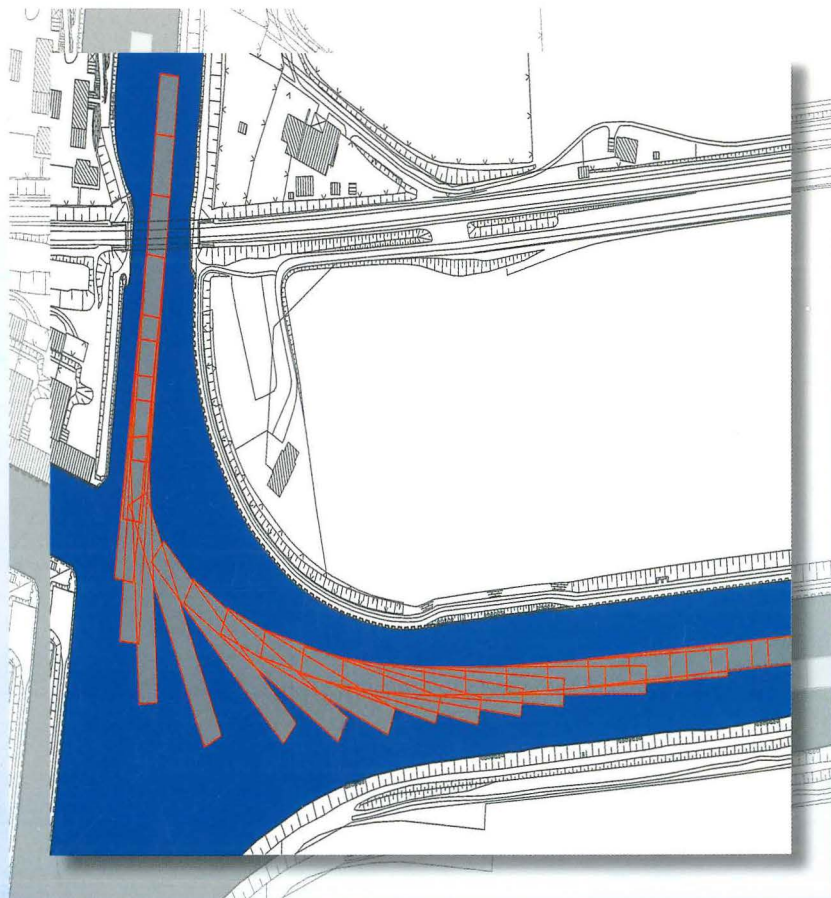




# MITTEILUNGEN



3.71.2 ge

46044

NR. 82  
Dezember 2000

# Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 82

Karlsruhe • Dezember • 2000

ISSN 0572-5801



# Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 82

Karlsruhe • Dezember • 2000

ISSN 0572-5801

Herausgeber (im Eigenverlag):

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)  
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe  
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe  
Telefon: 07 21/97 26-0  
Telefax: 07 21/97 26-45 40  
e-mail: [info.karlsruhe@baw.de](mailto:info.karlsruhe@baw.de)  
Internet: <http://www.baw.de>

Übersetzung, Nachdruck oder sonstige Vervielfältigung - auch auszugsweise - ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet.

© BAW 2000

Titelbild: Fahrt aus einer Schleuse in den Mittellandkanal / berechnete Trasse eines Großmotorgüterschiffs

---

OEBIUS Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen	7
ZÖLLNER Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung	23
RIECK/ABDEL-MAKSOUH/HELLWIG Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt	27
FUEHRER/PAGEL Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN	39
WILLAMOWSKI Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale	51
SÖHNGEN/HEER Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven	57
ABROMEIT Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode	73
ALEXY Ermittlung der Kolk-tiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe	81
FAULHABER Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren	97
HENTSCHEL/KAUTHER Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen	119
GLADKOW/SÖHNGEN Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen	123
GLAZIK Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam	131
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter	147

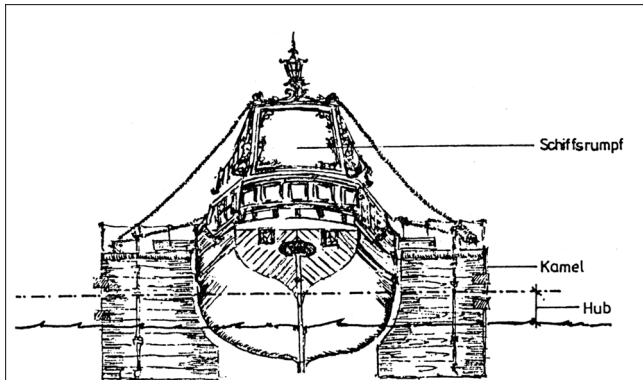


# Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen

DIPL.-ING. HORST OEBIUS, TECHNISCHE UNIVERSITÄT BERLIN

## 1 Einleitung

Schiff und Wasserstraße haben sich gegenseitig seit Anbeginn des Schiffsverkehrs beeinflusst. Nicht von ungefähr haben sich die meisten Handelsmetropolen an Flüssen oder an der offenen See gebildet. Über Jahrhunderte haben die Wasserstraßen den Tiefgang von Handelsschiffen bestimmt (so waren über hundert Jahre die Schiffe der flämischen Hanse im Tiefgang auf 4,62 m beschränkt, weil die Schelde keine größeren Abladetiefen zuließ. In Ausnahmefällen musste geleichtert oder zu anderen Hilfsmitteln wie z. B. Kamelen gegriffen werden; Bild 1).



Da die Tauchtiefe der Elbe bei nur etwa zwei Meter gelegen hätte, mußten Schiffsrümpfe mit größerem Tiefgang aus Havelberg auf „Kamelen“ abtransportiert werden, pontonartige Schwimmkörper. Repro: BM

Bild 1: „Kamele“ zum Transport von Schiffen über Untiefen

Die Motorisierung der Schifffahrt und damit das massive Anwachsen der Schiffsgefäße erforderte massive wasserbauliche Maßnahmen. Die Zeit des geruhsamen Verkehrs, wie er noch im vorigen Jahrhundert auch das Bild der Berliner Häfen bestimmte (Bild 2), war rasch vorbei. Damit begann auch die noch andauernde Diskussion über zulässige Schiffsgrößen und/oder entsprechende Baumaßnahmen an Fahrwassern, die häufig zu emotional geführt wird. Dieser Beitrag soll einige physikalische Grundlagen ins Gedächtnis zurückrufen und die Diskussion auf eine wissenschaftliche Basis führen.

Die ersten Untersuchungen in Berlin über den Einfluss von verschiedenen Kanalformen auf den Widerstand des Schiffes und über die Einwirkung von Schiffspropellern auf die Kanalsohle wurden 1906 von dem damaligen Direktor der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau (VWS), Herrn Thiele, sowie 1908 – 1910 von seinem Nachfolger, Herrn Krey, durchgeführt. Dem starken Engagement von Herrn Thiele ist es zu



Bild 2: Binnenschifffahrt in Berlin um die Jahrhundertwende

verdanken, dass sich die VWS sehr schnell zu einer der führenden Forschungsinstitutionen auf diesem Gebiet entwickelte, eine Tradition, die nach dem Kriege von der VWS Berlin, der BAW Karlsruhe und der FAS Berlin fortgeführt wurden. Die jeweiligen Arbeiten werden hier als bekannt vorausgesetzt /z. B.: KREY, H.D. (1911), KREITNER, J. (1934), SCHUSTER, S. (1954), RÖMISCH, K. (1969), FELKEL, K.; STEINWELLER, H. (1973), FÜHRER, W.; RÖMISCH K. (1977), OEBIUS, H. (1984). Ihre Ergebnisse werden im Folgenden aber noch einmal kurz zusammengefasst.

## 2 Vom Schiff erzeugte Strömungen

Zwischen einem unter Vortrieb fahrenden Schiff und dem Fahrwasser bestehen hydrodynamische Wechselbeziehungen, die den Schiffsverkehr behindern sowie Schäden an Gewässersohlen, Böschungen und am Schiff hervorrufen können. Träger dieser Wechselwirkungen sind im Wesentlichen (Bild 3)

- die Ausbildung einer Verdrängungsströmung, d. h. die Umlenkung des Wasserkörpers um den Verdrängungskörper Schiff bei dessen Fortschritt durch das Fahrwasser,
- die Erzeugung des erforderlichen Vortriebs des Schiffes durch eine Schubströmung sowie
- Gewässersohlen, Uferzonen, seitliche Befestigungen wie z. B. Deckwerke an Kanalwänden und Bauwerke.

Die erstgenannte Komponente charakterisiert sowohl das hydrodynamische System, das erforderlich ist, um die Fahrt eines Schiffes durch das Wasser zu ermögli-

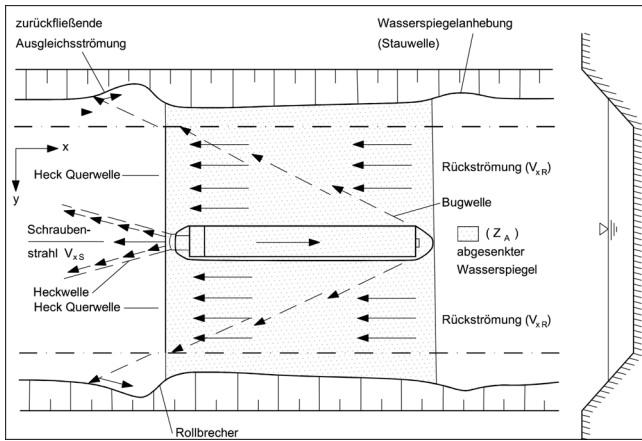


Bild 3: Primäres und sekundäres Wellenbild bei Fahrt eines Schiffes

chen, als auch die Größe des Widerstandes, den der Wasserkörper auf ein fahrendes Schiff ausübt. Die zweite Komponente dient zur Überwindung des Widerstandes sowie zur Erzeugung eines Energieüberschusses, der in Fortschrittsgeschwindigkeit des Schiffes umgesetzt wird. Die dritte Komponente schließlich charakterisiert zusätzliche Reibungs- und Widerstandskomponenten, die aus seitlicher und/oder tiefenmäßiger Einschränkung des Fahrwassers herrühren. In letzterem Fall werden die beiden erstgenannten Komponenten an der Berandung gespiegelt und können zu hydrodynamischen Zuständen führen, bei denen z. T. erheblich größere Umströmungsgeschwindigkeiten als bei unbeschränkter Fahrt des Schiffes herrschen und die direkt oder indirekt an den Spiegelflächen Gewässersohle und Uferbereiche Schäden hervorrufen können. Ebenso können so starke hydrodynamische Effekte auftreten, dass sie die Fahrsicherheit des Schiffes beeinträchtigen.

Von einem fahrenden Schiff erzeugte Strömungen können drei Kategorien zugeordnet werden, und zwar dem primären Wellensystem, dem sekundären Wellensystem sowie dem Propulsionsorgan.

## 2.1 Das primäre Wellensystem des Schiffes

### 2.1.1 Ungestörtes Fahrwasser

Das sog. primäre Wellenbild entsteht bei Bewegung einer punkt- oder linienförmigen Störung über einen Wasserkörper als zur Bewegungsrichtung transversales Wellensystem unabhängig von der Berandung, aber auch bei jeder räumlichen Struktur in einem strömenden Medium (z. B. Schiffe, Wehre, Ölsperren, Brückenpfeiler, Dalben etc.). Im Folgenden soll nur der Verdrängungskörper Schiff betrachtet werden.

Dieser baut bei Anströmung oder Bewegung durch den Wasserkörper einen "Wasserberg", die Frontwelle, vor sich auf, bis das dabei erzeugte Gefälle ausreicht, das Wasser unter dem Widerstand "Schiffskörper" hindurch

sowie seitlich um ihn herum und an dem Schiff entlang von vorn nach hinten strömen zu lassen. Dieser aufgestaute „Wasserberg“ ist um so höher, je größer der zu überwindende Widerstand ist. Hierbei spielt in der Regel bei unterkritischen Verdrängungsströmungszuständen, d. h. bei strömendem Abfluss unter und neben dem Schiffskörper, der Reibungswiderstand entlang der Schiffsaußenhaut eine gewichtigere Rolle als der wellenbildende Widerstand, d. h. die Gesamtheit aller nicht Reibungseinflüssen zuzuordnenden Widerstände an einem Schiff (Bild 4). Bei überkritischen Strömungszuständen, d. h. schießendem Abfluss neben und unter dem Schiffskörper, kann der wellenbildende Widerstand den Reibungswiderstand übertreffen.

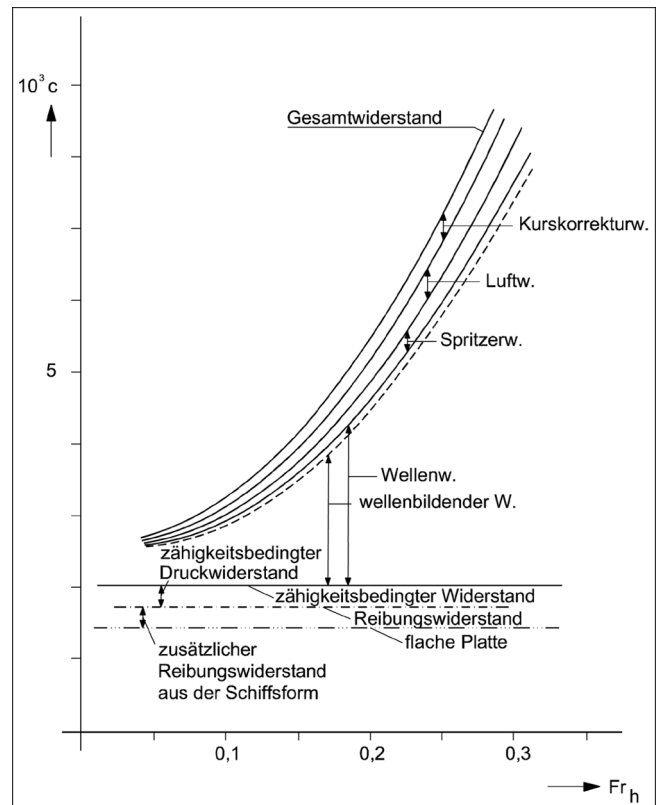


Bild 4: Widerstandskomponenten bei Fahrt eines Schiffes durch Wasser

Bei der Umströmung verdrängt der Schiffskörper das abfließende Wasser nach unten und zu den Seiten. Da hinter dem Schiff kein Vakuum entstehen kann, müssen alle Stromfäden gleichzeitig hinter dem Verdrängungskörper Schiff wieder zusammenlaufen, was mit einer schiffsformabhängigen Geschwindigkeitserhöhung um den Schiffskörper verbunden ist. Diese äußert sich in einem Absinken des Wasserspiegels. Dieser "Sunk" ist der Geschwindigkeitsverteilung umgekehrt proportional, d. h. die größte Wasserspiegeldifferenz (niedrigste Lage der Isohypsen) tritt an der Stelle größter Geschwindigkeitsdifferenz (jeweils zum ungestörten Zustand) auf.

Hinter dem Schiff muss der vom Schiff ungestörte Strömungszustand und die ungestörte Wasserspiegellage wieder erreicht werden. Das erfolgt zum einen durch

ein zur Fahrtrichtung transversales Wellensystem am Heck des Schiffes, den Wechselsprung, dessen Ausbildung abhängig vom Strömungszustand unter dem Schiff ist, zum anderen durch eine Rückströmung als Folge der Energierückgewinnung.

Diese Verhältnisse lassen sich über den statischen Druck auch messtechnisch nachweisen (Bild 5).

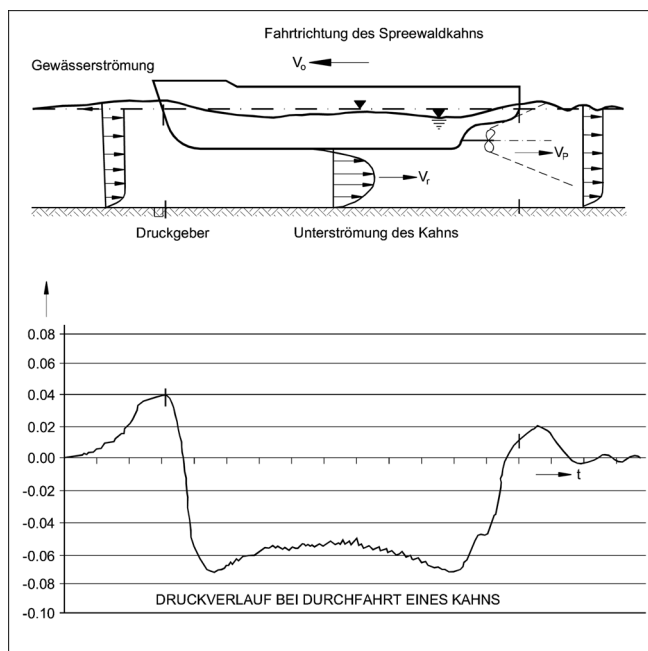


Bild 5: Druckverlauf am Boden bei Durchfahrt eines Schiffes

In ungestörtem Fahrwasser klingen Aufstau, Schiffsumströmung und Energierückgewinnung von einem Maximum direkt am und um den Schiffskörper zu den Seiten und zur Wassertiefe hin ab. Hierbei stellt der Sunk neben dem Schiffskörper ein "Loch" dar, in das das umgebende Wasser von den Seiten her hineinströmt.

Zusätzlich stellt dieses "Loch" eine Senke dar, in der sich das Schiff bewegt. Es fällt sozusagen in sein eigenes primäres Wellental. Dieser Vorgang wird mit "Squat" bezeichnet.

### 2.1.2 Flachwassereffekt

Fährt ein Schiff auf tiefenmäßig beschränktem Wasser (sog. Flachwassereffekt), wie es bei fast allen Zufahrten zu Häfen an der Küste und bei vielen breiteren Flüssen und Kanälen der Fall ist, üben diese Berandungen einen zusätzlichen Widerstand auf die Unterströmung aus, da sie die Stromfäden zusammenpressen, d. h. spiegeln. Die Öffnung, durch die das Wasser von vorn nach hinten strömen muss, wird kleiner, der erforderliche "Wasserberg" für die Widerstandsüberwindung höher und die Umströmungsgeschwindigkeit größer. Je geringer der Abstand zwischen Schiffsboden und Gewässersohle ist, desto größer ist auch der zu überwindende Widerstand (Bild 6). Dieser Flachwassereffekt

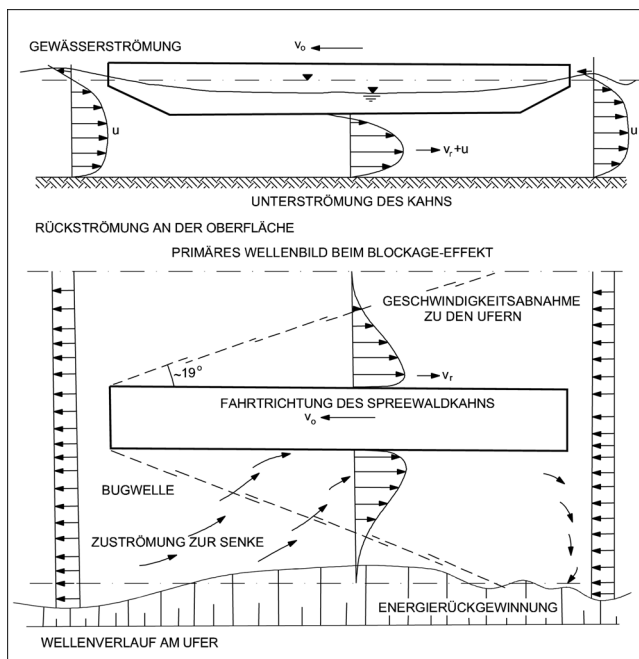


Bild 6: Umströmung eines Schiffes bei Fahrt unter Blockageverhältnissen

wird durch die Froudesche Tiefenzahl

$$Fr = v_s / (g \Delta h)^{1/2} \quad (1)$$

mit

$v_s$  = Fortschrittsgeschwindigkeit des Schiffes

$g$  = Gravitationskonstante

$\Delta h$  = Wassertiefe  $h_f$  minus Tauchtiefe des Schiffes  $h_{TF}$

charakterisiert. Sie repräsentiert das Verhältnis der Schiffsfortschritts­geschwindigkeit zur Schwallwellen­geschwindigkeit, d. h. zu der Geschwindigkeit, mit der sich Störungen in einer Strömung stromauf bewegen, oder mit der sich ein Widerstand im Abfluss stromauf bemerkbar macht. Bleibt die Schiffsgeschwindigkeit unterhalb der Schwallwellengeschwindigkeit, d. h. bleibt die Froudesche Tiefenzahl unter dem kritischen Wert  $Fr = 1$ , herrscht unter dem Schiffsboden strömender Abfluss, und der Widerstand wächst rasch proportional zur Schiffsgeschwindigkeit an (Bild 7). Bei der Froudeschen Tiefenzahl  $Fr = 1$  entsteht ein Widerstandsmaximum. Übersteigt die Schiffsgeschwindigkeit die Schwallwellengeschwindigkeit, d. h. wird  $Fr > 1$ , geht die Unterströmung des Schiffes in den schießenden Zustand über /SCHUSTER 1952/.

Das bedeutet, dass die Froudesche Tiefenzahl gleichzeitig ein Maß für die Abströmgeschwindigkeit unter dem Schiffsboden darstellt. Bei gleichem Hauptspantquerschnitt, gleicher Fortschrittsgeschwindigkeit und gleicher Tauchtiefe ist diese Geschwindigkeit umso größer, je kleiner der Restquerschnitt zwischen Schiffsboden und Gewässersohle ist. Umgekehrt bedeutet dies auch, dass die bei einem vorgegebenen Hauptspantquerschnitt und einer vorgegebenen Fortschrittsgeschwindigkeit dem Träger "Verdrängungsströmung" zuzurechnenden

Wechselbeziehungen in einem Fahrwasser umso größer sind, je kleiner der verbleibende Abflussquerschnitt ist.

Ersetzt man die Fortschrittsgeschwindigkeit des Schiffes durch die kritische Verdrängungsgeschwindigkeit  $v_{kr}$  unter dem Schiff, die den Übergang vom Strömen zum Schießen charakterisiert, erhält man die kritische Froudezahl nach FUEHRER & RÖMISCH /1977/.

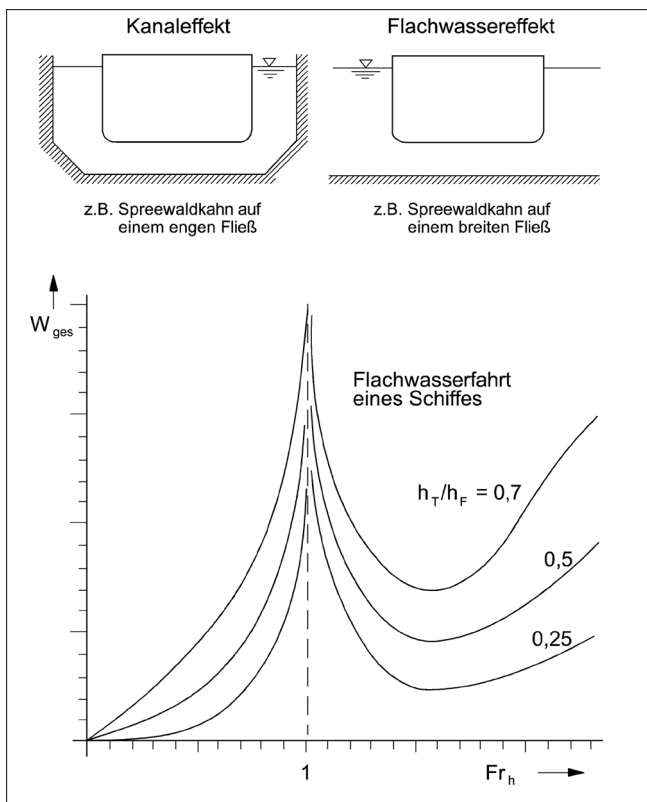


Bild 7: Schiffswiderstand bei verschiedenen Fahrt- und Gewässerbedingungen

Die Ausbildung der Strömungsverteilung unter dem Schiffskörper ist gleichzeitig das Hauptkriterium für das Entstehen von Erosionen an Gewässersohlen. FUEHRER & RÖMISCH /1985/ haben nachgewiesen, dass die Verteilung zwischen Schiffsboden und Gewässersohle der einer Rohrströmung gleicht, dass also für die Ermittlung der kritischen Sohlschubspannungsgeschwindigkeiten in erster Näherung die Gesetze der turbulenten Rohrströmung gelten /SCHLICHTING 1965/. Das danach eintretende logarithmische symmetrische Geschwindigkeitsprofil wird allerdings durch die unterschiedlichen Rauigkeiten des Schiffsbodens und der Gewässersohle verzerrt.

Die erhöhten Abströmgeschwindigkeiten begünstigen auch den Squat. Unter Extrembedingungen kann dieser so stark sein, dass das Schiff Grundberührung erfährt, was zu Beschädigungen der Schiffshaut oder des Propulsionsorgans führen kann. Gleichzeitig wird bei

Grundberührung auch die Gewässersohle beschädigt. Drittens kann eine überkritische Geschwindigkeit unter dem Bootskörper zu einem Schlauchdrossel-effekt führen, d. h. dass der Bootskörper durch die Strömung in Position gehalten wird und seine Manövrierfähigkeit verliert. Dieser Fall ist besonders kritisch, da er nicht vorhersehbar ist. Zusätzlich kann ein solches Vertrimmen auch den Kurs des Schiffes beeinflussen (Ausbrechen aus einem Kurs).

### 2.1.3 Blockageeffekt

Wird das Fahrwasser zusätzlich auch noch seitlich beschränkt, wie es bei allen Brandenburger Kanälen und den meisten deutschen Kanälen der Fall ist (sog. Blockage- oder Kanaleffekt), wird auch die seitlich verfügbare Öffnung für die Umströmungsgeschwindigkeit eingengt und damit ein weiterer Widerstand aufgebaut. Dieser Blockageeffekt  $n$  wird gekennzeichnet durch das Verhältnis des verfügbaren ungestörten Wasserquerschnitts  $F_w$  zum Hauptspantquerschnitt  $F_s$  des Schiffes. Das bedeutet, dass bei einer vorgegebenen Fortschrittsgeschwindigkeit die Leistung eines Motors umso mehr gesteigert werden muss, je größer der Blockageeffekt, d. h. je größer das Verhältnis des getauchten Hauptspantquerschnitts zum benetzten Abflussquerschnitt, ist.

Zusätzlich wird die Verdrängungsströmung nun auch an den seitlichen Berandungen gespiegelt. Bei senkrechten Ufern erfolgt eine stärkere Rückkopplung mit dem Schiffskörper, d. h., dass die Spiegelung vollständiger ist. Bei geneigten seitlichen Berandungen, wie sie ein Ufer eines Flusses oder eines trapezförmigen Kanalquerschnitts darstellt, bildet sich am Ufer ein hydrodynamisches System aus mit einer an der Schulter des Schiffes auf die Berandung zu- und dann von ihr weggerichteten Strömung, die ein zusätzliches Sinken des Wasserspiegels am Ufer hervorruft. Die Änderung des Wasserspiegels ist dabei um so größer, je näher die Spiegelabsenkung des Schiffskörpers am Ufer liegt, d. h. je enger der Fluss ist, und je größer der Sunk ist. Die vom Ufer weggerichtete Strömung wird anschließend durch den Aufstau am Heck (die Energierückgewinnung) kompensiert und in der Strömungsrichtung umgedreht. Dabei läuft sie wieder auf das Ufer zu und produziert ein Wirbelsystem, das hinter dem Schiff mit dessen Geschwindigkeit herläuft. Gleichzeitig äußert sich die Energierückgewinnung in einer Welle (Heckwelle), die am Ufer zum Brechen führen kann, wenn das Energiepotenzial zwischen dem Sunk und dem Anstieg zu groß wird (Bild 8) oder die Heckwelle mit der Bugwelle interferiert.

Zur Ermittlung der kritischen Umströmungsgeschwindigkeit unter dem Schiffskiel in Abhängigkeit vom Blockageeffekt  $n$  haben KREY /1911/, KREITNER /1934/, BOUWMEESTER /1977/, FUEHRER /1977/ und RÖMISCH /1990/ grundlegende Untersuchungen durchgeführt. Auf sie wird im Kapitel 4.2 näher eingegangen.

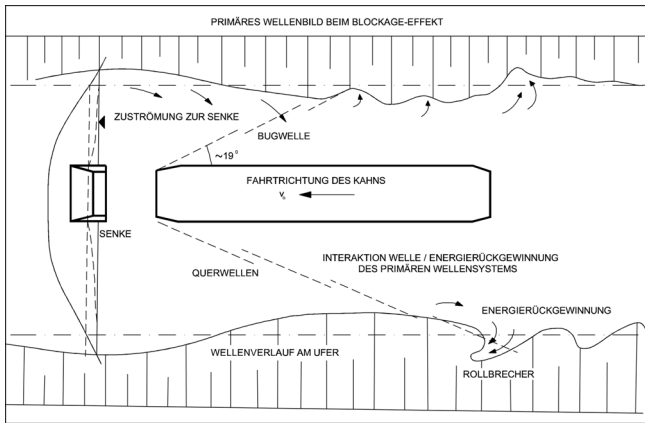


Bild 8: Entstehen eines Rollbrechers am Ufer

## 2.2 Das sekundäre Wellensystem

Das sekundäre Wellensystem, die Bug- und Schullerwelle eines Schiffes, ist eine Folge des Formwiderstandes (wellenbildender Widerstand Bild 5) und drückt dessen Energiepotenzial aus. Sie bildet sich an der Wasseroberfläche als zur Fortschrittsrichtung divergentes Wellensystem aus, das sich mit Fortschritts­geschwindigkeit des Schiffes fortpflanzt. Seine Höhe ist der Stauenergie (dem Druckpotenzial) proportional, d. h. umso größer, je größer der wellenbildende Widerstand ist. Es besteht aus mehreren Einzelwellen, deren Periode von der Froudeschen Tiefenzahl abhängt. Dieses Wellensystem interferiert mit dem transversalen des primären Wellensystems. Der Winkel  $\alpha$  der Schiffsachse mit dem geometrischen Ort der Schnittpunkte beider Wellensysteme ist ebenfalls von der Froudezahl abhängig. Im unterkritischen Strömungsbereich ( $0 < Fr < 0,6$ ) liegt der Ausbreitungswinkel nahezu konstant bei ca.  $19^\circ 18'$ . Im Bereich  $0,6 < Fr < 1$  wächst der Winkel  $\alpha$  rasch an und erreicht bei  $Fr = 1$  den Wert  $90^\circ$ . Dann überlagern sich transversale und divergente Wellen zu einer einzigen Bugwelle. Gelingt es dem Schiff, auf diese Welle aufzulaufen, fährt es praktisch widerstandslos auf seiner eigenen Bugwelle weiter. Bei weiter gesteigerter Froudezahl bleiben die transversalen Wellen hinter dem Schiff zurück (ein Überschreiten der Schwallwellengeschwindigkeit ist nicht möglich) und die divergenten Wellen nehmen asymptotisch wieder den Wert ca.  $19^\circ 18'$  ein.

Beide Wellensysteme laufen auf die Ufer zu und werden dort refraktiert. Die dabei entstehenden Druckwechsel und Wasserstandsänderungen allein können zu Erosionen der Ufer führen. Diese Wellen besitzen dann das größte Erosionspotential, wenn der Interferenzpunkt des transversalen und des divergenten Wellensystems mit der Uferlinie zusammenfällt. Dann kann es zum Brechen des Wellensystems kommen (Rollbrecher) und damit zu erhöhter Energieabgabe an das Ufer. Dies kann die Erosion fördern. Dieser Fall eines Rollbrechers ist ebenfalls in Bild 6 dargestellt.

## 2.3 Der Einfluss des Propulsionsorgans

Generell ist es Aufgabe des Propulsionsorgans, die gewünschte Geschwindigkeit des Schiffes oder Schiffverbandes sicherzustellen. Hierbei sind grundsätzlich zwei Typen zu unterscheiden, und zwar

- Brettartige Strukturen, die in das Wasser getaucht und mit größerer Geschwindigkeit entgegen der Fahrtrichtung durch das Wasser bewegt werden (Riemen, Paddel, Schaufelräder). Der Vortrieb wird dabei als Reaktion der Umströmung dieser Struktur erzeugt.
- Strahlpropulsoren der verschiedensten Art, in klassischer Bauweise als Propeller, neuerdings aber auch zunehmend Wasserstrahlantriebe. Sie erzeugen den Schub (den Vortrieb) als Reaktion eines Strahls, der entgegen der Fahrtrichtung produziert wird und dem Fahrzeug die gewünschte Geschwindigkeit verleiht.

Beide Antriebstopen sind durch starke Wirbel gekennzeichnet, die bei Berührung mit der Gewässersohle stark erodierend wirken.

Propeller- und Wasserstrahlen ähneln sich physikalisch, haben aber unterschiedliche hydrodynamische Strukturen (Bild 9). Danach besitzen beide Systeme

- eine Kernzone, innerhalb derer die maximale Austrittsgeschwindigkeit abgebaut wird, und
- eine Diffusionszone, innerhalb derer die kinetische Strahlenergie, bezogen auf die des umgebenden Wasserkörpers, in potenzielle umgewandelt wird.

In tiefgetauchten, rotationssymmetrischen Freistrahlen ist die Geschwindigkeitsverteilung als Funktion des Abstandes  $x$  von der Strahlquelle und des Abstandes  $r$  von der Strahlachse

in der Kernzone:

$$u_{s,x,r} = u_0 \exp \left( -1/2 \left( \left( r + (D_0/2) \right) \left( (x/x_0) - 1 \right) / (D_0 x/2 x_0) \right)^2 \right) \quad (2)$$

und in der Diffusionszone:

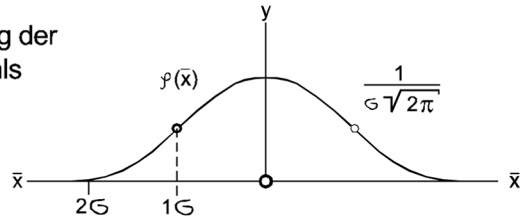
$$u_{s,x,r} = u_0 \exp \left( -1/2 \left( \left( r - (0,3 D_0 (x/D_0)^{-0,3}) \right) / \left( (D_0/2) - (0,3 D_0 (x/D_0)^{-0,3}) \right) \right)^2 \right) \quad (3)$$

Hierin sind  $u_0$  = Abstrahlgeschwindigkeit an der Düse  $D_0$  = Düsendurchmesser und  $x_0$  = Länge der Kernzone =  $6,2 D_0$ . Das Geschwindigkeitsmaximum liegt analog zu einer Rohrströmung in der Zentralachse und bleibt nach Verlassen der Düsenöffnung bis zu einer Entfernung

$$x_0 = 6,2 D_0$$

bestehen, ist also völlig unabhängig von der Austrittsgeschwindigkeit. Der Ausbreitungswinkel des Wasserstrahls ist ebenfalls von der Geschwindigkeit unabhängig und liegt bei 9 Grad.

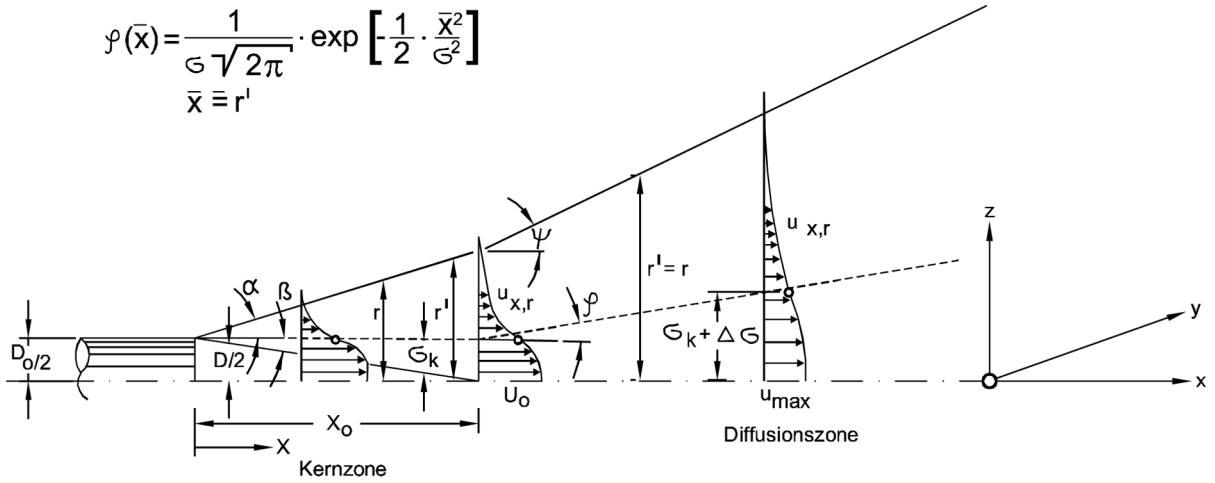
Schematische Darstellung der Geometrie d. Freistrahls



Gaußverteilung

$$f(\bar{x}) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \cdot \exp \left[ -\frac{1}{2} \cdot \frac{\bar{x}^2}{\sigma^2} \right]$$

$\bar{x} \equiv r'$



Schematische Darstellung der Geometrie des Propellerstrahls

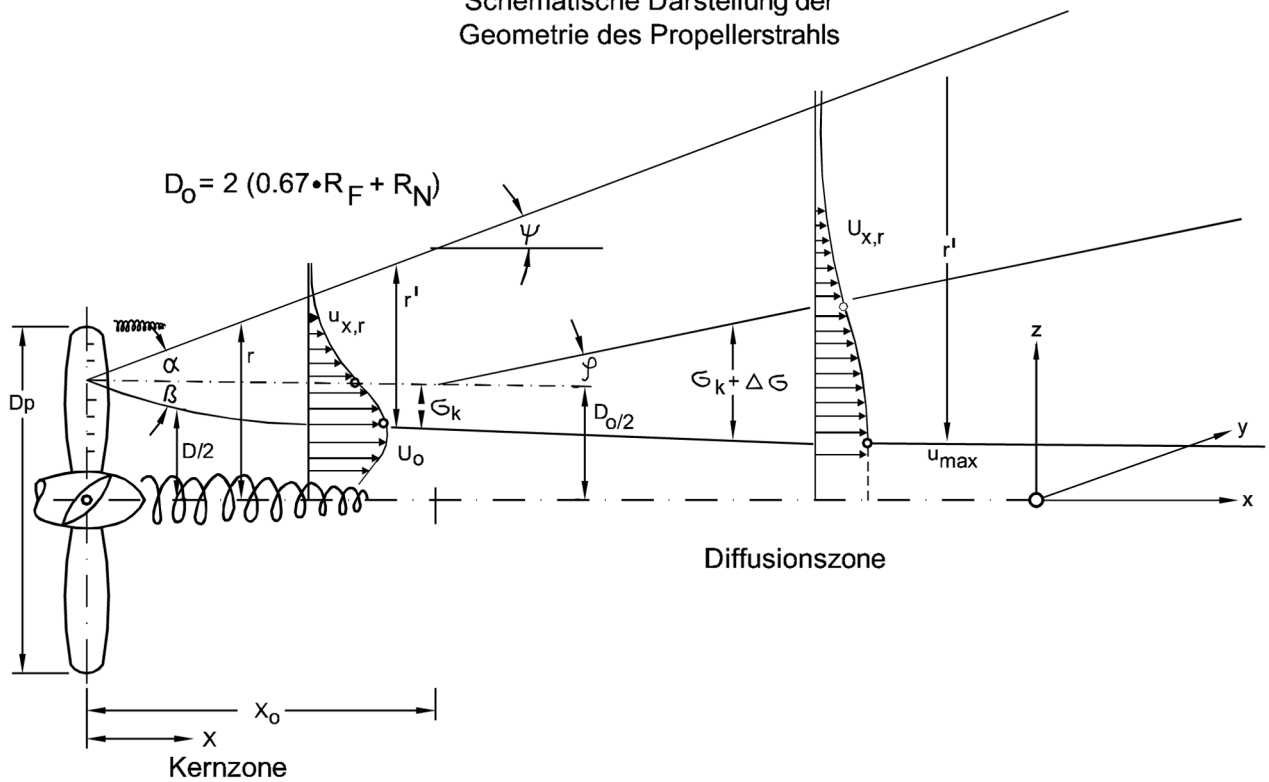


Bild 9: Vergleich von Frei- und Propellerstrahlentwicklung

Beim Propellerstrahl sind die entsprechenden Geschwindigkeitsverteilungen in der Kernzone:

$$u_{px,r} = (u_0 D_0) / (2(D_0/2) + 0,0807(x-x_0)) \cdot \exp(-1/2 (r+(D_0/2)((x/x_0)-1)) / ((D_0/2) + 0,0807(x-x_0))^2) \quad (4)$$

und in der Diffusionszone:

$$u_{px,r} = 1,5 u_0 (x/D_0) - 0,6 \cdot \exp(-1/2 (r - (0,3 D_0 (x/x_0)^{-0,3})) / ((D_0/2) + 0,0807(x-x_0) - (0,3 D_0 (x/D_0)^{-0,3}))^2) \quad (5)$$

Hierin sind  $u_0$  = Abstrahlgeschwindigkeit am Flügelaufpunkt des Propellers = zu berechnen nach Lerbs,  $D_0 = 2(0,67 R_F + R_N)$  mit  $R_F$  = Flügelradius und  $R_N$  = Nabenradius und  $x_0$  = Kernzonenzlänge des Propellerstrahls =  $2 D_0$ .

Propellerstrahlen breiten sich also unmittelbar nach Verlassen der senkrechten Propulsionsebene aus. Eine von den Schiffbauern propagierte Strahlkontraktion existiert nicht! Die Ausbreitung erfolgt sogar nach Verlassen der Flügelaufpunkte auf Grund der starken Energie-dissipation in radialer Richtung durch die Spitzenwirbel viel rascher als beim reinen tiefgetauchten rotations-symmetrischen Wasserstrahl. Der entsprechende Ausbreitungswinkel liegt bei  $18,8^\circ$ , also deutlich höher als beim Freistrahler / OEBIUS 1984, OEBIUS & SCHUSTER 1984/.

Parallel zu einem Gewässerboden wirkende Strahlen führen dann zu Erosionen, wenn sich die senkrechte Strahlebene mit der horizontalen Ebene des Bodens verschneidet (Bilder 10 und 11). Dies ist beim Propellerstrahl eher zu erwarten als beim Freistrahler. Wirken hingegen die Strahlen in einem Winkel zum Boden, kann der Freistrahler auf Grund seiner kompakteren Entwicklungslänge größere Erosionen hervorrufen.

Grundsätzlich ist das Ausmaß der Erosionen eng mit der Einwirkzeit des erodierenden Strahls verbunden (Bild 11). Je schneller das Schiff fährt, um so schneller gleitet auch der Propellerstrahl über die Sohle und um so kürzer ist die Einwirkzeit pro Fläche. Die größten Erosionen entstehen dann, wenn der Propeller bei gleichzeitigem Stillstand des Fahrzeugs mit höchster Belastung läuft, d. h. beim Standversuch oder beim Anfahren.

### 3 Erzeugte Erosionen

#### 3.1 Allgemeines

Schiffahrtsbedingte Erosionen können nur bei tiefenmäßig und/oder seitlich beschränktem Fahrwasser auftreten und entstehen sowohl durch die Verdrängungs- und Propellerströmungen des Schiffes, als auch durch die erzeugten Druckwechsel im primären und sekundären Wellensystem. Diese sind eine Funktion der geo-

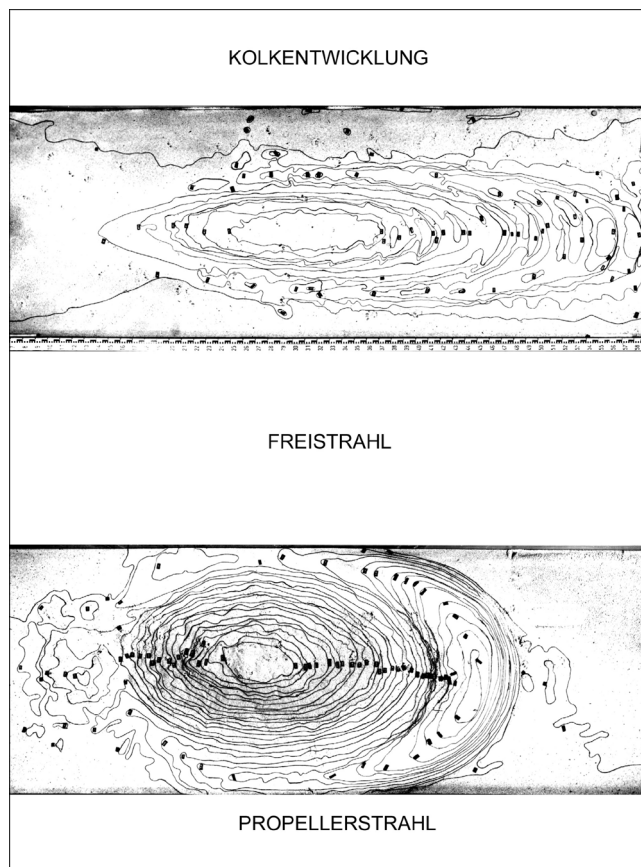


Bild 10: Vergleich von Frei- und Propellerstrahlerosionen

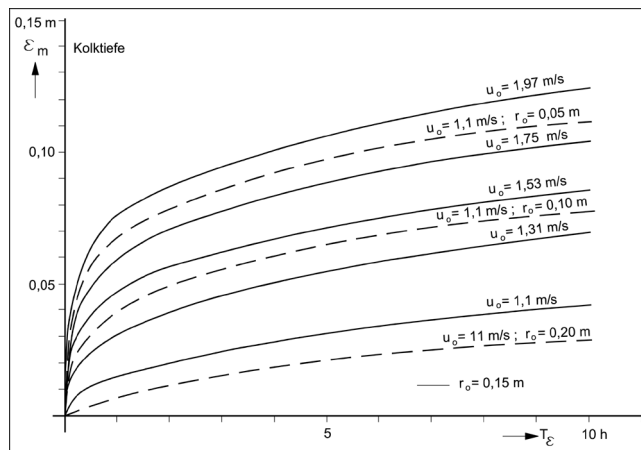


Bild 11: Kolk-tiefe als Funktion des Bodenabstands und der Einwirkzeit des Propellers

metrischen (tiefenmäßigen Beschränkung, Blockage-verhältnis  $n$ ), der hydrodynamischen (Froudesche Tiefenzahl, Fortschrittsgeschwindigkeit des Schiffes) sowie der sedimentologischen Randbedingungen des Fahrwassers. Grundsätzlich sind die Berandungen bestrebt, ein Gleichgewicht zwischen dem Strömungs-/Druckerzeuger, seiner Lage zu den Berandungen und der Stabilität der Berandungselemente herzustellen. Gelingt dies nicht, reagieren die Sohle und die Ufer so lange mit Sedimentumlagerungen, bis diese Balance erreicht wird. Vorbedingung für Erosionen ist also, dass an dessen Sohle und/oder Böschungen hydrodynamische

sche Zustände entstehen, die für die Stabilität der Grenzfläche Hydro-/Lithosphäre überkritisch sind. Sind (z. B. wegen Panzerung der Ufer und Sohle) keine Sedimentumlagerungen möglich, werden die Berandungen bestrebt sein, dem Schiff einen zum Kräftesystem neutralen Kurs aufzuzwingen.

Die Ermittlung von Erosionen an den Grenzflächen Gewässersohle oder Ufer kann grundsätzlich auf drei Arten erfolgen, und zwar

- durch Berechnung der Auskolkungen auf Grund einer mathematischen Beschreibung der Einflüsse aus der Verdrängungsströmung, dem Propulsionsorgan (aktives Vorgehen) und der Druckdifferenzen,
- durch Ermittlung der nach einem Einfluss aufgetretenen Veränderungen an der Grenzfläche Gewässersohle und/oder Ufer und Rückschluss auf die einwirkenden Kräfte (reaktives Vorgehen), sowie
- durch Messung dieser Einflussgrößen aus der Verdrängungsströmung, dem Propulsionsorgan und der Druckdifferenzen mittels spezieller Geräte (passives Vorgehen).

Die aktive Berechnung von Erosionen hängt von so vielen Randbedingungen der Sohle, der hydromechanischen Zustände und des Schiffskörpers ab, dass eine Vorausberechnung und Prognose solcher Erosionen universell kaum möglich ist. Das gilt auch für numerische n-D-Modelle.

Die reaktive Beurteilung und Prognose von Erosionen ist die z. Z. gängigste Methode und hat in Einzelfällen zu akzeptablen Prognosemodellen geführt /RÖMISCH 1990, FUEHRER & RÖMISCH 1977, BOUWMEESTER et al. 1977, v. d. KAA et al. 1985/. Eine Übertragung von Einzelmessergebnissen auf andere Verhältnisse ist aber nur in Ausnahmefällen zulässig.

Die dritte Methode hat bei der Messung der Druckdifferenzen zu guten Erfolgen geführt, hinsichtlich der Strömungen gab es bisher große Defizite. Hier steht jetzt ein Gerät zur Verfügung, auf das im Rahmen dieses Beitrags näher eingegangen wird.

## 3.2 Aktive Berechnung von Erosionen

### 3.2.1 Verdrängungsströmung

#### 3.2.1.1 Tiefenmäßig beschränktes Fahrwasser

Bei nur tiefenmäßig beschränkten Fahrwassern haben nur erzeugte Strömungen aus dem primären Wellenbild und der Propulsion eine Bedeutung. Druckdifferenzen werden in Strömung umgewandelt. Bei einspurigem Verkehr in der Hauptfahrrinne des Fahrwassers bildet sich dort eine Vertiefung aus mit Verlagerung des Sediments zu beiden Seiten. Bei zweisepurigem Betrieb

eines Fahrwassers entsteht auf jeder Seite eine solche Fahrrinne mit einer Auflandung in der Mitte, das bekannte W-Profil. Die Berechnung der Erosionen kann nach den gängigen Verfahren des Sedimenttransports erfolgen /SHIELDS 1936, MEYER-PETER & MÜLLER 1949, BAGNOLD 1966, EINSTEIN 1950, 1957/, vorausgesetzt, die Geschwindigkeitsverteilung der Verdrängungsströmung über die Tiefe ist bekannt. Diese hängt von der Geometrie des Schiffsunterbodens und der Bodenfreiheit des Kiels ("under keel clearance") ab.

Bei unendlich breitem, flachem Unterboden des Schiffes ist in erster Näherung die mittlere Verdrängungsströmungsgeschwindigkeit der Schiffsgeschwindigkeit proportional nur mit entgegengesetzter Strömungsrichtung. Außerdem kann von einer gleichmäßigen Verteilung der Strömung zwischen Gewässersohle und Schiffsboden ausgegangen werden, d. h. sie ähnelt vollständig einer turbulenten Rohrströmung mit Grenzschichtbedingungen an der Sohle und am Schiffskörper und vom Bug zum Heck zunehmender Grenzschichtdicke. Letztere bewirkt eine Zunahme der Geschwindigkeit zum Heck hin und ein Vertrimmen des Schiffskörpers in Längsachse. Die Amplitude der Frontwelle und der Sunk entlang des Schiffskörpers lassen sich in erster Näherung durch den Bernoulli-Ansatz

$$v_m = c_1 (g \cdot \Delta h)^{1/2} \quad (6)$$

berechnen mit  $\Delta h$  = Wasserspiegeldifferenz zwischen Aufstau und Sunk und  $c_1$  einer Konstanten, die den Einfluss des Squats charakterisiert (dieser engt den Abflussquerschnitt stärker ein, als er sich aus der Wasserspiegeldifferenz ergibt). Logarithmischen Grenzschichtverlauf angenommen, läßt sich nun nach HJULSTRÖM /1935/ (Bild 12) die dazugehörige, für den Sedimenttransport kritische Korngröße angeben. Unter diesen Bedingungen ist die Geschwindigkeitsverteilung von der Bodenfreiheit des Schiffes unabhängig und die kritische Sohlschubspannungsgeschwindigkeit, d. h. diejenige Geschwindigkeit, bei der das Sediment aus dem Verband gelöst und abtransportiert wird, eine Funktion der Druckdifferenz und der "Rohrreibung". Für die Ermittlung der Rauigkeitsanteile kann das MOODY-Diagramm /SCHLICHTING 1965/ herangezogen werden.

Andererseits läßt sich bei Kenntnis der autochthonen Korngröße diejenige kritische Schiffsgeschwindigkeit definieren, bei der ein Sedimenttransport zu erwarten ist.

Auch unter realen Bedingungen mit relativ schmalen Schiffsunterböden im Vergleich zur Fahrwasserbreite und unterschiedlichen Rauigkeiten an der Schiffsaußenhaut und an der Gewässersohle treten Strömungsverteilungen auf, die denen von Rohrströmungen gleichen /FUEHRER & RÖMISCH 1977, BOUWMEESTER et al. 1977/. Dennoch können die Stromfäden auch seitlich ausweichen, sodass für die Verdrängungsströmung ein viel größerer Querschnitt zu Verfügung steht.

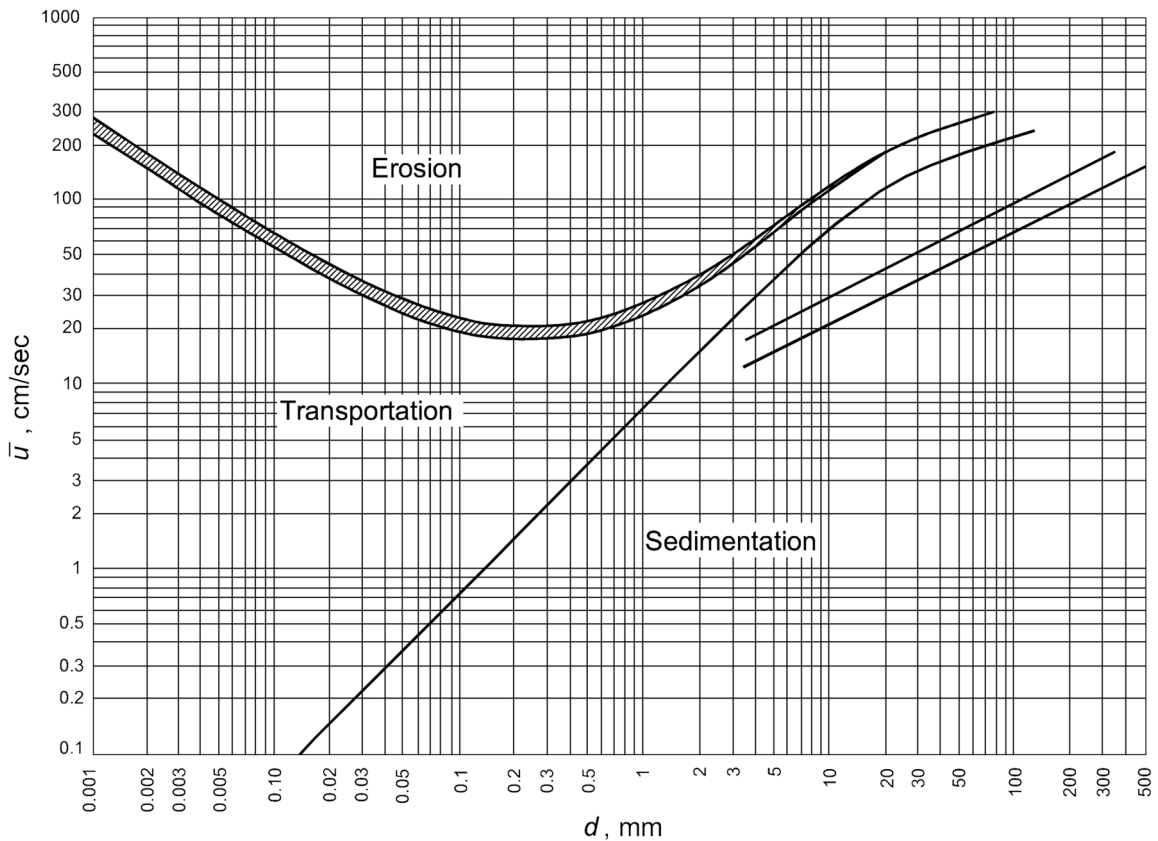
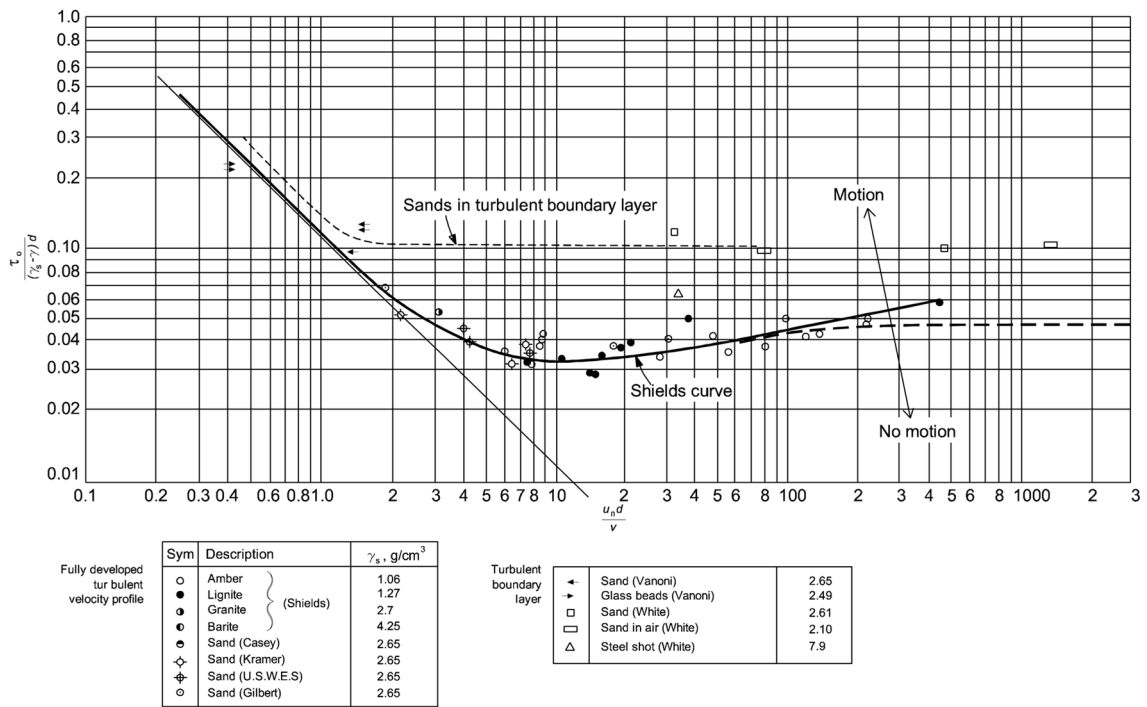


Bild 12: Sedimenttransportdiagramme nach Shields und Hjulström

Die sich dann einstellende Geschwindigkeitsverteilung und vor allem die für Erosionen maßgebliche kritische Sohlschubspannungsgeschwindigkeit lassen sich nicht mehr problemlos vorausberechnen. In letzter Zeit haben CFD-Programme (Computerized Fluid Design) weitere Möglichkeiten eröffnet, sie müssen jedoch kalibriert werden.

Ist die Strömungsverteilung bekannt, kann die entsprechende Sohlschubspannungsgeschwindigkeit errechnet werden, die wiederum über semiempirische Sedimenttransportansätze /ZANKE 1982/ Lösungen zur Abschätzung von Erosionen an der Gewässersohle ermöglicht. Zu berücksichtigen hierbei bleibt der Geltungsbereich der einzelnen Ansätze, besonders hinsichtlich der Korngrößenverteilungen.

### **3.2.1.2 Tiefenmäßig und seitlich beschränktes Fahrwasser**

Bei auch seitlich beschränktem Fahrwasser wird primär das seitliche Ausweichen der Stromfäden unter dem Schiffskörper behindert. Dabei stellt auch die seitliche Begrenzung eine Spiegelebene dar, an der die Verdrängungsströmung reflektiert wird, und zwar umso vollständiger, je steiler die Uferwände sind. Die Form der Begrenzung bestimmt das sich schließlich einstellende Profil. Gleichzeitig beeinflusst die Rauigkeit der Ufer die Entwicklung der Grenzschicht und damit auch der Strömungsverteilung im Fahrwasserquerschnitt. Wie diese unter dem Schiffsboden und seitlich des Schiffskörpers schließlich aussieht, ist eine Funktion des Blockageverhältnisses  $n$ , der Form des Schiffsunterbodens, der Fahrtgeschwindigkeit des Schiffes, dessen Mittigkeit, der Bodenfreiheit, der Grenzschichtdickenverteilung und der Morphologie der Gewässersohle. Eine exakte, allgemeingültige Vorausberechnung oder numerische Simulation der Umströmung des Schiffskörpers und der Strömungsverteilung unter diesen vielschichtig interagierenden Bedingungen ist sehr schwierig und experimentell nicht abgesichert.

Außerdem können nun auch Fluktuationen des freien Wasserspiegels infolge primären und sekundären Wellensystems die Uferzonen erodieren oder dort zu Änderungen der Stabilitätsbedingungen führen.

Senkrechte Uferbefestigungen spiegeln die Verdrängungsströmung wie Gewässersohlen, d. h. die sich seitlich einstellende Geschwindigkeitsverteilung ähnelt in erster Näherung auch hier der einer turbulenten Rohrströmung, wobei hierzu die Geometrie des Hauptspant- und des Gewässerquerschnitts kongruent und mittig zueinander angeordnet sein müssen. Unter spiegelsymmetrischen Bedingungen des Schiffskörpers und des Fahrwasserquerschnitts stellt sich eine vertikal-symmetrische Geschwindigkeitsverteilung ein, die das Schiff auf mittigem Kurs hält (Rohrpost). Die freie Oberfläche läßt aber auch hier ein Ausweichen der Stromfäden zu den Seiten hin zu (Reibungseinfluss). In allen

anderen Fällen beeinflussen die unterschiedlichen Geometrien, die freien Oberflächen und die Außermittigkeit auch vertikale Veränderungen des Umströmungsprofils, die zu einseitigen Kursänderungen des Schiffes oder einseitigen Sedimentumlagerungen führen können.

Die Reaktionen des freien Wasserspiegels (Schwall und Sunk) auf das primäre Wellensystem und die Geschwindigkeitsverteilung äußern sich in Niveauänderungen direkt an und entlang den senkrechten Uferwänden. Diese müssen einerseits die Sogbelastung der örtlich erhöhten Geschwindigkeit aus der Druckdifferenz des primären und sekundären Wellensystems, andererseits den Wellenschlag kompensieren.

An geneigten Böschungen kann die Verdrängungsströmung nicht direkt gespiegelt werden, da für die Reflexionsrichtung in erster Näherung die Regel vom Einfallswinkel = Ausfallswinkel gilt. Die Quell-/Senkenströmung des primären Wellensystems bewirkt daher auf die Ufer zu und von ihr weg gerichtete Strömungskomponenten (den sog. "wash"), die in Form einer Welle mit Schiffsgeschwindigkeit am Ufer entlang laufen. Außerdem induziert die Energierückgewinnung der Heckwelle eine Strömung in Fortschrittsrichtung des Schiffes. Interferiert diese mit den transversalen und divergenten Wellen des primären Wellensystems, kann ein Wirbel am Ufer entstehen, der sich ebenfalls mit Fortschrittsgeschwindigkeit des Schiffes bewegt. Beide Strömungserscheinungen besitzen hohe Schubspannungsgeschwindigkeiten und daher hohes Erosionspotenzial /HUBER & WEISS 1986, OEBIUS 1997/.

Gleichzeitig beeinflusst dieses seitliche Strömungsprofil auch die Unterströmung des Schiffes in einer Weise, dass sie als Funktion der Form des Schiffsunterbodens, der Fortschrittsgeschwindigkeit, der Quell-/Senkenentwicklung und der Außermittigkeit des Kurses nicht mehr vorhersagbar ist. Zwar sind aus Feld- und Laboruntersuchungen prinzipiell die Tendenzen der Strömungsentwicklung bekannt /SCHÄLE 1977, FELKEL & STEINWELLER 1973/, doch lassen sich daraus quantitativ keine Verteilungen ableiten.

Hub und Sunk des primären Wellensystems erzeugen am Ufer Druckdifferenzen, die mit dem Porenwasser des gesättigten Bodens interagieren. Dadurch können Strömungen im Boden induziert werden, deren Intensität von der Frequenz und Amplitude der Welle, der Permeabilität der Böschung, der Dichte des Bodens und dessen Filterwirkung abhängen. Die Interaktionen Kanalwasser - Grundwasser sind mittlerweile hinlänglich gut erfassbar /v.d.KAA et al. 1985/.

Treffen die laterale Welle und der Auflauf der Rückströmung aus der Energierückgewinnung mit dem sekundären divergenten Wellenbild des Schiffes direkt in der Uferlinie zusammen, kann die Überlagerung beider Systeme zum Aufsteilen und Brechen der Welle führen, den sog. Rollbrecher. Dessen Energie wird auf klei-



### 3.2.3 Wellensystem

Vorbedingung für das Auftreten von schiffahrtserzeugten, differenzdruckbedingten Erosionen ist das Vorhandensein solcher Druckpotenziale an den Berandungen. Diese entstehen als Folge des primären und sekundären Wellensystems und äußern sich einerseits in wassergesättigten Böschungen durch die Induktion von Porenwasserströmungen, die die Standsicherheit der Böschungen negativ beeinflussen können, andererseits in einem Druckschlag beim Brechen der Wellen am Ufer. Dabei wird kinetische Energie auf kleinem Raum umgesetzt. Für die aktive Ermittlung von durch Wellen am Ufer erzeugten Erosionen gilt das unter 3.2.1.2 Gesagte.

### 3.3 Reaktive Beurteilung und Vorhersage von Erosionen

#### 3.3.1 Verdrängungsströmung

Auch die reaktive Prognose von schiffahrtserzeugten Erosionen bedingt die Kenntnis der Geschwindigkeitsverteilung der Verdrängungsströmung sowie der sedimentologischen Parameter der Fahrwassersohle und -böschungen. Da erstere Information nicht direkt gewonnen werden kann, muss sie anhand der erzeugten Erosionen ermittelt werden. Letztere Informationen sind in der Regel durch Probenahme zu akquirieren oder sind durch die Baumaßnahme bekannt.

Basis für eine reaktive Beurteilung ist außerdem die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen der erzeugenden Kraft und der bewirkten Erosion. Für Lockermaterialien kleiner Korngröße bis 6 cm und bei feinsandigen bindigen Böden sind die erforderlichen kritischen Schubspannungen für das Erzeugen von Erosionen bekannt /SHIELDS 1936, BAGNOLD 1966; EINSTEIN 1950, 1957/. Für Wasserbausteine z. B. existieren solche Zusammenhänge noch nicht.

Untersuchungen der FAS, Berlin, zufolge kann eine Beziehung zwischen dem Blockageeffekt und der Verdrängungsströmung hergestellt werden. FUEHRER & RÖMISCH /1977/ schlugen zwei Verfahren vor, die Strömungsverhältnisse unter einem Schiff zu beschreiben.

Zum einen gingen sie davon aus, dass sich eine relativ deutliche Trennung zwischen der tiefenmäßigen und der seitlichen Beschränkung einstellt und dass sich beide Einflüsse nur unwesentlich mischen. Für den Verdrängungsanteil unter dem Schiffskörper schlugen sie daher vor, eine Beziehung zwischen dem der Schiffsgeschwindigkeit  $v_s$  und der Verdrängungsströmungsgeschwindigkeit  $v_r$  der Form

$$\alpha_0 v_0 h = v_r (h - (h_T - \Delta h_T)) < 1 \quad (7)$$

mit  $\alpha_0$  = Korrekturfaktor,  $v_0$  = Schiffsgeschwindigkeit,  $v_r$  = Verdrängungsgeschwindigkeit,  $h$  = Wassertiefe,  $h_T$  = Tauchtiefe des Schiffskörpers und  $\Delta h_T$  = Squat des Schiffes zu verwenden.

Für den Korrekturfaktor  $\alpha_0$  ermittelten sie empirisch den Zusammenhang

$$\alpha_0 = (h/n(h - T))((1.11/n) - 5,25(1/n)^{3,2}) \quad (8)$$

Dieser Ansatz hat den Nachteil, dass er aus Untersuchungen in künstlichen Kanälen und mit verkleinerten Schiffmodellen gewonnen wurde. Unter realen Bedingungen ist nicht mit einer eindeutigen Zuordnung der Strömung unter dem Schiffskörper und um ihn herum zu rechnen, ein Einfluss, den die FAS auch bemerkte.

Zum anderen benutzten sie wie KREITNER /1934/ die kritische Geschwindigkeit bei  $v_{krit}$  der Froudeschen Tiefenzahl = 1 als Maßstab für die Ermittlung der Umströmung. Hier schlug RÖMISCH /1990/ vor, den Zusammenhang zwischen dem Blockageverhältnis  $n$  und der kritischen Unterströmungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  in Abhängigkeit von der Kanalform in der in Bild 15 Weise aufzutragen, wobei er von folgender Beziehung ausging:

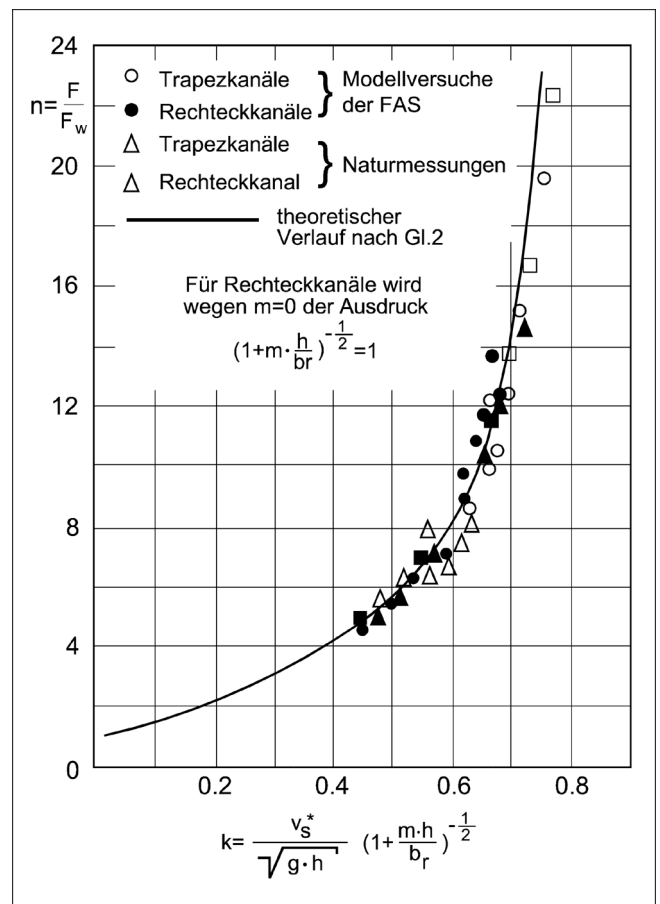


Bild 15: Zusammenhang zwischen Blockageverhältnis und Verdrängungsströmung

$$(k^2)^3 + (k^2)^3 6(1-(1/n)) + (k^2) 12(1-(1/n))^2 - 27 + 8(1-(1/n))^3 = 0 \quad (9)$$

mit  $k = v_{krit} / (g \cdot h)^{1/2}$  und  $n =$  Blockageverhältnis = benetzter Kanalquerschnitt zum benetzten Hauptspantquerschnitt des Schiffes. Dieser, für Rechteckquerschnitte gültige Ansatz kann durch Einsetzen der mittleren Wassertiefe  $h_m = h(1 + m(h/B))^{-1}$  statt der realen Wassertiefe  $h$  in der Froudezahl auch für andere Querschnitte nutzbar gemacht werden.

Dieser Ansatz hat den Nachteil, dass er die kritische Unterströmungsgeschwindigkeit (Übergang Strömen - Schießen) benutzt, die möglicherweise stark von der kritischen Erosionsgeschwindigkeit abweicht. Darüber hinaus geht auch sie von ebenen Strömungszuständen unter dem Schiffsboden aus, einem Ansatz, der gerade bei Außermittigkeit des Kurses oder Sohlunebenheiten nicht mehr haltbar ist.

Dennoch kann in erster Näherung der folgende, von RÖMISCH /1990/ vorgestellte einfache Ansatz gelten.

$$V_r = ((F_w + \Delta h \cdot b_m) / (F_s - (F_w + \Delta h \cdot b_m))) v_0 \quad (10)$$

mit  $\Delta h =$  seitlicher Spiegelabsenkung des Schiffes. Für vorhandene Flächenverhältnisse läßt sich nun graphisch-analytisch durch Einsetzen verschiedener  $\Delta h$  eine Kurve  $v_r = f(v_0)$  darstellen, aus der sich die gesuchte mittlere Unterströmungsgeschwindigkeit  $v_r$  bei gegebener Fortschrittsgeschwindigkeit  $v_0$  ablesen läßt.

Daraus läßt sich nun wiederum nach Hjulström der zugehörige kritische Korndurchmesser des Sohlsediments ableiten.

### 3.3.2 Propulsionsorgan

Um die unter 3.2 genannten Schwierigkeiten zu umgehen, haben FUEHRER & RÖMISCH /1977, 1990/ ein Verfahren vorgeschlagen, das auf die aktive Berechnung verzichtet und statt dessen mit empirischen Werten arbeitet. Sie empfehlen, die induzierte Propellerstrahlströmung nach dem Ansatz

$$v_p = 1,6 f D_p (K_T)^{1/2} (2 v_A / v_0 + 1)^{-0,5} \quad (11)$$

zu berechnen mit  $f =$  Propellerdrehzahl,  $D_p =$  Propellerdurchmesser,  $K_T =$  Schubbeiwert des Propellers  $\approx 0,4$ ,  $v_A =$  Anströmgeschwindigkeit des Propellers  $= v_0 (1-w)$ ,  $w =$  Nachstromziffer  $\approx 0,8$  und  $v_0 =$  Fortschrittsgeschwindigkeit.

Dieser Ansatz ist zwar vom schiffstechnischen Standpunkt her zu stark vereinfacht, bietet aber brauchbare Werte für eine erste Abschätzung. Die Richtwerte eingesetzt läßt er sich weiter vereinfacht schreiben:

$$v_p = 0,95 f D_p ((0,4 v_0 / v_p) + 1)^{-0,5} \quad (12)$$

Die Strahlausbreitung kann durch die Beziehung

$$v_{px,y} = v_p (\beta (h_z/D) - 1 (1 - (v_0/n D))) \quad (13)$$

ermittelt werden mit  $v_{px,y} =$  lokale Geschwindigkeit,  $\beta =$  Faktor, der die Heckform charakterisiert ( $= 0,42$  bei Heck ohne Zentralruder;  $= 0,71$  bei Heck mit Zentralruder und  $= 0,25$  bei Tunnelheck) und  $h_z =$  Sohlabstand der Propellernabe.

Aus der ermittelten Sohlgeschwindigkeit kann dann wieder nach Hjulström die dazugehörige kritische Korngröße des Sohlmaterials errechnet werden.

### 3.3.3 Wellensystem

Für den Einfluss des Wellensystems gilt das unter 3.2.3 Gesagte.

