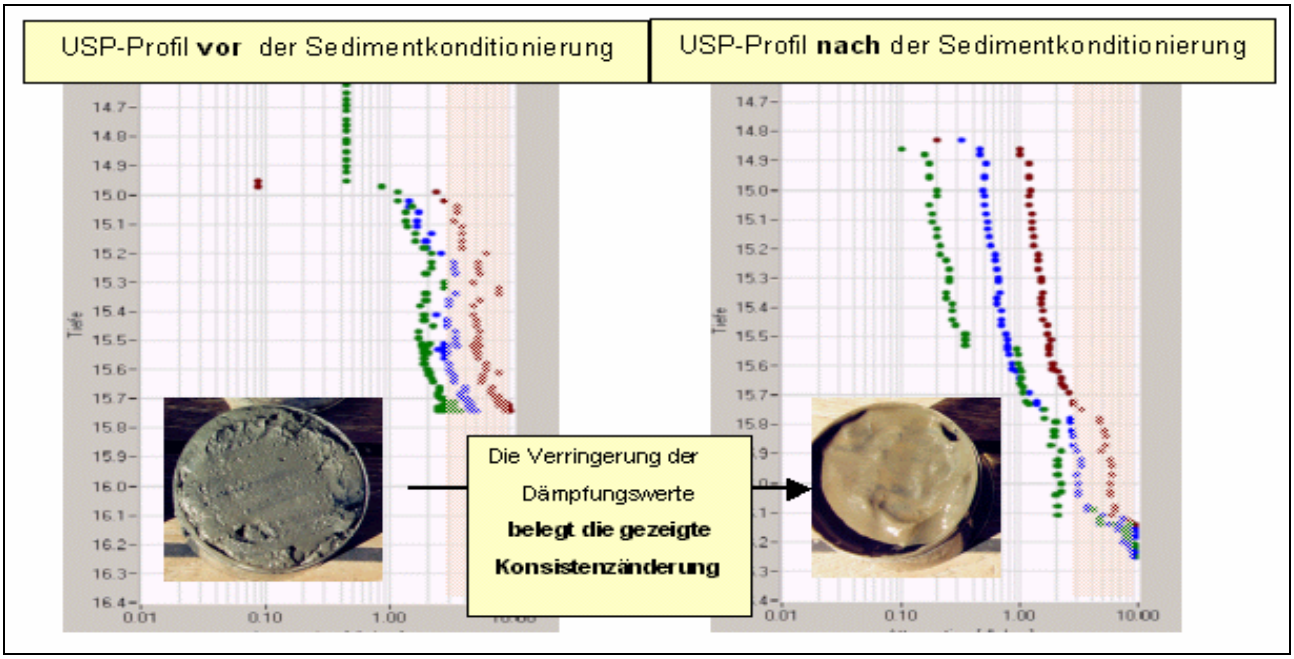


Bild 6: Ergebnis der Vertikalscans mit der USP-Messsonde an den in den Bildern 5 und 6 markierten Stellen des Längsprofils aus dem Einfahrtsbereich des Botlek-Harbour vor und nach der Verflüssigung des Sedimentes durch Rezirkulation.

Im rechten Vertikalprofil wird deutlich, dass durch die Baggergutrezirkulation die Sedimentschicht aufgelockert und auch ein Teil des festen Sohlmaterials ´aufgeweicht´ und in schiffbaren Schlick überführt wurde. Die Sedimentoberfläche liegt jetzt ca. 0,2 m höher und der Zugewinn an nautischer Tiefe betrug an diesem Messort 0,7 m. Im gesamten Konditionierungsgebiet erhöhte sich die nautische Tiefe um 0,3 m - 1,0 m.

Bild 7 auf der folgenden Seite zeigt die Mächtigkeitsverteilung des schiffbaren Schlicks im Konditionierungsgebiet auf einer Fläche von ca. 183.000 m². Interessant ist aber auch die Visualisierung der Sedimentoberflächenstruktur (Bild 8, nächste Seite). Die klare Abbildung der Saugkopfspuren im Sediment suggeriert dem Betrachter eher eine feste Sedimentkonsistenz als einen verflüssigten Sedimentkörper. Da Schlick eine strukturviskose und keine newtonsche Flüssigkeit ist, fließt er nur, wenn er Scherkräften ausgesetzt ist, die seine Fließgrenze überschreitet. Die vom Saugkopf modellierten Strukturen bleiben deshalb solange erhalten bis dieser Fließgrenzenwert durch externe Kräfte (z.B. Schiffspassagen und Strömungen) erneut überschritten wird. Zum Nachweis der Sedimentkonsistenz sind deshalb vertikal profilierende Mehrfrequenzpeilungen und/oder Schichtensondierungen unerlässlich. Über Einfrequenzpeilungen können Konsistenzunterschiede im Sediment nicht ermittelt werden.

Fluid-Mud-Konsistenzmessung im Schleusenvorhafen in Bremerhaven

Das folgende Beispiel zeigt, wie die Sonden-Vertikalprofile direkt mit den Echolotdaten verglichen und die detektierten Schichtgrenzen bestimmten Konsistenzparametern zugeordnet werden können. Vermessen wurde eine bis zu 4 m mächtige Fluid-Mud- und Weichschlicklage. Bild 9 veranschaulicht die Lage des Ortes, an dem das gezeigte Multiparameter-Vertikalprofil gewonnen wurde.

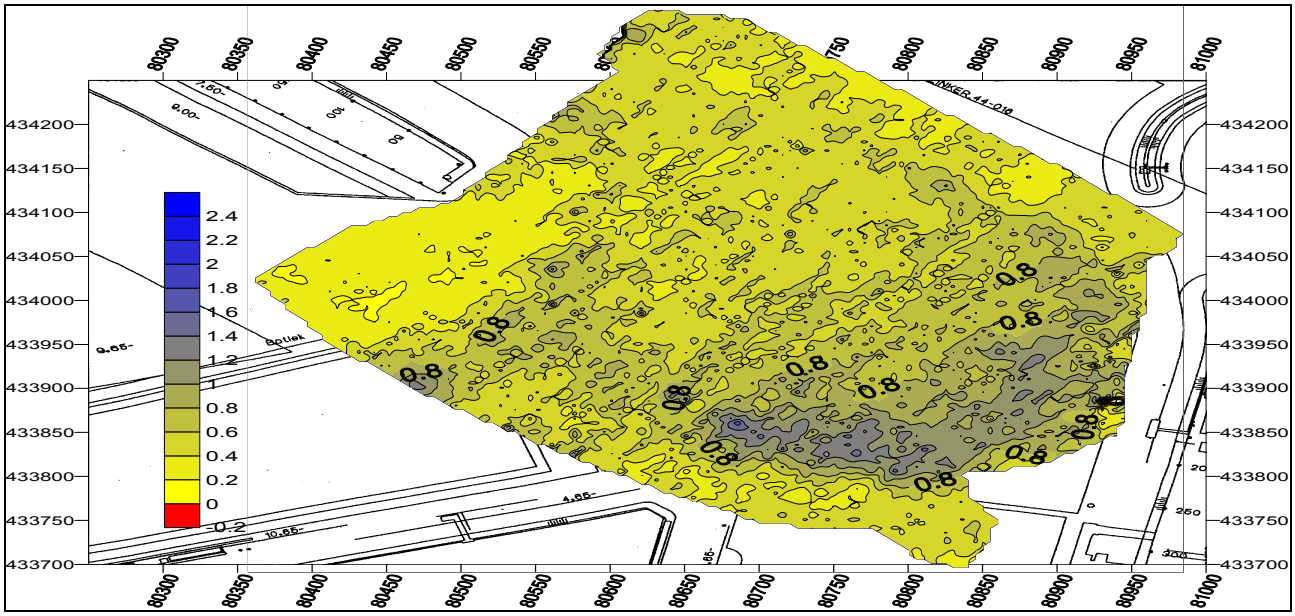


Bild 7: Flächenhafte Mächtigkeitsverteilung der schiffbaren Sedimentschicht im Botlek-Harbour nach der Baggergut-Rezirkulation (Konditionierung)

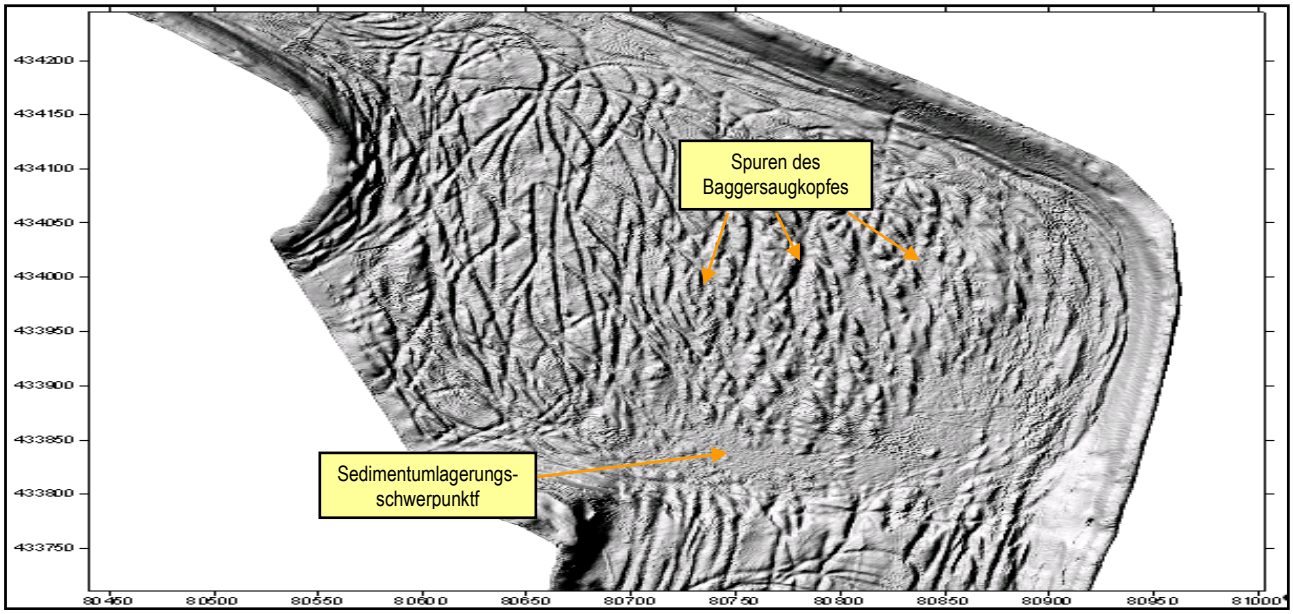


Bild 8: Oberflächenstruktur der schiffbaren Sedimentschicht im Botlek-Harbour nach der Baggergut-Konditionierung. Die Spuren des Baggersaugkopfes sind deutlich sichtbar, obwohl das Sediment durch die Rezirkulation verflüssigt wurde (s. Bild 6).

Mit einer speziellen Software können Fehlsignale, z.B. durch Schraubenwasser, herausgefiltert werden, so dass letztlich nur die real vorhandenen Grenzschichten im Fluid Mud- bzw. Sedimentkörper abgebildet werden. In wenigen Minuten können so z.B. die mit der Sonde nachgewiesenen Dichtesprungschichten linien- und flächenhaft nachvollzogen werden.

Rheologische Grundlagen zur Optimierung von Baggerverfahren

Die wesentlichen kennzeichnenden rheologischen Merkmale von Sedimenten, die sich verflüssigen lassen, sind die mit der Scherbeanspruchung veränderliche Zähigkeit η, das Vorhandensein einer Fließgrenze τ_0, die im Fall von Thixotropie zusätzlich zeitabhängig ist, und dass die bei den Baggervorgängen in der Praxis vorkommenden Strömungen des flüssigen Baggerguts im allgemeinen noch laminar sind. Die Beziehung zwischen der Scherkraft τ und der Deformationsgeschwindigkeit D liefert zahlreiche sogenannte scheinbare Viskositäten. Der Ausdruck „scheinbare Viskositäten“ (apparent viscosity) hat sich in der internationalen Literatur durchgesetzt, weil hierdurch dokumentiert wird, dass sich die Zähigkeit von Schlicksedimenten bei unterschiedlicher Scherbelastung und Verformungsgeschwindigkeit verändert. Dagegen gibt es nur eine einzige Fließgrenze. Das bedeutet zugleich, dass Messgeräte, die mit konstanten Viskositäten arbeiten, wie z.B. die marktüblichen „Stimmgabelgeräte“, für Messungen zur Feststellung der Nautischen Sohle im Fluid Mud nicht geeignet sind.

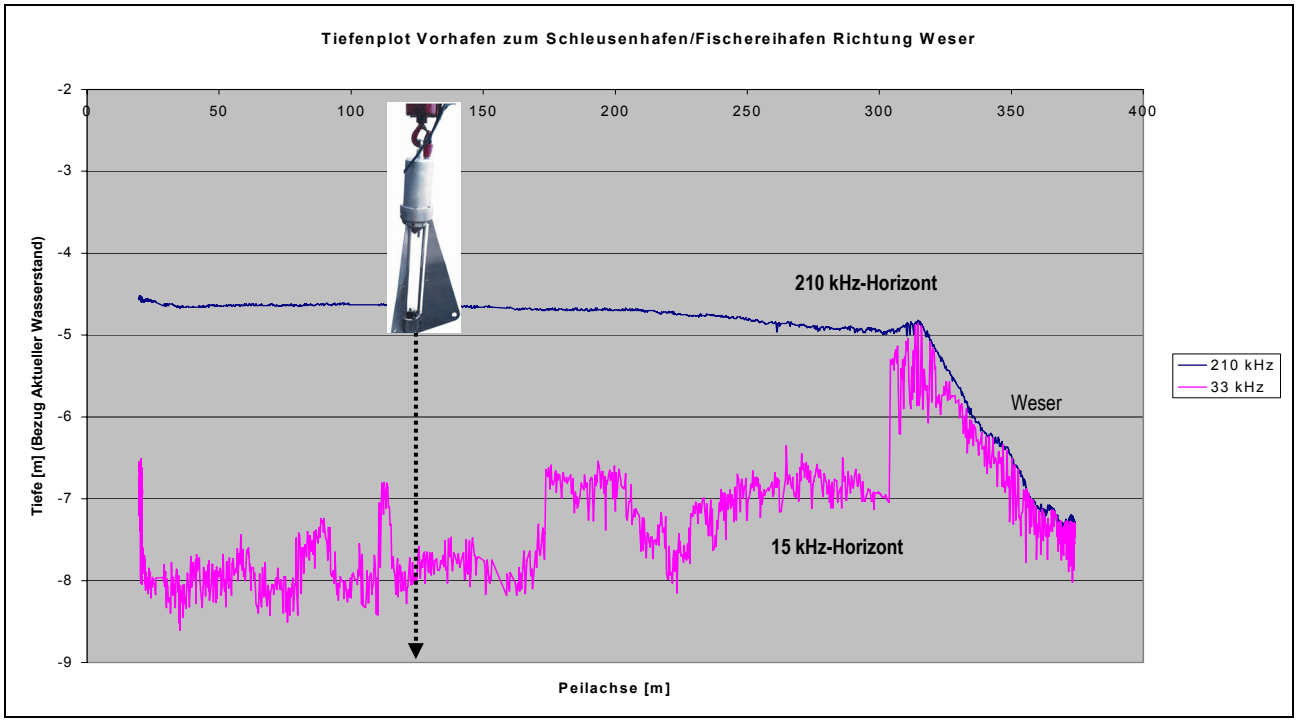


Bild 9: Digitalisiertes 2-Frequenz-Echolotlängsprofil im Vorhafen zum Schleusenhafen. Der Messort der Sondenvertikalprofile aus Bild 10 ist gesondert markiert.

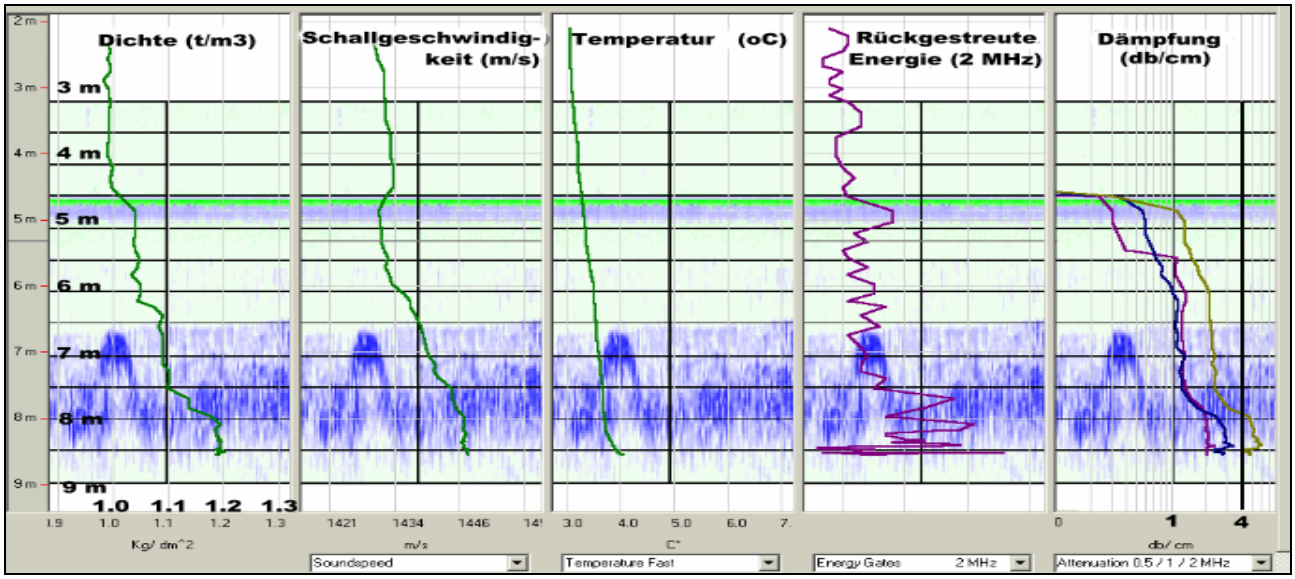


Bild 10: Multiparameter-Vertikalprofil der *Admodus*-USP-Sonde im Vorhafen des Schleusenhafens in Bremerhaven. An dieser Stelle sind über 3 m des Schlamm- und Weichschlick-Körpers flüssig und damit schiffbar.

Bild 12 zeigt das Ergebnis einer rheometrischen Messung einer Sedimentprobe aus dem Emsabschnitt Emder Fahrwasser bei Strom-km 42. Vor dem Einsatz moderner Rheometer wurde die an die (blaue) Herschel & Bulkley Kurve gelegte Bingham`sche Gerade auf die Ordinate verlängert und hätte in diesem Fall eine Fließgrenze τ_0 von etwa 75 Pa, geliefert, müsste daher nach den in Emden eingeführten Bemessungskriterien für die Ermittlung der nautischen Sohle als nicht schiffbar eingestuft werden. Tatsächlich aber druckt das Rheometer mit der parallel aufgezeichneten Viskosität eine Fließgrenze von nur 11 Pa aus, so dass dieses Sediment in Wirklichkeit eine schiffbare Fluid Mud-Formation darstellt.

Bezeichnenderweise ist die parallel aufgezeichnete Viskosität an diesem Punkt, also bei Fließbeginn, etwa 6100 Pa•s groß. Das wird verständlich, wenn man bedenkt, dass diese Angabe in Pascal•Sekunden lediglich für die Fließgeschwindigkeit ausschlaggebend ist, auf keinen Fall aber eine Kraft angibt, die dem Fließvorgang entgegen wirkt. Während Fließgrenze und Fließspannung schon von der Dimension (N/m² bzw. Pa) her eine Aussage über wirkende Kräfte machen, verkörpert die Dimension der Viskosität also lediglich eine Fließeigenschaft.

Aus der Fließkurve in Bild 12 wird noch einmal deutlich, warum eine durch ein `Stimmgabel`- Messgerät mit

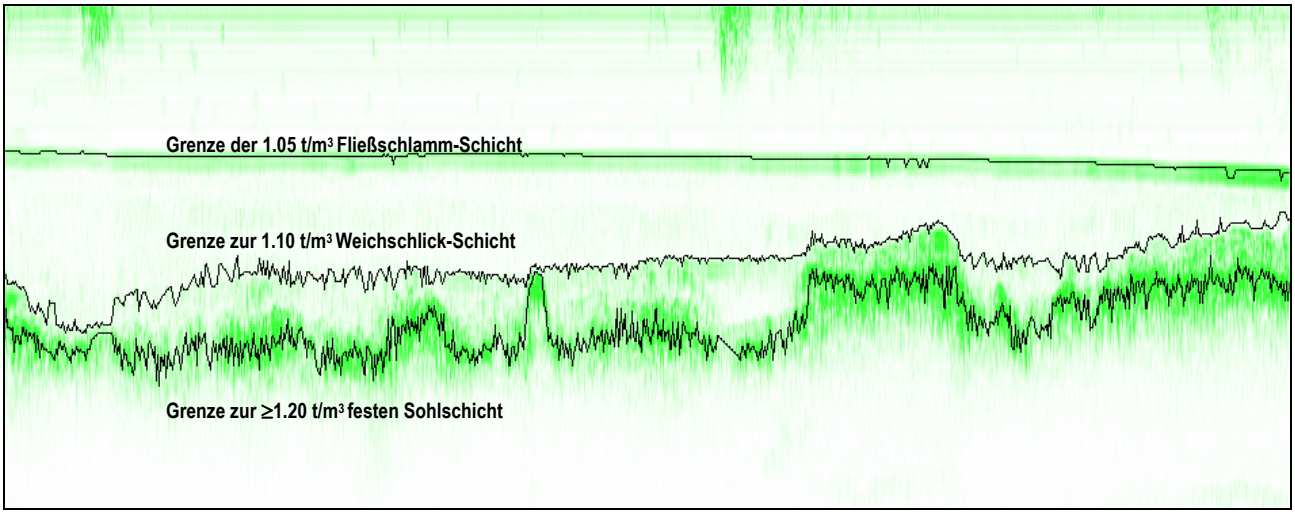


Bild 11: Übertragung der mit der *Admodus*-USP-Sonde ermittelten Dichtewerte auf das Längsprofil der Fluid Mud- und Schlickschichtgrenzen im Vorhafen des Schleusenhafens in Bremerhaven.

konstanter Scherbelastung ermittelte Viskosität von z.B. 10 Pa ◦ s keine verwertbare Angabe zur Fließfähigkeit eines Sedimentes liefert: Die in Bild 12 eingetragene Linie mit konstanten 10 Pa ◦ s markiert keinen Indikatorwert auf der Fließkurve. Er liegt deutlich jenseits der Fließgrenze und markiert schon eher den Viskositätsbereich der maximalen Verflüssigung. Dieser Wertebereich ist aber für die nautische Befahrbarkeit nicht mehr von Interesse, denn in diesem Zustand stellt der Schlick ohnehin keine Behinderung für die Schifffahrt mehr dar: Er fließt. Demgegenüber zeigt die Fließgrenze die Kraft an, die aufgebracht werden muss, um einen Sedimentkörper zum Fließen zu bringen. Die Fließgrenze (yield point) liefert damit die entscheidende Angabe für die Behinderung einer Schiffsbewegung und sollte deshalb maßgeblich sein für die Festlegung ob gebaggert werden muss oder nicht.

Wenn man die nautische Befahrbarkeit mit vorgegebenen 10 Pa ◦ s und noch darunter festlegt, kommt man für das in Bild 12 untersuchte Sediment auf weitaus größere Mengen, die ausgebaggert werden müssten als bei Zugrundelegung der Fließgrenze als Bemessungsparameter. Mit der Festlegung einer 10 Pa•s-Grenze kann ein bestehendes Minimierungsgebot von Unterhaltungsbaggermengen und -kosten nicht eingehalten werden.

Der Kriechversuch ist eine weitere wichtige rheologische Messmethode. Damit lassen sich genaue Aussagen über die viskoelastischen Eigenschaften einer Sedimentprobe machen. Bei diesem Versuch wird zwischen dem viskosen und dem elastischen Anteil der Substanz genau unterschieden. Wie Bild 13 verdeutlicht, zeigt das Verhalten von Fluid Mud auf eine angelegte Schubspannung sowohl Eigenschaften der elastischen als auch der viskosen Deformationen. Es findet eine Rückstellung um den elastischen Anteil γ_e statt. Die viskose Deformation γ_v bleibt erhalten.

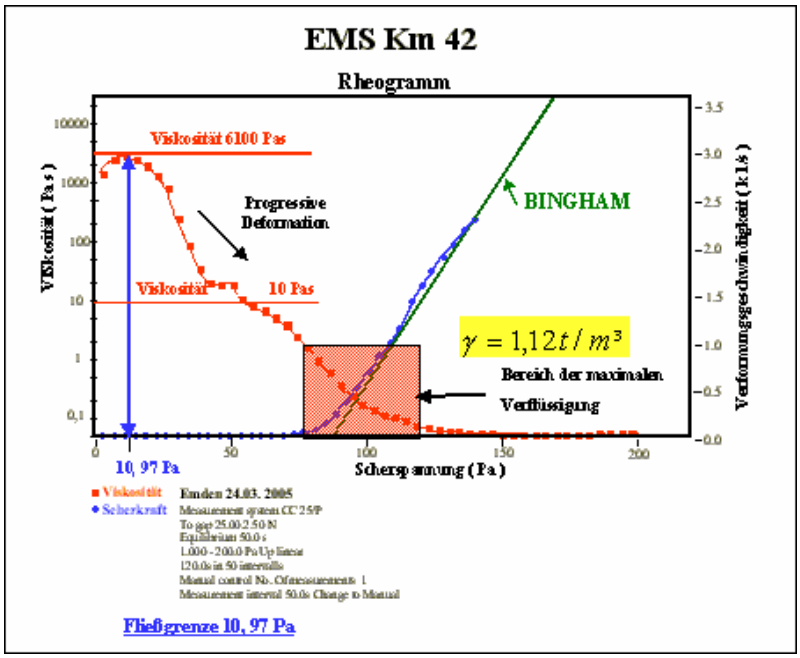


Bild 12: Ergebnis der rheologischen Fließkurven-Messung einer Schlickprobe aus der Ems

Für die Auswahl einer Baggerstrategie ist dieser Unterschied sehr bedeutend: Der Anteil γ_v, der den viskosen Anteil der Rückdeformation bezeichnet, beschreibt den prozentualen Anteil einer Newton'schen Flüssigkeit am Gesamtvolumen des potentiellen Baggergutes: Dieser Anteil muss nicht „behandelt" und schon gar nicht aus dem Baggerrevier entfernt werden.

Anders verhält es sich mit dem elastischen Anteil γ_e, der, wie die Kriech- bzw. Erholungskurve zeigt, ein Anteil der Rückdeformation ist, also sehr wohl bei der Berührung mit einem Schiffskörper einen Widerstand aufbaut. Der Newton'sche (viskose) Anteil bleibt nach dem Aufbringen der Belastung irreversibel verschoben; es gibt also keine Rückdeformation. Nur der elastische Anteil verursacht eine Rückdeformation unter Einwirkung einer bestimmten Schubspannung. Der Kriechversuch ist somit eine einfache und schnelle Methode, um Aussagen über die viskoelastischen Eigenschaften (mit genauer Unterscheidung des viskosen und elastischen Anteils der Messsubstanz) machen zu können.

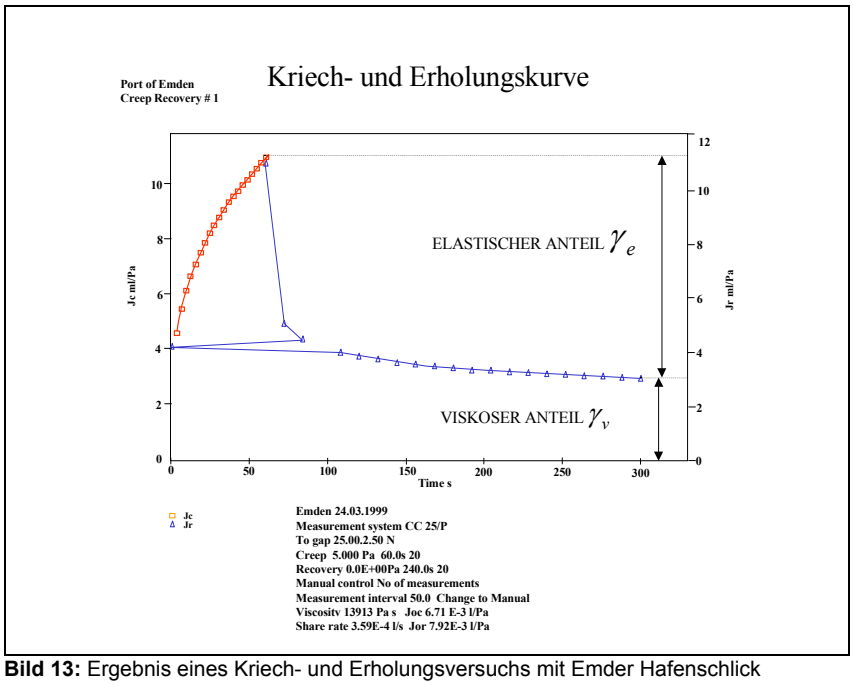


Bild 13: Ergebnis eines Kriech- und Erholungsversuchs mit Emder Hafenschlick

Selbstverständlich ist es schwierig, bei einem durch Schiffsbewegungen und Tideströmungen beanspruchten Sediment zwischen dem flüssigen und dem deformierbaren Anteil nach Lage und Volumen zu unterscheiden. In der Praxis hat es sich aber bewährt, mit dem im nächsten Textabschnitt erklärten speziellen Baggerverfahren nur die durch verschiedene Messkurven ermittelten prozentualen elastischen Anteile störender Sedimentablagerungen zu „behandeln“. Seit der konsequenten Auswertung dieser Messergebnisse konnte in Emden der Aufwand für den Betrieb des Laderaumsaugbaggers in den Jahren 1998 bis 2005 von 2.000 Stunden jährlich auf 950 Stunden reiner Drehzeit herabgesetzt werden. In dem gleichen Zeitraum verringerte sich der Quotient aus der im Laderaum "behandelten" und der in situ vorhandener Schlickmenge von ca. 3,5 auf deutlich unterhalb 2,0.

Wie bereits erwähnt, gilt im Emder Hafen ein Ultraschall-Dämpfungswert von 2,9 dB/cm (bei 2 Mhz) als In-situ-Bemessungskriterium für die nautische Sohle. Er markiert in etwa einen Fließgrenzenwert für die nautische Befahrbarkeit von 70 Pa. Bild 14 zeigt ein Auswertungsbeispiel für die monatlichen Messungen der Ultraschalldämpfung im Außenhafen. Die rechte Grafik zeigt die Solltiefe des Emder Außenhafens (-8,5 m im zentralen und -5,5 m SKN im nördlichen Bereich). In der linken Grafik werden die Tiefenlinien in m gezeigt, die mit der 70 Pa ◦ s Fließgrenze korreliert sind. Nur die mit den Pfeilen markierten Randzonen auf der Ostseite müssten erneut konditioniert werden, der übrige zentrale Bereich zeigt demgegenüber teilweise erhebliche „nautische Übertiefen“. Auch im nördlichen Bereich besteht nach dieser Messung kein Konditionierungsbedarf.

Somit ist es möglich, den Nassbagger ganz gezielt durch selektives Baggern sehr wirtschaftlich und kostengünstig einzusetzen. Bemerkenswert ist ferner, dass diese Isoyields-Karte nach einer fast viermonatigen `Baggerpause` im Emder Außenhafen aufgenommen wurde. Erst nach vier Monaten zeigen sich also einige wenige kleinere Flächen mit höheren Fließgrenzen als 70 Pa. Diese Isoyields-Karte wird einmal monatlich für alle zu unterhaltenden Hafenteile aufgestellt, wobei die Daten der abzufahrenden Flächen auch in den Bordcomputer des Nassbaggers eingegeben werden, der diese Flächen dann automatisch abarbeitet.