### 3.4 Passive Ermittlung des Einflusses von Verdrängungs- und Propellerstrahlströmung

Der Einfluss der durch den Schiffsverkehr erzeugten Strömungen läßt sich auch auf passivem Wege messtechnisch direkt an der Gewässersohle und/oder an den Ufern erfassen. Hierzu kann u. a. ein Schubspannungsmesser benutzt werden, wie er z. B. in der VWS entwickelt wurde (Bild 16). Dieses Gerät wird direkt auf der

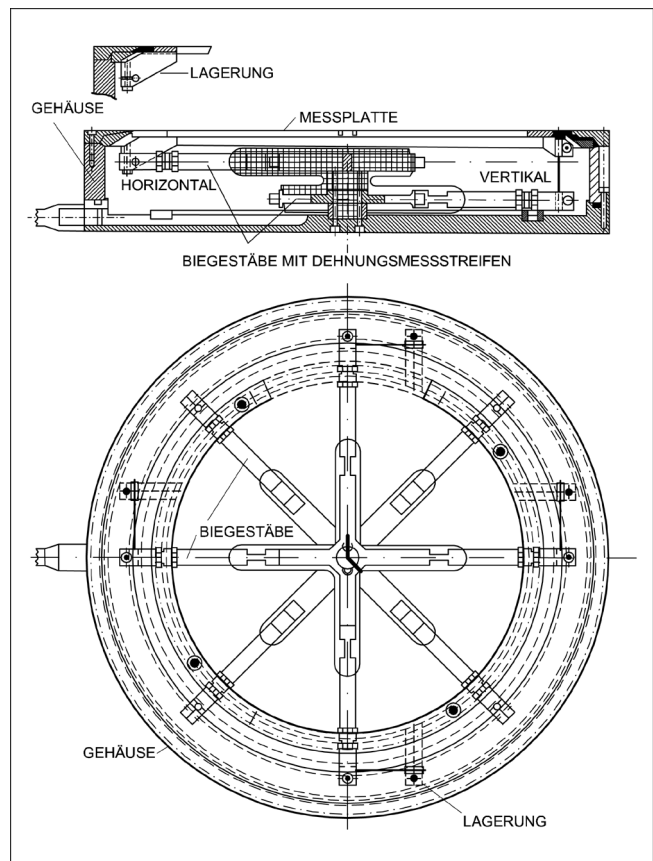


Bild 16: Schematische Darstellung des Schubspannungsmessers

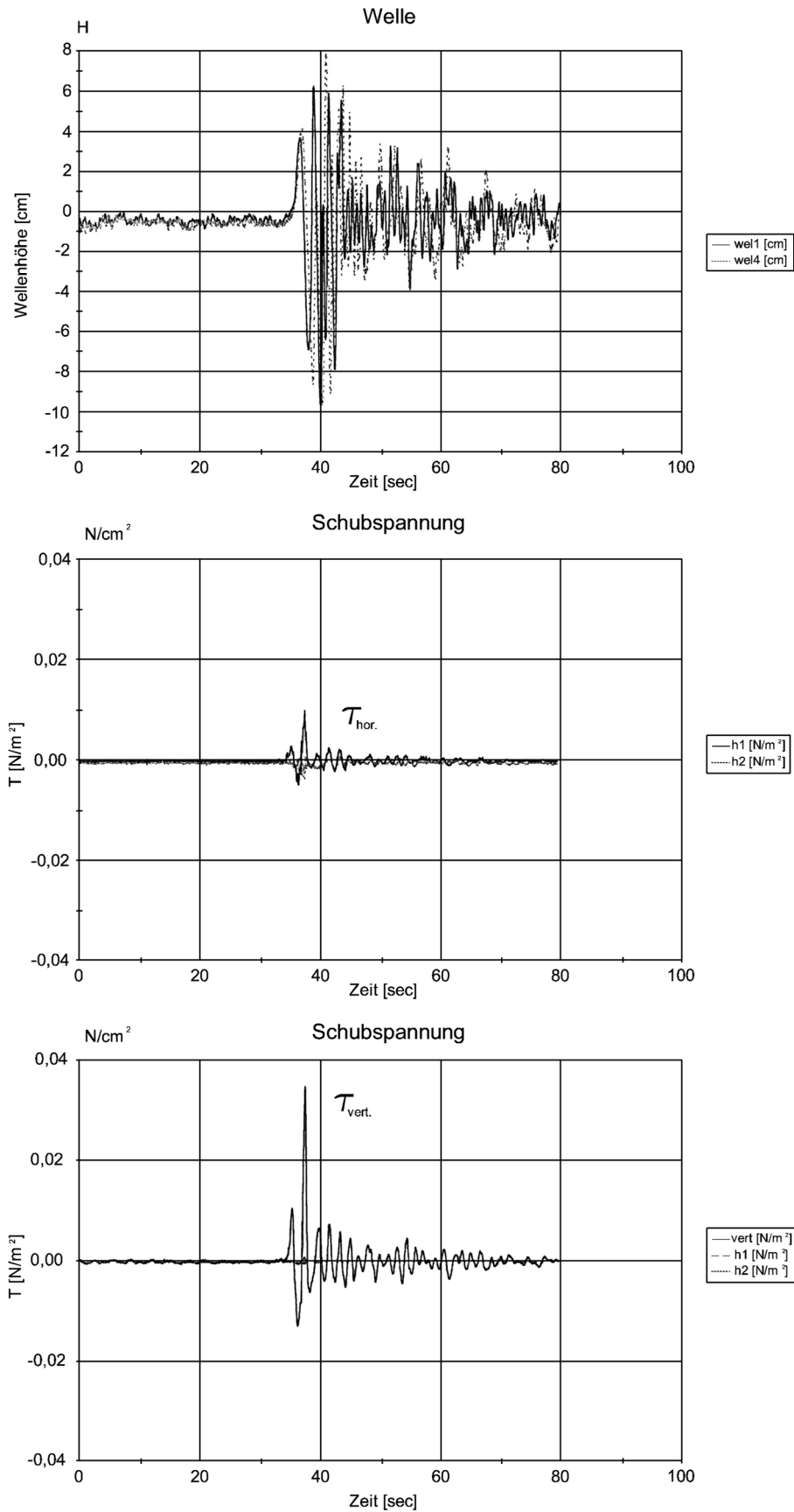


Bild 17: Gemessene schiffserzeugte Strömungen im Spreewald

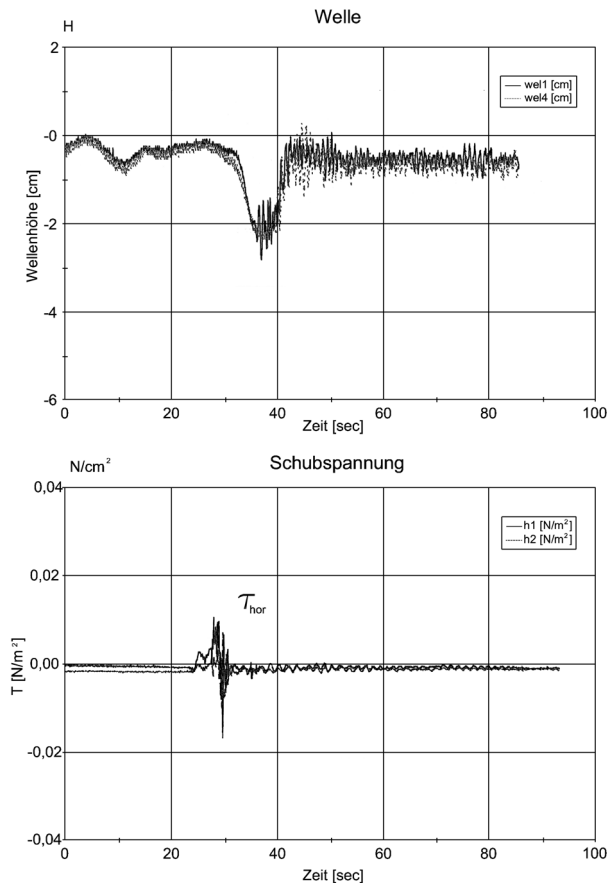


Bild 18: Gemessene schiffserzeugte Strömungen in der Spree

Gewässersohle abgesetzt und misst die an der Grenzschicht Wasser/Sediment wirkenden Strömungskräfte. Über ein Kalibrierungsprogramm können diese Kräfte Schubspannungen gleichgesetzt werden, die wiederum in einem Verhältnis zu den zu erwartenden Erosionen stehen.

Dieses Gerät hat sich mittlerweile am Rhein, an der Spree und im Spreewald hervorragend bewährt und Messergebnisse gebracht, die weit über den Erwartungen lagen. Zwei Beispiele aus der Spree und aus dem Spreewald (Bilder 17 und 18) zeigen deutlich den Einfluss der Verdrängungs- und den der Propellerströmung in ihren Anteilen bei Revierfahrt eines Schubverbandes und eines Motorkahns.

In der Spree führten die Untersuchungen zu einer speziellen Panzerung der Tunneldecke eines Fußgängertunnels unter der Spree hindurch mit Wasserbausteinen. Die nur 60 cm unter Sohlniveau liegende Tunneldecke wäre sonst von den Schiffspropellern freigespült worden. Neuere Erkenntnisse am Mittellandkanal stellen die Wirksamkeit dieser Maßnahme in Frage.

Die Untersuchungen im Spreewald dienen der Frage, ob auf einigen Vliesen Motorbootverkehr zugelassen

werden dürfe. Sie führten zu der Empfehlung, auf den schmalen und flachen Vliesen kraftstoffgetriebene Motoren zu verbieten. Elektromotoren bis zu 1 kW Leistung wären jedoch akzeptabel. Dagegen zeigten sich überraschend starke Erosionen durch Paddelboote.

## Literatur

- BAGNOLD, R. A. (1966): „An Approach to the Sediment Transport Problem at High Subcritical Speeds“, Journ. Royal Aeron. Soc., vol. 18, pp. 534.
- BONNEFILLE, R. (1963): „Essais de synthèse des lois de debut d'entraînement des sediment sous l'action d'un courant en regime continué“, Electr. de France, Chatou, Bull. du centre de recherche et d'essais, no. 5, pp. 67.
- BOUWMEESTER, J.; E.J.van de KAA; H.A. NUHOFF; R.G.J. van ORDEN (1977): „The behaviour of waterway vessels and ocean going ships during transit, overtaking and passing in canals and channels of limited width and depth, taking into account the increase in their size and speed. The extent of the damaging effect on banks and bottoms. The means of prevention and correction.“, 24. Int. Schiffahrtskongreß, Leningrad, Sect. 1, Subj. 3, 139 ff
- BROWN, C.T. (1984): „Flexible Revetments - Theory and Praxis“, Proc. Conf. on Flexible Armoured Revetments Incorporating Geotextiles“, London, 29.-30.3.
- DETTE, H.-H. (1974): „Über Brandungsströmungen im Bereich hoher Reynoldszahlen“, Mitt. Leichtweiß-Inst., TU Braunschweig, Heft 41
- EINSTEIN, H. A. (1942): „Formula for the transportation of bed-load“, Trans. ASCE, vol. 100, pp. 561.
- EINSTEIN, H. A.; S. A. I. SAMUI (1949): „Hydrodynamic Forces on Rough Walls“, Rev. Modern Phys., Vol. 21, pp. 520.
- EINSTEIN, H. A.; B. BANKS (1950): „Fluid Resistance of Composite Roughness“, Trans. Amer. Geoph. Union, vol. 31, no. 4, pp. 603.
- EINSTEIN, H. A. (1950): „The bed-load function for sediment transportation in open channel flow“, US Dept. of Agriculture, Soil Conserv., Techn. Bull., no. 1026, Wash.DC.
- EINSTEIN, H. A. (1955): „Effects of heavy sediment concentration near the bed on the velocity and sediment distribution“, Univ. Southern Calif., Ser. 33, Issue 2, pp. 29
- EINSTEIN, H. A. (1957): „Geschiebetrieb als Wahrscheinlichkeitsproblem“, Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich, no. 28
- FELKEL, K.; STEINWELLER, H.: (1973): „Strömung, Druck und Geschiebebewegung unter Binnenschiffen bei Niedrigwasser“, Zeitschrift für Binnenschiffahrt, Nr. 1, S. 24 - 29
- FELKEL, K.; H. STEINWELLER (1973): „Druck und Strömung unter im Kanal fahrenden Schiffen“, Schiff und Hafen, 25, Nr. 8, S. 691 - 696

- FÜHRER, W.; K. RÖMISCH (1977): „Effects of modern ship traffic on inland and ocean waterways and their structures“, 24. Internationaler Schiffahrtskongreß, Leningrad, S. 1 - 3
- HANSEN, U.A. (1985): „Wasserbausteine im Deckwerksbau“, Verlag Boysen & Co, Heide
- HJULSTRÖM, F. (1935): „The Morphological Activity of Rivers as Illustrated by River Fyris“, Bull. Geol. Inst. Uppsala, vol. 25, chapt. III.
- HUBER, A.; H. W. WEISS (1986): „Wellenerosion am Rhein“, Wasser, Energie, Luft – eau, énergie, air, 78, Heft 9, 205 ff
- HUDSON, R.Y. (1959): „Laboratory Investigations of Rubble-Mound Breakwaters“, ASCE. Journ. of Waterways and Harbours, 96, WW-2
- v.d. KAA, E.J.; M.T. de GROOT; E. v. HIJUM; K.W. PILARCZYK; J. STRUIP; H.J. VERHEJ (1985): „Erosion Control of Navigation Embankments“, 26. Internationaler Schiffahrtskongreß, Leningrad, S. 1 - 3
- KNIEß, H.-G. (1977): „Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau, Teil 1: lose Steinschüttungen“, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 42
- KREITNER, J. (1934): „Über den Schiffswiderstand auf beschränktem Wasser“, Werft, Reederei und Hafen, 15, 7
- KREY, H.D. (1911): „Modellversuche über den Schiffahrtsbetrieb auf Kanälen“, VDI-Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 107
- Kuratorium für das Küsteningenieurwesen KFKI (1981): „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981“, „Die Küste“, Archiv für Forschung und Technik an Nord- und Ostsee, Verlag Boysen & Co, Heide
- MEYER-PETER, E.; R. MÜLLER (1949): „Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs“, Schweizerische Bauzeitung, vol. 67, no. 3.
- MOODY, L. F. (1944): „Friction Factors for Pipe Flow“, Trans. ASME, no. 11.
- OEBIUS, H. U. (1976): „Analytische und experimentelle Untersuchungen der Auswirkung von Flachwasserwellen auf die Reststromkomponente am Meeresboden“, Mitt. Vers.-Anst. f. Wasserbau u. Schiffbau, Berlin, Ber.-Nr. 764/76.
- OEBIUS, H. U. (1982): „Entwicklung eines Gerätes zur Ermittlung wellen- und strömungsinduzierter Schubspannungen an einer Gewässersohle“, Mitt. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Ber.- Nr.956/82.
- OEBIUS, H. (1984): „Loads on beds and banks caused by ship propulsion systems“, Conf. on Flexible Armoured Revetments, London, 29. - 30.3.
- OEBIUS, H.; S. SCHUSTER (1984): „Sohlerosion durch Schiffspropeller“, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Ber.-Nr. 987/84
- OEBIUS, H. U. (1992): „Circulation and Sediment Transport on Sand-Banks in European Shelf Seas – Part: Development of a Shear Stress Meter“, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Ber.-Nr. 1208/92
- RÖMISCH, K. (1969): „Erreichbare Fahrgeschwindigkeit und Tauchung eines Schiffes auf flachem Wasser – ein Beitrag zur optimalen Bemessung von Binnen- und Seewasserstraßen“, Mitteilungen der FAS, H. 24
- RÖMISCH, K. (1990): „Hydrodynamische Effekte fahrender Schiffe in Binnenkanälen“, Mitt. des Franzius-Inst., Hannover, H. 70, 295 ff
- SCHÄLE, E. (1977): „Beanspruchung und Veränderung der Fahrwasserbegrenzung durch die Schifffahrt“, Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen 7, 16 ff
- SCHLICHTING, H. (1965): „Grenzschichttheorie“, Verlag G. Braun, Karlsruhe
- SCHUSTER, S. (1954): „Untersuchung über Strömungs- und Widerstandsverhältnisse bei der Fahrt von Schiffen auf beschränktem Wasser“, Jahrbuch der STG, 52. Bd.
- SHIELDS, A. (1936): „Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung“, Mitt. d. Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, No. 26, Berlin.
- ZANKE, U. (1982): „Grundlagen der Sedimentbewegung“, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

# Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung

DIPL.-ING. JOACHIM ZÖLLNER, VERSUCHSANSTALT FÜR BINNENSCHIFFBAU

## 1 Einleitung

Im Jahr 1957 wurde eine Arbeit von Helm („Stand der technischen Entwicklung im Binnenschiffbau“, HANSA, Heft 27/28, 1957) in der Fachzeitschrift HANSA veröffentlicht. Darin heißt es: „Wenn man die Entwicklung der Binnenschifffahrt ..... betrachtet und feststellt, in welchem Maße die Größe der Antriebsleistungen und die Schiffsabmessungen seither zugenommen haben, dann muss man berücksichtigen, dass diese Entwicklung nicht allein durch die technischen Fortschritte im Schiffs- und Maschinenbau und durch die wirtschaftliche Entwicklung des Transportwesens ermöglicht wurde, sondern dass erst der Ausbau der Wasserstraßen eine Schifffahrt mit den heute gebräuchlichen Schiffstypen ermöglicht hat“.

Die damaligen Schiffstypen waren in Klassen eingeteilt:

Klasse I Peniche

L x B x T = 38,5 m x 5,0 m x 2,2 m  
Zuladung 300 t

Klasse II Kempenaar

L x B x T = 50,0 m x 6,6 m x 2,5 m  
Zuladung 600 t

Klasse III Dortmund-Ems-Kanal-Kahn

L x B x T = 67,0 m x 8,2 m x 2,5 m  
Zuladung 1000 t

Klasse IV Rhein-Herne-Kanal-Kahn

L x B x T = 80,0 m x 9,5 m x 2,5 m  
Zuladung 1350 t

Klasse IV Rheinkahn

L x B x T = 95,0 m x 11,5 m x 2,7 m  
Zuladung 2000 t

Der ladungsspezifische Widerstand (Widerstand pro Ladungstonne) stellte sich im Verhältnis zum Rheinkahn wie folgt dar:

Typ	L/B	Widerstand/Ladungstonne [%]
Rheinkahn	8,25	100
Rhein-Herne-Kanal-Kahn	8,40	105
Dortmund-Ems-Kanal-Kahn	8,20	120
Kempenaar	7,60	215
Peniche	7,70	360

Es ist zu erkennen, dass das größere Schiff einen kleineren ladungsspezifischen Widerstand aufweist.

Bis zur heutigen Zeit haben sich die Schiffe nochmals vergrößert. Das wird auch durch die Betrachtung der im Mittel pro deutschem Schiff in Deutschland beförderten Ladungstonnen verdeutlicht (aus „Binnenschifffahrt in Zahlen 1998“, BdB und BdS).

Jahr	Ladungsmenge pro Jahr Mio [ t ]	Ladungsmenge pro Schiff und Jahr [ t ]	Transportleistung pro Schiff und Jahr Mio [tkm]
1960	103,4	13434	3,6
1970	137,4	20310	5,2
1980	126,4	30996	8,8
1990	102,7	34348	10,7
1996	92,8	29786	9,4

## 2 Wechselwirkung Schiff - Wasserstraße

Auf Grund des Wasserstraßenausbaus wurde die Binnenschifffahrt in die Lage versetzt, mit größeren Schiffen schneller zu fahren als vor den Ausbaumaßnahmen. Die Stabilisierung der Wassertiefen z. B. schuf eine Grundlage, um die Schiffe länger, d. h. an mehr Tagen im Jahr, zu betreiben. Ein weiterer Faktor war die Umschlagbeschleunigung, die auch heute ein aktuelles Thema ist. Schlussendlich haben auch schiffbauliche Maßnahmen zur Steigerung der Effizienz des Schifftransports beigetragen.

Bis auf die Umschlagbeschleunigung üben die oben genannten Maßnahmen einen Einfluss auf die Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße aus. Die Verdrängungsströmung um ein Schiff wächst mit der Vergrößerung der Hauptabmessungen und mit der Annäherung des Schiffsbodens an die Flusssohle.

In der Ansicht von oben stellt sich die Schiffsumströmung so dar, dass im Bugbereich ein Stau beobachtet wird, im Bereich des parallelen Mittelschiffs Übergeschwindigkeiten herrschen und am Achterschiff der Heckstau sowie Strömungsablösung wirken.

## 3 Welche schiffbaulichen Maßnahmen gibt es?

Die Einflüsse auf die Flusssohle werden reduziert, wenn der Verlauf der Schiffsumströmung gleichmäßig wird. Das heißt, es sollten schmale Schiffsenden und weiche Übergänge zum Hauptspant gewählt werden. Dieses ist gleichzeitig verbunden mit einer Verbesserung des Leistungs-Geschwindigkeitsverhaltens (Propulsionsverhalten).

### 3.1 Bugbereich

Im Jahr 1937 wurde bei dem Motorschiff „Rhenus 92“ der Antrieb mit zwei Bugschrauben, die in Kortdüsen liefen, realisiert. Ziel war, die Bugwellenhöhe (Bugstau)

zu reduzieren, was auch erreicht wurde. Nachteilig war offensichtlich das Schadenspotenzial durch Treibgut, denn diese Entwicklung wurde nicht weitergeführt.

Schlanke Bugformen wurden in den 50er-Jahren häufig gebaut. In den 60er- und 70er-Jahren wurden zunehmend völligere Bugformen eingesetzt, da diese eine größere Tragfähigkeit ermöglichten. Beispielhaft seien die Pontonbugformen wie beim Schubleichter zu erwähnen. Nach den Ölkrisen der 70er-Jahre wurde in den 80er-Jahren die Bugform wieder in der üblichen Stevenform ausgeführt.

Bugwülste wurden zu Ende der 80er-Jahre hinsichtlich ihres widerstandsmindernden Einflusses bei Binnenschiffen im Modellversuch überprüft. Es gab dabei auch positive Ergebnisse, jedoch bei engefassten Wassertiefen-Tiefgangsrelationen. Grundsätzlich hilft der Bugwulst nur bei konstanten Wassertiefen, Tiefgängen und Geschwindigkeiten. Die genannten Variablen ändern sich in der Binnenschiffahrt jedoch dauernd.

Fazit:

Schlanke Bugformen weisen eine harmonische Schiffsumströmung auf. Nachteilig ist die geringere Verdrängung und Tragfähigkeit. Die von fast allen neuen Schiffen geforderte Containertauglichkeit führt zu einem Laderaum, der in Abhängigkeit der Container-Stauung weit in den Bug hineinreicht. Nur unter Verzicht der beiden unteren äußeren Containerstellplätze im Vorschiff kann eine schlanke Bugform realisiert werden.

Formveränderungen im Vorschiff können zwar wirksam sein, sind aber stets unter dem Blickwinkel unterschiedlichen Schiffseinsatzes - alleinfahrend oder mit vorgeetzten Leichtern - zu sehen. Dabei gilt generell, dass ein für die Alleinfahrt gut ausgebildeter Bug erhebliche Nachteile beim Schieben eines Leichters infolge besonders hoher Übergangswiderstände mit sich bringt.

### 3.2 Hinterschiff

Der Einfluss der Hinterschiffslänge auf die Schiffsumströmung ist noch wichtiger als der des Vorschiffs. Der Propeller muss genügend Wasser zugeführt bekommen, um einen günstigen Wirkungsgrad zu erzielen.

Unter Flachwasserbedingungen wird diese Wasserzufuhr durch kleine Restquerschnitte unter dem Schiff zusätzlich erschwert, so dass das Wasser zum größten Teil seitlich zuströmen muss.

Weiterhin muss sichergestellt sein, dass keine Luft in den Propellerzstrom gelangt, da sonst der Schub drastisch abnimmt. Deshalb sind Flachwasserschiffe fast durchweg getunnelt, um mit den seitlich angeordneten Tunnelschürzen den Lufteinbruch zu verhindern. Die Größe des Propellerdurchmessers und die Höhe der seitlichen Schürzen sind abhängig von dem kleinsten

zu fahrenden Tiefgang. Dieser wiederum ist abhängig vom Einsatzgebiet.

Auf dem Rhein z.B. liegt der kleinste Tiefgang bei ungefähr 1,6 m und die Propellerdurchmesser der Güterschiffe liegen in einer Größenordnung von ca. 1,3 m bis 1,9 m.

Die für gute Propulsionseigenschaften erforderliche Tunnelänge vor dem Propeller ist so zu wählen, dass schlanke weiche Schiffslinien entstehen. Beim Einschrauber beträgt diese Länge ca. 1,85 Schiffsbreiten. Hinter dem Propeller muss noch genügend Platz für die Ruderanlage bereitgestellt werden.

Bedeutende Erfolge bezüglich Senkung des Energiebedarfs wurden erzielt durch Forschung und Entwicklung im Bereich der Propellerummantelung durch Düsen. Im Prinzip sind Düsen durch die Erfindung von Ludwig Kort seit den 20er-Jahren bekannt und wurden in verschiedenen Abwandlungen auch genutzt. Der Durchbruch zu breiter Anwendung in Verbindung mit hochbelasteten Binnenschiffspropellern gelang jedoch erst unter dem Druck der Verknappung und/oder exorbitanten Verteuerung des Dieselmotorkraftstoffes während der Ölkrisen.

Durch neu entwickelte Profilformen und verminderte Anfälligkeit gegen Einsaugen und Durchsatz von Fremdkörpern konnten gleichermaßen hydrodynamische Fortschritte erzielt und praxisgerechte Ausführungen bereitgestellt werden. Energieeinsparungen von 15 % bis 25 % durch Düsen im Vergleich zum düsenlosen Propeller mit gleichem Durchmesser je nach den herrschenden Randbedingungen von Schiff und Fahrwasser sind eindeutig nachweisbar.

In der Praxis besonders erfolgreich erwies sich diese Energiesparmöglichkeit dadurch, dass auch die nachträgliche Ausrüstung vorhandener Schiffe mit Düsen technisch möglich und in den meisten Fällen auch wirtschaftlich sinnvoll ist.

Überschreitet die Schubanforderung die Maximalbelastung des Propellers, muss ein Mehrschraubenschiff gewählt werden.

## 4 Schubschiffahrt

Bei der seit 1957 eingeführten Schubschiffahrt sieht die Bilanz nicht ganz so positiv aus. Zunächst ist der Widerstand je Tonne Ladung eines Verbandes aus zwei oder mehr Fahrzeugreihen nebeneinander ohnehin deutlich größer als der eines Motorgüterschiffes, das mit gleicher Geschwindigkeit fährt. Hinzu kommt der Einfluss einer zwangsläufig ungünstigeren Formgebung des Leichterverbandes im Vergleich zum Schiff. Schließlich wirken sich Verbesserungen am Schubboot nur teilweise aus, da ein Leichterverband mit wechselnden Tief-

gängen vor dem Boot mit nahezu konstantem Tiefgang angeordnet ist. So muss ein Schubverband, als Einheit betrachtet, ständig Veränderungen seiner „Hinterschiffsform“ hinnehmen. Dennoch sind die Vorteile von Schiffsverbänden in den Punkten Personalbedarf, Konzentration der Ladungsmengen und Ausnutzung des investierten Kapitals so groß, dass dieses Transportsystem bei der regelmäßigen Beförderung großer Ladungsmengen zwischen festen Endpunkten allen anderen Systemen weit überlegen ist.

Die letzten Entwicklungen bei Streckenschubbooten führten zum Fortfall der Flankenruder. Diese Neubauten konnten auf diese für Rückwärtsmanövrieren und beim Stoppen bisher notwendigen Ruder verzichten, da ihre Hinterschiffsform das Steuern rückwärts mit den Hauptpropellern erleichtert und weil die Boote im Vorschiff über ein Querstrahlsteuer verfügen.

Für die normale Streckenfahrt bedeutet der Verzicht auf die Flankenruder eine Leistungseinsparung von mindestens 6 % bis 8 %.

## 5 Motorschiffsverbände

Obgleich Vergrößerungen des L/B über 10 hinaus auf begrenzter Wassertiefe und auf flachem Wasser nur noch kleiner werdende Vorteile im spezifischen Widerstand bringen, lohnt das Vorsetzen eines Schubleichters und damit ein Sprung im totalen Längen-Breiten-Verhältnis von 10 auf ca. 16,5 hydrodynamisch durchaus noch.

Solche sogenannten „einspurigen“ Verbände erweisen sich auch bei der klassischen Schubschiffahrt mit Schubboot und Leichtern als außerordentlich energiesparend.

Die hohen Übergangswiderstände an der Koppelstelle können durch konstruktive Maßnahmen reduziert werden. Es gibt zum Beispiel die Möglichkeit, den Bug des schiebenden Fahrzeugs so zu gestalten, dass er als Kastenbug das gespiegelte Gegenstück zum Schubleichterheck darstellt. Hierbei ist die Alleinfahrt des beladenen Einzelfahrers auf Grund des großen Widerstandes des Kastenbuges wirtschaftlich nicht vertretbar.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, den Stevenbug des Motorschiffes beizubehalten und das Schubleichterheck passgenau als Gegenstück auszubilden. Das hat den Nachteil, dass der so veränderte Schubleichter nicht mehr universell, sondern nur mit dem entsprechenden Bug im Schubbetrieb eingesetzt werden kann.

Mit einer flexiblen Auffüllung der Koppelstelle ist es möglich, die Wirbelbildung zu vermindern, ohne den Einsatz des schiebenden Motorschiffes oder des Schubleichters einzuschränken, d.h. der universelle Einsatz bleibt möglich.

## 6 Propulsionssysteme

Neben dem klassischen Propeller gibt es mehrere andere Propulsionssysteme. Als erstes sei der Ruderpropeller genannt, der von mehreren Herstellern angeboten wird. Der Ruderpropeller ist ein sogenannter Z-Antrieb. Mit diesem Antrieb ist es möglich, den Propeller in jede Richtung rundum zu schwenken. Damit wird das Hauptruder ersetzt und der Ruderwiderstand entfällt. Die Konstruktion des Unterwasserteils mit der mechanischen Übertragung ist jedoch so groß, dass der Gesamtwirkungsgrad wieder etwas abfällt.

In der jüngsten Vergangenheit wurden mehrere Z-Antriebe mit zwei Propellern hintereinander angeordnet entwickelt. Es gibt dabei gegenläufige und gleichlaufende Propeller. Sie haben den Effekt, dass die Schubbelastung auf mehr Propellerfläche verteilt wird.

Ein weiteres Antriebsorgan ist der Flügelrad- oder Zykloidalpropeller, der ähnlich wie der Ruderpropeller steuerfähig ist und bei hohen Manövrieranforderungen gewählt wird.

Eine weitere Alternative ist das Schaufelrad, das besonders gut bei extremem Flachwasser wirkt.



# Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt

DIPL.-ING. KARSTEN RIECK, SVA POTSDAM; DR.-ING. MOUSTAFA ABDEL-MAKSOU, SVA POTSDAM;  
DIPL.-ING. KATRIN HELLWIG, SVA POTSDAM

## 1 Einleitung

Das Ziel der Untersuchung ist die Bestimmung des Einflusses der schiffsinduzierten Strömung eines Großmotorgüterschiffes auf die Gewässersohle mittels numerischer Verfahren. Als Einflussfaktoren werden die schiffsspezifischen Parameter, sowie die hydraulischen und hydrologischen Parameter eines realen Abschnittes im Mittellauf des Rheins berücksichtigt. Besondere Bedeutung kommt der Modellierung der Wirkung des Propellers bei. Mit einem potenzialtheoretischen Berechnungsverfahren erfolgte die Berechnung der Wellenbildung und der Schwimmelage des Schiffes. Die Berechnung der Sohlenbelastung erfolgte mit einem Verfahren zur viskosen Strömungsberechnung.

Bei der Erstellung der Schiffsgeometrie werden die Propellerwelle und der Propeller berücksichtigt. Weiterhin finden die Gewässergeometrie, sowie die Ergebnisse der Berechnung der Wellenbildung und der Schwimmelage des Schiffes Berücksichtigung. Auf dieser Grundlage erfolgte die Erstellung des Rechengitters für die viskose Strömungsberechnung. Diese Berechnungen erfolgten mit und ohne Simulation der Propellerwirkung. Bei der Simulation der Wirkung des Propellers werden einerseits die vom Propeller induzierten axialen Geschwindigkeitskomponenten berücksichtigt. Im zweiten Fall finden die induzierten axialen und tangentialen Geschwindigkeitskomponenten Berücksichtigung.

Als Ergebnisse der Untersuchungen liegen die Druck- und Geschwindigkeitsverteilung im gesamten Strömungsgebiet, sowie die Wandschubspannungsverteilungen am Gewässerboden und am Schiff vor.

## 2 Potenzialtheoretische Berechnung

### 2.1 Problemstellung

Ein, auf freier Wasseroberfläche, fahrendes Schiff erzeugt ein Wellensystem. Am Bug und am Heck, im Bereich der Staupunkte, bilden sich Wellenberge aus. Im mittleren Teil des Schiffes, in dem Übergeschwindigkeiten auftreten, erfolgt eine Absenkung des Wasserspiegels. Die Ursache der Verformung der Wasseroberfläche ist die Druckverteilung am Schiff, die aus der geometrischen Form des Unterwasserschiffes resultiert. Diese Druckänderung um das Schiff breitet sich allseits im Wasser aus, auch auf die, das Strömungsgebiet begren-

zenden Wände. Unter Flachwasser- oder Kanaleinfluss verändern sich das Wellensystem und die dynamische Schwimmelage eines Schiffes. Interessierende Fragestellungen in diesem Zusammenhang sind die Druckverteilung auf dem Gewässerboden, die Verformung der Wasseroberfläche und die dynamische Schwimmelageänderung.

Das Ziel der Untersuchung in diesem Kapitel ist die Bestimmung des Wellensystems sowie die Berechnung von Absenkung und Trimm bei den gegebenen Parametern des Rheins. Zur Lösung dieser Aufgaben eignen sich potenzialtheoretische Verfahren zur Berechnung der Schiffsumströmung.

### 2.2 Reibungsfreie Berechnung der Schiffsumströmung

Für die Berechnung der Schiffsumströmung wird inkompressible, rotations- und reibungsfreie Flüssigkeit vorausgesetzt. Außerdem werden die Oberflächenspannung des Wassers vernachlässigt und brechende Wellen ausgeschlossen. Die gesamte Strömung lässt sich als ein Potenzial darstellen (potenzialtheoretische Betrachtungsweise).

Die folgende Beschreibung gilt für ein, auf glattem Wasser, geradeaus fahrendes Schiff mit konstanter Geschwindigkeit. Das Schiff befindet sich im dynamischen Gleichgewicht, d. h. die dynamische Vertikalkraft und das trimmende Moment werden durch Änderung von Absenkung und Trimm ausgeglichen. Für die Formulierung der Gleichungen wird ein kartesisches Koordinatensystem verwendet.

Das gesuchte Geschwindigkeitspotenzial muss die Laplace-Gleichung erfüllen. Das ist die Bedingung für eine potenzialtheoretische Betrachtung. Weitere Bedingungen sind:

- Die Geschwindigkeitskomponente normal zur Schiffsoberfläche ist Null, d. h. Wasser dringt nicht durch die Schiffsoberfläche (*Neumann-Bedingung*),
- Die Flüssigkeit an der Wasseroberfläche strömt parallel zu ihr, so dass kein Wasser durch die Wasseroberfläche dringt (*Kinematische Bedingung*),
- Der Druck an der Wasseroberfläche ist gleich dem Luftdruck (*Dynamische Bedingung*).

Weitere Bedingungen, die erfüllt sein müssen, sind, dass die vom Schiff erzeugten Wellen nur hinter dem Schiff auftreten und dass die Störung der Strömung mit zunehmender Entfernung vom Schiff abnimmt.

### 2.3 Panel-Methoden

Bei den Panel-Methoden werden die Außenhaut und die freie Wasseroberfläche mit Panel belegt. Jedes Panel verhält sich wie eine über die Panel-Fläche verteilte Quelle bzw. Senke. Deshalb wird ein Panel als Flächensingularität bezeichnet. Die Geschwindigkeit, die eine Quelle in einem Punkt erzeugt, ergibt sich aus der Quellstärke (dem Potenzial), geteilt durch den Abstand zwischen Quelle und dem betrachteten Punkt. Die Ableitung des Potenzials in beliebiger Raumrichtung gibt die Geschwindigkeitskomponente in diese Richtung an. Die zu bestimmende Strömung entsteht durch die Überlagerung der Quell-Senken-Strömungen aller Panel mit der Anströmgeschwindigkeit.

An der Wasseroberfläche werden die Neumann-Bedingung und eine kombinierte Bedingung aus kinematischer und dynamischer Randbedingung erfüllt. Durch diese Kombination wird zuerst die unbekannte Wellenerhebung eliminiert.

Nach der Lösung dieses Gleichungssystems ist die Stärke der Singularitätenbelegung bekannt. Der Einfluss aller Singularitäten in einem Kontrollpunkt ergibt die örtliche Geschwindigkeit. Die Wellenhöhen lassen sich durch die Bernoulli-Gleichung bestimmen.

Die Erfüllung der kombinierten nicht linearen Randbedingung an der unbekanntenen freien Wasseroberfläche ist numerisch aufwendig. Ob bzw. welche Vereinfachungen dieser Randbedingung (Linearisierung) genutzt werden, ist für die Qualität des Rechenverfahrens entscheidend. Klassische Verfahren verwenden eine grobe Vereinfachung dieser Randbedingung. Diese ist heute bei Panel-Methoden für die Praxis nicht ausreichend. Dagegen erfüllen moderne Verfahren die korrekte nicht-lineare Randbedingung iterativ, indem sie eine Taylor-Reihe verwenden, die nach dem linearen Glied abgebrochen wird. Die Randbedingung wird an der bekannten freien Wasseroberfläche aus der letzten Iteration linearisiert. Die erste Iteration startet von der glatten Wasseroberfläche aus. Konvergenz ist erreicht, wenn sich die berechneten Wellenhöhen und Quellverteilungen nicht mehr ändern.

Der Flachwassereinfluss wird durch Spiegelung der Panel am Gewässerboden simuliert. Vertikale Kanalwände können ähnlich behandelt werden. Nicht senkrechte Kanalwände werden wie die Schiffsaußenhaut berücksichtigt (Neumann-Bedingung). Auf extremem Flachwasser ist die Bestimmung des trimmenden Moments, wegen der in der Natur vorherrschenden Reibungseinflüsse, die durch den potenzialtheoretischen

Ansatz nicht erfasst werden, mit merklichen Abweichungen behaftet.

### 2.4 Untersuchungsobjekt

Für die potenzialtheoretischen Untersuchungen wurde die Durchflussverteilung im Querschnitt Rhein-km 681,3 bei GIW + 0,5 m ( $W_{sp} = 8,58$  m) mit einer mittleren Strömungsgeschwindigkeit  $v_F = 1,458$  m/s angenommen. Da das Schiff stromauf fährt, wurde diese mit der Fahrtgeschwindigkeit des Schiffes  $v_S = 2,5$  m/s (9 km/h) überlagert.

Auf Grund des großen Breite-zu-Tiefen-Verhältnisses des Rheins am zu untersuchenden Querschnitt ist es für die potenzialtheoretischen Berechnungen gerechtfertigt, Flachwasser- statt Kanaleinfluss anzunehmen. Die berücksichtigte Wassertiefe  $H = 3,53$  m ist der Mittelwert aus der Umgebung der Position des Schiffes.

Das untersuchte Schiff hat folgende Daten:

Länge	L [m]	135,00
Breite	B [m]	11,40
Tiefgang	T [m]	2,80

Die potenzialtheoretische Berechnung erfolgte für folgende Einsatzbedingungen:

Tiefgang	T	[m]	2,80
Trimm	t	[m]	0,00
Schiffsgeschwindigkeit	$v_S$	[m/s]	2,50
Strömungsgeschwindigkeit	$v_F$	[m/s]	1,458
Berechnungsgeschwindigkeit	$v_B$	[m/s]	3,958
Wassertiefe	H	[m]	3,53

### 2.5 Berechnungsergebnisse

Die potenzialtheoretische Berechnung der Umströmung erbrachte die gesuchte verformte Wasseroberfläche und die Werte für die dynamische Absenkung und Vertrimmung. Bild 1 zeigt die Isolinien der Wellenhöhen. Es sind deutlich die Wellenberge am Bug und am Heck zu erkennen. Im Mittschiffsbereich senkt sich der Wasserspiegel ab. Auf Bild 2 ist das Wellenprofil in der Mittschiffsebene bzw. an der Schiffsaußenhaut (rot) dargestellt. Zur Veranschaulichung des Flachwassereinflusses ist zusätzlich das Wellenprofil für die Fahrt auf unendlicher Wassertiefe (blau) aufgetragen. Das Wellenbild um das Schiff ist eine Folge der geänderten Druckverteilung im Wasser durch das fahrende Schiff. Aus der Integration der Druckverteilung in vertikaler Richtung über die Aussenhaut des Schiffes ergibt sich die Schwimmelage des Schiffes. Durch die völlige Vorschiffsform entsteht an der vorderen Schulter ein starkes Unterdruckgebiet, verbunden mit einem großen Wellental. Das Unterdruckgebiet an der hinteren Schulter ist kleiner als das am Vorschiff. Dadurch entsteht die buglastige Vertrimmung des Schiffes bei Fahrt auf extremem Flachwasser.

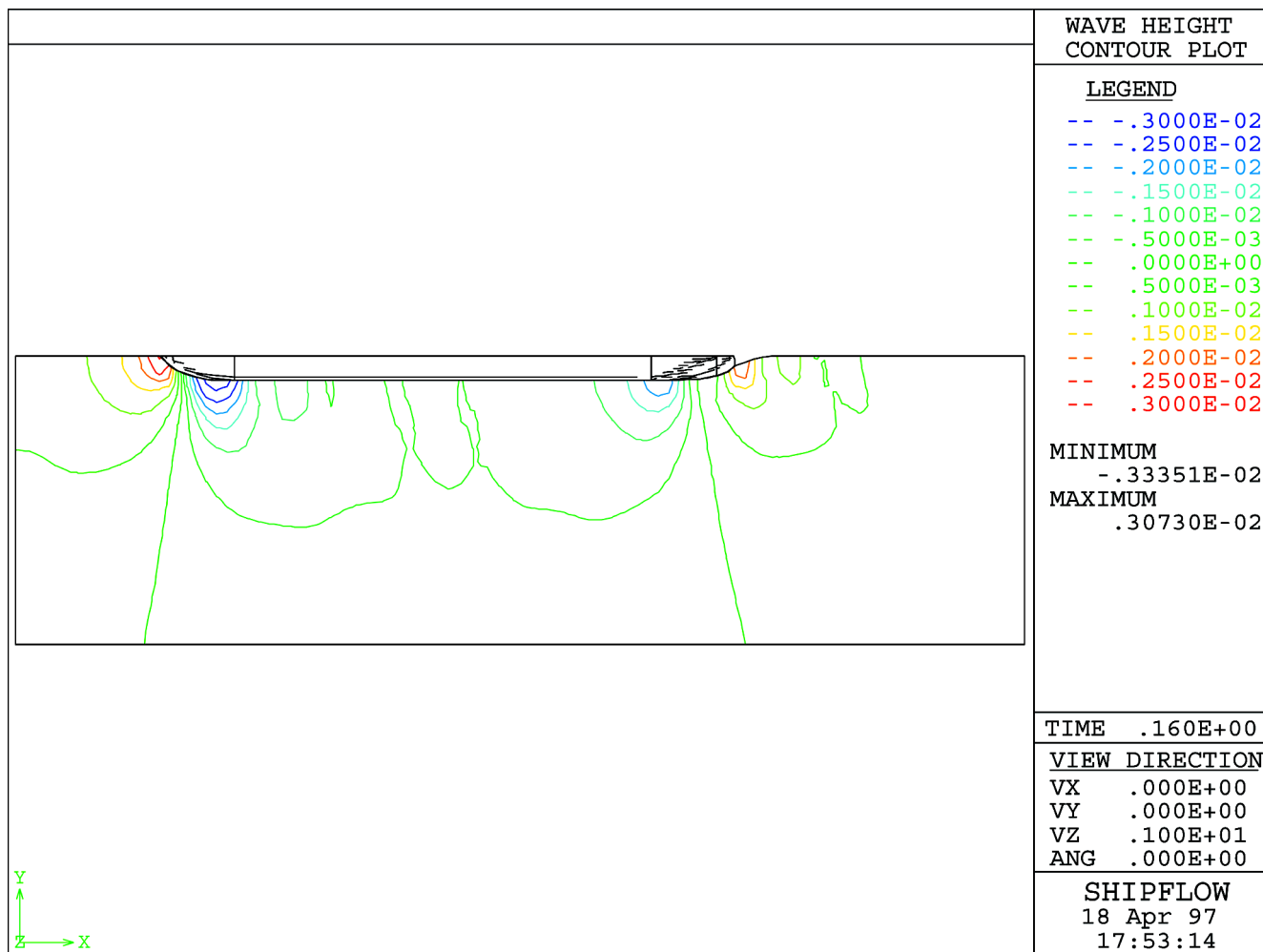


Bild 1: Isolinien der verformten Wasseroberfläche auf Flachwasser

Die folgende Tabelle enthält die berechneten Werte für die dynamische Tauchung und Vertrimmung infolge Fahrt auf Flachwasser:

Absenkung	$\Delta T$	[m]	0,150
Trimm	t	[m]	-0,091
Tiefertauchung am Bug	$\Delta T_{\text{Bug}}$	[m]	0,196
Tiefertauchung am Heck	$\Delta T_{\text{Heck}}$	[m]	0,105

Die verformte Wasseroberfläche und die Werte für Tauchung und Trimm dienen als Parameter für die Gittergenerierung für die reibungsbehaftete Berechnung.

### 3 Berechnung der viskosen Schiffsumströmung

#### 3.1 Grundlagen

Zur Berechnung der inkompressiblen turbulenten Strömung werden die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (RANSE) und die Kontinuitätsgleichung numerisch gelöst. Durch die Mittelung der Navier-Stokes-Gleichungen entstehen zusätzliche Unbekannte. Diese Terme, die als Reynolds-Spannungen bezeichnet

werden, müssen mit Hilfe eines Turbulenzmodells mit den mittleren Größen in Verbindung gebracht werden, damit ein geschlossenes Gleichungssystem entsteht. Als Turbulenzmodell wird das  $k$ - $\epsilon$ -Zweigliederturbulenzmodell zur Modellierung der Reynolds-Spannungen eingesetzt. Dabei wird die Wirbelviskositätshypothese verwendet, um die Reynolds-Spannungen, in Analogie zum molekularen Transport, als Funktion der mittleren Deformationsraten zu behandeln. Das Turbulenzmodell ist nur für die voll turbulente Strömungen anwendbar. In unmittelbarer Wandnähe, wo diese Annahme nicht mehr gültig ist, wird das logarithmische Wandgesetz verwendet.

Eine Lösung der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (RANSE), der Kontinuitätsgleichung und der Gleichungen für das Turbulenzmodell kann nur numerisch erfolgen. Das Finite-Volumen-Verfahren wird für die Lösung dieser partiellen Differenzialgleichungen verwendet. Dazu wird der Lösungsraum in einzelne Kontrollvolumina aufgeteilt. Die zu lösenden Gleichungen werden über diese Volumina integriert, diskretisiert und zu einem linearen Gleichungssystem approximiert.

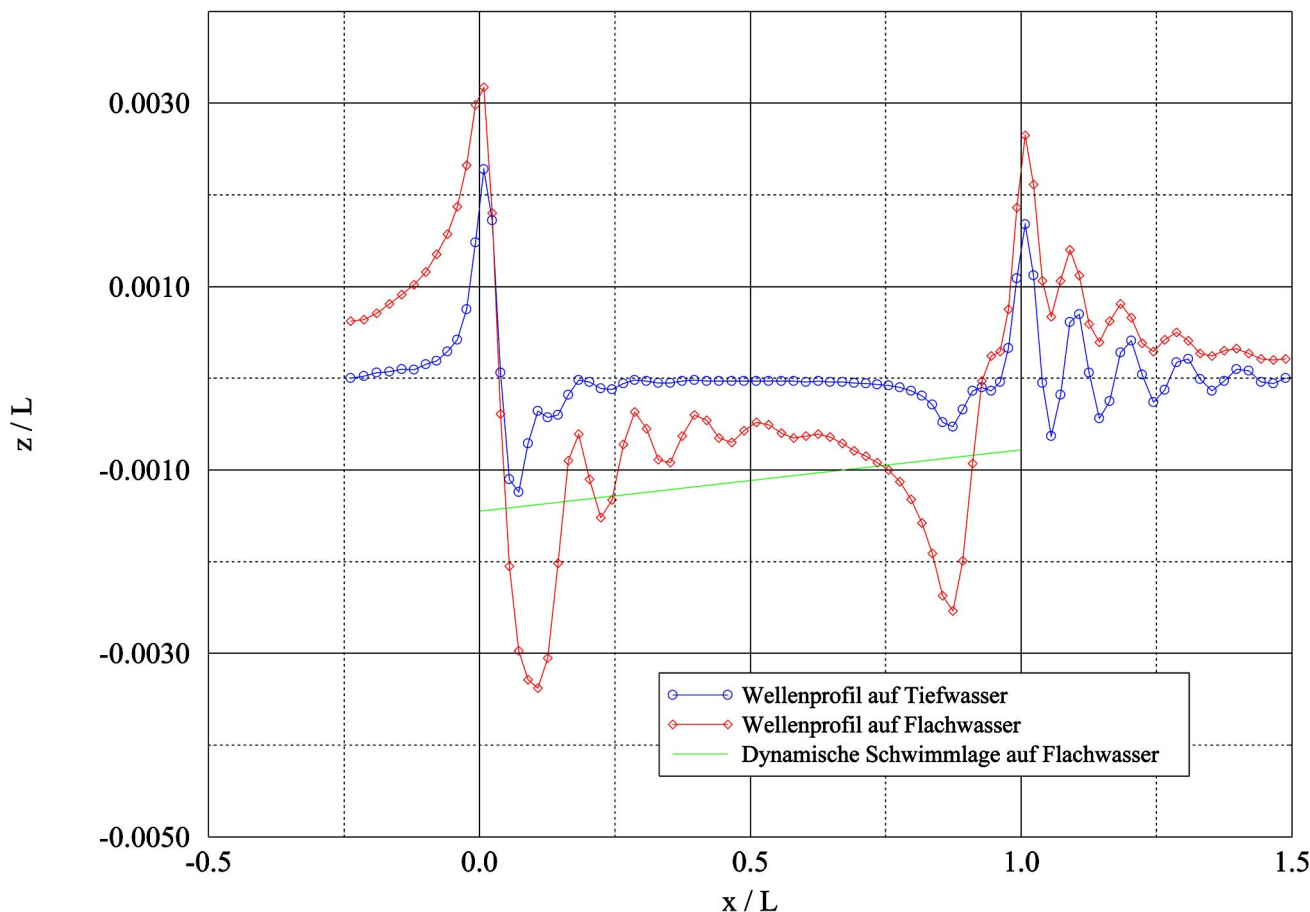


Bild 2: Wellenprofil am Schiff und dynamische Schwimmelage des Schiffs auf Flachwasser

### 3.2 Rechenverfahren TASCflow

Das Rechenverfahren TASCflow basiert auf einer konservativen Finite-Volumen-Methode. Das Verfahren verwendet körperangepasste, nicht orthogonale, blockstrukturierte Rechengitter, in Verbindung mit kartesischen Geschwindigkeitskomponenten und einer nicht versetzten Variablenanordnung.

Die verwendeten Ansätze zur Diskretisierung der konvektiven Flüsse in den Modelltransportgleichungen beruhen auf dem von Raithby entwickelten Verfahren. Hierfür stehen das Mass-Weighted-Skew-Upwind-Differencing-Verfahren (MWS) und das Linear-Profile-Skew-Upwind-Differencing-Verfahren (LPS) zur Verfügung. Die Genauigkeit der damit ermittelten konvektiven Flüsse wird mit Hilfe der Methode Physical Advection Correction (PAC) verbessert. Das LPS-Verfahren mit PAC-Korrektur hat einen Abbruchfehler zweiter Ordnung. Alle im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Rechenergebnisse wurden mit dem LPS+PAC-Verfahren berechnet.

Für die Lösung des resultierenden gekoppelten Gleichungssystems wird ein algebraisches Mehrgitterverfahren angewendet. Damit wird erreicht, dass die Rechenzeit etwa linear mit der Anzahl der Rechenpunkte ansteigt. Als Glättungsverfahren wird ein, auf unvollständiger

diger Dreieckszerlegung basierender, Algorithmus eingesetzt.

Während die Massenerhaltungsgleichung und die drei Impulserhaltungsgleichungen pro Iteration gekoppelt werden, werden die Turbulenzgrößen einzeln gelöst. Die gekoppelte Lösung der Massen- und Impulserhaltungsgleichungen ist von großem Vorteil, da sie im Fall der komplexen Strömung zu einem robusten, zuverlässigen und schnellen Algorithmus führt.

### 3.3 Ausgangsdaten und Randbedingungen

Auf Grund der Lage des Schiffes und in Hinsicht auf die Effektivität der Berechnung, bestimmt durch den Speicherplatzbedarf und die Rechenzeit, wurde das Rechengebiet auf einen 500 m langen Abschnitt des Rheins beschränkt. Als Fahrrinnenbereich wurde entsprechend der Querschnittsgeometrie und der Wasserspiegellage bei GIW + 0,5 m ein Bereich ausgewählt. Seitlich wurde das Rechengebiet auf jeweils eine halbe Schiffslänge festgelegt. Über diese Grenzen hinaus wird eine abklingende Belastung der Sohle durch schiffsinduzierte Strömung erwartet.

Die Geschwindigkeit am Einströmrand entspricht der

örtlichen Fließgeschwindigkeiten des Rheins, überlagert mit der Schiffsgeschwindigkeit. Zur Einhaltung der relativen Geschwindigkeit zwischen Schiff und Flusssohle wird für die Sohle eine Wandgeschwindigkeit angegeben, die der Schiffsgeschwindigkeit entspricht. Damit wird die Relativgeschwindigkeit zwischen Schiff, Wasser und Sohle gewahrt. An den seitlichen Rändern wird ungestörte Strömung angenommen. Das bedeutet, dass dort die vom Schiff induzierten Geschwindigkeiten verschwindend klein sind. Am Ausströmrand werden die Ableitungen der Geschwindigkeit in der Hauptströmungsrichtung gleich Null gesetzt. Die verformte freie Wasseroberfläche wird als reibungsfreie Wand angenommen. Damit wird der Einfluss der Wellenbildung auf die Rechenergebnisse berücksichtigt.

Die Zusammensetzung des Sohlenmaterials wird durch einen durchschnittlichen Wert für die äquivalente Sandrauigkeit entsprechend der Strickler-Werte berücksichtigt.

Die Daten der verformten Wasseroberfläche und der Schwimmelage des Schiffes wurden aus der potenzialtheoretischen Berechnung übernommen.

Für den dargestellten Geometriefall erfolgte eine viskose Umströmungsberechnung mit Berücksichtigung der Wirkung eines Propellers. Der Propellereinfluss wurde durch Impulsänderung in Längsrichtung über die Propellerkreisfläche simuliert. Dafür wurden die Quellterme für die Kontrollvolumen, die sich in der Propellerkreisfläche befinden, durch zusätzliche Terme beaufschlagt. Das betrifft die  $u$ -Terme (Geschwindigkeit in  $x$ -Richtung) in der  $u$ -Momentum-Gleichung der Navier-Stokes-Gleichungen. Diese zusätzlichen Werte repräsentieren den Schub des Propellers. Sie werden als Kraft pro Volumen in das Rechenverfahren eingegeben. Die Summe aller Kräfte in der Propellerscheibe ergeben den Propellerschub.

### 3.4 Rechengitter

Die Erzeugung des Rechengitters ist eine nicht zu unterschätzende Aufgabe. Bei der Gittergenerierung wurde das Prinzip des blockstrukturierten Rechengitters genutzt. Dabei wird das gesamte Rechengebiet in einzelne Blöcke zerlegt. Dieser Schritt wird als Erstellung der Topologie des Rechengitters bezeichnet. Für jeden Block wird ein Rechengitter generiert. Die Zusammen-

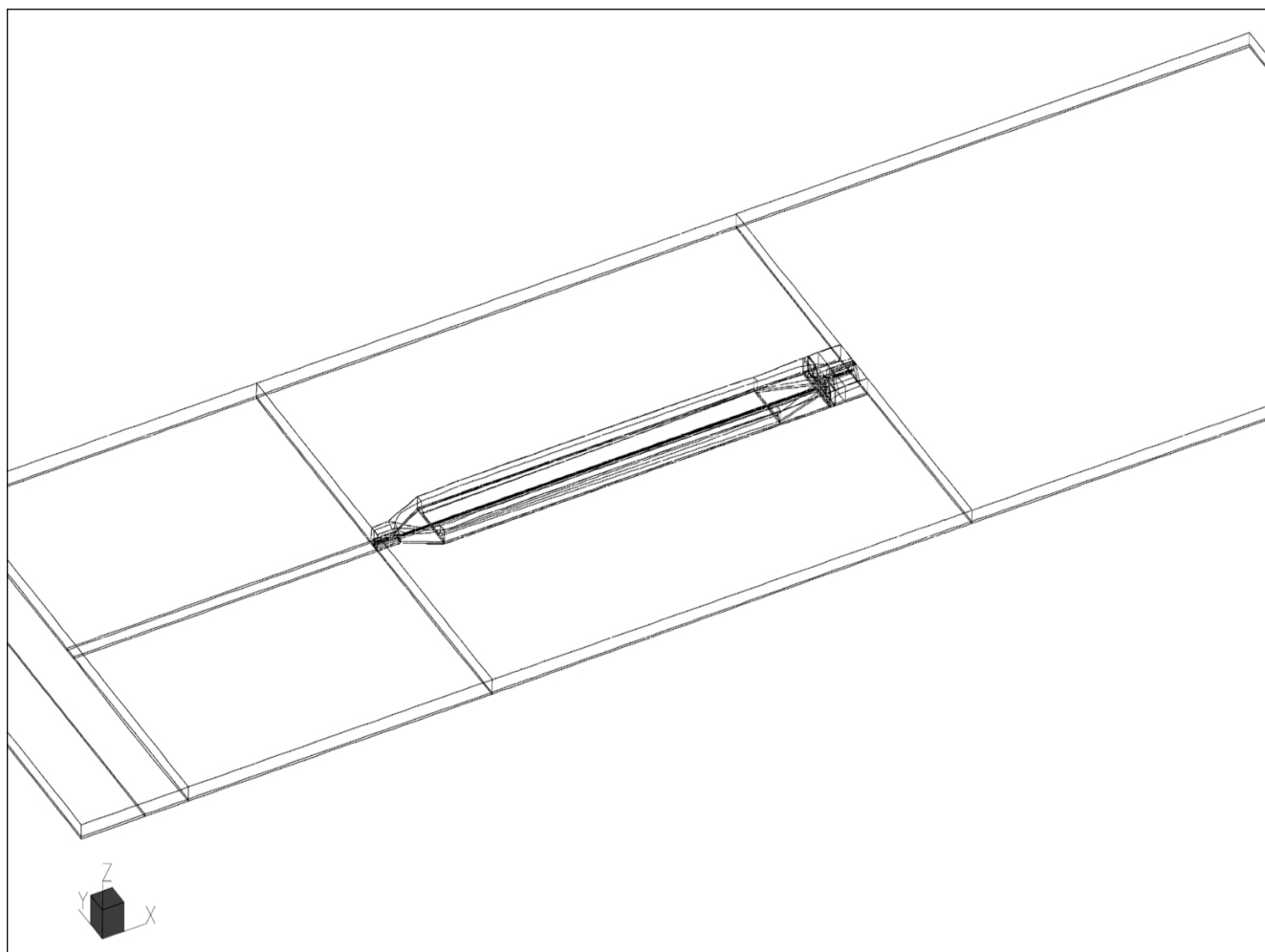


Bild 3: Viskose Berechnung – Topologie des Rechengitters

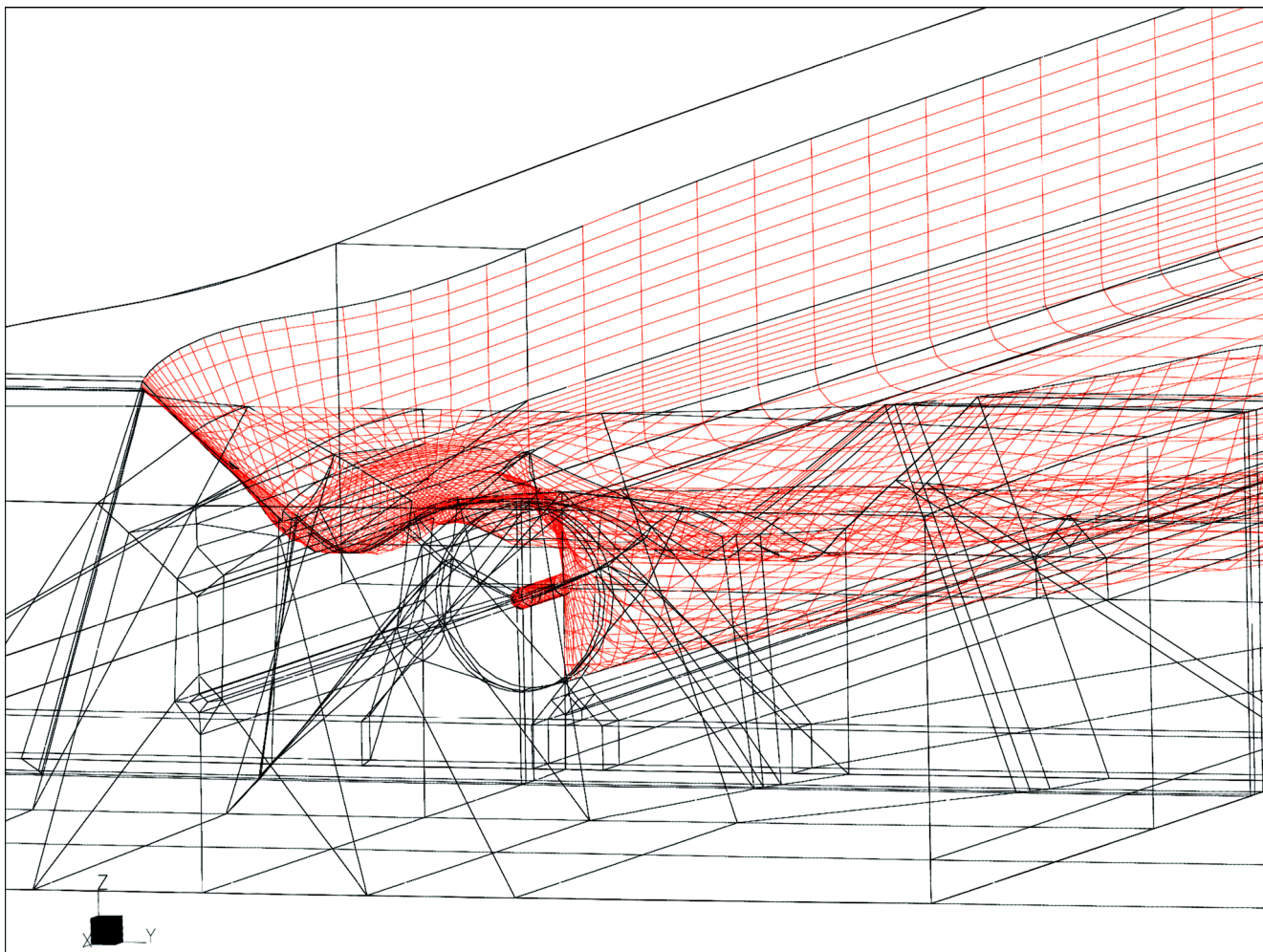


Bild 4: Viskose Berechnung - Topologie des Rechengitters am Hinterschiff

setzung der Gitter aller Blöcke ergibt das Rechengitter für das Rechenggebiet. Dadurch ist es möglich, die Verteilung der Kontrollvolumina innerhalb des Rechenggebietes zu bestimmen.

Auf Grund der Asymmetrie des Flussbodens wurde in der vorliegenden Arbeit das ganze Schiff berechnet. Die Einbeziehung von Steuer- und Backbordseite, sowie des Vor- und Hinterschiffes erhöht die notwendige Anzahl der Kontrollvolumina. In der Untersuchung wurden 399.794 Kontrollvolumina verwendet. Bei der Erstellung des Rechengitters wurden die Kontur des Vorschiffes und die des Hinterschiffes mit Tunnel vollständig eingehalten. Das Bild 3 zeigt die Topologie des erzeugten Rechengitters. Dargestellt sind die Grenzen der einzelnen Blöcke. Das Rechengitter besteht aus 150 Blöcken. Bild 4 zeigt das Rechengitter auf der Schiffsoberfläche am Hinterschiff. Die die Schiffsaußenhaut beschreibenden Blockgrenzen sind rot eingefärbt. Deutlich ist an der Schwimmwasserlinie die verformte Wasseroberfläche zu erkennen.

Außerdem wurden in diesem Gitter schon Vorbereitungen getroffen, um die Wirkung eines Propellers berücksichtigen zu können.

Das ist auf Bild 4 an dem kreisförmigen Gitter in der Propellerebene zu erkennen.

### 3.5 Berechnungsergebnisse ohne Propellereinfluss

Die Wechselwirkung zwischen Schiff und Flussboden kann an Hand der folgenden Bilder näher beschrieben werden. Die Bilder 5 und 6 zeigen die Druckverteilung am Schiff und am Flussboden. Die Maßeinheit für den Druck ist  $N/m^2$ . Am Flussboden sind deutlich hohe Drücke im Bereich von Bug und Heck festzustellen. Dazwischen schließen sich im Bereich der vorderen und hinteren Schulter Unterdruckgebiete an. Die asymmetrische Verteilung des Drucks auf dem Flussboden ist auf die Geometrie des Bodens zurückzuführen. Die Druckverteilung am Schiff zeigt die charakteristischen Eigenschaften der Druckverteilung an einem völligen Schiff auf begrenztem Fahrwasser. Am Steven herrscht Überdruck, dem an der vorderen Schulter ein starkes Unterdruckgebiet folgt. Im gesamten Mittschiffsbereich ist, durch die Übergeschwindigkeiten, ein langgestrecktes leichtes Unterdruckgebiet entstanden. Im Hinterschiff bildet sich die Druckverteilung analog zum Vorschiff aus.

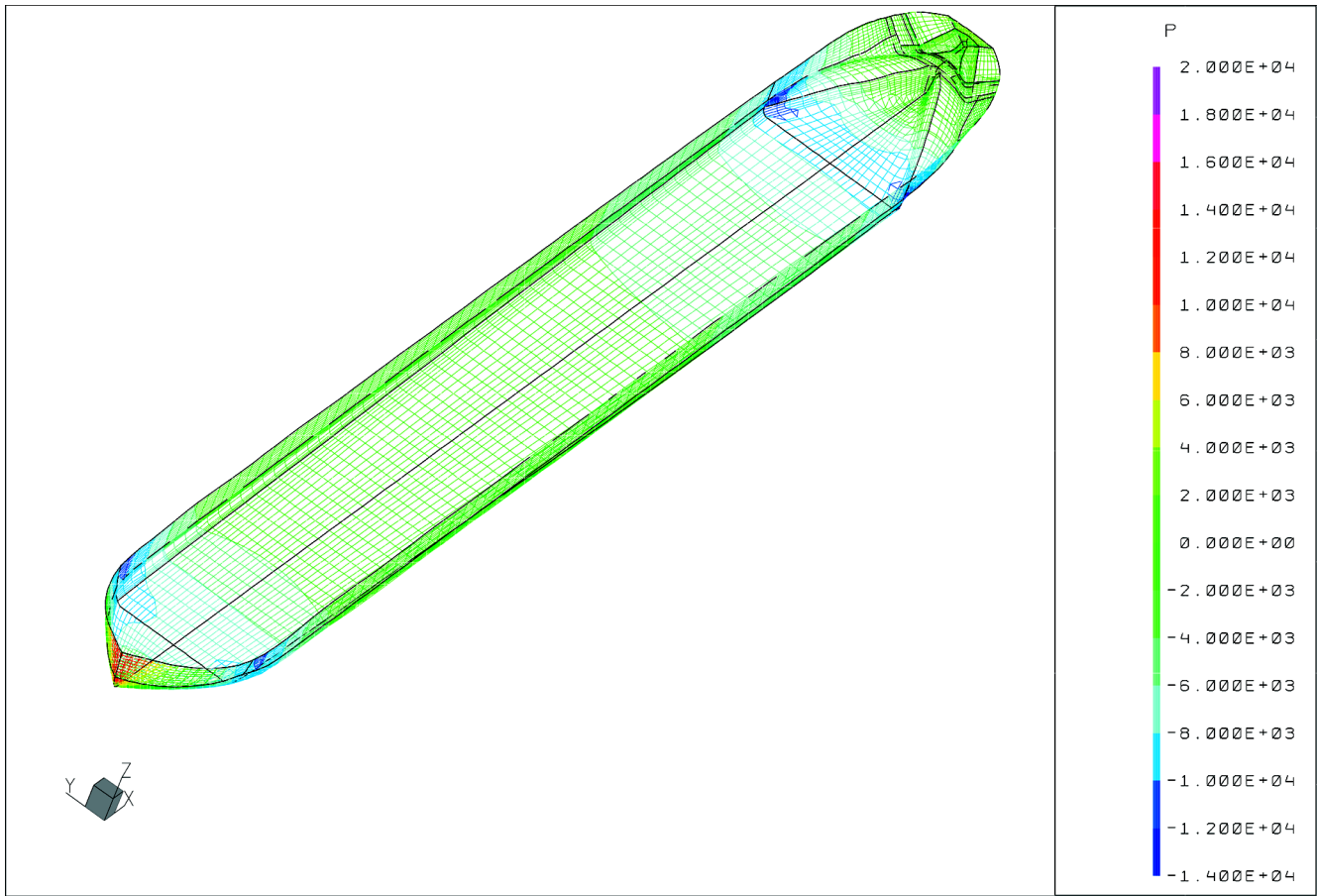


Bild 5: Druckverteilung am Schiff – ohne Propeller

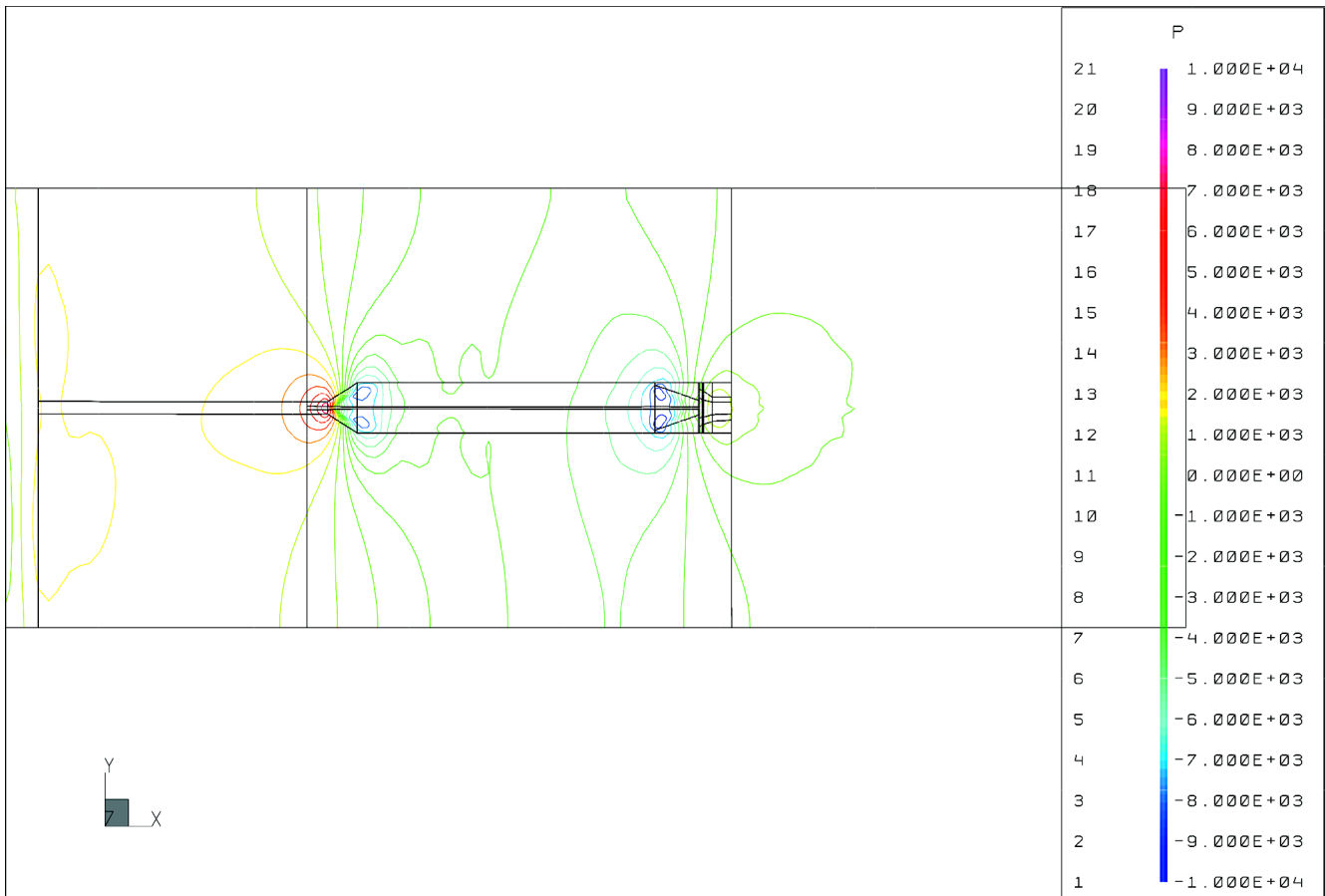


Bild 6: Druckverteilung am Gewässerboden – ohne Propeller

Die Wandschubspannung am Flussboden ist auf Bild 7 dargestellt (Maßeinheit:  $N/m^2$ ). In den Gebieten unter dem Schiff, wo Unterdruck auftritt, liegen Übergeschwindigkeiten vor. Diese vom Schiff induzierten Geschwindigkeiten erhöhen die Wandschubspannung unter dem Schiff erheblich, wie aus den rot gefärbten Gebieten zu entnehmen ist. Diese Zusammenhänge sind auch am Schiff zu erkennen. Die Gebiete mit starken Unterdrücken, die vordere und hintere Schulter, sind durch hohe Wandschubspannungen gekennzeichnet.

Die Geschwindigkeitsvektoren in der Mittschiffsebene am Hinterschiff sind auf Bild 8 dargestellt. Auf dem Bild

pellers zu sehen. Hinter dem Propeller steigt der Druck an, initiiert durch die Energiezufuhr des arbeitenden Propellers. Dieses wird durch die Abbildungen 5 und 9 bestätigt. Gegenüber der Berechnung ohne Propeller äußert sich die Wirkung des Propellers auf die Druckverteilung am Schiff durch stärkeren Druckabfall an der hinteren Schulter und durch Druckzunahme über dem Propeller.

In Bild 11 ist die Wandschubspannung auf der Sohle, berechnet mit axialer Propellerwirkung, dargestellt. Der Vergleich mit Bild 7, ohne Propellerwirkung, zeigt, dass der Propellerstrahl großen Einfluss auf die Wandschub-

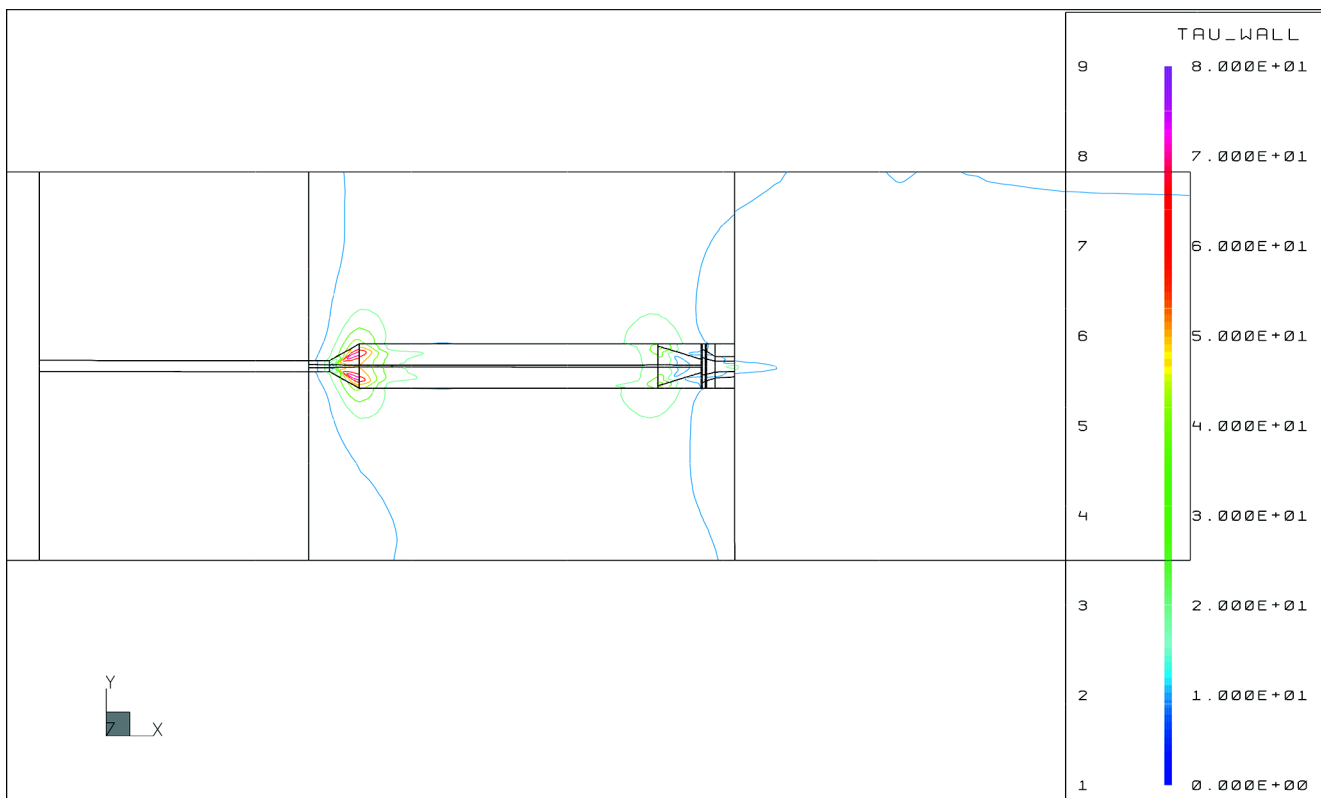


Bild 7: Schubspannung am Gewässerboden – ohne Propeller

ist zu erkennen, dass die Geschwindigkeit der Strömung unter dem Heck geringer als die Anströmgeschwindigkeit ist. Außerdem befindet sich am Ort des Propellers ein Totwassergebiet.

### 3.6 Berechnungsergebnisse mit Propellereinfluss

Die Bilder 9 bis 12 zeigen die Ergebnisse der viskosen Strömungsberechnung mit ausschließlich axialem Propellereinfluss. Der Vergleich zwischen den Bildern 6 und 10 zeigt, dass im Vorschiffsbereich keine erkennbaren Differenzen zwischen den Druckverteilungen mit und ohne Berücksichtigung der Propellerwirkung bestehen. Im Gegensatz dazu sind im Hinterschiffsbereich deutliche Unterschiede erkennbar. Vor dem Propeller ist ein deutlicher Druckabfall infolge der Saugwirkung des Pro-

spannung an der Sohle hat. Dieser Einfluss beginnt erst einige Propellerdurchmesser hinter dem Schiff, bedingt durch die Aufweitung und Vermischung des Propellerstrahls. Er ist von der Schwimmhöhe des Schiffes und von der Größe des Flottwassers abhängig. Die Größe der Wandschubspannung, die durch den Propellerstrahl verursacht wird, ist deutlich geringer als die Wandschubspannung unter dem Bug. Einflussfaktoren für die Verteilung der Wandschubspannung sind die örtliche Topologie der Sohle und ihre Rauigkeit, Schiffsform, Schwimmhöhe und Schubbelastungsgrad des Propellers.

Der Propellerstrahl ist in Bild 12 an den roten Geschwindigkeitsvektoren erkennbar. Durch den Flachwasser-einfluss wirkt der Propeller auf die Strömung auf charakteristische Weise, die sich in 3 lokale Gebiete gliedert. Erstens wird die Strömung zwischen Sohle und

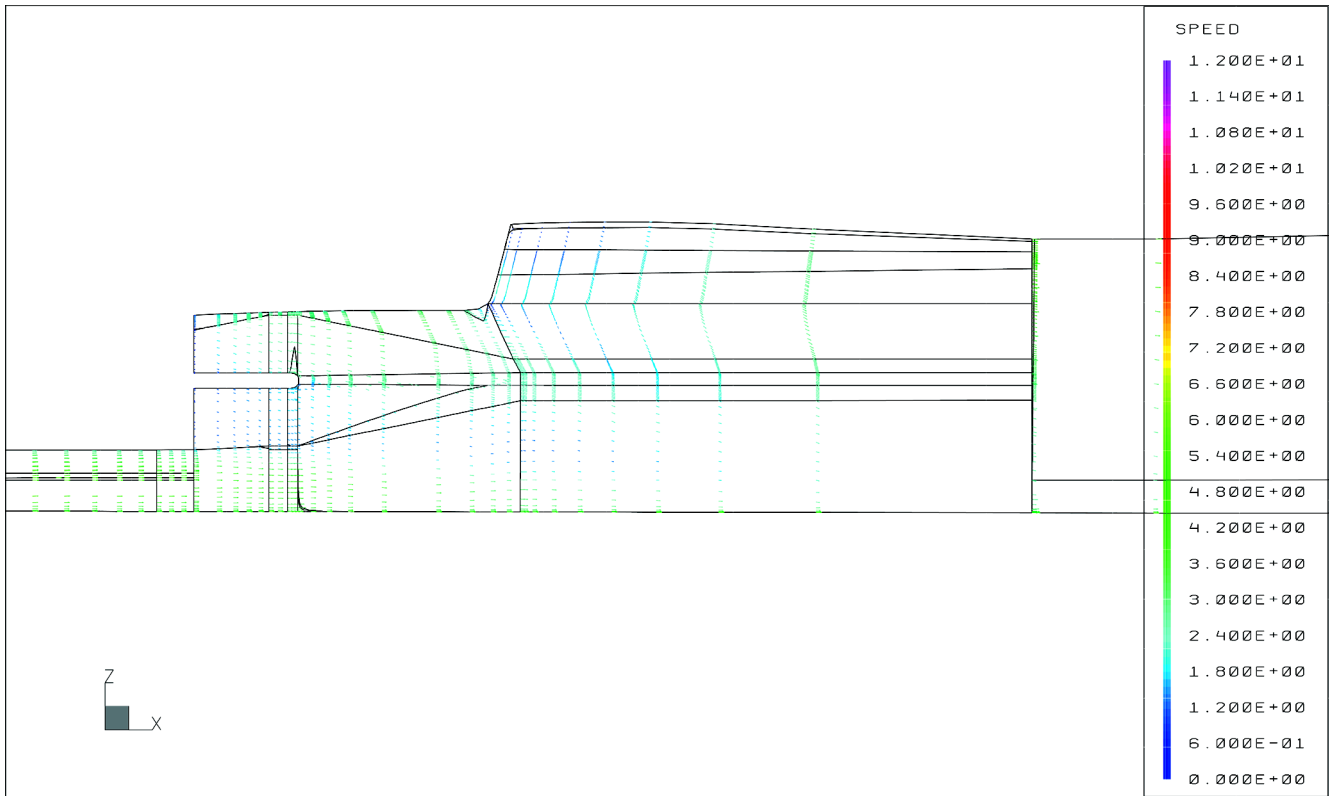


Bild 8: Geschwindigkeitsvektoren in der Mittschiffsebene – ohne Propeller

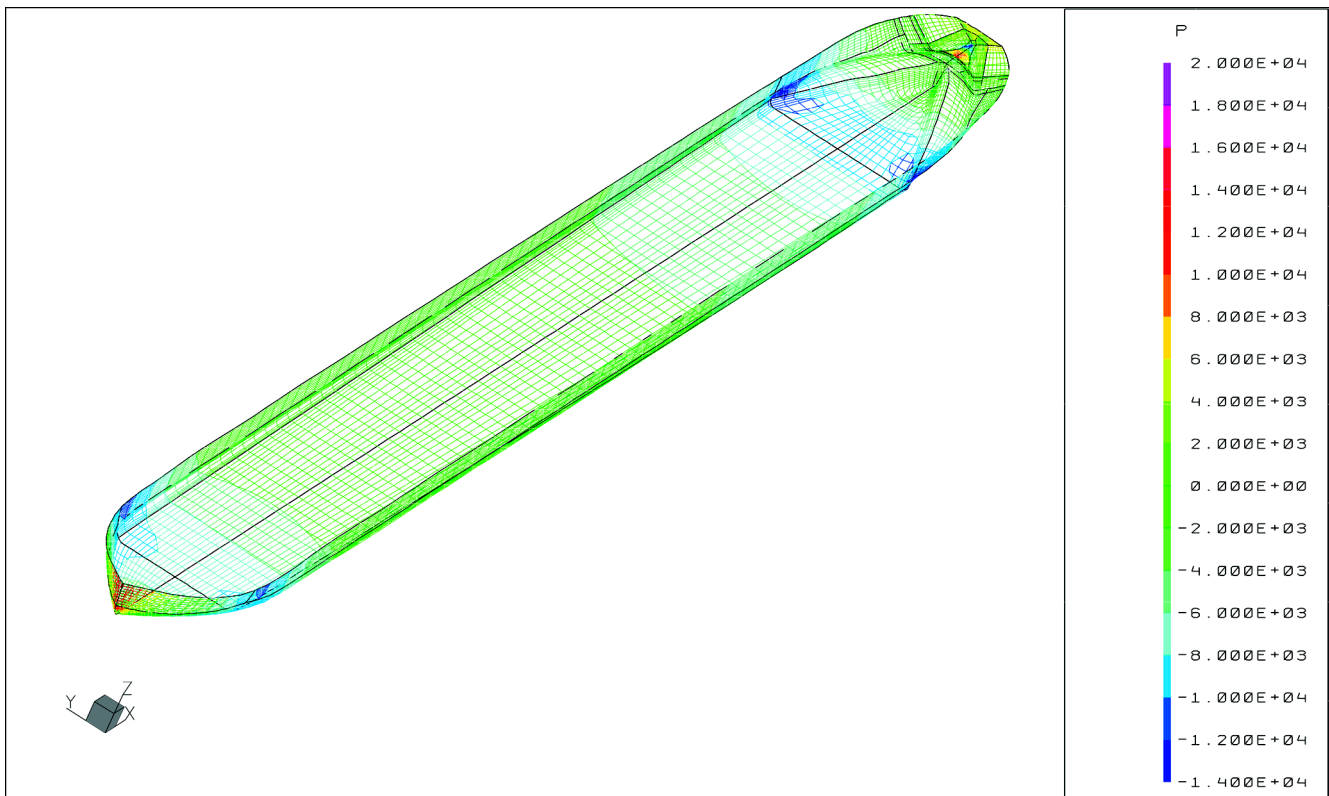


Bild 9: Druckverteilung am Schiff – mit Propeller

Schiffsboden vor dem Propeller beschleunigt. Dadurch, dass der Propeller die Strömung durch die Propeller-ebene saugt, verlangsamt sich die Strömungsgeschwindigkeit direkt unter dem Propeller. Drittens beschleunigt sich die Strömung hinter dem Propeller auch außerhalb des Propellerstrahls. Die Ursache hierfür liegt darin, dass die kinetische Energie des Propellerstrahls durch einen Vermischungsprozess in die Außenströmung getragen wird. Der Abstand hinter dem Schiff, nachdem die Propellerwirkung auf der Sohle merkbar wird, hängt von der Geschwindigkeit des Vermischungsprozesses ab. In der durchgeführten Berechnung wurde nur die axiale Komponente der Propellerwirkung simuliert. Durch die eigentliche Rotation des Propellerstrahls setzt seine Wirkung auf die Sohle eher ein.

Die Berücksichtigung der geometrischen Gegebenheiten der Fahrrinne, der Zusammensetzung des Sohlenmaterials und der Viskosität der Strömung ist für diese Aufgabe sehr wichtig, jedoch mit sehr hohem Rechenaufwand verbunden.

Die Berechnungen der vom Schiff induzierten Geschwindigkeiten und der Wandschubspannung an der Sohle erfolgte zu einem ohne, und zum anderen mit Berücksichtigung des Propellerstrahls.

Die erreichten Rechenergebnisse für die Wandschubspannung am Flussboden zeigen, dass bei beiden Berechnungsvarianten unter dem Vorschiff die größten Werte auftreten. Der Vergleich der beiden Berechnungs-

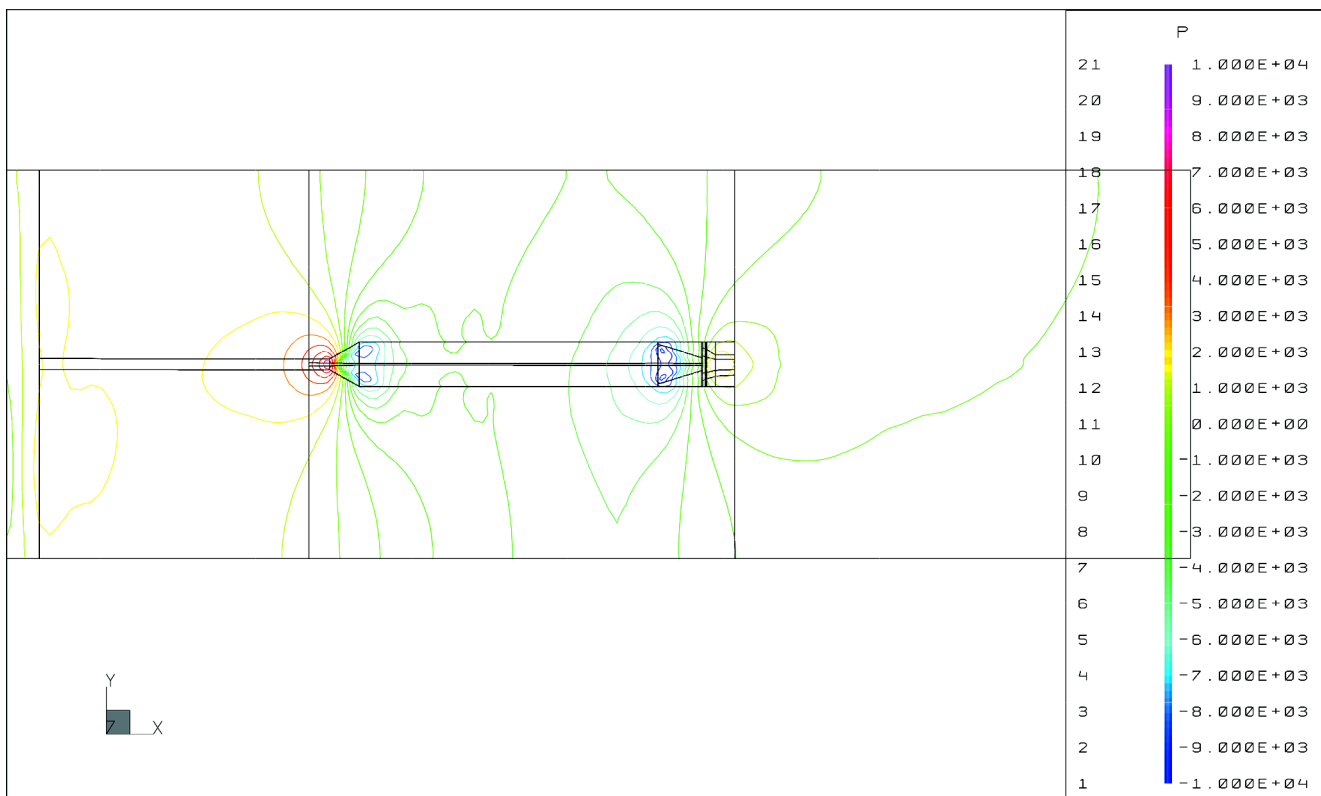


Bild 10: Druckverteilung am Gewässerboden – mit Propeller

#### 4 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurde der Einfluss eines fahrenden Großmotorgüterschiffs auf die Flusssohle des Rheins numerisch bestimmt. Die Untersuchung umfasst die Berechnung der Wellenbildung auf der freien Wasseroberfläche unter extremen Flachwassereinfluss mit dem Simulationsmodell SHIPFLOW, sowie die vom Schiff induzierten Geschwindigkeiten am Flussboden und die damit verbundene Wandschubspannung in der Fahrrinne des Rheins mit dem Rechenverfahren TASCflow.

varianten zeigt deutlich den Einfluss des Propellers auf die Wandschubspannung der Sohle. Dieser Einfluss kommt erst in einiger Entfernung hinter dem Schiff zum tragen. Diese Entfernung ist abhängig von der Geschwindigkeit des Vermischungsprozesses des Propellerstrahls und der Außenströmung.

Moderne Rechenverfahren sind trotz der komplizierten Geometrie von Schiffsform und Sohle in der Lage, die Strömung und die Wechselwirkung zwischen Schiff und Fahrwasser zu erfassen. Dieser erreichte Stand ermöglicht Studien zu den Wechselwirkungsparametern. Die numerischen Berechnungen verstehen sich als eine sinnvolle Ergänzung zu den Naturmessungen.

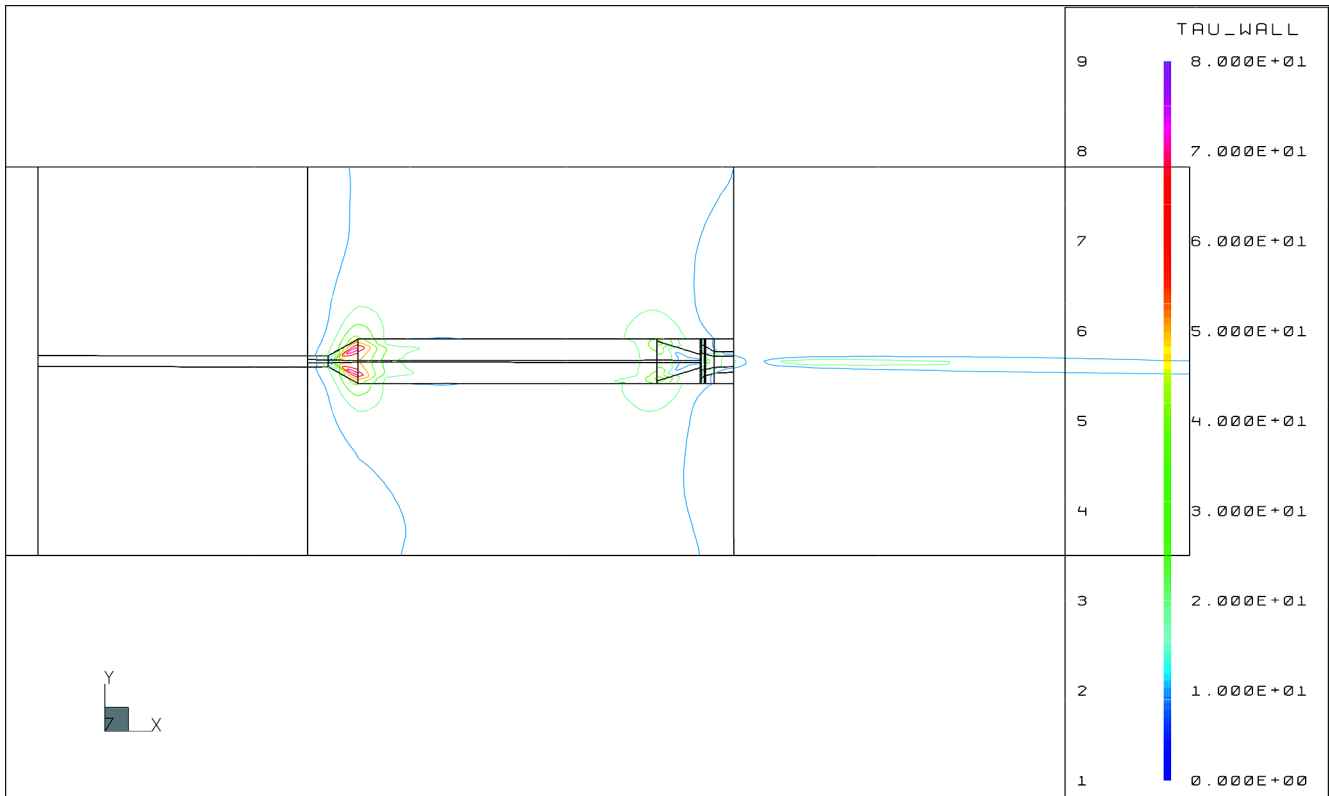


Bild 11: Schubspannung am Gewässerboden – mit Propeller

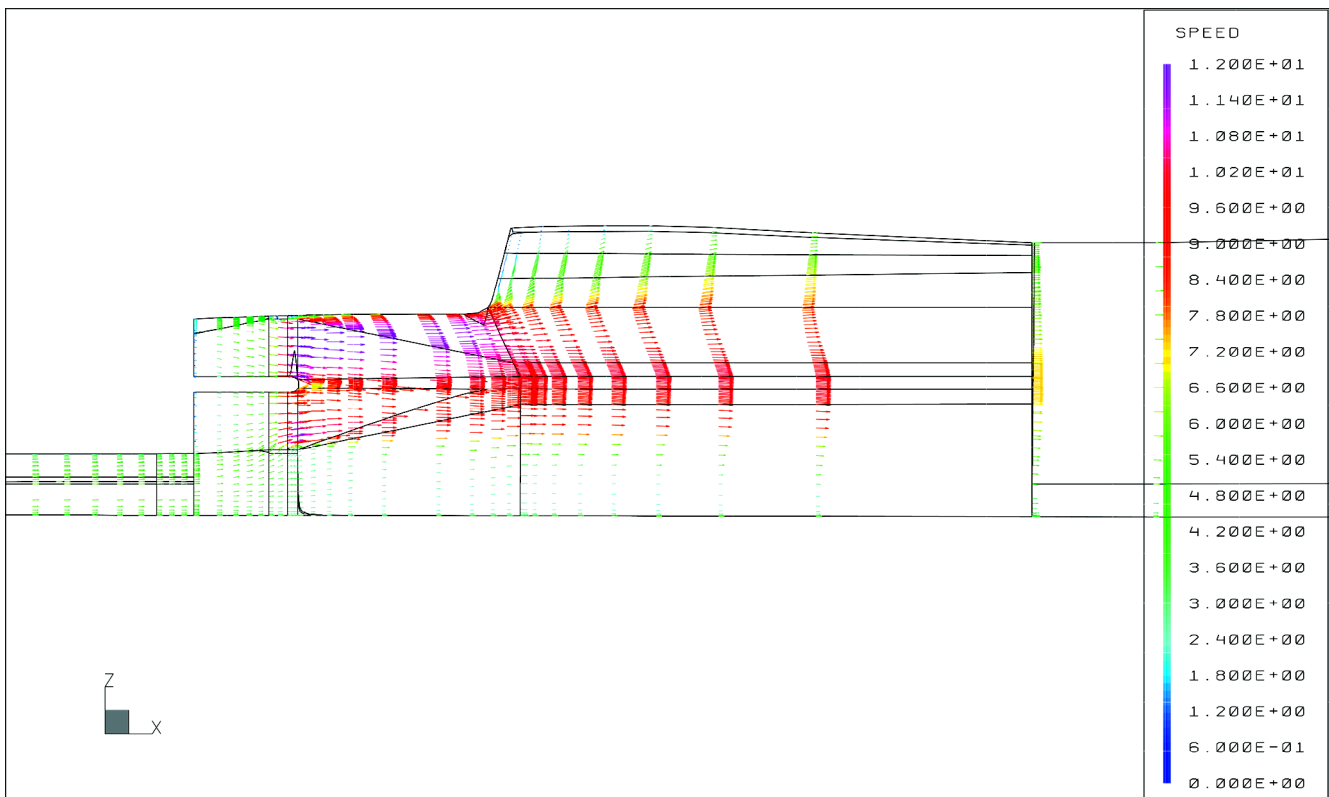


Bild 12: Geschwindigkeitsvektoren in der Mittschiffsebene - mit Propeller



# Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und die Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser (Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN)

DR. RER. NAT. MANFRED FUEHRER; BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU;  
DR. RER. NAT. WOLFGANG PAGEL; WP SOFT, BORGS DORF

## 1 Einführung

Physikalische Bezugsgröße für die hydraulische und fahrdynamische Charakterisierung der Fahrtzustände von Verdrängungsschiffen (Frachtschiffen) bei der Kanalfahrt ist die kritische Schiffsgeschwindigkeit (untere kritische Geschwindigkeitsgrenze). Sie beschreibt die Grenze, von der an der durch den eintauchenden Schiffskörper, den Wasserspiegelabsenkung neben dem Schiff und die dynamische Tauchung (Squat) des Schiffes eingeengte Abflussquerschnitt am Schiff nicht mehr in der Lage ist, das vom Schiff verdrängte Wasser im Fließzustand "Strömen" vollständig entgegen der Fahrtrichtung nach hinten abzuführen. Oberhalb dieser Grenze, die nach SCHUSTER [1] zunächst in Schiffsnähe lokal erreicht wird, setzt mit weiterer Steigerung der Schiffsgeschwindigkeit im kritischen Geschwindigkeitsgebiet der Kanalfahrt der instationäre Aufbau einer Stauwelle vor dem Schiff bis zum kritischen Gefälle an der oberen kritischen Schiffsgeschwindigkeit ein, das im überkritischen Schiffsgeschwindigkeitsgebiet dann die vollständige Abfuhr des verdrängten Wassers im Strömungszustand „Schießen“ ermöglicht. Der von Frachtschiffen nutzbare Schiffsgeschwindigkeitsbereich ist auf das unterkritische Geschwindigkeitsgebiet begrenzt.

Die kritische Schiffsgeschwindigkeit, auch als Stauwellengeschwindigkeit bezeichnet [1] [2], wird nach der Theorie der kurzen Bauwerke unter Vernachlässigung des Einflusses des Reibungseffektes und der Strömungsgeschwindigkeitsverteilung eindeutig aus der Grenzgeschwindigkeitsbetrachtung zum Fließwechsel im durch das Schiff "verbauten" Kanalquerschnitt in Abhängigkeit vom Querschnittsverhältnis des Kanalquerschnitts zum eintauchenden Hauptspantquerschnitt des Schiffes ( $n = A/A_M$ ) und von der Schwerebeschleunigung und der Wassertiefe unter Berücksichtigung des Kanalprofilformeinflusses hergeleitet [3].

Bei sehr kleinen Flottenwassertiefen zwischen der Kanalsohle und dem Schiffsboden versagt der Bezug auf die kritische Schiffsgeschwindigkeit als einziges Kriterium bei der Beurteilung von Fahrtzuständen. Ursachen hierfür sind das unter dem Schiff gegenüber der Betrachtung des freibleibenden Gesamtabflussquerschnitts sich früher einstellende lokale Erreichen der Grenze der Durchlassfähigkeit für die Verdrängungsströmung und das damit verbundene dynamische Tauchungsverhalten.

Sie wirken als zusätzliche begrenzende Faktoren für die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit unterhalb der kritischen Schiffsgeschwindigkeit der Kanalfahrt [4].

Zur Analyse der oben genannten Beziehungen wurden in einem ersten Untersuchungsschritt auf der Grundlage der klassischen eindimensionalen Kanaltheorie und eines mit Hilfe von Modellversuchen daraus entwickelten Squat-Berechnungsverfahrens [4] [5] Grenzwertbetrachtungen zum maßgebenden Tiefgangsverhältnis angestellt, von dem an die Begrenzung der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit durch die dynamische Tauchung bestimmt wird. In einem weiteren Untersuchungsabschnitt ist unter Anwendung der von der Firma WPsoft entwickelten Fluid-Automaten-Netzmethode zur Berechnung des 3D-Zustandes der Schiffsumströmung im allseitig beschränkten Fahrwassers (FANKAN) [4] [7] [8] [9] der Einfluss des Tiefgangsverhältnisses auf die Verteilung der Verdrängungsströmung und auf das dynamische Tauchungsverhalten untersucht worden mit dem Ziel, auch für den Bereich sehr kleiner Tiefgangsverhältnisse die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit einer allgemeineren Berechnung zugänglich zu machen. Die Untersuchungen fanden im Regel-Trapez (T)-Profil bei Wassertiefen zwischen 3,0 m und 4,0 m mit einem Großmotorgüterschiff (GMS: 110 m x 11,4 m x 2,8 m) und einem verlängerten GMS (135 m x 11,4 m x 2,8 m) statt.

## 2 Lösungsweg

### 2.1 1D-Abschätzung der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit nach der Kanaltheorie

Der Fließzustand „Strömen“ der Verdrängungsströmung herrscht bis zur theoretischen unteren kritischen Geschwindigkeitsgrenze der Kanalfahrt [3] [5] [10]:

$$V_{kr} = C^* \sqrt{gh_m} = C^* \sqrt{gh} (1 + mh / b_r)^{-0,5} \quad (1)$$

$V_{kr}$	- Kritische Schiffsgeschwindigkeit	[m/s]
$g$	- Schwerebeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$h_m$	- mittlere Wassertiefe	[m]
$b_{ws}$	- Wasserspiegelbreite	[m]
$h$	- Wassertiefe	[m]
$m$	- Böschungsneigung	[-]
$b_r$	- rechnerische Kanalbreite	[m]

$C^*$  - Beiwert [-]

$$(C^{*2})^3 + (C^{*2})^2 \left[ 6 \left( 1 - \frac{1}{n} \right) + C^* \left[ 12 \left( 1 - \frac{1}{n} \right)^2 - 27 \right] \right] + 8 \left( 1 - \frac{1}{n} \right)^3 = 0$$

$n$  - Querschnittsverhältnis [-]

$$n = A / A_M$$

$A$  - Kanalquerschnitt [m<sup>2</sup>]

$A_M$  - eintauchender Hauptspantquerschnitt des Schiffes [m<sup>2</sup>]

Die Abschätzung des Grenzwertes der Flottwassertiefe, von der an die nach Gl. (1) berechneten kritischen Schiffsgeschwindigkeiten auf Grund des dynamischen Tauchungsverhaltens sich nicht mehr einstellen lassen, gelingt mit Hilfe des bereits zitierten Squatberechnungsverfahrens nach RÖMISCH [5] [6]. Das Verfahren ermöglicht unter Berücksichtigung der Formparameter des Schiffes – ausgehend von der Berechnung der Bug- und Heckeinsinktiefen bei der kritischen Schiffsgeschwindigkeit  $V_{kr}$  (s. Gl. (1)) – die Ermittlung des schiffsgeschwindigkeitsabhängigen Tauchungsverhaltens. Damit ist die Grenzflottwassertiefe für das Aufsitzen des Schiffes bestimmbar.

Für die Bug- und Hecktauchung gilt gemäß [5] [6] der Ansatz:

(2)

Die Beziehung gilt für den Fall der symmetrischen Schiffsumströmung (mittige Fahrt eines Schiffes entlang der Kanalachse). Sie ist in Bild 1 in dem für den Kanalfall, d. h. in dem für die Tiefen- und Breitenbeschränkung zutreffenden Bereich des Querschnittsverhältnisses [11] ausgewertet und mit Ergebnissen von Modelluntersuchungen und Naturmessungen verglichen [3] [10]. Unter Kanalbedingungen liegt die wirtschaftliche Schiffsgeschwindigkeit bei  $0,9 V_{kr}$ . Oberhalb dieser Grenze nehmen der Schiffswiderstand und die dynamische Tauchung des Schiffes überproportional zu.

mit:

- dem Formbeiwert der Bugtauchung [-]

$$C_{F,B} = \left( \frac{10 C_B}{L/B} \right)^2$$

- dem Formbeiwert der Hecktauchung [-]

$$C_{F,H} = 1$$

- dem Geschwindigkeitsbeiwert [-]

$$C_V = 8 \left( \frac{V}{V_{kr}} \right)^2 \left[ \left( \frac{V}{V_{kr}} - 0,5 \right)^4 + 0,0625 \right]$$

und den bisher noch nicht eingeführten Bezeichnungen

- $L$  - Schiffslänge [m]
- $B$  - Schiffsbreite [m]
- $T$  - Tiefgang [m]
- $C_B$  - Blockkoeffizient des Schiffes (Verdrängungsgrad) [-]

Die Hecktauchung ist nach Gl. (2) lediglich vom Tiefgangsverhältnis  $h/T$ , die Bugtauchung zusätzlich noch vom Verdrängungsgrad  $C_B$  und dem  $L/B$ -Verhältnis abhängig. Bugtauchungsformbeiwerte  $C_{F,B} < 1$  bedeuten hecklastige,  $C_{F,B} > 1$  buglastige und  $C_{F,B} = 1$  keine Vertrimmung. Der Ansatz Gl. (2) gilt nur für im Ruhezustand ( $V = 0$ ) gleichlastig tauchende Schiffe; er darf (wie es in der Literatur z. T. erfolgt ist [11]) nicht auf im Ruhezustand bereits vertrimmte Leer- oder Ballastfahrer angewandt werden.

Die untersuchten Typschiffe GMS und das unter Beibehaltung der Bug- und Heckform verlängerte GMS („Neuburg“) tauchen nach Gl. (2) hecklastig (s. Tabelle 1). Unter diesen Bedingungen ergibt sich der Grenz-

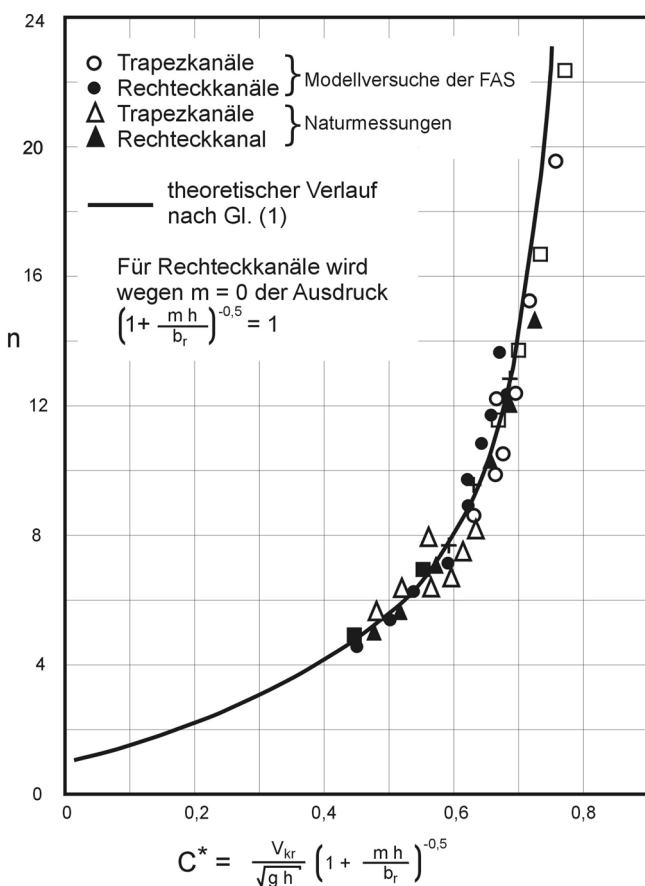


Bild 1: Kritische Schiffsgeschwindigkeit als Funktion Querschnittsverhältnis [3] [10]

wert des Tiefgangs- und Querschnittsverhältnisses, bei dem es zum Aufsitzen des Schiffes unterhalb der kritischen Geschwindigkeitsgrenze ( $V < V_{kr}$ ) kommt, aus der Hecktauchungsrechnung  $\Delta T_{H,kr}$  als Funktion der Wassertiefe (Gl. (2) mit  $C_{F,H} = 1, C_v = 1$ ).

L [m]	B [m]	$\nabla$ [m <sup>3</sup> ]	$C_B$ [-]	L/B [-]	$C_{F,B}$ [-]
110	11,4	3.125,0	0,89	9,65	0,851
135		3.921,5	0,91	11,84	0,891

Tabelle 1: Bugtauchungsbeiwerte des GMS und des MS „Neuburg“

Die Auswertung dieser Beziehung ist in Bild 2 vorgenommen. Das Grenztiefgangsverhältnis für das Aufsitzen des Schiffes beträgt  $(h/T)_{gr} = 1,17$ . Es entspricht im Regel-T-Profil der Wassertiefe  $h_{gr} = 3,27$  m bzw. dem Querschnittsverhältnis  $n_{gr} = 4,18$ . Unterhalb dieses n-Wertes können die in Bild 2 angegebenen  $V_{kr}$  nicht mehr gefahren werden.

und damit die instationären Strömungsvorgänge vor der Erschöpfung der Durchlassfähigkeit des freibleibenden Abflussquerschnitts unter dem Schiff vernachlässigen. Letztere bewirken die Beschleunigung der Zunahme von  $\Delta T_H$ . Tatsächlich ist also das Aufsitzen gegenüber der Rechnung nach Gl. (2) bereits früher zu erwarten. Genauere Auskunft hierüber kann nur die 3D-Simulation der Schiffsumströmung geben.

## 2.2 3D-Untersuchung des Tiefgangs- und Formparametereinflüsse mit Hilfe des Fluid-Automaten-Netz-Programmpakets FANKAN

### 2.2.1 Modellkonzeption

Zur fahrwasserbezogenen Untersuchung stationärer Strömungszustände beim typischen Kanalfall wurde bei WPsoft das Verfahren FANKAN entwickelt und als gleichnamiges Softwarepaket implementiert. FANKAN ermöglicht die Simulation stationärer Strömungszu-

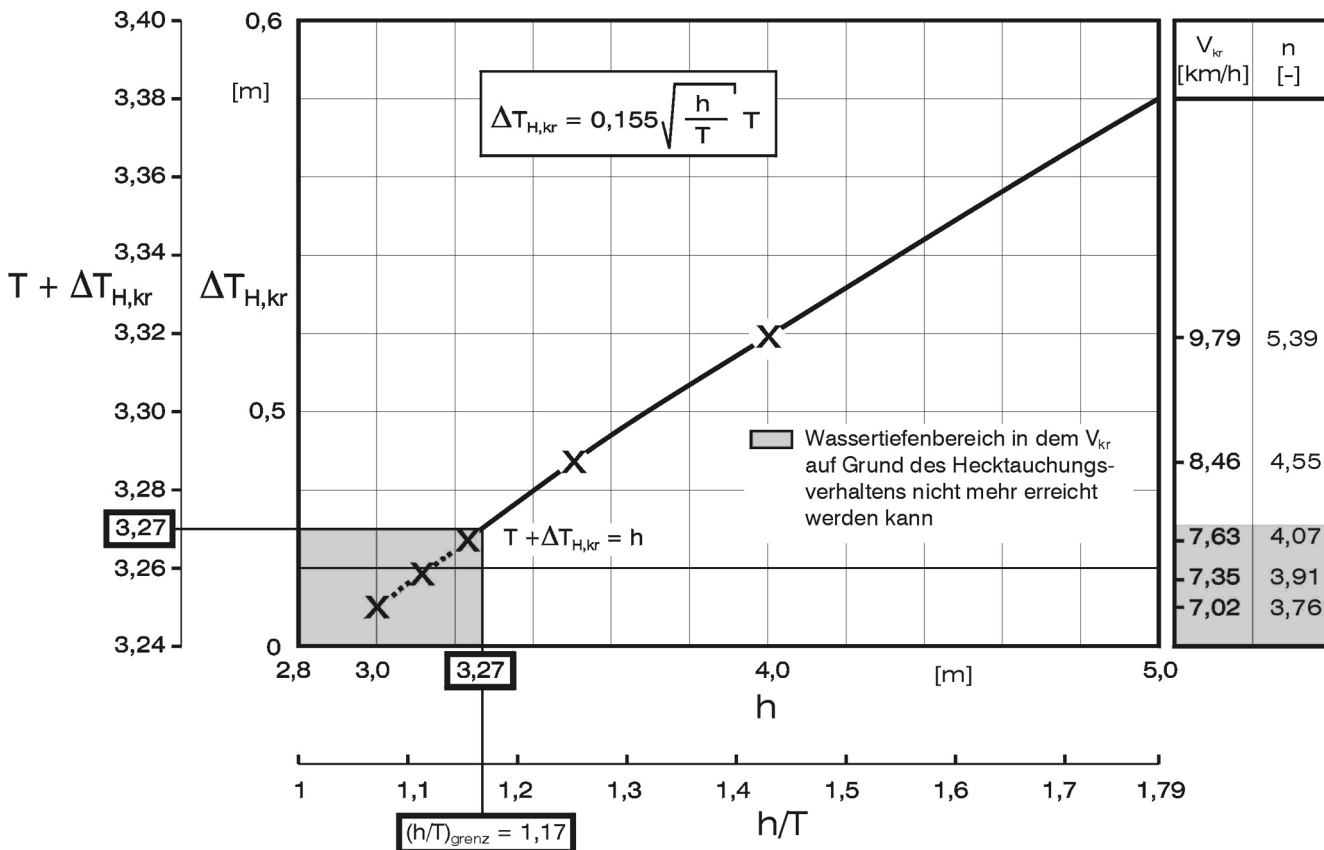


Bild 2: Wassertiefenabhängigkeit der Hecktauchung im Regel-T-Profil für  $B = 11,4$  m und  $T = 2,8$  m bei  $V_{kr}$

Auf der Grundlage der Gl. (2) lassen sich auch die bei  $h/T < 1,17$  bzw.  $n < 4,18$  erreichbaren Grenzgeschwindigkeiten  $V_{gr}$  berechnen. Sie liegen im betroffenen Wassertiefenbereich – bezogen auf  $V_{kr}$  – bei  $V_{gr}/V_{kr} = 0,85$  ( $h = 3,0$  m),  $0,927$  ( $h = 3,1$  m) und  $0,975$  ( $h = 3,2$  m). Bei der Bewertung dieser Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass sie die kontinuierliche Vergrößerung von  $\Delta T_H = f(V)$  bis zum Zeitpunkt des Aufsitzens voraussetzen

stände bei der Fahrt völliger Schiffe mit unterkritischer Geschwindigkeit auf allseitig begrenztem Fahrwasser. Die Strömung um das Schiff, die Lage der freien Oberfläche sowie die globalen Größen wie Widerstand, Tauchung, Trimm können in praktisch relevanten Fällen mit vertretbarem Rechenaufwand in ausreichender Genauigkeit beschrieben werden.

Das Modell basiert auf einer unmittelbaren Diskretisierung des kontinuierlichen Strömungsvorgangs unter Umgehung der gewöhnlich zur Beschreibung hydrodynamischer Vorgänge benutzten Gleichungen. Das verwendete abstrakte mathematische Modell beruht auf einer Zerlegung des durchströmten Raumes in (endlich viele endlich große) Volumenzellen und einer Auflösung des zeitlichen Ablaufes in eine Folge endlich langer Zeitabschnitte (Takte). Diese vollständige Diskretisierung bezüglich Raum und Zeit ist in FANKAN kein Hilfsmittel zur numerischen Behandlung, sondern konstituierender Bestandteil des Modells: Der vom Modell nachgebildete Strömungsvorgang wird nicht durch Abläufe innerhalb der Volumenzellen, sondern durch Austauschvorgänge zwischen ihnen, und nicht durch das Verhalten innerhalb eines Zeitabschnittes (Taktes), sondern durch die Änderungen von Takt zu Takt beschrieben. Dabei wird idealisierend einer jeden Zelle ein einheitlicher Strömungszustand zugeordnet und vom Zeitverhalten innerhalb eines Abschnitts abstrahiert. Die mathematische Formulierung erfolgt durch ein Netz auf einer gemeinsamen Taktskala arbeitender abstrakter Automaten, die die Volumenzellen repräsentieren. Die lokalen Austauschvorgänge zwischen den Zellen werden durch Kopplungsfunktionen, die lokalen Veränderungen an den einzelnen Zellen beim Übergang von einem Zustand zum nächsten durch Übergangsfunktionen wiedergegeben. Kopplungs- und Übergangsfunktionen realisieren Abstraktionen der in realen Strömungsvorgängen im unendlich Kleinen bestehenden Beziehungen, übertragen auf die endlich großen elementaren Bausteine des Modells (Zellen, Takte). Der Umfang der nachgebildeten elementaren Mechanismen hängt von der gewünschten Beschreibungsgüte ab und hat wesentlichen Einfluss auf den Berechnungsaufwand. Stets im Funktionsumfang enthalten sind jedoch Formulierungen für die Kontinuitätsbedingung und Energieerhaltung (BERNOULLI-Gleichung).

FANKAN dient dem Auffinden und der Nachbildung stationärer Strömungszustände. Diese erscheinen im Modell (Automatennetz) als solche, bei denen sich die Austauschbeziehungen zwischen den Zellen (Automaten) auch nach Ablauf weiterer Zeittakte nicht mehr ändern. Die stationären Zustände lassen sich nicht direkt bestimmen. Sie können aber mit beliebiger Genauigkeit iterativ angenähert werden. Diese Iteration erfolgt bei FANKAN durch die taktweise Arbeit des Modells selbst. Von einem nicht stationären Anfangszustand aus bewegt sich das System durch die in ihm ablaufenden Veränderungen in einem simulierten „Anfahrvorgang“ Schritt für Schritt zu einem stationären Zustand hin. Der stationäre Zielzustand erlaubt eine sinnvolle physikalische Interpretation als stationärer Strömungszustand. In den iterativen Zwischenschritten (Takten) dorthin wird jedoch ein unphysikalisches Verhalten nicht nur zugelassen, sondern ist für den Fortgang der Iteration erforderlich. Die Abweichungen in Bezug auf Kontinuitätsbedingung und Energieerhaltung bestimmen in jedem Takt den nächsten Schritt in Richtung des diese Bezie-

hungen erfüllenden stationären Zustandes.

Zur Realisierung der taktweisen Annäherung an den stationären Zustand wird angenommen, dass jeder Zelle zusätzliche charakteristische Größen (die Zustände im engeren Sinne der Automatentheorie) derart zugeordnet sind, dass einerseits Austauschvorgänge nur dort stattfinden, wo bezüglich einer dieser Größen ein Gefälle zwischen zwei benachbarten Zellen vorhanden ist und andererseits diese Zustände selbst durch die in jedem Zeittakt erfolgenden Austauschvorgänge verändert werden. Diese zusätzlichen Größen sind anschaulich in erster Näherung als diskrete Potentiale zu deuten. Die eigentlichen physikalischen Zustandsgrößen treten bei dieser Modellierung als abgeleitete Größen auf.

Bei der Modellierung wird von einem das Schiff enthaltenden und in Kanallängsrichtung mit diesem mitbewegten endlichen Kanalstück ausgegangen. Ein positiv orientiertes kartesisches x-y-z-Koordinatensystem wird so in diesen Kontrollraum gelegt, daß die positive x-Achse parallel zur Kanallängsrichtung in Fahrtrichtung des Schiffes verläuft, die y-Achse quer zur Fahrtrichtung (von Steuerbord nach Backbord) und die z-Achse senkrecht aufwärts. Dieses Koordinatensystem wird in Längsrichtung mit dem Schiff mitbewegt, in den anderen beiden Richtungen bleibt es fest bezüglich der Fahrwasserbegrenzungen. Da ein mit dem Schiff mitbewegtes Koordinatensystem vorausgesetzt ist, wird der Kontrollraum in Richtung der negativen x-Achse durchströmt. Vor und hinter dem Kontrollraum wird eine ungestörte, homogene Strömung mit der (negativen) Schiffsgeschwindigkeit angenommen.

Durch Teilungen auf den drei Achsen wird der zunächst noch quaderförmige Kontrollraum in endlich viele quaderförmige Volumenelemente zerlegt. Durch fünf (im symmetrischen Fall, bei Rechnung im Halbraum  $y > 0$ , nur vier) ausgezeichnete Schnittebenen wird ein als nicht-durchströmt gekennzeichnete Teilquader herausgetrennt. Er stellt das Urbild für das zu modellierende Unterwasserschiff dar, das aus diesem Teilquader durch Verzerrung gewonnen wird. Auch ein nicht-rechteckiger Kanalquerschnitt wird durch Verzerrung gewonnen.

Den ausgezeichneten Schnittebenen werden, wie in Bild 3 dargestellt ist, fünf Kappen (vier im symmetrischen Fall) – Heckkappe, Bugkappe, (rechte und) linke Seite, Boden – zugeordnet. Diese sind so festgelegt, dass sie, einander überschneidend und jeweils an die Grenzen des Kontrollraumes fortgesetzt, zusammengenommen die unter Wasser liegenden Teile der Schiffshaut liefern. Auf diese Weise sind für die ausgezeichneten Trennebenen Verzerrungen definiert, die den herausgetrennten nicht-durchströmten Teilquader auf das Unterwasserschiff abbilden. In geeigneter Weise abklingend, werden die Verzerrungen auf die übrigen Schnittflächen fortgesetzt. Es ergibt sich ein Gitter, das den Kontrollraum in windschiefe quaderähnliche Sechsfächner zerlegt.

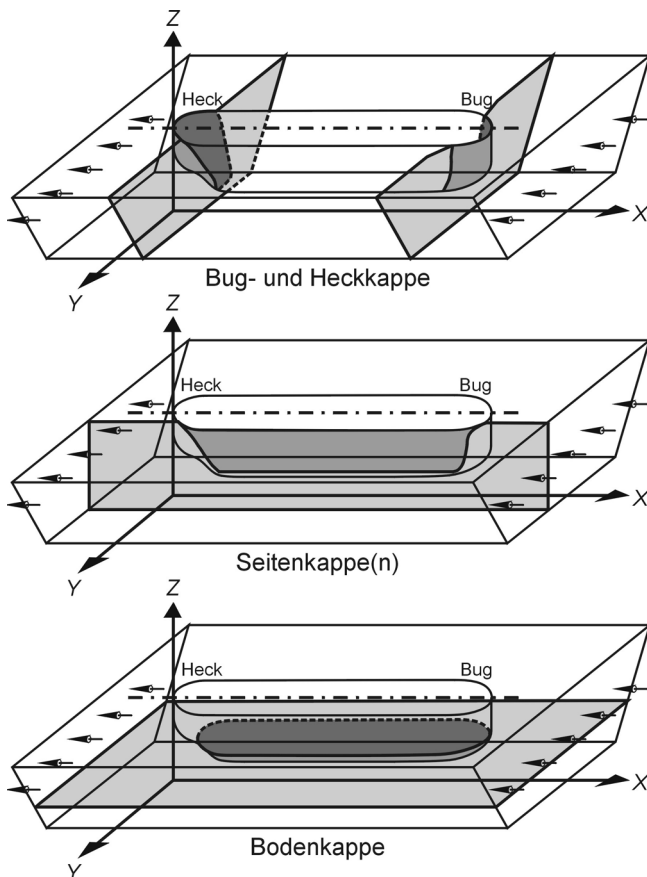


Bild 3: FANKAN-Generierung der Schiffsförmung durch die Kappendarstellung des Bugs- und Hecks, der Seiten sowie des Schiffsbodens

Die so vorgenommene Diskretisierung eines konkreten Kanalfalles führt zu einem Fluidautomatennetz. Für reibungsfreie Rechnungen können die Zustandsvektoren der einzelnen Automaten als Skalare angesetzt werden, die als diskretisierte Geschwindigkeitspotentiale aufgefasst werden können. Die Einbeziehung der Viskosität und der Reibungseinflüsse an den Rändern des durchströmten Gebietes (Schiffswand, Kanalsole und -böschung) in die Modellierung erfordert die Hinzunahme zusätzlicher Komponenten in die Zustandsvektoren der einzelnen Automaten. In diesen zusätzlichen Zustandskomponenten werden die aus tangentialen Geschwindigkeitsgradienten zwischen benachbarten Zellen herrührenden Korrekturen für die Übergangsfunktionen kumulativ gesammelt. Auch hier werden wieder idealisierend die Vorgänge auf Beziehungen zwischen Zellen reduziert. In Abhängigkeit von den lokalen Reynoldszahlen stehen für die Reibung an den Wänden unterschiedliche Teilmodelle zur Verfügung. Verschiedene Wandrauigkeiten können berücksichtigt werden, indem (halbempirisch, nach ingenieurtechnischen Ansätzen) die Korrekturen aus den Wandschubspannungen berechnet werden.

Entsprechend dem „Bestreben“ der einzelnen Automaten im Fluidautomatennetz, den auf Grund der lokalen Zustandsgefälle stattfindenden Fluidaustausch ins

Gleichgewicht zu bringen, bilden sich im Verlaufe der taktweisen Abarbeitung scheinbare Geschwindigkeiten für die Partialmassenströme zwischen je zwei benachbarten Zellen heraus. Diese auf Grund der Diskretisierung mit Sechsfächern maximal 6 Geschwindigkeiten von oder zu einer aktiven Zelle existieren im realen Vorgang nicht. Durch geeignete Zusammenfassung dieser Partialgeschwindigkeiten unter Berücksichtigung ihrer Richtungen wird die einheitlich angesetzte Geschwindigkeit einer jeden Zelle ermittelt. Bei Vernachlässigung der Reibungseinflüsse auf das Strömungsbild ergibt sich die örtliche Druckdifferenz aus der BERNOULLI-Gleichung. Bei Modellierung mit Reibung werden die Energieverluste idealisierend in die den Wänden anliegenden Zellschichten gelegt. Die Wasseroberfläche wird durch die windschiefen Deckflächen der Zellen der obersten Schicht repräsentiert. In jedem Takt werden die neuen Soll-Höhenlagen für diese Zellen ermittelt. Bei Annäherung an die kritische Geschwindigkeit versagt dieser Modellansatz. Hier endet die Anwendbarkeit von FANKAN. Die Verschiebung der Gitterpunkte der obersten Trennfläche wird gleichmäßig auf alle übrigen Eckpunkte fortgesetzt.

An der freien Oberfläche ist außer der dynamischen Gleichgewichtsbedingung auch die kinematische Randbedingung zu berücksichtigen. Dies setzt voraus, dass die Differenz zwischen Sollwert (aus lokaler Neigung der Wasseroberfläche) und Istwert (aus den lokalen Geschwindigkeiten in den Zellen) in jedem Takt erfasst werden kann. Dies ist nur möglich bei hinreichend feinmaschigen Diskretisierungen; bei grobmaschigen Diskretisierungen verschwindet der Defekt aus Soll- und Istwert durch die Nivellierung innerhalb der Zellen. Die hydraulischen Effekte (primäre Wasserspiegelabsenkung) sind aber auch ohne dieses Modellelement ausreichend gut modellierbar, zur Erfassung des sekundären Wellensystems ist jedoch die Berücksichtigung der kinematischen Randbedingung erforderlich.

Druck- und Tangentialkräfte am Schiffskörper ergeben sich aus den Geschwindigkeits- und Druckverhältnissen in den anliegenden Zellen. Durch die Lage der freien Oberfläche ist auch das getauchte Volumen zellengenau bekannt. Damit lassen sich die resultierenden Kräfte und Momente am Schiffskörper bestimmen. Eine anteilmäßige Realisierung der Sollwerte von Tauchung und Trimm wird für den nächsten Takt bereitgestellt. Die Veränderung der Lage des Schiffsgefäßes kann von FANKAN auch dann berechnet werden, wenn dieses aus gelenkig gekoppelten Prähmen besteht. Es ist dazu allerdings erforderlich, Vorgaben zur Beweglichkeit der Gelenke zu machen, um ein realitätsnahes Verhalten zu gewährleisten.

Der üblichen FROUDEschen Vorgehensweise folgend, werden in FANKAN (tangentialer) Reibungswiderstand und Restwiderstand voneinander unabhängig ermittelt und der Gesamtwiderstand als Summe dieser beiden Anteile aufgefasst. Durch diese Zerlegung des Fahrt-

widerstandes wird die Vergleichbarkeit der Rechenergebnisse mit den Ergebnissen aus Modellversuchen gewährleistet. Für die Berechnung des grundsätzlich schwierig zu bestimmenden Restwiderstandes bieten sich mehrere Möglichkeiten an. In FANKAN wird die in dem gegenüber dem Fall festgehaltener Oberfläche (tiefgetauchtes Doppelmodell) erhöhten Potentialgefälle zwischen Bug und Heck steckende Energie ermittelt. Der Reibungswiderstand wird halb-empirisch modelliert. Für die an die Schiffshaut grenzenden Automaten wird aus der Geschwindigkeit der Zelle die lokale Tangentialgeschwindigkeit ermittelt. Mit der lokalen Lauflänge (ab Bug gerechnet) ergeben sich eine lokale Reynoldszahl und damit eine lokale tangentielle Reibungskraft. Summation der x-Komponenten über alle an der Schiffshaut anliegenden Zellen liefert den (tangentialen) Reibungswiderstand.

Das Blockablaufschema des hier in seinen Grundzügen dargestellten Verfahrens FANKAN ist aus Bild 4 ersichtlich.



Bild 4: Blockablaufschema des Verfahrens FANKAN

## 2.2.2 Validierung von Ergebnissen des FANKAN-Simulation der Schiffsumströmung anhand von Schleppversuchsergebnissen

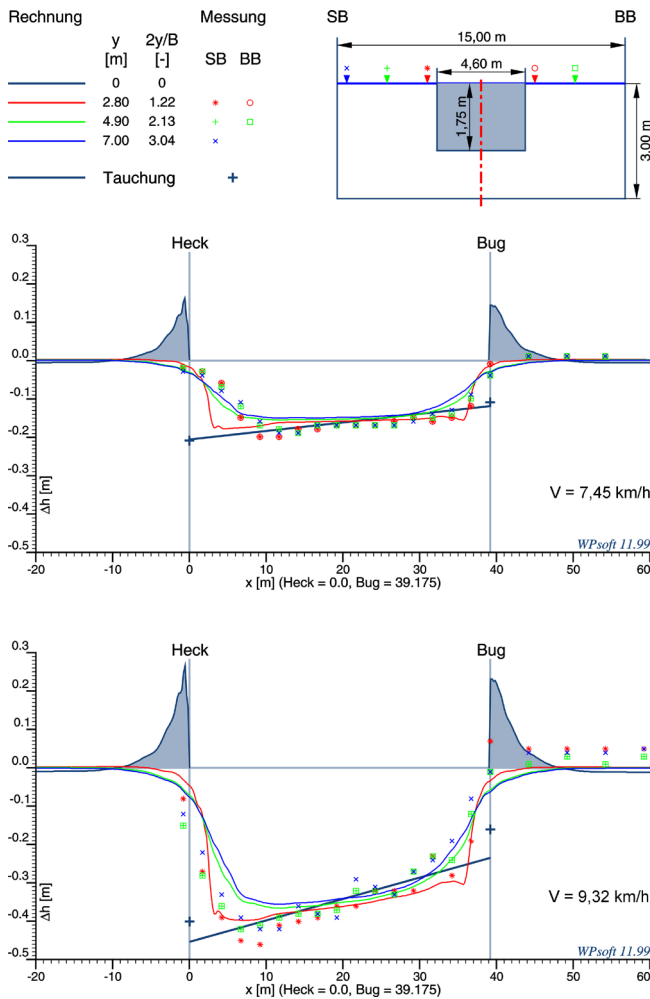
Zur Überprüfung der Aussagegenauigkeit des vorgestellten Modellkonzepts wurden unter Bezug auf Modellversuchsergebnisse der Untersuchung der 3D-Verteilung der Schiffsumströmung Vergleichsrechnungen mit dem Programm FANKAN angestellt. Die Modellversuche fanden im Maßstab 1 : 12,5 mit einem Finow-Maß-Schiff (40 m x 4,6 m x 1,75 m) in einem Rechteckprofil von 15 m Breite bei Wassertiefen zwischen  $h = 2,5 \dots 4,0$  m in 0,5 m-Abstufungen im unterkritischen Schiffsgeschwindigkeitsgebiet bei mittlerer Fahrt entlang der Kanalachse statt [12]. Gemessen wurden die Wasserspiegellängsschnitte in 3 bzw. 2 Abständen beiderseits des Schiffes, die zugehörigen Verläufe der Rückstromgeschwindigkeit über die Schiffslänge und den Kontrollraum vor und hinter dem Schiff in mehreren Messtiefen, die Rückstromgeschwindigkeit unter dem Schiff sowie die dynamische Tauchung und Vertrimmung des Schiffes.

Für die Ergebnisdarstellung der FANKAN-Simulation erfolgte die Vorgabe der „Messspuren“ des Modellversuchsprogramms, so daß ein unmittelbarer Vergleich von Berechnungs- und Versuchsergebnissen (in nach dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz übertragenen Naturwerten) ermöglicht worden ist.

Die auf diesem Wege gewonnenen umfangreichen Ergebnisse der Validierung können im Folgenden in Form charakteristischer Beispiele behandelt werden.

Der Vergleich der Wasserspiegellängsschnitte in Bild 5 zeigt im Bereich der gleichmäßigen muldenförmigen Ausbildung der Wasserspiegelabsenkung neben dem Schiff gute Übereinstimmung zwischen der FANKAN-Rechnung (ausgezogene Längsschnitte in der eingetragenen lokalen Zuordnung) und den Messwerten (eingetragene Messpunkte). Mit steigender Schiffsgeschwindigkeit entsteht zum Heck hin eine dreieckige Längsschnittform des Wasserspiegelverlaufs. Nach den unteren Längsschnitten in Bild 5 wird das nach den Messergebnissen sich ausbildende lokale Absinkmaximum unmittelbar neben dem Schiff durch die Rechnung nicht realisiert. Das Gleiche gilt auch für die bei höheren Wassertiefen und größeren Schiffsgeschwindigkeiten durch Sekundärwellenüberlagerung sich einstellende Welligkeit der Wasserspiegellage.

Der nach FANKAN berechnete hier nicht mit einem Beispiel dargestellte Verlauf der Rückstromgeschwindigkeit an den einzelnen Messstellen des freibleibenden Kanalquerschnitts am Schiff bildet bei Schiffsgeschwindigkeiten mit gleichmäßiger Absinkmulde die gemessene Situation befriedigend wieder. Bei größeren Schiffsgeschwindigkeiten treten – insbesondere bei

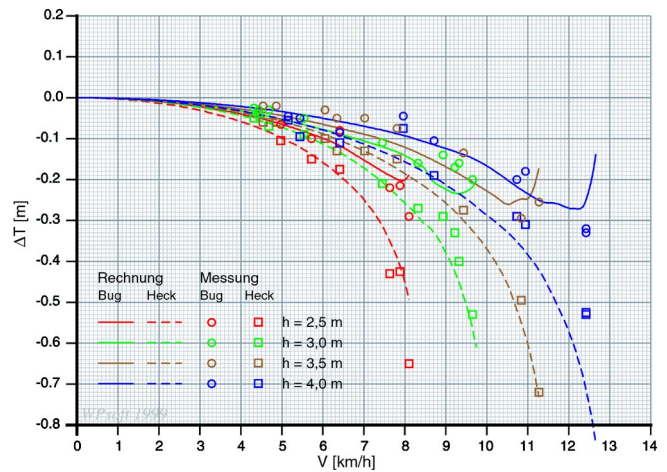


**Bild 5:** Vergleich gemessener Wasserspiegellängsschnitte neben dem Schiff sowie der Trimm- und Tauchungslagen mit Berechnungsergebnissen der FANKAN-Simulation bei der mittigen Fahrt eines Finow-Maß-Schiffes (40 m x 4,6 m x 1,75 m) in einem 15 m breiten Rechteckkanal bei 3,0 m Wassertiefe

den größeren Wassertiefen - höhere Abweichungen zwischen den gemessenen und berechneten Rückstromgeschwindigkeiten sowie in den Geschwindigkeitsanstiegs- bzw. -abnahmezonen am Vor- und Hinterschiff auf.

Der in Bild 6 für alle untersuchten Wassertiefen durchgeführte Vergleich der berechneten und gemessenen dynamischen Bug- und Hecktauchungen zeigt eine gute Abbildung der realen Verhältnisse durch die FANKAN-Simulation. Größere Streuungen der Messwerte mit Abweichungen von den berechneten  $\Delta T_B$  und  $\Delta T_H$  treten z. T. bei den Wassertiefen  $h = 3,0$  m und  $h = 4,0$  m im Übergangsbereich zur kritischen Schiffsgeschwindigkeit auf.

Die grundsätzlich richtige Wiedergabe der hydraulischen Verhältnisse durch FANKAN bestätigt den Ansatz für die Nachbildung der physikalischen Größen und Bezie-



**Bild 6:** Vergleich gemessener dynamischer Tauchungen eines Finow-Maß-Schiffes (40 m x 4,6 m x 1,75 m) in einem 15 m breiten Rechteckprofil bei variabler Wassertiefe mit Berechnungsergebnissen der FANKAN-Simulation

hungen im Modell und die Wirksamkeit der implementierten Algorithmen. Die zu Tage tretenden Abweichungen geben Aufschluss über die mit der für die Rechnungen gewählten Diskretisierung erreichbaren Abbildungsgüte des Modells. In erster Näherung kann die für eine FANKAN-Rechnung eingesetzte Diskretisierung von Schiff und Kanalstück durch die mittleren Kantenlängen der Zellen in den drei Grundrichtungen charakterisiert werden, etwas genauer durch die Kantenlängen in hydrodynamisch kritischen Bereichen. Kleinräumig zu beschreibende Erscheinungen (Sekundärwellensystem, lokale Absunkspitzen) benötigen Kantenlängen, die klein gegenüber der Ausdehnung dieser Erscheinungen sind. Die Kantenlängen der Zellen haben aber wegen des dreidimensionalen Ansatzes einen näherungsweise mit dem Exponenten 3 behafteten Einfluss auf die Rechenzeit. Je nach Modellierungsziel kann ein geeigneter Kompromiss zwischen Beschreibungsgüte und Rechenzeit gefunden werden. Für die Validierungsrechnungen mit dem Typschiff AMANDA wurde eine Diskretisierung gewählt, die für weite Geschwindigkeitsbereiche akzeptable Zellengrößen bei für derartige Serienrechnungen noch vertretbarem Rechenaufwand herstellt (mittlere Kantenlänge in x-Richtung z. B. etwa 2 m, Kantenlänge in kritischen Bereichen etwa 0,3 m). Die oben benannten Abweichungen zwischen Messung und Rechnung zeigen die Grenzen dieses Kompromisses.

### 3 Tiefgangs- und Formparameterereffekte im Regel-T-Profil

Die 3D-Simulation der Schiffsumströmung des GMS und des MS „Neuburg“ im Regel-T-Profil mit dem Programm FANKAN wurde in dem erfassten Wassertiefenbereich  $h/T > 1,17$  jeweils für die Schiffgeschwindigkeitsstufen von 40, 60, 70, 80, 90, 95 und 98 % von  $V_{kr}$  nach Gl. (1) durchgeführt. Grund für den Abbruch der Rechnungen bei  $V/V_{kr} = 0,98$  ist die oberhalb dieses Grenzwertes im

Übergangsbereich zum kritischen Geschwindigkeitsgebiet einsetzende Instabilität des Modells (s. Abschnitt 2.2).

Bei Tiefgangsverhältnissen  $h/T < 1,17$  war die erreichbare höchste Schiffsgeschwindigkeit  $V_{gr} < 0,98 V_{kr}$  unbekannt. Sie musste bei der Simulation durch iterative Annäherung mit sehr kleinen Änderungen von  $V$  bestimmt werden.

Die zur Abnahmecharakteristik von  $V_{gr}$  mit sich verringerndem Tiefgangsverhältnis erhaltenen Ergebnisse zeigt die Tabelle 2. Neben den  $V_{kr}$ -Werten nach Gl. (1) und den  $V_{gr}$ -Werten sind in der Zusammenstellung unter Bezug die in den Bildern 7 und 8 dargestellten schiffsgeschwindigkeitsabhängigen Tauchungsfunktionen  $\Delta T_{B,H} = f(V)$  der FANKAN-Simulation auch die  $V_{gr}$  jeweils zugehörigen Bug- und Hecktauchungswerte angeben.

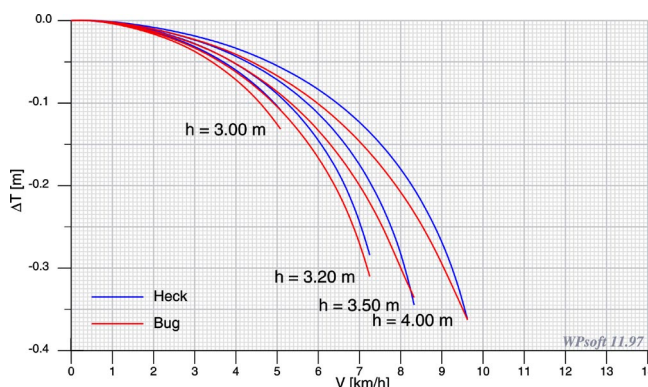


Bild 7: Dynamische Tauchung eines GMS (110 m x 11,4 m x 2,8 m) bei variabler Wassertiefe im Regel-T-Profil (FANKAN-Simulation)

L [m]			110				135			
h [m]	h/T [-]	$V_{kr}$ [km/h]	$V_{gr}$ [km/h]	$V_{gr}/V_{kr}$ [-]	$\Delta T_B$ [m]	$\Delta T_H$ [m]	$V_{gr}$ [km/h]	$V_{gr}/V_{kr}$ [-]	$\Delta T_B$ [m]	$\Delta T_H$ [m]
3,0	1,07	7,02	5,08	0,724	0,131	0,108	5,30	0,755	0,138	0,123
3,1	1,11	7,35	6,32	0,860	0,220	0,189	6,47	0,880	0,219	0,209
3,2	1,14	7,63	7,35	0,950	0,310	0,284	7,41	0,971	0,286	0,325
3,5	1,25	8,33	8,33	0,98*	0,336	0,344	8,03	0,98*	0,314	0,351
4,0	1,43	9,63	9,63	0,98*	0,363	0,363	9,63	0,98*	0,346	0,371

Tabelle 2: Erreichbare Schiffsgeschwindigkeiten eines GMS und des MS „Neuburg“ als Funktion des Tiefgangsverhältnisses nach den Ergebnissen der FANKAN-Simulation

Nach den vorliegenden Ergebnissen sinkt die erreichbare höchste Schiffsgeschwindigkeit bei sehr kleinen Tiefgangsverhältnissen schnell unter die kritische Schiffsgeschwindigkeit der Kanalfahrt ab. Dabei bestehen geringe Unterschiede zwischen dem 110 m langen und dem 135 m langen Schiff. Bei gleichem Tiefgangsverhältnis können mit dem längeren Schiff etwas höhere Geschwindigkeiten  $V_{gr}$  gefahren werden; die größere Schiffslänge „läuft“ etwas besser.

Das dynamische Tauchungsverhalten beider Schiffe wird gemäß Bild 7 und 8 im untersuchten Schiffsgeschwindigkeitsbereich nach der 3D-Simulation durch eine schwache, beim GMS etwas stärker ausgeprägte buglastigen Vertrimmung ( $\Delta T_B - \Delta T_H \leq 0,03$  m) charakterisiert. Der Übergang zu der in Tabelle 2 erfassten hecklastigen Vertrimmung bei den größeren Wassertiefen ist auf den in der Tauchungsfunktion  $\Delta T_B = f(V)$  theoretisch nachvollzogenen Beginn des Austauschens des Bugs bei der Annäherung von  $V$  an  $V_{kr}$  [5] zurückzuführen.

Abweichend von den vorstehenden Ergebnissen setzt die Anwendung der Gl. (2) bei der eindimensionalen Tauchungsberechnung nach Tabelle 1 die hecklastige

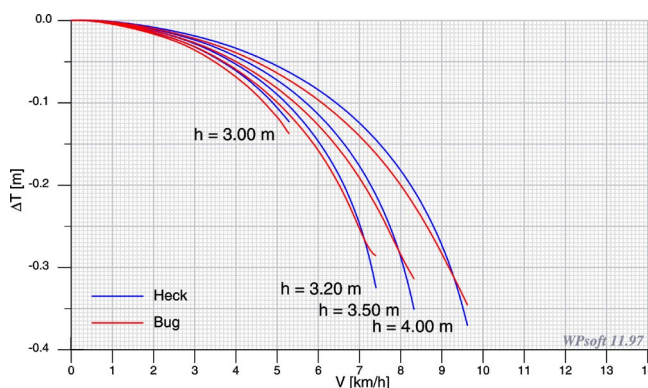


Bild 8: Dynamische Tauchung des MS „Neuburg“ (135 m x 11,4 m x 2,8 m) bei variabler Wassertiefe im Regel-T-Profil (FANKAN-Simulation)

Vertrimmung beider Schiffe im unterkritischen Schiffsgeschwindigkeitsgebiet voraus. In [4] angestellte Vergleichsrechnungen zeigen für das GMS bei hecklastiger Vertrimmung in der Größenordnung der Buglastigkeit der 3D-Simulationsergebnisse im Geschwindigkeitsbereich bis  $V_{gr} = 0,85 \dots 0,90 V_{kr}$  übereinstimmende mittlere Tauchungswerte. Mit weiterer Annäherung

an  $V_{kr}$  wächst die Hecktauchung nach Gl. (2) schneller. Für das 135 m-Schiff werden aus der 1D-Rechnung deutlich kleinere Bugtauchungen als in den Bildern 7 und 8 erhalten. Offensichtlich kommt es hier mit der Erfassung der Formeigenschaften in Gl. (2) über  $C_{F,B} = f(C_{B;L/B})$  zur Überzeichnung der Vertrimmung des MS „Neuburg“, was auf die Notwendigkeit der Präzisierung des Beiwertes im Hinblick auf den Flottwassertiefeneinfluss hinweist.

Unter Zugrundelegung der in Tabelle 2 grau hinterlegten Maximalbeträge der Bug- und Hecktauchung  $\Delta T_{max}$  wurde in Tabelle 3 das Flottwassertiefenflächenverhältnis  $\alpha_{FI} = (h - (T + \Delta T_{max})) / (h - T)$  bezogen auf den Flottwassertiefe bei  $V = 0$  gebildet. Es gibt Auskunft über die Grenze des freibleibenden Abflussquerschnitts unter dem Schiff, von dem an nach den Aussagen der FANKAN-Simulation keine weitere Abflusssteigerung in diesem Bereich mit steigendem  $V$  mehr möglich ist und der instationäre Prozess des Aufsitzens der Schiffe beginnt (s. Abschnitt 2.1). Diese Restabflussquerschnittsöffnung nimmt mit abnehmender Wassertiefe zu, d. h., die Grenze der „Schluckfähigkeit“ des freibleibenden Abflussquerschnitts unter dem Schiff ist bei kleinen Wassertiefen lokal früher erschöpft. Es besteht weiter ein deutlicher Schiffslängeneinfluss. Bei dem längeren Schiff ist danach bei vergleichbaren Wassertiefen  $\alpha_{FI}$  durchgehend kleiner als beim GMS.

L [m]	110			135		
h [m]	3,0	3,1	3,2	3,0	3,1	3,2
$\alpha_{FI}$ [-]	0,35	0,27	0,23	0,31	0,27	0,19

Tabelle 3: Restabflussquerschnittsöffnung unter dem Schiff bei  $V_{gr} (< 0,98 V_{kr})$

Die den obigen Vorgängen zu Grunde liegenden flottwassertiefen- und schiffslängenabhängigen signifikanten Veränderungen des 3D-Zustandes der Schiffströmung wurden in [4] analysiert.

In den Bildern 9 und 10 sind hierzu die schiffsgeschwindigkeitsabhängigen Funktionen der mittleren maximalen Absunks  $\Delta h = f(V)$  dargestellt und die querschnittsgemittelten maximalen Rückstromgeschwindigkeit  $V_R = f(V)$  im engsten Abflussquerschnitt sowie der querschnittsgemittelten Rückstromgeschwindigkeit  $V_{R,B} = f(V)$  im Teilabflussquerschnitt unter dem Schiffsboden jeweils für beide Schiffe miteinander verglichen. Die Beziehungen  $V_R = f(V)$  und  $\Delta h = f(V)$  in Bild 9 und 10 sind für das GMS und das längere MS „Neuburg“ deckungsgleich. Sie werden auch für  $V = V_{gr}$  durch entsprechende Rechnungen nach der eindimensionalen Kanaltheorie [1] abgebildet [4]. Im Teilabflussquerschnitt unter dem Schiff liegen die Rückstromgeschwindigkeiten  $V_{R,B} = f(V)$  nach den Ergebnissen der 3D-Simulation grundsätzlich über den gesamtquerschnittsgemittelten Funktionen  $V_R = f(V)$ . Mit abnehmender Wassertiefe vergrößert sich der Anstieg von  $V_{R,B} = f(V)$ . Zwischen

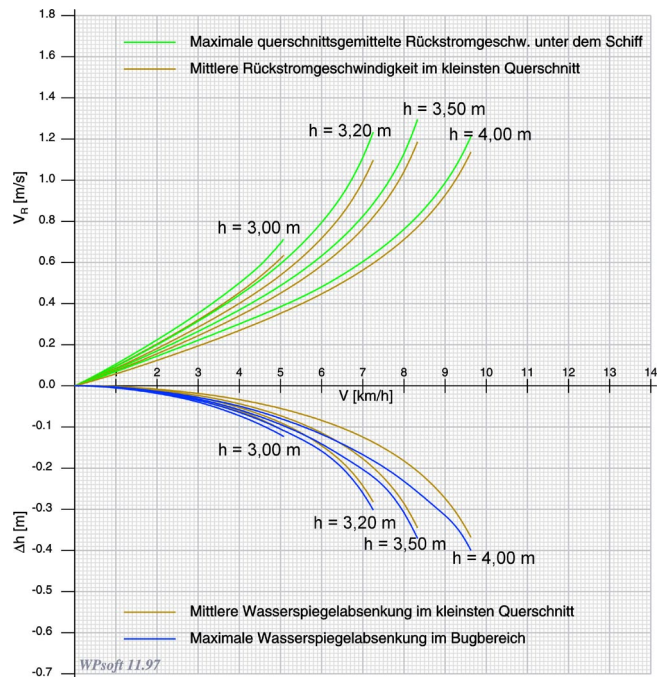


Bild 9: Rückstromgeschwindigkeit und Wasserspiegelabsenkung neben einem GMS (110 m x 11,4 m x 2,8 m) im Regel-T-Profil (FANKAN-Simulation)

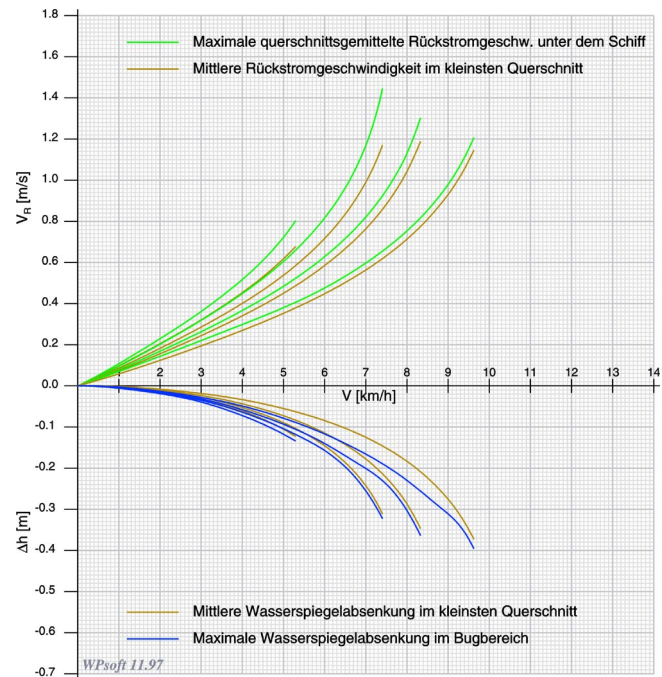


Bild 10: Rückstromgeschwindigkeit und Wasserspiegelabsenkung neben dem MS „Neuburg“ (135 m x 11,4 m x 2,8 m) bei variabler Wassertiefe im Regel-T-Profil (FANKAN-Simulation)

beiden Schiffslängen bestehen bis zur Wassertiefe  $h \geq 3,5$  m nach Bild 9 und 10 keine Unterschiede im Funktionsverlauf von  $V_{R,B} = f(V)$ . Bei Unterschreitung dieser Grenze wird mit dem stärkeren Anwachsen der  $V_{R,B}$ -Werte des MS „Neuburg“ (Bild 10) gegenüber den Rück-

stromgeschwindigkeiten unter dem GMS (Bild 9) die Beeinflussung des örtlichen Rückstromregimes durch die Schiffslänge ausgewiesen.

Einen genaueren Überblick über die Abflusssituation unter dem Schiff und ihre Abhängigkeit von der Flottwassertiefe liefert die Berechnung des Verhältnisses des tatsächlichen Abflusses der Verdrängungsströmung unter dem Schiff zum Zustrom über die Schiffsbreite und Wassertiefe. Unter Berücksichtigung der Querschnittseinengung durch die dynamische Tauchung gilt [4] [12]:

$$\alpha_Q = \frac{V + V_{R,B_x}}{V} \frac{h - (T + \Delta T_x)}{h} \quad (3)$$

mit den bisher noch nicht eingeführten Bezeichnungen:

$\alpha_Q$	-	Abflussverhältnis	[-]
$V_{R,B_x}$	-	querschnittsgemittelte Rückstromgeschwindigkeit an der Stelle $0 \leq x \leq L$ unter dem Schiff	[m/s]
$\Delta T_x$	-	dynamische Tauchung des Schiffes an der Stelle $0 \leq x \leq L$	[m]

Das Abflussverhältnis kann für jeden freibleibenden Abflussquerschnitt über die Schiffslänge  $\alpha_Q = f(L)$  für jeweils  $V = \text{const.}$  als Längenverteilung und schiffsgeschwindigkeitsabhängig für den Querschnitt des maximalen lokalen Schiffunterströmung  $\alpha_Q = f(V)$  ausgewertet werden.

Im Regel-T-Profil bestehen nach den Ergebnissen der FANKAN-Simulation für das GMS und das MS „Neuburg“ die aus Bild 11 ersichtlichen schiffsgeschwindigkeits- und wassertiefenabhängigen Zusammenhänge. Der Anteil der unter dem Schiff abfließenden Verdrängungsströmung nimmt mit sinkender Flottwassertiefe von  $0,37 \leq \alpha_Q \leq 0,30$  im Schiffsgeschwindigkeitsbereich  $0,40 \leq V/V_{hr} \leq 0,98$  bei  $h = 4,0$  m auf  $0,08 \leq \alpha_Q \leq 0,035$  im Schiffsgeschwindigkeitsbereich  $0,40 \leq V/V_{hr} \leq 0,75$  bei  $h = 3,0$  m ab. Es tritt somit eine erhebliche Verringerung des relativen Schiffunterströmung mit abnehmender Wassertiefe ein. Während zwischen den Schiffslängen  $L = 135$  m und  $L = 110$  m bei den größeren Wassertiefen in Bild 11 keine Unterschiede erkennbar sind, lässt die größere Schiffslänge bei geringen Wassertiefen kleinere spezifische Teilabflüsse unter dem Schiff, verbunden mit kleineren Restabflussquerschnittsöffnungen (s. Tabelle 3) zu, ohne dass es bereits zur Grundberührung kommt.

Die abnehmende Durchlassfähigkeit des Abflussquerschnitts unter dem Schiff mit sinkender Wassertiefe führt nach der Analyse der Sohlgeschwindigkeitsvektorfelder in [4] – bei grundsätzlich schlankerem Anströmung des längeren Schiffes - zur verstärkten Ausbildung von Querkomponenten der Rückströmung vor allem im Bugbereich, aber auch im Heckbereich. Unter dem Vorschiff

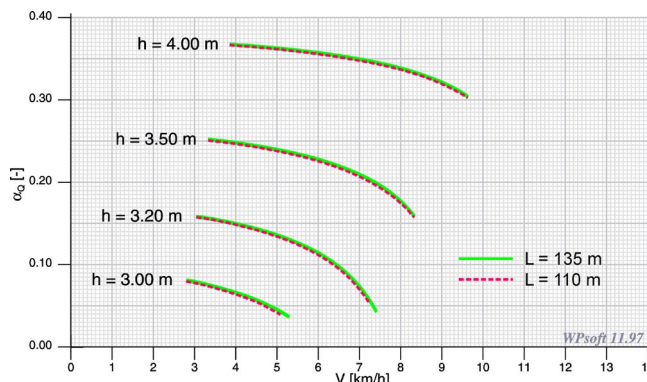


Bild 11: Abflussverhältnis der Verdrängungsströmung unter dem Schiff zum Zustrom über die Schiffsbreite und Wassertiefe für das GMS und das MS „Neuburg“ bei variabler Wassertiefe im Regel-T-Profil (FANKAN-Simulation)

werden Strömungsrichtungsauslenkungen bis zu ca. 80° erreicht. Gleichzeitig verlängert sich auf Grund dieser Entwicklung die Anströmungszone bis zum Übergang in den schiffsachsenparallelen Rückstromverlauf bei der kleinsten erfassten Wassertiefe auf etwa ein Drittel der Schiffslänge. Die Absolutbeträge der Querströmungskomponenten nehmen bei kleinen Wassertiefen infolge des Absinkens der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeiten unter die kritische Schiffsgeschwindigkeit ab.