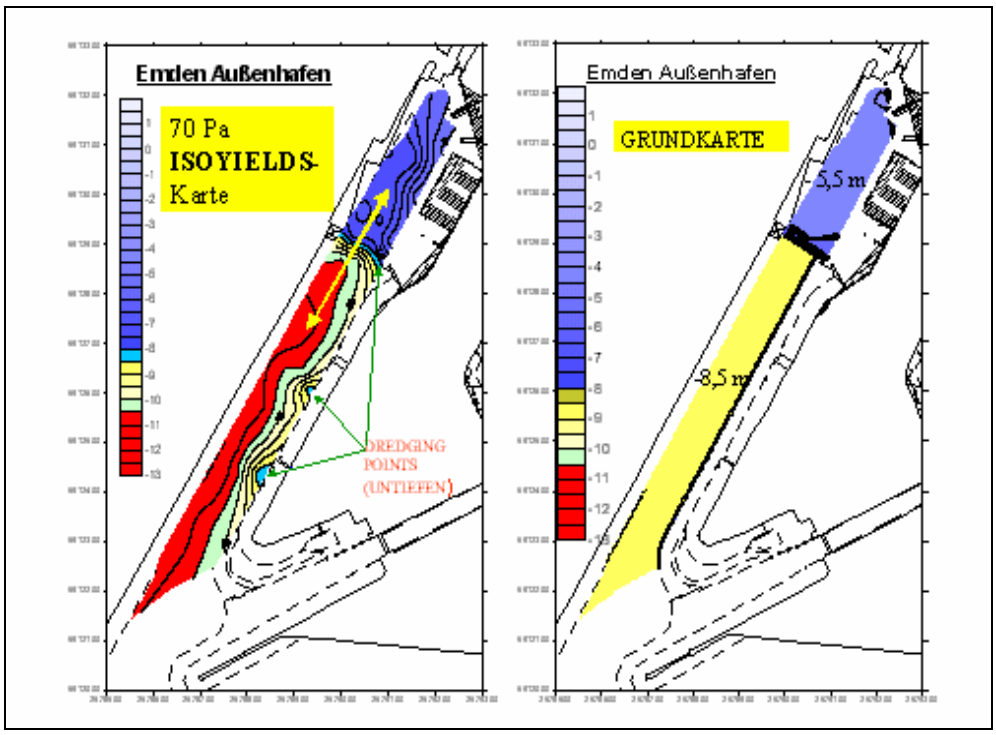


Bild 14: Solltiefen und Isoyields-Karte vom Emder Außenhafen

Bild 15 zeigt den mit dem gelben Doppelpfeil markierten Peillängsschnitt. Danach liegen die drei kleineren Frequenzen noch alle jenseits der Solltiefe, wodurch bestätigt wird, das die seit 1988 im Emder Außenhafen festgestellte Übertiefe nach nunmehr 17 Jahren immer noch vorhanden ist. Interessant ist, dass die Linie für eine Fließgrenze von 70 Pa ◦ s (Attenuation von 2,9 dB) noch etwa 20 cm tiefer als die nied-

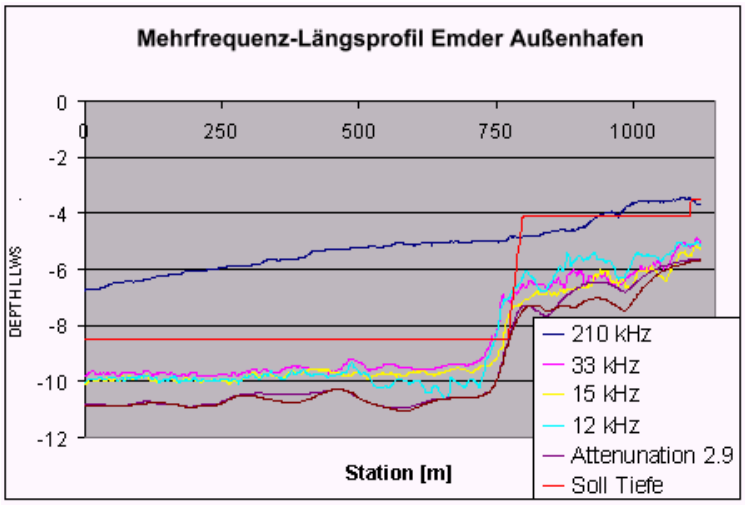


Bild 15: Vergleich verschiedener Peilfrequenzen zur Ermittlung der nautischen Sohle auf dem in Bild 14 markierten Längsprofil.

rigste Frequenz liegt. Hiermit ist bewiesen, dass sogar eine Messung und Kontrolle der nautischen Sohle mit 12 kHz noch an der sicheren Seite liegt. Deutlicher wird der Abstand zwischen 12 kHz und 33 kHz: Er beträgt ca. 1,0 m. Bei einer Frequenz von z.B. 33 kHz als Richtwert lägen allein im Emder Außenhafen die Baggermengen etwa 25 % höher. Diese Frequenz könnte für den Nachweis der nautische Tiefe zwar noch herangezogen werden, führt aber zu deutlich mehr Baggeraufwand.

Das Baggergut-Konditionierungsverfahren im Emder Außenhafen

Der im Hafen Emden eingesetzte Laderaumsaugbagger wurde in den letzten 15 Jahren mehrfach modifiziert. Als segensreich hat sich die Installation einer Unterwasserpumpe erwiesen, welche auf der Höhe des Saugkopfes arbeitet, wobei die darüber stehende Wassersäule die Pumpe direkt beaufschlagt, und nicht erst ein Wasser-/Fluid Mud-Gemisch entsteht, wie es mit einer Innenbordpumpe auf Höhe der Wasserlinie der Fall ist. Mit Hilfe der Unterwasserpumpe und einer Entgasungsanlage zum Abbau des eventuell auftretenden Methangasgehaltes gelingt es, die Dichte im Laderaum im Vergleich mit der in situ-Dichte auf Höhe des Saugkopfes noch zu erhöhen.

Wie Bild 16 zeigt, sind mit dem so konzipierten Gerät folgende Entnahmevorgänge möglich:

1. Das Schiff wird von unten her mit Fluid Mud gefüllt {Linie (1)}. Die Unterwasserpumpe drückt das Gemisch auf Höhe des Laderaumbodens in das Schiff ; der Überlauf ist auf Höhe der Oberkante des Laderaumes angeordnet, das Gemisch fließt durch einen geschlossenen Rohrkreislauf wieder kurz über den Saugmund zurück und kann dort austreten. Wie Messungen mit Ultraschall belegen, bleiben auf diese Weise belüftete und rezirkulierte Schwebstoff-Formationen schwebend oberhalb des Saugkopfes *(Wurpts, 2005)*; die in situ-Dichte ist also kleiner geworden. Trübungserscheinungen um das Gerät herum sind bei diesem Verfahren ausgeschlossen.
2. Das Baggergut wird von der Unterwasserpumpe bis auf die Oberfläche der Ladung des gefüllten Laderaumes gedrückt; die Abgabe erfolgt am Boden des Schiffes über einen Balkenverschluss, der auf voller Laderaumlänge angeordnet ist. Dieser Verschluss kann, je nach Trübungsgeschehen, das Baggergut aus dem Laderaum wieder dosiert auf die Hafensohle abgeben. Das Gerät kann nicht "verklappen". Diese Anordnung wird überwiegend in flacheren Teilen des Hafens angewendet { Linie (2)}.
3. Die Pumpe füllt den Laderaum; der Überlauf liegt auf Höhe des gefüllten Laderaumes und das dünnere Transportgemisch fließt durch Schwerkraft wieder in den Saugmund zurück { Linie (3)}. Hier wird es in einen neuen Transportvorgang eingebunden, welcher dann zusammen mit dem Transportgemisch aus dem Rücklauf eine wesentlich höhere Förderkonzentration erhält.

Das Verfahren (3) kommt im Emder Hafen nicht zur Anwendung, da der Sandgehalt fast Null beträgt. Die beiden Verfahren (1) u. (2) dagegen werden zur Verbesserung des aeroben Zustandes des Baggergutes im Laderaum durch die Berührung mit Luft sowie dessen Zurückführung auf die Hafensohle regelmäßig eingesetzt. Ziel ist es, Fluid Mud, welcher in einem Umkreis von ca. 5 m² bis 6 m² um den Saugkopf herum aufgenommen wird, auf einer freien Oberfläche von ca. 600 m² über der Ladung im Hopperraum zu erteilen und mit Sauerstoff in Berührung zu bringen. Eine Sauer-

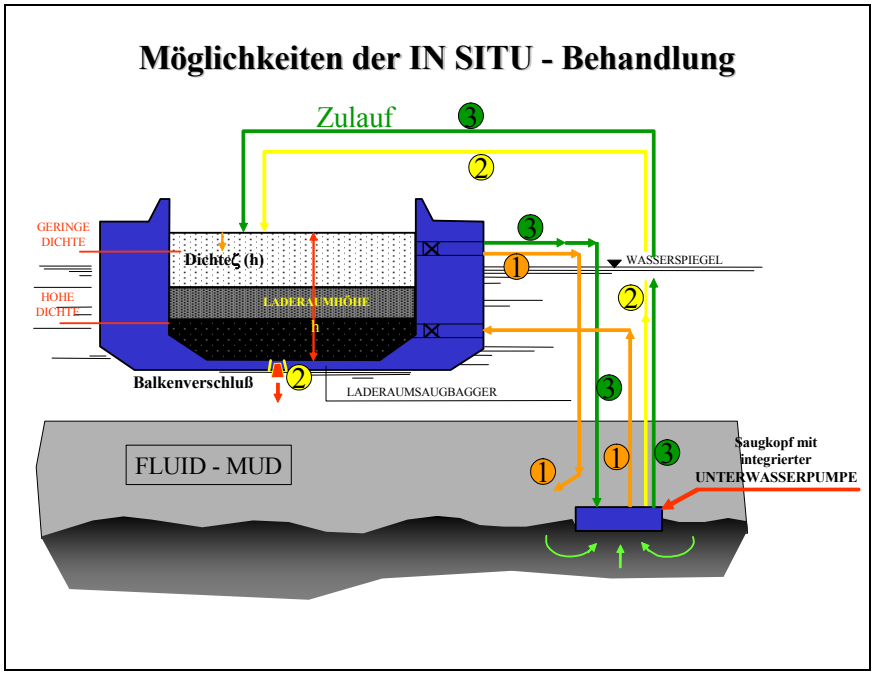


Bild 16: Prinzip des in Emden angewandten Baggerverfahrens (Erläuterungen im Text)

stoffzehrung ist bei diesem Verfahren nicht zu beobachten; die Bildung von Methangas ist nicht nachweisbar, denn durch die ständige „Behandlung“ der jeweiligen Hafenflächen wird das verflüssigte Sediment (Fluid Mud) in einem aeroben Zustand gehalten.

Bei einem "normalen" Sedimentationsprozess werden die tiefer gelegenen Schlick-Horizonte sehr bald von der Sauerstoffzufuhr aus der Wassersäule abgeschnitten. Enthält der Schlick noch größere Mengen organisches Material, so können die Bakterien dieses nur noch unvollständig abbauen und es bildet sich Faulgas. Reduzierte Eisen-, Mangan- oder Schwefelverbindungen färben den anaeroben Schlick schwarz. Dies wird durch das in Emden praktizierte Behandlungsverfahren vermieden, so dass dieses Baggerverfahren auch allen bisher bekannten umweltrelevanten Erfordernissen gerecht wird. Es darf auf keinen Fall mit dem "Eggen" oder mit einer sog. Injektionsbaggerung verwechselt werden. Bei dieser wird nämlich unter Zugabe von Druckwasser das Sediment an der Hafensohle aufgewirbelt, damit es das Hafenbecken mit dem Ebbstrom als Suspension verlässt.

Im Emder Außenhafen werden dagegen bewusst derzeit ca. 700.000 m^3 konditionierter Schlick im Hafenbecken gehalten, weil es gleichzeitig den Einstrom weiteren Sedimentmaterials aus der Ems unterbindet. Dieser Fluid Mud-Körper steht mit dem Feststoffangebot der Ems in einem Fließgleichgewicht: Ausgetauscht werden mit der Ems nach ADCP-Messungen pro Tide lediglich ca. 5.000 m^3.

Das Fluid- und Bypasssystem im Hafen Leer

Auf Grund der Erkenntnisse zum Fließverhalten von Fluid Mud und verflüssigtem Schlick wurde im Hafen Leer ein Unterwassersaugsystem installiert, dem Fluid Mud über ein Gefälle von 1:1000 aus beiden jeweils 1.100 m langen Hafenbecken passiv zugeleitet wird. Der Hafen Leer ist in Bild 17 als Grundriss abgebildet. Durch eine Schleuse mit der vorbeiführenden Leda bzw. Ems verbunden, besteht der Leeraner Hafen im wesentlichen aus zwei früheren Flussarmen von jeweils ca. 1.200 m Länge. Von der 1978 hergestellten Wassertiefe von 6,00 m waren durchschnittlich 2 m durch konsolidierten Fluid Mud verloren gegangen, woraus im Laufe der Jahre fester Schlick geworden war.

In unregelmäßigen Abständen, jedoch mindestens 1 mal jährlich, wurden zur Erhaltung der Wassertiefen an den wichtigsten Flächen Hopperbaggerungen durchgeführt, wobei das Baggergut innerhalb des Hafens(!) an für die Hafenwirtschaft unbedeutenderen Stellen verklappt wurde. Durch die damit verbundenen Scherbelastungen erhielt das Baggergut einen großen Teil seiner früheren Fließfähigkeit zurück und nach ausführlichen Messungen wurde festgestellt, dass es innerhalb kürzester Zeit wieder an die soeben hergestellten Vertiefungen zurückgeflossen war.

Es wurde deshalb der Vorschlag unterbreitet, zur Vermeidung der ständigen jährlichen Baggerungen ein sog. Fluid- und Bypasssystem an der Hafensohle zu installieren. Es wurde etwa 50 m vor dem Binnenhaupt der Seeschleuse verlegt (Bild 18). Hierbei handelt es sich um eine normale Baggerpumpe, die mit horizontal arbeitendem Kreisel in einem hierfür gebauten Sumpf aus Beton liegt. Die Oberkante des Pumpensumpfes wurde auf 7 m Baggertiefe gelegt und in beiden Hafenarmen nach erfolgter Grundreinigung ein Gefälle des Hafenbodens in Richtung Pumpe von 1:1000 hergestellt. Die Rückführung der Suspension in die Leda erfolgt über eine Leitung von 30 cm Durchmesser, welche auf 350 m Länge vom Pumpensumpf in Richtung Leda unter dem Deich hindurchgepresst wurde.

Die Pumpe hat einen Ausgangsdurchmesser von 12“ entsprechend 30 cm, wird elektrisch angetrieben, und darf laut Genehmigung bei ablaufendem Wasser in der Leda 2 Stunden arbeiten. Bei somit täglich 4-stündiger Arbeitszeit kommt die Pumpe auf eine ausreichende Monatsleistung von zurückgeführtem schwebstoffhaltigem Wasser.

Die Pumpe soll

1. den im Hafen befindlichen „fließfähigen“ bzw. durch ein kleines Wasserinjektionsgerät verflüssigten Mud zurückbefördern soweit dieser sich im weiteren Bereich des Hafens bilden konnte, und
2. die durch die Schleuse mit dem Schiffsverkehr hereinschwebenden Schwebstoff-Formationen soweit wie möglich in ihrem Sumpf auffangen und zurück befördern.

Nach den Erfahrungen aus dem Emder Hafen, wo bei Entnahmebaggerungen mit einem Schneidkopfsaugbagger bei etwa gleichem Gefälle ausreichend große Zuflussgeschwindigkeiten beobachtet werden konnten, kann im Hafen von Leer mit der gleichen Zulaufgeschwindigkeit gerechnet werden, da zwischen den rheologischen Parametern der verschiedenen

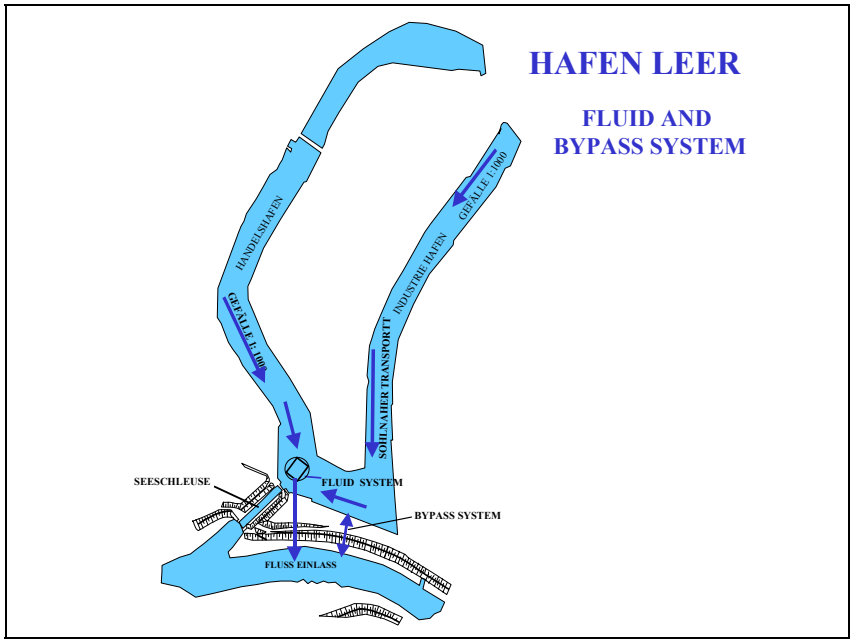


Bild 17: Grundriss des Hafens Leer

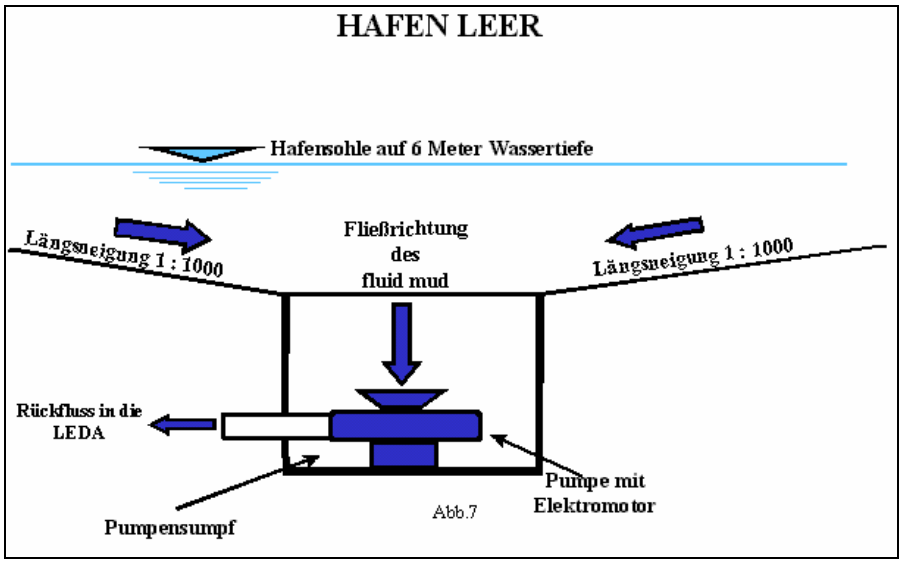


Bild 18: Skizze des Fluid- und Bypass-Systems im Hafen Leer

Schlick-Formationen in Emden und in Leer keine wesentlichen Unterschiede bestehen.