Auf der Basis der in Tabelle 2 zusammengefassten Ergebnisse der FANKAN-Simulation können zur praktischen Beurteilung der Auswirkungen extremer Flottwassertiefenbeschränkungen die Einschränkungen der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit  $V_{gr} < V_{kr}$  durch die Erweiterung der Gl. (1) in folgender Form erfasst werden:

$$V_{gr} = C_{h/T} C^* \sqrt{gh} (1 + mh/b_r)^{-0,5} \quad (4)$$

Der Beiwert  $C_{h/T} = V_{gr}/V_{kr}$  gilt im Bereich  $h/T \leq (h/T)_{gr}$  und ist hier eine Funktion des Tiefgangsverhältnisses. Aus der Darstellung der Berechnungsergebnisse von  $C_{h/T} = f(h/T)$  in Bild 12 ist der eindeutige Schiffslängeneinfluss ersichtlich. Die Schnittstellen mit  $V_{gr}/V_{kr} = 1$  liegen für das 135 m lange MS „Neuburg“ bei  $h/T = 1,16$  und für das 110 m lange GMS bei  $h/T = 1,17$ . Sie stimmen mit den Aussagen der 1D-Abschätzung gut überein.

Für die Lösung praktischer Aufgaben der Squatbeurteilung bewegt sich der in Bild 8 ausgewiesene Schiffslängeneinfluss im Rahmen der Rechengenauigkeit. Deswegen ist der Ausgleich durch eine  $C_{h/T}$ -Funktion zweckmäßig. Es ergibt für die Abnahme der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit bezogen auf  $V_{kr}$  die Beziehung:

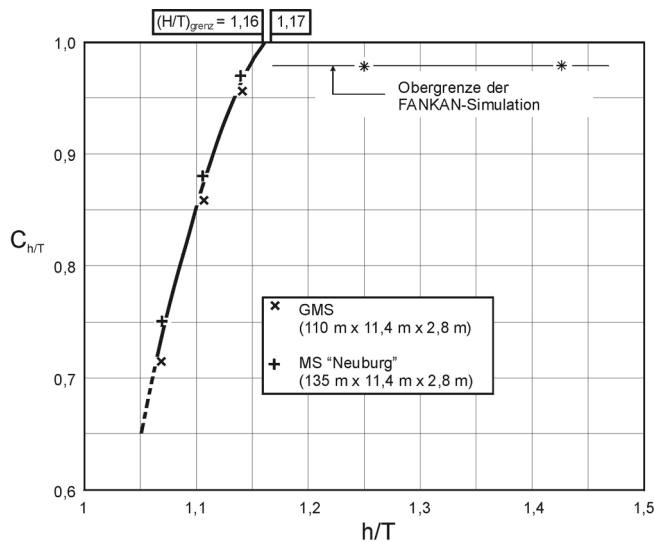


Bild 12: Erreichbare Schiffsgeschwindigkeit  $C_{h/T} = V_{gr}/V_{kr}$  im Regel-T-Profil in Abhängigkeit vom Tiefgangsverhältnis nach den Ergebnissen der FANKAN-Simulation der Schiffsumströmung

$$C_{h/T} = V_{gr}/V_{kr} = -21,44 + 37,24(h/T) - 15,43(h/T)^2 \quad (5)$$

Als Grenztiefgangsverhältnis folgt daraus  $(h/T)_{gr} = 1,16$ ; das entspricht bei dem Tiefgang  $T = 2,8$  m der Wassertiefe  $h_{gr} = 3,25$  m. Der Ansatz gilt im Bereich  $1,05 < h/T = 1,16$ .

Gemäß Gl. (4) werden im Regel-T-Profil bei den Wassertiefen  $h = 3,0$  m;  $3,1$  m und  $3,2$  m Absolutbeträge des Verhältnisses von  $V_{gr}/V_{kr}$  von  $5,2/7,0$  km/h,  $6,4/7,4$  km/h bzw.  $7,6/7,4$  km/h erhalten. Die häufig als zulässige Untergrenze angesetzte Flottwassertiefe von  $h-T = 0,2$  m bewirkt hiernach bereits die tauchungsbedingte gravierende Reduzierung der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit herunter bis an die untere Grenze der nach den gültigen Bemessungsrichtlinien [13] zum Erhalt der Steuerfähigkeit notwendigen Manövriergeschwindigkeit von  $5,0$  km/h.

#### 4 Schlussfolgerungen

Das dynamische Tauchungsverhalten (Squat) von Schiffen stellt bei kleinen Flottwassertiefen das entscheidende Kriterium für die Begrenzung der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit dar. Es läßt bei Tiefgangsverhältnissen  $h/T < 1,16 \dots 1,17$  im Regel-T-Profil nicht mehr die volle Nutzung des durch die kritische Schiffsgeschwindigkeit hydraulisch definierten Schiffsgeschwindigkeitsbereichs von Verdrängungsschiffen (Frachtschiffen) zu, da die Schiffe bereits früher aufsitzen.

Auf der Grundlage der Ergebnisse der 3D-Simulation der Schiffsumströmung eines GMS ( $110$  m x  $11,4$  m x  $2,8$  m) und eines verlängerten GMS (MS „Neuburg“,  $135$  m x  $11,4$  m x  $2,8$  m) nach FANKAN wurde ein Ansatz abgeleitet, mit dem unter Vernachlässigung des nachgewiesenen, für praktische Belange jedoch unbedeutenden Schiffslängeneinflusses die Quantifizierung der squatbedingten Verminderungen der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit  $V_{gr}$  bezogen auf die theoretische untere kritische Schiffsgeschwindigkeit  $V_{kr}$  im Regel-T-Profil möglich ist. Bei der noch zulässigen Flottwassertiefe  $h-T = 0,2$  m müssen danach Reduzierungen der erreichbaren Schiffsgeschwindigkeit auf  $V_{gr} = 0,75 V_{kr}$  bis an die untere Grenze der fahrdynamisch zur Gewährleistung der Sicherheit der Schifffahrt erforderlichen Manövriergeschwindigkeit hingenommen werden.

Da das Tiefgangsverhältnis der maßgebende Einflussfaktor für das dynamische Tauchungsverhalten ist und sich die Zuordnung des Squats zu abweichenden Kanalquerschnitts- bzw. Flachwasserbreiten bei vorgegebenen Tiefgangsverhältnis primär mit der Zuordnung zur jeweils zugehörigen kritischen Schiffsgeschwindigkeit verändert [5] [6], lassen sich aus den vorgelegten Ergebnissen auch Schlussfolgerungen im Hinblick auf die Auswirkungen geringer Flottwassertiefen in anderen Wassertiefen bei der Bewertung von Ausbaukriterien ziehen.

Auf Grund der praktischen Bedeutung der Squateinflüsse auf die Schifffahrtsbedingungen – wie z. B. bei Niedrigwasserverhältnissen – sollten weitere, vertiefende Untersuchungen zu diesem Komplex durchgeführt werden.

#### Literatur

- [1] SCHUSTER, S.: Untersuchungen über Strömungs- und Widerstandsverhältnisse bei der Fahrt von Schiffen auf beschränktem Wasser. Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft (STG), 46 (1952)
- [2] KREITNER, J.: Über den Schiffswiderstand auf beschränktem Wasser. Werft-Reederei-Hafen, 15 (1934) 7
- [3] RÖMISCH, K.: Berechnungsverfahren zur praktischen Ermittlung der im Kanal durch ein fahrendes Schiff hervorgerufenen maximalen Wasserspiegelschwankungen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 23 (1969)
- [4] BAW: Einfluß stärker motorisierter und längerer Schiffe auf die Sohlenerosion des Rheins. Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Dezember 1997 (unveröffentlicht)

- [5] RÖMISCH, K.: Erreichbare Fahrgeschwindigkeit und Tauchung eines Schiffes auf flachem Wasser – ein Beitrag zur optimalen Bemessung von Binnen- und Seewasserstraßen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin; Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 24 (1969)
- [6] RÖMISCH, K.: Empfehlungen zur Bemessung von Hafeneinfahrten. Mitteilungen, TU Dresden, Hubert-Engels-Labor, 1 (1989)
- [7] PAGEL, W.; FUEHRER, M.: Schiffsumströmung und Widerstandsverhalten völliger Schiffe bei Kanalfahrt – Ergebnisse einer diskreten Modellierung und ihrer experimentellen Verifizierung. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin; Schriftenreihe Binnenschifffahrt, 3 (1989)
- [8] FUEHRER, M.; PAGEL, W.: Modellierung the backwash current and the resistance behaviour of full ships during a canal run, basing upon the fluid automata networks. 27<sup>th</sup> International Navigation Congress, Paper S. 1–3; Osaka 1990
- [9] BAW: Gutachten zur Bemessung von Ausbauquerschnitten für den Richtungsverkehr (Abschlussbericht). Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Dezember 1999 (unveröffentlicht)
- [10] RÖMISCH, K.: Hydromechanische Effekte fahrender Schiffe in Binnenkanälen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, 70 (1990)
- [11] WANDEL, R.: Squat – eine Bestandsaufnahme. Schiff und Hafen, 51 (1999)7
- [12] FUEHRER, M.: Wechselwirkung zwischen Schiff und beschränktem Fahrwasser – Konzipierung des F/E-Gebietes Hydraulische Erscheinungen bei der Kanalfahrt von Schiffen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin; Schriftenreihe Wasser und Grundbau, 49 (1985)
- [13] BMV: Richtlinie für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen. Ausgabe 1994 BW 23/ BW 24/ BW 28/ 52.05.00

## Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale

DIPL.-ING. BJÖRN WILLAMOWSKI, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

Die schiffbaren Flüsse und Kanäle werden vielseitig genutzt. Sie unterliegen ständigen Veränderungen sowohl infolge von natürlichen Prozessen als auch durch anthropogene Einflüsse.

Die Konkurrenz der verschiedenen Verkehrsträger untereinander zwingt die Binnenschifffahrt dazu, ihre Flotte den Bedürfnissen der Kunden immer besser anzupassen. Die Schiffe werden moderner, größer und stärker motorisiert. Ein erheblicher ökonomischer Faktor ist die optimale Auslastung der Fahrzeuge, ein Teil davon wiederum die mögliche Abladetiefe. Es besteht ein sich stetig veränderndes Spannungsfeld zwischen Schiff und Wasserstraße.

Soll die Befahrbarkeit eines natürlichen und durchströmten Flusses beurteilt werden, so sind viele Zusammenhänge zu untersuchen. Eine grobe Übersicht des komplexen Systems ist im Bild 1 gegeben.

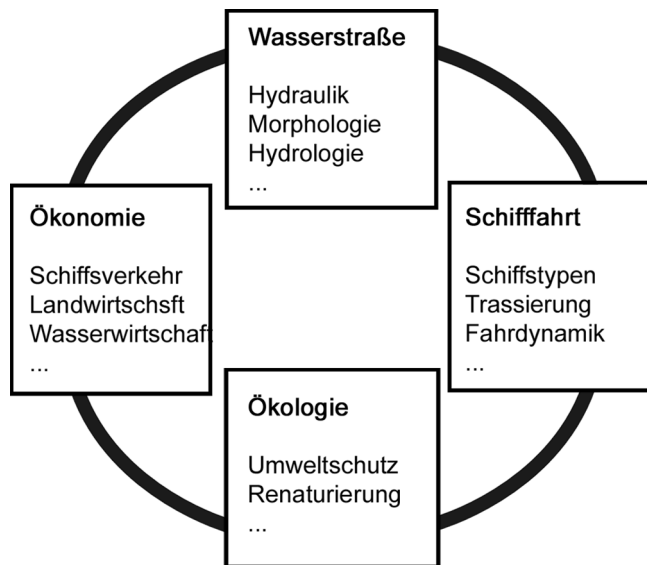


Bild 1: Zusammenhänge bei der Befahrbarkeitsanalyse

Ändert sich eine der Randbedingungen, sind oftmals Auswirkungen auf alle anderen Bereiche zu erwarten.

Aus diesem Komplex wird hier ein Teil herausgegriffen und vorgestellt. Es handelt sich dabei um einen Aspekt der Interaktion Schiff-Wasserstraße. Am Beispiel der freifließenden Unteren Saale wird die hydraulische Bewertung der Befahrbarkeit eines Flusses erläutert.

Als Kriterien für die Befahrbarkeit sind dabei die folgenden Größen von Bedeutung:

- Gewässerbreite
- Krümmungsradien
- Wassertiefe
- Fließgeschwindigkeit
- Abflussquerschnitt
- Beschaffenheit der Sohle
- Schiffstyp
- Hauptabmessung der Schiffe
- Antriebsleistung
- Verkehrsregelung
- Navigatorische Erfahrungen

Diese grundlegenden Angaben zur Wasserstraße und zur Schifffahrt bestimmen die zugelassene Schiffsgröße, die Lage der Fahrrinne, die fahrbare Geschwindigkeit und die Abladetiefe. Die daraus resultierenden hydraulischen Belastungen definieren u.a. den Umfang der Sohl- und Böschungssicherung, den Unterhaltungsaufwand und auch die Auswirkungen auf das ökologische System.

Die Saalestrecke II (Untere Saale) ist der enge, kurvenreiche, frei fließende Abschnitt vor der Mündung in die Elbe (Bild 2). Sie reicht von der Schleuse Calbe (SI-km 20) bis zur Mündung (SI-km 0). Der Streichlinienabstand (Normalbreite bei MW) wurde 1985 auf  $b_{st} = 56,5$  m festgelegt. Der mittlere Abfluss beträgt  $Q = 115$  m<sup>3</sup>/s. Die engsten Krümmungsradien liegen bei  $R = 220...250$  m. Im Bereich des Trabitzer Bogens (SI-km 14-17) wird die Schifffahrt durch zwei Felsenstrecken mit entsprechendem Steilgefälle im Wasserspiegel beeinträchtigt. Die Tiefe in der Fahrrinne ist extrem abflussabhängig. Auf Grund der Gegebenheiten ist die Schifffahrt auf der Untere Saale nur eingeschränkt möglich. Schiffe mit einer Länge  $L > 67$  m dürfen die Saalestrecke II einschiffen. Motorgüterschiffe deren Hauptabmessungen ( $L \times B$ )  $85 \times 9,50$  m überschreiten und Schubverbände mit  $L \times B > 100 \times 9,50$  m benötigen eine besondere Genehmigung (Sondertransporte).

Die traditionell im Industriedreieck Halle-Leipzig-Bitterfeld angesiedelte Chemie- und Baustoffindustrie würde die Wasserstraße Saale für Transporte nutzen, wenn in der Saalestrecke II eine bessere Fahrrintentiefe vorhanden wäre [1]. Seitens der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wird deshalb ein Ausbau der Unteren Saale beabsichtigt. Um der Binnenschifffahrt jedoch kurzfristig größere Abladetiefen anbieten zu können, wurden Zuschusswasserabgaben über das Wehr Calbe untersucht. Für einen Zeitraum von 1,5 bis 2 Stunden kann mit dieser Methode die Fahrrintentiefe in den entscheidenden Felsenstrecken um etwa 20 cm verbessert werden.

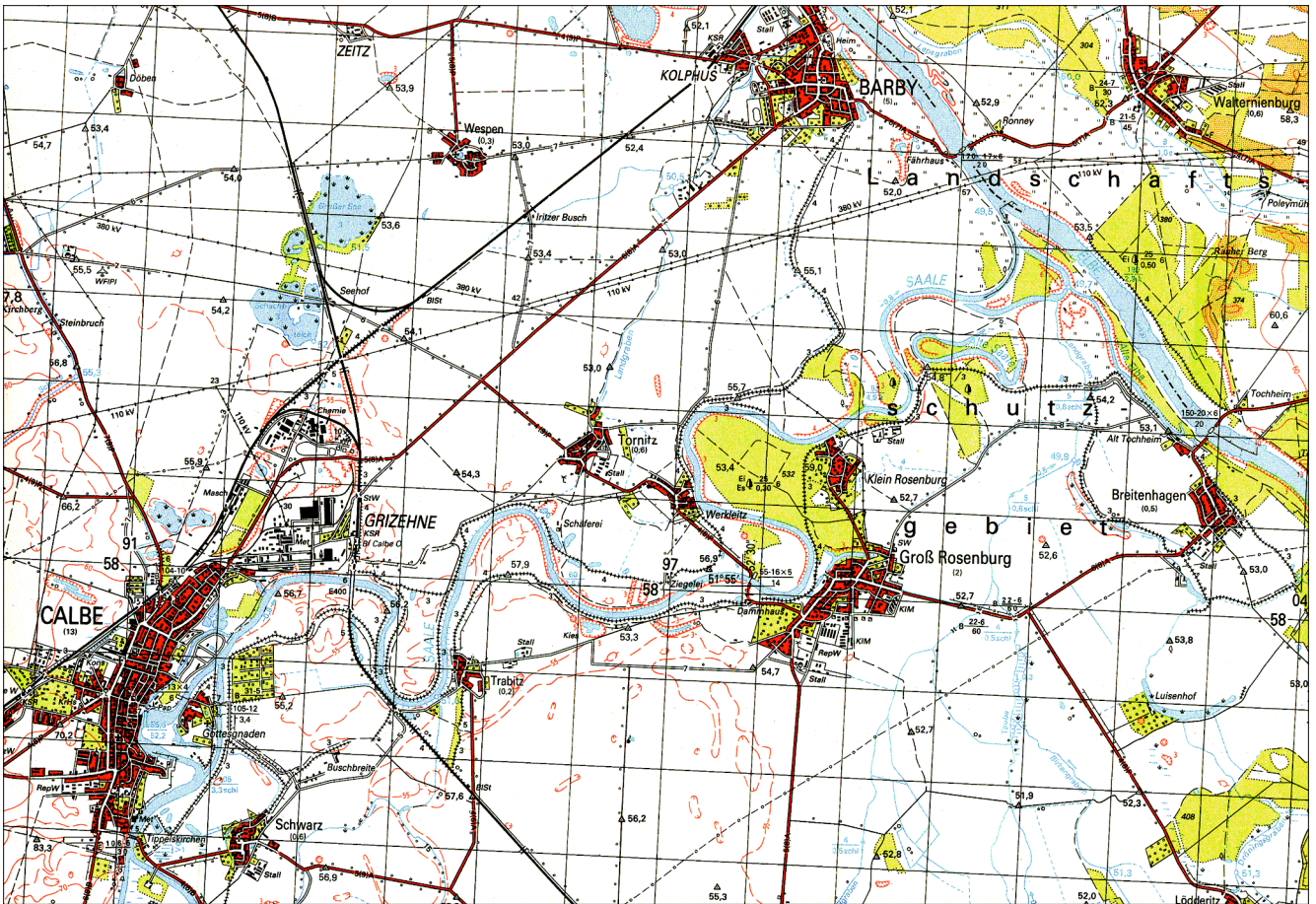


Bild 2: Übersichtsplan der Saale zwischen Calbe und der Mündung

Um den tatsächlichen Nutzen für die Schifffahrt aus dieser lokalen Wasserspiegelanhebung zu ermitteln, musste zuerst analysiert werden, worin die eigentlichen Behinderungen bestehen.

Die Fragen, die in diesem Zusammenhang zu beantworten waren, lauten:

- Welcher Art sind die Schwierigkeiten für die Schifffahrt im Flussabschnitt,

- können sie durch eine Zuschusswasserabgabe gemindert oder beseitigt werden?

Das Bild 3 zeigt die Verhältnisse in der Fahrrinne bei einem mittleren Niedrigwasserabfluss von  $Q = 55 \text{ m}^3/\text{s}$ . Im Wasserspiegellagenverlauf sind die Steilgefälle unterhalb der Felsen bei Trabitze (SI-km 15,0) und Steinflüge (SI-km 16,8) zu erkennen. Die mittlere Sohlenlage in der Fahrrinne ist als gepunktete Linie dargestellt. Wichtig ist der jeweils höchste Punkt der Sohlenlage in

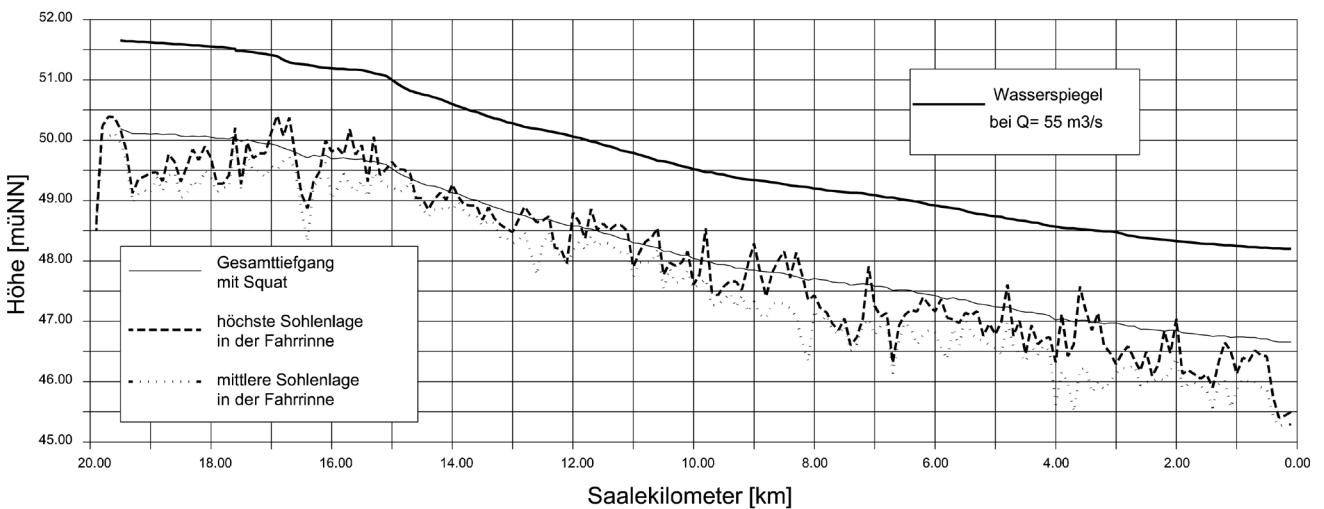


Bild 3: Wasserspiegel- und Sohlenlagen zwischen Calbe und Mündung

der Fahrrinne (dicke, gestrichelte Linie). Die Fehltiefen sind entlang der Saalestrecke II gleichmäßig verteilt. Es handelt sich dabei überwiegend um Innenuferbereiche in Krümmungen mit entsprechenden Anlandungen. Sie stellen, wie die Schifffahrt auf Grund der disziplinierten Fahrweise auf der engen Saale beweist, keine besondere Behinderung dar. Es ist zu erkennen, dass der durch die Schifffahrt eindeutig als Problemstelle beschriebene Bereich des Trabitzer Felsens in Bezug auf die Lage der Sohle nicht besonders auffällt. Allerdings steht hier felsiges Material an, was die Schiffsführer zu größerer Vorsicht zwingt. Als dünne, durchgezogene Linie ist der Gesamttiefgang (Tiefgang in Ruhelage zuzüglich der berechneten Bugtauchung bei kritischer Schiffsgeschwindigkeit) eines mit  $T=1,20$  m abgeladenen Bergfahrers unter dem Wasserspiegel dargestellt. Die Methode der Beurteilung der Befahrbarkeit eines Flusses kann am Beispiel dieses zu Berg fahrenden Schiffes gut verdeutlicht werden.

Der Bergfahrer hatte eine Länge  $L = 67$  m, eine Breite  $B = 8,20$  m und einen Tiefgang  $T = 1,20$  m. Die amtliche Fahrrinnetiefe betrug  $h_{\text{Fahrrinne}} = 1,27$  m.

Nach der Berechnung der geometrischen und hydraulischen Parameter des Flussabschnittes sind die fahrdynamischen Größen im Zusammenhang mit dem bergfahrenden Schiff ermittelt worden. Zuerst wurde die dynamische Tiefertauchung von Bug und Heck nach dem Verfahren von RÖMISCH für die kritische Schiffsgeschwindigkeit berechnet. Das völlige Binnenschiff vertrimmt buglastig.

Fährt ein Schiff in einem allseitig begrenzten Fahrwasser, so muss das durch den eingetauchten Schiffskörper verdrängte Wasser hinter dem Schiff wieder ersetzt werden. Zwischen Bug und Heck baut sich ein Wasserspiegelgefälle auf, durch das eine Ausgleichsströmung entsteht (Rückstrom), die das Wasser entlang des Schiffskörpers nach hinten abführt. Die Rückstromgeschwindigkeit ist vom verbleibenden Abflussquerschnitt und der Schiffsgeschwindigkeit abhängig. Gegenüber einem geschleppten Fahrzeug wird die Rückströmung beim Binnenschiff durch die Propulsionsströmung beeinflusst. Im Falle von unterkritischer Schiffsgeschwindigkeit (hier vorausgesetzt) wird das Wasser strömend am und unter dem Schiff abfließen. Entsprechend der damit geltenden BERNOULLI- und Kontinuitätsgleichung entsteht neben dem Schiff durch die hohe Rückstromgeschwindigkeit ein Wasserspiegelabsenk ( $\Delta h$ ). In diesem Wasserspiegelabsenk liegt ein Teil der dynamischen Tiefertauchung des Schiffes begründet. Die Schiffsformparameter und eine strömungsbedingte Veränderung der Druckverteilung stellen einen weiteren Anteil dar [3].

Es gilt für die kritische Schiffsgeschwindigkeit im Kanalfall unter Berücksichtigung der Propulsionsströmung und bei mittlerer Fahrt [2] [3] [5]:

$$V_{krp} = c_p \cdot C^* \cdot \sqrt{g \cdot h_m} \quad [\text{m/s}] \quad (1)$$

mit:

- $V_{krp}$  = kritische Schiffsgeschwindigkeit mit Propulsionseinfluss bei mittlerer Fahrt [m/s]
- $c_p$  = Propulsionsbeiwert [-]
- $C^*$  = Beiwert =  $f(n)$  [-]
- $n$  = Querschnittsverhältnis ( $A_M/A_S$ ) [-]
- $A_M$  = ungestörter Profilquerschnitt [m<sup>2</sup>]
- $A_S$  = eingetauchter Hauptspantquerschnitt ( $B \times T$ ) [m<sup>2</sup>]
- $B$  = Schiffsbreite [m]
- $T$  = Schiffstiefgang [m]
- $g$  = Gravitationskonstante [m/s<sup>2</sup>]
- $h_m$  = rechnerische mittlere Wassertiefe ( $A_M/b_{ws}$ ) [m]
- $b_{ws}$  = Wasserspiegelbreite [m]

$$\Delta T_{B,H} = C_{F(B,H)} \cdot C_V \cdot 0,155 \sqrt{\frac{h}{T}} T \quad [\text{m}] \quad (2)$$

Für die dynamische Tauchung für Bug und Heck gilt der für die Kanal- und Flachwasserfahrt anwendbare Ansatz nach RÖMISCH [2][3]:

mit:

- $\Delta T_{B,H}$  = dynamische Tiefertauchung (Bug und Heck) [m]
- $C_{F,B}$  = Formbeiwert für Bugtauchung ( $C_{F,B} = f(L/B)$ ;  $C_B$ ) [-]
- $C_{F,H}$  = Formbeiwert für Hecktauchung ( $C_{F,H} = 1$ ) [-]
- $C_V$  = Geschwindigkeitsbeiwert [-]
- $h$  = Wassertiefe in der Fahrrinne [m]
- $L$  = Schiffslänge [m]
- $B$  = Schiffsbreite [m]
- $T$  = Schiffstiefgang [m]
- $C_B$  = Blockkoeffizient [-]

Die zuvor genannten Erscheinungen treten schon bei der Kanalfahrt durch stehendes Wasser auf. Bei der Bergfahrt auf einem natürlichen Fluss überlagern sie sich außerdem mit der Strömungsgeschwindigkeit des Flusses in der Fahrrinne.

Das o.g. zu Berg fahrende Schiff hatte mit seiner äußerst knapp bemessenen Tiefgangsreserve ( $h_{\text{Fahrrinne}} - T = 1,27 - 1,20 = 7$ cm) den Flussabschnitt direkt unterhalb des Trabitzer Felsens erreicht. Dort kam es nicht mehr von der Stelle. Der Schiffsführer konnte seine vorhandene Antriebsleistung nicht voll aktivieren, weil er durch den sofort einsetzenden dynamischen Absenk ("Ansaugeffekt", auch verbunden mit dem Loslösen von größeren Steinen aus der Sohle) Schäden am Schiffsboden und der Schraube befürchtete.

Diese Situation wird im Bild 4 deutlich. In der Grafik stellt die obere, durchgezogene Kurve die wirtschaftliche Schiffsgeschwindigkeit [km/h] dar. In der Regel wird diese mit 90 % der kritischen Schiffsgeschwindigkeit an-

Fall:  $Q = 55 \text{ m}^3/\text{s}$  - vor Zuschusswasser

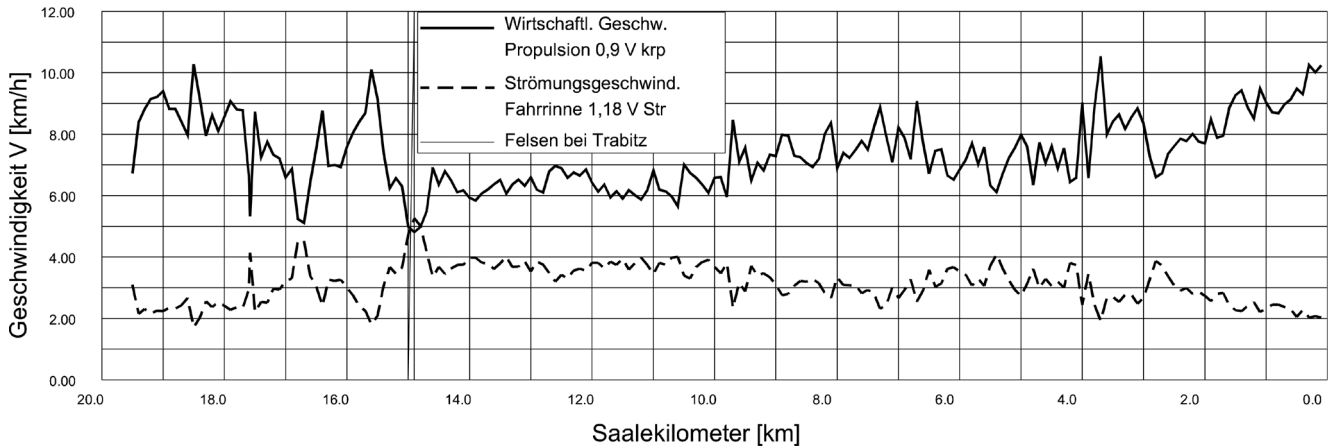


Bild 4: Situation vor der Zuschusswasserabgabe

genommen. Die untere Kurve zeigt die Strömungsgeschwindigkeit in der Fahrrinne [km/h]. Bei der Bergfahrt wirkt sie entgegen der Fahrtrichtung. Zwischen beiden Kurven lässt sich die mögliche Fahrt des Schiffes über Grund ablesen (siehe auch [4]). Es ist zu erkennen, dass die Schiffsgeschwindigkeit nicht hoch genug ist, um die Strömungsgeschwindigkeit im Felsenbereich zu überwinden.

Im Beispielfall wurde beschlossen, über das Wehr Calbe Zuschusswasser abzugeben, um dem Schiff die Weiterfahrt zu ermöglichen. Mit einer Wehrabsenkung über einen Zeitraum von ca. drei Stunden wurde eine Zuschusswasserabgabe durchgeführt, die es dem Binnenschiff ermöglichte, die Steilgefälle- und Felsenstrecke mit eigener Kraft zu überwinden. Die Kurven im Bild 5 entsprechen denen im Bild 4. Die Passage des Felsenabschnittes war trotzdem nur mit extrem kleiner Geschwindigkeit möglich.

Die Untersuchung zeigte, dass die durch die Schifffahrt immer wieder genannte Problemstelle am Trabitzen Felsen auch analytisch nachzuweisen war. Die Behinderung für die bergfahrende Schifffahrt ergibt sich aus der Kombination von:

- geringer Fließfläche mit geringer fahrbarer Geschwindigkeit
- Steilgefälle und hoher Strömungsgeschwindigkeit
- einer geringen Wassertiefe und speziell an dieser Stelle felsigem Untergrund

Es wurde deutlich, dass eine derartige differenzierte Betrachtung notwendig ist, um die flussbaulichen Untersuchungen zu ergänzen. Die Wechselwirkung zwischen Binnenschiff und begrenztem Fahrwasser ist unverzichtbarer Bestandteil einer ganzheitlichen Systemanalyse.

Fall:  $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$  - mit Zuschusswasser

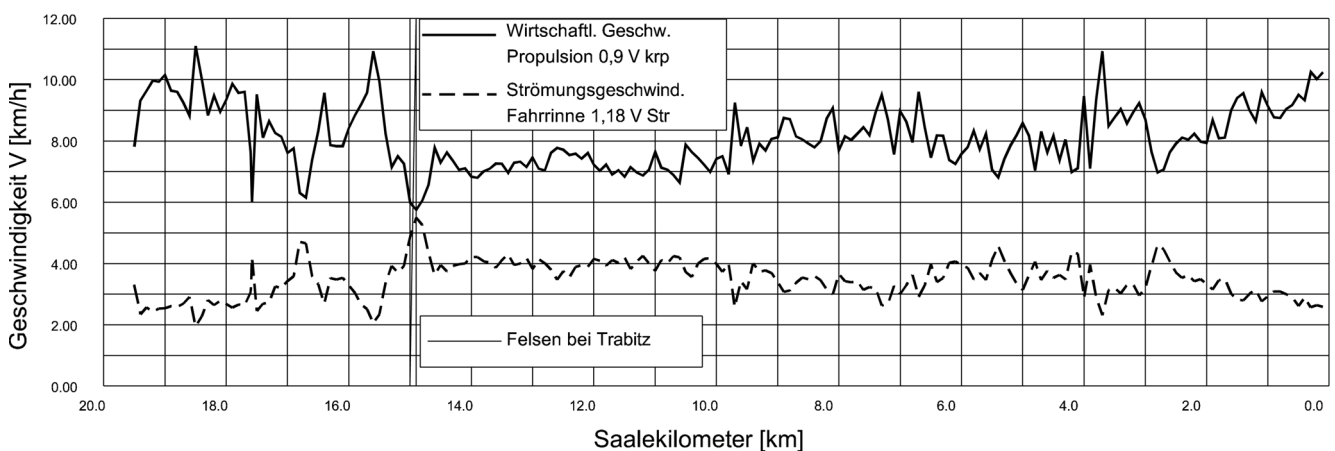


Bild 5: Situation während der Zuschusswasserabgabe

## Literatur

- [1] Verein zur Hebung der Saaleschiffahrt e.V.: Verkehrsweg für Wirtschaft und Umwelt - Vollendung des Ausbaus – Warum? Halle (Saale), Dezember 1997
- [2] Römisch, K.: Der „Squat“ im begrenzten Fahrwasser – Betrachtungen aus hydromechanischer Sicht. Schiff & Hafen/Seewirtschaft, Heft 10/1993
- [3] Römisch, K.: Erreichbare Fahrgeschwindigkeit und Tauchung eines Schiffes auf flachem Wasser - ein Beitrag zur optimalen Bemessung von Binnen- und Seewasserstraßen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin. Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, Heft 24, Berlin 1969
- [4] BAW: Vorträge zum BAW-Kolloquium „Flussbauliche Untersuchungen“ zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe am 9. März 1995 in Berlin. Mitteilungsblatt der BAW Nr. 74, März 1996
- [5] Fuehrer, M.: Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schiffahrt. Mitteilungsblatt der BAW Nr. 77, Mai 1998



# Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheines bei Westhoven

DR.-ING. BERNHARD SÖHNGEN, MARION HEER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

Der folgende Beitrag ist die schriftliche Fassung eines Vortrags, der im Rahmen des BAW-Kolloquiums „Interaktion Schiff-Wasserstraße“ am 16.06.1999 in Berlin gehalten wurde.

## 1 Einführung

In den vergangenen Jahren ist ein anhaltender Trend zu größeren und stärker motorisierten Großmotorschiffen, insbesondere auf dem Rhein, zu beobachten. Aktuelle Gründe hierfür sind die Freigabe der Frachttarife und damit einhergehend schärfere marktwirtschaftliche Bedingungen der Binnenschifffahrt sowie Abwrackaktionen, die dem Ziel dienen, die Binnenflotte zu modernisieren. In diesem Zusammenhang stellt sich für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung die Frage, ob aus Gründen der Sicherheit des Schiffsverkehrs und zur Begrenzung der Maßnahmen der Fahrinnenunterhaltung diesem Trend entgegengewirkt werden soll.

Hierbei ist der insgesamt gesehen geringe Flottenanteil dieser Schiffe zu beachten. Derzeit haben sie eine befristete Sonderzulassung. Eine generelle Zulassung, insbesondere 135 m langer und 11,4 breiter Großmotorschiffe, wie für das MS „Neuburg“, solche mit Standardabmessungen, die jedoch deutlich stärker motorisiert sind, wie das MS „Myriam“ oder deutlich breiterer Schiffe, wie für das MS „Jowi“, wird von den Reedern angestrebt.

Ein wesentliches Entscheidungskriterium für die dauerhafte Zulassung dieser modernen Großmotorschiffe (GMS) ist die Frage nach der Einwirkung dieser Schiffe auf das Gewässerbett. Dies betrifft vornehmlich den Niederrhein, auf dem diese Schiffe überwiegend verkehren und in dem es zu einer Zunahme der Erosionstendenz in diesem Streckenabschnitt kommen kann. In diesem Zusammenhang wurde die Bundesanstalt für Wasserbau beauftragt, diesbezügliche Untersuchungen für eine als repräsentativ angesehene Engstelle bei Westhoven (in der Nähe von Köln) durchzuführen.

Nach Geschiebetransportmessungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde und Sohlproben befindet sich diese Engstelle im latenten Erosionsregime. Die Sohle hat sich hier durch Anreicherung der Grobkomponenten weitgehend selbst stabilisiert. Weitere Eintiefungen sind, wegen geringerer Geschiebeeinträge von oberstrom als dies der Transportkapazität entspricht, bei höheren Abflüssen oder bei starken Sohlbeanspruchungen zu erwarten. Der gewählte Querschnitt reagiert somit besonders empfindlich auf den Einfluss der Schifffahrt.

Im Rahmen des vorliegenden Beitrages soll über Untersuchungen hinsichtlich des schiffahrtsbedingten, erhöhten Geschiebetransportvermögens als Maßzahl für die durch die Schifffahrt ausgelösten Sohlveränderungen berichtet werden, wobei überwiegend eindimensionale Modellverfahren eingesetzt wurden. Über die vorbereitenden und begleitenden Untersuchungen für ausgewählte Abflusssituationen und Fahrzustände mit mehrdimensionalen Modellverfahren wird hier nur hinsichtlich der Überprüfung und Validierung der eindimensionalen Modellverfahren berichtet. Mit den mehrdimensionalen Modelluntersuchungen gelang es, die grundsätzlichen Unterschiede der lokalen Strömungsfelder, die sich um längere sowie stärker motorisierte Großmotorschiffe ausbilden, gegenüber denen herkömmlicher GMS herauszuarbeiten, um daraus Fachaussagen insbesondere zum Einfluss einer vergrößerten Schiffslänge auf die Sohlbeanspruchungen abzuleiten.

Die Anwendung eindimensionaler Modellverfahren war erforderlich, um das *gesamte* Spektrum relevanter Abflusssituationen, Abladebedingungen sowie die heterogene Struktur der Flotte im Hinblick auf das Mehr des Feststofftransportvermögens, das durch die größeren und modernen Schiffe heute und künftig verursacht wird, erfassen zu können. Die Anwendung mehrdimensionaler Berechnungsverfahren zu dieser Frage hätte den Rahmen der Untersuchungen aus Gründen des damit verbundenen Aufwands gesprengt.

## 2 Vorgehensweise

Um eindimensionale Modellverfahren anwenden zu können, ist zunächst zu überprüfen, welche Beanspruchungen der Gewässersohle durch fahrende Schiffe relevant sind und ob diese durch eindimensionale Modellverfahren ausreichend genau beschrieben werden können. Hierüber wird im folgenden **Kapitel 3** berichtet.

Im nachfolgenden **Kapitel 4** wird über die Kalibrierung und Validierung der Modellverfahren anhand beobachteter Fahrsituationen im Messquerschnitt sowie durch den Vergleich mit den erwähnten mehrdimensionalen Modellverfahren für das als maßgebend für die Fragestellung erkannte mittlere Rückströmungsfeld, das den schiffahrtsbedingten Feststofftransport dominiert, berichtet. Hierzu gehört die Erfassung der querprofilabhängigen Parameter: Fließgeschwindigkeit, Geschiebetransport, Position der zu Berge fahrenden Schiffe, Flotte und Wasserstände.

Weiterhin sind Annahmen über die durchschnittlichen Abladetiefen und die gefahrenen Schiffsgeschwindigkeiten erforderlich. Hieraus errechnet sich das fahrdynamische Einsinken und damit das Flottwasser, die mittlere Rückströmungsgeschwindigkeit, die Sohlschubspannung und daraus das Geschiebetransportvermögen während einer Schiffspassage. Über die Abhängigkeit dieser Parameter vom Wasserstand und vom Schiffstyp wird in **Kapitel 5** berichtet.

Aus statistischen Untersuchungen über den Anteil einzelner Fahrzeuge an der Gesamttonnage, der Aufteilung des Frachtaufkommens in Berg- und Talverkehr sowie Annahmen über die mittlere Abladetiefe errechnet sich die Anzahl der Schiffsbewegungen jeder betrachteten Fahrzeugklasse. Über die errechnete Schiffsgeschwindigkeit ergibt sich daraus die „Einwirkdauer“ des Rückströmungsfeldes während einer Schiffspassage. Unter der Annahme, dass die Anzahl der Schiffsbewegungen pro Tag nahezu unabhängig vom Wasserstand ist, kann hieraus, unter Beachtung der Eintrittswahrscheinlichkeit der in Klassen eingeteilten Wasserstände, für jede betrachtete Abflusssituation und für jedes Fahrzeug, durch Multiplikation der Eintrittswahrscheinlichkeit mit dem Geschiebetransportvermögen, die zugehörige Geschiebefracht errechnet werden. Summiert über alle betrachteten Wasserstände und Fahrzeugtypen errechnet sich daraus die schiffahrtsbedingte Jahresgeschiebefracht. Die zugehörigen Ergebnisse sind in **Kapitel 6** zusammengestellt. Dies erfolgt für den IST-Zustand und für den Zustand im Jahre 2010. Der Anteil der Jahresgeschiebefracht, der dem prognostizierten Frachtaufkommen und dem erhöhten Frachtanteil der längeren Schiffseinheiten zugewiesen werden kann, wird separat ausgewiesen. Im Sinne einer Sensitivitätsbetrachtung wird in Kapitel 6 weiterhin untersucht, welchen Einfluss die wesentlichen Schiffsparemeter: Länge, Motorleistung und Breite auf die Erhöhung der Geschiebefrachten haben.

Im **Kapitel 7** werden daraus Schlussfolgerungen für den Rhein bei Westhoven gezogen. Diese Aussagen werden verallgemeinert hinsichtlich des generellen Einflusses der Schifffahrt auf das Feststofftransportvermögen und damit auf die Stabilität des Gewässerbettes.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die Darstellung der Untersuchungsmethodik und die wesentlichen Ergebnisse. Detailinformationen, z. B. zur Anzahl der Schiffsbewegungen einzelner Fahrzeuge, können den zu Grunde liegenden BAW-Gutachten entnommen werden.

### 3 Beanspruchung der Gewässersohle durch fahrende Schiffe

Auf Bild 1 sind die maßgebenden Beanspruchungen des Gewässerbettes hinsichtlich ihrer Komponenten: Intensität bzw. Stärke, Beanspruchungsdauer und Beanspru-

Beanspruchung	Bergfahrt				Talfahrt	
	Rückstrom	Propellerstrahl	Nachlauf	Ansaugen von Steinen	Nachlauf	
Intensität	erhöht	stark	stark	hoch	stark	
Dauer	lang	kurz	mittel	sehr kurz	mittel	
Breite	Schiffslänge	Propellerdurchmesser	Schiffsbreite	Wirbelndurchmesser	Schiffsbreite	
Einfluss auf Geschiebetransport	Kiessohle	groß	mittel	mittel	klein	mittel
	Grobkornsohle	mittel	groß	groß	mittel	groß

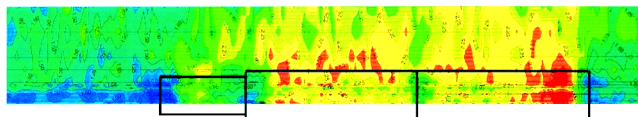


Bild. 1: Klassifizierung der Beanspruchung der Gewässersohle durch fahrende Schiffe nach den Komponenten: Intensität, Dauer und Beanspruchungsbreite im Hinblick auf den Einfluss auf das Geschiebetransportvermögen. Unter der Tabelle ist die sohnnahe Strömungsgeschwindigkeit, die bei der Bergfahrt eines 4er-Schubverbandes im Nahbereich des Schiffes verursacht wird (Messungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg) dargestellt

chungsbreite zusammengestellt. Die höchste Beanspruchungsintensität entsteht dabei durch die drallbehaftete Strömung im unmittelbaren Nahbereich des Schiffspropellers bei geringen Flottwassertiefen. Die Beanspruchung ist dabei so groß, dass das Sohlmaterial kurzzeitig in Suspension gebracht wird, wodurch Sohlpartikel bis zur Steingröße in die Propeller eingesaugt werden können (Söhngen, 1999). Die Beanspruchungsbreite auf der Gewässersohle ist dabei von der Größenordnung eines Bruchteils des Propellerdurchmessers. Da es sich um ein hoch instationäres Phänomen handelt, ist die zugehörige Beanspruchungsdauer zusätzlich sehr kurz. Der dadurch bedingte Feststofftransport ist somit vergleichsweise gering.

Eine weitere starke Beanspruchung des Gewässerbettes wird durch den Propellerstrahl verursacht. Wie u. a. die Breisacher Versuche (Felkel, 1975) bei stationärer Einwirkung des Schraubenstrahls auf die Gewässersohle gezeigt haben, können Kolke von mehreren Metern Tiefe und entsprechende Kolkbänke, auf denen sich das erodierte Material sammelt, entstehen. In der Überfahrt ist die Beanspruchung der Sohle durch den Propellerstrahl jedoch nicht nur auf einen kurzen Zeitabschnitt und auf eine vergleichsweise geringe Breite, die in etwa dem Propellerdurchmesser entspricht, beschränkt, sondern auch die Beanspruchungsintensität, die durch die an der Sohle induzierte Erhöhung der Fließgeschwindigkeit durch den Schraubenstrahl beschrieben werden kann, ist durch die Fortbewegung des Schiffes und die Ablenkung des Schraubenstrahls von der Sohle gegenüber der Situation bei einem auf der Stelle verharrenden Schiff deutlich reduziert. Dies zeigen u. a. Messungen der sohnnahe Fließgeschwindigkeiten, die in der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg durchgeführt wurden (Zöllner, 1999). Ein Beispiel für die

sohlnahen Strömungsgeschwindigkeiten für einen zwei-spurig zweigliedrigen Schubverband in der Bergfahrt ist (unter der Tabelle) auf Bild 1 dargestellt, wobei sich im Bereich der Schiffspropeller keine erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten ergaben.

Auch das **Nachstromfeld** hinter dem Schiff beansprucht die Gewässersohle. Es ist um so stärker ausgeprägt, je stumpfer die Heckform ist. Dies ist z. B. bei einem Koppelverband in der Talfahrt der Fall, wie dies die Messergebnisse auf Bild 2 zeigen. Hinter dem seitlich gekoppelten Leichter bildet sich eine Strömungsablösung („Totwasserzone“), in der das umgebende Wasser vom Schiff mitgerissen wird. Bei geringen Flottwassertiefen vermittelt sich diese lokal erhöhte Strömungsgeschwindigkeit bis an die Sohle, d. h., im Extremfall bei sehr geringen Flottwassertiefen entspricht also die lokale Strömungsgeschwindigkeit im Bereich der Ablösezone, auch unmittelbar an der Sohle, in etwa der Schiffsgeschwindigkeit über Grund, die in der Talfahrt sehr große Werte annehmen kann. In dem auf Bild 2 dargestellten Fall ergaben sich Werte um 4,5 m/s, die in etwa dem 4fachen der von der Schiffsgeschwindigkeit unbeeinflussten Strömungsgeschwindigkeit entsprechen!

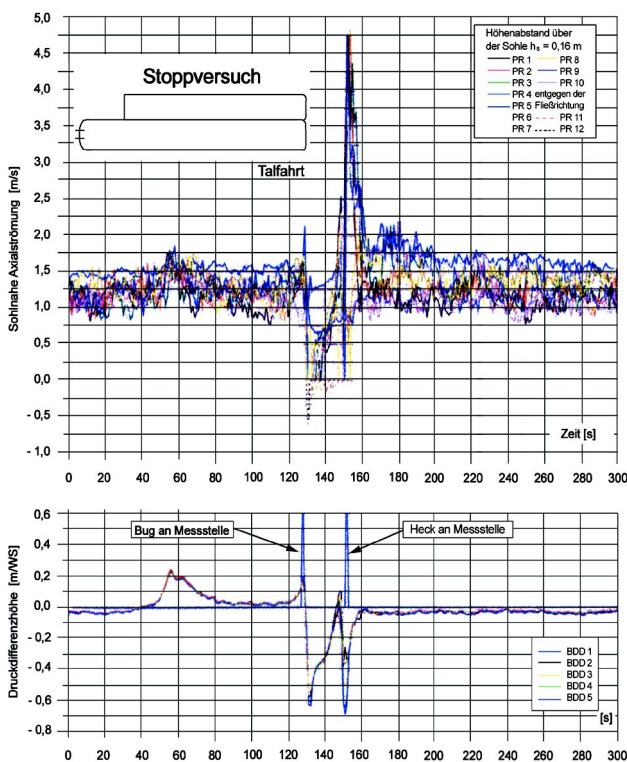


Bild. 2: Einfluss des Nachstromfeldes auf die sohlnahe Strömungsgeschwindigkeit bei der Talfahrt eines Koppelverbandes (Querschnitt: Rechteckgerinne 95 m Breite, 3,85 m Tiefe, 1,6 m/s Strömungsgeschwindigkeit; Fahrzeug: 95 m Länge, 22,8 m Breite, 2,3 m Tiefgang, Zwei-Schrauber; Schiffsgeschwindigkeit über Grund ca. 4,0 m/s)

Bei zu Tal fahrenden Großmotorschiffen und auch bei Schubverbänden ist die Totwasserzone hinter dem Schiff weniger stark ausgeprägt, u. a. wegen der schlanken Heckform und weil das Wasser durch die Schiffsschrauben nach hinten beschleunigt wird. Eingedenk der Flottenstruktur und der beschränkten Einflussbreite und Einwirkdauer auf das Gewässerbett, ist die Beanspruchung durch das Nachströmfeld auch bei der Talfahrt gegenüber der durch das Rückströmungsfeld verursachten nachrangig. Dennoch sollten hierzu ergänzende Untersuchungen durchgeführt werden, insbesondere für grobkörnige Gewässersohlen, bei denen der Einfluss des Rückströmungsfeldes gegenüber örtlichen Beanspruchungen zurücktritt.

Für die überwiegend im Bereich des Niederrheins vorliegenden kiesigen Gewässersohlen ist dagegen das durch die Verdrängungswirkung der Schiffe in Fahrt verursachte **Rückströmungsfeld**, dessen Einflussbreite in etwa der 2fachen Schiffslänge entspricht, wobei wegen der größten, auftretenden Schiffsgeschwindigkeiten relativ zum Wasser die Bergfahrt die größten Werte ergibt, maßgebend für die Erhöhung des Feststofftransportvermögens, denn das Produkt der Komponenten: Intensität, Beanspruchungsdauer und Breite ist hierfür am größten. Je nach Fahrgeschwindigkeit wird die Strömungsgeschwindigkeit im vorgenannten Bereich und über die gesamte Zeit der Schiffspassage gegenüber der natürlichen Strömung nahezu verdoppelt.

Auf Bild 3 ist der Einfluss der Schiffsgeschwindigkeit auf die verdrängungsbedingte Rückströmgeschwindigkeit aus Messergebnissen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau dargestellt. Während das untersuchte Großmotorschiff bei 5,5 km/h über Grund, entsprechend ca. 10 km/h (in Bild 3 oben dargestellt) „durchs Wasser“, die Strömungsgeschwindigkeiten lokal von ca. 1,0 m/s auf ca. 1,5 m/s, im Mittel um ca. 0,25 m/s erhöht, beträgt die Erhöhung bei 8,1 km/h über Grund, entsprechend 12,6 km/h durchs Wasser, lokal bis zu 1,0 m/s, im Mittel ca. 0,75 m/s (Bild 3, Mitte). Maßgebend für die Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit gegenüber dem natürlichen Zustand ist somit die gefahrene Schiffsgeschwindigkeit. Sie ist von der eingesetzten Leistung und, bei abladebestimmenden Wasserständen, von den Tiefenverhältnissen abhängig, denn die Schiffe werden nur so schnell fahren, dass das fahrdynamische Einsinken, das an die Schiffsgeschwindigkeit durchs Wasser gekoppelt ist, nicht so groß wird, dass die Schiffe die Sohle berühren. Die Schiffsführer, die ihre Fahrzeuge bis „an die Grenzen“ beladen haben, werden deshalb nicht so schnell fahren können und voraussichtlich auch damit nicht so große sohlnahe Strömungsgeschwindigkeit verursachen als solche, die weniger tief abgeladen haben und auf Grund der installierten Leistung nicht nur schneller fahren können, sondern z. B. aus terminlichen Gründen auch tatsächlich so schnell wie möglich fahren werden.

Die Darstellung der sohnahen Strömungsgeschwindigkeit eines zu Berge fahrenden Koppelverbandes auf Bild 3 (unten), der sich in etwa mit der gleichen Schiffsgeschwindigkeit wie das Großmotorschiff im Bild oben dargestellt, bewegt, zeigt, dass die Rückströmungsgeschwindigkeiten ganz erheblich von der Verdrängung des Schiffskörpers abhängig sind. Während das GMS die Strömungsgeschwindigkeit im Mittel nur um 0,25 m/s erhöhte, sind es hier ca. 1 m/s, wobei lokale Spitzenwerte der Strömungsgeschwindigkeit von bis zu 2,5 m/s im Bugbereich auftreten. Es ist deshalb zu erwarten, dass insbesondere breite Fahrzeuge, also z. B. zweispurige Verbände, die auf Grund ihrer Motorisierung auch große Schiffsgeschwindigkeiten erreichen können, deutlich größere Sohlbeanspruchungen verursachen als einspurige Fahrzeuge.

nicht erkennbar) die doppelte Breite aufweist, d. h. gegenüber dem Koppelverband erhöht sich wegen der größeren Länge sowohl die Beanspruchungsdauer als auch die Beanspruchungsbreite. Entsprechend verhält es sich mit einem einspurig-zweigliedrigen Verband gegenüber einem GMS. Auch hier wird, bei gleicher Schiffsgeschwindigkeit und gleicher Verdrängungswirkung, die Beanspruchung nahezu vervierfacht.

Auf Bild 5 sind die sohnahen Strömungsgeschwindigkeiten eines Großmotorschiffes in der Berg- und in der Talfahrt im Vergleich dargestellt. Da sich die Rückströmungsgeschwindigkeit bei der Talfahrt von der Strömungsgeschwindigkeit subtrahiert, werden die sohnahen Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des Schiffes dort kleiner, während sie bei der Bergfahrt, we-

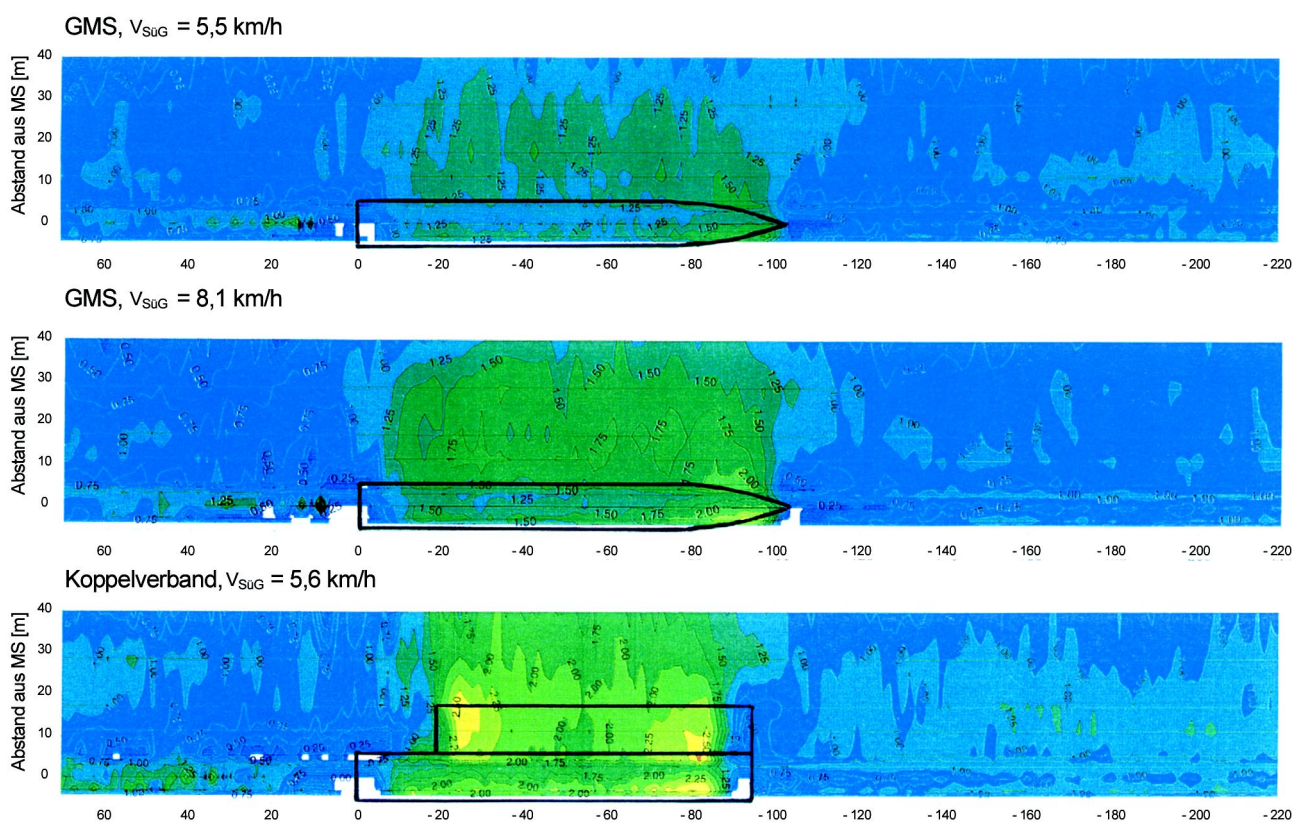


Bild 3: Sohnahne Strömungsgeschwindigkeiten bei Niedrigwasser in Abhängigkeit vom Schiffstyp und von der Fahrgeschwindigkeit – Bergfahrer (Querschnitt 95 m breit, 2,8 m tief, 1,24 m/s Strömungsgeschwindigkeit; Großmotorschiffe: 103,5 m lang, 11,4 m breit, 1,8 m Tiefgang, Koppelverband: 95 m über alles lang, 22,8 m breit, 1,5 m Tiefgang)

Auf Bild 4 sind die Rückströmungsfelder eines Koppelverbandes und eines 4er-Schubverbandes in der Bergfahrt dargestellt. Bei in etwa gleichen Schiffsgeschwindigkeiten und Verdrängungswirkungen treten im Mittel auch die gleichen sohnahen Strömungsgeschwindigkeiten auf. Zu beachten ist, dass beim etwa doppelt so langen 4er-Schubverband das Rückströmungsfeld auch die etwa doppelte Länge und vor allem (dies ist wegen des beschränkten dargestellten Ausschnittes auf dem Bild

gen der Addition der Rückströmgeschwindigkeit zur Strömungsgeschwindigkeit, erhöht werden. Das vorher angesprochene Nachstromfeld hinter dem Schiffsheck ist beim Großmotorschiff weder in der Berg- noch in der Talfahrt erkennbar. Es setzt somit eine stumpfe Heckform und das Fehlen von Antriebsorganen, die die Strömung nach hinten beschleunigen, voraus, wie dies beim Koppelverband hinter dem beigekoppelten Leichter der Fall ist.

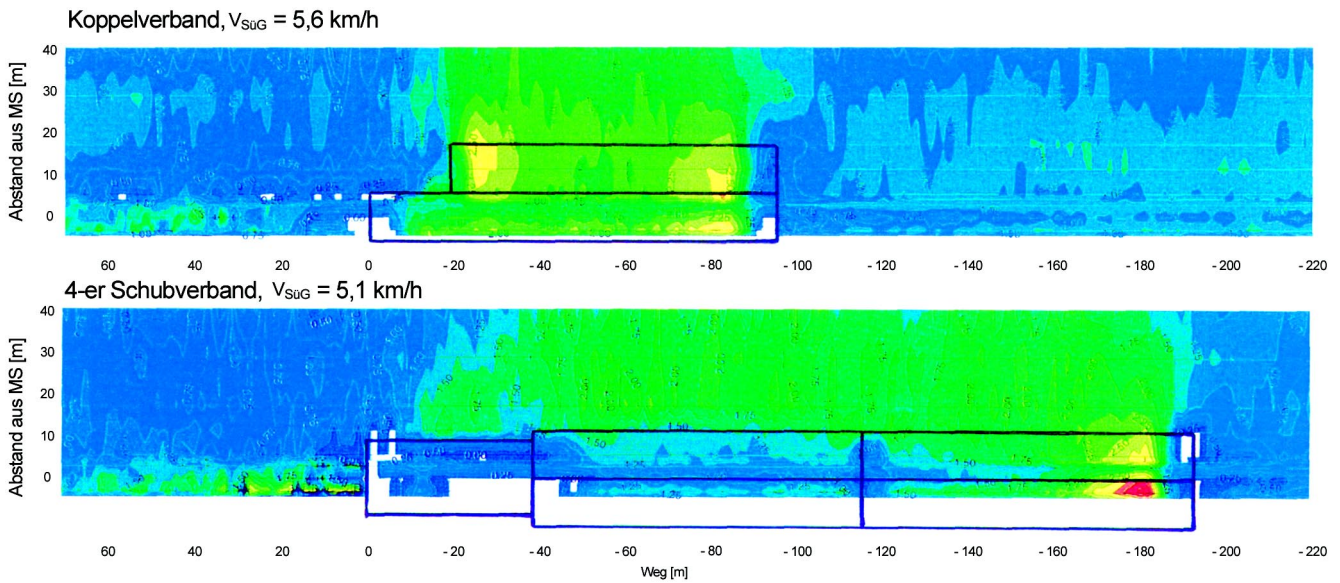
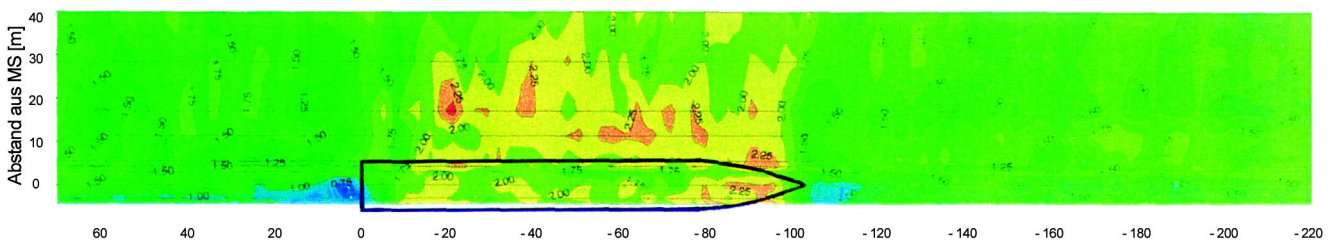


Bild 4: Vergleich der sohnahen Strömungsgeschwindigkeiten in der Bergfahrt eines Koppelverbandes mit denen eines zweispurig-zweigliedrigen (4er) Schubverbandes bei in etwa gleicher Schiffsgeschwindigkeit (Querschnitt:  $95 \times 2,8/1,24 \text{ m/s}$ ; KV:  $95 \times 22,8 \times 1,5$ , 4er:  $193 \times 22,8 \times 1,8$ )

GMS, Bergfahrt,  $v_{SDW} = 16,8 \text{ km/h}$



GMS, Talfahrt,  $v_{SDW} = 16,6 \text{ km/h}$

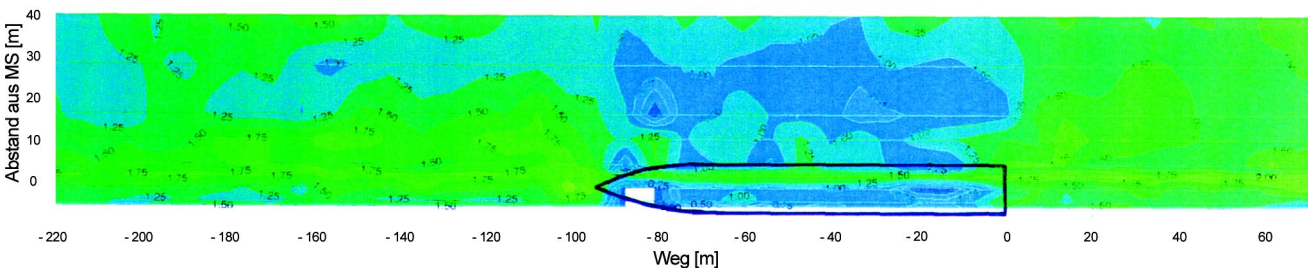


Bild 5: Sohnahne Strömungsgeschwindigkeiten im Nahfeld eines Großmotorschiffes bei Berg- und Talfahrt und hohen Wasserständen (aus Modellversuchen der VBD – Querschnitt:  $95 \times 6,1/2,02 \text{ m/s}$ ; GMS/Bergfahrt:  $103,5 \times 11,4 \times 2,5$ ; GMS/Talfahrt:  $95 \times 11,4 \times 2,8$ )

## 4 Kalibrierung und Validierung der Modellverfahren

### Fließgeschwindigkeitsverteilung

Um nachzuweisen, dass die für die Erarbeitung der abschließenden Fachaussage - hinsichtlich der Erhöhung des Feststofftransportvermögens durch die Schifffahrt - eingesetzten eindimensionalen Modellverfahren, einschließlich der zugehörigen Modellannahmen, problem-

gerecht sind, d. h., dass die Auswirkungen des mittleren Rückströmungsfeldes zu Berge fahrender Schiffe hinsichtlich des Feststofftransportvermögens approximativ erfasst werden, muss zunächst nachgewiesen werden, dass die natürlichen Fließgeschwindigkeiten, denen sich das Rückströmungsfeld überlagert, ausreichend genau modelliert werden. Hierzu wurde angenommen, dass das Reibungsgefälle über den Abflussquerschnitt konstant ist und dass eine turbulente Interaktion in Querrichtung vernachlässigt werden kann. Diese Be-

rechnungsannahmen liegen den meisten eindimensionalen Berechnungsverfahren zur Erfassung des Strömungsfeldes zu Grunde. Es zeigte sich, dass gemessene Fließgeschwindigkeitsverteilungen im Querprofil sehr gut mit dieser Annahme kompatibel sind, wenn die Rauheitsbeiwerte, insbesondere im Bereich der Bühnen, entsprechend bestehender Erfahrungen gewählt werden.

### **Äquivalentes Kanalprofil**

Um eindimensionale Berechnungsverfahren zur Ermittlung des fahrdynamischen Einsinkens, der mittleren Rückströmgeschwindigkeit und des Leistungsbedarfs einsetzen zu können, die für Kanäle entwickelt wurden, sind die natürlichen Abflussquerschnitte zunächst in ein „äquivalentes Kanalprofil“ zu transferieren. Hierbei wurde die Annahme getroffen, dass dieses eine mittlere Tiefe aufweist, die der mittleren Wassertiefe im Bereich des Schiffspfades der zu Berge fahrenden Schiffe entspricht. Weiterhin wurde angenommen, dass im Kanal eine mittlere Strömungsgeschwindigkeit herrscht, die der natürlichen Strömung an der vorgenannten Stelle entspricht. Unter Flachwasserverhältnissen ist weiterhin der Einflussbereich des Rückströmungsfeldes zu beachten. Dieser kann aus potenzialtheoretischen Überlegungen errechnet werden und entspricht, gemessen von der Schiffsachse, zu beiden Seiten etwa der Schiffslänge. Ist der Einflussbereich größer als die verfügbare Querschnittsbreite, dann ist dieser entsprechend zu kürzen. Das äquivalente Kanalprofil wird nun unter Beachtung des Einflussbereiches so „dimensioniert“, dass es die im Einflussbereich abfließende Wassermenge fasst. Mit dieser Definition konnte eine gute Übereinstimmung gemessener und berechneter Werte für schiffsrelevante Parameter aus Modellversuchen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau erzielt werden (Söhngen, 1992).

### **Grundlagen der fahrdynamischen Modellrechnungen**

Das verwendete Modellverfahren (VSCHIFF), mit dem im Ersatz-Kanalprofil die relevanten Parameter: Schiffsgeschwindigkeit, Absink und Leistungsbedarf errechnet werden, basiert auf der Annahme eines quasi-stationären Fahrzustandes, wie er auch in einem Modellversuch aufträte, wenn das Schiff an der Stelle fixiert wäre und der Kanal sich relativ zum Schiff nach unterstrom bewegen würde, d. h. dass das Schiff mit der Schiffsgeschwindigkeit über Grund plus der Strömungsgeschwindigkeit (im Falle der Bergfahrt) angeströmt wird.

Dabei werden die stationären Formen des Impulssatzes für geeignet gewählte Kontrollvolumina mit den Querschnitten: „kurz vor dem Bug“, „kurz hinter dem Bug“, „kurz vor dem Heck“ und „kurz hinter dem Heck“ angewendet. Unter Beachtung der Schubkräfte, die das fließende Wasser auf die Schiffshaut sowie auf die Sohle ausübt, wobei die natürliche Strömungsgeschwindigkeit um die Rückströmgeschwindigkeit erhöht wird, kann nun

zunächst die Wasserspiegelanspannung vor dem Schiffsbug als Folge des erhöhten Fließwiderstandes durch die Rückströmung (gegenüber der natürlichen Situation) errechnet werden. Das Schiff wirkt in diesem Fall wie ein Brückenpfeiler in einer natürlichen Strömung. Weiterhin kann der u. a. durch die Reibungskräfte bedingte Unterschied zwischen dem Wasserspiegelabsink im Bug- und Heckbereich errechnet werden, wobei hier von der Annahme ausgegangen wird, dass die Tauchung des Schiffes, die auch Squat genannt wird, dem Wasserspiegelabsink an gleicher Stelle entspricht.

Weiterhin wurde angenommen, dass die Fließgeschwindigkeit im äquivalenten Kanalprofil über die gesamte Breite konstant ist und dass die Verteilung des Absinkes im Bereich des Schiffes linear ist. Diese Annahmen werden am besten von „langen“ Schiffsgefäßen (im Vergleich zur äquivalenten Kanalbreite) approximiert. Die Berechnung ergibt dabei stets einen hecklastigen Trimm. Gedrungene Schiffskörper bei großer Kanalbreite oder unter Flachwasserbedingungen weisen dagegen zunächst einen buglastigen Trimm auf, der erst bei größeren Schiffsgeschwindigkeiten, insbesondere als Folge der Propulsionsströmung, in einen hecklastigen Trimm umschlägt. Für die vorliegenden Verhältnisse bei Westhoven, bei denen die Schiffe, um diese Engstelle zu überwinden, nahezu die ganze, installierte Leistung einsetzen, ist die Annahme eines hecklastigen Trimmes jedoch auch für die zweispurigen, gedrungeneren Fahrzeuge gerechtfertigt.

Die analytischen Betrachtungen werden ergänzt durch semiempirische Ansätze für die Fließwiderstände auf Schiff und Sohle. Dabei wird, wie in der Gerinnehydraulik, eine ausgebildete turbulente Strömung vorausgesetzt. Weiterhin wird die Form der Bug- und Heckwellen approximiert. Schließlich erfolgt über einschlägige Ansätze aus der Propellertheorie die Berücksichtigung des Schubbelastungsgrades, des Rückstromes und des Nachlaufes auf den Propellerwirkungsgrad, um auf diese Weise, ausgehend von dem Schiffswiderstand, auf die erforderliche Motorleistung des Schiffes schließen zu können.

Mit dem vorher geschilderten Berechnungsverfahren wird es möglich, den Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit, der Sohlenrauheit, des natürlichen Reibungsgefälles und näherungsweise auch des Schiffstyps zu erfassen. Die Berechnungsverfahren müssen wegen der semiempirischen Ansätze an Messdaten kalibriert werden. Dies geschah u. a. anhand von Modellversuchen, die 1997 in der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg durchgeführt wurden. Ein Beispiel ist auf Bild 6 dargestellt. Es zeigt den Vergleich gemessener Werte des fahrdynamischen Einsinkens und der Motorleistung als Funktion der Schiffsgeschwindigkeit im Vergleich zu berechneten Werten, wobei der Heckabsink aus den Messdaten vorgegeben und daraus die Schiffsgeschwindigkeit und die erforderliche Leistung errechnet wurden. Die Darstellung gilt für einen Rechteckquerschnitt bei

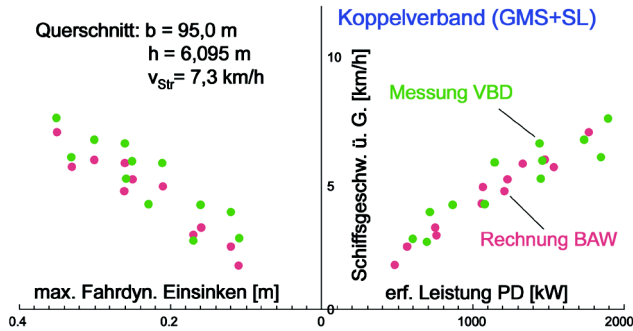


Bild 6: Vergleich gemessener und berechneter fahrdynamischer Parameter eines Koppelverbandes in der Bergfahrt bei Vorgabe der Hecktauchung - aus Modellversuchen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau

großen Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten, bei denen die eingesetzte Leistung die mögliche Schiffsgeschwindigkeit und das fahrdynamische Einsinken bestimmt.

**Übertragung der für Kanäle entwickelten fahrdynamischen Modellrechnungen auf natürliche Flussquerschnitte - hier die Messstelle Westhoven -**

Diese überwiegend an Modell Versuchsergebnissen erprobten Berechnungsverfahren mussten nun auf die Verhältnisse im repräsentativen Querschnitt bei Westhoven adaptiert werden. Dabei ist die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit, wie die Beispiele im vorangegangenen Kapitel gezeigt haben, der skalierende Parameter für das Rückströmungsfeld und ist deshalb durch die Modellannahmen möglichst genau wiederzugeben. Bevor nun beobachtete Schiffsgeschwindigkeiten an der Messstelle mit berechneten Werten verglichen werden können, sind Annahmen über das Fahrverhalten der Schiffsführer an der Messstelle zu treffen. Diese sind auf Bild 7 zusammengestellt.

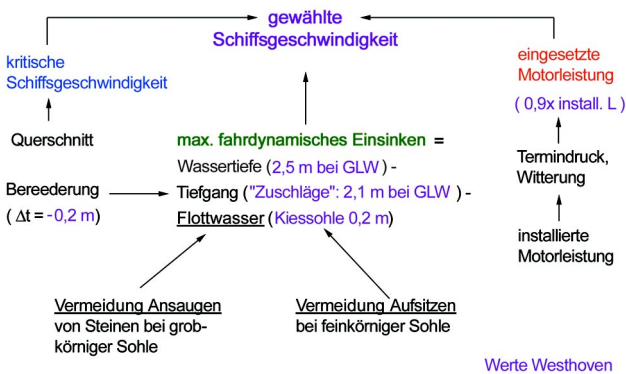


Bild 7: Einflussgrößen zur Ermittlung der gewählten Schiffsgeschwindigkeiten im Messprofil bei Westhoven

Zunächst ist festzustellen, dass die gewählte Schiffsgeschwindigkeit von der eingesetzten Motorleistung abhängt. Für die hier betrachtete Bergfahrt wird an Engstellen (nach Angaben der Schifffahrtstreibenden) wie bei Westhoven nahezu die volle installierte Leistung eingesetzt, damit die Fahrzeit und das Risiko einer Havarie begrenzt bleiben. Hier wurde angenommen, dass 90 % der Motorleistung eingesetzt werden. Der Abschlag von 10 % ist zur Schonung des Motors erforderlich. Diese Annahme hat eine erhebliche Auswirkung auf das Endergebnis, denn für stärker motorisierte Schiffe gilt diese Annahme gleichermaßen, d. h. es wird rechnerisch davon ausgegangen, dass die höheren Leistungen auch eingesetzt werden und dass die Schiffe damit auch schneller fahren. Dies wirkt sich auf die Rückströmungsgeschwindigkeit, auf die Sohlschubspannung und schließlich auf das Feststofftransportvermögen aus. Natürlich ist die eingesetzte Leistung auch abhängig davon, welche wirtschaftlichen Rahmenbedingungen für die Schifffahrt vorliegen, z. B. ob der Schiffsführer einen bestimmten, eng gesetzten Termin einhalten muss und deshalb gezwungen ist, schneller zu fahren oder nicht.

Weiterhin ist die Schiffsgeschwindigkeit von der Witterung abhängig. All diese Effekte können natürlich nicht exakt erfasst werden, sodass die vorher getroffene Annahme des tatsächlichen Verhaltens der Schiffsführer nur eine grobe Näherung darstellen kann. Dennoch werden damit die gemessenen Schiffsgeschwindigkeiten, wie auf Bild 8 dargestellt, sehr gut wiedergegeben.

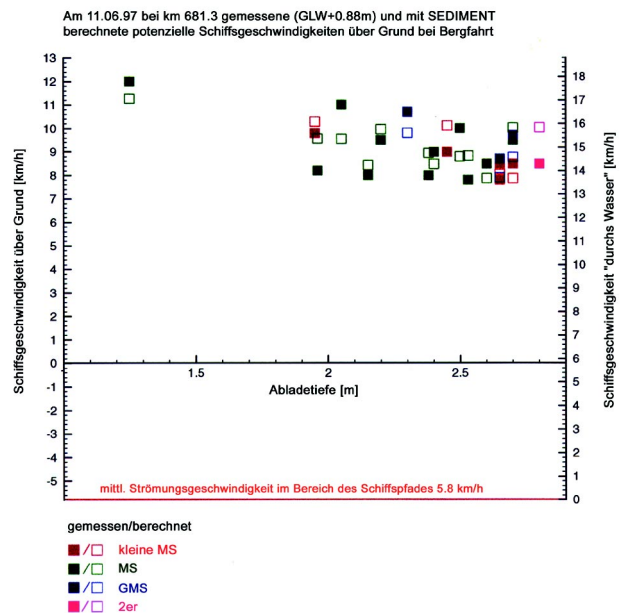


Bild 8: Gemessene und berechnete Schiffsgeschwindigkeiten an der Messstelle Westhoven

Die gewählte Schiffsgeschwindigkeit ist bei beschränkten Tiefen- und Breitenverhältnissen, wie im betrachteten Querschnitt bei Westhoven, weiterhin begrenzt durch die kritische Schiffsgeschwindigkeit. Dieser Fahrzustand kann insbesondere bei stark motorisierten, zweispurigen Verbänden bei Niedrigwasser auftreten, wenn diese ausreichend stark motorisiert sind und sie diese Leistung (wie angenommen) auch einsetzen. Dabei wird auf Grund der Querschnittsverhältnisse die Fließgeschwindigkeit im Nahbereich des Schiffes so groß, dass eine schießende Strömung mit anschließendem Wechselsprung, der als brechende Heckwelle in der Nautik bekannt ist, erreicht wird. Dabei treten besonders große Werte des fahrdynamischen Einsinkens auf. Die Schiffsführer werden natürlich versuchen, diesen Fahrzustand zu vermeiden. Die gewählte Schiffsgeschwindigkeit ist unter diesen Bedingungen somit deutlich geringer als die kritische Schiffsgeschwindigkeit.