Da der Hafen Leer keinen Zufluss aus dem Hinterland besitzt, musste bisher der Hafenwasserstand jedes Mal durch Öffnen der Seeschleuse ausgeglichen werden (Ersatz von ca. 30.000 m³ Wasser täglich), wodurch erfahrungsgemäß erhebliche Schwebstoffmengen in den Hafen `eingeschleust` wurden. Zu diesem Zwecke wurde ein Bypasssystem unter dem Deich hindurch gepresst, welches auf der Sohle des vorbeiführenden Flusses Leda Wasser aufnimmt und als Ausgleichsmenge in den Hafen pumpt.

Die Bypassanlage besteht aus einem Einzelrohr mit d = 1.200 mm Durchmesser mit einer integrierten Wasserpumpe, die auf beide Fließrichtungen eingeschaltet werden kann. Der weitere Vorteil dieses Bypasssystems liegt in der Zuführung von sauerstoffhaltigem Wasser aus der fließenden Leda in das relativ stehende und daher bei warmen Außentemperaturen recht sauerstoffarme Wasser des Hafens.

Zusätzliche Einleitungen in die Fluidpumpe (4.200 m³ Fluid Mud innerhalb von 4 Stunden) haben gezeigt, dass die Pumpe ausreichend bemessen wurde; der Maximaldurchsatz lag bei 130 g/l wobei der Pumpenmotor bei weitem noch nicht an der Leistungsgrenze arbeitete. Ein vorgeschalteter Konzentrationsmesser schaltet die Pumpe bei einem Zufluss von weniger als 50 g/l automatisch ab. Bedient werden beide Pumpen durch den Schleusenwärter. Ein wichtiges Argument zur Anschaffung des Fluid- und Bypass Systems (Gesamtkosten 1,3 Mio. €) waren die jährlichen Kosten für die Unterhaltung der Tiefen in Höhe von 0,4 Mio. €.

Literatur

GAMNITZER R., GREISER N., RUPP J. (2003): Sedimentuntersuchung mit Ultraschall, Hydrographische Nachrichten 12/ 2003, S. 25 -32.

GREISER N., GAMNITZER R., RUPP J. (2002): Pseudoplasticity of Cohesive Sediments: Causes and Innovative Techniques for Pre-Dredging Surveys, in Proceedings of the CEDA Dredging Days 2002, 22.-24. October 2002, Casablanca, Morocco, pp. III 27-33

GREISER N., GAMNITZER R., RUPP, J., WURPTS, R. (2004): Density versus Viscosity – A Comparative Study of the Nautical Bottom, in Proceedings of the World Dredging Congress XVII, Hamburg 27.09.-01.10.2004

WIT DE P.C., MEIJER H., GAMNITZER R., GREISER N., RUPP J. (2003): Reducing Siltation by Nautical Dredging: Investigation Results from Botlek Harbour, Rotterdam, in Proceedings of the CEDA Dredging Days 2003, 20.-21. November 2003, Amsterdam RAI, The Netherlands, pp. 61-70

WURPTS, R. (2003): 15 Jahre Erfahrung mit Fluid Mud: Bestimmung der nautischen Sohle durch rheologische Parameter Teil 1+2, Hansa 2003, Nr. 9+10, S. 64-72 u. 74-79

WURPTS R., GAMNITZER R., GREISER N. (2004): Monitoring der Nautischen Sohle mit Ultraschall, Hansa 2004, Nr. 9, S.

Verfasser

Dipl.-Ing. Rewert Wurpts
Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG
Niederlassung Emden
Friedrich-Naumann-Str. 7-9, 26725 Emden
Tel.: 04921 897 – 142
E-Mail: rwurpts@nports.de

Dr. Norbert Greiser
Dr. Greiser & Partner
Wissenschaftler und Ingenieure
Max-Planck-Strasse 31, 21502 Geesthacht
Tel.: 04152 8369 – 56
E-Mail: norbert.greiser@greiserundpartner.de

Nachhaltige Schifffahrt (3.2)

Auswirkungen des JadeWeserPorts auf die Tide- und Morphodynamik der Jade

Dr.-Ing. Andreas Kahlfeld
Bundesanstalt für Wasserbau , Dienststelle Hamburg

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Bundesanstalt für Wasserbau , Dienststelle Hamburg

1. Einleitung

In der Innenjade ist vor dem Voslapper Groden der Bau des JadeWeserPorts mit einer Stromkaje von 1.725 m nutzbarer Länge und einer Sollsohltiefe von NN -20,10 m geplant (s. Bild 1). Anlässlich der Umweltverträglichkeitsprüfung zum Planfeststellungsverfahren nach Bundeswasserstraßengesetz und Bundesberggesetz wurden die Auswirkungen des Vorhabens auf die Tidedynamik und die Morphodynamik der Jade von der Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg (BAW-DH), im Auftrag der JadeWeserPort Entwicklungsgesellschaft mbH mit einer wasserbaulichen Systemanalyse untersucht. Gegenstand der wasserbaulichen Systemanalyse war die Ermittlung und Bewertung von Veränderungen so genannter abiotischer Systemparameter (z.B. Tidekennwerte wie Tidehub, Tidewasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten etc.). Dies geschieht durch Gegenüberstellung von Modellergebnissen für den Referenz- und den Ausbauzustand in Verbindung mit wasserbaulichem Systemverständnis. Für die Kalibrierung und Validierung der eingesetzten hydro- und morphodynamischen numerischen Modellsysteme (kurz: HN-Modelle) Untrim3D / Telemac2D und SediMorph wurden umfangreiche Naturmessungen durchgeführt, um die gestiegenen Ansprüche an die Prognosefähigkeit der verwendeten Modelle im Genehmigungsverfahren erfüllen zu können. Auf dieser Grundlage konnte der Nachweis der Naturähnlichkeit der verwendeten Modelle erfolgreich geführt werden.

Bild 1: JadeWeserPort

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Auswirkungen des geplanten JadeWeserPorts auf die Tide- und Morphodynamik der Jade darzustellen. Entsprechend der Untersuchungsbereiche werden zuerst die Nachweise der Naturähnlichkeit für die Bereiche Tidedynamik sowie Sediment- und Morphodynamik erbracht. Anschließend folgen einige wesentliche Ergebnisse zu den Auswirkungen des JadeWeserPorts in der Jade.

2. Modellgebiet, Gitternetz und Modellsteuerung

Die geographische Ausdehnung des verwendeten HN-Modells deckt den durch die Planfeststellungsbehörden festgelegten Untersuchungsraum ab und umfasst den Jadebusen, die Innenjade, die Außenjade, die Unterweser sowie die Außenweser (s. Bild 2).

Um das Modell auch für Sturmflutuntersuchungen verwenden zu können, entspricht der geschlossene landseitige Rand der Deichlinie. Der offene seeseitige Rand verläuft von Spiekeroog bogenförmig durch die Deutsche Bucht bis nach Sahlenburg westlich von Cuxhaven. Das Modellgebiet wurde so großflächig gewählt, damit sichergestellt werden konnte, dass zu erwartende ausbaubedingte Änderungen infolge des JadeWeserPorts innerhalb des Modellgebietes abklingen und somit nicht durch die Randsteuerung beeinflusst werden.

Die Modelltopographie basiert in der Innenjade und im Jadebusen auf Peilungen der Jahre 2000 und 2001 (Fächerecholotpeilungen, Linienpeilungen, Befliegungen). Die Peildaten für die Bereiche Unter- und Außenweser stammen aus den Jahren 1998 und 2000. Für die Restbereiche wurde z.T. auf ältere Topographiedaten aus einem vorhandenen Digitalen Geländemodell (DGM) der BAW-DH zurückgegriffen, die teilweise bis in das Jahr 1992 zurückreichen. Bei den Restbereichen handelt es sich überwiegend um Flächen in der Nordsee, die geringen morphologischen Änderungen unterworfen waren und auch keinen signifikanten Einfluss auf das Gesamtergebnis der ausbaubedingten Änderungen der Tide- und Morphodynamik hatten. Die Fahrrinnen der Weser und der Jade wurden mit ihren planfestgestellten Ausbautiefen in der Modelltopographie berücksichtigt.

Das Gebiet wurde für die 3D-Untersuchungen durch ca. 3 Mio. Elemente mit einer vertikalen Auflösung von 1 m (unterhalb von NN -30,00 m wurde eine vertikale Auflösung von 2 m gewählt.) und einer horizontalen Auflösung zwischen ca. 10 m und 2.200 m nachgebildet. Fein aufgelöst wurde insbesondere die Innenjade, um die Prozesse im Nahbereich des JadeWeserPorts naturnah nachbilden zu können.

Für die Steuerung des Modells wurden Randwerte verwendet, die hinsichtlich der Strömungen und Was-

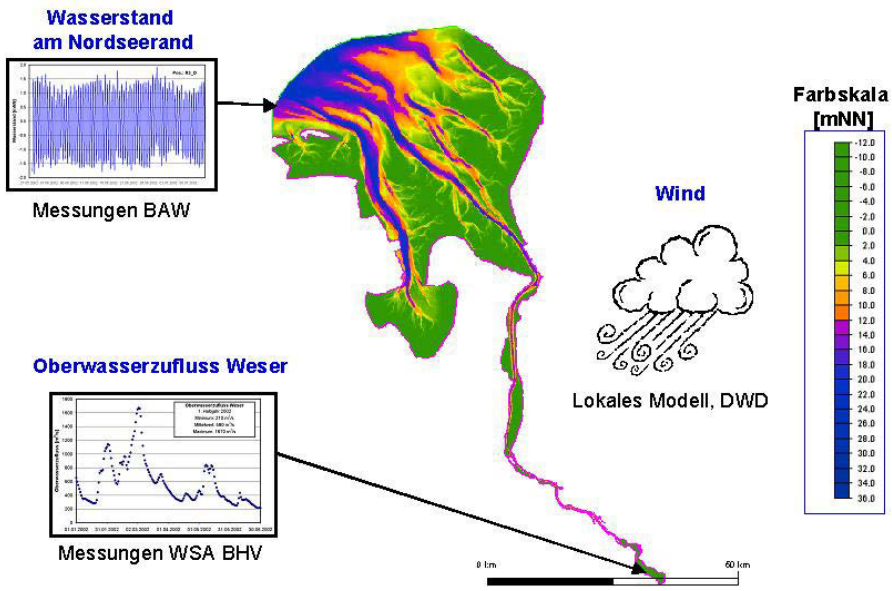


Bild 2: Schematische Übersicht des Modellgebietes sowie der in der Modellsteuerung berücksichtigten Randwerte

serstände einen charakteristischen Systemzustand der Jade repräsentieren und den Zeitraum eines Nipp-Spring-Zyklusses abdecken. Als Simulationszeitraum wurde der 31.5.2002 bis 15.6.2002 gewählt, als Analysezeitraum der 02.06.2002 bis 14.06.2002. Es wurden die folgenden Daten für die Simulationen verwendet (s. Bild 2):

- Wasserstände am offenen, seeseitigen Modellrand, die während des Simulationszeitraumes auf dem Modellrand gemessen wurden,
- tägliche Mittelwerte des Oberwasserzuflusses für den Simulationszeitraum am Pegel Intschede,
- stündliche Winddaten aus dem Lokalen Modell (LM) des Deutschen Wetterdienstes (DWD), die vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) zur Verfügung gestellt wurden.

Weitere Zuflüsse zum Jade-Weser-Ästuar wurden nicht berücksichtigt, da sie keinen nennenswerten Beitrag zur Tidedynamik der Innenjade liefern und somit ohne Verlust der Prognosefähigkeit in der Modellierung vernachlässigt werden können.

3. Nachweis der Naturähnlichkeit

3.1 Tidedynamik

Durch Vergleich gemessener und berechneter Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten wurde gezeigt, dass durch das HN-Modell alle charakteristischen Systemeigenschaften des Jade-Weser-Ästuars naturähnlich nachgebildet werden können. Der Nachweis der Naturähnlichkeit wurde hinsichtlich der Wasserstandsdynamik für die gewässerkundlichen Pegel Schillig (SLG), Hooksiel (HOO), Voslapp (VLP), Wilhelmshaven Neuer Vorhafen (WNV) und Wilhelmshaven Alter Vorhafen (WAV) sowie hinsichtlich der Strömungsdynamik für vier Dauerstromstationen (WSA 1 bis 4) des Wasser- und Schifffahrtsamtes (WSA) Wilhelmshaven geführt (s. Bild 3). Der Vergleich der Wasserstandszeitreihen ist beispielhaft für den Pegel Wilhelmshaven Neuer Vorhafen in Bild 4 und der Vergleich der Strömungszeitreihen beispielhaft für die Position WSA 4 in Bild 5 dargestellt.

Der Vergleich der Wasserstandszeitreihen in der Innenjade hat eine Standardabweichung zwischen Messung und Rechnung von 2,8 cm (Pegel Wangerooge Nord) bis 7,2 cm (Pegel Wilhelmshaven Alter Vorhafen) ergeben, was auf eine sehr gute Naturähnlichkeit des verwendeten Modells hinweist. Auch der Vergleich der Strömungszeitreihen für die vier Messstationen in der Innenjade zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messdaten und Rechenergebnissen. Die Standardabweichung für den Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten liegt zwischen 8,4 cm/s (WSA 4) und 10,7 cm/s (WSA 3). Der Vergleich der Strömungszeitreihen wurde auf der Grundlage von gemessenen und berechneten Strömungsgeschwindigkeiten in einer Höhe von rd. 3 m über Grund durchgeführt, wobei die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten einen Mittelwert der Strömungsgeschwindigkeit über eine Zellenhöhe von 1 m darstellen.

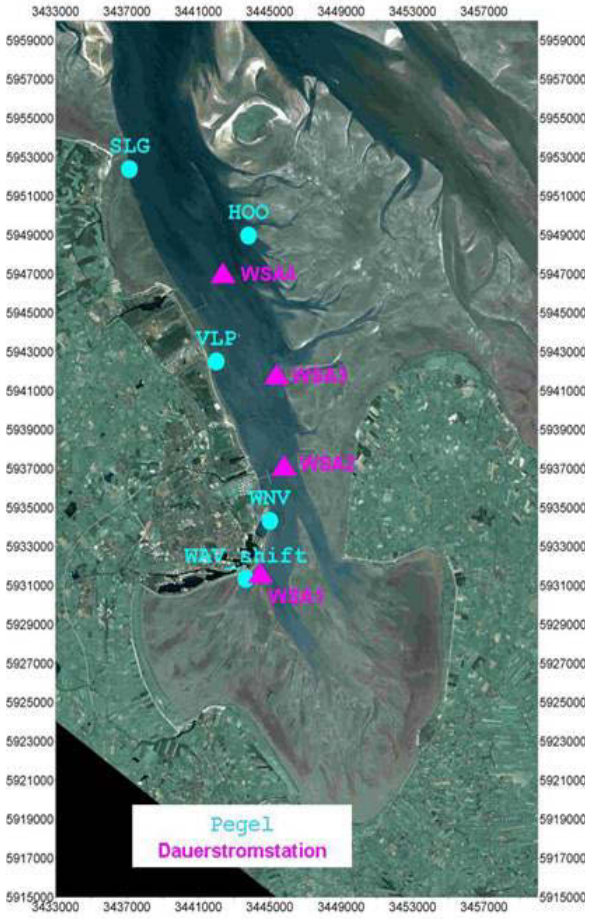


Bild 3. Standorte der Pegel und Dauerstromstationen (Foto: DLR)

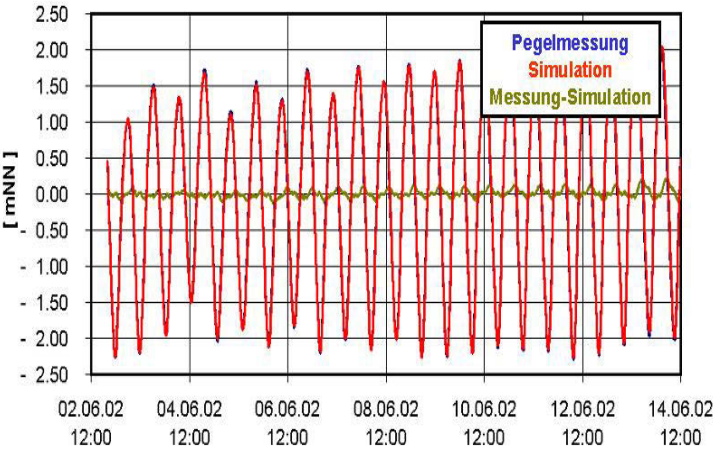


Bild 4: Vergleich der gemessenen und berechneten Wasserstandszeitreihen für den Pegel Wilhelmshaven Neuer Vorhafen

Abweichungen zwischen Mess- und Berechnungsergebnissen können im Wesentlichen auf nicht erfasste lokale Windeffekte, Abweichungen in der Modelltopographie aufgrund der zeitlichen Differenz zwischen Pegel-(Strömungs-)messung und Peilung, Lageänderungen der Strömungsmessgeräte bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten, Ungenauigkeiten in der Pegel- und Strömungsmessung etc. zurückgeführt werden.

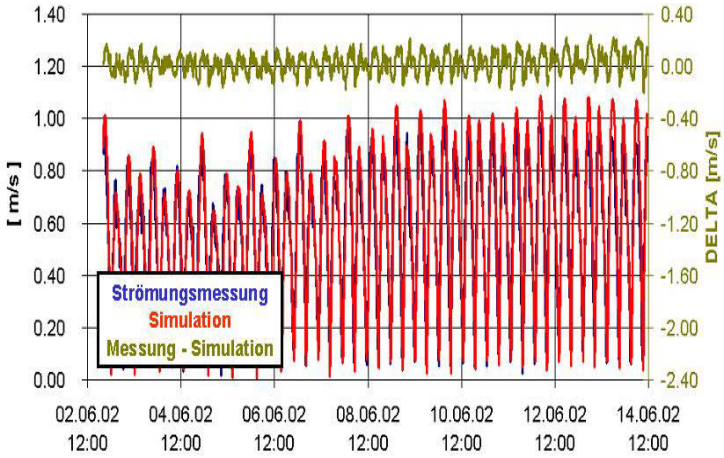


Bild 5. Vergleich der gemessenen und berechneten Strömungsgeschwindigkeiten für die Dauerstrommessstation 4 (WSA 4)

3.2 Morphodynamik

Im dynamischen Gleichgewichtssystem des Untersuchungsgebietes „Jade-Weser-Ästuar“ sind Verteilung und Eigenschaften der Oberflächensedimente Bestandteil der widerstehenden Kräfte. Zu den Sedimenteigenschaften zählen beispielsweise Erosionswiderstand, Sinkgeschwindigkeit, Korndichte, Kornverteilung, Kohäsion und Lagerungsdichte. Obwohl die Sedimente im Untersuchungsgebiet heterogen verteilt sind, lassen sich charakteristische Bereiche grob unterscheiden:

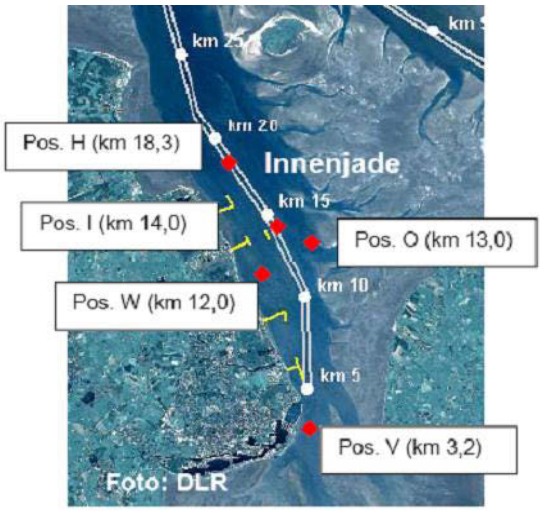
- Periodisch trockenfallende Bereiche (Wattböden des Euliterals: Sand-, Misch und Schlickwatten als Hauptwatt-Typen)
- Wasserbenetzte Bereiche (Flachwasserzonen, Fahrwasser und andere tiefe Rinnen)
- Sonstige Einheiten (Schill- und Muschelbänke, Vegetationsbestände)

Für die wasserbauliche Systemanalyse mussten die vielfältigen Facetten der natürlichen Oberflächensedimentstruktur des Jade-Weser-Ästuars in ein vereinfachtes synthetisches Ersatzsystem überführt werden. Ausgehend von aktuellen Sedimentproben, erhoben durch:

- Niedersächsisches Landesamt für Ökologie für die Wattgebiete,
- WSA Wilhelmshaven für das Jade-Fahrwasser,
- WSA Bremerhaven für das Weser-Fahrwasser,
- JadeWeserPort Entwicklungsgesellschaft mbH (bzw. BioConsult GbR, Bremen) für die Innenjade,
- BAW-DH für die Außenjade,

wurde das Gesamtgebiet über einen Interpolationsalgorythmus in Einzelflächen mit naturähnlicher Sedimentstruktur aufgeteilt, wobei die vorherrschenden Kornfraktionen Mittelschluff, Grobschluff, Feinsand, Mittelsand, Grobsand verwendet wurden. In den künstlich vertieften Bereichen des Ausbauzustandes wurde die vorherige Sedimentbelegung des Referenzzustandes weiter verwendet. Die Einsteuerung der tiefengemittelten Suspensionskonzentration am seeseitigen Modellrand erfolgt über den Ansatz der Gleichgewichtskonzentration. In einem weiteren Schritt wurden die simulierten Schwebstoffkonzentrationen in der Jade mit gemessenen Schwebstoffgehalten verglichen (s. Bild 6 und 7).

In der Jade schwingt die Schwebstoffwolke mit der Tide im Bereich von Minsener Oog bis in die tiefen Rinnen des Jadebusens (s. Bild 7). Die Modellergebnisse zeigen dabei signifikant höhere Schwebstoffgehalte westlich der Fahrrinne und niedrigere Schwebstoffkonzentrationen östlich der Fahrrinne. Die mittleren Schwebstoffkonzentrationen erreichen im Modell Werte von bis zu 0,150 kg/m^3 (= 150 mg/l). Dies entspricht von



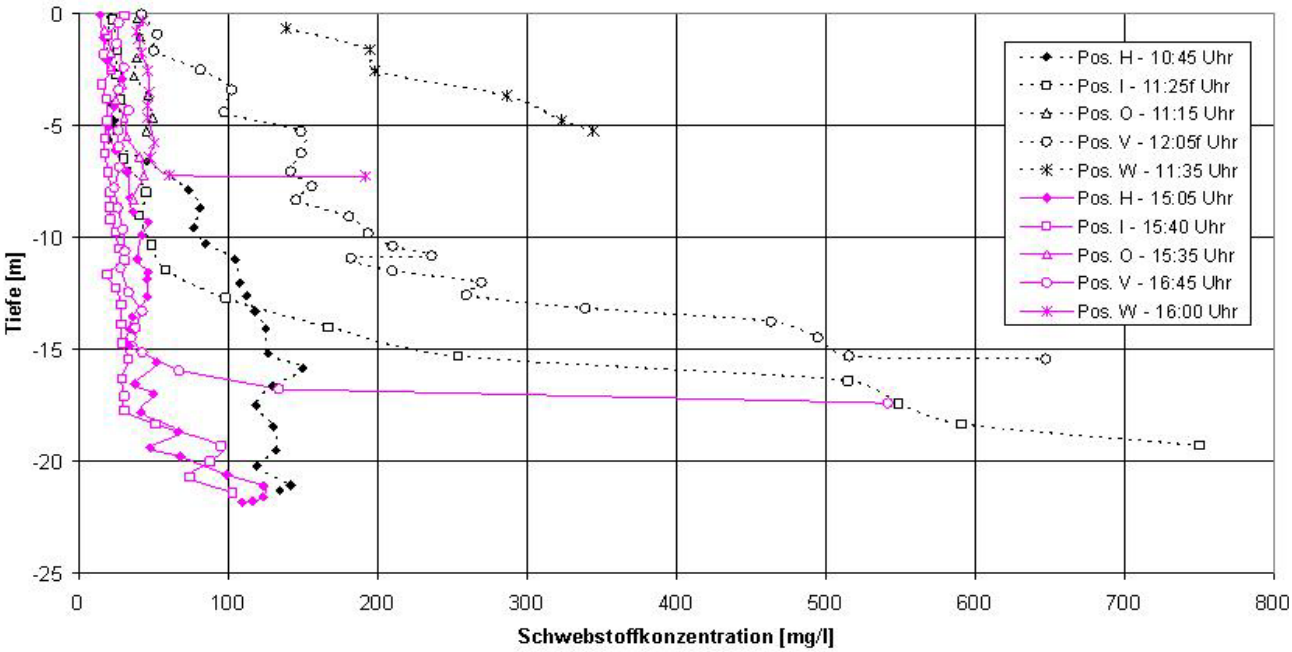


Bild 6: Gemessene Schwebstoffkonzentrationen in der Innenjade bei Flutstrom (gestrichelte Linien) und Flutstromkenterung der Springtide vom 21.03.2003 (Ingenieurbüro Visscher, Burgwedel, 2003)

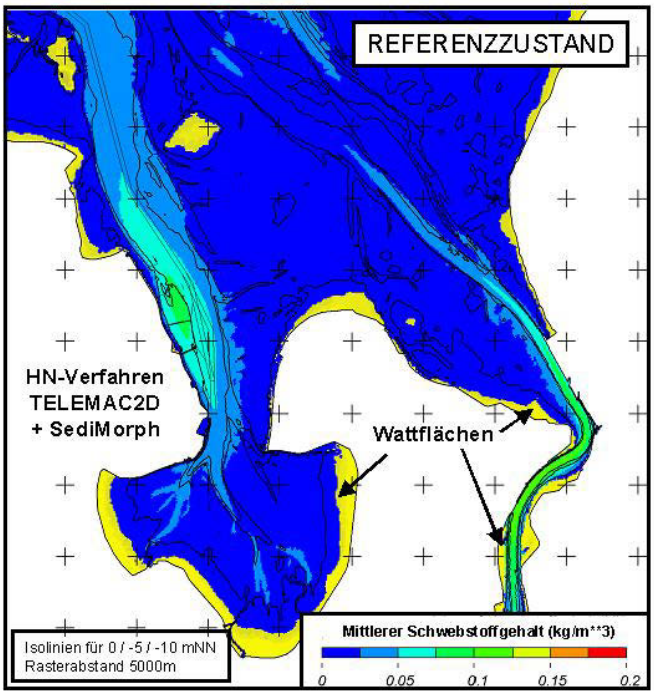


Bild 7: Gerechneter mittlerer Schwebstoffgehalt im Analysezeitraum für den Referenzzustand

der Größenordnung her den gemessenen mittleren Konzentration in Bild 6. Ein direkter Vergleich von gemessenen und berechneten Schwebstoffkonzentrationen war nicht möglich, da der Messzeitraum der Schwebstoffmessungen nicht dem Simulationszeitraum entsprach. Ferner veranschaulichen die Ergebnisse im Referenzzustand, dass sich in der Unterweser die typische Trübungszone bei den Modellrechnungen eingestellt hat. Die Trübungszone der Unterweser schwingt mit dem Flut- und Ebbestrom zwischen Sandstedt und Langlütjen-Nordsteert. Diese Ergebnisse stimmen gut mit der beobachteten charakteristischen Trübungszone der Weser überein.

4. Hydraulische Wirkungsweise des JadeWeser-Ports und morphologische Folgereaktionen

Die großräumigen ausbaubedingten Änderungen der abiotischen Systemparameter infolge des JadeWeser-Ports ergeben sich aus der nichtlinearen Überlagerung der verschiedenen Einzeleffekte, die im Ausbauzustand durch das verlegte Fahrwasser, den Zufahrtsbereich, die Kajenlage und die Bauwerksflanken verursacht werden. Aufgrund der Komplexität der Topographie des Jade-Weser-Ästuars sowie der nichtlinearen physikalischen Prozesse bei der Ausbreitung einer Tidewelle ist eine einfache lineare Überlagerung der jeweiligen hydraulischen Wirkungen der einzelnen Elemente des JadeWeserPorts nicht möglich, sondern kann nur auf der Grundlage eines hochauflösenden hydrodynamisch-numerischen Modells vorgenommen werden, das sowohl die komplexe Topographie als auch die nichtlinearen physikalischen Prozesse berücksichtigt. Dies gilt insbesondere, wenn die Auswirkungen einzelner Elemente wie z.B. die Auswirkungen infolge Fahrwasserverlegung/Hafenzufahrt und Kajenlage gegenläufig sind und somit die großräumigen ausbaubedingten Änderungen minimiert werden können. Hieraus folgt (s. Bild 8 und 9),

- dass sich die ausbaubedingten Änderungen aufgrund der gegenläufigen physikalischen Wirkung von Vertiefung (Fahrwasser und Zufahrt) und Verengung (Kajenvorbau) auf den Nahbereich des JadeWeserPorts konzentrieren,
- dass es aufgrund des veränderten Schwingungsverhaltens zu einer Zunahme des Tidehubs im Bereich der südlichen Bauwerksflanke und zu einer Abnahme des Tidehubs im Bereich der nördlichen Bauwerksflanke kommt,

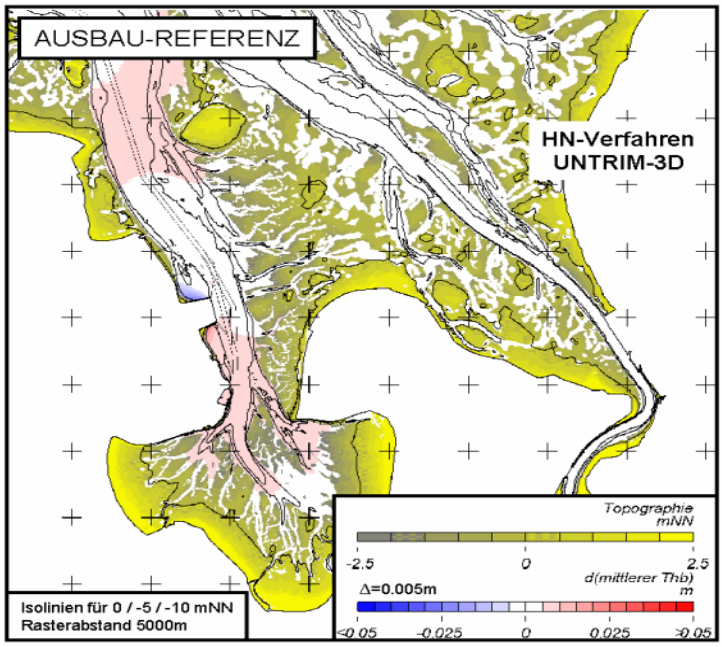


Bild 8. Ausbaubedingte Änderungen des Tidehubs

- dass die Strömungsumlenkung an den Bauwerksflanken sowohl die Wasserstände als auch die Strömungsgeschwindigkeiten lokal beeinflusst,
- dass es im Strömungsschatten des Bauwerks bei vollentwickelter Flut- und Ebbeströmung zu Strömungswalzen kommt,
- dass sich die an den Bauwerksflanken umgelenkte Strömung an den Ecken der Kaje ablöst und somit vor der Kaje eine Zone geringer Strömungsgeschwindigkeiten entsteht.
- dass sich die Strömungsgeschwindigkeiten außerhalb der Zone geringer Strömungsgeschwindigkeiten unmittelbar vor der Kaje aufgrund der Einschnürung des Querschnitts erhöhen.