Für „nach unten“ begrenzte Fahrwasserverhältnisse, wie dies in der Engstelle bei Westhoven der Fall ist, ist die mögliche Schiffsgeschwindigkeit, insbesondere bei Niedrigwasser, oder allgemein bei allen abladebeschränkenden Wasserständen, vor allem dadurch begrenzt, dass die Schiffsführer Sohlberührungen vermeiden werden. Die mögliche Schiffsgeschwindigkeit ist deshalb von der gewählten Abladetiefe abhängig. Im Querschnitt bei Westhoven beträgt die kleinste Wassertiefe im Bereich des Schiffspfades ca. 2,5 m. Dies gilt für die übliche Schiffsposition von Bergfahrern im Querprofil und für GIW, den „gleichwertigen Wasserstand“. Ein Schiff, das beispielsweise 1,9 m tief abgeladen hat, kann demnach, eingedenk eines Mindestflottwassers, der sprichwörtlichen „Hand breit Wasser unter dem Kiel“ von angenommenen 0,2 m, 0,4 m tief einsinken. Dabei kann es eine relativ große Schiffsgeschwindigkeit erreichen. Würde es dagegen mit 2,1 m Tiefgang fahren, könnte mit 0,2 m „zulässigem“ fahrdynamischen Einsinken nur eine deutlich geringere Schiffsgeschwindigkeit erreicht werden. Neben einer Annahme über das Mindestflottwasser, hier 0,2 m, sind somit auch Annahmen über die Position der zu Berge fahrenden Schiffe im Querprofil sowie über die Abladetiefen zu treffen.

Die Position im Querprofil wurde nach Angaben der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau, nachdem die Schiffsführer das vorhandene Fahrwasser in etwa „Dritteln“ und somit bei der Bergfahrt im linken Drittel des Querprofils fahren, festgelegt. Diese Annahme konnte durch Beobachtung der Schifffahrt bestätigt werden.

Die Abladetiefen wurden nach „Abladeregeln“ festgelegt. Danach geben die Schiffsführer sogenannte „Zuschläge“ auf repräsentative Pegelstände der gewählten Fahrstrecke. Da sowohl der Niederrhein mit vergleichsweise großen Fahrrentiefen als auch der Mittelrhein und die Gebirgsstrecke zu beachten sind, wo wesentlich geringe Fahrwassertiefen vorliegen, wurde für die hier vorliegenden Verhältnisse von „mittleren“ Zuschlägen ausgegangen. Danach ergibt sich bei GIW eine mögliche

Abladetiefe von ca. 2,1 m. Natürlich wird es einzelne Schiffsführer geben, die unter Beachtung der Streckenkennntnis noch tiefer abladen. Die Mehrzahl der Schiffsführer wird dagegen weniger tief abladen, u.a. weil entlang eines längeren Fahrweges ungünstigere Verhältnisse herrschen können, die beachtet werden müssen, oder weil die Auftragslage es gar nicht notwendig macht oder erlaubt, tiefer abzuladen. Die damit zusammenhängenden Effekte werden üblicherweise mit dem Begriff „Bereederung“ belegt. Hieraus kann ein sogenannter Bereederungsfaktor definiert werden, der angibt, bis zu welchem Prozentsatz die Schiffe im Verhältnis zur möglichen Tonnage ausgelastet sind. Entsprechend einer Angabe des Bundesministeriums für Verkehr für den Bereederungsfaktor des Rheinverkehres von ca. 0,9, wonach sich im Mittel eine Minderung der aus Zuschlägen errechneten Abladetiefe von ca. 0,2 m errechnet, wurde die mittlere Abladetiefe bei GIW somit zu ca. 1,9 m angesetzt, während durchschnittliche Größtwerte ca. 2,1 m betragen.

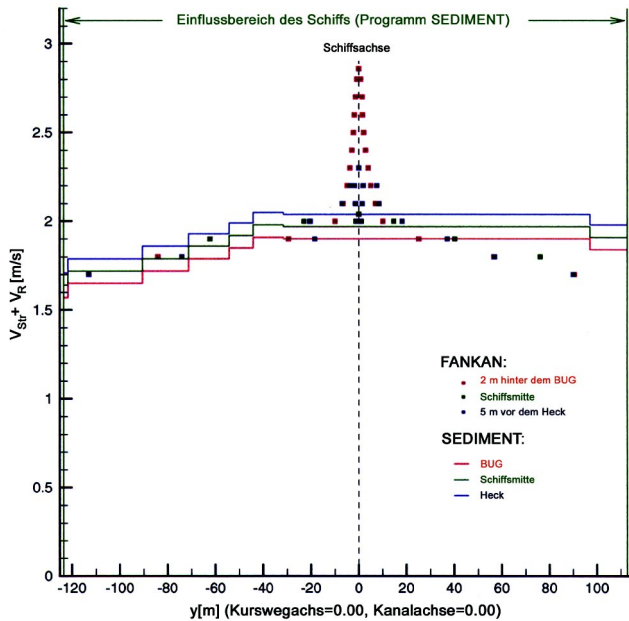
Ergänzend ist nun eine Annahme zu treffen, welche Abladetiefen bei größeren Wasserständen als GIW anzusetzen sind. Dabei wird, entsprechend Angaben der schiffahrtlichen Praxis, davon ausgegangen, „dass jeder Zentimeter Tiefengewinn in Abladetiefe umgesetzt wird“, bis der bauartbedingte, größte Tiefgang des Fahrzeuges erreicht wird. Für noch größere Wasserstände bleibt der Tiefgang somit konstant.

Mit diesen Vorgaben ergab sich, dass die Schiffsgeschwindigkeit bei allen Abflusssituationen, bei denen noch wasserstandsabhängig abgeladen wird, im Wesentlichen durch die Tiefenverhältnisse bestimmt wird. Bei höheren Wasserständen war die Leistung begrenzt.

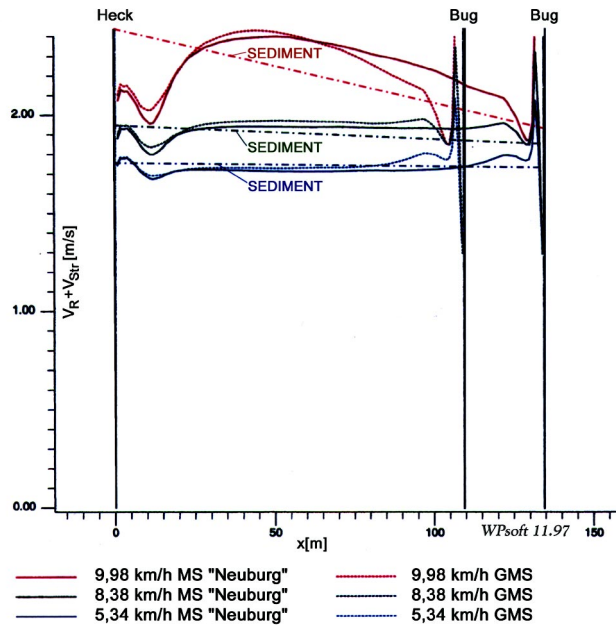
Die Berechnungsannahmen wurden nun anhand beobachteter Fahrten im Messquerschnitt bei Westhoven überprüft. Für die Berechnung wurden dabei die schiffsbezogenen Parameter: Schiffslänge, Schiffsbreite, Schiffstyp und Abladetiefe eingegeben. Alle anderen Größen wurden errechnet. Die auf Bild 8 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Berechnungen die beobachteten Werte sehr gut approximieren. Es zeigt sich u. a. eine deutliche Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeiten von der Abladetiefe. Weiterhin bestätigt sich eine für Flachwasserverhältnisse bekannte „Faustregel“ für die gewählte Schiffsgeschwindigkeiten durchs Wasser (bei der Bergfahrt die Summe aus Schiffsgeschwindigkeit über Grund und Strömungsgeschwindigkeit), wonach diese ca. 60 - 70 % der Stauwellengeschwindigkeit an der abladebestimmenden Stelle beträgt.

### **Vergleich mit 3D-Modellrechnungen**

Als nächster Schritt zur Beurteilung der eindimensionalen Modelltechnik im Hinblick auf die Ermittlung des Feststofftransportes war nachzuweisen, dass die errechneten mittleren Rückströmungsgeschwindigkeiten und



**Bild 9:** Querprofile der maßgebenden Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich eines zu Berge fahrenden Großmotorschiffs an der Messstelle Westhoven - Vergleich dreidimensionaler (Programm FANKAN) mit eindimensionalen (Programm VSCHIFF) Modellrechnungen (GMS Neuburg, GIW + 0,5 m, Schiffsgeschwindigkeit über Grund 9 km/h)



**Bild 10:** Längsprofile der maßgebenden Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des Schiffes an der Messstelle Westhoven - Vergleich dreidimensionaler (Programm FANKAN) mit eindimensionalen (Programm VSCHIFF) Modellrechnungen (GMS Neuburg, GIW + 0,5 m, Schiffsgeschwindigkeit über Grund 9 km/h)

deren Verteilung über die Breite die tatsächlichen Verhältnisse approximieren. Hierzu wurde auf Bild 9 die für die Sohlschubspannung maßgebende Summe aus Strömungsgeschwindigkeit + Rückströmungsgeschwindigkeit, die sich aus der 1D-Modellrechnung im Querprofil bei Westhoven für eine typische Schiffsposition und für ein Großmotorschiff ergab, im Vergleich zu dreidimensionalen Modellrechnungen mit dem Programm FANKAN dargestellt. Es zeigt sich, dass die maßgebende Strömungsgeschwindigkeit, insbesondere in Bugnähe, vom 1D-Verfahren deutlich unterschätzt wird, dass aber im Mittel eine gute Approximation erreicht wird. Das 1D-Modellverfahren unterschätzt somit tendenziell den schiffahrtsbedingten Feststofftransport. Wegen des geringen Einflussbereiches der erhöhten Fließgeschwindigkeiten ist dies jedoch für eine vergleichende Betrachtung, die hier angestrebt wird, nicht von Bedeutung.

Ein weiterer Vergleich der Modellrechnungen ist auf Bild 10 vorgenommen worden. Hier wurden Längsprofile der maßgebenden Strömungsgeschwindigkeiten verglichen. Auch hier zeigt sich, dass im Mittel die Strömungsgeschwindigkeiten gut wiedergegeben wurden. Weiterhin konnte nachgewiesen werden, dass auch das errechnete fahrdynamische Einsinken, das die Rückströmungsgeschwindigkeiten mitbestimmt, mit den dreidimensionalen Modellrechnungen gut übereinstimmt.

Um den schiffahrtsbedingten Geschiebetransport zu errechnen, ist zunächst nachzuweisen, dass mit den

eindimensionalen Modellverfahren auch der natürliche Feststofftransport, d. h., derjenige ohne Schiffsbeeinflussung, wiedergegeben werden kann. Da sich der Rhein bei Westhoven, wie eingangs erwähnt, im latenten Erosionsregime befindet, offenbar Folge der vergleichsweise starken Regelung durch Buhnen in diesem Bereich, kann also nicht von einem Geschiebetransportgleichgewicht ausgegangen werden, d. h. das Geschiebe rekrutiert sich nicht vollständig aus dem Sohlenmaterial. Die maßgebende Kornverteilungskurve für die Errechnung des Feststofftransportes liegt somit zwischen der des natürlichen Geschiebes und der des Deckschichtenmaterials der Sohle. Dies gilt insbesondere für niedrige Abflüsse. Für hohe Abflüsse, bei denen von einer stärkeren Durchmischung des Sohlenmaterials ausgegangen werden kann, wird das Feststofftransportvermögen vor allem vom Unterschichtenmaterial der Sohle abhängen. Schließlich ist wegen der Anreicherung der Grobkomponenten an der Sohle davon auszugehen, dass die Parameter des Geschiebetransportmodells zwischen denen bei Gleichgewichtstransport und bei einer ausgebildeten Deckschicht liegen werden. Diese Aspekte sind bei der Modellierung zu beachten.

Bild 11 zeigt Modellrechnungen im Vergleich zum gemessenen Geschiebetransport, wobei der Abfluss als weiterer Einflussparameter gewählt wurde. Es zeigt sich, dass mit Parametern, die auf das Feststofftransportmodellverfahren SEDICOUPE der BAW zugeschnitten sind und anhand von Feststofftransportmodellrechnun-

gen für Rhein und Donau kalibriert wurden (Söhngen, Kellermann, 1996), mit der Kornverteilung des Unterschichtmaterials eine ausreichende Übereinstimmung berechneter und gemessener Werte erreicht werden konnte. Die daraus errechnete Jahresgeschiebefracht stimmte mit Angaben der Bundesanstalt für Gewässerkunde, abgeleitet aus den Messdaten, sehr gut überein.

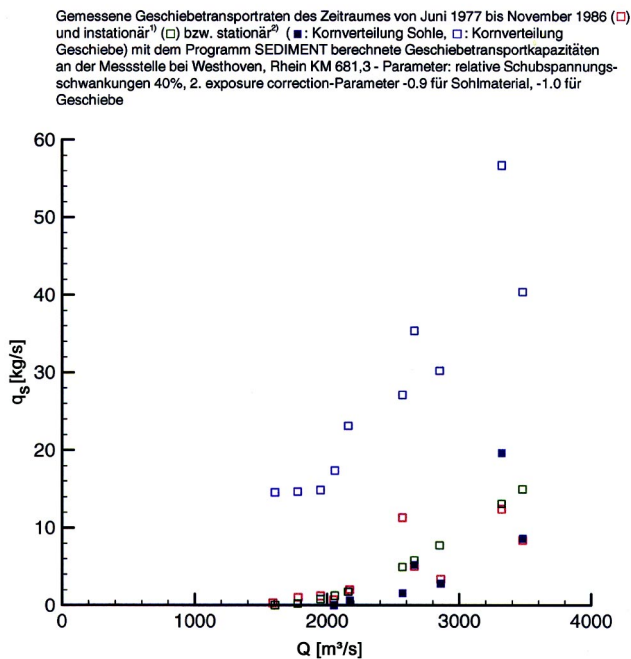


Bild 11: Vergleich gemessener und berechneter Werte des Geschiebetransportes an der Messstelle Westhoven (Söhngen, 1996)

Zur Abschätzung des Feststofftransportvermögens unter Berücksichtigung des Schifffahrtseinflusses, kann nun die gleiche Geschiebetransportformel, die auch den Berechnungen auf Bild 11 zu Grunde lag, verwendet werden. Dabei wird die Annahme getroffen, dass die Minderung der transportwirksamen Sohlenschubspannung durch Transportkörper die gleiche ist wie unter natürlichen Verhältnissen ohne Schifffahrt. Dies ist sicherlich im engen Raum direkt unter dem Schiff bei Niedrigwasser, also bei geringen Flottwassertiefen, nicht der Fall, denn dort kann sich eine ausgebildete turbulente Strömung, die zu signifikanten Ablösezone hinter Transportkörpern führt und den Druckwiderstand verursacht, nicht ausbilden. Bei gleicher sohlener Strömungsgeschwindigkeit wird dort die Beanspruchung auf die einzelnen Sohlenkörner größer sein als bei Anwendung der gleichen Berechnungsgrundlagen wie für die natürliche Strömung. Allerdings ist dort das Strömungsfeld durch die Interaktion zwischen Schiffsboden und Sohle sehr stark gestört. Dabei kann es in der Bergfahrt und bei geringen Flottwassertiefen sogar dazu kommen, dass das Schiff „Wasser vor sich herschiebt“, d.h., dass die Sohle in umgekehrter Richtung als durch das mittlere Strömungsfeld, also bergauf gerichtet, beansprucht wird,

wie dies u. a. Felkel beobachtet hat. Dieser Sohlbereich ist aber vergleichsweise gering, beachtet man die große räumliche Ausdehnung des Rückströmungsfeldes, sodass auch diese Unschärfe in Kauf genommen werden kann.

Zur Anwendung der Feststofftransportformel ist die Schubspannung zu errechnen. Dazu wird ein quadratisches Widerstandsgesetz vorausgesetzt. Die Schubspannung wächst also mit dem Quadrat der sohlennahen Fließgeschwindigkeit, die gegenüber dem natürlichen Wert um die Rückströmgeschwindigkeit erhöht ist. Der Einfluss eines veränderten hydraulischen Radius wird durch den um die Schiffskontur erhöhten benetzten Umfang berücksichtigt. Außerhalb des Ersatz-Trapezprofils, das den Einflussbereich des Rückströmungsfeldes beschreibt, wird keine Erhöhung der Sohlenschubspannung angesetzt.

Diese letzten Annahmen konnten aus naheliegenden Gründen nicht mit Messdaten verglichen werden. Auch die u. a. von Kaidana berichteten Geschiebemessungen unter Berücksichtigung des Schifffahrtseinflusses durch Geschiebefallen (Rhein bei Wesel) können hierzu nur phänomenologisch herangezogen werden, da die maßgebenden schiffsbezogenen Daten, wie die Verdrängung und die Schiffsgeschwindigkeit, bei den Messungen nicht registriert wurden. Die von Kaidana beobachteten Einflüsse, insbesondere dass das Rückströmungsfeld maßgebend ist und dass der Einflussbereich weit über den eigentlichen Schiffspfad hinaus reicht, werden im Übrigen durch die Berechnungsverfahren bestätigt.

## 5 Einfluss des Abflusszustandes und des Fahrzeugtyps auf die erreichbaren Schiffsgeschwindigkeiten, die Sohlenschubspannungen und das Feststofftransportvermögen während einer Schiffspassage

Mit den vorher geschilderten Annahmen können zunächst die erreichbaren Schiffsgeschwindigkeiten verschiedener, für die Untersuchungen relevanter Fahrzeugtypen errechnet werden. Unterschieden wurde zwischen einem die derzeitige Flotte bis zu einer Tragfähigkeit von ca. 1000 Tonnen repräsentierenden Motorschiff, einem mittleren Großmotorschiff, das Fahrzeuge ab 1000 Tonnen beschreibt (Länge ca. 95 m, Breite 9,5 m, max. Tiefgang 2,8 m, Motorleistung 1500 PS), einem daraus gebildeten einspurig-zweigliggedrigen Verband (Länge über alles 185 m), dem auch der aus der Schiffsstatistik hervorgehende Tonnageanteil der aus zwei Leichtern mit einem Schubschiff gebildeten Fahrzeuge zugeordnet wurde, einem zweispurig-zweigliggedrigen Schubverband (Länge über alles 185 m, Breite über alles 22,8 m, max. Tiefgang 3,5 m, Motorleistung 3500 PS) sowie zwischen den Großmotorschiffen, die die Untersuchungen ausgelöst haben, dem MS „Neuburg“ mit

135 m Länge (Breite 11,4 m, max. Tiefgang 3,2 m, Motorleistung ca. 1200 kW) und dem außergewöhnlich stark motorisierten MS „Myriam“ mit ca. 1800 kW Motorleistung (Länge 125 m, Breite 12,0 m, max. Tiefgang 3,5 m). Weiterhin wurde zwischen den größten Tiefgängen und mittleren Tiefgängen unterschieden. Schließlich wurden die beiden vorgenannten modernen Großmotorschiffe nicht nur als Massengut transportierende Fahrzeuge sondern auch als Containerschiffe eingesetzt, wobei der maximale Tiefgang auf 2,8 m, betreffend die größten und 2,6 m, betreffend die mittleren Tiefgänge beschränkt wurde. Schließlich wurde der Wasserstand im Bereich zwischen GIW und dem ca. 7 m höher liegenden HSW variiert.

Ein Ergebnis dieser Berechnungen ist auf Bild 12, betreffend die mittleren Abladetiefen dargestellt. In der linken Bildhälfte sind die mit wachsendem Wasserstand steigenden Abladetiefen angegeben, in der rechten Bildhälfte die erreichbaren Schiffsgeschwindigkeiten.

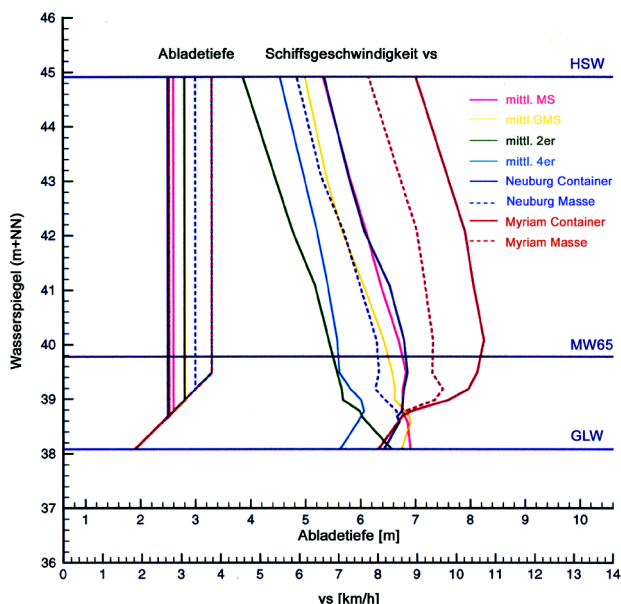


Bild 12: Einfluss des Wasserstandes an der Messstelle Westhoven auf die möglichen mittleren Abladetiefen und die zugehörigen Schiffsgeschwindigkeiten bei der Bergfahrt

Ein erstes bemerkenswertes Ergebnis ist, dass die schwächer motorisierten Fahrzeuge, hierzu gehören insbesondere die „mittleren Motorschiffe“, die durchschnittlichen Großmotorschiffe und daraus gebildete „einspurig-zweigliedrige“ Schubverbände, bei Niedrigwasser die höchsten Schiffsgeschwindigkeiten erreichen können, bei HSW jedoch die geringsten Werte. Der wesentliche Grund liegt darin, dass diese Schiffe schon bei Niedrigwasser nahezu die volle Motorleistung einsetzen müssen, diese aber nur eine beschränkte Schiffsgeschwindigkeit durchs Wasser erlauben, von der sich die mit größeren Wasserständen zunehmende Strömungsgeschwindigkeit abzieht, sodass die Schiffsgeschwindigkeit über Grund mit diesen Wasserständen geringer wird.

Stärker motorisierte Fahrzeuge, wie der 4er-Schubverband, erreichen die größten Schiffsgeschwindigkeiten bei Wasserständen, bei denen das fahrdynamische Einsinken nicht mehr beschränkend für die Schiffsgeschwindigkeit ist. In diesem Fall kann jeder Zugewinn an Wasserstand „in fahrdynamisches Einsinken“ umgesetzt werden und es können somit größere Schiffsgeschwindigkeiten erreicht werden. Weiterhin nimmt das Verhältnis des verfügbaren wirksamen Abflussquerschnittes zum eingetauchten Schiffsquerschnitt, das sogenannte n-Verhältnis ab, wodurch die Rückströmungsgeschwindigkeit reduziert wird. Auch dieser Effekt erlaubt größere Schiffsgeschwindigkeiten. Aber auch bei den stark motorisierten Schiffen ist nach Erreichen der Leistungsgrenze eine abnehmende Schiffsgeschwindigkeit mit größeren Wasserständen - auf Grund der zunehmenden Strömungsgeschwindigkeiten - zu beobachten.

Die größten Schiffsgeschwindigkeiten mit rd. 8 km/h über Grund werden vom MS Myriam, das rechnerisch als Containerschiff eingesetzt wird, erreicht. Aber auch als Massengutschiff erreicht es mit ca. 7,5 km/h noch eine vergleichsweise große Schiffsgeschwindigkeit. Danach folgen das als Containerschiff fahrende MS Neuburg und der 4er-Schubverband, letzterer insbesondere wegen der starken Motorleistung und auch deshalb, weil er wegen der größeren Länge eine größere äquivalente Kanalbreite erreicht, d. h. sein Einflussbereich ist größer, wodurch die Rückströmungsgeschwindigkeiten reduziert werden.

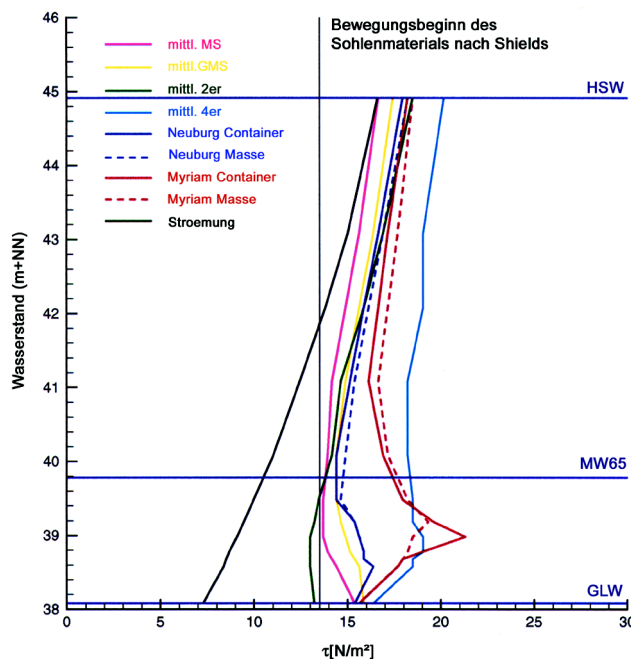


Bild 13: Einfluss des Wasserstandes und des Fahrzeugtyps auf die Sohlschubspannungen während einer Schiffspassage an der Messstelle Westhoven, errechnet für mittlere Abladetiefen

Dieses Verhalten spiegelt sich in den zugehörigen Sohlschubspannungen, die durch das Rückströmungsfeld verändert werden, wieder. Dargestellt ist auf Bild 13 die mittlere Sohlschubspannung im Ersatzkanalprofil, die sich aus der natürlichen Strömung plus der Rückströmung errechnet. Im Vergleich dazu ist die natürliche Sohlschubspannung aus dem Strömungsfeld dargestellt. Es zeigt sich zunächst, dass bei GIW der natürliche Wert durch die Schifffahrt in etwa verdoppelt wird. Bei dem als Containerschiff fahrenden MS Myriam ist dies auch noch bei rd. 1 m höheren Wasserständen der Fall. Auch der 4er-Schubverband und das als Massengut fahrende MS Myriam erzeugen bei rd. 1 m höheren Wasserständen deutlich vergrößerte Sohlschubspannungen. Die Differenz zwischen der schifffahrtsbeeinflussten und der natürlichen Schubspannung nimmt mit noch höheren Wasserständen ab, aber selbst bei HSW ist zumindest beim 4er-Schubverband noch eine deutliche Erhöhung festzustellen. Auch der Verlauf der Schubspannungen zeigt, dass die stärksten motorisierten Schiffe die größten Sohlschubspannungen verursachen.

Auf Bild 14 ist nun das Feststofftransportvermögen für die verschiedenen Schiffstypen in Abhängigkeit vom Wasserstand aufgetragen worden. Die größten Werte treten wieder in etwa bei den Wasserständen auf, bei

denen die größten möglichen Abladetiefen erreicht werden, bei denen also die Verdrängungswirkung, wegen der insgesamt geringeren Querschnitte, noch entscheidend ist, gleichzeitig aber schon größere Schiffsgeschwindigkeiten erreicht werden können. Die größten Werte liefert wieder das als Containerschiff fahrende MS Myriam, gefolgt vom 4er-Schubverband, dem als Massengut fahrenden MS Myriam und dem modernen Großmotorschiff Neuburg, während die geringsten Beanspruchungen durch den vergleichsweise schwach motorisierten, aus dem mittleren GMS zusammengesetzten einspurig-zweigliedrigen Schubverband verursacht werden. Beim letztgenannten Schiffstyp kommt hinzu, dass sich das Rückströmungsfeld auf eine größere Breite verteilt.

Der natürliche Feststofftransport beginnt nach Bild 14 etwa bei Mittelwasser. Aber schon für geringere Wasserstände wird während der kurzen Zeit der Schiffs-passage Geschiebe transportiert, wie es sonst bei HSW der Fall wäre, zumindest für den ungünstigsten Fall des als Containerschiff fahrenden MS Myriam. Aber selbst bei HSW wird das Geschiebetransportvermögen noch deutlich gegenüber dem natürlichen Wert vergrößert, auch für das kleinste und schwächste hier betrachtete Fahrzeug.

## 6 Erhöhung der Jahres-geschiebefrachten durch die Schifffahrt

Trotz der vergleichsweise großen Erhöhung des Geschiebetransportvermögens wird die Wirkung der Schifffahrt auf die für die Beurteilung der Sohlstabilität maßgebende Jahresfracht wesentlich geringer ausfallen, denn der Feststofftransport wird nur im Einflussbereich des Schiffes und nur für die kurze Zeit der Schiffs-passage erhöht. Wichtig ist deshalb für die Beurteilung der Bettstabilität, wieviel Schiffe in welchen Zeiten die Messstelle passieren. Hierzu wurden Unterlagen des Bundesministeriums für Verkehr und des Auftraggebers, des Wasser- und Schifffahrtsamtes Köln sowie der Wasser- und Schifffahrtsdirektion West verwendet. Beispielsweise ergab sich für den als repräsentativ erachteten kleinsten hier betrachteten Fahrzeugtyp eine Gesamtanzahl der Schiffsbewegungen von 25.000 p.a. und, z. B. bezogen auf GIW, eine Verweildauer von rund 15 Sekunden. Um das Geschiebetransportvermögen eines Jahres zu errechnen, wurden zunächst die Wasserstände in einzelne Klassen eingeteilt. Diesen wurden mittlere Eintrittsdauern zugewiesen. Die während dieser Zeit zu erwartende Anzahl der Schiffsbewegungen wurde aus der Flottenstatistik für jeden Schiffstyp abgeschätzt. Diese wurde mit der Einwirkdauer pro Schiffs-passage multipliziert (abhängig von der Schiffsgeschwindigkeit und der Schiffslänge). Dieses Produkt entspricht der *gesamten* Einwirkdauer dieses Schiffstyps in einer „Wasserstraßenklasse“. Mit diesem Wert wurde der daraus errechnete Geschiebetransport multipliziert, um

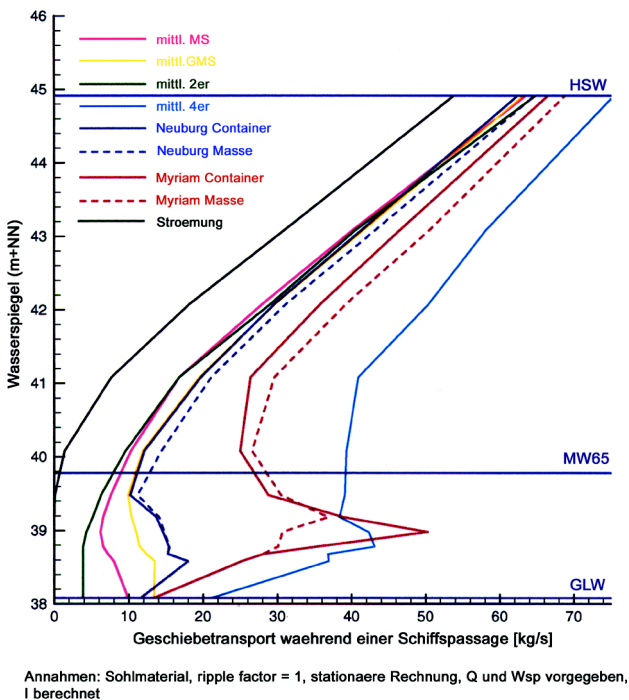


Bild 14: Einfluss des Wasserstandes und des Fahrzeugtyps auf das Geschiebetransportvermögen, das durch das mittlere Rückströmungsfeld gegenüber dem natürlichen Zustand während einer Schiffs-passage erhöht ist - Rhein bei Westhoven, mittlere Abladetiefen

den Anteil dieses Abflusszustandes und dieses Schiffstyps an der Jahresfracht zu ermitteln. Diese Werte wurden schließlich über alle Wasserstände und alle Schiffstypen aufsummiert. Davon abgezogen wurde derjenige Wert, der aus dem Strömungsfeld ohne Schiffseinwirkung resultiert. Übrig bleibt das schiffahrtsbedingt erhöhte Transportvermögen an der Messstelle Westhoven. Die zugehörige Jahresfracht wurde nun in Relation gesetzt zum natürlichen Feststofftransportvermögen, abgeleitet aus der Geschiebetransport-Abfluss-Relation gemäß Bild 11. Die so ermittelten Werte sind auf Tabelle 1 zusammenfassend dargestellt.

Frachtanteil der 135 m – Schiffe wird folgendem GMS zugeordnet	Ist-Zustand (keine 135 m – Schiffe)	Prognose 2010			
		Frachtanteil der 135 m – Schiffe fährt ersatzweise als GMS	betrifft nur Massengut	betrifft nur Container	betrifft nur Container
„Myriam“-1804 kW 125x12x3,5/2,8	7%	10%	10%	11%	
„Neuburg“-1177 kW 135x11,4x3,2/2,8	7%	10%	10%	10%	

Tabelle 1: Prozentuale Erhöhungen der Jahresgeschiebefrachten aus dem mittleren Rückströmungsfeld zu Berge fahrender Schiffe im Rheinquerschnitt bei Westhoven - Einfluss der Gesamtflotte, Vergleich des IST-Zustandes (1993) und Prognose für das Jahr 2010

Im IST-Zustand beträgt der errechnete Anteil der Jahresgeschiebefracht aus dem mittleren Rückströmungsfeld zu Berge fahrender Schiffe ca. 7 %. Er ist somit um mehr als eine Zehnerpotenz kleiner als die Geschiebefracht aus dem natürlichen Strömungsfeld. Bei dieser Berechnung wurde der Frachtanteil der längeren und stärker motorisierten Schiffe, in der Tabelle vereinfachend als „Anteil der 135 m Schiffe“ beschrieben, vernachlässigt. Für das Prognosejahr 2010, für das der Frachtanteil dieser größeren Schiffe auf ca. 5 % geschätzt wurde, erhöht sich der schiffsinduzierte Anteil an der Jahresfracht auf rd. 10 %. Die Erhöhung gegenüber 7 % im IST-Zustand ist dabei nicht nur auf den erhöhten Frachtanteil der modernen Großmotorschiffe zurückzuführen, sondern ganz allgemein auf eine Verschiebung der Flotte in Richtung größerer Fahrzeuge und auf eine insgesamt größere Tonnage.

Die errechneten 10 % erwiesen sich dabei als weitgehend unabhängig von den Berechnungsannahmen hinsichtlich des maßgebenden Fahrzeuges, dem der Frachtanteil der 135 m Schiffe zugewiesen wurde. Da hierüber keine Prognosen existierten, musste von vereinfachenden Annahmen ausgegangen werden. Hier wurde der Frachtanteil entweder einem mittleren Großmotorschiff der heutigen Flotte zugewiesen oder dem stärker motorisierten, aber nicht so langen MS Myriam oder dem 135 m langen, aber schwächer motorisierten MS Neuburg. Weiterhin wurde angenommen, dass entweder nur Massengut mit den letztgenannten beiden

Schiffen transportiert, wird oder dass nur Container befördert werden. Rechnerisch ergab sich dabei eine Steigerung auf 11 %, wenn der gesamte Frachtanteil des Container transportierenden MS Myriam zugewiesen wird. Dieses Ergebnis ist unmittelbare Folge der Annahme, dies sei an dieser Stelle in Erinnerung gebracht, dass auch bei Containerverkehr 90 % der installierten Leistung, sofern es die Tiefenverhältnisse zulassen, zum Einsatz gebracht werden. Würden die stärker motorisierten und weniger tief abgeladenen Schiffe dagegen nur eine geringere Leistung einsetzen, ergäbe sich kaum ein Unterschied zwischen Container und Massengutverkehr.

modernes GMS	auf 135 m verlängert wie „Neuburg“	Leistung wie „Myriam“	auf 17,1 m verbreitert wie „Jowi“	Breite „Jowi“ und Leistung „Myriam“
1,1%	0,9%	1,6%	1,0%	1,6%
0,8%	0,8%	1,0%	0,9%	1,0%

Tabelle 2: Erhöhung der Geschiebefrachten durch moderne Großmotorschiffe mit veränderten Abmessungen und Leistungsdaten, wenn der Frachtanteil größerer und stärker motorisierter Schiffe im Jahre 2010 dem in der Tabelle angegebenen Schiffstyp zugewiesen wird (mittlere Tiefgänge obere Zeile, mittlere potenzielle Tiefgänge untere Zeile)

Da die Tabelle 1 Einflüsse der gesamten Flotte beinhaltet, wurde in Tabelle 2 nochmals der Anteil der längeren und stärker motorisierten Großmotorschiffe separiert, wobei für alle Berechnungen angenommen wurde, dass nur Massengut transportiert wird. Ziel der Berechnungen war es, herauszufinden, welche schiffsbezogenen Parameter sich am stärksten auf die Erhöhung des Geschiebetransportes auswirken. Basis der Berechnungen ist ein modernes Großmotorschiff mit einer Länge von 110 m, einer Breite von 11,4 m und einem größten Tiefgang von 3,2 m, dem die Leistung des MS Neuburg, also ca. 1200 kW zugewiesen wurde. Für dieses Schiff errechnet sich, bezogen auf die Berechnungsoption mit den aus Abladeregeln ermittelten potenziellen Tiefgängen, eine Erhöhung der Jahresfracht um ca. 1,1 %. Wird dieses Schiff auf 135 m, wie die Neuburg, verlängert, dann beträgt die rechnerische Erhöhung nur noch 0,9 %. Der Grund hierfür ist, dass das längere Schiff einen größeren Widerstand verursacht und somit nur eine geringere Schiffsgeschwindigkeit erreichen kann als das moderne GMS, d. h. bei gleicher Verdrängung sind die Sohlschubspannungen gegenüber dem GMS geringfügig reduziert. Weiterhin verteilen sich die Rückströmungsgeschwindigkeiten – wegen der größeren Länge – auf eine größere Sohlbreite. Großmotorschiffe, die ohne Erhöhung der Antriebsleistung oder sonstige Abmessungen nur verlängert werden, haben somit hinsichtlich des Feststofftransportvermögens tendenziell geringere Auswirkungen als Standard-Schiffe.

Wird dem Großmotorschiff die Leistung des MS Myriam zugeordnet, wodurch es wesentlich schneller fahren kann, dann erhöht sich der schiffsinduzierte Einfluss auf das Geschiebetransportvermögen an der untersuchten Messstelle bei Westhoven von 1,1 % auf 1,6 %. Die Motorisierung ist somit, wenn diese Leistung auch tatsächlich – wie hier angenommen - eingesetzt wird, der entscheidende Einflussparameter hinsichtlich des erhöhten Geschiebetransportvermögens.

Wird das moderne GMS nur verbreitert, auf einen Wert des MS „Jowi“ mit 17,1 m, bleiben aber alle anderen Parameter gleich, insbesondere die Motorisierung, dann reduziert sich sogar tendenziell der Einfluss dieses Schiffes auf die Jahresgeschiebefracht, hier um rechnerisch 0,1 %. Dies erklärt sich aus der Tatsache, dass diese Schiffe, wegen des größeren Widerstandes, deutlich langsamer fahren können, obwohl, trotz der größeren Verdrängung, die Rückströmgeschwindigkeiten, bei gleicher Schiffsgeschwindigkeit, zunehmen würden. Maßgebend ist also auch hier die Motorisierung bzw. die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit.

Wird das GMS sowohl auf die Breite des MS Jowi erweitert als auch auf die Leistung des MS Myriam gebracht, dann ergibt sich wieder ein Wert von 1,6 %, der demjenigen entspricht, der bei alleiniger vergrößerter Leistung auftritt. Auch hier zeigt sich, dass die Leistung maßgebend ist.

Die vorgenannten Zahlenwerte sind in der ersten Zeile auf Tabelle 2 angegeben, betreffend mittlere Tiefgänge, d. h. unter Berücksichtigung des Berederungseinflusses. In der zweiten Zeile sind die Werte für mittlere potenzielle Tiefgänge angegeben. Sie sind um 0,1 bis 0,6 % geringer als die bei mittleren Tiefgängen. Der größte Unterschied tritt bei den beiden Berechnungen mit erhöhter Leistung auf. Wenn die Schiffe also „bis an die Grenze“ abladen und somit im maßgebenden Abflussbereich, bei dem noch wasserstandsabhängig abgeladen wird, gar nicht so schnell fahren können, weil sie sonst eine Sohlberührung riskieren würden, ergibt sich ein geringerer Einfluss auf das Geschiebetransportvermögen und der Einfluss einer erhöhten Leistung ist deutlich geringer als bei mittleren Abladetiefen.

An dieser Stelle sei in Erinnerung gebracht, dass der Einfluss des Schraubenstrahls und örtlicher Spitzenwerte der Rückströmung, die bei geringeren Flottwassertiefen, also bei *potenziellen* Abladetiefen größer sind als bei *mittleren* Abladetiefen, hier nicht berücksichtigt wurden. Eine genauere Berechnung würde die hier dokumentierten Unterschiede zwischen den beiden Berechnungsoptionen voraussichtlich noch geringer ausfallen lassen.

## 7 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse für den Rhein bei Westhoven zeigen, dass der rückstrombedingte Anteil der Schifffahrt am Geschiebetransportvermögen rund um eine 10er-Potenz geringer ist als der natürliche Wert. Für typische Engstellen mit mittelkiesiger Sohle, wie am Niederrhein, ist der Einfluss der Schifffahrt auf die Sohlenstabilität somit geringer als erwartet. Der zugehörige Anteil größerer und stärker motorisierter Großmotorschiffe ist nochmals eine 10er-Potenz kleiner als der aus der Schifffahrt insgesamt. Selbst wenn der Flottenanteil dieser Schiffe größer sein würde als bisher angenommen, wird dies voraussichtlich keine messbaren Auswirkungen auf das Feststofftransportvermögen des Niederrheins haben.

Aus den ergänzenden Untersuchungen mit mehrdimensionalen Modellverfahren, den in Kapitel 2 geschilderten Wirkungsmechanismen zum Einfluss der Schifffahrt auf das Gewässerbett sowie aus den Sensitivitätsbetrachtungen, die im vergangenen Kapitel geschildert wurden, kann verallgemeinernd, d. h. nicht nur bezogen auf den Rhein bei Westhoven, geschlossen werden, dass längere und breitere Schiffe insgesamt gesehen nur einen geringen Einfluss auf die Sohlenbeanspruchung haben, wenn sie wie heutige Großmotorschiffe motorisiert sind. Auch bei stärker motorisierten sowie längeren und breiteren Großmotorschiffen kommt der Einfluss auf die Sohlenerosion erst dann nennenswert zum Tragen, wenn ihr Flottenanteil gegenüber dem hier angenommenen erheblich ansteigen würde.

Bei veränderten Randbedingungen, insbesondere bei einer grobkörnigeren Sohle als bei Westhoven, bei erhöhtem Frachtaufkommen – der Einfluss auf den Feststofftransport steigt nahezu linear mit der Jahrestonnage – oder bei anderen Antriebsorganen, die eine stärkere Einwirkung auf das Gewässerbett verursachen, sind bezüglich des Einflusses der Schifffahrt auf die Stabilität des Gewässerbettes nicht nur die hier betrachteten Wirkungsmechanismen maßgebend. Es ist insbesondere der Einfluss des Schraubenstrahles und des Nachstromfeldes zu beachten. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich, insbesondere dann, wenn der Schraubenstrahl oder der Nachlauf eine entscheidende Rolle spielen. In besonders erosionsgefährdeten Streckenabschnitten, bei denen eine stärkere Auswirkung der letztgenannten Belastungskomponenten zu erwarten ist, sind die Schiffsgeschwindigkeiten ggf. zu beschränken.

## **Literaturhinweise**

Felkel, K.: Modellversuche über die Auswirkung der Leistungssteigerung der Schubboote auf die Stromsohle; Wasserwirtschaft 65, 1975

Söhngen, B.: Fahrdynamische Modelluntersuchungen; Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 80, 1999

Zöllner, J.: Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing-Vilshofen; Mitteilungsblatt der BAW Nr. 80, 1999

Söhngen, B.; Kellermann, J.: 1D-morphodynamische Modellierung großer Flussstrecken. 36. Darmstädter wasserbauliches Kolloquium, Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Oktober 1996

Söhngen, B.: Dimensionierung von Fahrrinnenquerschnitten im Rahmen der Planung von Staustufen; 13. Duisburger Kolloquium für Schiffs- und Meerestechnik, Mai 1992



# Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode

DIPL.-ING. HANS-UWE ABROMEIT, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

## Inhaltsangabe

In den Jahren 1983/84 wurde das bei der vorhergehenden Sturmflut völlig zerstörte Uferdeckwerk am rechten Ufer der Unterweser bei Neuenkirchen, bestehend aus einer Deckschicht aus Stahlbetonplatten auf Bitumensand, durch Modifizierung der Deckschichtbauweise und des Unterbaus wiederhergestellt. Die wesentlichen Unterschiede des sanierten Deckwerkes lagen in der Anordnung einer Dränschicht aus Splitt zwischen dem neu eingebauten geotextilen Filter und dem Plattenbelag, der durch rasterförmige Entwässerungsöffnungen eine größere Durchlässigkeit erhalten hatte. An dem sanierten Deckwerk sind 1992 und in der Folgezeit erhebliche lokale Schäden aufgetreten. Sichtbare Ursache der Schäden war das Dichtsetzen des geotextilen Filters in einigen Entwässerungsöffnungen durch Verockerung. Da Verockerung nicht durch technische Maßnahmen verhindert oder rückgängig gemacht werden kann, musste eine geeignete Sanierungsbauweise gefunden werden, um das Deckwerk vor der großflächigen Zerstörung zu bewahren. Die von der BAW vorgeschlagene Sanierungsart wurde zunächst an einem Probefeld getestet. Nachdem sich die gewählte Lösung als geeignet herausgestellt hatte, wurde sie an anderen Schadensstellen als Standardbauweise angewendet. Über die gewählte Bauweise, die grundsätzlich bei dicht gesetzten geotextilen Filtern anwendbar ist, wird nach 8jähriger Erfahrungsdauer berichtet.

## 1 Vorgeschichte

Die Vorgeschichte des Deckwerkes ist hauptsächlich im Hinblick auf das Zustandekommen der heutigen, sehr ungewöhnlichen Ufersicherungsbauweise von Interesse.

In den Jahren 1967 - 1969 wurde das rechte Ufer der Unterweser bei Neuenkirchen von km 29,310 - 32,460 auf der gesamten Uferböschung mit einem Deckwerk aus Stahlbetonplatten gesichert. Den unteren Abschluss bildete eine Fußspundwand.

Die Unterweser liegt hier noch vollständig im Tidebereich und verläuft etwa in Nord-Südrichtung. Die Breite der Unterweser beträgt hier ca. 500 m (Bild 1).

Das ursprüngliche Plattendeckwerk bestand aus einem geschlossenen Belag aus Stahlbetonplatten mit den Einzelabmessungen 2,60 m x 1,20 m x 0,22 m, bei ei-

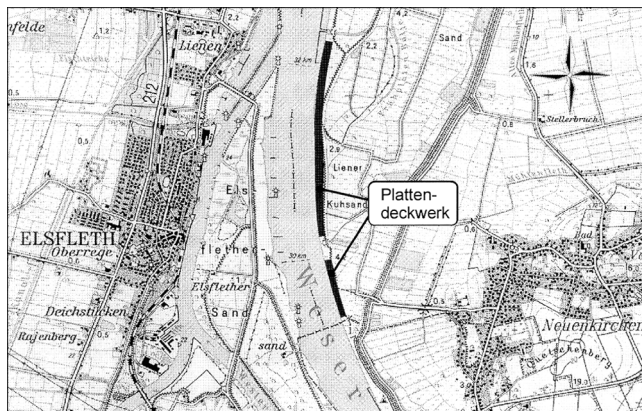


Bild 1: Lage des Plattendeckwerkes an der Unterweser bei Neuenkirchen

nem Plattengewicht von ca. 1,72 t = 0,55 t/m<sup>2</sup>. Bei diesem Flächengewicht waren unter Auftrieb stehende Platten gegen Abheben auf der 1 : 3 geneigten Böschung nur bis zu einem Wasserüberdruck hinter der Platte von  $H \approx 0,3$  m lagestabil.

Zur Reduzierung der Wellenaufbauhöhe war die Plattenoberfläche mit Diabas-Grobeinschlag der Körnung 55/75 mm rau ausgebildet worden (Bild 2).

Die Stahlbetonplatten waren mit 2 cm breiten Fugen auf einem 10 cm dicken Filter aus Bitumensand verlegt worden.

Dieses Uferdeckwerk unterlag folgenden hydraulischen Belastungen:

- Wind- und Schiffswellen
- schneller Absunk infolge Schiffsverkehr
- schneller Absunk mit starkem Sickerwasseraustritt aus dem Boden des Deckwerksplanums bei fallenden Tidewasserständen

Die natürlichen Fließgeschwindigkeiten sind hier vergleichsweise unbedeutend.

Bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 wurde das Plattendeckwerk völlig zerstört (Bild 3).

Nachdem es 1983/84 wieder grund in Stand gesetzt worden war, traten 1992 im unteren Deckwerksbereich erste erhebliche lokale Schäden auf, die nicht im Zusammenhang mit Wellenbelastungen zu stehen schienen.

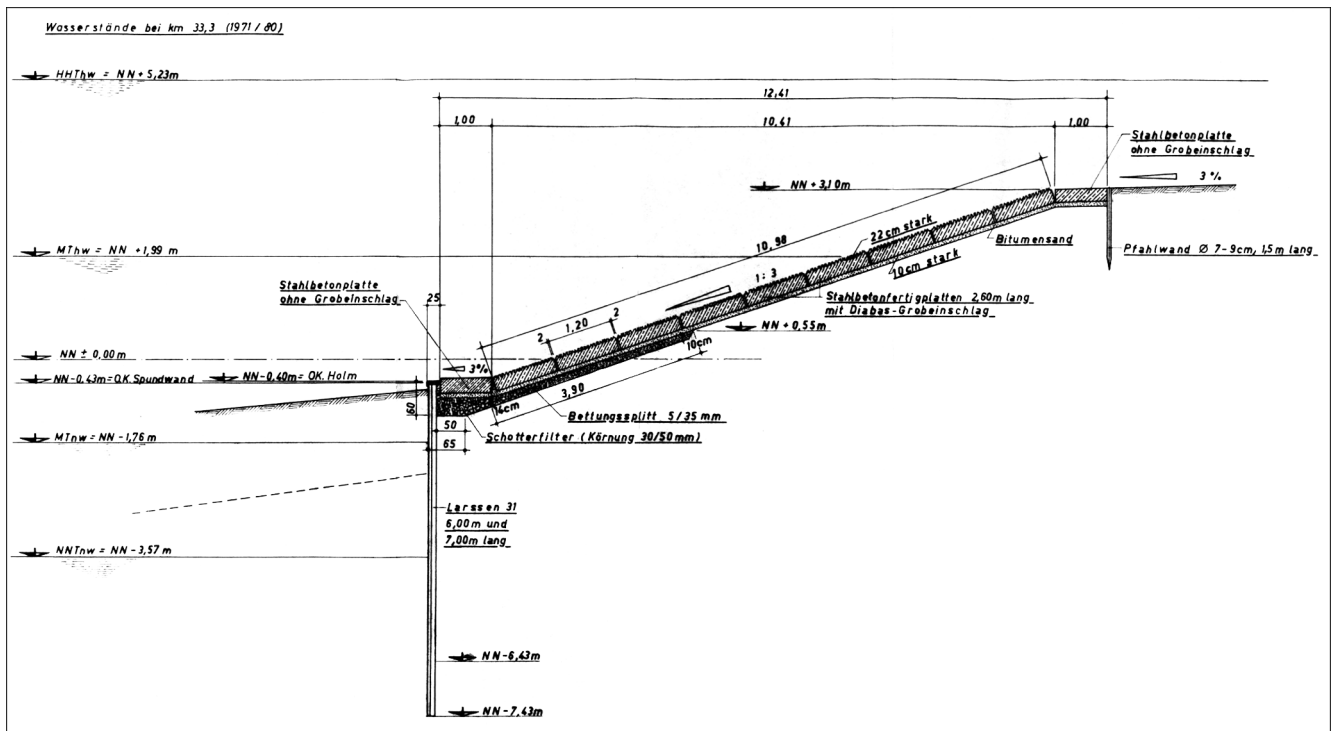


Bild 2: Regelquerschnitt des Plattendeckwerks von 1967/69



Bild 3: Sturmflutschäden am 3. Januar 1976

## 2 Heutiges Deckwerk

### 2.1 Grundinstandsetzung des zerstörten Deckwerks 1983/1984

Der konstruktive Aufbau des heutigen Plattendeckwerks resultiert aus der Grundinstandsetzung des zerstörten Plattendeckwerks, die 1983/84 unter Beteiligung der BAW Karlsruhe erfolgte. Aus Kostengründen wurde vom zuständigen WSA Bremen vorgegeben, eine Lösung zu erarbeiten, bei der die Stahlbetonplatten soweit wie möglich weiter verwendet werden konnten. Eine technisch vertretbare Lösung schien bei schneller Ableitung des aus der Böschung austretenden Sickerwassers und gleichzeitiger deutlicher Erhöhung der Wasserdurchlässigkeit des Plattensystems möglich. Im Hinblick auf die lokale Standsicherheit der Platten mussten Wasserüberdrücke von  $\Delta h > 0,3$  m ausgeschlossen sein. Eben-

so besaß die Filterausbildung einen hohen Stellenwert, da vermutlich das Filterversagen im Fußbereich und an den Fugen in Verbindung mit den hohen Gradienten an den Wasseraustrittsstellen für die Zerstörung des alten Deckwerks ursächlich gewesen war.

Diese Bedingungen waren nach einer überschläglichen Berechnung auch für den Lastfall der Überlagerung des Sickerwasseraustritts mit dem Wellental (Wellenhöhe  $H = 1,5$  m) bei nachfolgender Lösung gewährleistet (Bild 4):

- Wiederherstellung des 1 : 3 geneigten Böschungsplanums
- Einbau eines Vliesstoff-Filters
- Aufbringen von 10 cm Bettungssplitt 8/32 mm als Dränschicht
- Wiedereinbau der Stahlbetonplatten unter Weglassen jeder 3. Platte in einem reihenversetzten Raster als Entwässerungsöffnungen
- Einbau von vorsortierten Wasserbausteinen der Größenklasse II nach TLW [1] in die Entwässerungsöffnungen
- Teilverguss der Wasserbausteine mit ca. 40 l/m<sup>2</sup> hydraulisch gebundenem Vergussstoff

Das Plattendeckwerk nach der Grundinstandsetzung zeigt Bild 5.

In Teilbereichen der unteren Böschungshälfte musste bei der Bauausführung zuerst Feinsplitt zur Stabilisierung des anstehenden Sandes aufgebracht werden, weil infolge des starken Sickerwasseraustritts das Planum nicht in einer Neigung von 1 : 3 herzustellen war.

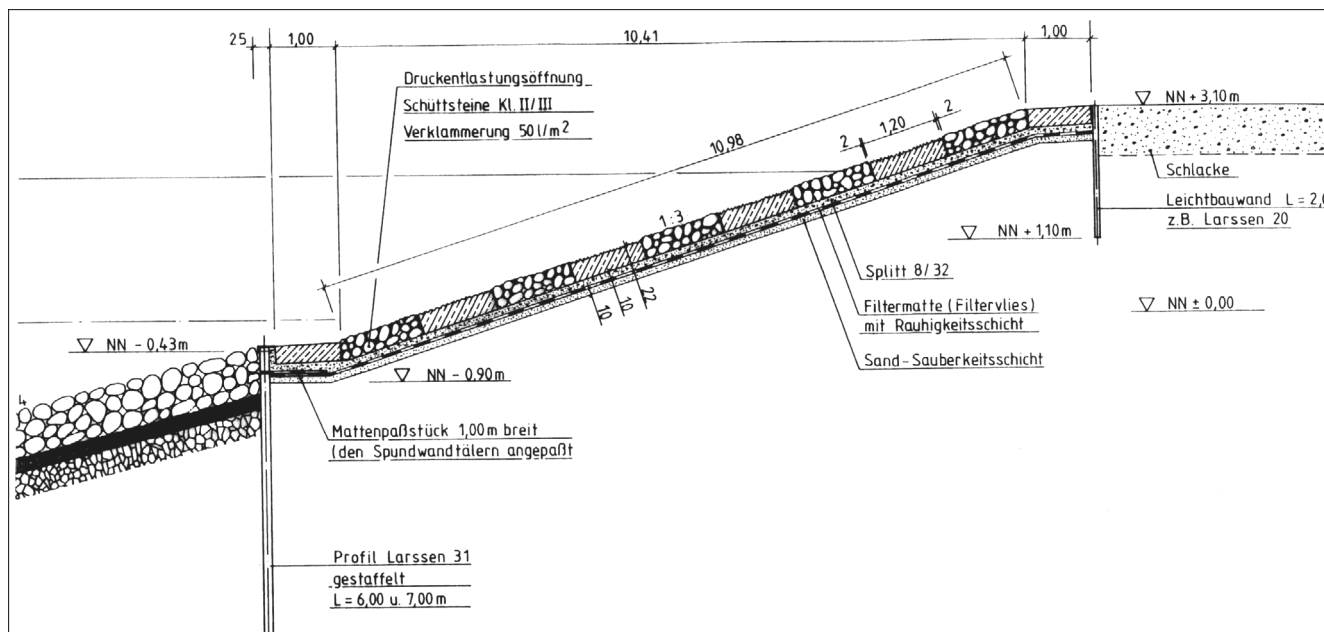


Bild 4: Prinzip der Grundinstandsetzung des Plattendeckwerks 1983/84



Bild 5: Heutiges Plattendeckwerk nach der Grundinstandsetzung 1983/84

## 2.2 Vorhandene Sicherheit gegen Abheben nach der Grundinstandsetzung

Das Gesamtflächengewicht des Deckwerks im Trocknen ( $F_V$ ) und unter Auftrieb ( $F_A$ ), das in der Plattenfläche und in den Entwässerungsfeldern an der Böschung bzw. als Fußvorlage auf dem Geotextil vorhanden ist, geht aus Tabelle 1 hervor.

Die Entwässerungsöffnungen an der Böschung sind im Zustand unter Auftrieb bis zu einem Wasserüberdruck unter dem Geotextil von  $\Delta h = 0,353$  mWS standsicher gegen „Anheben der Deckschicht“. Stützende Scherkräfte an den Kontaktflächen mit den Stahlbetonplatten sind dabei nicht berücksichtigt, da sie durch Risse im Vergussstoff oder geringfügige Plattenbewegungen verloren gehen können.

Bei den Stahlbetonplatten sind die Verhältnisse etwas günstiger. Der zulässige Wasserüberdruck entspricht hier an der Böschung  $\Delta h = 0,407$  mWS.

## 2.3 Auftreten der ersten Schäden 1992

Im März 1992 wurde festgestellt, dass einzelne Entwässerungsöffnungen des grund in Stand gesetzten Plattendeckwerks bei etwa Unterweser-km 29,7 und km 32,2 jeweils in der unteren Böschungshälfte (in der Plattenreihe der Berme oder in der untersten Plattenreihe, vereinzelt auch etwas höher) unter dem Druck einer Geotextil-Wasserblase aufgebrochen waren (Bild 6). Das Geotextil war nahezu wasserundurchlässig und rostbraun verfärbt. Dies betraf sowohl Geotextilien mit wie auch ohne Zusatzschicht.

In den unmittelbar benachbarten Entlastungsöffnungen rechts und links in derselben Plattenreihe und in der daran anschließenden untersten Böschungreihe waren die verklammerten Deckschichtsteine mehrere Zentimeter angehoben worden, z. T. waren dadurch Mörtelstücke des Vergussmaterials herausgebrochen. Die Deckschicht erfüllte aber noch ihre Funktion. Die Stahlbetonplatten um die beschädigten Entlastungsöffnungen herum lagen dagegen überall ohne sichtbare Hebungen oder Verkantungen.

In den folgenden Monaten und Jahren und vereinzelt bis heute sind weitere gleichartige lokale Einzelschäden in der Strecke aufgetreten. Das etwas höhere Flächen-gewicht der Plattenfelder (Tabelle 1) erklärt sicherlich, warum die Schäden bisher immer nur an den Entwässerungsfeldern aufgetreten sind.

	Entwässerungsfläche				geschlossene Plattenfläche			
	Dicke (m)	$\rho$ kg/dm <sup>3</sup>	$F_t$ kg/m <sup>2</sup>	$F_A$ kg/m <sup>2</sup>	Dicke (m)	$\rho$ kg/dm <sup>3</sup>	$F_t$ kg/m <sup>2</sup>	$F_A$ kg/m <sup>2</sup>
Splitt-Bettung (n = 0,40)	0,10	2,65	159	99	0,10	2,65	159	99
Wasserbausteine (n = 0,40)	0,25	2,5	375	225	--	--	--	--
Vergussstoff (ca. 40 l/m <sup>2</sup> )		2,2	88	48	--	--	--	--
Stahlbetonplatte	--	--	--	--	0,22	2,5	550	330
Gesamt-Flächengewicht	an der horizontalen Fußvorlage		622	372	an der horizontalen Fußvorlage		709	429
	an der Böschung		590	353	an der Böschung		673	407

mit:

- $\rho$  = Trockenrohddichte
- $F_t$  = Flächengewicht trocken
- $F_A$  = Flächengewicht unter Auftrieb
- n = Hohlraumanteil der Schüttung bei Trockeneinbau

Tabelle 1: Wirksames Flächengewicht der Deckschicht auf dem Geotextil im Trockenem und unter Auftrieb an der horizontalen Fußvorlage und an der Böschung



Bild 6: Aufgebrochene Entwässerungsöffnung

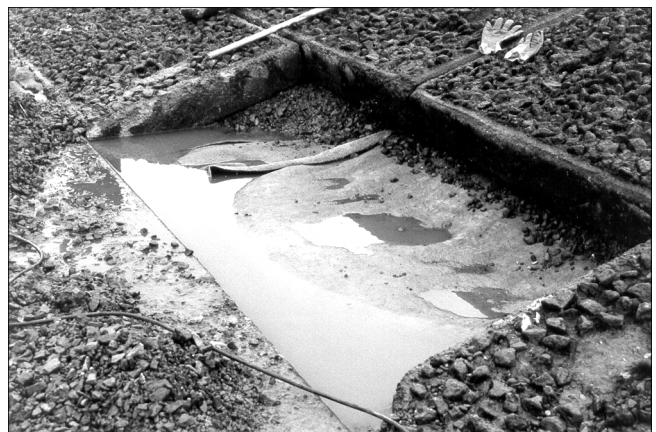


Bild 7: Entwässerungsöffnung mit starken Anzeichen von Verockerung

### 3 Untersuchungen der BAW

#### 3.1 Entnahme von Geotextil- und Wasserproben

Im April 1992 wurde eine der Entlastungsöffnungen in der untersten Böschungsreihe, die bereits schon Hebung von mehreren Zentimetern aufwies, durch Herausbrechen der verklammerten Deckschichtsteine geöffnet (Bild 7). Nach dem Abtragen des Bettungssplittes wurde ein ca. 1 m<sup>2</sup> großes Geotextilstück herausgeschnitten und anschließend eine Sickerwasser- und Bodenprobe entnommen. Sowohl das Geotextil als auch das darüber bzw. z. T. auch darunter vorhandene Splittmaterial waren rostbraun verfärbt. In der Zusatzschicht an der Geotextilunterseite war rostbrauner breiiger Schlamm eingelagert (Bild 8), der ein Verockerungsprodukt zu sein schien.

Anschließend wurde zwei Reihen höher (3. Reihe von unten) zu Vergleichszwecken eine Entwässerungsöffnung freigelegt, die keine äußerlich sichtbaren Verformungen aufwies. Weder der Bettungssplitt noch der geotextile Filter darunter, der in diesem Feld einen Überlappungsstoß besaß, wiesen rostbraune Verfärbungen auf (Bild 9).

Die Geotextil-Entnahmestelle wurde wieder mit einem überlappenden Stück Geotextil abgedeckt und der Bettungssplitt aufgebracht. Die Deckschicht wurde anschließend mit einer am Bauhof hergestellten Betonplatte provisorisch verschlossen. Die Platte wurde mit einem Kantholz und Keilen so verspannt, dass noch relativ breite Wasseraustrittsfugen verblieben (Bild 10).

Die Betonplatte in einem Schadensfeld in der untersten Böschungsreihe wurde 2 Monate später zu Kontrollzwecken wieder herausgehoben. Beim Abheben der



Bild 8: Blick unter das Geotextil einer verockerten Entwässerungsöffnung



Bild 9: Geöffnetes Vergleichsfeld ohne äußere Auffälligkeiten



Bild 10: Provisorisch mit einer Betonplatte wieder verschlossene Entwässerungsöffnung

provisorischen Deckplatte wölbte sich das Geotextil unter dem Sickerwasserdruck blasenförmig auf. Auch die neue Geotextillage war inzwischen durch rostbraune Schlammablagerungen nahezu wasserundurchlässig geworden.

### 3.2 Baugrunduntersuchungen

An den beiden hauptsächlichen Schadensstellen bei km 29,7 und 32,2 wurden von der BAW Karlsruhe jeweils in 5 m und 35 m Entfernung von der Böschungsoberkante Baugrundaufschlüsse in Form von je 2 Rammsondierbohrungen ( $\varnothing$  40 mm) durchgeführt, die bis ca. 9 m unter Geländeoberkante (GOK) abgeteufelt wurden.

### 3.3 Grundwasser

Die vier Bohrlöcher der Baugrunduntersuchungen wurden als Grundwassermessstellen ausgebaut, wobei das Filterrohr bei 7 - 8 m Tiefe angeordnet wurde. Mit einem seitlichen Abstand von 1 m wurde daneben jeweils zusätzlich eine Kontrollmessstelle mit einem Filterrohr in 3 - 4 m Tiefe gesetzt. Auf Grund der Art der Deckwerksschäden und der Ergebnisse der Bodenansprache der vier Baugrundaufschlüsse wurden zwei voneinander unabhängige Grundwasserleiter vermutet.

### 3.4 Ausbau einer Schadensstelle als kontrollierbares Probefeld

Bei km 29,7 wurde eine der verockerten Entwässerungsöffnung in der untersten Böschungsreihe im September 1992 als kontrollierbares Probefeld ausgebaut. Hierzu wurde das Geotextil großflächig herausgeschnitten und durch einen einstufigen Splittfilter 8/32 mm von etwa 30 cm Dicke ersetzt. Der ursprünglich von der BAW vorgesehene zweistufige Filteraufbau ließ sich aus Platzgründen nicht realisieren.

Das Probefeld wurde mit einer am Bauhof hergestellten, heraushebbaren Betonplatte mit Wasseraustrittsöffnungen verschlossen, damit spätere Kontrollen des Splittfilters möglich waren (Bild 11).

Eine der Schadensstellen sollte auch als Probefeld mit einem möglichst offenporigen geotextilen Vliesstoff-Filter angelegt werden, von dem erwartet werden konnte, dass er durch Verockerungsprodukte nicht mehr zugesetzt werden kann. Zu diesem Zweck wurde von einem Geotextilhersteller ein Verbundstoff aus dickfaserigem Vliesstoff mit Gittergewebe-Einlage als Sonderentwicklung mit einer Öffnungsweite von 0,5 mm hergestellt. Die ursprünglich angestrebte Öffnungsweite von 1 mm wurde nicht erreicht.

Bei der Vorbereitung des Planums stellte sich heraus, dass ein ebenflächiges Planum für das Geotextil nicht herstellbar war, da der anstehende Sandboden infolge des starken Sickerwasseraustritts ins Fließen geriet. Dies war erst nach Aufbringen einer den Boden stabilisierenden Splittlage möglich. Vermutlich war dies auch der Grund für die Anordnung einer Bettungssplittlage unter dem Bitumenfilter im Fußbereich des ursprünglichen Plattendeckwerks (s. Bild 2).

Es wurde daher auf ein Probefeld mit geotextilem Filter verzichtet, da unter diesen Voraussetzungen kein technischer Vorteil mehr bestand und die Anschlüsse an den vorhandenen geotextilen Filter zudem nur sehr aufwendig herzustellen waren.



Bild 11: Verschließen des Probefeldes mit einer durchlässigen Betonplatte

## 4 Untersuchungsergebnisse und Schadensanalyse

### 4.1 Baugrund

Der Baugrund besteht hauptsächlich aus Mittel- bis Grobsanden, die den in 8 m Tiefe anstehenden Klei überlagern.

Die maximal vorhandene Durchlässigkeit des Mittel- bis Grobsandes beträgt nach MAK [2]:

$$k = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s.}$$

Die überlagernden Sande werden durch eine Klei-Zwischenschicht wahrscheinlich großflächig in zwei hydraulisch unterschiedliche Horizonte geteilt. In Ufernähe liegt diese Kleischicht etwa 4 - 5 m unter GOK. In 5 - 6 m Tiefe war der Sand an dem ufernahen Bohrpunkt bei km 29,7 in einer Schichtdicke von 10 cm rostbraun verfärbt.

Die ursprünglich hier vorhandenen, wesentlich tiefer liegenden und sehr sumpfigen oder moorigen Vorlandflächen einschließlich alter Weser-Nebenarme sind erst durch Sandaufspülungen der 60er-Jahre auf das heutige Niveau gebracht worden.

### 4.2 Grundwasser

#### 4.2.1 Grundwasserstände

Es wurde durch die Grundwasserstandsmessungen festgestellt, dass der Grundwasserstand an den ufernahen

Pegeln tidebedingt nur Schwankungen von wenigen Zentimetern unterliegt. Die geringen Schwankungen sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Fußspundwand des Deckwerks in den Kleihorizont in 8 m Tiefe einbindet und die Entwässerung nur in der Uferböschung stattfinden kann.

Der Wasserspiegelunterschied zwischen der tief ausgebauten Messstelle und der zugehörigen Kontrollmessstelle (Ziff. 3.3), betrug bis zu 0,80 m. Das Grundwasser wird demnach zumindest lokal durch die Klei-Zwischenschicht (Ziff. 4.1) in zwei hydraulisch nicht miteinander korrespondierende Horizonte geteilt.

#### 4.2.2 Grundwasseranalysen

Es wurden aus den ufernahen Grundwasser-Messstellen Wasserproben entnommen, um die löslichen Anteile zu bestimmen. An der tieferen Grundwasser-Messstelle lag der  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ -Gehalt der Feststoffanalyse um das 7fache höher als an der daneben liegenden Kontrollmessstelle (Ziff. 3.3).

Sowohl der pH-Wert des Grundwassers von  $7 \pm 0,5$  wie auch das Redoxpotential von  $185 \pm 15 \text{ mV}$  lassen eine Oxidation von  $\text{Fe}^{2+} \rightarrow \text{Fe}^{3+} + e^-$  mit nachfolgender Fällung als  $\text{Fe}(\text{OH})_3$ , einem rostbraunen Schlamm, zu. Dieses Phänomen wird als Verockerung bezeichnet.

Aus der vorliegenden Literatur zur „Verockerung“ geht hervor, dass in der Mehrzahl der bekannten Fälle meistens auch zusätzlich mikrobielle Einflüsse mitwirken.

Aus Zeit und Kostengründen wurde jedoch auf weitere Untersuchungen in dieser Richtung verzichtet, da das Verockerungsprodukt an den Schadensstellen beim Freilegen des geotextilen Filters als rostbrauner Schlamm sichtbar war und als solches auch chemisch identifiziert wurde.

Da gleichartige Schäden vereinzelt auch in den nachfolgenden Jahren bis heute auch an anderen Uferstellen und in anderen Höhenlagen der Entwässerungsöffnungen aufgetreten sind, ist davon auszugehen, dass das Verockerungspotential des Sickerwassers lokal sehr unterschiedlich ist.

#### 4.3 Untersuchungen der Geotextilprobe

Die entnommene Geotextilprobe (vernadelter Vliesstoff mit Zusatzschicht) mit den Abmessungen  $0,7 \times 0,95 \text{ m}$  wurde in der BAW Karlsruhe labormäßig hinsichtlich – Wasserdurchlässigkeit – Flächengewicht – Schichtdicke und – Zugfestigkeiten/Dehnungen

nach RPG [3] untersucht.

Die Wasserdurchlässigkeit wurde an der Geotextilprobe im Ausbauzustand geprüft. Es wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert ermittelt von

$$k = 2,1 \times 10^{-5} \pm 1,1 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des fabrikneuen Materials betrug demgegenüber laut Prüfbericht des Eignungszeugnis der BAW

$$k = 3,9 \times 10^{-3} \pm 1,1 \times 10^{-4} \text{ m/s.}$$

Durch die An- und Einlagerungen von ca. 1.080 g Feinstmaterial betrug die Wasserdurchlässigkeit der Geotextilprobe nur noch 5,4 % der Ausgangsdurchlässigkeit. In der Praxis ist die Reduzierung der Durchlässigkeit sicher noch deutlich höher gewesen, da ein Teil des an der Geotextilunterseite angelagerten Verockerungsschlammes bei der Probeentnahme unbeabsichtigt und kaum vermeidbar abgewaschen worden ist.

Die Zugfestigkeiten an der Bruchgrenze lagen an der Probe mit Bodeneinlagerungen mehr als 50 % über denen der nominalen Zugfestigkeiten.

#### 4.4 Begutachtung des Splittfilters im kontrollierbaren Probefeld

Eine erste Begutachtung des kontrollierbaren Probefeldes erfolgte nach etwa 6 Monaten im Frühjahr 1993. Es zeigte sich, dass der Splittfilter durch das austretende Sickerwasser vollständig rostbraun eingefärbt worden war. Der lokale Ausbau des Filters bis auf das Sandplanum lieferte folgende Ergebnisse:

- Der anstehende Sand ist nicht in das Korngerüst des Splittfilters eingewandert, obwohl das Abstandsverhältnis Splittfilter-Boden  $A_{50} \approx 50$  betrug und damit weit über zul.  $A_{50} \approx 8$  lag (MAK [2]),
- der Splittfilter entwässerte permanent und vollflächig,
- Ockerschamm bildete sich auch im Splittfilter; er wurde in flüssiger Form nur in einer unteren Zone des Splittfilters angetroffen.

Bei der Kontrolle nach einem Jahr Liegezeit sah das Bild sehr ähnlich aus.

#### 4.5 Probefeld nach 6 Jahren bis heute

Der Zustand des Probefeldes konnte nach 6 Jahren Liegezeit wie folgt beschrieben werden:

- An der durchlässigen Betonabdeckplatte und an den benachbarten undurchlässigen Platten waren keine auffälligen Hebungen oder Verkantungen erkennbar,
- der Splitt-Filterunterbau wies keine auffälligen Erosionsstellen auf,

- die Hohlräume des Splittfilters enthielten große Mengen von flüssigem, rostbraunem Schlamm (Verockerungsprodukt),
- der Verockerungsschlamm im Splittfilter enthielt keine Sandpartikel, ausgenommen in den Randbereichen der Entwässerungsöffnung, wo er sehr wahrscheinlich schon beim Splitteinbau eingewandert ist.

Bis heute hat sich der äußere Zustand des Probefeldes nicht verändert. Dies gilt auch für andere Schadensstellen, die nach dem gleichen Prinzip saniert worden sind und inzwischen auch schon eine mehrjährige Liegezeit aufweisen.

### 4.6 Schadensanalyse

Die Schäden am Plattendeckwerk wurden ausschließlich durch die Anlagerung von Verockerungsschlamm an der Geotextilunterseite hervorgerufen. Die Wasserdurchlässigkeit des Geotextils wurde dadurch in der Entwässerungsöffnung so stark reduziert, dass das bei fallenden Tidewasserständen aus der Böschung austretende Sickerwasser nicht mehr in ausreichendem Maße abgeleitet werden konnte und der sich einstellende Wasserüberdruck schließlich zum Aufbrechen des betreffenden Entwässerungsfeldes geführt hat.

Ursache des Verockerungsschlammes war die Sauerstoffaufnahme von stark  $Fe^{++}$ haltigem Sickerwasser bei Austritt aus dem Boden. Sickerwasser mit dieser Eigenschaft tritt nach den Baugrunduntersuchungen lokal vorwiegend im Fußbereich der Böschung auf.

Die Schäden wurden sowohl durch Geotextilien mit Zusatzschicht wie auch ohne Zusatzschicht verursacht.

## 5 Mögliche Sanierungsmaßnahmen und endgültige Empfehlung

### 5.1 Maßnahmen zur Verhinderung der Verockerung

Technische Möglichkeiten zur Verhinderung der chemisch oder mikrobiell bedingten Verockerung gibt es im vorliegenden Fall kaum (KUNTZE [4]).

Gewisse Erfolge wurden bei Dränanlagen durch Zugabe von gerbstoffreichen, abbaufähigen organischen Filterstoffen wie z. B. Eichenspäne, Momospäne (Akazienart), Roggenstroh u.a. erzielt [5], die verockerungshemmend wirken. Die ockerhemmende Wirkung beruht auf der Bildung von stabilen Eisenkomplexen des gelösten Eisens im Sickerwasser mit den aus diesen pflanzlichen Stoffen stammenden Substanzen. Diese Eisenkomplexe haben auf die Lebensgemeinschaft der Pflanzen und Tiere im Gewässer eine schädigende Wirkung, was bei dem schnellen Wasseraustausch an der Unterweser wahrscheinlich nicht ins Gewicht fallen

würde. Die Wirkung lässt jedoch nach 2 - 5 Jahren nach, d. h. die Materialien müssten wieder erneuert werden, sodass diese Methode hier keine Lösung darstellen konnte.

## 5.2 Erhöhung des Deckwerksgewichtes

Wie groß der tatsächlich aufgetretene Wasserüberdruck bei verockertem geotextilen Filter gewesen ist bzw. werden kann, lässt sich rechnerisch nicht realistisch abschätzen, da der Entwässerungsvorgang im Boden instationär und durch das Deckwerkssystem mit Fußspundwand und die unterschiedlichen Durchlässigkeiten des Geotextils sehr komplex ist. Das Flächengewicht müsste in jedem Fall so groß sein, dass außer dem maximalen Sickerwasserdruck auch die Wasserüberdrücke, die zusätzlich in Verbindung mit Wellen entstehen können, aufgenommen werden können. Bei völlig dichtem Geotextil müsste mindestens der Wasserüberdruck aus dem Tidehub aufgenommen werden können, das sind hier 3,75 mWS.