Da die morphodynamischen Reaktionen ein Ergebnis der ausbaubedingten Änderungen der Tidedynamik sind, bedeutet dies hinsichtlich von Erosions- und Sedimentationstendenzen (s. Bild 10):

- eine Konzentration morphodynamischer Reaktionen auf den Nahbereich des JadeWeser-Ports
- Sedimentationen im Schatten der Bauwerksflanken aufgrund der reduzierten Strömungsgeschwindigkeiten
- Kolkbildungen im Bereich der Kajenenden aufgrund erhöhter Strömungsgeschwindigkeiten und Turbulenzbildung
- eine Abflachung der Böschungsbereiche zwischen Zufahrtsbereich und ungestörter Gewässersohle
- Sedimentation unmittelbar vor der Kaje aufgrund der Strömungsablösungen an den Kajenenden
- Erosionstendenzen im Bereich des verlegten Fahrwassers sowie Teilen des Zufahrtsbereichs durch Einschnürung des Tidequerschnittes

- deutliche Verringerung des Schwebstoffgehaltes in der Innenjade westlich der Fahrrinne (s. Bild 11) aufgrund der großflächigen Sedimentation in den Schattenbereichen des Hafens sowie der Verringerung des Sedimentdargebotes für den Transport (Aufspülung der Hafenfläche mit Uferbefestigung)

5. Zusammenfassung

In der Innenjade ist vor dem Voslapper Groden der Bau des JadeWeserPorts geplant. Aufgrund seiner Dimensionen (1.725 m Kajenlänge und Sollsohltiefe von NN -20,10 m) wurde eine wasserbauliche Systemanalyse durchgeführt, um die Auswirkungen des Bau-

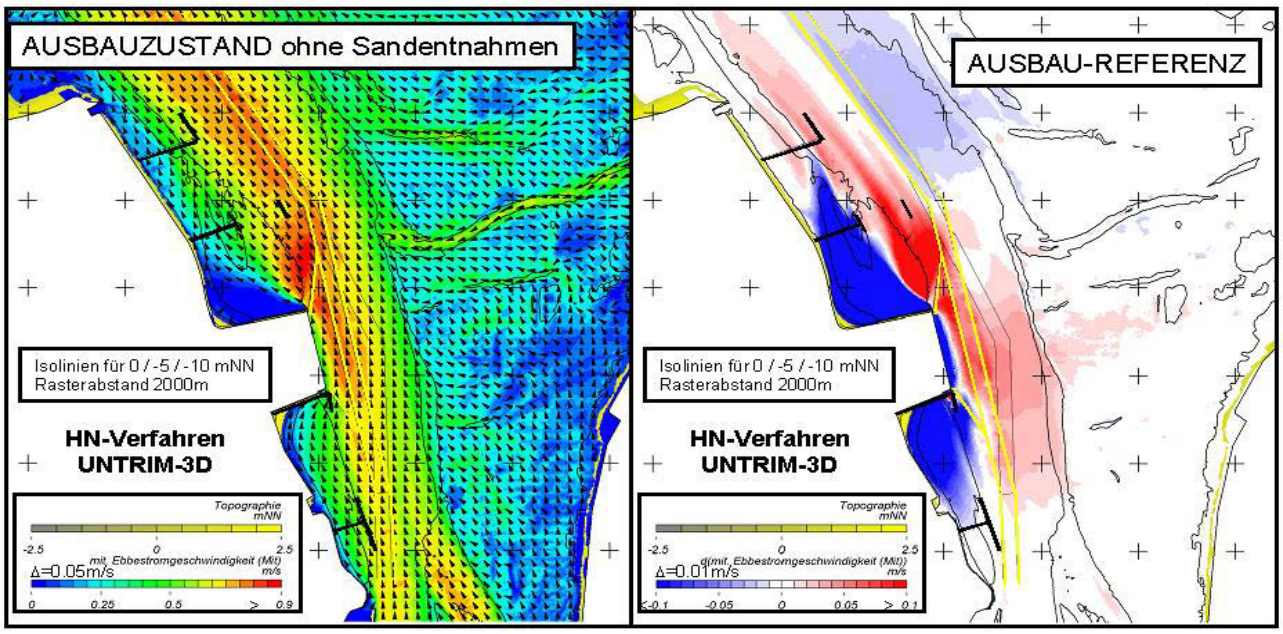


Bild 9. Mittlere Ebbestromgeschwindigkeiten (li.) und ausbaubedingte Änderungen der mittleren Ebbestromgeschwindigkeiten (re.)

werks auf die Tidedynamik und die Morphodynamik der Jade zu untersuchen.

Die Ergebnisse der wasserbaulichen Systemanalyse zu den ausbaubedingten Änderungen der Tide- und Morphodynamik infolge JadeWeserPort können wie folgt zusammengefasst werden:

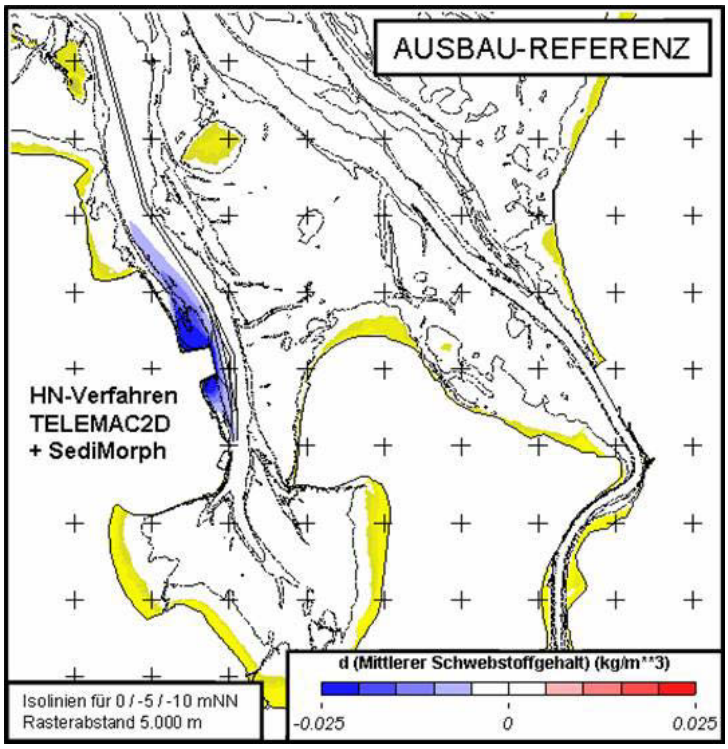


Bild 11. Ausbaubedingte Änderungen des mittleren Schwebstoffgehaltes

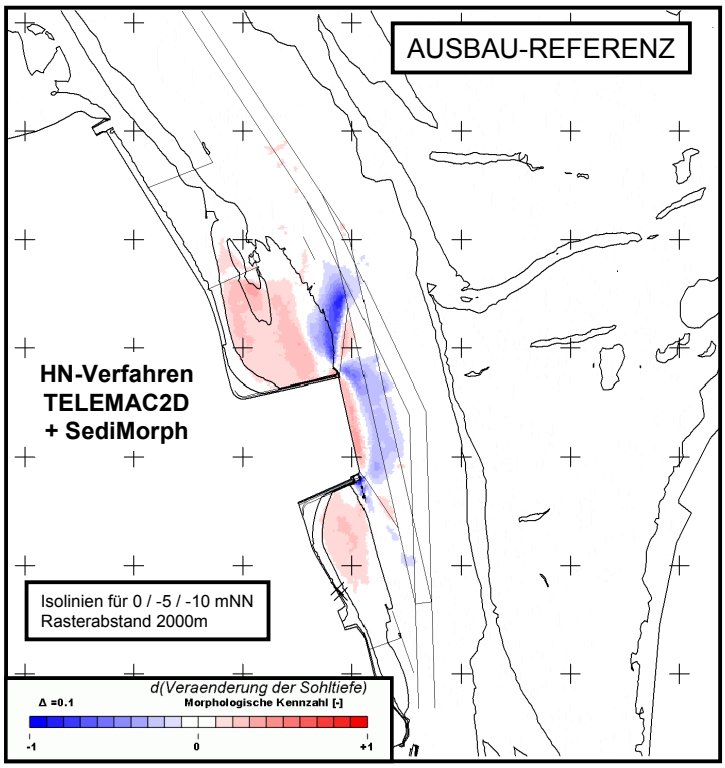


Bild 10. Ausbaubedingte Änderungen der Sohle

- keine signifikanten Änderungen der Tidekennwerte in Weser, Jadebusen und Außenweser
- örtlich begrenzte Änderungen der Tidekennwerte in der Innenjade
- Anhebung der Fließgeschwindigkeiten im Zufahrtsbereich und im neuen Jadefahrwasser
- günstige Voraussetzungen für das Freibleiben des Zufahrtsbereiches und des neuen Fahrwassers
- Sedimentation im Schatten der Bauwerksflanken aufgrund der Strömungsreduktion in diesen Bereichen
- deutliche Verringerung des Schwebstoffgehaltes in der Innenjade westlich der Fahrrinne

Literatur

BAW-INTERNETSEITEN
(a) Dokumentation Untrim, Telemac und SediMorph
http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/Publikationen/pkb/index.htm.

(b) Kolloquiumsvorträge vom 19.06.03 JadeWeserPort
http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/event/kolloquium_2003-06-19.html

BAW (2003): JadeWeserPort - Zusammenfassendes Gutachten zu den ausbaubedingten Änderungen auf die Tidedynamik, Sturmfluten, Morphodynamik und Kühlwassersituation. Erstellt für: JWP Entwicklungsgesellschaft mbH, Wilhelmshaven

Verfasser

Dr.-Ing. Andreas Kahlfeld
Referat Ästuarsysteme I
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt HH
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 339
E-Mail: kahlfeld@hamburg.baw.de

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Referat Ästuarsysteme I
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), DSt HH
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg
Tel.: 040 81908 – 332
E-Mail: schüttrumpf@hamburg.baw.de

Nachhaltige Schifffahrt (3.2)

Management von Flüssen und Küstengewässern – Eine `Balance´ zwischen Naturschutz, Ökonomie und Schifffahrt

Dr. rer. nat. Michael Fiedler
Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

Dr. Markus A. Wetzel
Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

Zusammenfassung

Deutschland ist wie die meisten europäischen Staaten dicht besiedelt. Viele Flächen sind für wirtschaftliche und soziale Nutzungen entwickelt worden. Intakte natürliche Umweltbereiche sind eher selten. Heute werden große Anstrengungen unternommen, die verbliebenen natürlichen und historisch-kulturellen entstandenen Landschaften zu erhalten und zu schützen (z.B. nationale und internationale Programme, Richtlinien, Schutzgebiete, NATURA 2000, FFH-RL, WRRL).

Küsten- und Binnengewässer als Bestandteile dieser Landschaften sind als Verkehrs- und Transportwege besonders wichtig. Hohe Standards für nautische Sicherheit und zuverlässige Schiffbarkeit sind zu garantieren, die eine umfassende und kontinuierliche Unterhaltung bzw. Anpassung dieser Wasserstraßen erfordern.

Das Zusammenbringen der gegensätzlichen Interessen von Nutzung der Flüsse und Ästuare als Schifffahrtsstraße/Transportweg einerseits und den Umweltaspekten andererseits kann zu einem differenzierten und langwierigen Verfahren führen, entsprechend den Anforderungen der bestehenden EG-Richtlinien und der nationalen Gesetz- und Rahmengebung, die u.a. eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) vor jeder Projektgenehmigung erfordern.

Um den Entscheidungsprozess der Projektauswahl auf die Belange der Bundeswasserstraßen in Deutschland zu fördern, wird bereits in einem sehr frühen Planungsstadium eine Methode angewandt, die von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in Kooperation mit dem Bundesamt für Naturschutz (BfN) und dem Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW, heute BMVBS) entwickelt wurde. Diese Methode erlaubt bereits auf der Vorplanungsebene eine grobe Umweltrisikoeinschätzung (URE) des geplanten Vorhaben innerhalb von etwa 6 Monaten. Die Methode ist kombiniert mit einer Verträglichkeitseinschätzung möglicher Risiken in Zusammenhang mit NATURA-2000-Gebieten (FFH-VE), den Schutz von natürlichen Lebensräumen sowie wildlebende Tiere und Pflanzen betreffend.

Diese mit relativ wenig Aufwand (Zeit/Kosten) anzuwendende Methode ist auch für die Betrachtung von Alternativen innerhalb eines Projektes geeignet und gibt Hinweise für die weitere Planung und ggf. erste Kompensationsansätze. Jedoch ersetzt diese Einschätzung der Umweltrisiken in keinem Fall die ggf. nachfolgende Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) und das Planfeststellungsverfahren (PFV).

Nach Vorlage der URE + FFH-VE folgt eine vertiefte Prüfung des Projektes und das übliche Verfahren für die Projektrealisierung wird eingeleitet: Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU), FFH-VU, Landschaftspflegerischer Begleitplan (LBP) sowie Erkenntnisse über mögliche Vermeidung/Minderung und/oder Kompensation (Ausgleich und Ersatz).

Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über diese Planungsphase/Methode, die bereits erfolgreich für zahlreiche Projekte an Bundeswasserstraßen sowohl im Binnen- wie im Küstenbereich angewendet wurde und Grundlage für den Bundesverkehrswegeplan 2003 war.

Zudem werden einige besondere Aspekte ökologischen Wasserbaus und Ausgleichsmaßnahmen an Bundeswasserstraßen vorgestellt.

Einleitung

Seit vielen Jahren entwickelt die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) Bewertungsmethoden und Arbeitshilfen, um die rechtlichen Vorgaben und Rahmenbedingungen für die Praxis vor Ort anwendbar zu gestalten.

Speziell für Ausbau- und Neubauvorhaben an Bundeswasserstraßen, sowohl im Binnenbereich als auch für den Küsten- und Ästuarbereich der Seezufahrten in Nord- und Ostsee, wurden von der BfG seit 1990 methodische Beiträge u.a. zur Bearbeitung von Umweltverträglichkeitsuntersuchungen entwickelt und für die Praxis aufbereitet.

Entsprechend der Koalitionsvereinbarung der Bundesregierung vom 20. Oktober 1998 war der Bundesverkehrswegeplan 1992 (BMVBW 1992) im Sinne einer integrierten Verkehrspolitik zu überarbeiten. Diese sollte die ökonomischen, die ökologischen und die sozialen Aspekte der Verkehrspolitik gleichberechtigt berücksichtigen (BMVBW 2003).

Im Rahmen dieser Überarbeitung wurden erstmalig mit einer verkehrsträgerübergreifend einheitlichen Methode für die Verkehrsträger Straße, Schiene und Wasserstraße Umweltrisiko- und FFH-Verträglichkeitseinschätzungen erstellt. Die Methode für die Bundeswasserstraße wurde von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) unter Mitarbeit des Bundesamtes für Naturschutz (BfN) erarbeitet und ist verkehrsträgerübergreifend mit den Verkehrsträgern Straße und Schiene abgestimmt (Planungsgruppe Ökologie und Umwelt, 2000). Sie unterscheidet sich jedoch von der Methode für Straße und Schiene insoweit, als die Untersuchungen der Wasserstraßenprojekte detaillierter erfolgen, weil in der Regel der Planungsstand von Wasserstraßenprojekten umfassender ist als der von Straßen- und Schienenprojekten und zudem die Maßnahmen an Wasserstraßen durch den Gewässerverlauf bereits räumlich konkret sind und sich nicht auf einen Untersuchungskorridor wie bei Straßen- und Schienenprojekten beziehen.

Mit der BfG-Mitteilung Nr. 26 (BfG 2004) werden dem Planer Materialien zur Umweltverträglichkeit an die Hand gegeben, um bereits auf übergeordneter Planungsebene das Umweltrisiko (URE) und die FFH-Verträglichkeit (FFH-VE) einschätzen zu können.

Die Umweltrisikoeinschätzung (URE) und die FFH-Verträglichkeitseinschätzung (FFH-VE) ergänzen auf der Ebene der Bundesverkehrswegeplanung das gesamtwirtschaftliche Projektbewertungsverfahren um die qualitative Beurteilung raumbezogener Umweltrisiken und -konflikte, die nicht innerhalb der Nutzen-Kosten-Analyse berücksichtigt werden. Sie erreichen nicht die Detaillierungsgrad der im Rahmen nachfolgender Planungsebenen erstellten Umweltverträglichkeits- und FFH-Verträglichkeitsuntersuchungen (UVU, FFH-VU). Gleichwohl werden auch in der URE und in der FFH-VE die Auswirkungen der Projekte auf dieser Vorplanungsebene angemessen ermittelt.

Im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS) führt die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) die Umweltrisiko- und FFH-Verträglichkeitseinschätzungen für die erwogenen Wasserstraßenprojekte durch. Der ‚Balanceakt' besteht letztlich in der Optimierung der Verknüpfung der unterschiedlichen Interessen, der Schifffahrtsbelange mit den ökologischen und ökonomischen Rahmenbedingungen.

Die URE und FFH-VE steht daher mit am Anfang und ist ein unterstützender Teil dieses Planungs- und Entscheidungsprozesses (Bild 1) und somit Teil des Managements der Bundeswasserstraßen.

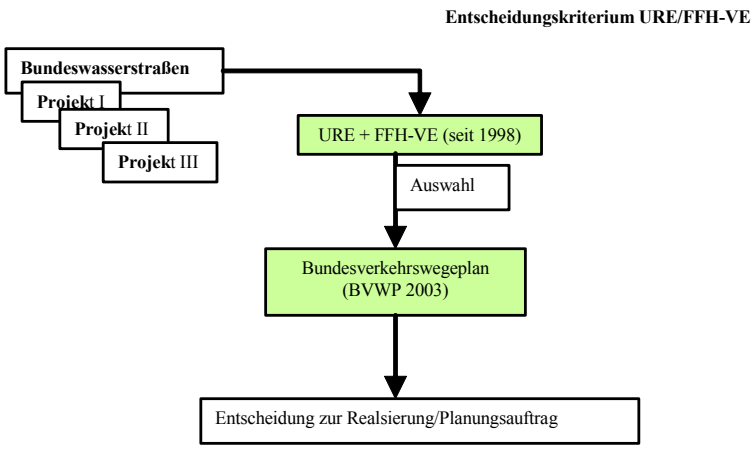


Bild 1: Umweltrisikoeinschätzung (URE) und FFH-Verträglichkeitseinschätzung (FFH-VE) als 1 Kriterium der Entscheidung/Auswahl zur Aufnahme in den Bundesverkehrswegeplan (Vorplanungsebene)

Im folgenden werden kurz gefasst die methodischen Ansätze dargestellt, eine ausführliche Darstellung einschließlich der Arbeitshilfe findet sich in der BfG-Mitteilung Nr. 26 (BfG 2004).

Zielsetzung

Die Umweltrisikoeinschätzung (URE) untersucht auf der Ebene der Bundesverkehrswegeplanung (Vorplanungsebene) die voraussichtlichen raumbezogenen Umweltauswirkungen der zu bewertenden Projekte und setzt sich grob aus drei Bestandteilen zusammen:

1. Raumanalyse und -bewertung (Raumbedeutung)
2. Beurteilung der Projektwirkung (Grad der Belastungen)
3. Ermittlung des Umweltrisikos

Basis der URE ist eine großräumige und entsprechend grobe Betrachtungsweise und stützt sich auf vorhandene Daten. Die Bewertung der Projekte, welche sich noch im Planungsstadium befinden, wird gestützt durch Erkenntnisse aus vergleichbaren schon durchgeführten Projekten an Bundeswasserstraßen.

Eine URE stellt daher weder eine endgültige Entscheidung über die Umweltverträglichkeit eines Projektes, noch eine Vorwegnahme von Entscheidungen der notwendigen nachfolgenden Planungsschritte dar. Ebenso wenig beinhaltet die URE eine Aussage hinsichtlich der Machbarkeit oder der Zulässigkeit eines Projektes.

Die URE lässt sich im wesentlichen wie folgt charakterisieren:

- Sie ist ein Instrument zur frühen überschlägigen Beurteilung von Umweltauswirkungen für die Zwecke der Planung;
- sie liefert bereits auf der Vorplanungsebene Informationen über ökologisch sensible Bereiche und vorhandene Konfliktpotenziale, nutzt vorhandene und verfügbare Daten;
- sie trägt zur Optimierung des Projektes aus ökologischer Sicht bei und gibt Vermeidungs- und Minimierungshinweise für die weitere Planung;
- sie trägt zur Kostenminimierung bei, da Varianten, die einen hohen Kompensationsaufwand haben, ausgeschieden werden können;
- sie basiert auf der "Philosophie" der Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP), ersetzt jedoch nicht die UVP im späteren Planungsprozess;
- sie hat den für eine Vorplanungsebene erforderlichen Detaillierungsgrad und ist mit angemessenem zeitlichen und finanziellen Aufwand zu erstellen.

Methode

Für die Bearbeitung einer URE werden bestimmte methodische Grundlagen benötigt, die zudem für den Planer mit Arbeitshilfen unterlegt sind:

> **Vorläufige Projektbeschreibung**

Die vorläufige Projektbeschreibung beinhaltet entsprechend der Vorplanungsphase in der Regel einen geringen Detaillierungsgrad mit teilweise pauschalen Angaben oder groben Schätzungen. Grundsätzlich gilt, je detaillierter und genauer das Projekt bereits zu beschreiben ist, desto zuverlässiger wird letztlich die bewertende Einschätzung des Umweltrisikos sein. Mindestens anzugeben sind:

1. Angaben über den Standort des Projektes sowie über den Bedarf an Grund und Boden, textlich und grafisch in geeignetem Maßstab
2. Angaben über Art und Umfang der Projekte
3. Angaben über Art und Menge der zu erwartenden Reststoffe (z.B. Baggermengen, Verbringung)

> **Grundlagendaten**

Um die URE mit einem angemessenen zeitlichen und finanziellen Aufwand zu erstellen, werden als Datenbasis ausschließlich vorhandene Daten herangezogen. Geländeerhebungen sowie aufwändige Modelluntersuchungen werden nicht durchgeführt.

Auch hier gilt, je umfangreicher und detaillierter die Grundlagendaten sind, desto fundierter wird die URE sein.

Die URE orientiert sich an der Philosophie der Strategischen Umweltprüfung für Pläne und Programme (SUP-RL, Richtlinie 2001/42/EG) und der UVP. Untersuchungsgegenstand ist daher die Umwelt im Sinne des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG), d.h. die Schutzgüter Menschen, Tiere, Pflanzen, Boden, Wasser, Luft, Klima, Landschaft, Kultur- und sonstige Sachgüter einschließlich der jeweiligen Wechselwirkungen.

> **Projektanalyse**

Der erste konkrete Arbeitsschritt ist die Projektanalyse. Die einzelnen mit dem Projekt verbundenen Baumaßnahmen werden identifiziert und dann - soweit möglich - quantifiziert. Die Quantifizierung soll einerseits bzgl. der in Anspruch zu nehmenden Flächen und andererseits bzgl. der anfallenden Baggergutmenge erfolgen.

> **Ermittlung der relevanten Schutzgüter und Teilkomplexe und Abgrenzung des Untersuchungsgebietes**

In diesem Arbeitsschritt sind mögliche entscheidungserhebliche Auswirkungen des Projektes zu identifizieren und grob abzuschätzen. Auf Abhängigkeiten und Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Schutzgütern und Teilkomplexen ist besonders zu achten.

Das Ergebnis ist die Festlegung der relevanten Schutzgüter und Teilkomplexe sowie die schutzgutorientierte Abgrenzung des Untersuchungsgebietes.

> **Raumanalyse und -bewertung (Raumbedeutung)**

Die schutzgutorientierte Einstufung der Raumbedeutung erfolgt anhand einer 5-stufigen Ordinalskala, wobei "A" die niedrigste und "E" die höchste Raumbedeutung darstellen. Dabei beruht die Raumanalyse und -bewertung auf der Beschreibung und Bewertung der Ist-Zustände für die einzelnen ausgewählten Schutzgüter bzw. Teilkomplexe (Tabelle 1).

Raumbedeutung		Grad der Belastungen		
		I	II	III
		gering	mittel	hoch
A	Bereiche mit sehr geringer Zustandsbewertung			
B	Bereiche mit geringer Zustandsbewertung			
C	Bereiche mit mittlerer Zustandsbewertung			
D	Bereiche mit hoher Zustandsbewertung			
E	Bereiche mit sehr hoher Zustandsbewertung			

Tabelle 1: Matrix zur Verknüpfung von Raumbedeutung und Grad der Belastungen

Auf die im Untersuchungsgebiet vorhandenen Schutz- und Restriktionsflächen, d.h. auf die regional, überregional, national und international bedeutsamen Flächen und Gebiete wird hingewiesen (siehe auch FFH-VE).

Als Datenbasis für die Raumanalyse und -bewertung dienen ausschließlich vorhandene Grundlagendaten, auf fehlende und möglicherweise ältere Datengrundlagen und damit verbundenen Probleme soll hingewiesen werden.

> **Grad der Belastungen**

Die Auswirkungen des Projektes auf die Schutzgüter bzw. Teilkomplexe werden beschrieben und bezüglich ihrer Intensität bewertet. Dabei beruht die Prognose der Auswirkungen auf der Sachkenntnis und der Erfahrung der Fachgutachter. Abhängigkeiten und Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Schutzgütern und Teilkomplexen sind zu beachten (siehe auch Bild 2).

Die Einstufung nach dem Grad der Belastungen wird anhand einer 3-stufigen Ordinalskala vorgenommen. Im Vergleich zu der 5-stufigen Skalierung für die Raumbedeutung soll mit der geringeren Differenzierung in Form von 3 Bewertungsstufen den Prognoseunsicherheiten Rechnung getragen werden (Tabelle 1).

> **Ermittlung des Umweltrisikos**

Zunächst wird das schutzgutorientierte Umweltrisiko für die einzelnen Schutzgüter anhand einer so genannten Präferenzmatrix ermittelt (Tabelle 1). Hierbei handelt es sich um eine Verknüpfung, bei der die zwei Größen "Raumbedeutung" und "Grad der Belastungen" miteinander in Beziehung gesetzt werden. Eine solche Präferenzmatrix gibt die Einschätzung der Fachgutachter bezüglich der zu aggregierenden Größen in formalisierter Form wieder. Das Resultat ist die Zuordnung des einzelnen Schutzgutes zu einer der 5 "Umweltrisikogruppen" (Tabelle 2).

Gruppe	1	2	3	4	5
Umwelt-risiko	sehr gering	gering	mittel	hoch	sehr hoch

Tabelle 2: Umweltrisikogruppen

Die Ermittlung des schutzgutübergreifenden Umweltrisikos als abschließende Projektbewertung ist mit einer Abwägung der verschiedenen Umweltbelange verbunden und daher verbal zu begründen. Dabei sollte das Ergebnis eine fachübergreifende Entscheidung der beteiligten Gutachter sein. Die Gesamtbewertung ergibt sich weder aus dem arithmetischen Mittel der Einzelbewertungen noch automatisch aus der schlechtesten Einzelbewertung. Dennoch sind kritische Aspekte aus Gründen der Umweltvorsorge besonders zu würdigen.

Zur Visualisierung des Ergebnisses können mit Hilfe eines Wirkungsgefüges (Bild 2 der Anlage) in zusammenfassender und übersichtlicher Form sowohl die relevanten Wirkungszusammenhänge als auch die verschiedenen Risikoeinstufungen der Schutzgüter und Teilkomplexe sowie die abschließende Projektbewertung dargestellt werden.

> **FFH-Verträglichkeitseinschätzung (FFH-VE)**

Die wesentlichen Kernpunkte der verkehrsträgerübergreifenden Methode der FFH-Verträglichkeitseinschätzung (FFH-VE) sind im Bundesverkehrswegeplan (BMVBW 2003) beschrieben.

Die Gebiete von gemeinschaftlicher Bedeutung nach FFH-Richtlinie (Richtlinie 92/43/EWG) sowie die Schutzgebiete gemäß der Europäischen Vogelschutzrichtlinie (Richtlinie 79/409/EWG) sind Bestandteil des kohärenten europäischen Schutzgebietsnetzes "Natura 2000". Für diese Schutzgebiete ergeben sich besondere nationale Verpflichtungen. Mit der FFH-VE wird die mögliche Beeinträchtigung der "Natura 2000"-Gebiete ermittelt.

Untersuchungsgegenstand der FFH-VE sind die gemeldeten und zur Meldung vorgesehenen FFH-Gebietsvorschläge und europäischen Vogelschutzgebiete sowie solche Gebiete, bei denen anzunehmen ist, dass sie den Kriterien der zugrunde liegenden europäischen Naturschutzrichtlinie, hier im besonderen der EG-Vogelschutzrichtlinie, entsprechen. Aufgrund der Rechtssprechung des EuGH (Urteilsbegründung "Basses Corbieres", 2000) werden die IBA-Gebiete als "faktische" Vogelschutzgebiete vorsorglich im Sinne der FFH-Bestimmungen in die FFH-VE einbezogen.

Bewertungsgrundlage für die FFH-VE sind die individuellen Erhaltungsziele und der Schutzzweck der jeweils betroffenen Gebiete. Es ist dabei zu prüfen, ob der Fortbestand der im konkreten Fall durch die FFH-Richtlinie geschützten Arten und Lebensraumtypen durch das Vorhaben beeinträchtigt werden kann. Sofern die Erhaltungsziele und der Schutzzweck eines Gebietes noch nicht festgelegt sind, können die allgemeinen Vorgaben aus den Richtlinien als Anhaltspunkte für die Bewertung herangezogen werden.

Die Einstufung der FFH-Verträglichkeit erfolgt verbal argumentativ und die Ergebnisse werden formal anhand von drei Bewertungsstufen zusammengefasst:

- Beeinträchtigung der Erhaltungsziele bzw. des Schutzzwecks ist auszuschließen
- Beeinträchtigung der Erhaltungsziele bzw. des Schutzzwecks ist nicht auszuschließen
- Beeinträchtigung der Erhaltungsziele bzw. des Schutzzwecks ist wahrscheinlich

> **Hinweise für die weitere Planung**

Unter diesem Kapitel sind ggf. die Maßnahmen zu beschreiben, mit denen erhebliche Belastungen der Umwelt vermieden oder vermindert werden können. Soweit möglich, können auch Hinweise auf Ausgleichsmaßnahmen bzw. auf Ersatzmaßnahmen bei nicht ausgleichbaren Eingriffen in Natur und Landschaft gegeben werden. Die Vermeidung und Minimierung hat dabei eindeutig Vorrang vor Ausgleich und Ersatz. Diesbezüglichen Planungshinweisen ist daher besondere Bedeutung beizumessen.

Ergebnisse/ durchgeführte UREn

Insgesamt wurden für den Bundesverkehrswegeplan 2003 von der BfG 7 Umweltrisikoeinschätzungen und FFH-Verträglichkeitseinschätzungen bearbeitet und in diesen aufgenommen (Bild 3).

Im Nachgang zum BVWP (2003) wurden dann die Projekte Seezufahrten Außenweser, Unter- und Außenelbe sowie Nord-Ostsee-Kanal (Oststrecke) und Nördlicher Peenestrom ergänzt. Die Projekte der Seezufahrten Außenweser/ Unterweser und Unter- und Außenelbe sowie Nördlicher Peenestrom befinden sich derzeit in der weiteren Planungsphase mit der Erstellung der notwendigen Planunterlagen für die UVP.

Für die URE Unter- und Außenelbe können detaillierte Informationen herunter geladen werden unter http://www.zukunftelbe.de/service/downloadcenter/index.php. Hier ist durch den Projektträger die URE der BfG eingestellt (BfG 2004).

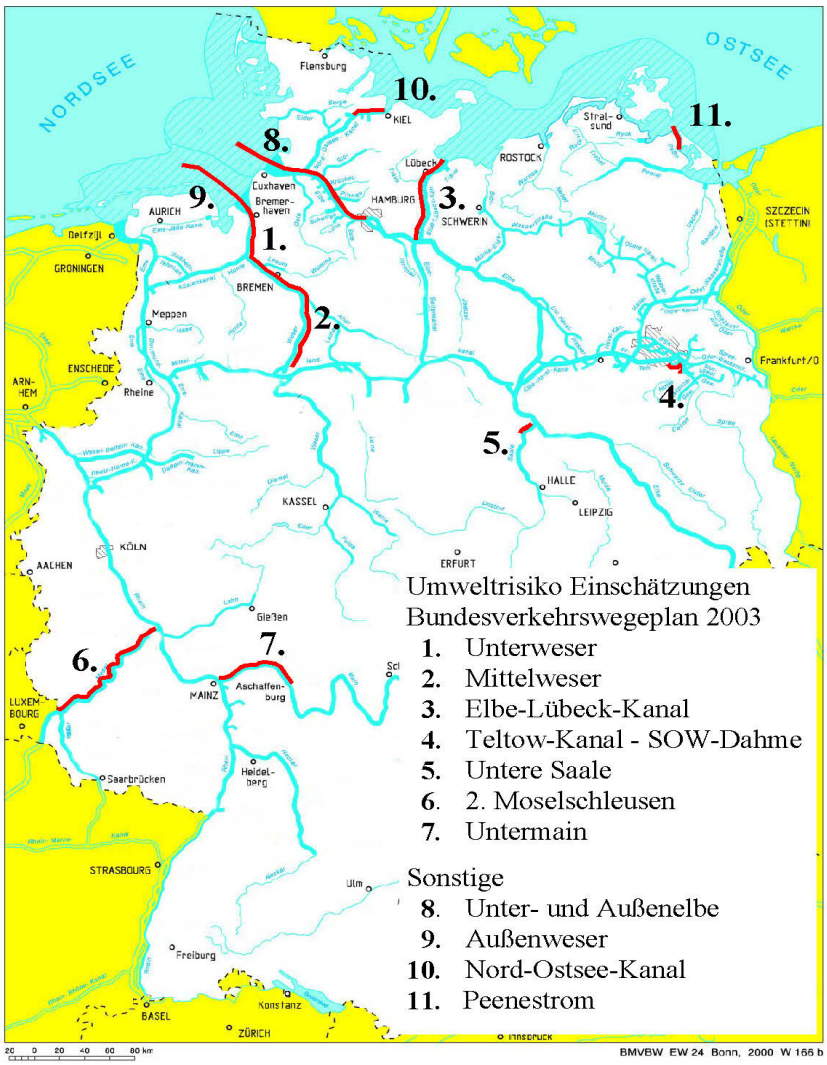


Bild 3: Wassertrassenprojekte, für die eine URE und FFH-VE erstellt wurden (BfG Koblenz).

Im Rahmen der URE/FFH-VE-Bearbeitung werden bereits Hinweise erkennbar, wie bestimmte Eingriffs-typen (z.B. Vertiefung, Verbreiterung, Umlagerung, Strombau) im ökologischen Wasserbau integriert werden bzw. sein können. Im folgenden werden hierzu einige praktische Beispiele, die auf langjährigen Erfahrungen basieren, aufgeführt.