Es wäre nicht ausreichend, nur das Flächengewicht der Entwässerungsöffnungen zu erhöhen. Es ist davon auszugehen, dass die Verockerung auch unter den belüfteten Plattenfeldern stattfindet.

Allerdings bricht immer nur die Fläche mit dem geringsten Widerstand auf, und das sind bisher immer die etwas leichteren Entwässerungsöffnungen gewesen (s. Tabelle 1). Es müsste daher das gesamte Deckwerk schwerer ausgebildet werden.

Diese technische Lösung schied hier daher aus.

## 5.3 Endgültige Empfehlung für die Sanierung der Schadensstellen

Für die zukünftige Unterhaltung des Plattendeckwerks wurden dem WSA Bremen auf Grund der Erfahrungen an dem mehrjährig liegenden Probedeckwerk nachfolgende Empfehlungen für den konstruktiven Deckwerksaufbau und für die praktische Durchführung der Baumaßnahmen gegeben [6]:

1. Das beschädigte Deckwerk ist in dem betroffenen Feld vollständig auszubauen; das vorhandene Geotextil ist in einem Abstand vom Feldrand von ca. 25 cm herauszuschneiden.
2. Das Baugrundplanum ist in der Neigung von 1 : 3 etwa 10 - 15 cm tiefer zu legen; der freie Geotextilrand ist in diesem Bauzustand als Schutz gegen ein lokales Fließen des anstehenden Bodens vollflächig auf das Planum zurückzulegen.
3. Auf dem Sandplanum ist die Splitt-Körnung mit  $d_{10} = 2-6$  mm und  $d_{85} = 16 - 25$  mm als 1. Filterstufe in 5 - 10 cm Dicke einzubauen; das freie Geotextilende ist

zu diesem Zweck wieder zurückzuklappen und nach Einbau der 1. Filterstufe auf diese zu legen (Zweck: Kontaktfläche Kornfilter - Boden so groß wie möglich herstellen).

4. Eine 2. Filterstufe der Körnung  $d_{10} = 16 - 25$  mm und  $d_{85} = 45 - 55$  mm ist in 10 - 15 cm Dicke einzubauen (bis zur Unterkante der angrenzenden Stahlbetonplatten).
5. Einbau einer durchlässigen Deckschicht in Form von
  - a) Rasengitterstein-Stahlbetonplatte wie Probefeld ausgebildet oder
  - b) Wasserbausteinen der Klasse I - II in 30 cm Dicke mit Teilverguss ca. 30 - 40 l/m<sup>2</sup>

Filterkörnungen mit einer hohen Trockenrohdichte sind hier im Hinblick auf den Einbau und die Standsicherheit des Deckwerks vorteilhaft.

Diese Empfehlungen können grundsätzlich auch auf beliebige andere Schadensfälle mit ähnlicher Schadensursache übertragen werden.

## 6 Literaturverzeichnis

- [1] TLW: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine
- [2] MAK: BAW-Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen
- [3] RPG: Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau; BAW Karlsruhe
- [4] KUNTZE, H.: Verockerungen, Diagnose und Therapie; Schriftenreihe des Kuratoriums für Wasser und Kulturwesen, Heft 32, Verlag Paul Parey
- [5] Karlen, R.: Landwirtschaftliche Dränung; Ursache und Verhinderung der Verockerung, Verschlammung, Verstopfung und Verdichtung; Schweizerische Bauzeitung, Heft 17, April 1977
- [6] Schlussbericht zur Sanierung der Schäden am Plattendeckwerk Neuenkirchen bei Unterweser-km 29,7 und 32,2 auf dem rechten Ufer, BAW Nr. 92-21.5313 vom 15. Oktober 1998 (unveröffentlicht)

# Ermittlung der Kolkiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe

DIPL.-ING. MATTHIAS ALEXY, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

## Inhaltsangabe

Im Zuge des Straßenprojekts B2/B187 „Umgehung Wittenberg - Pratau - Eutzsch“ sowie des Eisenbahnprojektes „Projekt Deutsche Einheit Nürnberg-Erfurt-Halle-Leipzig-Berlin“ ist bei Wittenberg der Neubau einer Elbequerung erforderlich. Es ist vorgesehen, etwa 250 m stromaufwärts der bestehenden Brücken eine gemeinsame Trasse für den Straßen- und Bahnverkehr durch das Überflutungsgebiet der Elbe zu bauen.

Während der Bauphase werden am linken Ufer eine Umschlagstelle und am rechten und linken Ufer ein Bau-  
feld angeordnet. Außerdem sind die beiden 180 bzw. 80 m breiten Flutöffnungen auf dem linken Vorland abgesperrt, sodass mit deutlich erhöhten Fließgeschwindigkeiten und damit einer verstärkten Sohlenerosion im Baustellenbereich zu rechnen ist. Deshalb wurde die Bundesanstalt für Wasserbau beauftragt, Untersuchungen zur Abschätzung der Sohlenerosion im Bereich der Brückenbaustelle durchzuführen.

Zunächst erfolgte die Ermittlung der drei, sich überlagernden Anteile der Sohleintiefung im Bereich von Flussbauwerken:

- Die **großräumige** und **langfristige** („natürliche“) Veränderung der **Sohlenlagen** im untersuchten Flussabschnitt, die auch ohne die Einbauten eintreten würde,
- die sich über die gesamte Sohlenbreite erstreckende **globale Erosion** („Kontraktionskolk“) infolge der Einengung des Fließquerschnittes,
- die **lokale Erosion** als Kolkbildung im Nahbereich der Bauwerke.

Schließlich wurde der für eine Sohlensicherung erforderliche, dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltende Korndurchmesser bestimmt.

## 1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Im Zuge des Straßenprojekts B2/B187 „Umgehung Wittenberg - Pratau - Eutzsch“ sowie des Eisenbahnprojektes „Projekt Deutsche Einheit Nürnberg-Erfurt-Halle-Leipzig-Berlin“ ist bei Wittenberg der Neubau einer Elbequerung erforderlich. Es ist vorgesehen, etwa 250 m stromaufwärts der bestehenden Brücken eine gemeinsame Trasse für den Straßen- und Bahnverkehr durch das Überflutungsgebiet der Elbe zu bauen (Bild 1).

Durch die starke Einengung des Fließquerschnittes während der Bauphase muss mit gegenüber dem Ist-Zustand wesentlich erhöhten Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Brückenbaustelle gerechnet werden. Deshalb wurde die Bundesanstalt für Wasserbau vom Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden beauftragt, die Tiefe der sich im Bereich der Brückenbaustelle einstellenden Kolke abzuschätzen und die erforderlichen Steindurchmesser für eine Sohlensicherung zu ermitteln.

Bei den Untersuchungen war vom ungünstigsten Fall auszugehen. Das bedeutet, dass die beiden 180 bzw. 80 m breiten Flutöffnungen abgesperrt sind. Damit ist das gesamte linke Vorland vom Abflussgeschehen ausgeschlossen. Außerdem sind am linken Ufer eine Umschlagstelle (OK 68 m+NN) und am rechten und linken Ufer ein Bau-  
feld (OK 67 bzw. 68 m+NN) angeordnet, sodass die Flussbreite im Bereich der Brückenbaustelle nur noch ca. 110 m beträgt (Bild 1).

## 2 Abschätzung der im Bereich der Brückenbaustelle zu erwartenden Erosion

### 2.1 Allgemeines

Bei der Kolkbildung im Bereich von Flussbauwerken handelt es sich um äußerst komplizierte physikalische Prozesse, die von zahlreichen, oft nicht oder nur unzureichend quantifizierbaren Faktoren beeinflusst werden. Eine rein analytische Bestimmung der Kolkiefen ist deshalb nicht möglich. So kann die Abschätzung von Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken nur mit Hilfe von empirischen, unter ganz bestimmten Randbedingungen entwickelten Berechnungsverfahren erfolgen. Wegen der sich damit ergebenden eingeschränkten Übertragbarkeit der Ansätze auf die vorliegenden Verhältnisse, führt die Anwendung dieser Methoden zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen. Deshalb erfolgte die Abschätzung der Kolkiefen mit mehreren Methoden, wobei verschiedene Bemessungsabflüsse zu Grunde gelegt wurden.

Die Entwicklung der Höhenlage von beweglichen Flusssohlen im Bereich von Einbauten wird durch drei Prozesse beeinflusst (Bild 2):

1. Die langfristige („natürliche“), großräumige Eintiefung oder Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die unabhängig vom Vorhandensein einer Brücke eintritt.

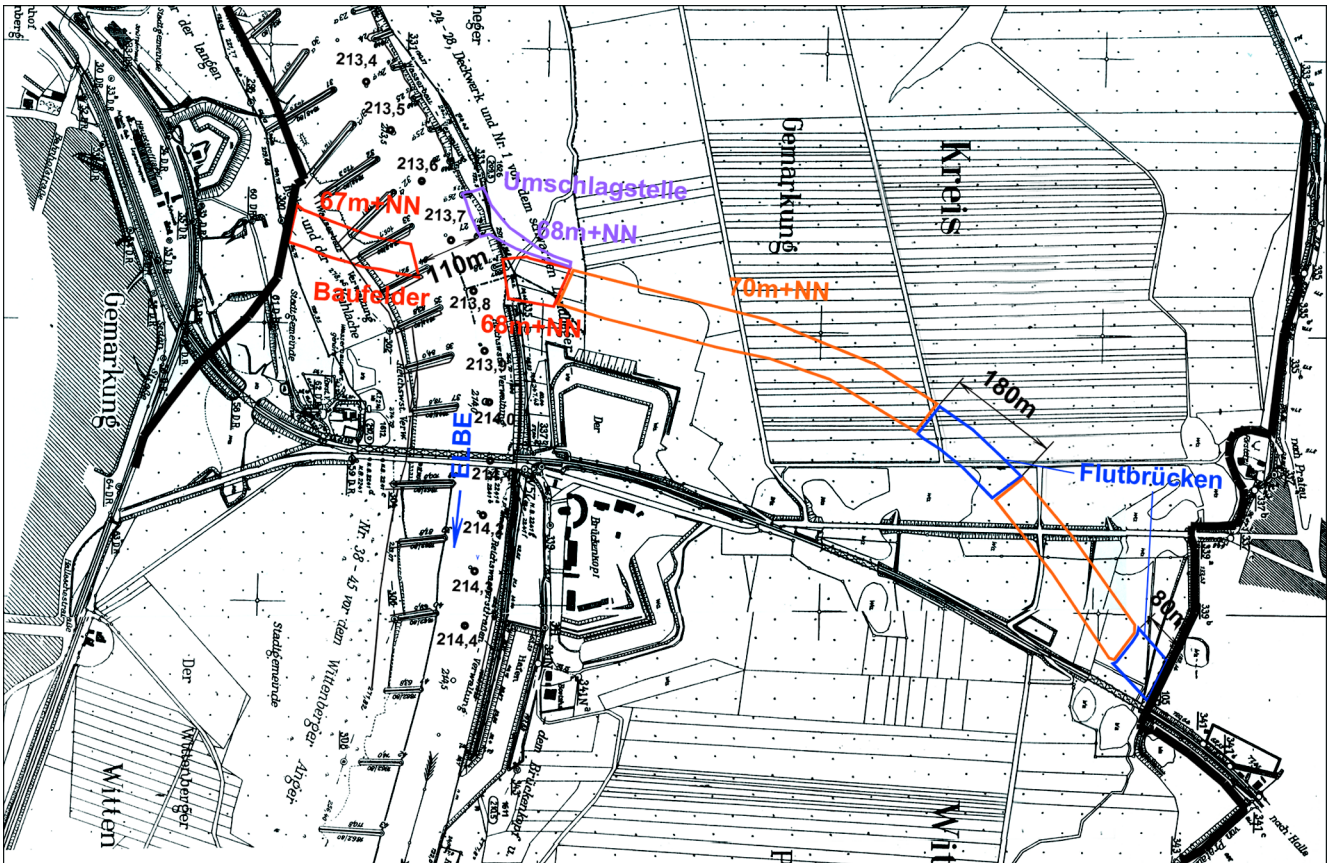
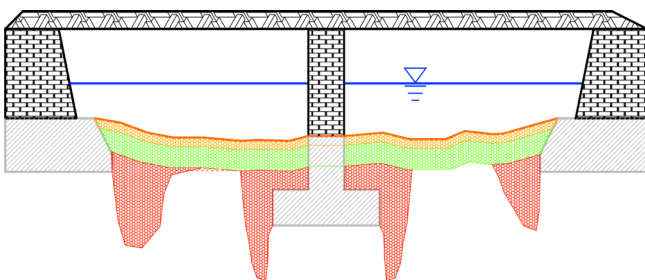


Bild 1: Lageplan der Baustraßen, Spundwandkästen, Umschlagstellen für den Neubau der Elbebrücke bei Wittenberg



langfristige Veränderung der Sohle ("natürliche Erosion")  
 Erosion infolge Querschnittseinengung (Kontraktionskolk)  
 Erosion im Nahbereich der Bauwerke (lokaler Kolk)

Bild 2: Erosionsprozesse im Bereich von Einbauten in fließenden Gewässern

2. Die Sohleneintiefung infolge der Querschnittseinengung im Bereich der Einbauten (Einschnürungskolk).
3. Die lokale Erosion (Kolke im Nahbereich der Einbauten, wie Pfeiler, Widerlager oder Spundwandkästen).

Der Sedimenttransport in natürlichen Fließgewässern und insbesondere die lokalen Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken sind äußerst komplizierte Prozesse, welche von vielen Faktoren abhängen. Die wichtigsten Einflussgrößen sind dabei:

**Geometrie:**

- Gerinnegeometrie
- Abmessung der Pfeiler bzw. Widerlager

- Pfeiler- bzw. Widerlagerform
- Verbauungsverhältnis
- Sohlgefälle

**Strömung:**

- Spezifischer Abfluss
- Fließgeschwindigkeit
- Wassertiefe / Wasserspiegelgefälle
- Sohlrauheit
- Turbulenz

**Hydrologie:**

- Abflussganglinie

**Wasser:**

- Dichte
- Viskosität

**Sediment:**

- Korngrößenverteilung
- Spezifische Dichte
- Kornform und -lage
- Kohäsion
- Geschiebeeintrag von oberstrom und aus dem Einzugsgebiet

Das prinzipielle Problem bei der Vorhersage der morphologischen Entwicklung von Fließgewässern ist das Fehlen einer allgemeingültigen Formel zur quantitativen Bestimmung des Geschiebetriebs. Die zahlreichen empirischen Transportformeln liefern nur dann mehr oder weniger zutreffende Resultate, wenn die Randbedingungen, unter denen sie auf der Grundlage von

Natur- bzw. Modellversuchen entwickelt wurden, auch im konkreten Fall gegeben sind. Außerdem wird in allen Formeln vereinfachend vom Gleichgewichtstransport in geraden Gerinnen unter stationär-gleichförmiger Strömung ausgegangen. Unbekannte oder nur schwer zu bestimmende Einflussgrößen werden in verschiedenen Koeffizienten zusammengefasst, die in einem starken Maße von den Versuchsbedingungen abhängen. Stark voneinander abweichende Ergebnisse (bis in den Bereich von 10er-Potenzen) sind bei der Anwendung verschiedener Feststofftransportgleichungen deshalb die Regel.

Auch die Vorhersage von lokalen Kolkiefen im Nahbereich von Bauwerken kann nur mit Hilfe empirischer, unter ganz bestimmten Randbedingungen gewonnener Berechnungsverfahren erfolgen. Dabei führt die Anwendung dieser Methoden ebenfalls zu teilweise sehr stark

Feststofftransportmodell auf der Grundlage des Programmsystems HEC-6 erstellt.

Zur hydraulischen Eichung des Modells sind vier Wasserspiegelfixierungen herangezogen worden, die das gesamte Abflussspektrum abdecken. Problematisch ist in diesem Zusammenhang das Fehlen von aktuellen Hochwasserfixierungen. Das einzige verfügbare Nivelement bei deutlich ausufernden Wasserständen stammt aus dem Jahr 1896 und weist im untersuchten Flussabschnitt nur eine Stützstelle auf.

Im Ergebnis der Eichung wurde ein eindimensionales stationäres Modell erhalten, das durch die Vorgabe wasserstandsabhängiger Rauheiten die Wasserspiegelentwicklung über den gesamten Abflussbereich gut reproduziert (Bild 3).

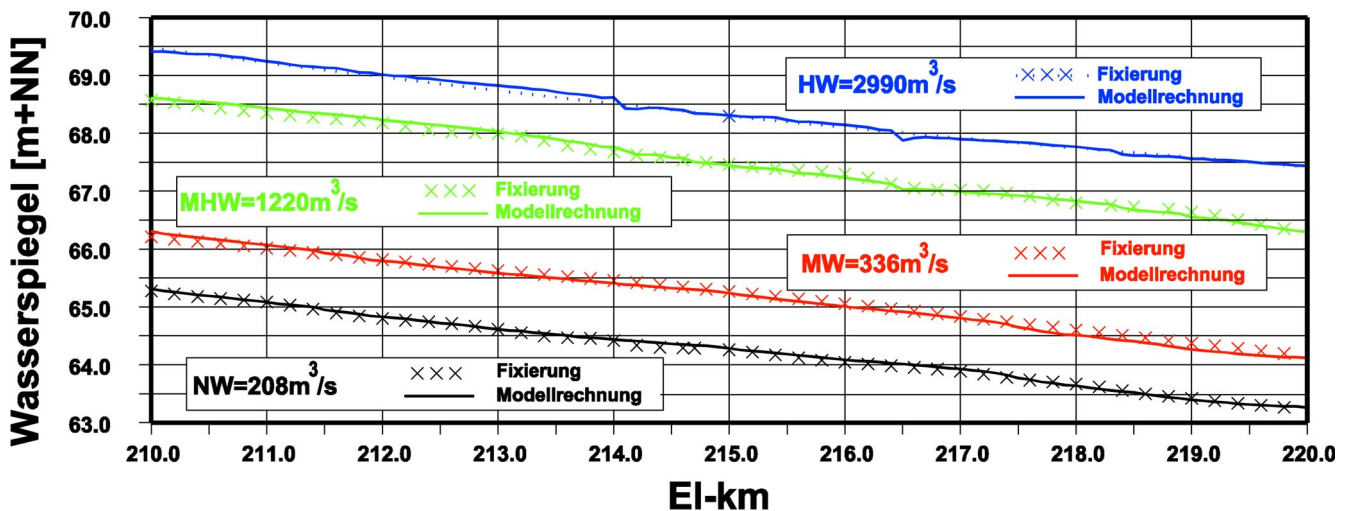


Bild 3: Fixierte und berechnete Wasserspiegel im Abschnitt EI-km 210 - 220

voneinander abweichenden Ergebnissen. So wurden in [1] für ein an eine Donaubrücke angelehntes Berechnungsbeispiel Kolkiefen zwischen 8,28 m und 0,14 m (ohne allgemeine Sedimentbewegung) bzw. zwischen 2,27 m und 0,18 m (mit allgemeiner Sedimentbewegung) ermittelt.

Da es zum einen das „richtige“ Berechnungsverfahren zur Abschätzung der großräumigen und lokalen Erosion nicht gibt und zum anderen die Ergebnisse in der Regel relativ stark streuen, wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen auf verschiedene Lösungsansätze zur Bestimmung der lokalen Kolkiefen zurückgegriffen.

## 2.2 Prognose für die großräumige Sohlenlagenänderung im Untersuchungsgebiet

Für die Ermittlung der großräumigen Entwicklung der Sohlenlagen wurde ein eindimensionales numerisches

Das zentrale Problem bei der sedimentologischen Kalibrierung eines Feststofftransportmodells ist der Versuch, durch das „Nachfahren“ der für den Eichzeitraum bekannten Abflussganglinie die beobachtete Entwicklung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt möglichst genau nachzuvollziehen. Die Grundlage für die Eichung bildeten in diesem Fall die Differenzen zwischen den 1961 und 1993 gepeilten mittleren Sohlenlagen. Als hydrologische bzw. hydraulische Randbedingung waren die für den Eichzeitraum bekannte Abflussganglinie am Pegel Wittenberg (Bild 4) und eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung am unteren Modellrand zu generieren.

Als sedimentologische Randbedingungen mussten die geschlebeführende Sohlenbreite, die Kornzusammensetzung der Sohle sowie die Menge und Kornverteilung der am oberen Modellrand eingetragenen Feststoffe (Sedimente und Schwebstoffe) vorgegeben werden. Die im Modell verwendeten Naturdaten basieren auf Geschiebe- und Schwebstoffmessungen bzw. Untersuchungen des Flusssohlenmaterials durch die Bundes-

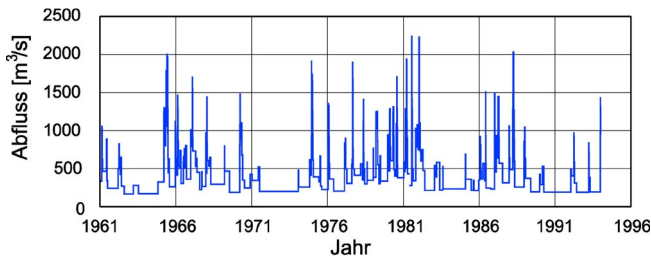


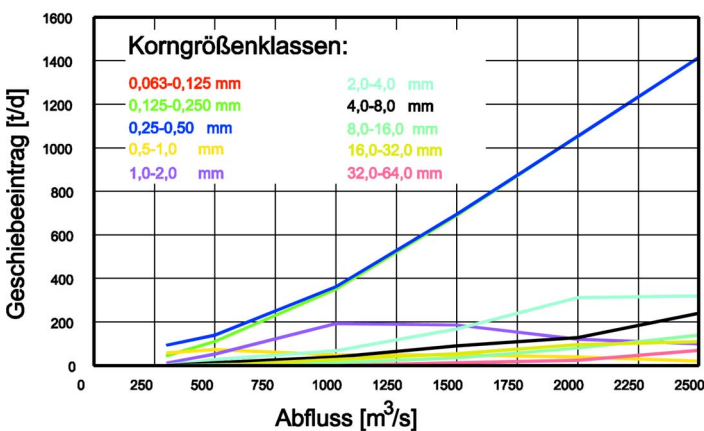
Bild 4: Abflussganglinie am Pegel Wittenberg von 1961 bis 1993

anstalt für Gewässerkunde. In Bild 5 sind exemplarisch der Geschiebeeintrag am oberstromigen Modellrand und die Kornverteilung der Sohle dargestellt.

Das Programm HEC-6 ermöglicht die Vorgabe verschiedener Geschiebeformeln. Testrechnungen ergaben, dass die Sohlenlagenentwicklung im zu untersuchenden Elbeabschnitt am besten mit der von YANG entwickelten Transportgleichung nachzuvollziehen ist (Bild 6).

Auch im besonders interessierenden Flussabschnitt im Bereich der Brücke zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den beobachteten und den gemessenen Sohlenlagenänderungen (Tabelle 1). Dabei ist zu beachten, dass nur für die Profile EI-km 213,5; 213,7; 213,8; 231,9 sowie 214,4 Messwerte vorlagen, sodass die fehlenden Sohlendifferenzen interpoliert werden mussten. Im Durchschnitt betrug die Erosionsrate im

### Geschiebeeintrag am oberstromigen Modellrand



### Kornverteilung der Sohle

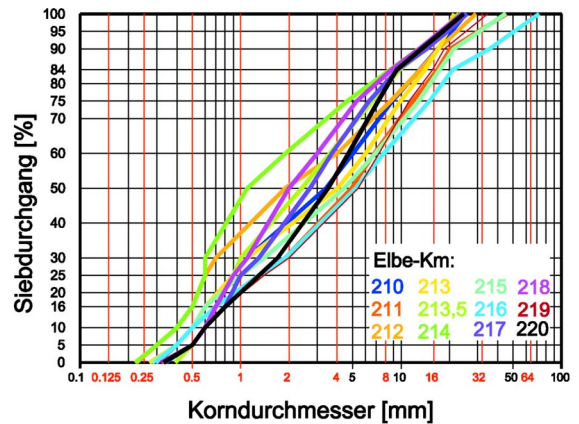


Bild 5: Sedimentologische Randbedingungen für das Feststofftransportmodell

In allen Geschiebetransportformeln gehen mit Laborversuchen oder Naturmessungen ermittelte Beiwerte ein, die in einem starken Maß von den jeweiligen Randbedingungen abhängen. Deshalb sind im Allgemeinen nur innerhalb dieser meist sehr eng gefassten Grenzen zutreffende Berechnungsergebnisse zu erwarten. Aus diesem Grund hängt die Güte eines Feststofftransportmodells ganz entscheidend von der Wahl einer geeigneten Transportformel ab.

Bereich der Brücke etwa 1,5 cm/Jahr.

Zur Untersuchung der langfristigen („natürlichen“), großräumigen Eintiefung oder Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die **unabhängig vom Vorhandensein einer Brückenbaustelle** eintritt, wurden mit dem geeichten Feststofftransportmodell Prognoserechnungen über einen Zeitraum von einem Jahr durchgeführt. Um den Unsicherheiten bei der Abschätzung

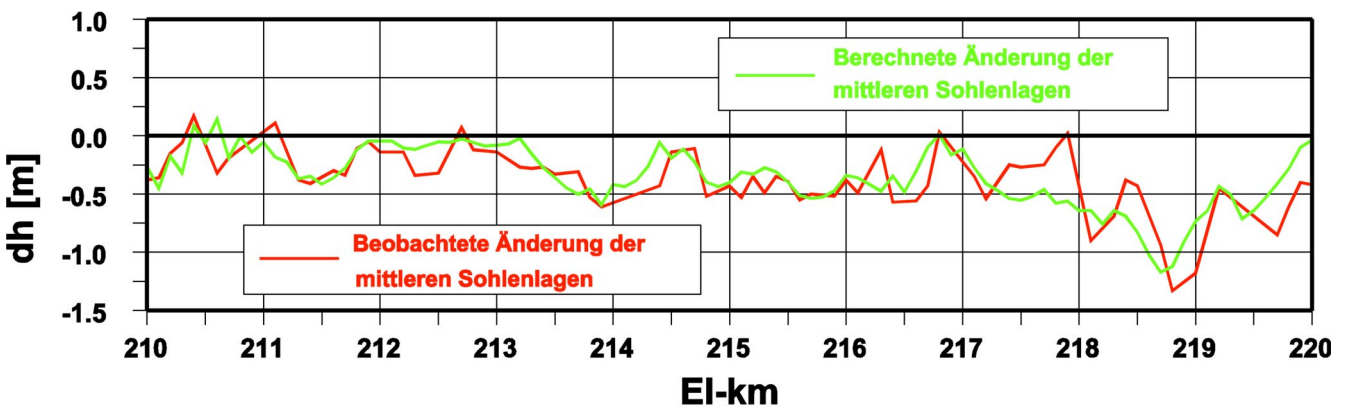


Bild 6: Beobachtete und berechnete Änderungen der mittleren Sohlenlagen im Bereich EI-km 210-220 zwischen 1961 und 1993

El-km	213,6	213,7	321,8	213,9	214,0	214,1	214,2	Mittel
Beobachtete Änderung der Sohlenlage [m]	-0,32	-0,31	-0,53	-0,61	-0,57	-0,54	-0,51	-0,48
Berechnete	-0,45	-0,50	-0,45	-0,59	-0,42	-0,44	-0,38	-0,46

Tabelle 1: Beobachtete und berechnete Erosion im Brückenbereich von 1961 bis 1993

der künftigen hydrologischen Verhältnisse Rechnung zu tragen, erfolgten die Simulationsrechnungen mit verschiedenen, einjährigen Ganglinien aus feuchten, durchschnittlichen und trockenen Abflussjahren. Tabelle 2 zeigt die im Bereich der Brückenbaustelle (EI-km 213,7 und EI-km 213,8) ermittelten durchschnittlichen Sohlenveränderungen.

Die Spannweite der möglichen Sohlenveränderungen reicht dabei von einer Eintiefung von 10 cm und mehr in relativ abflussreichen Jahren bis zu einer leichten Auflandung in trockenen Abflussjahren.

Jahr	feuchte Jahre				Durchschnittliche Jahre				Trockene J.			
	1966	1967	1975	1979	1970	1976	1977	1978	1986	1972	1973	
dh [m]	-0,09	-0,06	-0,07	-0,13	-0,09	-0,06	-0,05	-0,06	0,00	-0,06	+0,03	+0,03

Tabelle 2: Prognostizierte Änderungen der mittleren Sohlenhöhe im Bereich der Brückenbaustelle unter der Annahme verschiedener Abflussganglinien

### 2.3 Ermittlung der Kolkiefen infolge Querschnittseinengung

Wegen der bereits eingangs beschriebenen Komplexität des durch zahlreiche Einflussgrößen bestimmten Kolkvorganges und der sich daraus ergebenden, beschränkten Übertragbarkeit der verschiedenen, für ganz bestimmte Randbedingungen abgeleiteten empirischen Berechnungsverfahren auf die vorliegenden Verhältnisse erfolgt die Abschätzung der zu erwartenden Kolkiefen nachfolgend mit verschiedenen Methoden.

#### Programm HEC-RAS:

Um die Kolkberechnungen mit dem Programm HEC-RAS bzw. mit anderen Berechnungsansätzen zur Bestimmung der Kolkiefen durchführen zu können, ist es erforderlich, die aktuelle Abflussverteilung zwischen Flussschlauch und Vorländern zu kennen. Da keine Naturmessungen vorliegen, wurden die im Rahmen der flussbaulichen Expertisen der Universität Karlsruhe erstellten numerischen Modelle zur Simulation der Vorlandüberströmung [2] [3] zum Vergleich herangezogen. Tabelle 3 zeigt die für drei verschiedene Durchflüsse mit dem zweidimensionalen Modell und dem eindimensionalen HEC-6- bzw. HEC-RAS-Modell berechneten

Gesamter Abfluss Q [m³/s]	Abfluss über dem linken Vorland Q <sub>v</sub> [m³/s] berechnet mit dem ...		
	2D-Modell	HEC-6-Modell	HEC-RAS-Modell
1375	372	381	340
2200	652	669	633
3300	1000	1056	1058

Tabelle 3: Vergleich der mit dem 2D-, HEC-6- und HEC-RAS-Modell ermittelten Vorlandabflüsse

Abflussverteilungen bei EI-km 214,1, die gut übereinstimmen.

Neben der vom Programm berechneten Abflussverteilung sind für die Kolkberechnungen in HEC-RAS weitere Eingabedaten erforderlich. So wird für die Ermittlung des Kontraktionskolkes der Korndurchmesser des Sohlenmaterials bei 50 % Siebdurchgang benötigt, der entsprechend den von der BfG durchgeführten Siebanalysen des Sohlenmaterials (Bild 5) mit  $d_{50} = 2$  mm vorgegeben wurde. Das Programm entscheidet dann über den Vergleich der berechneten kritischen Geschwindigkeit mit der aktuellen Fließgeschwindigkeit, ob der Kolkvorgang ohne („Klarwasserkolk“ bzw. „Clear-Water-Scour“) oder mit allgemeiner Sedimentbewegung („Live-Bed Scour“) stattfindet. Danach wird das entsprechende, auf Untersuchungen von LAURSEN [4] basierende Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Kontraktionskolkiefen gewählt.

Die mit den vorgenannten Ausgangsdaten mit dem Programm HEC-RAS ermittelten Kontraktionskolkiefen sind für verschiedene Abflussereignisse in Bild 7 zusammengestellt (rote Linie). Danach ist bereits bei Abflüssen von ca. 600 m³/s mit ersten Kolkerscheinungen zu rechnen. Tritt in der Bauphase ein 100-jähriges Hochwasser (2900 m³/s) auf, so können nach den durchgeführten Berechnungen Kolkiefen bis zu 5 m auftreten.

#### KOMURA:

Auf der Grundlage einer Dimensionsanalyse und von Modelluntersuchungen entwickelte KOMURA [7] die nachstehende Formel zur Berechnung des Kontraktionskolkes:

$$\frac{T_K}{h_0} = C_d \cdot \left( \frac{b_1}{b_2} \right)^{0,67} \cdot Fr^{0,2} \cdot \sigma^{-0,2} \quad (1)$$

dabei sind:

$$T_K = t_K + h_0 \quad (2)$$

$$\sigma = \left( \frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{0,5} \quad (3)$$

mit:

- $T_K$  [m] - Kolkiefen, vom Wasserspiegel gemessen
- $t_K$  [m] - Kolkiefen, von der ursprünglichen Sohle gemessen
- $h_0$  [m] - mittlere Wassertiefe oberhalb der Einengung
- $C_d$  [m] - Konstante
- $b_1$  [m] - Breite des Flusses oberhalb der Einengung
- $b_2$  [m] - Breite des Flusses im Bereich der Einengung
- $Fr_0$  [-] - Froude-Zahl oberhalb der Einengung

$d_{84}$  [mm] - Korndurchmesser (Siebdurchgang 84 %)  
 $d_{16}$  [mm] - Korndurchmesser (Siebdurchgang 16 %)

Im Gegensatz zu den nachfolgend vorgestellten Berechnungsverfahren wird in dieser Formel der Einfluss der Sedimentgröße über die Standardabweichung der Kornverteilung berücksichtigt.

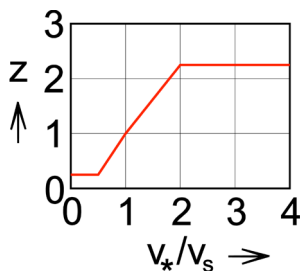
**LAURSEN:**

LAURSEN [8] [9] entwickelte den nachstehenden Berechnungsansatz zur Abschätzung der Kontraktionskolktiefe:

$$\frac{t_k}{h_0} + 1 = \left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{6}{7} \frac{2+z}{3+z}} \cdot \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^{\frac{6}{7} \frac{z}{3+z}} \quad (4)$$

mit:

- $Q_t$  [m³/s] - Gesamtabfluss
- $Q_c$  [m³/s] - Abfluss im Flussschlauch
- $n_1, n_2$  [s/m<sup>1/3</sup>] - MANNING-Wert oberhalb und im Bereich der Einengung
- $z$  [-] - Beiwert entsprechend Diagramm mit:



- $v_*$  [m/s] - Schubspannungsgeschwindigkeit
- $v_s$  [m/s] - Sinkgeschwindigkeit

Im Vergleich zu dem Ansatz von KOMURA wird bei dieser Formel zusätzlich die Einschnürung des Vorlandabflusses im Bereich der Einengung berücksichtigt.

**HENDERSON:**

Eine ähnliche Beziehung ist von HENDERSON [10] zur Abschätzung des Kontraktionskolkes in Trapezprofilen entwickelt worden:

$$\frac{t_k}{h_0} = \left(\frac{Q_t}{Q_s}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{b_s}{b_2}\right)^{\frac{5}{7}} - 1 \quad (5)$$

mit:

- $b_s$  [m] - Sohlenbreite oberhalb der Einengung
- $Q_s$  [m³/s] - Abfluss bezogen auf die Sohlenbreite

Bild 7 zeigt die mit dem Programm HEC-RAS und den drei Formeln für verschiedene Abflüsse berechneten Kontraktionskolkiefen. Die erforderlichen Eingangsdaten (Wasserspiegelbreiten, Wassertiefen, Abflussvertei-

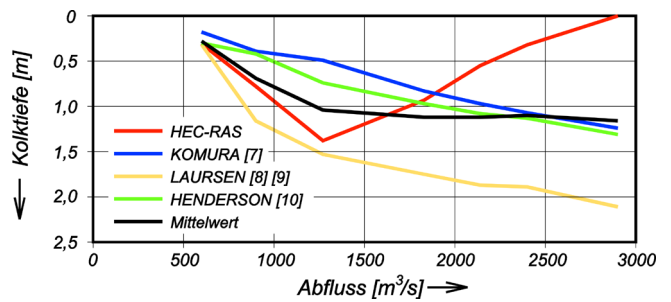


Bild 7: Nach verschiedenen Verfahren ermittelte Kontraktionskolkiefen für den Bereich der Brückenbaustelle

lungen usw.) wurden mit dem Programm HEC-RAS ermittelt.

Während die mit den Gleichungen von KOMURA, LAURSEN und HENDERSON berechneten Eintiefungen auch bei ausufernden Abflüssen weiter zunehmen, erreichen die mit dem Programm HEC-RAS ermittelten Kontraktionskolkiefen ihr Maximum, wenn der Wasserspiegel in Höhe der Spundwandoberkante verläuft ( $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und damit die durch die Einengung bedingte Erhöhung der mittleren Fließgeschwindigkeit ihr Maximum erreicht hat. Bei weiter steigenden Abflüssen werden die Einbauten überströmt. Damit wird der durch die Kontraktion der Strömung bedingte Anteil des Kolkes an der Gesamtkolktiefe wieder geringer. Dagegen wird einer möglichen Bauwerksüberströmung bei ausufernden Abflüssen in der Formel von KOMURA kein und in den Ansätzen von LAURSEN und HENDERSON nur ein geringer Einfluss auf die Kolkbildung beigemessen, sodass die berechneten Kontraktionskolkiefen mit zunehmenden Abflüssen weiter ansteigen.

**2.4 Bestimmung der Tiefe der lokalen Kolke im Nahbereich der Spundwände**

Die Errichtung von Brückenpfeilern und –widerlagern oder anderen Flussbauwerken verursacht eine Veränderung der Strömungsverhältnisse. Die Ablösung der Strömung im Bereich der Einbauten führt zur Bildung ausgeprägter Wirbelfelder und Sekundärströmungen. Dadurch entstehen im Nahbereich der Bauwerke Kolke, deren Ausmaße von der Größe und Form der Einbauten abhängen. Bild 8 zeigt das sich an einem Widerlager ausbildende Wirbelsystem.

An der oberstromigen Seite des Widerlagers kommt es zu einem Aufstau und einer Ablenkung der Strömung in Richtung Sohle. Diese Vertikalströmung selbst ist allerdings zu schwach, um den Kolkprozeß einleiten zu können. Vielmehr entsteht durch die seitliche Ablenkung der Stromlinien eine Spiralströmung. Die sich dabei ablösenden Wirbel werden als Haupt- oder Fußwirbel bezeichnet und entsprechen den aus der Pfeilerumströmung bekannten Hufeisenwirbeln. Die Auskolkung beginnt zunächst an der oberstromigen, wasserseitigen

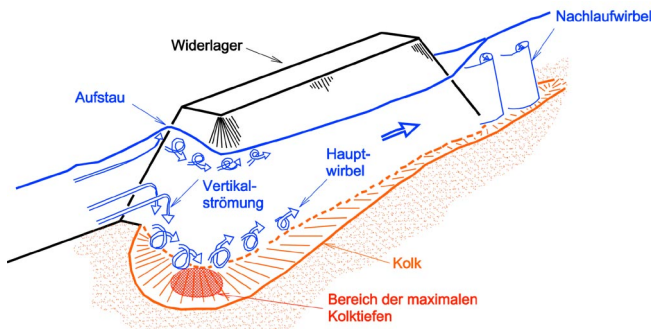


Bild 8: Wirbelsystem an einem Widerlager (nach WONG [11])

Kante des Widerlagers, an dem die höchsten Fließgeschwindigkeiten auftreten. Nach experimentellen Untersuchungen von LAURSEN [9], GARDE [16] LIU et al [17] u.a. ist das auch der Bereich, in dem schließlich die maximalen Endkolkiefen auftreten (Bild 8). Die zunächst kleinen Wirbel werden mit zunehmendem Kolk größer und verlagern sich in den Kolk hinein. Unterhalb des Widerlagers bilden sich Nachlaufwirbel, die für einen Abtransport des erodierten Sohlenmaterials sorgen.

Prinzipiell wird bei der Kolkiefenberechnung zwischen zwei Fällen unterschieden. Erfolgt von oberstrom kein Feststoffeintrag, so spricht man von einem Reinwasserkolk. Anderenfalls sind für die Kolkiefenberechnungen Formeln anzuwenden, welche die allgemeine Sedimentbewegung berücksichtigen (live bed scour). Während sich der Reinwasserkolk sehr langsam asymptotisch einer Endtiefe nähert, wächst die Kolktiefe bei einer beweglichen Sohle sehr viel schneller an und schwankt dann um eine Gleichgewichtskolktiefe (Bild 9). Nach Modelluntersuchungen von SHEN [19] beträgt dabei die

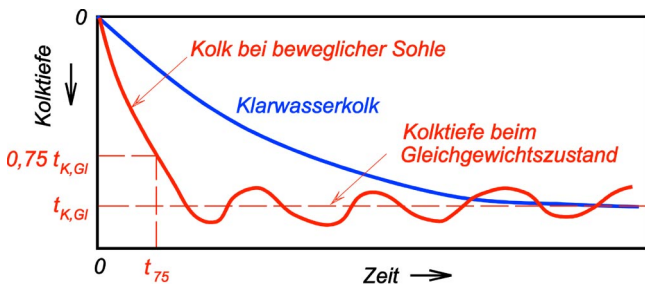


Bild 9: Zeitlicher Verlauf der Kolkbildung mit und ohne allgemeinen Sedimenttransport nach RAUDKIVI [18]

Zeit, nach der 75 % der Gleichgewichtskolktiefe (Gleichgewicht zwischen ein- und ausgetragener Sedimentmenge) erreicht ist ( $t_{75}$  in Bild 7), normalerweise weniger als 100 Minuten. Deshalb muss auch bei relativ kurzzeitigen Hochwasserereignissen damit gerechnet werden, dass die Gleichgewichtskolktiefe ( $t_{k,Gl}$ ) tatsächlich auftritt.

Analog zur Ermittlung der Kontraktionskolkiefen erfolgt auch die Abschätzung der lokalen Eintiefungen im Nahbereich der Spundwände mit verschiedenen Methoden.

Die aus der Literatur bekannten Berechnungsverfahren zur Ermittlung der an Brückenpfeilern und Widerlagern auftretenden Kolkiefen basieren entweder auf der Regimetheorie oder auf über eine Dimensionsanalyse entwickelten theoretischen Ansätzen, wobei die in der Regel zahlreichen Beiwerte aus Modelluntersuchungen und Naturmessungen gewonnen wurden.

Während zur Pfeilerkolkberechnung eine ganze Reihe von Berechnungsverfahren existieren, gibt es nur wenige Ansätze zur Abschätzung der Erosion im Bereich von Brückenwiderlagern. So wurden in der Literatur insgesamt 6 geeignete Formeln zur Ermittlung der lokalen Kolkiefen an seitlichen Flusseinbauten gefunden, die nachfolgend vorgestellt werden.

Alle auf der Grundlage der Regimetheorie entwickelten Kolkformeln basieren auf der Beziehung zur Berechnung der Wassertiefe, bei der sich der Fluss in einem morphologischen Gleichgewicht befindet:

$$h_0 = \alpha \cdot q^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

Der Beiwert  $\alpha$  wird dabei aus der Beobachtung der natürlichen Verhältnisse in einem Fluss abgeleitet. Nachdem anfangs nur die allgemeine Sohlenerosion im Bereich der Engstelle (Kontraktionskolk) betrachtet wurde, erfolgte später eine Übertragung auf lokale Kolke. Dazu wurde über die Auswertung von Naturdaten eine Modifikation des Beiwertes  $\alpha$  vorgenommen, wobei teilweise weitere Einflussfaktoren (z.B. Größe und Form der Einbauten, Korngröße des Sohlenmaterials) Berücksichtigung fanden.

**INGLIS:**

Auf der Grundlage der von LACEY [13] nach der Regimetheorie entwickelten Fließtiefenformel stellte INGLIS [12] einen der ersten Ansätze zur Kolkiefenberechnung vor:

$$t_k = 0,946 \cdot \left(\frac{Q}{f}\right)^{\frac{1}{3}} - h_0 \quad (7)$$

dabei ist:

$$f = 1,59 \cdot \sqrt{d_m} \quad (8)$$

mit:  
 $d_m$  [mm] - mittlerer Korndurchmesser des Sohlenmaterials

Damit ist dieses Berechnungsverfahren das Einzige, bei dem die Korngröße des Sohlenmaterials berücksichtigt wird.

**CHITALE:**

Über die Auswertung von Modellversuchen erhielt CHITALE [14] die nachfolgende Formel zur Bestimmung lokaler Kolkiefen:

$$\frac{t_k}{h_0} = 6,65 \cdot Fr_0 - 0,51 - 5,49 \cdot Fr_0^2 \quad (9)$$

mit:  
 $Fr_0$  [-] - Froudezahl oberhalb der Einengung

**IZZARD und BRADLEY:**

Eine weitere, aus der Regimetheorie abgeleitete Beziehung zur Ermittlung von Bauwerkskolken stammt von IZZARD und BRADLEY [15]:

$$t_k = 2,1 \cdot q^{\frac{2}{3}} - h_0 \quad (10)$$

Der Koeffizient  $a = 2,1$  wurde über die Auswertung zahlreicher Kolkuntersuchungen an Brückenwiderlagern und von Modelluntersuchungen erhalten.

**GARDE:**

GARDE [16] präsentiert folgendes Berechnungsverfahren zur Ermittlung von Kolkiefen im Bereich von seitlichen Flusseinbauten:

$$t_k = 4 \cdot Fr_0^{\frac{2}{3}} \cdot h_0 - h_0 \quad (11)$$

Alternativ zu den auf der Regimetheorie basierenden Formeln wurden über die Dimensionsanalyse eine ganze Reihe von theoretischen Ansätzen zur Kolkiefenbestimmung an Bauwerken abgeleitet. Dabei sind die weitaus meisten Formeln zur Berechnung von Pfeilerkolken entwickelt worden, sodass sich in der Literatur nur wenige Verfahren finden, die sich mit Ermittlung der lokalen Kolkiefen an Widerlagern und ähnlichen seitlichen Einbauten beschäftigen.

**LAURSEN:**

Ausgehend von seiner für die Berechnung des Kontraktionskolkes in eingeeengten Flussabschnitten aufgestellten Formel (4) hat LAURSEN [9] einen Ansatz zur Ermittlung der lokalen Kolkiefen an Brückenwiderlagern entwickelt:

$$\frac{a}{h_0} = 2,75 \cdot \frac{t_k}{h_0} \cdot \left( \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{t_k}{h_0} + 1 \right)^{1,70} - 1 \right) \quad (12)$$

mit:  
 $a$  [m] - Verbauungslänge des Widerlagers quer zu Strömungsrichtung  
 $r$  [-] - Konstante zur Beschreibung der Unterwassertiefe

Für ein in das Flussbett hineinragendes Brückenwiderlager wird  $r = 11,5$  gesetzt, sodass sich vereinfachend die nachstehende Näherungsformel zur Kolkiefenberechnung an einem Brückenwiderlager ergibt:

$$t_k = 1,57 \cdot \sqrt{\frac{a}{h_0}} \cdot h_0 \quad (13)$$

**LIU:**

LIU et al [17] entwickelt für Widerlager mit senkrechten Wänden die nachstehende Beziehung zur Ermittlung der Gleichgewichtskolkiefe:

$$t_k = 2,15 \cdot \left( \frac{a}{h_0} \right)^{0,4} \cdot Fr^{0,33} \cdot h_0 \quad (14)$$

**Programm HEC-RAS:**

Für die Ermittlung von lokalen Widerlagerkolkiefen bietet das Programm HEC-RAS zwei Berechnungsmöglichkeiten. In Abhängigkeit vom Verhältnis der Widerlagerlänge ( $L'$ ) zur mittleren Wassertiefe  $h_0$  kommt die von RICHARDSON [5] entwickelte HIRE-Gleichung ( $L'/h_0 > 25$ ) bzw. eine auf Untersuchungen von FROELICH [6] basierende Formel zur Kolkiefenbestimmung ( $L'/h_0 < 25$ ) zur Anwendung. Zur Berechnung der Eintiefung im Bereich der Widerlager müssen zusätzliche Korrekturfaktoren zur Beschreibung der Widerlagerform (hier: senkrechte Widerlager ohne Flügelmauern =  $> K_1 = 1,0$ ) sowie zur Berücksichtigung der Strömungsrichtung (hier: Strömung parallel zum Widerlager =  $> K_2 = 1,0$ ) vorgegeben werden.

Eine grafische Darstellung der mit den verschiedenen Methoden ermittelten lokalen Kolkiefen enthält Bild 10. Auffällig ist, dass mit den auf einer Dimensionsanalyse basierenden Formeln von LIU et al [17] und LAURSEN [9] bereits bei einem Abfluss von 600 m³/s sehr große Kolkiefen (5,5 m bzw. 7 m) errechnet werden. Die Ursache für diese unrealistisch erscheinenden Werte liegt darin begründet, dass diese Berechnungsansätze aus Modelluntersuchungen mit Rechteckquerschnitten und bis zur Sohle reichenden seitlichen Einbauten hergeleitet wurden. Für die hier vorliegenden unregelmäßigen,

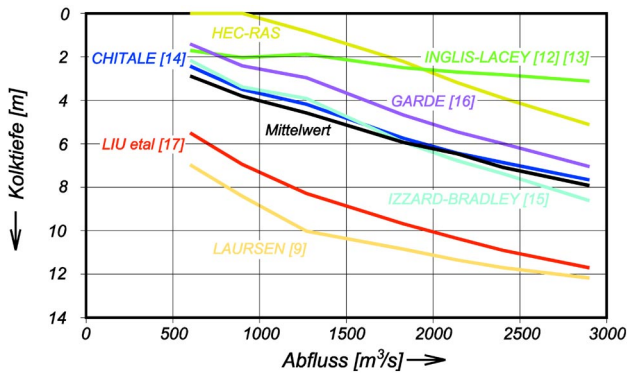


Bild 10: Nach verschiedenen Verfahren berechnete lokale Kolk-tiefen im Bereich der Brückenbau-stelle Wittenberg

nur im Uferbereich mit Spundwänden verbauten Elbe- querschnitte stellt damit die Vorgabe einer äquivalen- ten Verbauungslänge  $a$  als einen wesentlichen in die Formeln (13) und (14) eingehenden Parameter ein Problem dar. Die aus der halbierten Differenz zwischen den mittleren Wasserspiegelbreiten im unverbauten (Quer- profil oberhalb der Baustelle) und verbauten Querschnitt (Querprofil im Baustellenbereich) ermittelten Verbau- ungslängen sind offensichtlich zu groß, sodass die zu erwartenden Kolk-tiefen mit den beiden zuletzt aufge- führten Verfahren insbesondere bei niedrigen Abflüs- sen überschätzt werden.

Bei der Wertung der Ergebnisse, die mit den aus der Regimetheorie abgeleiteten Formeln erhalten wurden, ist zu beachten, dass der über die Auswertung von Natur- und Modelluntersuchungen bestimmte Beiwert sum- marisch die vielfältigen, die Entstehung von Bauwerks- kolken beeinflussenden Faktoren enthält. Eine Anwen- dung dieser Berechnungsansätze auf andere Verhält- nisse kann deshalb immer nur eine mehr oder weniger grobe Abschätzung der sich tatsächlich einstellenden Kolk-tiefen ergeben.

### 2.5 Berechnung der Gesamtkolk-tiefen

Die Summe aus den berechneten „natürlichen“ Ero- sionstiefen, Kontraktions- und Bauwerkskolken ergibt die in Bild 11 für verschiedene Abflüsse dargestellten minimalen, mittleren und maximalen Sohleneintiefungen im Bereich der Brückenbau-stelle Wittenberg.

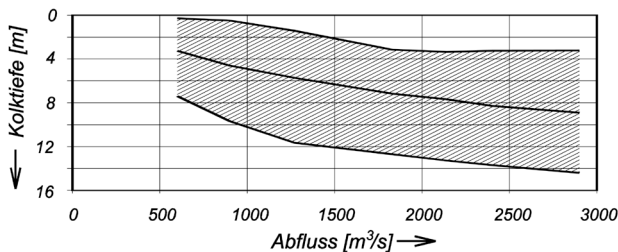


Bild 11: Für den Bereich der Brückenbau-stelle ermit- telte minimale, mittlere und maximale Gesamtkolk-tiefen

Die maximalen, bereits bei geringen Abflüssen sehr gro- ßen Gesamtkolk-tiefen resultieren aus den mit den For- meln von LAURSEN [9] und LIU et al [12] [13] ermit- teten extremen lokalen Bauwerkskolken (Bild 10). Wie bereits beschrieben, liegen die Probleme bei der An- wendung dieser für Rechteckquerschnitte mit bis zur Sohle reichenden seitlichen Einbauten entwickelten Berechnungsverfahren auf die vorliegenden Verhält- nisse in der Bestimmung der das Rechenergebnis maß- geblich beeinflussenden wirksamen Verbauungslänge. Gibt man als Verbauungslänge die halbierte Differenz zwischen den mittleren Wasserspiegelbreiten im un- verbauten und verbauten Querschnitt vor, so erhält man Kolk-tiefen, mit denen in dieser Größenordnung nicht zu rechnen ist.

Einen brauchbaren Ansatz zur Abschätzung der loka- len Kolk-tiefen stellen die über Naturuntersuchungen mo- difizierten Regime-Theorie-Gleichungen dar. Bild 12 zeigt die Mittelwerte der nach den Formeln von INGLIS- LACEY [12] [13], CHITALE [14], IZZARD-BRADLEY [16] und GARDE [17] berechneten Bauwerkskolktiefen (ro- ter Bereich). Außerdem ist die mit dem Programm HEC- 6 bestimmte „natürliche“ Erosionstiefe (blauer Bereich) dargestellt, die für feuchte Jahre mit ca. 10 cm ermittelt wurde und angesichts der Größenordnungen und Schwankungen der beiden anderen Kolk-teile prak- tisch vernachlässigbar ist. Der grüne Bereich zeigt die Mittelwerte der nach den Formeln von KOMURA [7], LAURSEN [8] [9] und HENDERSON [10] berechneten Kontraktionskolktiefen.

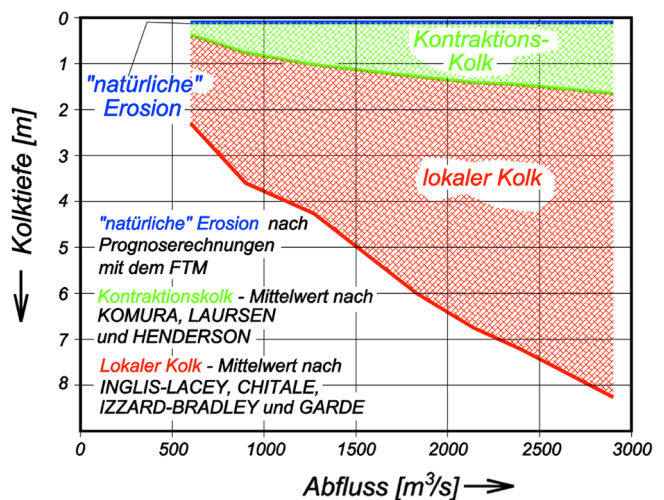


Bild 12: Für den Bereich der Brückenbau-stelle ermit- telte Kolk-tiefen (Bauwerkskolktiefenberechnung nach Regime-Theorie-Gleichungen)

Auch mit dem für hydraulische und sedimentologische Berechnungen in natürlichen Fließgewässern entwi- ckelten Programm HEC-RAS werden insbesondere für den unteren Abflussbereich realistische Kolk-tiefen ermit- telt. Durch eine Zerlegung der unregelmäßigen Fließ- querschnitte in Teilflächen und die „streifenweise“ Er- mittlung der hydraulischen Parameter wird die ungleich- mäßige Strömungsverteilung im Querprofil zumindest

näherungsweise erfasst. Deshalb können zur Berechnung der lokalen Kolke statt der Mittelwerte die im Bereich der Einbauten auftretenden Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände angesetzt werden. Speziell bei niedrigeren Abflüssen sind diese Werte wesentlich geringer als die querschnittsgemittelten Größen, sodass erheblich kleinere Bauwerkskolke berechnet werden. Mit ausufernden Wasserständen beginnt die Überströmung der Bauwerke, sodass die Strömungskontraktion abnimmt und die dadurch bedingten Kolkiefen wieder geringer werden (grüner Bereich in Bild 13).

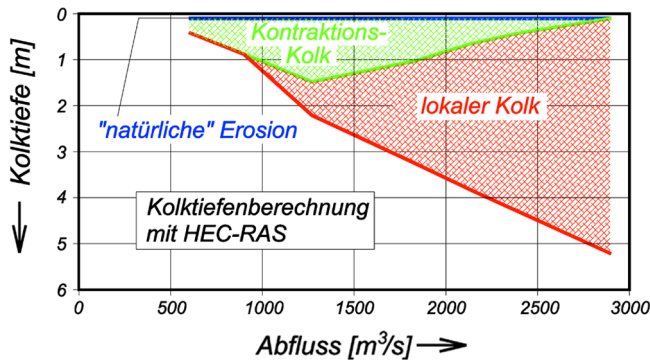


Bild 13: Kolkiefenberechnung mit dem Programmsystem HEC-RAS

Zusammenfassend kann eingeschätzt werden, dass mit dem Programm HEC-RAS aus den genannten Gründen die zuverlässigsten Prognosen der sich einstellenden Kolke (Kontraktions- und Bauwerkskolk) zu erwarten sind (s. Bild 13). Für eine erste Abschätzung möglicher Kolkiefen können die aus der Regime-Theorie hergeleiteten Formeln herangezogen werden. Durch die einfache Handhabung und die leicht bestimmbaren Eingangsgrößen sind damit schnell Ergebnisse verfügbar.

Der sich aus der „natürlichen“ Erosion ergebende Anteil an der Gesamteintiefung der Sohle braucht in der Regel wegen der vergleichsweise geringen Größe und der Unsicherheit bei der Bestimmung der anderen Kolkanteile nicht berücksichtigt werden.

### 3 Abschätzung der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich der Brückenbaustelle

Die zu erwartenden Kolke können vermieden werden, wenn die Sohle durch eine Steinschüttung gesichert wird. Bei der Bestimmung des erforderlichen, dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltenden Korndurchmessers sind zwei Bereiche zu unterscheiden. Während sich im Nahbereich der Spundwände eine **hochturbulente** Strömung ausbildet, ist der Fließvorgang in den übrigen Bereichen des eingeeengten Querprofils als **„normalturbulent“** zu bezeichnen. Dementsprechend sind die zur Sicherung der Sohle im Bauwerksbereich erforderlichen Korndurchmesser wesentlich größer.

Die Beschreibung des Bewegungsbeginns von losen Sohlpartikeln kann in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit durch folgenden Ansatz erfolgen:

$$v_{crit} = B \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (15)$$

mit:

- $v_{crit}$  [m/s] - Fließgeschwindigkeit bei Beginn der Kornbewegung
- B [-] - Beiwert
- $\rho'$  [-] - relative Dichte
- $d_{crit}$  [m] - Korndurchmesser bei Beginn der Kornbewegung

Der Bewegungsbeginn ist ein sehr komplexer physikalischer Vorgang, der von zahlreichen Parametern (u.a. Kornform, Kornverteilung, Sohlengeometrie, räumliche und zeitliche Geschwindigkeitsverteilung, Zähigkeit des Wassers) bestimmt wird. Der Einfluss dieser Faktoren ist in dem empirisch zu ermittelnden Beiwert B enthalten, dessen Größe auch davon abhängt, welche Geschwindigkeit (die über den Querschnitt bzw. über die Wassertiefe gemittelte oder die sohlennahe Fließgeschwindigkeit) zum Ansatz gebracht wird. Im Rahmen einer früheren Untersuchung [20] wurden verschiedene in der Literatur zu findende Arbeiten zum Geschiebebewegungsbeginn in „normalturbulenten“ Strömungen ausgewertet. Tabelle 4 enthält eine Zusammenstellung von zahlreichen auf der Grundlage von Natur- und Modelluntersuchungen entwickelten Formeln zur Bestimmung des Bewegungsbeginns von losen Sohlpartikeln bei „normalturbulenter“ Strömung. Außerdem wurde der sich aus den Berechnungsansätzen ergebende Beiwert B für verschiedene Verhältnisse der mittleren Wassertiefe zum Korndurchmesser ( $h_m/d_{crit}$ ) eingetragen. Dadurch wird der Zusammenhang zwischen der mittleren und der im Rahmen eines eindimensionalen Modells nicht bestimmbaren, für den Geschiebebewegungsbeginn aber maßgebenden Strömungsgeschwindigkeit an der Sohle hergestellt (Einfluss der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung). Unter der Annahme, dass bei genügend breiten Gerinnen ( $b/h_m > 5$ ) die über die Wassertiefe gemittelte gleich der querschnittsgemittelten Geschwindigkeit ist ( $v_{hw} \cdot v_m$ ), wurde der Beiwert B für die sechs in der Tabelle 4 angegebenen  $h_m/d_{crit}$ -Verhältnisse für jede Gleichung nach folgender Formel berechnet:

$$B = \frac{v_{m,crit}}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}}} \quad (16)$$

Die grafische Darstellung der so erhaltenen Beiwerte zeigt Bild 14.

Autor		Formel	$B = \frac{v_{m,crit}}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}}}$					
			$h_m/d_{crit} = \dots$					
			160	81,8	40	27	20	10
1	Neill, 1967 [23]	$v_{hm,crit} = 1,581 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/10} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (29)$	2,63	2,46	2,29	2,20	2,13	1,99
2	Straub, 1953 [24]	$v_{hm,crit} = 1,490 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (30)$	3,47	3,10	2,76	2,58	2,45	2,19
3	Bogardi, 1968 [25]	$v_{hm,crit} = 1,7 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,095} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (31)$	2,75	2,58	2,41	2,33	2,26	2,12
4	Rottner, 1959 [26]	$v_{m,crit} = \left[ \frac{5,53}{\left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{2/3} + 4,75} \right] \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \cdot \sqrt{\frac{h_m}{d_{crit}}} \quad (32)$	2,04	2,12	2,13	2,09	2,04	1,86
5	Studenickov 1964 [27]	$v_{m,crit} = 0,9 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,25} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (33)$	3,20	2,71	2,26	2,05	1,90	1,42
6	Kumin, 1955 [28]	$v_{m,crit} = 0,973 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (34)$	2,68	2,35	2,03	1,88	1,77	1,54
7	Goncarov, 1954 [29]	$v_{m,crit} = 0,74 \cdot \left(\log 8,8 \cdot \frac{h_m}{d_{100}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (35) \quad d_{100} = d_{crit}$	2,33	2,11	1,88	1,76	1,66	1,44
8	Levi in Hincu, 1964 [30]	$v_{m,crit} = \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (36)$	2,76	2,41	2,09	1,93	1,82	1,58
9	Mirzulawa, 1967 [31]	$v_{m,crit} = 0,898 \cdot \log\left(8,8 \cdot \frac{h_m}{d_{crit}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (37)$	2,83	2,57	2,29	2,13	2,02	1,75
10	Sundborg, 1956 [32]	$v_{m,crit} = 0,973 \cdot \log\left(30,2 \cdot \frac{h_m}{d_{crit}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (38)$	3,58	3,30	3,00	2,83	2,71	2,41
11	Garbrecht, 1961 [33]	$v_{m,crit} = 1,10 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (39)$	2,56	2,29	2,03	1,91	1,70	1,61
12	Hansel, 1964 [34]	$v_{hm,crit} = 6,55 \cdot \frac{\sqrt{d_{crit} + 0,00023460}}{0,0809 \cdot d_{crit}} \cdot h_m^{1/6} \quad (40)$	2,96	2,65	2,35	2,20	2,10	1,87
13	Neill/v. d. Giessen, 1953 [35]	graphische Darstellung	2,65	2,45	2,12	2,00	1,87	1,58
14	Durant/Condolios, 1953 [36]	$v_{m,crit} = 0,778 \cdot \log\left(\frac{h_m}{d_{crit}} + 1,8\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (41)$	3,12	2,89	2,65	2,51	2,41	2,18
15	Jarocki in Gehrig, 1981 [37]	$v_{m,crit} = 1,09 \cdot \ln\left(\frac{h_m}{7 \cdot d_{crit}} + 1,8\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (42)$	3,41	2,68	1,90	1,47	1,14	
16	Stelcer, 1971 [38]	$B_{hm} \approx 1,57 \cdot B_s \approx 1,57 \cdot 0,906 \approx 1,42 \quad (43)$				1,42		

 Tabelle 4: Beiwert B in Abhängigkeit vom Verhältnis  $h_m/d_{crit}$  nach verschiedenen Autoren

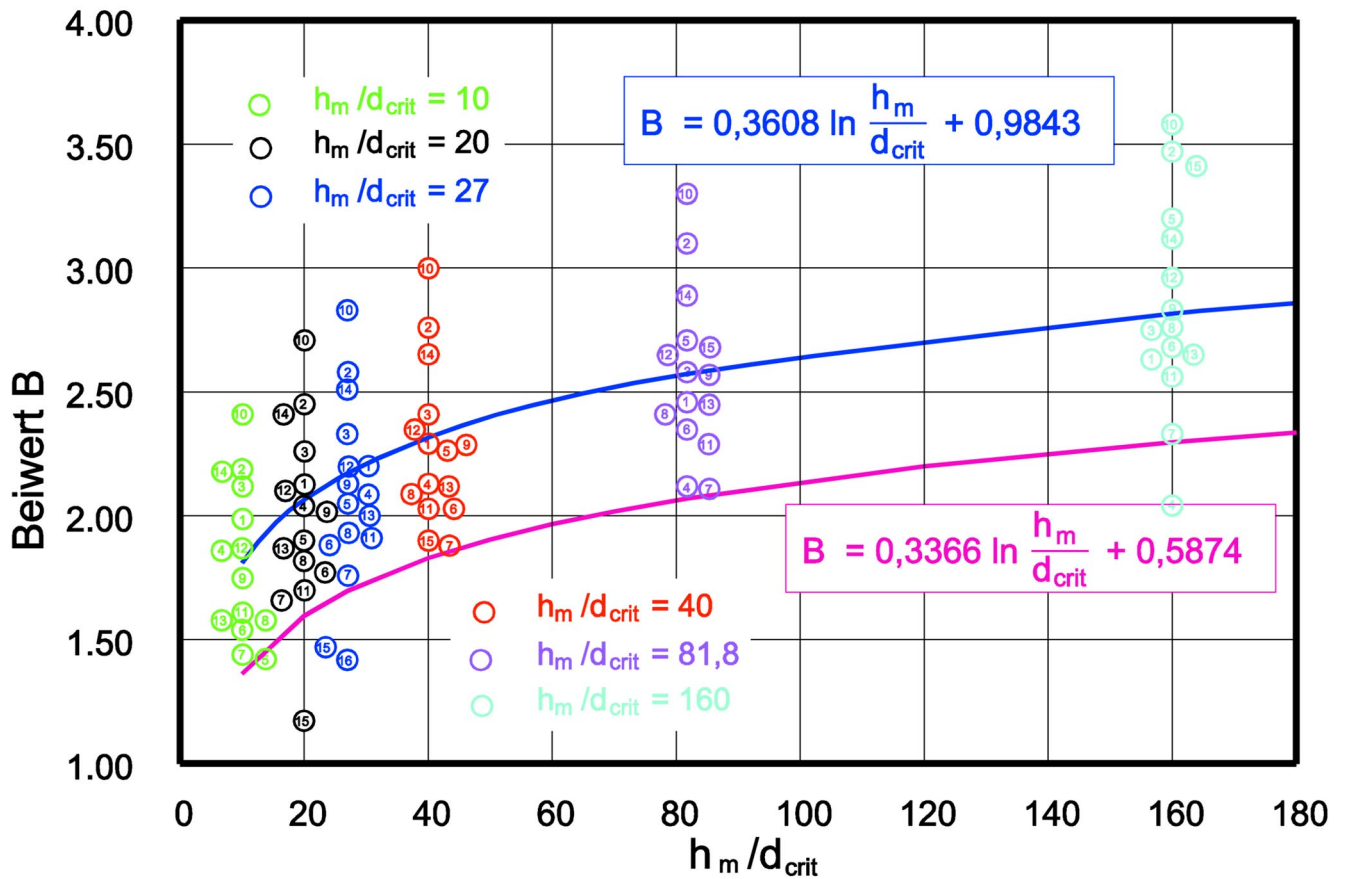


Bild 14: Aus der Literatur erhaltene Beiwerte B zur Bestimmung des Bewegungsbeginns von Sohlenpartikeln

Die Ausgleichskurve (blaue Linie) ist geeignet, um den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials als einen wesentlichen Parameter bei Geschiebetransportberechnungen vorzugeben. Der zur Bemessung einer Sohlenbefestigung erforderliche Korndurchmesser muss so gewählt werden, dass die Steinschüttung mit Sicherheit den angreifenden Strömungskräften standhält. Der über die Ausgleichskurve bestimmte kritische Korndurchmesser ist also mit einem Sicherheitsfaktor zu belegen. Das wird realisiert, indem man zur Berechnung des Beiwertes B die untere Hüllkurve in Bild 14 verwendet (kleinere Beiwerte => größere Korndurchmesser):

$$B = 0,3366 \cdot \ln \left( \frac{h_m}{d_{erf}} \right) + 0,5874 \quad (17)$$

Für die Berechnung des erforderlichen Korndurchmessers ergibt sich dann mit Gleichung (15) die folgende Beziehung:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{\left( 0,3366 \cdot \ln \left( \frac{h_m}{d_{erf}} \right) + 0,5874 \right)^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (18)$$

Die dem Bild 14 zu entnehmende starke Streuung der Beiwerte B ist ein Ausdruck der Komplexität der physikalischen Prozesse und den sich daraus ergebenden Unsicherheiten bei der Ermittlung der dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltenden Steingrößen. Deshalb erfolgte die Berechnung der erforderlichen Schüttsteindurchmesser nach weiteren Berechnungsansätzen.

Aus den in der DIN 19661 (1972) den verschiedenen Fließgeschwindigkeiten zugeordneten, erforderlichen Korndurchmessern ergibt sich ein Beiwert von  $B = 1,5$ , sodass die zur Sohlensicherung notwendigen Schüttsteinabmessungen nach folgender Beziehung ermittelt werden können:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{1,5^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (19)$$

Nach COX bzw. ISBASH (in ZANKE [21]) wird für locker gelagerte Steine  $B = 1,23$  angesetzt, sodass die erforderlichen Steingrößen nach folgender Formel berechnet werden können:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{1,23^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (20)$$

Schließlich gibt ZANKE [21] die folgende Gleichung zur Ermittlung des kritischen Korndurchmessers an:

$$d_{\text{crit}} = \frac{25 \cdot v_*^2}{\rho \cdot g} \quad (21)$$

bzw. unter Einbeziehung der mittleren Fließgeschwindigkeiten:

$$d_{\text{crit}} = \left( \frac{v_*}{v_m} \right)^2 \frac{25 \cdot v_m^2}{\rho \cdot g} \quad (22)$$

Da für den hydraulisch rauen Bereich

$$\frac{v_m}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \left[ 11 \cdot \frac{h_m}{k_s} \right] \quad (23)$$

gilt, folgt aus den Beziehungen (22) und (23) und der Annahme, dass die äquivalente Sandrauigkeit etwa dem Korndurchmesser entspricht, der nachstehende Ansatz zur Berechnung des kritischen Korndurchmessers:

$$d_{\text{crit}} = 0,247 \cdot \frac{v_m^2}{\left[ \ln \left[ 11 \cdot \frac{h_m}{d_{\text{crit}}} \right] \right]^2} \quad (24)$$

Für einen Kolkchutz mit locker gelagerten Steinen wird ein Sicherheitsfaktor von  $S = 6$  empfohlen, sodass sich der erforderliche Korndurchmesser nach folgender Formel ergibt:

$$d_{\text{erf}} = 6 \cdot d_{\text{crit}} \quad (25)$$

Für den bauwerksnahen, hochturbulenten Bereich der Strömung bietet sich eine Bemessung des erforderlichen Schüttsteindurchmesser nach der von BREUSERS [22] für eine Pfeilerkolkssicherung empfohlenen Gleichung an:

$$v_m = 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \cdot d_{\text{erf}}} \quad (26)$$

bzw. nach einer entsprechenden Umformung:

$$d_{\text{erf}} = \frac{v_m^2}{0,59^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (27)$$

Weitere, auf der Grundlage von sohlennahen Fließgeschwindigkeiten entwickelte Berechnungsansätze zur Bestimmung der erforderlichen Schüttsteindurchmesser können im Rahmen dieser Untersuchungen nicht zur Anwendung kommen, weil das eindimensionale Strömungsmodell keine Informationen zur vertikalen Geschwindigkeitsverteilung im Bereich der Einbauten liefert.

Die nach den vorgenannten Formeln ermittelten, zur Sohlensicherung erforderlichen Steindurchmesser sind in Tabelle 5 zusammengestellt.

Bild 15 zeigt die zur Sohlensicherung erforderlichen Schüttsteindurchmesser in Abhängigkeit vom Durchfluss. Dabei wurde wieder zwischen der hochturbulenten Strömungszone in unmittelbarer Bauwerksnähe (rote Linie) sowie dem „normalturbulenten“ Bereich im übrigen Sohlenbereich (grüne Linie) unterschieden, wobei der erforderliche Schüttsteindurchmesser für das letztgenannte Gebiet als Mittelwert aus vier Berechnungsansätzen entsprechend Tabelle 5 dargestellt worden ist. Weiterhin zeigt die Grafik die charakteristischen Korndurchmesser  $d_{50}$  der einzelnen Standard-Größenklassen gemäß TLW, sodass die zur Sohlensicherung erforderlichen Steingrößenklassen aus dem Diagramm abgelesen werden können. Während für den normalturbulenten Fließbereich eine Sohlensicherung mit Schüttsteinen bis zur Klasse IV möglich ist, kann für Abflüsse oberhalb 1400  $\text{m}^3/\text{s}$  eine Sicherung der Spundwände mit Schüttsteinen der Standard-Größenklassen praktisch nicht mehr realisiert werden.

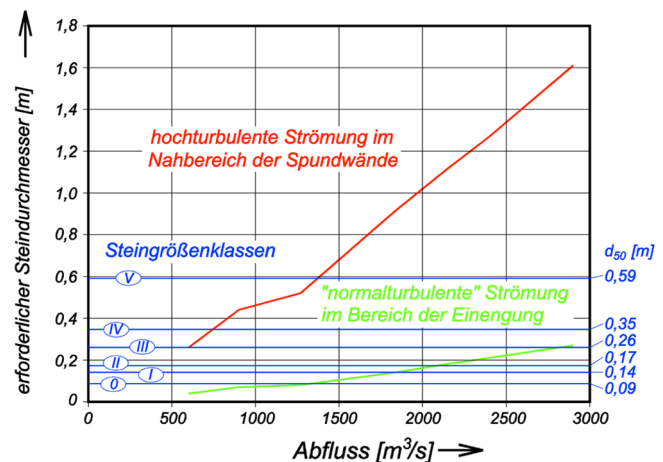


Bild 15: Zur Sohlensicherung im Bereich der Brückenbaustelle erforderliche Schüttsteindurchmesser

Die Dicke der Steinschicht muss mindestens dem dreifachen mittleren Steindurchmesser bei 50 % Siebdurchgang ( $d_{50}$ ) entsprechen. Die erforderliche Breite des zusätzlich zu sichernden Bereiches um die Spundwände richtet sich nach der Ausdehnung der zu erwartenden lokalen Kolke. LAURSEN [9] hat in seinen Untersuchun-

Q	H	v <sub>m</sub>	Erforderliche Korndurchmesser [m] für					Mittelwert
			hochturbulente	„normalturbulente“ Strömungen nach				
[m³/s]	[m]	[m/s]	BREUSERS [18] Gl. (26)	BAW Gl.(17)	DIN19661 Gl.(18)	COX Gl.(19)	ZANKE Gl.(23/24)	
600	4,38	1,24	0,26	0,02	0,04	0,06	0,02	0,04
900	4,80	1,61	0,44	0,03	0,07	0,11	0,05	0,07
1270	5,43	1,74	0,52	0,04	0,08	0,12	0,06	0,08
1830	5,62	2,30	0,91	0,08	0,15	0,22	0,12	0,14
2140	5,76	2,54	1,11	0,11	0,18	0,26	0,16	0,18
2400	5,85	2,72	1,27	0,13	0,20	0,30	0,19	0,21
2900	6,02	3,06	1,61	0,19	0,26	0,38	0,26	0,27

Tabelle 5: Für den bauwerksnahen, hochturbulenten und den normalturbulenten Strömungsbereich ermittelte erforderliche Schüttsteindurchmesser

gen eine lineare Abhängigkeit der Kolkbreite von der Kolktiefe festgestellt:

$$b_k = 2,75 \cdot t_k \quad (28)$$

Für die Sohlensicherung im Spundwandbereich sollte die Steinschicht also eine Breite aufweisen, die mindestens dem Dreifachen der abgeschätzten lokalen Kolk-tiefe entspricht.

#### 4 Schlussfolgerungen

Bei der Untersuchung von Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken wird zwischen drei, sich überlagernden Anteilen der Sohleintiefung unterschieden:

- Die großräumige und langfristige („natürliche“) Eintiefung bzw. Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die auch ohne die Einbauten eintreten würde.
- Die sich über die gesamte Sohlenbreite erstreckende globale Erosion („Kontraktionskolk“) infolge der Einengung des Fließquerschnittes.
- Die lokale Erosion als Kolkbildung im Nahbereich der Bauwerke.

Der Anteil der großräumigen „natürlichen“, unabhängig vom Vorhandensein einer Brückenbaustelle eintretende Erosion ist im Vergleich zur der durch die Einbauten hervorgerufenen Sohleintiefung gering und deshalb in der Regel vernachlässigbar.

Der sich über die gesamte Sohlenbreite und in der Regel auch über den Bauwerksbereich hinaus nach unterstrom erstreckende Kontraktionskolk kann schnell und einfach mit den Berechnungsansätzen von KOMURA [7] LAURSEN [8] [9] bzw. HENDERSON [10] abgeschätzt werden. Eine bessere Prognosemöglichkeit bietet das Programm HEC-RAS, weil hier der tatsächlichen Gerinnegeometrie besser Rechnung getragen wird, wodurch insbesondere bei ausufernden Abflüssen die Strömungssituation besser erfasst wird.

Einen brauchbaren Ansatz zur Abschätzung der lokalen Kolkiefen stellen die über Naturuntersuchungen modifizierte Regime-Theorie Gleichungen dar (INGLIS-LACEY [12] [13], CHITALE [14], IZZARD-BRADLEY [15], GARDE [16]). Für eine Anwendung in breiten unregelmäßigen Fließgewässern weniger geeignet sind die auf der Grundlage von Modelluntersuchungen in Rechteckgerinnen entwickelten Kolkformeln von LIU et al [17] und LAURSEN [9]. Auch das Programm HEC-RAS bietet neben der Ermittlung der Kontraktionskolkiefen die Möglichkeit, die Größenordnung lokaler Eintiefungen im Nahbereich von Flussbauwerken (Pfeiler- und Widerlagerkolke) abzuschätzen. Durch eine Zerlegung der unregelmäßigen Fließquerschnitte in Teilflächen und die „streifenweise“ Ermittlung der hydraulischen Parameter wird die ungleichmäßige Strömungsverteilung im Querprofil zumindest näherungsweise erfasst. Deshalb können zur Berechnung der lokalen Kolke statt der Mittelwerte die im Bereich der Einbauten auftretenden Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände angesetzt werden. Speziell bei niedrigen Abflüssen sind diese Werte wesentlich geringer als die querschnittsgemittelten Größen, sodass im Vergleich zu den o.g. genannten Formeln erheblich kleinere, den tatsächlichen Verhältnissen eher entsprechende Bauwerkskolke berechnet werden.

Bei der Berechnung des zur Sohlensicherung erforderlichen Korndurchmessers ist zwischen zwei Bereichen zu unterscheiden. Während sich im Nahbereich der Spundwände eine hochturbulente Strömung ausbildet, ist der Fließvorgang in den übrigen Bereichen als „normalturbulent“ zu bezeichnen. Dementsprechend sind die zur Sicherung der Sohle im Bauwerksbereich erforderlichen Korndurchmesser wesentlich größer. Die Ermittlung des erforderlichen Schüttsteindurchmessers für den Bereich der „normalturbulenten“ Strömung erfolgte nach verschiedenen Berechnungsverfahren. Als Empfehlung für eine Sohlensicherung wird deshalb der Mittelwert angegeben. Für den bauwerksnahen hochturbulenten Bereich der Strömung erfolgte die Bemessung nach dem von BREUSERS [18] entwickelten Berechnungsansatz für eine Pfeilerkolsicherung.

## 5 Literatur

- [1] Eckert, F.: Bemessung der Gründungstiefe für ein Brückenwiderlager. Universität Karlsruhe, Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Karlsruhe, August 1989
- [2] Göbel, N.: Flussbauliche Expertise zur Elbequerung Wittenberg - Pratau – Eutzsch. Universität Karlsruhe, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Karlsruhe, 1994
- [3] Göbel, N.: Flussbauliche Expertise zur Elbequerung Wittenberg - Pratau - Eutzsch -Teil II. Universität Karlsruhe, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Karlsruhe, 1995
- [4] Laursen, E.M.: An Analysis of Relief Bridges. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 92, No. HY3
- [5] Richardson, E.V.; Simons, D.B.; Julien, P.: Highways in the River Environment. FHWA-HI-90-016, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- [6] Froehlich, D.C.: Local Scour at Bridge Abutments. Proceedings of the 1989 National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New Orleans, LA, pp. 13 - 18, ASCE Vol. 127, Part I, 1962
- [7] Komura, S.: Equilibrium Depth of Scour in long Constrictions. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 92, No. HY5, Sept. 1966
- [8] Laursen, E.M.: Scour at Bridge Crossings. Iowa Highway Research Board Bulletin No. 8, 1958
- [9] Laursen, E.M.: Scour at Bridge Crossings. Trans. ASCE Vol. 127, Part I, 1962
- [10] Henderson: Guide for Bridge Design. Gana Highway Authority, Vol. I, Design Guide, 1987
- [11] Wong, W.H.: Scour at bridge abutments. University of Auckland, Department of Civil Engineering, Report No. 275, 1982
- [12] Inglis, Sir Claude: The Behaviour and Control of Rivers and Canals. Research Publication No.13 Part 2, Central Power, Irrigation and Navigation Report, Poona Research Station, India, 1949
- [13] Lacey, G.: Stable Channels in Alluvium. Min. Proc. Inst. of Civil Engineering, Vol. 237, 1930
- [14] Chitale, S.V.: Discussion of Scour at Bridge Crossings. Trans. A.S.C.E., Vol. 127, Pt. 1, 1960
- [15] Izzard, C.F.; Bradley, J.N.: Field Verifications of Model Tests on Flow Through Highway Bridges and Culverts. Proceedings 7th Hydraulic Conference, Iowa, 1957
- [16] Garde, R.J.: Local Bed Variation at Bridge Piers in Alluvial Channels. University of Roorke Research Journal, Vol. IV No. 1, 1961
- [17] Liu, H.K; Chang, F.M.; Skinner, M.M.: Effect of Bridge Construction on Scour and Backwater. Engineering Research Center, Colorado State University, Report No. CER 60 HKL 22, 1961
- [18] Raudkivi, A.J.: Grundlagen des Sedimenttransports. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982
- [19] Shen, H.W.; Schneider, V.R.; Karaki, S.: Mechanics of Local Scour. U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology, 1966
- [20] BAW: Gutachten über Modellversuche zum Neubau Wehr Rathenow. Berlin, 1990 (unveröffentlicht)
- [21] Zanke, U.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982
- [22] Breusers, H.N.C.; Nicollet, G.; Shen, H.W.: Local scour at bridge piers. Journal of Hydraulic Research, IAHR 15, 1977
- [23] Neill, R.: Mean-velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material. 1967, Proc. IAHR, Fort Collins
- [24] Straub, L.G.: Dredge-Fill closure of Missouri-River at Fort Randall. 1953, Proc. IAHR/ASCE
- [25] Bogardi, J.: Kennzeichnung des Beginns der Geschiebebewegung durch die kritische Geschwindigkeit. 1968, Hidrologiai Közlöny, Heft 9
- [26] Rottner, J.: A formula for bed-load transportation. 1959, La Houille Blanche, Heft 3
- [27] Studenicnikov, B.: Ausspülfähigkeit der Strömung und Methoden der Flussbettberechnungen. 1964, Strojizdat VNII VODGEO, Moskau
- [28] Kumin, D.I.: Gidravliceskij rescet kreplenij v niznem befe vodosbrosov. 1955, Proc. ASCE, Vol. 120
- [29] Goncarov, V.N.: Osnovyh dinamika ruslovyh potokov. 1954, Gidrometeoizdat
- [30] Hincu, S.: Hydraulische Brückenberechnung. 1964, Studii de Hidraulica VII, Bucuresti
- [31] Mirzulawa: Erosion von Flüssen und Methodik zur Abschätzung ihrer Stabilität. 1967, Verlag Kolos Moskau
- [32] Sundborg, A.: The river Klaralven study of fluvial processes. 1956, Geografiska Analler, Heft 2/3
- [33] Garbrecht, G.: Erfahrungswerte über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten in Flüssen und Kanälen. 1961, Wasser und Boden, Heft 5
- [34] Hansel, N.: Zur Geschiebeaufnahme durch die Spree unterhalb des Speicherbeckens Spremberg. 1964, Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Heft 9
- [35] Neill, R.; van der Giessen: Sediment transportation. Mechanics: Initiation of motion (discussion). 1966, Journ. of Hydr. Div., Proc. ASCE, HY5
- [36] Durant; Condolios: Etudes experimentale du debut d'entrainement des materianse par les ecoulements a surface libre. 1953, Comunication de la Société Hydro technique de France Paris
- [37] BAW: Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges. Karlsruhe, 1981, Mitteilungen der BAW, Heft 50
- [38] Stelczer, K.: Ermittlung der virtuellen Geschiebebewegungsgeschwindigkeit. 1980, Vizügyi közlemenyek, Heft 1/2



# Veränderung hydraulisch-morphologischer Parameter der Elbe

DIPL.-ING. PETRA FAULHABER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

## 1 Einleitung

Im Einzugsgebiet der Elbe wurden in der Vergangenheit viele Veränderungen direkt oder indirekt durch menschliches Handeln ausgelöst. In Veröffentlichungen verschiedener Fachgebiete sind etliche dieser vielfältigen gewollten und ungewollten Entwicklungen dokumentiert. Einige der relevanten Parameter (z.B. Wasserspiegelhöhe und -gefälle, Wassertiefe, mittlere Sohlenhöhe und Fließgeschwindigkeit) werden in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) im Rahmen von Auftragsbearbeitungen für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes und die Anrainerländer detailliert untersucht.

Nur zu einigen offensichtlichen Entwicklungen liegen auch im historischen und/oder großräumigen Maßstab qualitativ abgesicherte Kennwerte vor. Für den Zustand während und kurz nach dem Mittelwasserausbau um 1890 und hauptsächlich den der 1990er-Jahre wurden in der BAW historische Daten und aktuelle Messungen aufbereitet, um einen quantitativen Vergleich hydraulischer Parameter vorzunehmen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden hier auszugsweise vorgestellt, wobei eingangs die Veränderungen dafür wichtiger Randbedingungen (Hydrologie, Flusslaufentwicklung) aus der vorliegenden Fachliteratur zusammengefasst werden.

Die vorgestellten Untersuchungen konzentrierten sich auf

- den deutschen Abschnitt der Binnenelbe,
- den Querschnitt zwischen den Deichen,
- die letzten ca. 100 Jahre.

Indem sie die mit Blick auf die gesamte Binnenelbe langfristige Wirkungen von Maßnahmen aufzeigt, kann die Analyse zur Wahl geeigneter Unterhaltungs- und Ausbaumaßnahmen für die gezielte Entwicklung erwünschter oder Verhinderung und Beseitigung unerwünschter bzw. schädlicher Tendenzen (z.B. Sohlerosion) genutzt werden. Weiterführend können die Angaben so zur Bewertung der Auswirkungen in verschiedenen Bereichen, z.B. auf Habitat- oder Schifffahrtsbedingungen und das Hochwasserabfuhrvermögen, dienen.

Die mangelhafte Datenlage über den historischen Stromzustand und die großräumige Betrachtung bei angestrebter Zusammenschau für die gesamte deutsche Binnenelbe lassen nur eine ansatzweise Erläuterung der aufgezeigten Entwicklungen zu. Dennoch bietet diese Übersicht durch die Verdeutlichung von Gesamtzusam-

menhängen im Gegensatz zu detaillierten lokalen Untersuchungen eine Ausgangsbasis für eine wissenschaftlich fundiertere Diskussionen hinsichtlich der wasserbaulichen Veränderungen an der Elbe.

## 2 Randbedingungen für Untersuchungen der hydraulischen Parameter

### 2.1 Veränderungen der Elbe - Übersicht

Für den Zustand der Elbe und ihres Einzugsgebietes am Ende des 19. Jahrhunderts gibt es eine umfangreiche Analyse in Form des „Elbestromwerks“ [Elbestrom, 1898]. Vor 100 Jahren wurde „das“ Buch über die Elbe und ihre wichtigsten Nebenflüsse herausgegeben, das auch heute noch als Grundlagenwerk für alle diejenigen anzusehen ist, die hydrografische, geografische, wasserwirtschaftliche oder wasserbauliche Angaben im Einzugsgebiet der Elbe benötigen. Das „Elbestromwerk“ entstand aus dem Wunsch der Elbuferstaaten heraus, die Abflussverhältnisse der Elbe gemeinsam zu untersuchen, welcher sich letztendlich aus den Vereinbarungen zur internationalen Schifffahrt in der Wiener Kongressakte von 1815 ergab. 1898 wurde das durch zahlreiche Behörden erarbeitete „Elbestromwerk“ in 3 Bänden sowie Tabellenband und Kartenbeilage herausgegeben.

Eine Aktualisierung entsprechend der zwischenzeitlichen Veränderungen im Einzugsgebiet (bauliche Eingriffe, Nutzungsänderungen) sowie auch für Erhebungen der im „Elbestromwerk“ nicht berücksichtigten Datenarten, die die verfügbaren Kenntnisse ähnlich umfassend zusammenführt, liegt leider nicht vor. Heute erhält das „Elbestromwerk“ eine besondere Bedeutung dadurch, dass gerade zur Bewertung der ökologischen Auswirkungen der anthropogenen Eingriffe in das Flusssystem oftmals auf historische Angaben aus dem „Elbestromwerk“ zurückgegriffen wird.

Neben dieser umfangreichen Beschreibung der gesamten Elbe einschließlich der Nebenflüsse gibt es in der Literatur eine ganze Reihe Veröffentlichungen zum Thema „Elbe“, die oftmals regional oder national orientiert, populärwissenschaftlich [Deutsches Historisches Museum, 1992] oder mit Blick auf verschiedene Fachgebiete (z.B. Hydrologie, Naturschutz) Beschreibungen liefern (u.a. [BfG, 1999], [BfG, 1994], [IKSE, 1994]). An dieser Stelle sei auf einige verwiesen, die entweder auf die Elbe als Schifffahrtsweg eine Gesamtübersicht erlauben [Eckholdt, 1998], oder mit Blick auf hydraulische

Parameter besonders hilfreich für das Verständnis der hydraulisch-morphologischen Veränderungen an der Elbe sind [Simon, 1993], [IKSE, 1995a und 1995b], [Jüngel, 1993] bzw. einen guten Überblick der verschiedenen Baumaßnahmen geben [Metschies, 1939], [Rhode, 1971], [Faist/Trabandt, 1996], [Faist, 1997].

## Aue

Schon immer hat der Mensch seinen Bedürfnissen entsprechend die Natur verändert. Während im Mittelalter die direkten Eingriffe am Fluss eher noch geringfügig waren, scheinen die Veränderungen im Einzugsgebiet und in den Elbauen großräumige Folgen gehabt zu haben. So wurden bereits in den ersten Jahrhunderten des ersten Jahrtausends so intensiv Flächen im Bereich des Ober- und Mittellaufs der Elbe gerodet, dass es zu einer deutlichen Vergrößerung der Schwebstoffmengen kam, die sich vor allem im Unterlauf ablagerten [BfG, 1994]. Im Mittelalter wurden verstärkt Auwälder für Weideland gerodet, so dass sich das Aussehen der Auen stark veränderte [Paluska, 1992]. Später kam es immer wieder zu Eingriffen in die rezente Aue durch Nutzungsänderungen. „Die meisten anthropogenen Veränderungen in der Elbelandschaft vor dem 19. Jahrhundert dienten der Landeskultur in Form von Hochwasserschutz einzelner Anlieger“ [Naumann, 1990] „oder waren indirekter Natur“ [BfG, 1994].

## Hochwasserschutz

Mit dem 12. Jahrhundert begann der Deichbau, wobei anfangs kleinräumig Ringdeiche zum Schutz der Ortschaften angelegt wurden. Später wurden die Ringdeiche untereinander verbunden. Erste Deichordnungen wurden im 15. Jahrhundert verfasst, die die Unterhaltungspflichten der Anlieger straff regelten. Um 1860 erfolgte die rechtliche Verankerung der Deichverbände im Preußischen Deichamtsgesetz. Auf der Grundlage dieses Gesetzes wurden in erheblichem Umfang Deiche verstärkt, verlängert, sowie neu angelegt. Seit 1945 ist der Hochwasserschutz an der Elbe staatliche Aufgabe [Kanowski, 1992]. Ihre heutige Lage erhielten die Deiche im Wesentlichen in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Die Standsicherheit wurde im 20. Jahrhundert erhöht. Besonders in den neuen Bundesländern werden derzeit Deiche rekonstruiert.

## Gewässerbett<sup>1</sup>

*Anmerkung: <sup>1</sup>Zum oberirdischen Abfluss gehörende Eintiefung oder Abdämmung der Landoberfläche. Das Überschwemmungsgebiet gehört nicht zum Gewässerbett (DIN 4049, Teil I).*

Bis zum Anfang des 19. Jahrhunderts erfolgten lediglich lokale Veränderungen im Gewässerbett der Elbe (einzelne Uferbefestigungen und Absperrung randlicher Rinnen) zum Eigentumsschutz und zur Verbesserung

der Schifffahrtsbedingungen, die somit keine großräumigen Auswirkungen zeitigten. Auch städtische Bebauungen, die die Ufer festlegten, wie Brücken und Festungsbauten, hatten hauptsächlich lokale Auswirkungen. Lediglich natürliche oder durch Menschenhand ausgeführte Durchstiche (meist zur Abwendung von Hochwassergefahren durch Eisversetzung in windungsreichen Strecken) veränderten den Elbelauf deutlich und großräumige Eingriffe, wie z.B. die entlang der Elbe zwischenzeitlich existierenden Leinpfade, dürften die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei davon betroffenen Durchflüssen verändert haben.

## Schifffahrt

Mit der Neuordnung Europas durch den Wiener Kongress 1815 begann auch eine neue Ära für die internationale Flussschifffahrt. In der „Elbschifffahrts-Additional-Akte“ von 1844 wurden Ziele für die Fahrwassertiefe festgelegt. Danach begann der Ausbau zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse, der aber erst mit Schaffung einer staatlichen Zentralbehörde, der Elbstrombauverwaltung in Preußen, ab 1866 mit großer Intensität betrieben wurde.

Beim Mittelwasserausbau wurden hauptsächlich folgende Maßnahmen durchgeführt:

- Befestigung abbruchiger Ufer, Ufererhaltung,
- Einschränkung zu breiter Strecken (Bau von Bühnen und Parallelwerken mit Kronenhöhen bei Mittelwasser, in Sachsen über Mittelwasser),
- Beräumung seichter Stellen,
- Beseitigung (Uferanschluss) von das Fahrwasser störenden Inseln,
- Bepflanzung/Erhalt von Buschwerk auf Sandfeldern, die ohne Nachteil für das Fahrwasser sind,
- Abflachung enger Krümmungen.

Begleitend wurden Schifffahrtshindernisse wie z.B. Schiffsmühlen beseitigt sowie die Hochwasser- und Eisabfuhr (z.B. durch gezielte Rodung von Vorlandflächen) verbessert.

Im Anschluss an den Ausbau des Mittelwasserbettes (im Wesentlichen 1892/93 abgeschlossen) wurden Niedrigwasserregelungen ausgeführt, wobei die großen Ausbaumaßnahmen im 2. Weltkrieg unterbrochen wurden, und einige Teilstrecken auch später nicht vollendet wurden. Bei den Niedrigwasserregelungen wurde (bei der Regelung von 1931 im Flachland als „Grob-ausbau“ bezeichnet) in einigen Abschnitten (hauptsächlich in Sachsen und unterhalb der Havelmündung) das Mittelwasserbett durch Bauwerke mit Kronenhöhen bei Mittelwasser weiter eingeschränkt (in der Gebirgsstrecke mit hinterfüllten Parallelwerken, im Flachland auch Bau von Zwischenbühnen, Hakenbühnen, Kolkverbau, Maßnahmen im Vorland). Zusätzlich wurde im Rahmen des eigentlichen Niedrigwasserausbaus (1931 als „Fein-

ausbau“ bezeichnet) das Niedrigwasserbett durch Grundswellen in der Gebirgsstrecke und Kopfschwellen im Flachland gestaltet.

Aktuell gilt ein moderates Unterhaltungs- und Ausbauziel, das den Kompromiss zwischen Anforderungen der Schifffahrt, Ökonomie und Ökologie anstrebt. Nur in drei Strecken („Erosionsstrecke“ km 120 bis 230, etwa zwischen Mühlberg und Wittenberg; Magdeburger Stadtstrecke; „Reststrecke“ km 508 bis 521) sind zur Eindämmung der fortschreitenden Sohleintiefung bzw. zur durchgängigen Gewährleistung der Schifffahrtsbedingungen größere Baumaßnahmen erforderlich. In den anderen Abschnitten sollen die erforderlichen Bedingungen mit Hilfe von Stromregelungsmaßnahmen (Wiederherstellung und Ergänzung von Regelungsbauwerken) erreicht werden [Faist/Trabandt, 1996]. Die aktuellen Zielvorgaben sehen eine Mindestfahrinnentiefe von 1,6 m unter GIW 1989\*(20d)<sup>2</sup> in 50 m Fahrinnenbreite vor. Damit sind in Abhängigkeit von der Strecke bei Mittelwasser Mindestfahrinnentiefen von 2,6 bis 3,2 m [WSD Ost, 1995] realisierbar.

*Anmerkung: <sup>2</sup>Gleichwertiger Wasserstand: einander entsprechende Wasserstände in verschiedenen Durchflussquerschnitten eines Fließgewässers bei gleicher Unterschreitungsdauer. Der GIW 1989\*(20d), der gültige Bezugswasserstand der Elbe, ist der Wasserstand, der im Mittel an durchschnittlich 345 eisfreien Tagen überschritten wird. Er liegt in der Größe des langjährigen mittleren Niedrigwassers (MNW).*

Zur Bewertung der Veränderungen hydraulisch-morphologischer Parameter in den letzten ca. 100 Jahren ist ein kurzer Abriss der bisher erfolgten und ggf. zu erwartenden Entwicklung der hydraulisch relevanten Randbedingungen erforderlich. Wesentlich für die Bewertung der Veränderung der hydraulisch-morphologischen Parameter sind die

- Veränderung der natürlichen Flusslaufentwicklung und die
- Veränderung der hydrologischen Randbedingungen.

## 2.2 Veränderung der Flusslaufentwicklung

Die Veränderung der natürlichen Flusslaufentwicklung kann anhand verschiedener zeitlicher und räumlicher Skalen betrachtet werden. Auf Angaben zur Veränderung des Elbelaufs in geologischen und solchen Zeiträumen, die das Fenster von ca. 100 Jahren wesentlich überschreiten, soll nicht eingegangen werden. Es sei dazu hauptsächlich auf die Arbeit von [Rommel, 2000] und die dort aufgeführte Literatur verwiesen. Beispielfähig seien hier nur die regional orientierten Arbeiten [Häusler, 1907], [Käubler, 1962], [Kersten, 1930], [Gölz, 1991], [Rommel, 1998] erwähnt.

Zur Darstellung der Elbe im Kartenbild, die zur Dokumentation der Flusslaufentwicklung auf verschiedene Art geeignet ist, finden sich in [Rommel, 2000] ebenfalls Ausführungen, weshalb an dieser Stelle lediglich auf die umfangreiche Literatur- und Karten-Zusammenstellung von Marianne und Werner Stams in der Beilage zu [TU Dresden, 1994] und den Ausstellungskatalog der Kartenstelle der Staatsbibliothek Berlin [Staatsbib, 1993] verwiesen sei.

Veränderungen des Flusslaufes innerhalb eines weiten Abschnittes der Talbreite wurden frühzeitig durch Eindeichungen verhindert. Innerhalb der Deiche veränderte die Elbe aber weiterhin ihren Lauf, wobei die nutzbare Breite für Laufveränderungen statt im Mittel 10 km nur noch etwa 1 km betrug. Die Sedimentumlagerungen wurden durch die Bündelung des Abflusses im durch den Deichbau zunehmend eingegengten Querschnitt vergrößert, was nach [Rommel, 2000] auch zur Verstärkung der Laufverlagerungen führte.

So lange die Ufer des Gewässerbettes der Elbe nur punktuell befestigt waren, konnte der Strom durch Laufmigration und –expansion auf Eingriffe innerhalb der Deichlinien reagieren. So wies Rommel nach, dass die Durchstiche, die bis zum Anfang des 19. Jahrhunderts natürlich oder mit Hilfe der Menschen realisiert wurden, nicht zu einer bleibenden Laufverkürzung führten, da der Strom mit laufverlängernder Uferverformung diese kompensierte. Dadurch ist der Umstand zu verzeichnen, dass eine realisierte Laufverkürzung von 60 km seit Mitte des 18. Jahrhunderts [Elbestrom, 1898], [Simon, 1996] letztendlich nur zu einer Verkürzung des Flusslaufes um 20 km zwischen Staatsgrenze und Geesthacht führte [Rommel, 2000].

Aktuell ist die **grundrissverändernde** Seitenerosion jedoch durch die weitgehende Uferfixierung des Hoch- und Mittelwasserbetts praktisch unterbunden. Somit beendete Rommel seine Untersuchungen zur Laufentwicklung mit dem Gewässerzustand Ende des 19. Jahrhunderts (nach dem Mittelwasserausbau), da es seitdem im Grundriss im Wesentlichen<sup>3</sup> nur noch zu einer – gegenüber den bis 1900 erfolgten Veränderungen – geringfügigen Verschmälerung des Mittelwasserbettes kam. Diese ist zum Einen auf die direkten menschlichen Eingriffe (Buhnen- und Parallelwerksbau mit wiederholt verkleinerten Normalbreiten, siehe Kapitel 3.3), Veränderung der Bettgeometrie durch z.B. Schwellen und Kolkverbau und zum Anderen auf Folgen der Eingriffe (z.B. Verlandung der Bühnenfelder, Tiefenerosion statt Seitenerosion) zurückzuführen.

*Anmerkung: <sup>3</sup>Grundrissrelevante Veränderungen nach 1900 waren z.B. der Durchstich „Kurzer Wurf“ bei Roßlau (El-km 252), die Krümmungsabflachungen bei Belgern (El-km 142) und Klöden (El-km 190), der Bau der Staustufe Geesthacht (El-km 586) und Modifizierungen der Nebenflussmündungen.*

Betrachtungen zu Gewässerstrukturen schließen oft zumindest kleinräumige Analysen der Laufentwicklung ein. Diskussionen zur Veränderung von Gewässerstrukturen (z.B. [Gierloff-Emden, 1953], [StAWA, 1992], [STAU MD, 1993], [Leßmann, 1994]) wurden für längere Elbeabschnitte (> 20 km) verstärkt geführt mit den Überlegungen zur Gewässerstrukturgütebewertung in den 1990er-Jahren (hier laufen aktuelle Untersuchungen im Auftrag der Bundesanstalt für Gewässerkunde [Fleischhacker et al., 2000]). Auch im Rahmen der „Elbe-Ökologie-Forschung“ des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) [Bornhöft/Gruber, 1998] wurden einige Vergleiche des aktuellen mit historischen Gewässerzuständen vorgenommen (z.B. [Harms/Kiene/Nestmann, 1998]).

Verschiedene Autoren (u.a. [STAU MD, 1993]) kamen zu der Schlussfolgerung, dass zwischen dem 18. und 19. Jahrhundert die Einflüsse des Menschen auf den Flusslauf derart zunahm, dass sich das Erscheinungsbild der Elbe entschieden veränderte. Schon im Vergleich von aktuellen Karten mit solchen aus dem 18. Jahrhundert fällt bei ähnlicher Deichführung neben der erhöhten Anzahl von Regelungsbauwerken das völlige Fehlen von veränderlichen Inseln in Flussmitte ins Auge. Bänke, die bei langjährigem MNW bis MW trocken fallen, finden sich im aktuellen Zustand nur noch in den Gewässerrandbereichen. Grundsätzlich ist trotz der in diesen Randbereichen vorhandenen Veränderlichkeit der Strukturen in vielen Abschnitten der Elbe eine zunehmende Verlandung der Bühnenfelder seit dem Mittelwasserausbau zu verzeichnen. Uferabbrüche treten abschnittsweise noch auf, führen aber nur zu einem geringen Feststoffeintrag gegenüber der Seitenerosion vor dem 19. Jahrhundert und können wegen der zwar punktuellen aber großräumigen Uferfixierung keine deutlichen Grundrissveränderungen mehr bewirken. Auf Grund der mangelhaften Erneuerung von Vorlandstrukturen gibt es zunehmend nur noch Altgewässer in fortgeschrittenem Verlandungsstadium.

In [Glazik, 1963] wird auf die große Bedeutung der verstärkten Auflandung der Vorländer in Folge der durch den Deichbau verminderten Vorlandflächen hingewiesen. Die Vorlandaufhöhungen wirken genau so wie zu hoch liegende Regelungsbauwerke. Es werden immer größere Durchflüsse, welche sonst ausufernden, im Flussbett zusammengehalten, was die Erosion verstärkt. Die Größe dieser Auflandungen und ihre exakte Wirkung ist aber für die Elbe noch nicht quantifiziert worden. Seit der Uferfestlegung durch den Mittelwasserausbau äußern sich die Wirkungen hauptsächlich in Tiefen-, nicht in Lageänderungen des Flussbettes.

Die Betrachtungen der Entwicklung von hydraulisch-morphologischen Parametern in den letzten 100 Jahren wurden somit stationsorientiert bezogen auf die aktuelle Fluss-Kilometrierung vorgenommen, da keine wesentlichen Stationierungsänderungen im Untersuchungszeitraum zu verzeichnen sind. Ausnahmen sind

die Fehlstrecken von 315 m bei Belgern (zwischen km 140 und 140,5) und von 1,5 km bei Roßlau (Durchstich Kurzer Wurf: km 250,5 entspricht km 252,0). Darüber hinaus ist bei der Berechnung von Streckenlängen der sogenannte „lange Kilometer“ an der ehemaligen sächsisch-preußischen Landesgrenze (km 121,54 der „sächsischen“ entspricht km 120,50 der „preußischen“ Stationierung) zu beachten. Die aktuelle Kilometrierung der Elbe basiert letztendlich auf den umfassenden Vermessungsarbeiten in Vorbereitung des Kartenwerkes zum [Elbestrom, 1898]. Praktisch wirksam wurde die damals neu festgelegte Stationierung mit dem „Elbe-Schiffahrtskalender 1890“, wodurch die neue Regelung den Schiffahrtstreibenden mitgeteilt wurde [Jünger, 1993]. Die Stationierung z.B. der Nebenflussmündungen weist allerdings aktuell andere Angaben als im [Elbestrom, 1898] auf, da diese verschiedentlich nach Unterstrom verlegt wurden. Gerade in den 1990er-Jahren wurden mehrere Pegel erneuert, so dass auch hier Stationierungsabweichungen gegenüber dem [Elbestrom, 1898] auftreten.

### 2.3 Veränderung der hydrologischen Randbedingungen

Hinsichtlich der hydrologischen Veränderungen im Einzugsgebiet der Elbe existieren bereits viele Arbeiten, die hauptsächlich mit Blick auf die Notwendigkeit des Hochwasserschutzes die historische Entwicklung beschreiben (z.B. [Fügner, 1984 und 1995], [Kranawetter, 1983], [IKSE, 1996]), aber auch die Veränderung von z.B. langjährigen Hauptwerten oder Dauerzahlen betrachten [Engel, 1991], [BAW, 1991 und 1998], [Helms/Belz/Ihringer, 1999]. Regelmäßige Aufzeichnungen eines hydrologischen Pegelnetzes der Elbe liegen seit Beginn des 19. Jahrhunderts vor [Fügner, 1990] [Faist, 1969]. Eine umfangreiche Zusammenfassung zu anthropogenen Einflüssen auf das Abflussverhalten, Veränderung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen an den Pegeln, zur Wasserbewirtschaftung, zur Niedrigwasseranalyse, zum langjährigen Abflussverhalten im Mittelwasserbereich und zur Hochwasseranalyse findet sich in [BfG, 1999] mit Verweis auf weitere Einzelgutachten der BfG zu diesen Themen. Hinsichtlich der Veränderung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen sei außerdem auf die Ausführungen in [Glazik, 1963] und [BAW, 1996] verwiesen.

In der Vergangenheit änderten sich immer wieder die Abflüsse durch z.B.:

- Veränderung des Abflussverhaltens in der Fläche im Einzugsgebiet (Versickerung, Verdunstung, Oberflächenabfluss) durch Veränderungen der Nutzungen im Einzugsgebiet (z.B. Melioration, Bodenverdichtung, Entwaldung/Aufforstung, Flächenversiegelung)
- Schaffung/Reduzierung von Speicherraum im Einzugsgebiet und Veränderung der Bewirtschaftung.

Entlang der Elbe wurde die zeitliche Verteilung der Abflussmenge beeinflusst durch:

- Veränderung des Wellenablaufs durch Veränderung der Durchfluss- und Retentionsflächen und Veränderung der Fließzeiten.

Durch den Strukturwandel der ostdeutschen Bundesländer ist auch künftig mit Änderungen in der Abflussbildung der Elbe zu rechnen. Hier seien nur wichtige Teilprozesse benannt, die allerdings regional unterschiedliche Bedeutung haben:

- Verringerung der Sumpfungswassereinleitung der Braunkohlenförderung, Wasserbedarf zur Flutung der Tagebaurestlöcher,
- Erhöhung der Verdunstung in den gefluteten Tagebaurestlöchern,
- Veränderung des Wasserbedarfes von Kommunen, Landwirtschaft, Industrie, Schifffahrt.

### **Mittel- und Niedrigwasser**

Für die vergleichende Analyse klimatischer Reihen und zum Wasserhaushalt sei auf [BfG, 1999] verwiesen. Wichtig bei der Betrachtung von Veränderungen der hydraulischen Parameter ist die Tatsache, dass seit Ende der 1960er-Jahre eine Tendenz zur Aufhöhung der Niedrigwasserabflüsse zu verzeichnen ist. Dies ist hauptsächlich auf die Bewirtschaftung des Wasserdargebotes mit Hilfe der tschechischen Talsperren zurückzuführen, wodurch die extremen Niedrigwasserstände der Elbe seit 1954 angehoben werden [Glazik, 1964], [BAW, 1991]. Die Untersuchungen der BfG [BfG, 1999] zeigten außer 30jährigen Schwingungen keine signifikanten Trends im langjährigen Abflussverhalten im MQ-Bereich. Von [Helms/Belz/Ihringer, 1999] wurde aus der Reihe der MQ 1900-1995 eine Periode von etwa 14 Jahren (7 Nass- und 7 Trockenjahre) ermittelt, die sich ähnlich für eine Zeitreihe (1962-1995) der Gebietsniederschläge ergab.

### **Hochwasser**

Entgegen der für andere Flüsse postulierten Erhöhung sowohl der Häufigkeit als auch der Scheitelabflüsse von Hochwassern kann dies für die Elbe nicht festgestellt werden [Kleeberg, 1996]. Untersuchungen am Pegel Dresden [Fügner, 1995] zeigen eine Häufung von Hochwasserereignissen im 19. Jahrhundert.

Trotzdem hat sich neben der oben erwähnten Abflussgröße auch die Art der Hochwasserabführung durch verschiedene Eingriffe deutlich geändert:

- Die Verringerung der Retentionsflächen durch Eindeichungen [IKSE, 1996] führte zur Erhöhung und Beschleunigung der Hochwasserscheitel. Die Aufhöhung der Vorländer durch die verstärkte Sedimentation nach dem Deichbau hatte nicht zu quantifizierende Auswirkungen auf die Hochwasserabfuhr (ge-

ringer Durchflussanteil der Vorländer, seltenere Überflutung, tiefere Grundwasserstände).

- Die Verringerung des Durchflusswiderstandes des Gewässerbettes durch die Realisierung kompakterer Querprofile und des Hochwasserbettes durch die stetigere Linienführung der Deiche und Beseitigung von Durchflusshindernissen (z.B.: Brückenpfeiler, starke Krümmungen, starker Bewuchs, Rampen) sowie die Vergleichmäßigung des Gefälles beim Mittel- und Niedrigwasserausbau bewirkte eine schnellere Abführung des Hochwassers.
- In der Vergangenheit traten häufig Hochwasser durch Eisversetzungen auf, deren Wahrscheinlichkeit durch den Ausbau verringert wurde [Elbestrom, 1898].
- Die Eintiefung der Stromsohle hauptsächlich nach dem Mittelwasserausbau von durchschnittlich 50 cm (abschnittsweise deutlich größer) führte zu einer Verringerung der Hochwasserscheitel und späterer Ausuferung [BAW, 1999].
- Die Absperrung der Nebenflusnniederungen im 20. Jahrhundert erhöhte die Hochwasserscheitel [Kranawetterreiser, 1983], eröffnete aber prinzipiell die Möglichkeit zur Nutzung der Niederungen zur gesteuerten Kappung von Hochwasserscheiteln [FAS, 1964].
- Die Bewirtschaftung der Talsperren und Rückhaltebecken im Einzugsgebiet verringerte hauptsächlich seit den 1950er-Jahren die Hochwasserscheitel bei Ereignissen mit Wahrscheinlichkeiten unter 50 Jahren [Simon, 1996].

Für den folgenden Vergleich der hydraulischen Parameter wurden konstante Durchflüsse an den Bezugspegeln für die Betrachtungszeiträume gewählt, obwohl sich ggf. die Ereignishäufigkeit dieser Durchflüsse in den 100 Jahren verändert hat. Die Bezeichnung erfolgte entsprechend langjähriger Reihen der letzten 30 Jahre.

## **3 Veränderung der hydraulischen Parameter**

### **3.1 Wasserspiegel- und Sohlenhöhen**

Analysen der hydraulischen Parameter wurden immer wieder - z.B. zur Vorbereitung von Baumaßnahmen - vorgenommen. Historisch vergleichende Analysen der gesamten deutschen Binnemelbe sind außer auf dem Gebiet der Hydrologie deutlich seltener. Eine solche historische Betrachtung wurde mit den Untersuchungen zur Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenhöhen der deutschen Binnemelbe von der deutsch-tschechischen Grenze bis Hohnstorf (El-km 0 bis 568) von der BAW vorgenommen [Faulhaber, 1998]. Sie bezog ältere Analysen (z.B. [Dohms/Fröhlich/Faist, 1990]), vor allem die umfangreiche Analyse von Glazik [Glazik, 1963 und 1964], die ihrerseits wieder auf älteren Arbeiten aufbaute [Klaus, 1949]) und spätere Zusammenschauen ([Glazik, 1994] und verschiedene Autoren in [BAW, 1996]) ein und führte diese für ausgewählte Parameter fort.

Unter „Erosion“ ist nachfolgend der zeitlich anhaltende und räumlich ausgedehnte Trend zur Eintiefung der Flusssohle zu verstehen. Lokal und kurzzeitig kommt es in dynamischen Flüssen selbstverständlich immer wieder zu Änderungen der Flussgeometrie. Da Flüsse bereits durch die Festlegung des Hochwasser- und später des Mittelwasserbettes wesentlich am Umsetzen ihrer Kräfte über die gesamte Breite der ursprünglichen Aue gehindert wurden, laufen alle Eintiefungsprozesse in der heutigen Kulturlandschaft deutlich schneller ab, als dies für geomorphologische Prozesse der Fall ist. Wegen der Unterschiedlichkeit der konkreten Randbedingungen tritt aber eine langanhaltende, großräumige Erosion nicht zwangsläufig auf. Durch die Vereinbarung tragfähiger Entwicklungsziele für die Stromlandschaft Elbe muss der Weg für erforderliche Gegenmaßnahmen dort frei gemacht werden, wo die schädlichen Auswirkungen dies erfordern. Zur Eingrenzung dieser Elbeabschnitte und zur Quantifizierung der Erosionsgröße trägt die vorgestellte Untersuchung der Bundesanstalt für Wasserbau bei.

Der nachfolgende Längsschnitt (Bild 1) gibt eine Übersicht des Untersuchungsabschnittes der Elbe. Zur Orientierung wurde die flussmorphologisch geprägte Einteilung der Elbe von Glazik [Glazik, 1993] aufgetragen. Die deutschen Elbeabschnitte des Übergangsbereiches und der Mittelelbe werden auch als Flachlandstrecke, der Oberlauf als Gebirgsstrecke bezeichnet.

Die Veränderung des Niveaus der Flusssohle kann durch Auswertung von Natur-Wasserspiegelmessungen im Durchflussbereich des mittleren Niedrigwassers zwischen 1883 und 1998, von Wasserstandshauptwerten langjähriger Reihen im Durchflussbereich bis Mittelwasser, von Durchflussmessungen an den Pegeln und abschnittsweise aus dem Vergleich der mittleren Sohlenhöhen aus Querprofilmessungen sowie der Bilanzierung von Feststoffmessungen analysiert werden. Die Analyseverfahren wurden u.a. in [BAW, 1996] erläutert und abschnittsweise eingesetzt.

Soll die gesamte deutsche Elbe mit einem einheitlichen Verfahren (auch in den Strecken zwischen den Pegeln) analysiert werden, kann durchgängig nur auf den hier vorgestellten Vergleich von auf einen Bezugsdurchfluss normierten Wasserspiegelfixierungen zurückgegriffen werden. Als Bezugsdurchfluss wurde der Durchfluss  $Q_{GIW}$ , der Durchfluss beim gültigen Bezugswasserstand GIW 1989\*(20d), gewählt. Bei der Bewertung ist zu berücksichtigen, dass die Wasserspiegeländerung zwischen 1888 und 1959 hier nicht näher beleuchtet wird. Sohleneintiefungen ergaben sich besonders während des Niedrigwasserausbaus zu großem Anteil auch aus umfangreichen Baggerungen zwischen 1929 und 1935 (nach [Glazik, 1963] bis km 120 zu vernachlässigen, bis zur Havelmündung Anwachsen des Baggervolumens bis auf ca. 900 000 m<sup>3</sup>, besonders ab Havelmündung starke Baggerfähigkeit, sodass die Summe des in der

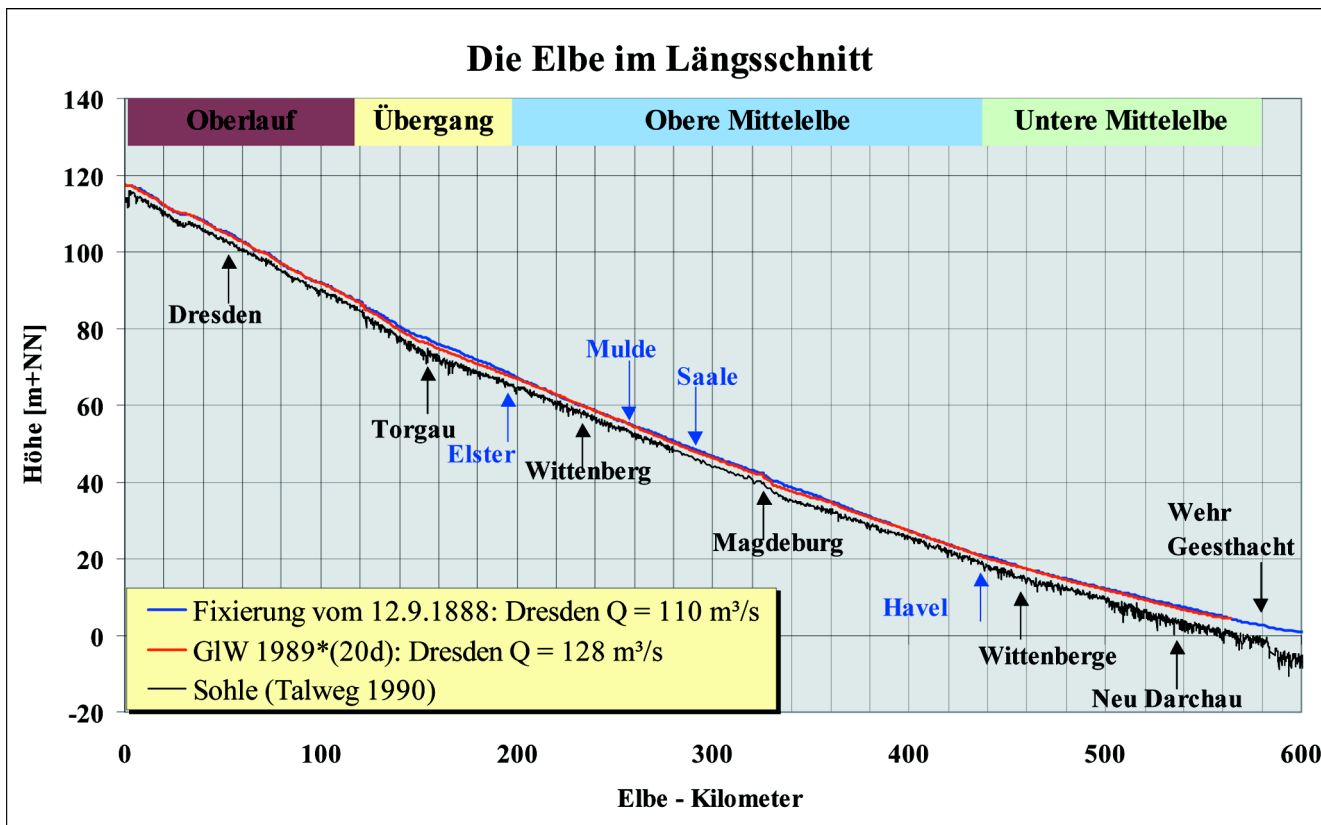


Bild 1: Vergleich der Wasserspiegel im Bereich des langjährigen mittleren Niedrigwassers für die 80er-Jahre des 19. und des 20. Jahrhunderts

Elbe gebaggerten Volumens während des Niedrigwasserausbaus bei km 600 etwa 3,5 Mill. m<sup>3</sup> betrug).

Zusammenfassend können aus den Auswertungen der Wasserspiegel bei niedrigem Durchfluss, deren langfristige Veränderung als Indiz für die Veränderung der mittleren Sohle im Flussbett dienen kann<sup>4</sup>, folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

*Anmerkung: <sup>4</sup>Lokal sind allerdings gegensätzliche Entwicklungen von Wasserspiegel und Sohle möglich.*

seitdem zum Stillstand gekommen ist. Der Eintiefungsprozess wurde schon vor 1893 beobachtet. Feststellbare Veränderungen zwischen 1959 und 1993 bewegen sich mehrheitlich im Ungenauigkeitsbereich der Erhebungen von etwa 10 cm (Bild 2).

Der Gesamtabschnitt zwischen km 120 bis 230 wird vereinbarungsgemäß als Erosionsstrecke bezeichnet, obwohl sich aktuell lediglich im Teilabschnitt km 160 bis 210 die Sohle stark eintieft. In den letzten nahezu 100 Jahren kam es zwischen km 150 und 180 zu einem

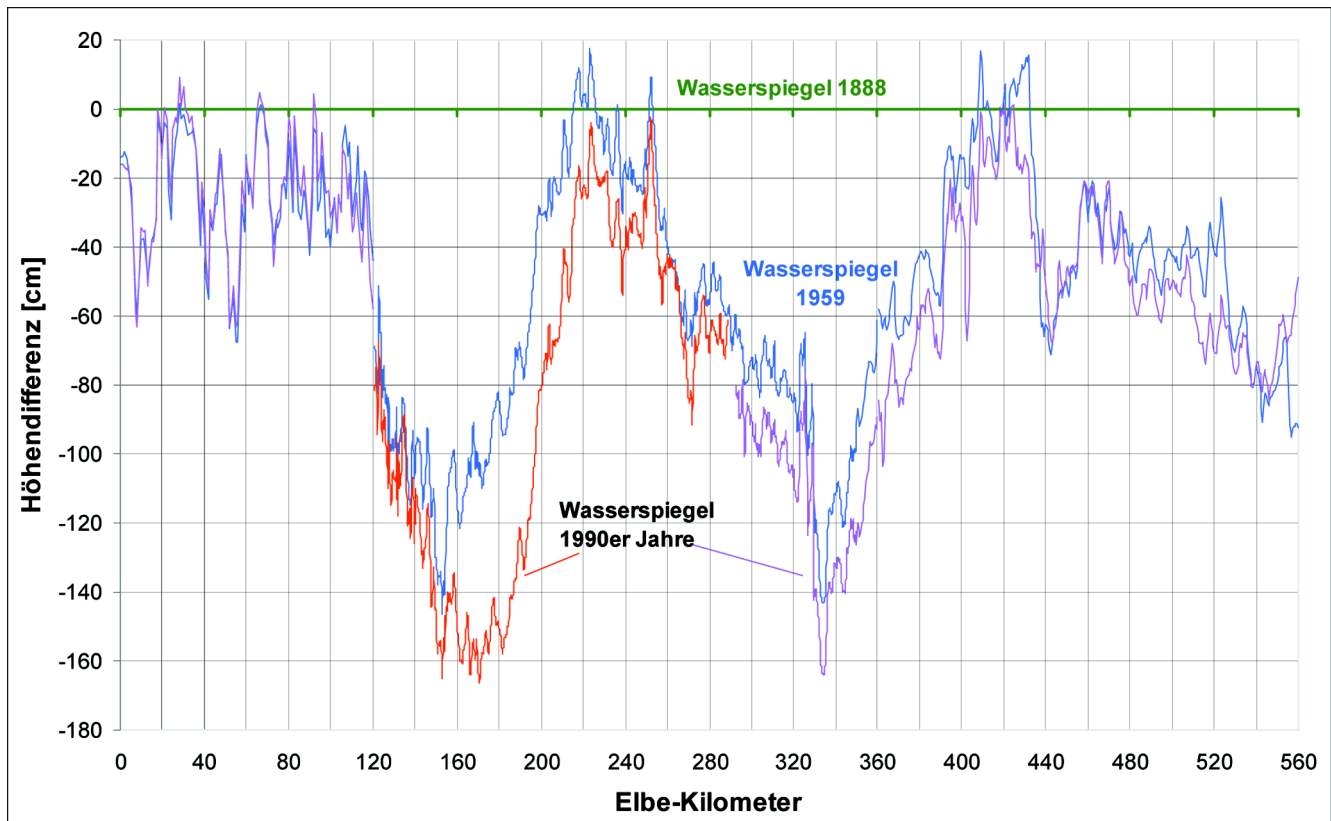


Bild 2: Differenz normierter Wasserspiegel im Bereich des MNW aus der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts bezogen auf einen Wasserspiegel von 1888

Wie schon die Auftragung der nicht normierten Wasserspiegelfixierungen in Bild 1 erkennen lässt, trat seit dem Mittelwasserausbau in drei Elbeabschnitten bedeutende Tiefenerosion auf. Das betrifft

- den Bereich zwischen km 120 und 220, der wegen der auch aktuell anhaltenden Sohleneintiefung „Erosionsstrecke“ genannt wird,
- den Bereich km 260 bis 390, einschließlich der „verschärft regulierten Strecke“ unterhalb Magdeburg (km 333) bis zum Elbe-Havel-Kanal (km 344),
- den vor dem Bau des Wehres Geesthacht tidebeeinflussten Abschnitt, in dem es durch die Vertiefung der Tideelbe zu rückschreitender Erosion kam (größtenteils außerhalb von Bild 2).

Im sächsischen Elbeabschnitt bis km 121 war seit Ende des 19. bis zur Mitte des 20. Jahrhunderts ein Wasserspiegelverfall von im Mittel 25 cm zu verzeichnen, der

Wasserspiegelverfall bei vergleichbaren Durchflüssen von bis etwa 1,6 m. Innerhalb der letzten 40 Jahren trat etwa im Abschnitt El-km 150 bis 220 eine jährliche Erosion von 1 bis 2 cm auf (Bild 3), deren Haupterosionsbereiche sich stromab verlagern.

Bei Betrachtung von Bild 2 ist man geneigt, die Grenzen für die Erosionsstrecke um Magdeburg von 1888 bis 1959 zwischen km 260 und 390 zu ziehen. Die starke Erosion bis 1959 ist allerdings abgeklungen. Obwohl die Eintiefung zwischen Wittenberg (km 214) und Tangermünde (km 388) in den 35 Jahren zwischen Ende der 50er- und Mitte der 90er-Jahre des 20. Jahrhunderts im Mittel kleiner als 0,5 cm/a war, sollte der Abschnitt der sogenannten „verschärft regulierten Strecke“ weiterhin sorgfältig beobachtet werden. „Als natürlich werden weniger als 5 mm Sohleneintiefung pro Jahr angesehen.“ [Fleischhacker et al., 2000].

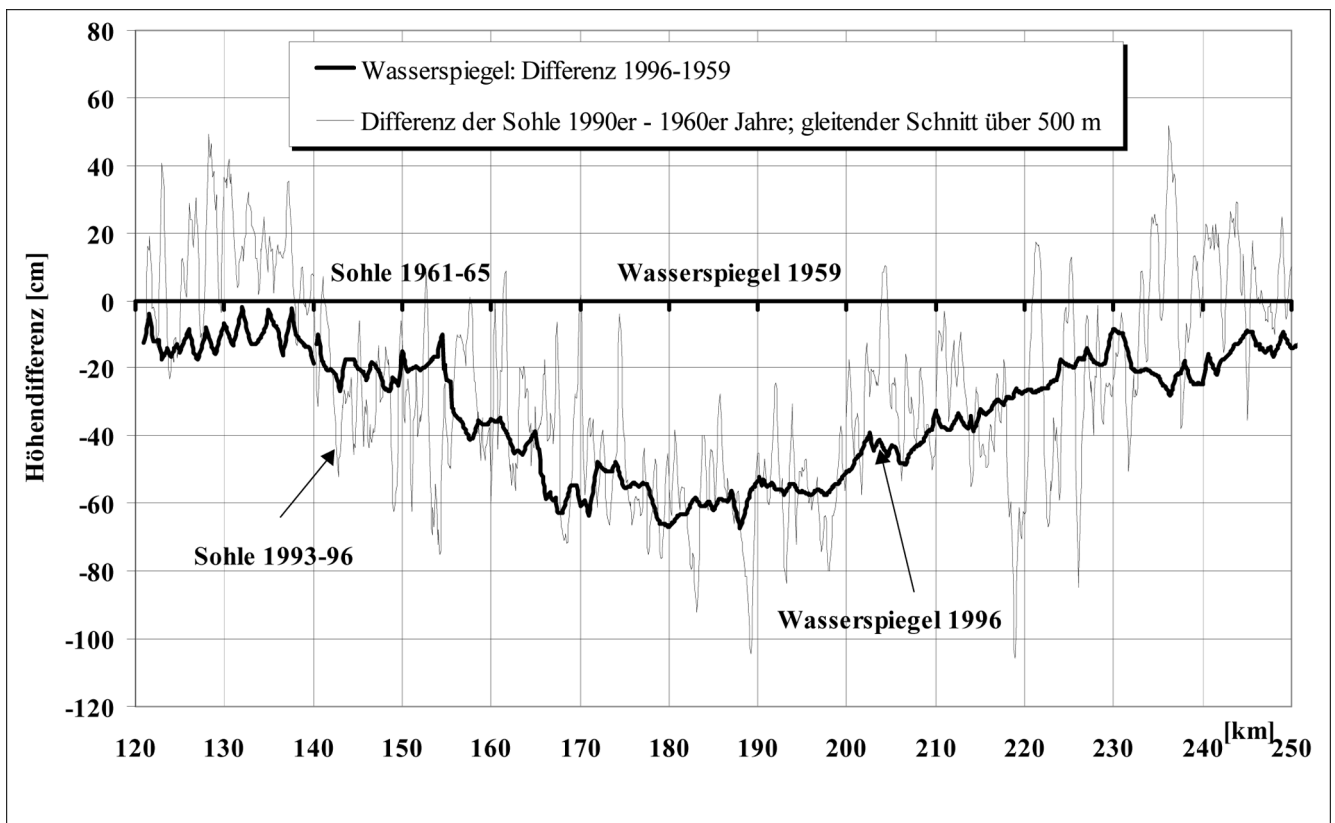


Bild 3: Differenz der auf  $Q_{GIW}$  normierten Wasserspiegel und der mittleren Sohlenhöhen

Zwischen Tangermünde und Schnackenburg (km 474) ist in den betrachteten 35 Jahren kaum Erosion zu verzeichnen sondern teilweise eine leichte Wasserstands-anhebung. Zwischen Schnackenburg und Neu Darchau (km 536) ist abschnittsweise (Fortführung des unterbrochenen Niedrigwasserausbaus in 1950er-/60er-Jahren) leichte Erosion festzustellen. Unterhalb von Neu Darchau kam es seit der Fixierung von 1959 zur Wasserspiegelstützung durch das Wehr Geesthacht (EI-km 586).

### 3.2 Wasserspiegelgefälle

Für den Vergleich der Gefälle der letzten 100 Jahre wurden Wasserspiegelfixierungen genutzt. Es lagen historische Daten von 1886 bis 1896 vor (hauptsächlich aus [Elbstrom, 1898]). Die aktuellen Daten stammen aus Messungen der Wasser- und Schifffahrtsämter in den Jahren 1959 bis 1999. Die Gefälle wurden für den Durchflussbereich zwischen langjährigem mittlerem Niedrigwasser und etwa 20jährlichem Hochwasser ermittelt. Zur Berechnung des Gefälles wurden unter verschiedenen Aspekten Abschnitte definiert. Beispielhaft sind hier die Analysen für zwei unterschiedliche Abschnittsaufteilungen angegeben.

In Bild 4 wurden die im Tabellenband des [Elbstrom, 1898] vorgegebenen großräumigen Abschnitte entsprechend der damaligen administrativen (z.B. ehemalige sächsisch-preußische Landesgrenze bei km 120,5 bzw. 121,54) oder hydrologischen Grenzen (z.B. Neben-

flussmündungen) genutzt. Diese Abschnittseinteilung ist zum Vergleich hilfreich, auch wenn sie den heutigen Gegebenheiten nicht mehr entspricht. So treten Gefälleknickpunkte kaum an administrativen Grenzen auf, (allerdings bleibt die Abschnittsteilung an der ehemaligen sächsisch-preußischen Landesgrenze wegen des Bruches in der Kilometrierung weiterhin sinnvoll,) und die Lage der Nebenflussmündungen hat sich im Laufe der Zeit oftmals geändert.

Bild 5 bietet eine kleinräumigere Darstellungsform. Hier sind äquidistante (10 km) Berechnungsabschnitte aufgetragen, indem der Gefällewert aus den Fixierungswerten der Wasserspiegel an den Abschnittsgrenzen der Abschnittsmitte zugeordnet wurde. In allen Vergleichen zeigte sich, dass man nicht generell von einer Vergrößerung des Gefälles innerhalb der letzten 100 Jahre sprechen kann. In einigen Bereichen ist eine Vergleichmäßigung des Gefälles zu verzeichnen, was Ziel der wasserbaulichen Maßnahmen im 19. und 20. Jahrhundert war. Am Beispiel der Strecke km 0 bis 100 ist dem Vergleich von Bild 4 und Bild 5 zu entnehmen, dass bei gleichem Gefälle für längere Abschnitte kleinräumig aktuell Gefälleunstetigkeiten ausgeglichen wurden.

In der Erosionsstrecke ist oberhalb des Torgauer Felsens eine Gefälleverstärkung, unterhalb eine Gefälleverminderung festzustellen (die Höhe des Felsens verminderte sich durch wiederholtes Abmeißeln ebenfalls [Alexy/Fuehrer/Kühne, 1995]). Im Nahbereich des Torgauer Felsens wird die Situation vor dem Schwellen-einbau der 1990er-Jahre wiedergegeben. Im Bereich

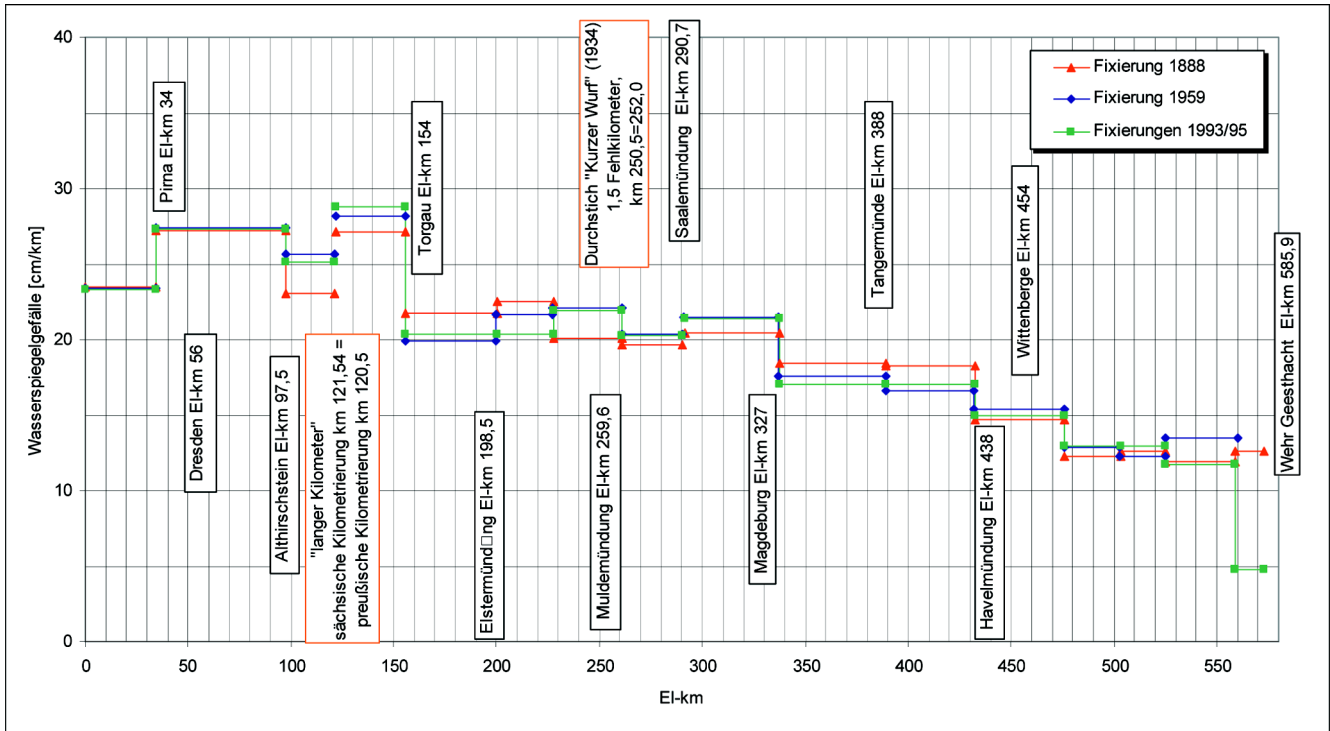


Bild 4: Wasserspiegelgefälle im MNW-Bereich innerhalb der historisch [Elbestrom, 1898] vorgegebenen großräumigen Abschnitte

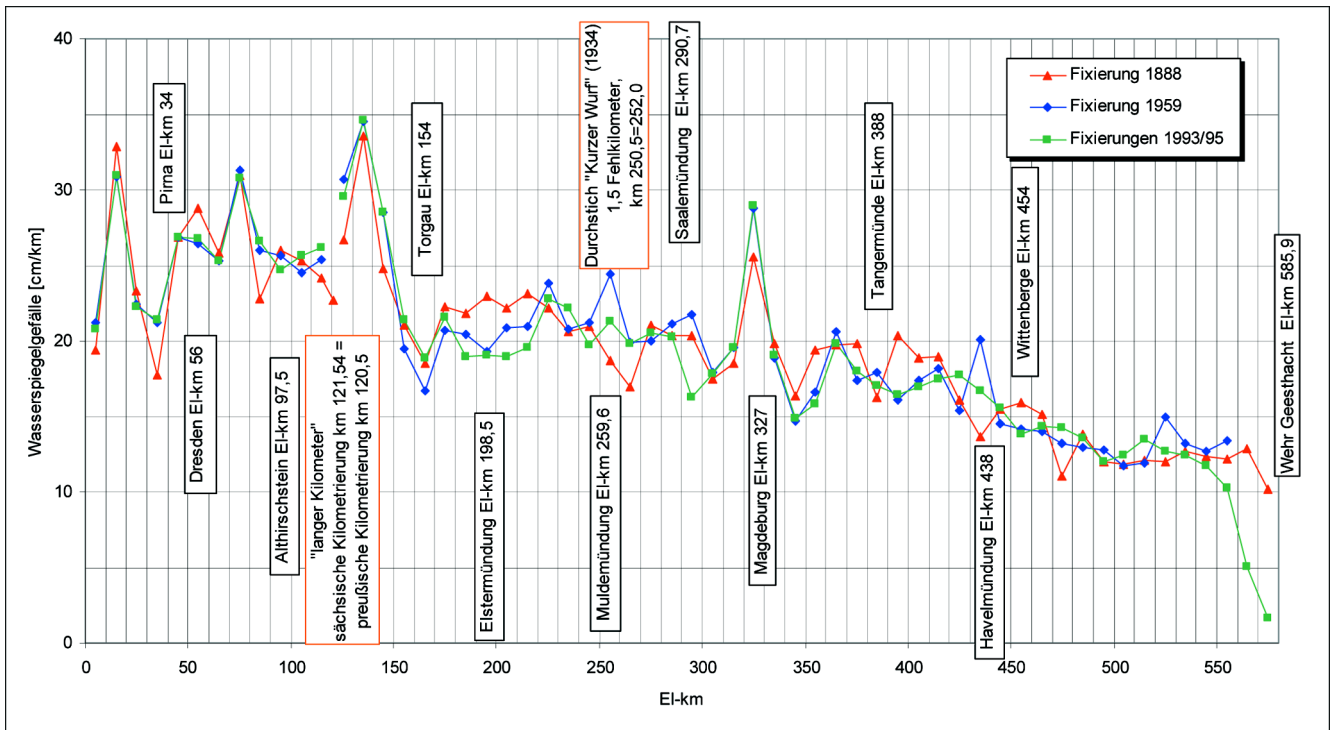


Bild 5: Für 10 km - Abschnitte berechnetes Gefälle im MNW-Bereich

Magdeburg befindet sich durch die ähnliche Situation (Felsenriegel im Flussbett) ebenfalls eine sich verstärkende Gefälleunstetigkeit.

Das geringe aktuelle Gefälle ab El-km 550 ist auf die Staustufe Geesthacht zurückzuführen.

In Bild 6 wird für die Erosionsstrecke eine Darstellung des Wasserspiegelgefälles für 10 km lange Abschnitte aus den Mittelwerten der Einzelfixierungspunkte einschließlich Variationskoeffizient (= Standardabweichung/Mittelwert) aufgezeigt. Die so ermittelten mittleren Wasserspiegelgefälle je 10 km unterscheiden sich nur unwesentlich von den in Bild 5 gezeigten Darstellungen aus den Wasserspiegeln an den Grenzen der 10 km – Abschnitte. Besonders im oberen Teil der Erosionsstrecke schwankte 1888 das Gefälle lokal stärker als es aktuell der Fall ist. Es ist nicht auszuschließen, dass diese Abweichungen auf die unterschiedliche Qualität der Messungen und deren Auswertung und nicht auf die Änderung der Parameter zurückzuführen ist.

### 3.3 Wassertiefen, Wasserspiegelbreiten, Durchflussflächen, und Geschwindigkeiten im Bereich des mittleren Niedrigwassers

Zur Darstellung der Entwicklung hydraulischer Parameter (z.B. Durchflussfläche, Wasserspiegelbreite, mittlere Wassertiefe) wurden historische Peildaten zwischen den Buhnen und aktuelle Geometrieaufmessungen ausgewertet. Es lagen historische Daten [Bauverwaltung, 1885] vor, wobei allerdings auf die damaligen Auswertungen und nicht auf die Rohdaten zurückgegriffen werden musste. Analog zu diesen Auswertungen wurden die aktuellen Peildaten der 1990er-Jahre und die mit Hilfe eindimensionaler hydronumerischer Modelle errechneten aktuellen Wasserspiegel für die Vergleichsdurchflüsse aufbereitet.

An Hand der Darstellung der in [Bauverwaltung, 1885] ausgewiesenen Durchflussflächen zwischen den Buhnen und den analog für den Bereich des MNW ermittel-

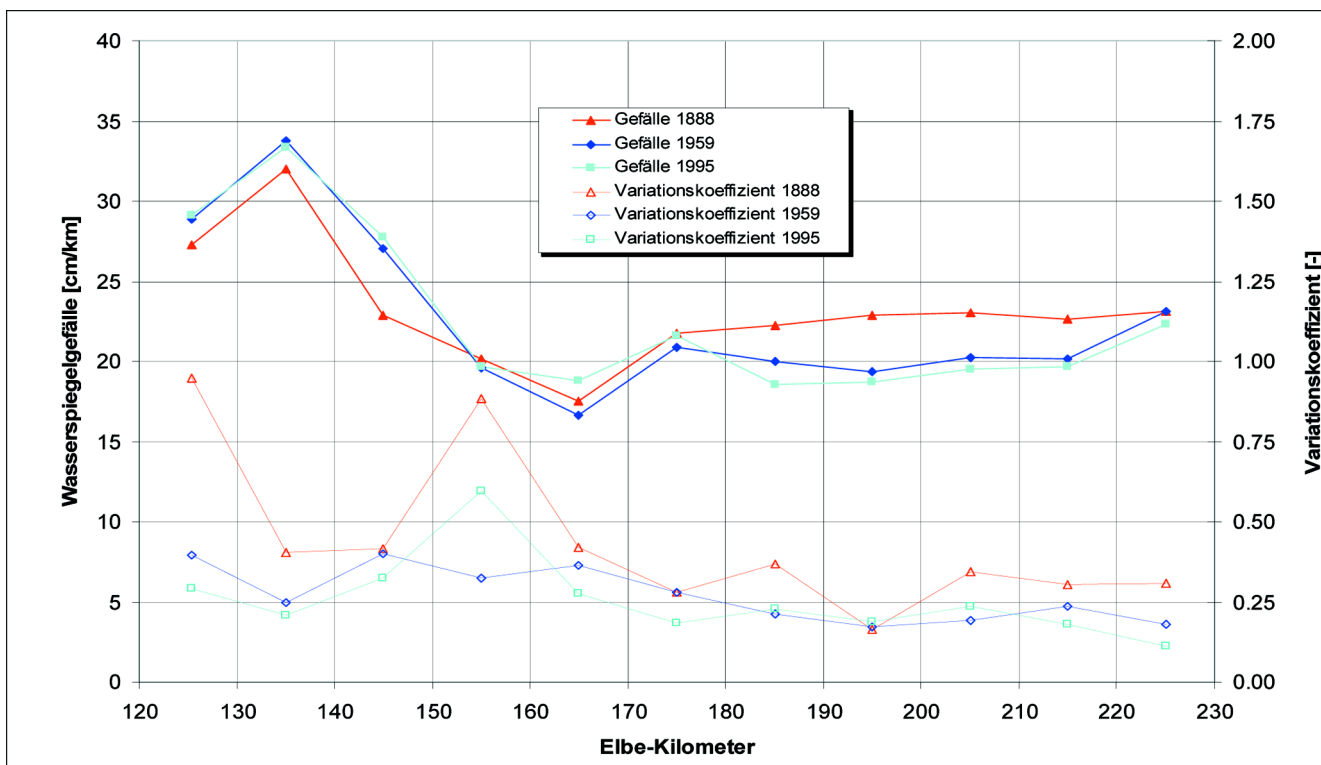


Bild 6: Gefällevergleich für 10 km - Abschnitte über Mittelwerte in der Erosionsstrecke

Die Gefälleentwicklung bei Mittelwasser entspricht in etwa der im MNW-Bereich. Hochwasserbetrachtungen sind deutlich schwieriger, da weniger Naturmessungen zur Verfügung stehen, die Durchflussereignisse häufig stark instationär sind, die Zuordnung der Wasserspiegelwerte zur Flusskilometrierung eine genaue Kenntnis der örtlichen Gegebenheiten erfordert und darüber hinaus die Lauflänge bei Hochwasser nicht immer der Flusskilometrierung entspricht (Laufabkürzungen über die Vorländer in Krümmungen).

ten aktuellen Werten (1990er-Jahre) für die Erosionsstrecke (Bild 7) wird deutlich, dass auf Grund der starken Streuung der hydraulischen Parameter an den Einzelstationen auf eine Mittelwertbildung über definierte Abschnittslängen (hier 10 km) übergegangen werden musste, um generelle Trends in der Entwicklung zu erkennen.

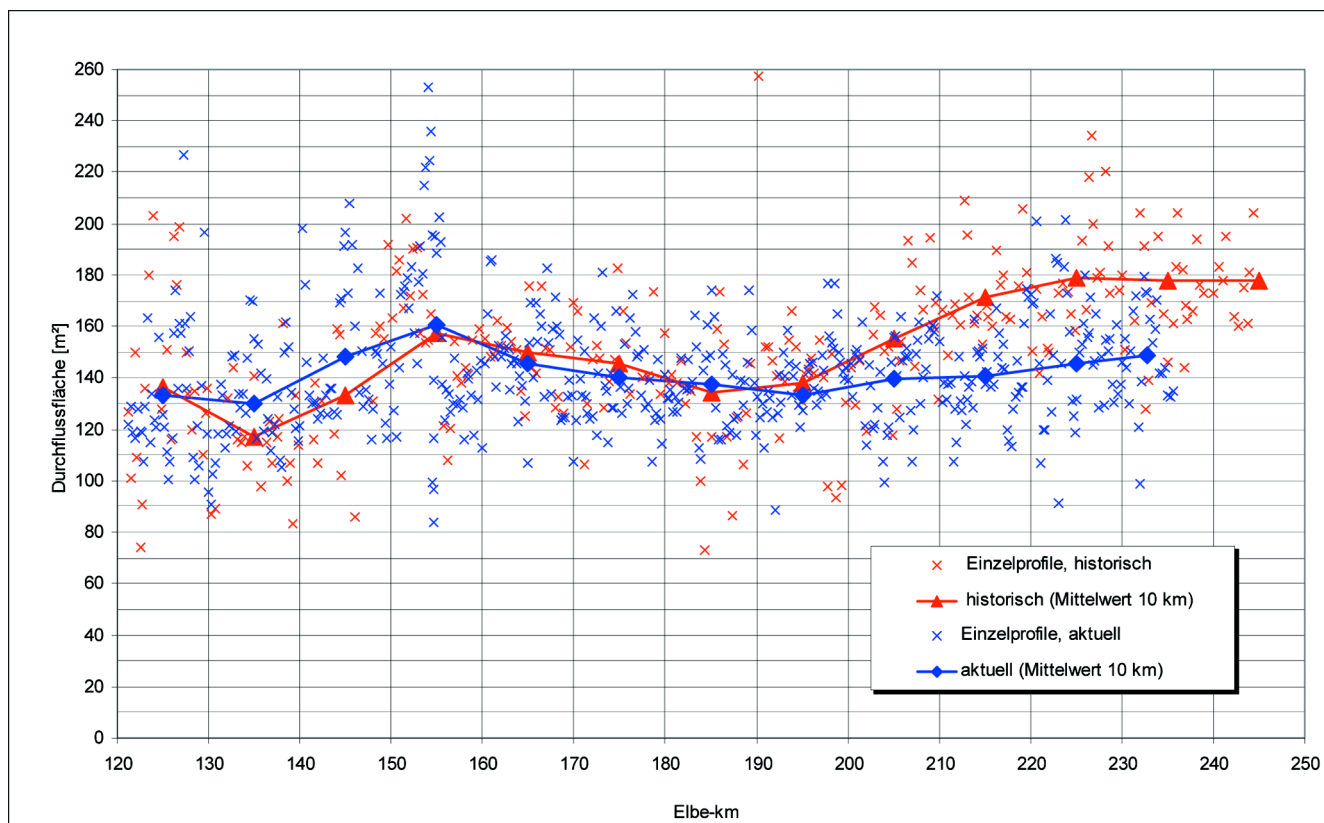


Bild 7: Durchflussflächen bei MNW für Einzelprofile und Mittelwerte für 10 km–Abschnitte in der Erosionsstrecke

In Bild 8 wird der Vergleich der mittleren Tiefe (nicht der Fahrrinntiefe sondern der aus Durchflussfläche/Wasserspiegelbreite für die Querprofile zwischen den Buhnen berechneten Tiefe) im Bereich des langjährigen mitt-

leren Niedrigwassers für verschiedene Strecken aufgezeigt. Trotz der Mittelbildung über Abschnittslängen von 10 km und Fehlereinflüssen (unterschiedliche Messmethoden, Durchflusszuordnung u. a.) sind die Auswer-

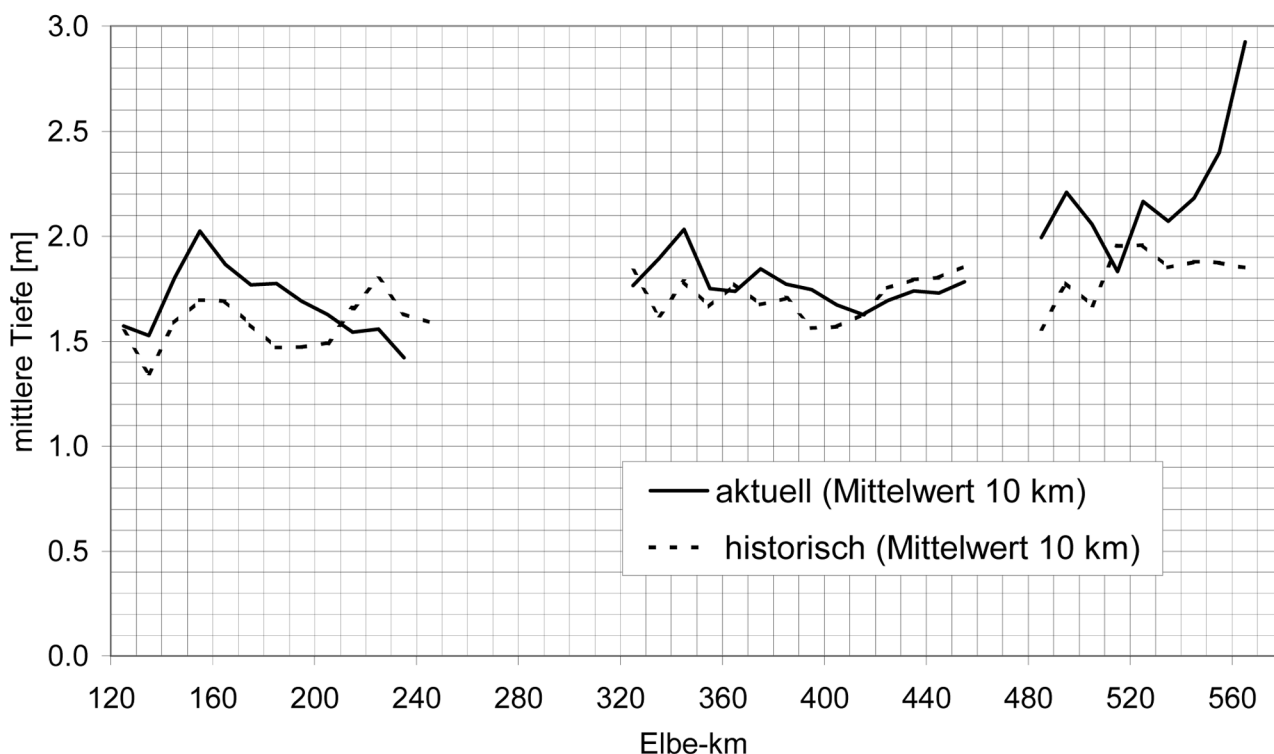


Bild 8: Vergleich der mittleren Tiefe bei langjährigem Mittelniedrigwasser

tungen gut geeignet für grundsätzliche Bewertungen. So ist z.B. in der Erosionsstrecke (hier im Abschnitt km 120 bis 210) der starke Tiefengewinn durch die Eintiefung der Stromsohle (kompaktere Profile) feststellbar. Die Strecke mit aktuellen Akkumulationsproblemen bei El-km 230, in der sich die Tiefe gegenüber dem Zustand am Ende des 19. Jahrhunderts verringert hat, lässt sich identifizieren. Es ist auch die „Reststrecke“ der Elbe (km 508 bis 521) als kurze Strecke zu erkennen, in der sich die Tiefenverhältnisse in 100 Jahren im Gegensatz zu den benachbarten Abschnitten nicht verbessert haben. Der starke Tiefengewinn im unteren Bereich ist wiederum auf die Staustufe Geesthacht zurückzuführen.

Die Extremwerte und die Variationskoeffizienten für Abschnittslängen von 10 km ermöglichen am Beispiel der Erosionsstrecke in Bild 9 weiterführende Interpretationen: Die aktuell deutlichen Extremwerte zwischen km 150 und 160 sind auf den sich verstärkenden, großräumigen Kolk oberhalb vom Torgauer Felsen und die geringen Tiefen über dem Felsen zurückzuführen. Für

Verringerungen der Sollstreichlinienbreite<sup>5</sup> (siehe Bild 12) bzw. der Sohlbreiten.