Bild 5: Anlegen von wertvollen Flachwasserarealen

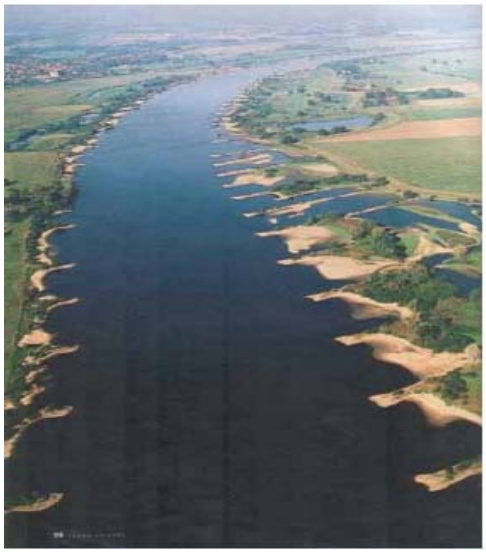
Ökologisch verträgliche Baumaßnahmen

Das Hauptziel der Durchführung ökologisch orientierter Baumaßnahmen ist es, nötige Konstruktionen durchzuführen und hierbei die geringsten möglichen ökologischen Schäden zu verursachen. Mit anderen Worten: Eine ökologisch orientierte Planung und Umsetzung wassertechnischer Bauwerke sucht nach dem besten Kompromiss zwischen dem Erhalt der ökologischen Funktionen im Gewässer und der ökonomischen Notwendigkeit. In der Bundesrepublik Deutschland war die Bundesanstalt für Gewässerkunde an der Planung vieler solcher Maßnahmen begleitend beteiligt und hat den Erfolg dieser Baumaßnahmen dokumentiert. Im folgenden sollen einige Beispiele herausgegriffen und vorgestellt werden.

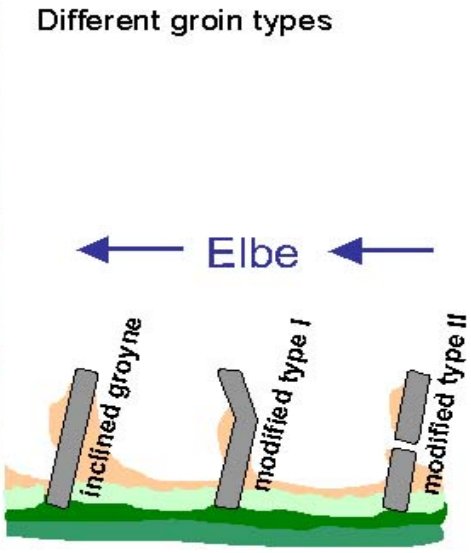
> Modifizierte Buhnen

Zu den häufigsten Konstruktionen entlang von befahrbaren Flüssen zählen Buhnen und Leitwerke (Bild 4). Die Funktion dieser Strukturen ist es, neben der Stabilisierung des Gewässerbettes, die Strömung auf die Gewässermitte, den befahrbaren Teil des Flusses, zu konzentrieren, um so die Ablagerung von Sedimenten in diesem Bereich zu verhindern. Insofern sind Buhnen eine elementarer Bestandteil solcher Flüsse und sie sind für die Sicherheit der Schifffahrt unabdingbar. Entsprechend kann ihre Zahl sehr hoch sein. Im deutschen Abschnitt der Elbe zum Beispiel (685 km von der tschechischen Grenze bis zum Wehr in Geesthacht nahe bei Hamburg) kommen etwa 6900 Buhnen und 330 km Steinschüttungen und Leitwerke zum Einsatz. Trotz dieser hohen Zahl von Bauwerken kommen in der Elbe immer noch weite Abschnitte ohne solche Konstruktionen aus.

In Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) hat die BfG zwei unterschiedliche Modifikationen von Buhnen auf ihre Ökologie untersucht. Eine Möglichkeit Buhnen zu modifizieren besteht darin, sie so strukturell zu verändern, dass ihre hydrologische Dynamik erhöht wird. Dies führt zu einer Diversifizierung der Habitate in den zwischen den Buhnen gelegenen Buhnenfeldern. So kommen in solchen Buhnenfeldern die unterschiedlichsten strömungsexpositionierten Bereiche vor, so dass sich steinige Habitate, sandige Habitate und schlickige Habitate finden lassen. Die Untersuchung der Fauna dieser so modifizierten Buhnenfelder ergab, dass alle in solchen Bereichen anzutreffenden Fischarten und viele Makrofaunaarten von solchen Modifikationen profitieren. Insbesondere Arten, die vor allem in strömungsberuhigten Gebieten vorkommen profitierten stark von den Modifikationen. Generell kann gesagt werden, dass solche Modifikationen die ökologische Diversität der Buhnenhabitate erhöhen und mehr Arten mit höheren Individuendichten dort vorkommen.



Luftaufnahme eines Elbeabschnitts



Drei unterschiedliche Buhnentypen, wie sie von der BfG untersucht wurden

Bild 4: Buhnen entlang der Elbe

> Kompensationsmaßnahmen für den Verlust von Flachwasserhabitaten

In einigen Fällen kann auf eine Konstruktion nicht verzichtet werden. Deutsche Umweltrichtlinien schreiben für solche Fälle eine entsprechende Kompensation oder einen Ausgleich vor. Solche Maßnahmen sollen möglichst in der Nähe des Eingriffs vorgenom-

men werden. In den meisten Fällen werden hierfür wertvolle Flachwasserareal angelegt (Bild 5), die z.B. durch Leitwerke vom Hauptwasserkörper getrennt sind. Der Haupteffekt solcher Maßnahmen ist es die strukturelle Diversität der Habitate zu erhöhen und so zu einer erhöhten Biodiversität der Flora und Fauna beizutragen. Diese Technik hat sich, wie bereits oben erwähnt, bei der Modifikation von Buhnen schon sehr gut bewährt.

Bild 7: Fischtreppe Geesthacht

> **Fischtreppen**

Heutzutage sind die meisten Flüsse, insbesondere in den stark besiedelten Industriegebieten, stark verändert. Strukturen, wie z.B. Dämme und Wehre sind für die meisten wandernden Fischarten unüberwindbare Hindernisse. Diese Fischarten können nur überleben, wenn sie die für ihren Lebenszyklus notwendigen Wanderungen durchführen können. In Deutschland haben wir es vor allem mit Fischen wie der Forelle und dem Lachs zu tun, die für ihre Fortpflanzung in das Süßwasser vordringen, während ihre Adoleszenz in den Ozeanen abläuft. Für das Überleben dieser Arten ist die ungehinderte Passage zu ihren Fortpflanzungsgebieten von großer Wichtigkeit. Als Hintergrundinformation: weltweit leben etwa 8000 Fischarten im Süßwasser, während etwa 12000 Arten die Weltmeere bevölkern. Von diesen 12000 Arten wechseln etwa 120 Arten im Verlauf ihres Lebenskreislaufs zwischen beiden Lebensräumen.

Die Errichtung von Dämmen und anderen Hindernisse ist selten ohne negativen Einfluss auf die Fischfauna. Durch solche Konstruktionen wird die natürliche Bewegung aller Fische, nicht nur der wandernden Vertreter dieser Gruppe behindert. In einigen Fällen kann dies zu einer totalen Abkoppelung von dem natürlichen Habitat führen. Im Fall der Wasserkraftgewinnung können die Tiere zusätzlich durch die Turbinen geschädigt werden.

Die flussauf gerichtete Wanderung von Fischen kann durch verschieden Fischtreppen und Fischleitern gewährleistet werden. Das generelle Prinzip solcher Konstruktionen ist es die wandernden Fische durch eine sogenannte Lockströmung in Richtung der Fischtreppe zu lenken. Beispiele für den erfolgreichen Einsatz solcher Techniken ist z.B. die Fischtreppe in Iffezheim (Bild 6). Diese Treppe wurde speziell für die Wanderung von Lachsen und Forellen konzipiert, die so einen Damm über den Rhein überwinden und ihr Leichgebiet in den Nebenflüssen des Rheins erreichen können. Die Fischtreppe in Iffezheim wurde im Juli 2000 eröffnet und hat sich als Erfolg erwiesen.

Eine andere Konstruktion wurde in Geesthacht eingesetzt (Bild 7). Im Gegensatz zur Fischtreppe in Iffezheim war diese Konstruktion deutlich einfacher und die Kosten waren deutlich geringer.

Ausblick

Ob zukünftig vor dem Hintergrund von der im UVPG verankerten Strategischen Umweltprüfung (SUP) für künftige Projekte eine URE zu erstellen sein wird, oder ob im Rahmen der SUP der Planungsschritt URE integriert werden wird, kann derzeit abschließend nicht gesagt werden.

Unabhängig davon ist eine Methode zur Auswahl einer bestimmten Variante/Alternative aus ökologischer Sicht

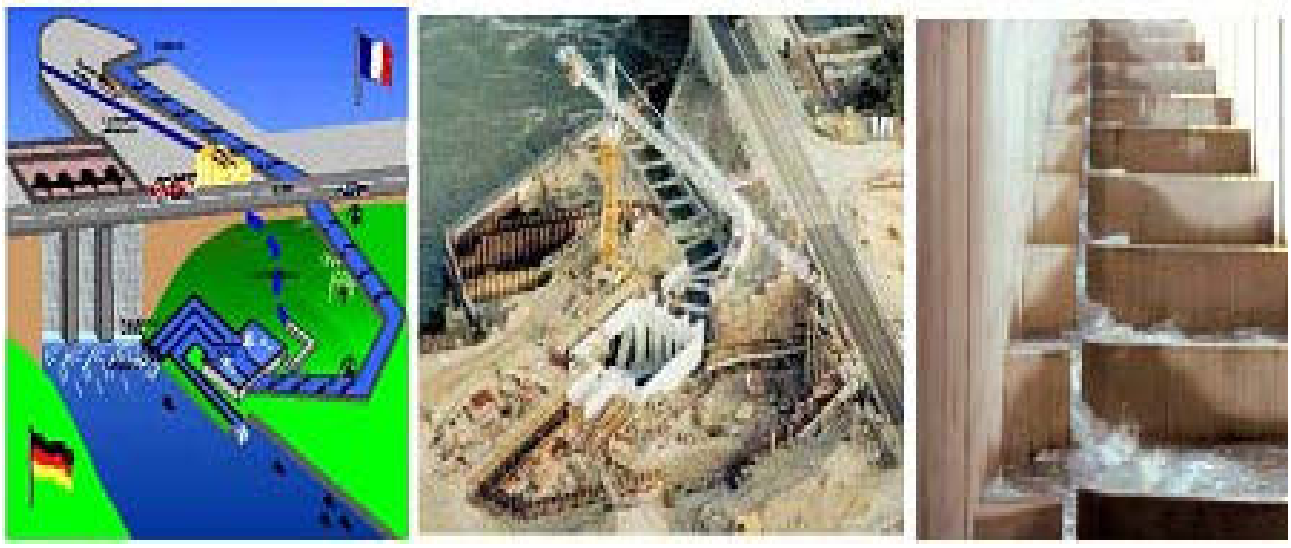


Bild 6: Fischtreppe in Iffezheim. Schema (links); während der Konstruktion (mitten); Fischleiter (rechts)

für Wasserstraßenprojekte eine grundlegend sinnvolle Anwendung, die letztlich auch ökonomischen Zielen dienen kann (z.B. Reduktion des Aufwandes für Kompensationsmaßnahmen) durch Planungsoptimierung/ Eingriffsminimierung in der Folgeplanung und damit wesentlich zu einem erfolgreichen Management von Bundeswasserstraßen beiträgt.

Die BfG arbeitet hier auf Bundesebene - wie bisher auch - sehr eng mit der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung sowie auf der ministeriellen Ebene zusammen und wird ggf. aus der praktischen Anwendung heraus erkannte notwendige methodische Fortschreibungen verfolgen und für die Belange der Bundeswasserstraßen unter den gegebenen naturschutzfachlichen Rahmenbedingungen umsetzen.

Im Rahmen der URE/FFH-VE-Bearbeitung werden bereits Hinweise erkennbar, wie bestimmte Eingriffstypen (z.B. Vertiefung, Verbreiterung, Umlagerung, Strombau) im ökologischen Wasserbau integriert werden bzw. sein können.

Literatur

BFG - BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE (2004): Methode der Umweltrisikoeinschätzung und FFH-Verträglichkeitseinschätzung für Projekte an Bundeswasserstraßen - Ein Beitrag zur Bundesverkehrswegeplanung. Fassung vom Mai 2001, zuletzt geändert März 2004, BfG-Mitteilung Nr. 26. - http://www.bafg.de/ servlet/is/5710/Mitteilung26in.pdf

BFG - BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE (2004): Umweltrisikoeinschätzung und FFH-Verträglichkeitseinschätzung für Projekte an Bundeswasserstraßen - Weitere Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe an die Containerschifffahrt mit einem Salzwassertiefgang von rd. 14,50 m - BfG-Bericht 1380; http://www.zukunftelbe.de/service/downloadcenter/index.php

BMVBW - BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN (1992): Bundesverkehrswegeplan 1992, Bonn.

BMVBW - BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN (2003): Bundesverkehrswegeplan 2003, Bonn.

PLANUNGSGRUPPE ÖKOLOGIE UND UMWELT (2000): Weiterentwicklung der naturschutzfachlichen Bewertungsgrundlagen und -methoden im Rahmen der Umweltrisikoeinschätzung (URE), Forschungsvorhaben im Auftrag des BMVBW, FE-Nr. 96.498/1999.

Verfasser

Dr. rer. nat. Michael Fiedler
Ökologische Grundsatzfragen, Umweltverträglichkeit
Bundesanstalt für Gewässerkunde
Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz
Tel.: 0261 1306 – 5431
E-Mail: fiedler@bafg.de

Dr. Markus A. Wetzel
Referat Tierökologie
Bundesanstalt für Gewässerkunde
Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz
Tel.: 0261 1306 – 5842
E-Mail: markus.wetzel@bafg.de

Anlage

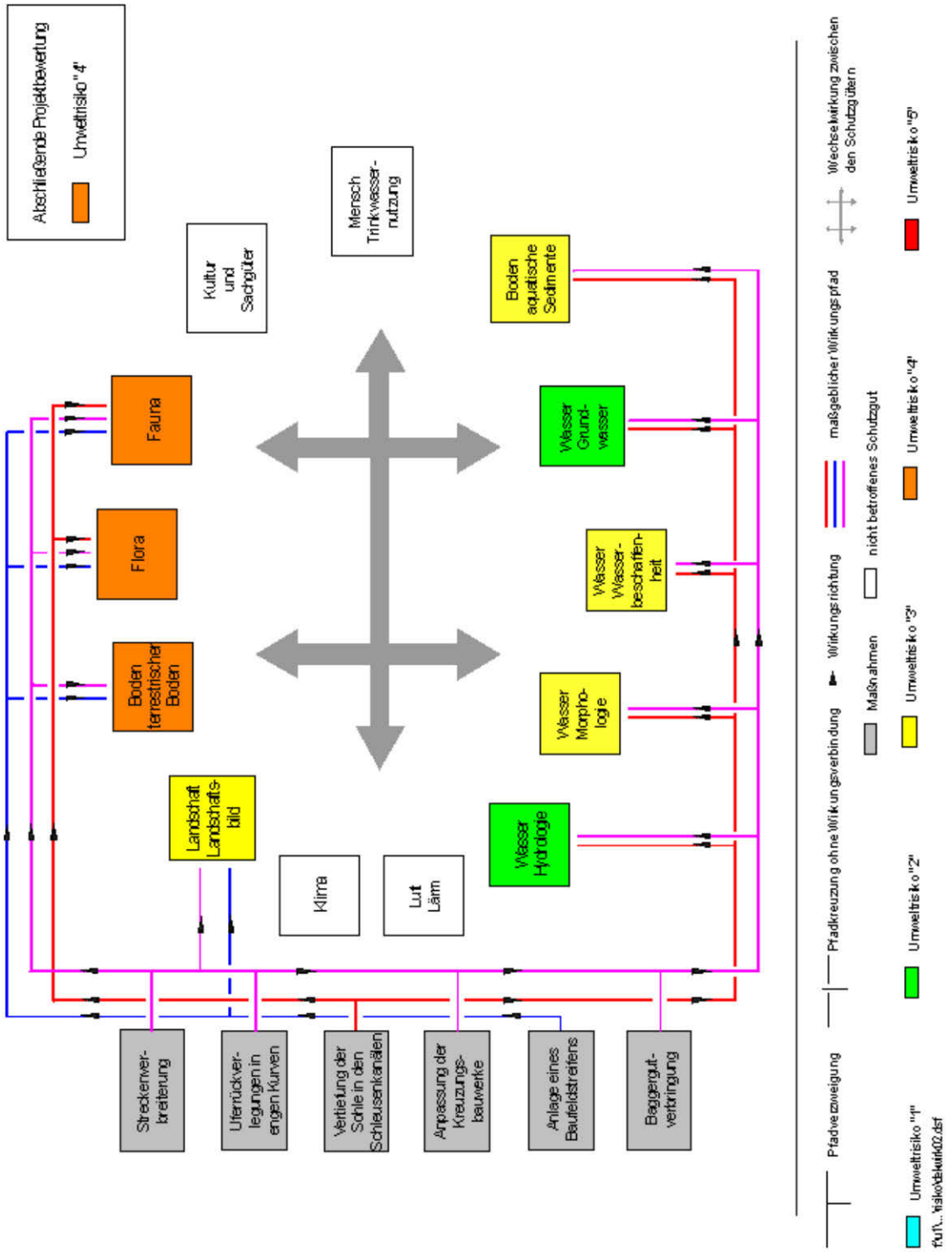


Bild 2: Wirkungsgefüge als ein Kriterium zur Festlegung des Umweltrisikos (schematisch) - aus BfG (2004)