*Anmerkung:*<sup>5</sup> *Streichlinie: Planmäßige seitliche Begrenzung des Wasserspiegels im Bereich des abflusswirksamen Querschnitts beim Ausbauabfluss, z.B. Verbindungslinie entlang der Bühnenköpfe (DIN 4054). Streichlinienbreite an der Elbe - Normalbreite des Stromes zwischen den Regelungsbauwerken bei Mittelwasser.*

Da in der Vergangenheit umfangreiche Messungen an der Elbe (z.B. Geometrie und Wasserstand) nahezu ausschließlich mit Blick und im Auftrag wirtschaftlicher Nutzungen (hauptsächlich Schifffahrt) vorgenommen wurden, konzentrierte man sich auf Parameter, die für diese Nutzungen bedeutsam waren. Somit wurden und werden die Messkapazitäten auf den Bereich des Fahrwassers konzentriert, so dass ein Vergleich der gesamten Wasserspiegelbreite (einschließlich z.B. Bühnenfelder) für die gesamte Binnelbe kaum möglich ist. In

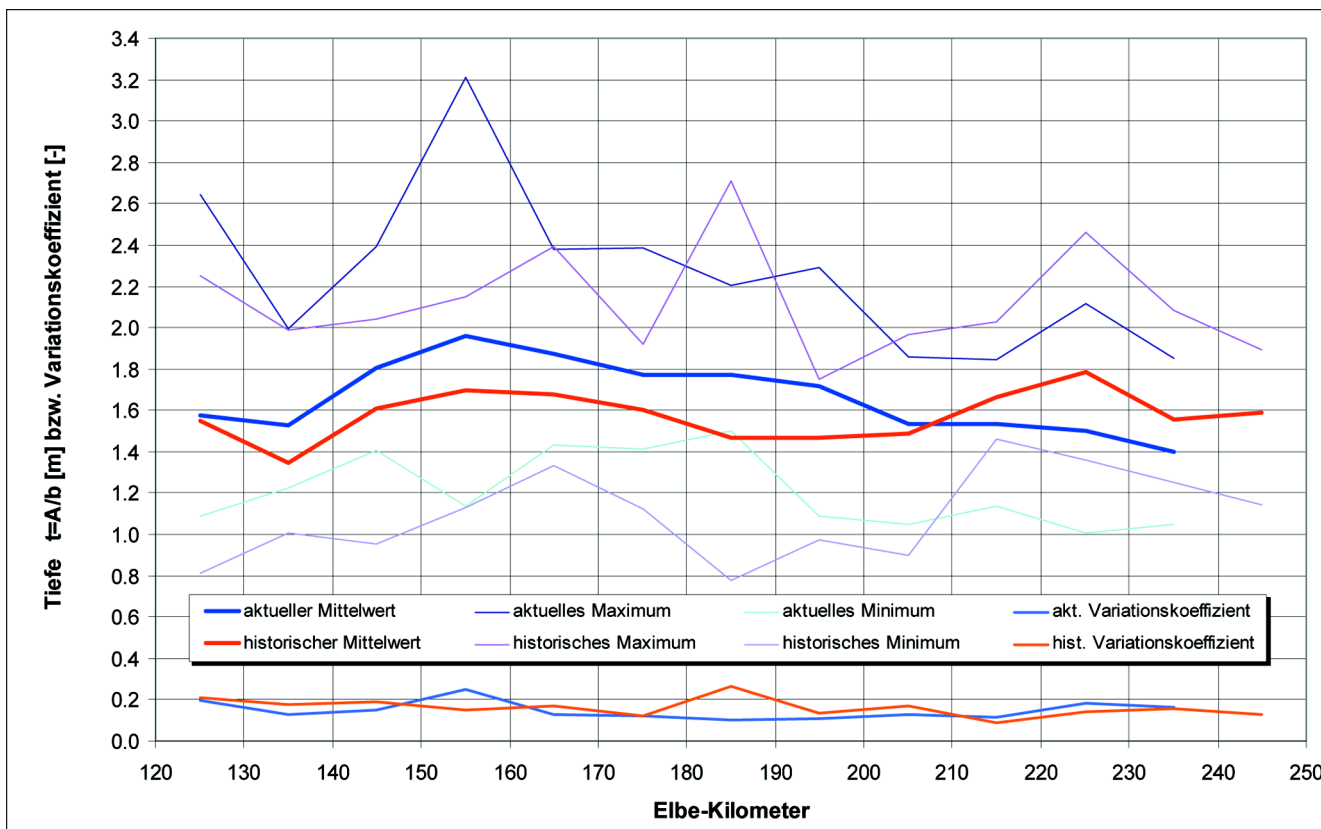


Bild 9: Mittel-, Extremwerte und Variationskoeffizient der Tiefe in Abschnitten von 10 km Länge innerhalb der Erosionsstrecke

den historischen Zustand fallen die Extremwerte zwischen km 180 und 190 ins Auge, die auf die knieartige Krümmung bei Klöden (Klödener Enge) zurückzuführen waren.

In Bild 10 ist deutlich die aktuelle Verengung des Fahrwasserbereiches zu erkennen. Diese ergibt sich bereits aus den über die Zeit immer wieder vorgenommenen

der Vergangenheit wurden z.B. Querprofile meist zwischen den Bühnenköpfen gepeilt, so dass Bühnenfelder u.ä. nicht erfasst sind. Zur Bewertung der Funktion des Ökosystems Elbe sind aber gerade diese Bereiche bedeutsam.

Um den Einfluss der für die historischen Angaben relativ unsicheren Durchflussannahme für die Auswertung

gen festzustellen, wurden die aktuellen Berechnungen mit jeweils einer niedrigen und einer höheren Durchflussannahme durchgeführt (Bild 10). Die niedrige Durchflussannahme entsprach den - basierend auf den im [Elbestrom, 1898] angegebenen Durchflussmessungen - für die Wasserstände am Bezugspegel in [Bauverwaltung, 1885] ermittelten Durchflüssen. Für die höhere Durchflussannahme wurde dieser Wert um 10 % erhöht. In allen Auswertungen ergeben sich für beide Durchflussannahmen ähnliche Aussagen.

Die Wasserspiegelbreiten zwischen den Buhnen bei gleichem Durchfluss im Bereich des langjährigen mittleren Niedrigwassers haben sich in den letzten 100 Jahren in der Erosionsstrecke kaum, zwischen km 480 und 568 deutlich verringert. Dies ist auf den in der unteren Strecke im Rahmen der Niedrigwasserregelung ab 1931 noch durchgeführten „Grobausbau“ zurückzuführen, während in der Erosionsstrecke und zwischen km 290,7 und 394,6 entsprechend der Angaben in [Arp/Hirsch, 1935] bereits vor der Niedrigwasserregelung die heute

die Breiteneinengung verantwortlich. Die Problematik der Reststrecke der Elbe mit dem fehlenden „Grobausbau“ entsprechend der um ca. 40 m verringerten Normalbreite wird auch durch die Spitze der aktuellen Breitenwerte in Bild 10 sichtbar.

*Anmerkung: <sup>6</sup>Bei einer Bühnenkopfneigung von 1:5 an jedem Ufer entspricht ein Wasserspiegelverfall von 1 m einer Breiteneinengung des Wasserspiegels von 10 m.*

Für den aktuellen Zustand wurden zum Vergleich zusätzlich zu den Angaben zwischen den Buhnen die Abschnittsmittel der Gesamtwasserspiegelbreiten (an Hektometerprofilen) aufgetragen (hellblaue Linie in Bild 10). Diese Auswertungen „ohne Buhnen“ basieren auf den Originalpeilungen, d.h. Buhnen sind nur dann enthalten, wenn sie durch das Querprofil geschnitten werden. Da bei biotischen Betrachtungen oft das Verhältnis von Maximum zu Minimum der Breite in einem Untersuchungsabschnitt bewertet wird [Fleischhacker et al., 2000], ergänzen diese Angaben für die aktuellen Pei-

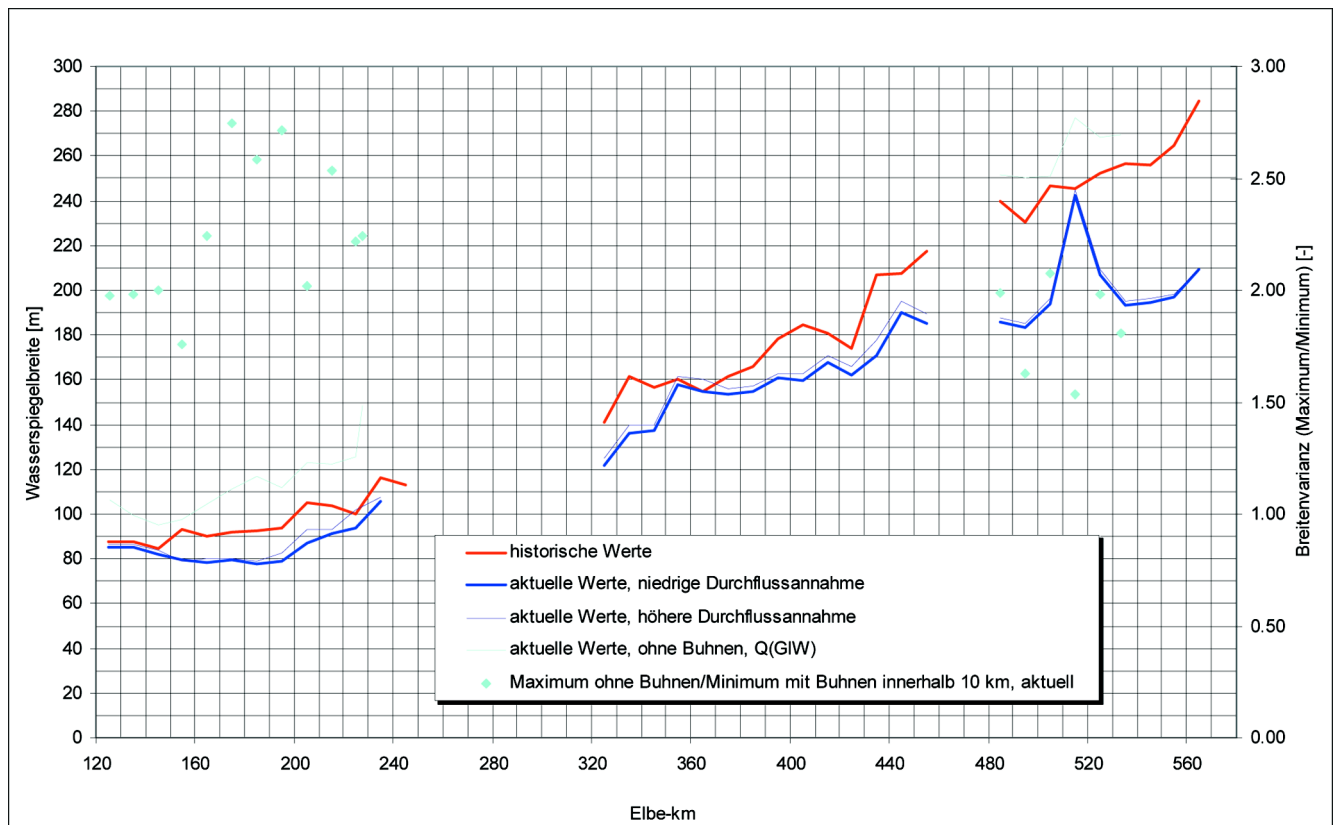


Bild 10: Vergleich der Wasserspiegelbreite in 10 - km-Abschnitten bei langjährigem Mittelniedrigwasser

geforderten Normalbreiten vorhanden waren (Bild 12). Die leichte Verringerung der Breiten in der Erosionsstrecke und zwischen km 320 und 395 ist in den hauptsächlich mit Buhnen geregelten Strecken auf den Wasserspiegelverfall in Folge der Sohleneintiefung zurückzuführen<sup>6</sup>. Zwischen km 395 und 455, wo in weiten Teilen keine wesentliche Sohlentiefung in 100 Jahren auftrat (Bild 2), ist der nochmalige Ausbau mit um 18 bis 30 m verringerten Normalbreiten (siehe Bild 12) für

lungen Bild 10. Die Minima entsprechen der im 10 km-Abschnitt geringsten Wasserspiegelbreite bei MNW zwischen den Buhnen. Die Maxima wurden aus den Querprofilen „ohne Buhnen“ ermittelt. Vergleicht man die mittlere Wasserspiegelbreite bei MNW („ohne Buhnen“) mit der zwischen den Buhnen, so ist in beiden Strecken aktuell eine mittlere beidseitige Bühnenfeldtiefe von etwa 30 % der Gesamtbreite bei MNW festzustellen. Die deutlich geringeren Verhältniswerte von

Maximum („ohne Buhnen“) zu Minimum (mit Buhnen) in der Strecke km 480 bis 540 gegenüber der Erosionsstrecke sind deshalb wahrscheinlich nicht einer grundsätzlich schwächeren Einengung durch den Ausbau gegenüber dem vorgefundenen Zustand geschuldet, eher führten die wegen der natürlichen Gegebenheiten engeren Querschnitte in der Erosionsstrecke zu geringerer Verlandung der Buhnenfelder. Ohne genaue Kenntnis der ursprünglichen Wasserspiegelbreiten vor dem Mittelwasserausbau sind Bewertungen dieser Art jedoch schwierig, zumal keine exakten Angaben zum Verlandungsverhalten in der gesamten Binnenelbe verfügbar sind.

Durch die Veränderung der hydraulisch wirksamen Durchflussflächen und Gefälle innerhalb von 100 Jahren ist ebenfalls eine Veränderung der mittleren Geschwindigkeiten (ermittelt aus bekanntem Durchfluss und zugehöriger Fläche) zu verzeichnen (Bild 11). Grundsätzlich kann – abgesehen von der Stadtstrecke Magdeburg - von einer Vergleichmäßigung der im Längsschnitt betrachteten Fließgeschwindigkeiten gesprochen werden. Bei MNW hat sich im aktuellen Zustand des Strombettes die mittlere Fließgeschwindigkeit im Mittel um etwa 10 % gegenüber dem Zustand am Ende des 19. Jahrhunderts erhöht, bei Verringerung der Fließgeschwindigkeit in einigen Strecken (z.B. km 130 bis 150). Die exakte Bewertung des Vergleichs der mittleren Fließgeschwindigkeiten gestaltet sich u.a. wegen folgender Einflussgrößen schwierig:

- Die historischen Querprofile wurden zwischen den Buhnenköpfen aufgemessen und sind deshalb tendenziell breiter als die aktuell senkrecht zur Achse gepellten Profile. Daraus ergeben sich für den historischen Zustand generell zu niedrig (etwa bis 10 %) angesetzte mittlere Geschwindigkeiten.
- Fehler in der Zuordnung der historischen Durchflusswerte (denkbar in der Größenordnung von 10 %) führen zu entsprechenden Fehlern bei den Fließgeschwindigkeiten.
- Die Durchfluss-Messverfahren änderten sich in 100 Jahren deutlich.

Aussagen hinsichtlich der Transportkräfte des Flusses und ihrer Veränderung innerhalb der letzten 100 Jahren sind auf der Grundlage des bisher ausgewerteten historischen Datenmaterials nicht möglich:

- Bewertungen hinsichtlich der Transportkräfte müssten bei „bettbildenden“ Durchflüssen vorgenommen werden. Diese Durchflüsse liegen in allen Strecken deutlich über den mittleren Niedrigwasserdurchflüssen. Für höhere Durchflüsse liegen die historischen Daten großräumig nicht vor.
- Schlussfolgerungen bezüglich z.B. der Erosionsgefährdung müssten die Verfügbarkeit von transportierbarem Feststoffmaterial mit einbeziehen. Hierüber sind aus der Vergangenheit keine Angaben vorhanden.



Bild 11: Vergleich der mittleren Geschwindigkeiten bei MNW und deren Standardabweichungen für 10 km - Abschnitte für die 1880er- und 1990er-Jahre

#### 4 Normalbreiten und Bauwerkssollhöhen

Die Zusammenstellung der vorhandenen und der Sollbreiten bei mittlerem Durchfluss seit 1898 in Bild 12 verdeutlicht ergänzend zu Bild 10 die Verschmälerung des Fahrwassers zugunsten der Vergrößerung der Tiefe (Bild 8). Allerdings änderten sich die vorhandenen Breiten zwischen den natürlichen Ufern kaum. Sie betragen 1898 in der Erosionsstrecke 200 bis 350 m [Elbestrom, 1898], während sich aktuell bei den Uferbreiten lediglich die Minimalwerte durch Baumaßnahmen (z.B. Krümmungsabflachung bei Klöden 1926/27, neue Breite ca. 100 m) verringert haben. In der Strecke zwischen km 480 und 536,5 sind keine signifikanten Veränderungen der Uferbreiten festzustellen (226 bis 600 m [Elbestrom, 1898]).

In Bild 12 wurden neben den Normalbreiten in der historischen Entwicklung die Wasserspiegelbreiten bei Mittelwasser (bei MQ1964/95) für den Zustand der 1990er Jahre in zwei Strecken eingetragen. In der Erosionsstrecke basieren die Werte auf den Messungen der Hektometerprofile, während in dem Abschnitt ab El-km 480 die Peilungen teilweise nur im 500 m – Abstand vorlagen. Durch den 100 m – Profilabstand beinhalten die Peilungen in der Erosionsstrecke auch Profile, die über den Buhnen liegen, was sich in den Minima widerspiegelt. Die Maxima sind aber generell geringer als die Breiten zwischen den Ufern des Gewässerbettes, da

die Höhe der Ufer nicht dem MW sondern dem Wasserspiegel bei langjährigem mittlerem Hochwasser bis etwa fünfjährigem Hochwasser entspricht. Für die Strecke unterhalb km 480 wurden die Breitenminima zusätzlich auch für Datensätze von Profilen mit „Buhenschatten“ ermittelt. Diese Minima entsprechen jeweils in etwa der vorhandenen Normalbreite. Der nicht realisierte „Grob-ausbau“ in der Reststrecke (km 508 bis 521) ist auch in dieser Darstellung zu erkennen.

Als Bauwerke zur Regelung des Gewässerbettes kamen hauptsächlich Mittelwasserbauwerke (Buhnen, Längswerke) zum Einsatz. Die Kronenhöhe dieser Bauwerke wurden in der Flachlandstrecke in Höhe des langjährigen Mittelwassers ausgeführt. Die Untersuchungen der BfG [BfG, 1999] zeigten keine signifikanten Trends im langjährigen Abflussverhalten im MQ-Bereich. Durch die Baumaßnahmen des Mittel- und Niedrigwasser-ausbau - einschließlich der dadurch bedingten Veränderung der Sohlengestalt – veränderten sich jedoch die Wasserspiegel der langjährigen Durchflussreihen. So sind in Strecken mit starker Sohlenerosion die ursprünglich als Mittelwasserbauwerke gebauten Buhnen aktuell noch bei Durchflüssen bis zum doppelten MQ regelungswirksam. Dies führt zu einer weiteren Verstärkung der Sohlenbelastung und fortschreitender Erosion. Ein Vergleich der Wasserspiegel bei langjährigem MQ zeigt die Abschnitte, in denen ggf. die Anwendung neuer Bauwerkssollhöhen bei Unterhaltungsmaßnahmen zu prüfen ist, da die historischen Bauwerkssollhöhen (aus

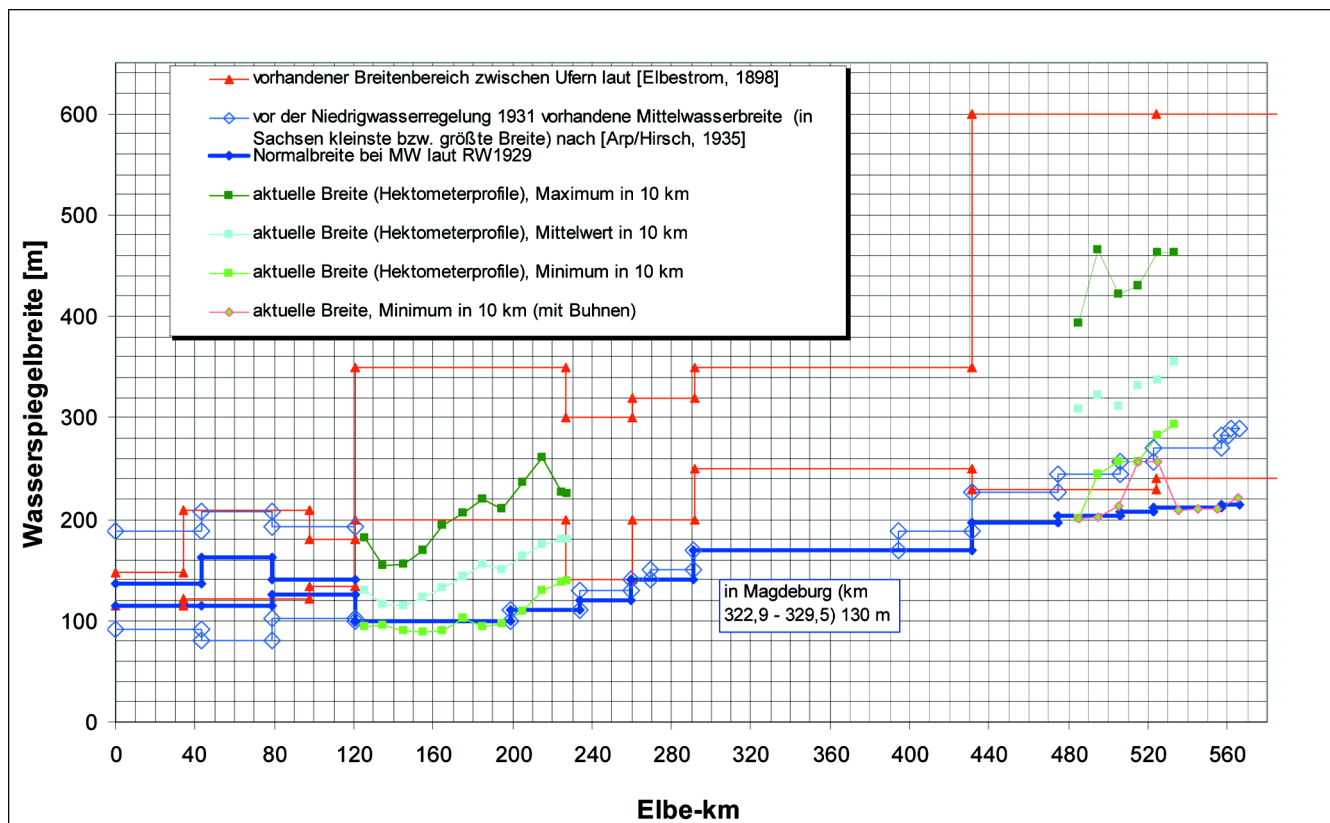


Bild 12: Vorhandene und Normalwasserspiegelbreiten bei mittlerem Durchfluss

Wasserstandsreihen<sup>7)</sup> deutlich höher liegen als die aktuell berechneten Werte (Bild 13).

Anmerkung: <sup>7)</sup>Langjährige Wasserstandsreihen sind in morphologisch veränderlichen Strecken nur eingeschränkt geeignet für die Festlegung von Sollhöhen [BAW, 1991 und 1998].

Niedrigwasser repräsentieren. Der aktuelle GIW wurde auf der Grundlage von Dauerzahlen ermittelt [BAW, 1991 und 1998].

Für die Ausbaurichtlinien und die erreichten Fahrwassertiefen wurde für den Oberlauf und die Untere Mittelelbe versucht, die historischen Angaben auf den GIW

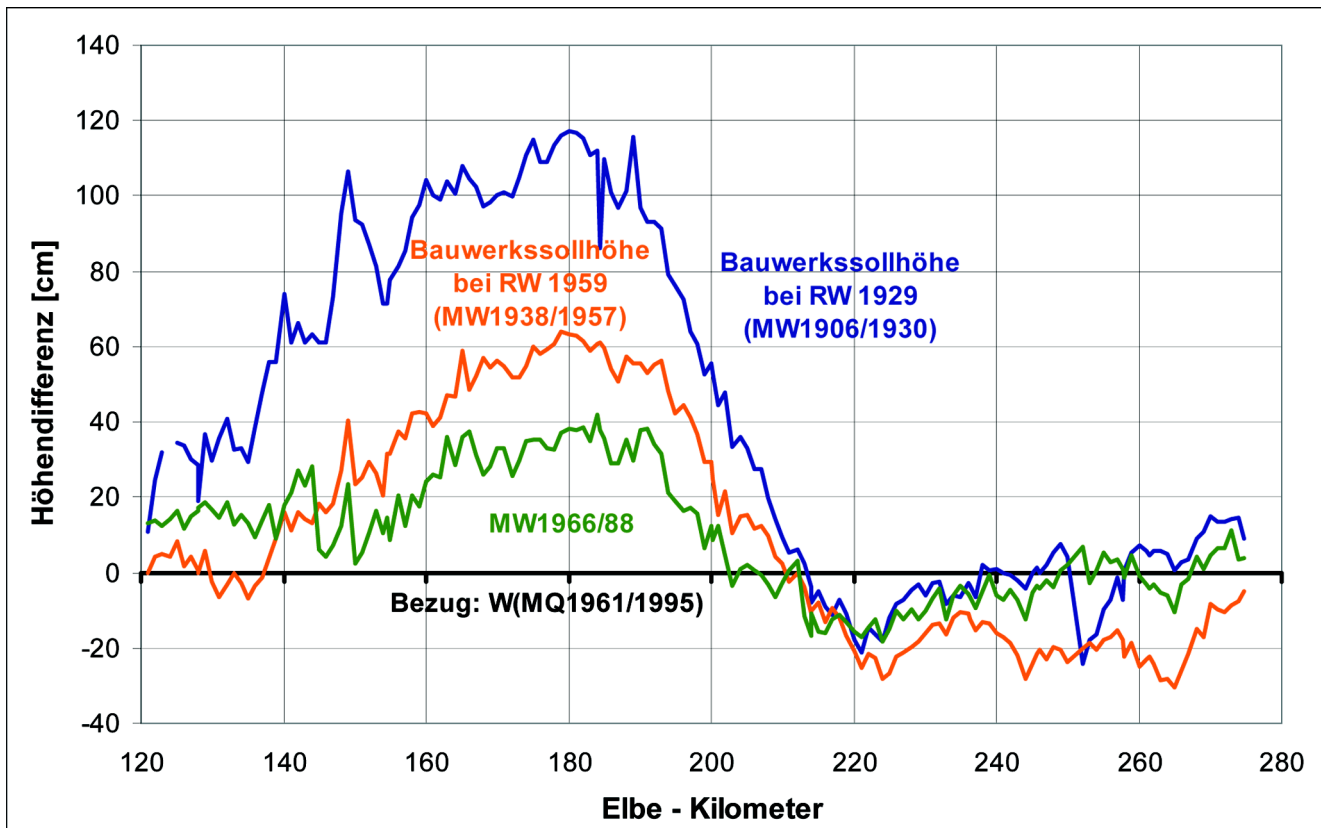


Bild 13: Differenz verschiedener Bauwerkssollhöhen bezogen auf die aktuell berechneten Sollhöhen (Wasserstand bei MQ 1961/95)

Untersuchungen der BAW [BAW, 2000] weisen jedoch darauf hin, dass die Anpassung der Mittelwasserbauwerke durch Tieferlegen der Bauwerkskrone als Standard-Regelungsmaßnahme nicht geeignet ist. Durch das Tieferlegen der Bauwerke kommt es auch zu späterer Ausuferung und Veränderungen in den angrenzenden Abschnitten, so dass je nach Streckencharakteristik durch die Anpassung der Bühnenhöhen sogar eine langfristig und großräumig größere Sohleneintiefung hervorgerufen werden kann als sie unter Beibehaltung der relativ zu hohen Bauwerke zu erwarten ist.

## 5 Fahrwassertiefen

Aussagen über Zielfahrwassertiefen beziehen sich jeweils auf definierte Durchflüsse und sind deshalb schlecht vergleichbar, wenn die Bezugsdurchflüsse stark voneinander abweichen. Ursprünglich wurden extreme Niedrigwasserereignisse für die Definition der Zielvorstellungen zu Grunde gelegt. Der RW 1959 basiert auf Beharrungswasserständen, die kein extremes

1989\*(20d) zu normieren, um den Anspruch der Ziele und die erreichten Fahrwassertiefen vergleichen zu können. Die Normierung ist insofern problematisch, als sie zum Einen von der Güte der jeweiligen Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen abhängig ist und zum Anderen die vorhandenen Fahrwassertiefen Veröffentlichungen entnommen wurden, die oftmals umfangreiche Tauchtiefenbetrachtungen für längere Strecken vereinfachend auf eine Zahl bringen mussten. Damit geht die Information verloren, ob nur eine oder mehrere Fehltiefenstellen diese Mindestfahrwassertiefe begründen. Nicht berücksichtigt wurde die abweichende Fahrrinnenbreite. Trotzdem ergeben sich interessante Vergleiche:

	aktuell	Dresden	Neu Darchau
$Q_{GIW}$ [m <sup>3</sup> /s]		128	289
Ziel Fahrrinntiefe [cm]		160	160

historisch	MW-Ausbau		NW-Ausbau 1931 RW 1929		RW 1959	
	Dresden	Darchau	Dresden	Darchau	Dresden	Darchau
NW des Jahres	1893	1893	1904	1904	1959	1959
Bezugsdurchfluss [m <sup>3</sup> /s]	57,4	166	45	130	101	252
Ziel Fahrwassertiefe [cm]	94 (110)	94	110	140	125	135
Entspricht bezogen auf $Q_{GIW}$ etwa einer Fahrwassertiefe von [cm] <sup>8</sup>	147	154	176	215	152	145
Vor Ausbau vorhandene (geringste) Fahrrinntiefe [cm]	70 <sup>9</sup>	75 <sup>9</sup>	55 <sup>10</sup>	80 <sup>10</sup>	116 <sup>11</sup>	115 <sup>11</sup>
Entspricht bezogen auf $Q_{GIW}$ etwa einer Fahrwassertiefe von [cm] <sup>8</sup>	123	135	121	155	143	125

**Anmerkungen:**<sup>8</sup> Nutzung der jeweils gültigen Schlüsselkurven nach [Glazik, 1963]<sup>9</sup> nach [Elbestrom, 1898] für km 0 bis 121,8 bzw. zwischen km 432 bis 524<sup>10</sup> nach [Arp/Hirsch, 1935] vorhandene Mindestfahrwassertiefen oberhalb der Saalemündung bzw. unterhalb der Havelmündung<sup>11</sup> erforderliche Verbesserung nach [VE Projektierung, 1961] an mehreren Stellen bis km 109,4 bzw. Stabilisierung wandernder Sänder (Annahme: Verbesserung 20 cm)

Für den Zustand am Beginn der 1990er-Jahre wurde in [WSD Ost, 1995] festgestellt, dass das Ziel des RW 1959 in Trockenjahren unterschritten wurde:

Beginn der 1990er Jahre	Landesgrenze bis Magdeburg	Havelberg bis Lauenburg
Fehlende Tiefe [cm]	15	40
Vorhandenen Tiefe bezogen auf RW 1959 [cm]	110	95
Vorhandenen Tiefe bezogen auf $Q_{GIW}$ [cm]	137	105

Die Aussage, dass z.B. im Oberlauf der deutschen Elbe beim Mittelwasserausbau Ende des 19. Jahrhunderts 94 cm Fahrwassertiefe, beim Niedrigwasserausbau laut RW 1929 110 cm, für den RW 1959 125 cm erreicht werden sollten und für den GIW aktuell 160 cm angestrebt werden, assoziiert eine immer stärkere Herausforderung des Flusses. Betrachtet man die auf den GIW normierten Fahrwassertiefen, zeigt sich, dass die Forderungen des Mittelwasserausbaus und des RW 1959 nur etwa einen Dezimeter geringer waren als das aktuelle Ziel. Das Ziel des Niedrigwasserausbaus war aber deutlich anspruchsvoller als alle anderen Vorstellungen.

Mittlerweile hat sich herausgestellt, dass die Zielvorstellungen des RW 1929 in weiten Bereichen mit strom-

baulichen Maßnahmen nicht zu erfüllen sind, zumal ergänzende Maßnahmen (Zuschusswasser aus Talsperren, Staustufe bzw. nach heutiger Definition „Kulturwehr“ bei Magdeburg) nicht mehr zur Verfügung stehen. In der Unteren Mittelelbe ergibt sich eine noch größere Diskrepanz. Auf Grund der großen Sohldynamik (starke Transportkörperbewegung) konnten die ehrgeizigen Ziele bisher nicht annähernd erreicht werden, was sich in einer drastischen Reduzierung der aktuell angestrebten Fahrrinntiefe gegenüber dem Niedrigwasserausbau zeigt.

Der Vergleich der mittleren Tiefen in Bild 8 verdeutlicht, wenn auch nicht für die Fahrrinne, dass sich die verfügbare Wassertiefe innerhalb der letzten 100 Jahre deut-

lich vergrößert hat. Bild 8 zeigt aber auch, dass in einigen Strecken keine Verbesserung erreicht werden konnte. Diese Strecken bestimmen die von der Schifffahrt nutzbare Tiefe. Trotz der generellen Erhöhung der Wassertiefe haben sich deswegen die in den vorangegangenen Tabellen zusammengestellten geringsten vorhandenen Tiefen innerhalb der letzten 100 Jahre erstaunlich wenig geändert. Allerdings treten die Fehltiefen nur noch in wenigen kurzen Abschnitten auf.

## 6 Zusammenfassung

Prinzipiell ist festzustellen, dass sich die Gewässerstrukturen an der Elbe innerhalb des 19. Jahrhunderts deutlich verändert haben. Wenn auch durch den Deichbau die Begrenzung des Hochwasserbettes erfolgte, die schon im ersten, großräumig und ausreichend genau auswertbaren Kartenmaterial des 18. Jahrhunderts dokumentiert ist, so leitete der Mittelwasserausbau nicht nur eine neue Ära für die Schifffahrt sondern auch für die Flussmorphologie ein. Durch die Einschränkung der Flussdynamik innerhalb eines Hochwasserbettes durch den Deichbau änderten sich zwar wesentliche Phänomene wie Hochwasserablauf und Feststofftransport, vom Grundsatz her konnte der Fluss aber durch Seitenerosion, Insel-, Bank- und Laufverlagerung seine Laufbedingungen auf ähnliche Art wie bisher ständig verändern. Zwischen den Deichen war nach wie vor die Bildung neuer Strukturen (z.B. Rinnen) möglich.

Mit dem Mittelwasserausbau wurde der Fluss nicht nur im Hoch- sondern auch im Gewässerbett begrenzt und damit sein Lauf „eingefroren“. Statt seitliche waren hauptsächlich nur noch Reaktionen in der Tiefe möglich. Auf Änderungen von Parametern wie Gefälle (gestreckterer Gefälleverlauf) und hydraulischer Radius (kompaktere Querprofile) reagierte der Fluss mit Modifikation der Sohlgeometrie, der transportierten Feststoffmengen und der Sohlrauheit (Kornzusammensetzung der Sohle) bzw. änderte sich in Abschnitten mit stark beweglichem Sohlmaterial die Art der Transportkörper (in engeren Querschnitten sind Transportkörper kürzer und weisen eine größere Standardabweichung ihrer Höhen auf [Hentschel, 1999]).

Obwohl eine im Grundriss sichtbare Laufveränderung durch die erfolgte Regelung an der Elbe heute dem Fluss nicht mehr möglich ist, erlauben die vielfältigen Strukturelemente und die verbliebene Abflusssdynamik des hauptsächlich frei fließenden Stromes zeitliche und räumliche Veränderungen verschiedener abiotischer Parameter (z.B. Fließgeschwindigkeit nach Größe, Richtung, Turbulenz; Wassertiefe), die für die Funktion und Erneuerungsfähigkeit des Fluss-Aue-Ökosystems von grundsätzlicher Bedeutung sind. Bedeutsam ist, dass die Ufer über weite Strecken nicht durchgängig befestigt (Laufverlegung verhindert, aber lokale Ufererosion und Anlandung noch möglich) und mit Wegen erschlossen sind. Die Bühnenfelder als im 19. Jahrhundert im

großen Stil neu entstandene Biotope sind dynamischen Veränderungen ausgesetzt und die Auen noch relativ offen mit dem Fluss verbunden (vergleichsweise wenig Siedlungs-, Gewerbe- und Transportflächen in der Aue). „Trotz aller Einschränkungen sind jedoch die gesamte Struktur und das Arteninventar der Elbauen, sowohl wasser- als auch landseitig der Dämme, relativ naturnah erhalten geblieben...“ [Rast, 1992].

Hydraulische Parameter wie Wasserspiegelhöhe, -gefälle und -breite, mittlere Tiefe und Fließgeschwindigkeit konnten nicht für den Zustand einer „ursprünglichen“ Elbe ohne anthropogene Eingriffe sondern lediglich für die Stromzustände am Ende des 19. und 20. Jahrhunderts untersucht werden. Damit wurde der Zustand während bzw. kurz nach dem Mittelwasserausbau mit der aktuellen Situation verglichen.

Nimmt man die Wasserspiegelhöhe bei niedrigen Durchflüssen als Indiz für die Sohlenhöhen, so ist innerhalb der letzten 100 Jahre eine nahezu durchgängige Eintiefung der Stromsohle der Elbe zu verzeichnen. Diese Eintiefung ist sowohl auf die Baumaßnahmen selbst (Baggerungen) als auch auf Materialaufnahme aus der Sohle durch den Fluss zurückzuführen und bewirkte einen Wasserspiegelverfall bei mittlerem Niedrigwasser von bis zu 1,6 m. In einigen Abschnitten ist die ursprüngliche Sohleneintiefung mittlerweile zum Stillstand gekommen bzw. sind nur noch sehr geringe Erosionsgeschwindigkeiten zu verzeichnen, in anderen Strecken hält die Erosion auch aktuell an. Bis El-km 130 sowie zwischen Wittenberg und Geesthacht kann aktuell von keiner ausgeprägten Erosionstendenz mehr gesprochen werden, nachdem der Wasserstandsverfall infolge Mittel- und Niedrigwasserausbau (Ende 19./Anfang 20. Jahrhundert bzw. 30er-Jahre des 20. Jahrhunderts) abgeklungen ist. Die höchsten Eintiefungsgeschwindigkeiten traten und treten in der „Erosionsstrecke“ auf. Hier müssen neben den durch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bereits eingeleiteten Gegenmaßnahmen (z.B. Geschiebemanagement) Wege der Zusammenarbeit mit den Ländern gefunden werden, um akzeptable Entwicklungsziele abzustimmen und umzusetzen.

Die verschiedenen Baumaßnahmen im 19. und 20. Jahrhundert zur Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen sahen hauptsächlich Einschränkungen der Mittelwasserbreiten um bis zu 50 % vor. Mit Ausnahme der Niedrigwasserregelung der 1930er-Jahre - hier waren zu den strombaulichen noch ergänzende Maßnahmen geplant - sahen alle Ausbauziele eine Verbesserung der Mindestfahrwassertiefe im Bereich von zwei bis drei Dezimetern bei Niedrigwasser gegenüber dem jeweils vorliegenden Zustand an den Tauchtiefen bestimmenden Stellen vor. Mit strombaulichen Maßnahmen allein sind – mit vertretbarem (Unterhaltungs-) Aufwand - keine größeren Tiefengewinne erzielbar, und so wurden – mit Ausnahme der Niedrigwasserregelung – bisher sehr ähnliche Ansprüche an die Elbe gestellt. Für den dau-

erhaften Erfolg einer Flussregelung ist allerdings neben der sorgfältig geplanten und ausgeführten einmaligen baulichen Veränderung an kritischen Stellen eine regelmäßige Unterhaltung erforderlich, die die dauerhafte Regelungswirksamkeit der Bauwerke sicher stellt. Unterbleibt diese kontinuierliche Unterhaltung an vergleichsweise morphologisch dynamischen Flüssen wie der Elbe, so werden die durch die Baumaßnahme erreichten Schifffahrtsverhältnisse nicht dauerhaft verfügbar sein. Letztendlich zeigt sich die erreichte Verbesserung der Schifffahrtstiefe nicht an dem Maß der erreichten Fahrwassertiefe allein, wesentlich (auch für den Unterhaltungsaufwand) ist, dass sich die Anzahl der Tauchtiefen bestimmenden Stellen in den letzten 100 Jahren deutlich verringert hat. Die aktuell angestrebte Wassertiefe von 1,6 m unter GIW ist in weiten Bereichen der Elbe bereits verfügbar. Darüber hinaus konnten weitere bedeutsame Schifffahrtsbedingungen, wie z.B. Krümmungsradien, Veränderlichkeit der Lage der Fahrrinne, Querprofilform (besonders Fahrinnenbreite) im historischen Vergleich bisher nicht berücksichtigt werden.

Der Vergleich von historischem mit dem aktuellem Stromzustand wird künftig weitergeführt, um die Entwicklung abiotischer Parameter besser quantifizieren zu können. Das Wissen um die Art und Größe dieser Veränderungen und deren Auswirkungen auf die Funktionsfähigkeit des Ökosystems Elbe sowie die Nutzungen des Flusses ist eine Grundlage für die Wahl angemessener wasserbaulicher Methoden bei Ausbau und Unterhaltung der Elbe.

## 7 Literaturverzeichnis

- [Alexy/Fuehrer/Kühne, 1995] Alexy, M., Fuehrer, M., Kühne, E.: Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse auf der Elbe bei Torgau. Vorbereitung, Ausführung, Erfolgskontrolle. In HANSA, Band 90, Hamburg, 1995, S. 71 - 78
- [Arp/Hirsch, 1935] Arp, (Ministerialrat); Hirsch, Arnold: Die Pläne zur Niedrigwasserregulierung der Elbe von der Reichsgrenze bis Hamburg. In Deutsche Wasserwirtschaft 15 (1935)1 1, S. 223 - 234 und 15 (1935) 12, S. 254 - 256
- [Bauverwaltung, 1885] Königliche Elbstrom – Bauverwaltung: Die Bestimmung von Normalprofilen für die Elbe von der sächsisch-preußischen Grenze bis Geesthacht, Magdeburg, 1885
- [BAW, 1991] Bericht über die Entwicklung der Mittel- und Niedrigwasserstände der Elbe seit Festlegung des Regulierungswasserstandes 1959, Bundesanstalt für Wasserbau, Berlin, 1991 (unveröffentlicht)
- [BAW, 1996] Vorträge zum BAW - Kolloquium "Flussbauliche Untersuchung zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe" am 9.3.1995 in Berlin, BAW - Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 74, Karlsruhe 1996
- [BAW, 1998] Pflege des GIW an der Elbe, Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau (unveröffentlicht), Berlin, 1998
- [BAW, 1999] Untersuchungen der Auswirkung von Maßnahmen im Elbevorland auf die Strömungssituation und die Flussmorphologie am Beispiel der Erosionsstrecke und der Rückdeichungsbereiche zwischen Wittenberge und Lenzen, Zwischenbericht 1998, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1999, (FKZ0339575 - unveröffentlicht)
- [BAW, 2000] Erosionsstrecke der Elbe. Hydraulisches Modell „Mockritz-Döbern“, Elbe-km 160,2 bis 164,0, Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau (unveröffentlicht), Karlsruhe, 2000
- [BfG, 1994] Historische Entwicklung der aquatischen Lebensgemeinschaft (Zoobenthos und Fischfauna) im deutschen Abschnitt der Elbe, Bundesanstalt für Gewässerkunde, (unveröffentlicht) Koblenz, 1994
- [BfG, 1999] Untersuchungen zum Abflussregime der Elbe, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Bericht Nr. 1228 (unveröffentlicht) Berlin, 1999
- [Bornhöft/Gruber, 1998] Bornhöft, Dirk; Gruber, Bettina: Stromlandschaft der Elbe. In Wasserwirtschaft Wassertechnik, Nr. 7, 1998, S. 8 - 12
- [Deutsches Historisches Museum, 1992] Die Elbe – Ein Lebenslauf, Ausstellungskatalog, Deutsches Historisches Museum und Nicolaische Verlagsbuchhandlung Beuermann GmbH, Berlin 1992
- [Dohms/Fröhlich/Faist, 1990] Hydrologische und flussmorphologische Veränderungen der Elbe. In Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 1990, Nr. 4, S. 106 - 110
- [Eckholdt, 1998] Eckholdt, Martin: Flüsse und Kanäle. Die Geschichte der deutschen Wasserstraßen, DSV-Verlag, Hamburg, 1998
- [Elbestrom, 1898] Königliche Elbstrombauverwaltung Magdeburg, Herausgeber: Der Elbstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse. Eine hydrographische, wasserwirtschaftliche und wasserrechtliche Darstellung. Im Auftrag der deutschen Elb- uferstaaten und unter Bethheiligung des preußischen Wasser-Ausschusses, Berlin: Verlag von Dietrich Reimer, (1898)
- [Engel, 1991] Engel, H.: Wasserstände und Abflüsse der Elbe im Bereich der ehemaligen Grenzstrecke zur DDR; Bundesanstalt für Gewässerkunde. In Elbe-Aussprachetag in der BAW – Außenstelle Berlin, Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), Karlsruhe 1991 (unveröffentlicht)
- [Faist, 1969] Faist, Helmut: Zur Geschichte der Abflussmessung in der Elbe. In Wasserwirtschaft Wassertechnik, 19 (1969) Heft 7/8
- [Faist/Trabandt, 1996] Faist, Helmut; Trabandt, Willi: Stromregelung und Ausbau der Elbe. In Wasserwirtschaft Wassertechnik, Nr. 7, 1996, S. 22 - 27
- [Faist, 1997] Faist, Helmut: Die Elbe als Schifffahrtsweg. In Historisches vom Strom, Dampf- und Motorschiffe auf der Elbe, Verlag Krüpf Ganz, Band XV / I, Duisburg, 1997

- [FAS, 1964] Bericht über Modellversuche für den Hochwasserabfluss der Elbe von Ferchland bis Hitzacker – km 375 bis 523, Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1964 (unveröffentlicht)
- [Faulhaber, 1998] Faulhaber, P.: Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenhöhen in der deutschen Binnenelbe innerhalb der letzten 100 Jahre – Einhundert Jahre „Elbestromwerk“ in Gewässerschutz im Einzugsgebiet der Elbe. In 8. Magdeburger Gewässerschutzseminar, Teubner Stuttgart, Leipzig, 1998
- [Fleischhacker et al., 2000] Fleischhacker, Th.; Kern, K.; Sommer, M.: Ecomorphological Survey of Large Rivers - Monitoring and Assessment of Physical Habitat Conditions. In Archiv für Hydrobiologie – Supplement „Large Rivers“ (im Druck)
- [Fügner, 1984] Fügner, D.: Neue Ergebnisse der Hochwasserberechnung für den Elbstrom in Dresden. In Wasserwirtschaft Wassertechnik, Nr. 8, 1984, S. 189-192
- [Fügner, 1990] Fügner, D.: Die historische Entwicklung des hydrologischen Messwesens in Sachsen. In Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 34 (1990) Nr. 5/6, S. 156-160
- [Fügner, 1995] Fügner, D.: Hochwasserkatastrophen in Sachsen, Tauchaer Verlag, Leipzig, 1995
- [Gierloff-Emden, 1953] Gierloff-Emden, H. G.: Flussbettveränderungen in rezenter Zeit, Ein Beitrag zur Morphologie der Flusssohle von Flachlandflüssen am Beispiel der Elbe. In Erdkunde, Band VII, Nr. 4, 1953
- [Glazik, 1963] Glazik, G.: Studie über die Möglichkeiten zur Erhöhung der Tauchtiefe der Elbe durch Niedrigwasserregelung. (ausführliche Fassung, unveröffentlicht), Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau Berlin, 1963
- [Glazik, 1964] Glazik, G.: Veränderungen der Wasserspiegel- und Sohlenlagen der Elbe. In Wasserwirtschaft Wassertechnik 14 (1964), Nr. 11, S. 332 - 337
- [Glazik, 1993] Glazik, G.: Zur Abschätzung der Sedimenttransportverhältnisse in der Elbe als Grundlage wasserbaulicher Maßnahmen, Wustrow 1993 (unveröffentlicht)
- [Glazik, 1994] Glazik, G.: Die Sohlenerosion der Elbe (Teil 1 und 2). In Wasserwirtschaft Wassertechnik, Nr. 7, S. 32 - 35 und Nr. 8, S. 36 - 43, 1994
- [Gölz, 1991] Gölz, Emil: Geologisch-morphologische Übersicht der Elbe zwischen Schnackenburg und Geesthacht, Bundesanstalt für Gewässerkunde. In Elbe-Aussprachetag in der BAW – Außenstelle Berlin, Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), Karlsruhe 1991 (unveröffentlicht)
- [Harms/Kiene/Nestmann, 1998] Harms, O., Kiene, S. Nestmann, F.: Gewässerstrukturen der Elbe, ihre Entwicklung, ihre ökologische Bedeutung und ihre Entwicklungsmöglichkeiten. In Auenreport – Beiträge aus dem brandenburgischen Naturpark Elbtalau, Nr. 4, Landesanstalt für Großschutzgebiete (Hrsg.), Rühstädt, 1998
- [Häusler, 1907] Häußler, Gustav: Beiträge zur Kenntnis der Stromlaufveränderungen der mittleren Elbe; Diss. Philosoph. Fakultät, Friedrichs-Uni. Halle Wittenberg, 1907
- [Helms/Belz/Ihringer, 1999] Helms, M., Belz, S., Ihringer, J.: Analyse und Simulation von Abflusszeitreihen der Elbe. In Dynamik und Interaktion von Fluss und Aue, Tagungsband der Fachtagung Elbe vom 4.-7.5.1999 in Wittenberge, Universität Karlsruhe (Hrsg.), IWK, Karlsruhe, 1999
- [Hentschel, 1999] Hentschel, Bernd: Morphologische Untersuchungen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse zwischen Dömitz und Hitzacker. In Tagungsband Hafenbautechnische Gesellschaft, HTG-Kongress '99, Häfen, Wasserstraßen, Küstenschutz, Magdeburg 22. - 25.9.1999
- [IKSE, 1994] Ökologische Studie zum Schutz und zur Gestaltung der Gewässerstrukturen und der Uferandregionen, Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (Hrsg.), Magdeburg, 1994
- [IKSE, 1995a] Die Elbe und ihr Einzugsgebiet, Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (Hrsg.), Magdeburg, 1995
- [IKSE, 1995b] Die Elbe. Erhaltenswertes Kleinod in Europa, Broschüre Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (Hrsg.), Magdeburg, 1995
- [IKSE, 1996] Simon, M.: Hochwasserschutz im Einzugsgebiet der Elbe, Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (Hrsg.), Magdeburg, 1996
- [Jüngel, 1993] Jüngel, Karl: Die Elbe, Geschichte um einen Fluss. Anita Tykve Verlag 1993,
- [Kanowski, 1992] Historische Entwicklung und heutige Bedeutung des Hochwasserschutzes an der Elbe im Bundesland Sachsen-Anhalt. In Tagungsband 4. Magdeburger Gewässerschutzseminar in Spindleruv Mlyn 1992, S. 225
- [Käubler, 1962] Käubler, Rudolf: Zur Geschichte der sächsischen Elbe. In Wiss. Zeitschrift der Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg, Jahrgang XI 1962, Math.-Naturwiss. Reihe, Heft 8, S. 941 ff., 1962
- [Kersten, 1930] Kersten, W.: Ein Beitrag zur Geschichte der Elbverlegungen im 17. und 18. Jahrhundert. In Geschichtsblätter für Stadt und Land Magdeburg 65 (1930) S. 130 - 146
- [Klaus, 1949] Klaus, O.: Die Niedrigwasserregelung der Elbe. Die Bautechnik 26 (1949), Nr. 8, Seite 236-241 und Nr. 11, S. 338 - 341
- [Kleeberg, 1996] Kleeberg, H.-B.: Hochwassertrends in Deutschland. In Tagungsband Klimaänderung und Wasserwirtschaft, 27. - 28.11.1995 in München, Institut für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Heft 56a/1996, S. 155 - 167
- [Kranawettreiser, 1983] Kranawettreiser, Jörg: Vorzugslösung für das Hochwasser-Schutzsystem im Flachland unter besonderer Berücksichtigung der unteren Elbe, Dissertation TU Dresden, 1983
- [Leßmann, 1994] Leßmann, W.: Vorschläge zur Verbesserung des gewässerökologischen Zustandes der Elbe im Auebereich zwischen südöstlicher Landesgrenze Sachsen-Anhalts und Aken. In Tagungs-

- band 6. Magdeburger Gewässerschutzseminar in Cuxhaven 1994, S. 321-325
- [Metschies, 1939] Metschies, W.: Der Ausbau der Elbe zum schiffbaren Strom. In Bautechnik, Berlin, 1939, Nr. 45
  - [Naumann, 1990] Naumann, Karl-Eduard: Die Wasserstraßen im Elbegebiet, Verein zur Förderung des Elbstromgebietes e.V. (Hrsg.), Hamburg, 1990
  - [Paluska, 1992] Biografie und geologische Vorgeschichte der norddeutschen Ästuare, erläutert am Beispiel der Elbe. In Berichte Zentr. Meeres- und Klimaforschung, Hamburg, 1992, Nr. 19, S. 1 - 32
  - [Rast, 1992] Rast, Georg: Wasserbau und Naturschutz an großen Flüssen – Konflikte, Möglichkeiten zur Zusammenarbeit. In Berichte des Landesamtes für Umweltschutz Sachsen/Anhalt, Halle (1992) 5, S. 12 - 21
  - [Rohde, 1971] Rohde, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße. In Mitteilungen des Franzius Institut, Hannover, 1971, Nr. 36
  - [Rommel, 1998] Rommel, Jochen: Geologie des Elbtales nördlich von Magdeburg. Diplomarbeit, Geologisches Institut der Universität Karlsruhe, 1998
  - [Rommel, 2000] Rommel, J.: Studie zur Laufentwicklung der deutschen Elbe bis Geesthacht seit ca. 1600, im Auftrag der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz – Berlin, 2000 (unveröffentlicht)
  - [Schmidt/Faulhaber, 1998] Schmidt, A., Faulhaber, P.: Geschiebezugabe in der Erosionsstrecke der Elbe. In Binnenschifffahrt (ZfB) Nr. 23, Dezember 1998, S. 41 - 45
  - [Simon, 1993] Simon, Manfred: Die Elbe und ihr Einzugsgebiet. In Wasserwirtschaft Wassertechnik, Nr. 7, 1993
  - [Simon, 1996] Simon, M.: Anthropogene Einflüsse auf das Hochwasserabflussverhalten im Einzugsgebiet der Elbe. In Wasser und Boden, Nr. 2, 1996, S. 19 - 23
  - [Staatsbib, 1993] Flüsse im Herzen Europas, Ausstellungskatalog Kartenabteilung, Staatsbibliothek zu Berlin, 1993,
  - [STAU MD, 1993] Auswirkungen wasserbaulicher Maßnahmen auf die Struktur der Elbauen – prognostisch mögliche ökologische Verbesserungen, Informationsschrift des Staatlichen Amtes für Umweltschutz Magdeburg (Hrsg.), 1993
  - [StAWA, 1992] Ökologische Aufwertung von Bühnenfeldern und Vorlandgewässern an der Elbe, Informationsschrift des Staatlichen Amtes für Wasser und Abfall Lüneburg (Hrsg.), 1992
  - [TU Dresden, 1994] Die Elbe im Kartenbild, Vermessung und Kartierung eines Stromes, TU Dresden, Inst. für Kartographie, Dresden 1994
  - [VE Projektierung, 1961] Berechnung des RW 1959 und Festlegung der Mindestfahrwassertiefen und Sollsohlen der Elbe und Bauwerkssollhöhen, VE Projektierungsbetrieb für Wasserstraßen Berlin, Außenstelle Magdeburg, 1961 (unveröffentlicht)
  - [WSD OST, 1995] Strombaumaßnahmen an der Elbe, El-km 0,0 bis 607,5, Entwurf -HU, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost, Berlin, 1995 (unveröffentlicht)



## Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen

DIPL.-ING. BERND HENTSCHEL / DIPL.-ING. REGINA KAUTHER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

Im aerodynamischen Laboratorium der Abteilung Wasserbau im Binnenbereich werden Gewässerströmungen mit Hilfe von Analogiemodellen untersucht, bei denen statt Wasser Luft als Strömungsfluid verwendet wird. Um die erforderlichen Ähnlichkeitsgesetze (reynoldsches Modellgesetz) einzuhalten, sind sehr hohe Geschwindigkeiten, i.d.R. zwischen 5 und 40 m/s, erforderlich. Bei Modelllängen zwischen 3 und 10 Metern benötigt somit ein Fluidpartikel deutlich weniger als eine Sekunde, um das gesamte Modell zu durchströmen. Verwendete Geschwindigkeitsmessmethoden (Hitdraht-/Laserdopplernemometrie oder Partikel-Image-Velocimetry/PIV) erlauben es lediglich punktuell oder in Arealen von wenigen Quadratzentimetern die Strömung zu analysieren. Integrale Sichtbarmachungen, zum Beispiel mit künstlichem Nebel, sind jedoch auf Grund der sehr hohen Geschwindigkeiten nur bedingt einsetzbar. Daher wurde von der Abteilung Wasserbau im Binnenbereich im Jahr 1999 eine Hochgeschwindigkeitsvideokamera beschafft.

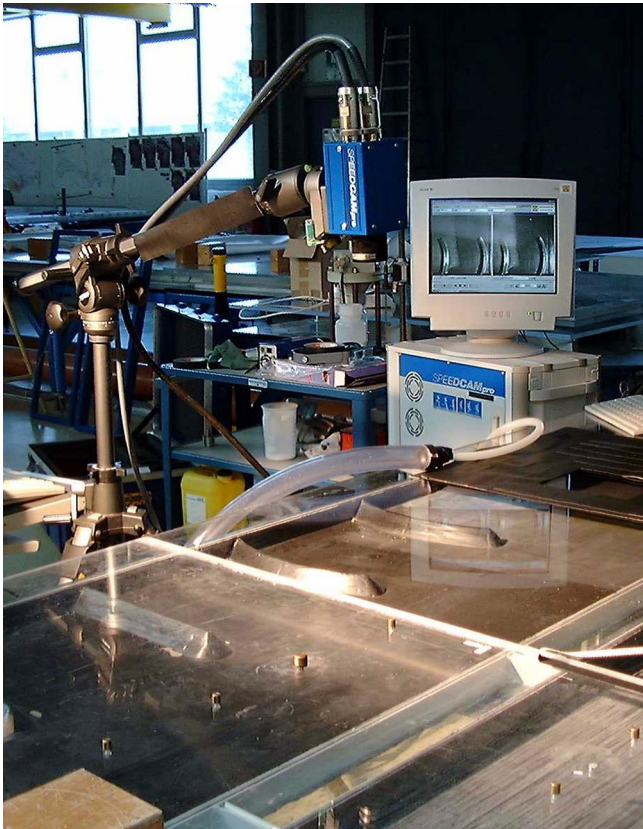


Bild 1: Versuchsstand im aerodynamischen Labor

Das System SpeedCAM PRO (Fa. Weinberger) (Bild 1) besteht aus einem 8 Bit Kamerakopf und einem Erfassungs- und Auswerterechner und weist folgende Merkmale auf:

Bildspeicher: 128 MByte  
 Objektiv: 8mm f/1,4 Bildverarbeitungsqualität  
 Bildfrequenz und Auflösung einstellbar:  
 1000 Bilder/s mit 512 x 512 Pixel  
 2000 Bilder/s mit 512 x 256 Pixel  
 3200 Bilder/s mit 512 x 128 Pixel  
 4500 Bilder/s mit 512 x 64 Pixel

Bei der sehr hohen Datenrate von 256 MByte/Sekunde bei maximaler Auflösung reicht der Bildspeicher für Film-längen von bis zu 0,5 Sekunden. Geringere Aufnahme-frequenzen oder Auflösungen sind ebenfalls möglich, dabei erhöht sich die mögliche Aufnahmedauer entsprechend. Die Aufnahme erfolgt in einen triggerbaren Ring-speicher. Die Triggerung erfolgt manuell oder extern, z.B. über eine mobile Laser-Lichtschranke.

Die Software läuft unter dem Betriebssystem Windows 98; die aufgenommenen Sequenzen lassen sich entweder als normale Videos (PAL) oder als Einzelbilder (TIFF) weiterverarbeiten.

### Erste Anwendungen im aerodynamischen Labor

Zu den ersten erfolgversprechenden Anwendungen im Luftlabor gehörte die großflächige Visualisierung komplexer Strömungsfelder im Nahbereich strukturierter Bühnen. Wenn man mit der Kamera ein Teilchen mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s mit 1000 Bildern/Sekunde filmt, weist das Teilchen bei einer Wiedergabe des Films im normalen PAL-Videotakt mit 25 Bildern/Sekunde eine scheinbare Geschwindigkeit von lediglich 0,75 m/s auf und ist somit sehr gut zu beobachten. Wirbelfelder im Modell, welche sich innerhalb weniger Millisekunden aufbauen, lassen sich jetzt um den Faktor 40 verlangsamt beobachten. Der seit Jahren vorhandene Nebelgenerator erwies sich für diese Anwendungen als sehr geeignet.

Bild 2 zeigt derzeit laufende Versuche mit Blähglas-kugeln bei unterschiedlichen Aufnahme-frequenzen (die kleinen weißen Punkte sind die Tracerteilchen). Damit können einzelne Partikel in ihrer Bewegung über einen längeren Abschnitt beobachtet und vermessen werden und es lassen sich z.B. die Strömungsvorgänge im Be-

reich von Stromregelungsbauwerken durch quantitative Weiterverarbeitung vertieft analysieren.

Der unkomplizierte Einsatz des Gerätes bei minimalem Einweisungsaufwand legt es nahe, die Kamera auch für andere Anwendungsgebiete in der BAW, wie z.B. die Vermessung hoher Geschwindigkeiten mit Partikel-Traking-Velocimetry im Nahbereich von Wasserbauwerken (z.B. Wehre) oder die Visualisierung hochfrequenter Bewegungsvorgänge beim Geschiebetransport (eine 2m - Rinne wird derzeit dafür vorbereitet), zum Einsatz zu bringen da das vorhandene Equipment neben der reinen, bereits sehr anschaulichen Visualisierung, auch die quantitative Analyse der Bewegungsvorgänge ermöglicht.

wie z.B. die Vorgänge am Fuß eines Pfahles bei der Pfahlrammung. Ein wesentlicher Teil der 14-tägigen Messkampagne wurde an einem Versuchsstand in der Grundbauhalle des Fachgebietes Grundbau und Bodenmechanik Prof. Dr.-Ing. Savidis an der Technischen Universität Berlin durchgeführt. Die laufenden Auswertungen lassen gute aussagekräftige Ergebnisse erwarten.

Beispiel 1: Aufnahmen einer stoßartig belasteten starren Wand mit rolliger Hinterfüllung

Diese Versuche wurden von der TU Berlin durchgeführt und sind für die BAW für die Berechnung des Erdwiderstandes bei Anfahrung von Binnenschiffen an Spund-

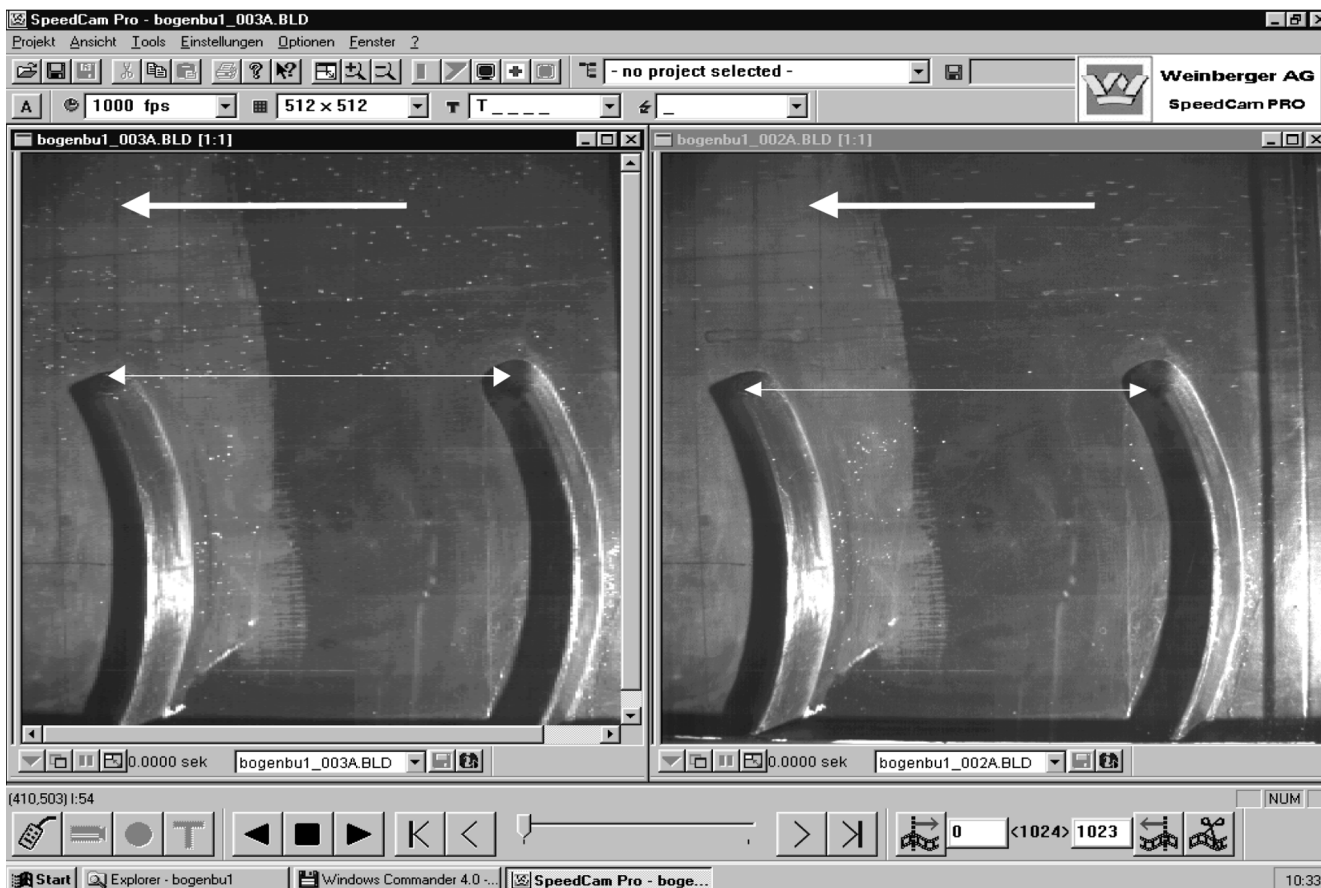


Bild 2: Partikel in einer Buhnenstrecke (AD-Labor) bei unterschiedlichen Aufnahmefrequenzen

### Einsatz der Videokamera für die Abteilung Geotechnik

Die Hochgeschwindigkeitskamera wurde im April diesen Jahres zum ersten Mal auch bei geotechnischen Fragestellungen aus dem Bereich der Bodendynamik eingesetzt. Aufgenommen wurden dabei bodenmechanische Modellversuche, in denen zum einen eine stoßartige Belastung einer starren Wand zum anderen die Anfahrung eines Schiffes auf eine Böschung simuliert wurde. Weitere dynamische Versuche (des Referates Baugrunddynamik, BAW Ilmenau) dienten der Beobachtung der Bedingungen an der Bewegungsquelle,

wände von großem Interesse. In den Versuchen wird eine starre (Mess)Wand stoßartig durch einen herabfallenden Impulshammer belastet. Durch den Einsatz von verschiedenen Dämpfern können kurze, harte und lange, weiche Stöße simuliert werden. Stoßkraft, Beschleunigungen und Verschiebungen der Wand werden messtechnisch erfasst.

Der sich derzeit im Einsatz befindliche Versuchskasten besitzt eine Breite von 16 cm, eine Höhe von 45 cm und eine Länge von 82 cm. Durch einen speziellen Führungsmechanismus wird eine parallele Verschiebung der Messwand gewährleistet. Die Messwand endet 5 cm

über dem Kastenboden, sodass auch eine gekrümmte Ausbildung der Gleitfuge unterhalb des Wandfußpunktes ermöglicht wird. Außer diesem Versuchskasten wird auch ein doppelt so breiter Kasten ähnlicher Bauart zum Einsatz kommen.

Anhand der aufgenommenen Filme und der anschließenden Auswertung konnte z.B. die Ausbildung der Gleitflächen im Hinterfüllmaterial, der Kontakt zwischen Boden und Wand und die Bewegungen der (Gelände)Oberfläche während des Stoßvorganges und in der Entlastungsphase beobachtet und interpretiert werden.

Beispiel 2: Aufnahmen von Schiffsstoßversuchen mit einem Pontonbug

In dem Versuchskasten der TU Berlin konnten ohne großen Aufwand auch vereinfachte Schiffsstoßversuche durchgeführt werden. Für die Schiffsstoßversuche wurde in dem breitem Versuchskasten die Wand entfernt und eine Böschung hergestellt. Aus den einzuhaltenen Randbedingungen ergab sich ein Modellmaßstab von 1:75 für die geometrischen Abmessungen. In diesem Maßstab wurde ein Pontonbug aus massivem Holz angefertigt. Die Versuchsgeschwindigkeiten des Schiffes betragen maximal 0,65m/s. Die Dauer des Schiffsstoßes beträgt in diesem Maßstab bis zu 250 ms. Der Untersuchungsschwerpunkt lag auf der Beobachtung des Sandkegels, der durch das Eindringen des Schiffes aufgeschoben wird bzw. möglicherweise auftretender sichtbarer Bruchkörper an der Oberfläche des Modells. Dazu wurde der Eindringvorgang sowohl von der Seite als auch von oben aufgenommen. Die hierbei auftretenden Geschwindigkeiten des beschleunigten Sandes werden in Abhängigkeit von der Schiffsgeschwindigkeit ausgewertet. Der Eindringweg läßt sich ebenfalls ermitteln und kann zusammen mit den Ergebnissen aus Modellversuchen mit anderen Maßstäben ausgewertet werden (Maßstabseffekte!).

Die nebenstehenden Bilder (Bild 3 und 4) zeigen den Versuchsstand, eine Aufnahme mit der Hochgeschwindigkeitskamera während eines Versuches und die Auswertung des Vektorfeldes der Geschwindigkeiten, die mit der PIV-Software erarbeitet wurden.

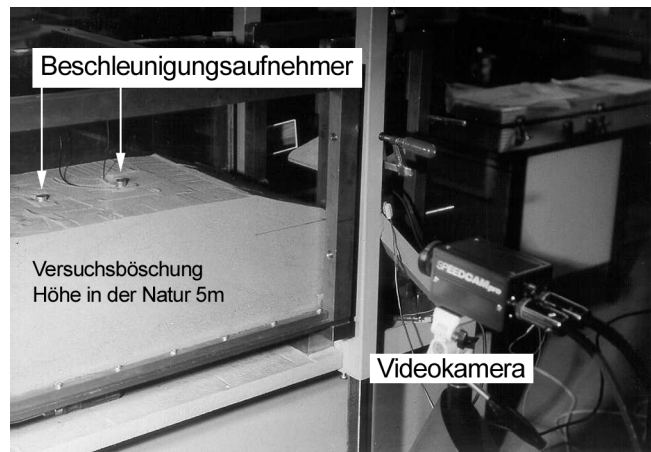


Bild 3: Versuchsstand für den Schiffsstoß

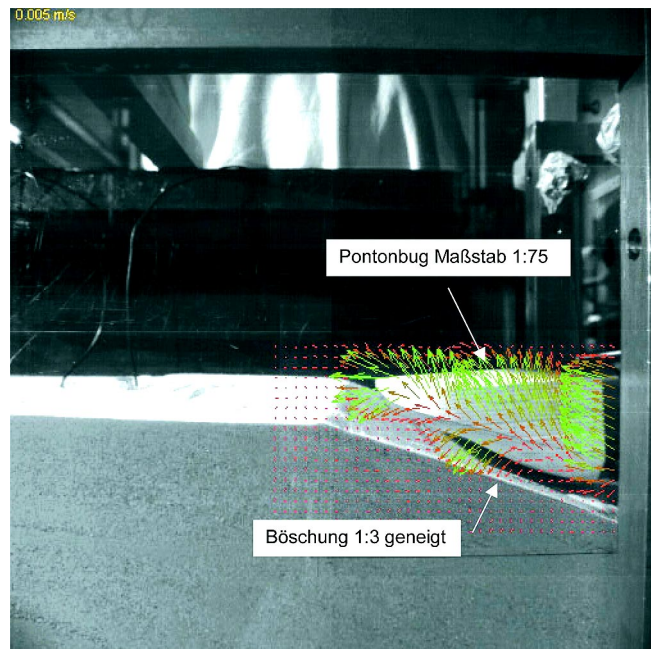


Bild 4: Geschwindigkeitsvektorenfeld kurz vor dem Anprall



# Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen

G. L. GLADKOW, LEITER DES LEHRSTUHL'S „WASSERSTRAßEN UND GEWÄSSERERKUNDUNGEN AN DER ST. PETERSBURGER STAATLICHEN UNIVERSITÄT FÜR WASSERKOMMUNIKATIONEN“ (SPGUWK)  
DR.-ING. BERNHARD SÖHNGEN, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

## 1 Einleitung

Die Zuverlässigkeit der Prognose von flussmorphologischen Veränderungen in Fließgewässern, die für den Entwurf wasserbaulicher Maßnahmen unter Verwendung mathematischer Modelle erforderlich sind, wird vor allem durch die richtige Einschätzung der Randbedingungen des Gewässerbettes und der physikalischen Grundlagen des Feststofftransports in natürlichen Wasserläufen sowie durch die Qualität der angewandten Modellverfahren bestimmt. Die vorliegende Arbeit, die im Rahmen der Zusammenarbeit zwischen der Bundesanstalt für Wasserbau Deutschlands (BAW) und der St. Petersburger Universität für Wasserkommunikationen (SPGUWK) durchgeführt wurde, ist der Verbesserung bestehender Modellverfahren des Feststofftransports in Flüssen gewidmet.

Als grundlegende Abhängigkeiten mit dem Ziel ihrer Verifikation wurden in der Arbeit Berechnungsformeln von Meyer-Peter und Müller (1948), L. van Rijn (1984), Hunziker (1996), Parker (1982, 1990) und Einstein (1950) sowie ihre verschiedenen Modifikationen (insgesamt 30 Berechnungsmodelle) verwendet. Von den bekannten Modifikationen der Formel von Meyer-Peter und Müller wurden die Ansätze von Ribberink (1987) und von Söhngen et al. (1992, 1996) angewendet. Die Berechnungen wurden auch mit der Formel von L. van Rijn, die von Laguzzi (1994) modifiziert wurde, durchgeführt.

Auf der Basis experimentell gewonnener Daten und Ergebnisse von Naturversuchen wurde dabei eine neue Modifikation bestehender Ansätze erarbeitet, die sowohl für homogene als auch für inhomogene Korngemische anwendbar ist. Die Daten stammen überwiegend aus Naturversuchen von deutschen und russischen Flüssen.

## 2 Einschätzung kritischer Scherspannungen für homogene Sedimente

In der Praxis ingenieurtechnischer Berechnungen ist es allgemein üblich, als grundlegende Bedingung für den Bewegungsbeginn von Feststoffen mit einheitlicher Korngröße die Ausgleichskurve von Shields /1/ zu verwenden. Dabei ist die dimensionslose kritische Bewe-

gungsintensität  $\tau'_{*c}$  eine Funktion der kornbezogenen

Reynoldszahl  $Re_{*c}$ :

$$\tau'_{*c} = f(Re_{*c}), \text{ mit}$$

$$\Theta_c = \tau'_{*c} = \frac{\rho(v'_{*c})^2}{(\rho_s - \rho)gd}, \quad Re_{*c} = \frac{v'_{*c}d}{\nu}$$

$\rho$  = Wichte des Wassers

$\rho_s$  = Wichte der Feststoffe

$v'_{*c}$  = Kornbezogene Schubspannungsgeschwindigkeit bei Bewegungsbeginn

$d$  = Korndurchmesser

$\nu$  = Kinematische Zähigkeit des Wassers (2)

Aus dimensionsanalytischen Gründen kann die Abhängigkeit von  $Re_{*c}$  ersetzt werden durch eine Funktion des dimensionslosen Korndurchmessers

$$D_* (D_* = \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot g / v^2\right)^{1/3} \cdot d).$$

In der Arbeit von L. van Rijn /2/ wird das Diagramm von Shields in der Abhängigkeit  $\Theta = f(D_*)$  durch folgende abschnittsweise definierte Funktionen beschrieben:

$$\Theta_c = 0,24 \cdot (D_*)^{-1}, \quad D_* \leq 4$$

$$\Theta_c = 0,14 \cdot (D_*)^{-0,64}, \quad 4 < D_* \leq 10$$

$$\Theta_c = 0,04 \cdot (D_*)^{-0,10}, \quad 10 < D_* \leq 20$$

$$\Theta_c = 0,013(D_*)^{0,29}, \quad 20 < D_* \leq 150$$

$$\Theta_c = 0,055, \quad D_* > 150$$

Diese Funktionen sind mehrmals bei der Lösung praktischer Aufgaben überprüft worden. Unserer Meinung nach ist aber der von Shields angenommene Wert  $\Theta_c = 0,055$ , der den Bereich des quadratischen Widerstandsgesetzes betrifft, zu hoch angesetzt.

Die bedeutendste experimentelle Forschung in Russland wurde hierzu von W. S. Knoroz /3/ durchgeführt. Die Versuche erfolgten in einem 0,635 m breiten Gerinne mit neun Korngemischen im Sand- und Kieskornbereich mit Korndurchmessern von 0,16 mm bis 18,4 mm. Neben natürlichen Sedimenten wurden Versuche mit Bakelitpulver, das einen mittleren Korndurchmesser (arithmetisches Mittel) von 0,18 mm aufwies, durchgeführt. Als wesentliches Resultat seiner Experimente hat Knoroz – im Gegensatz zu Shields – eine monotone Abnahme der kritischen Shields–Werte,  $\tau'_{*c}$ , mit der Zunahme von  $D_*$  festgestellt. Bei Shields nimmt  $\tau'_{*c}$  mit  $D_*$  zunächst ab, dann wieder zu, um wie bei Knoroz bei großen  $D_*$  einen konstanten Wert anzunehmen.

Knoroz hat zur Beschreibung dieses Gesetzes drei lineare Funktionen verwendet, entsprechend den Bereichen des hydraulisch glatten, des Übergangs- und des quadratischen Widerstandsgesetzes. Im quadratischen Bereich bei  $D_* > 25$  beträgt der kritische Shields–Wert  $\Theta_c = 0,026$ . Eine Analyse der experimentellen Ergebnisse von Knoroz /4/ hat weiterhin gezeigt, dass die von ihm festgestellte Abhängigkeit des Shields–Werts vom dimensionslosen Korndurchmesser  $D_*$  (bei Knoroz das Argument  $Re_{*c}$ ), näherungsweise durch die folgende Funktion wiedergegeben werden kann.

$$\sqrt{\Theta_c} = 0,16 \cdot \frac{D_* + 1,3}{D_* - 0,72} \quad (3)$$

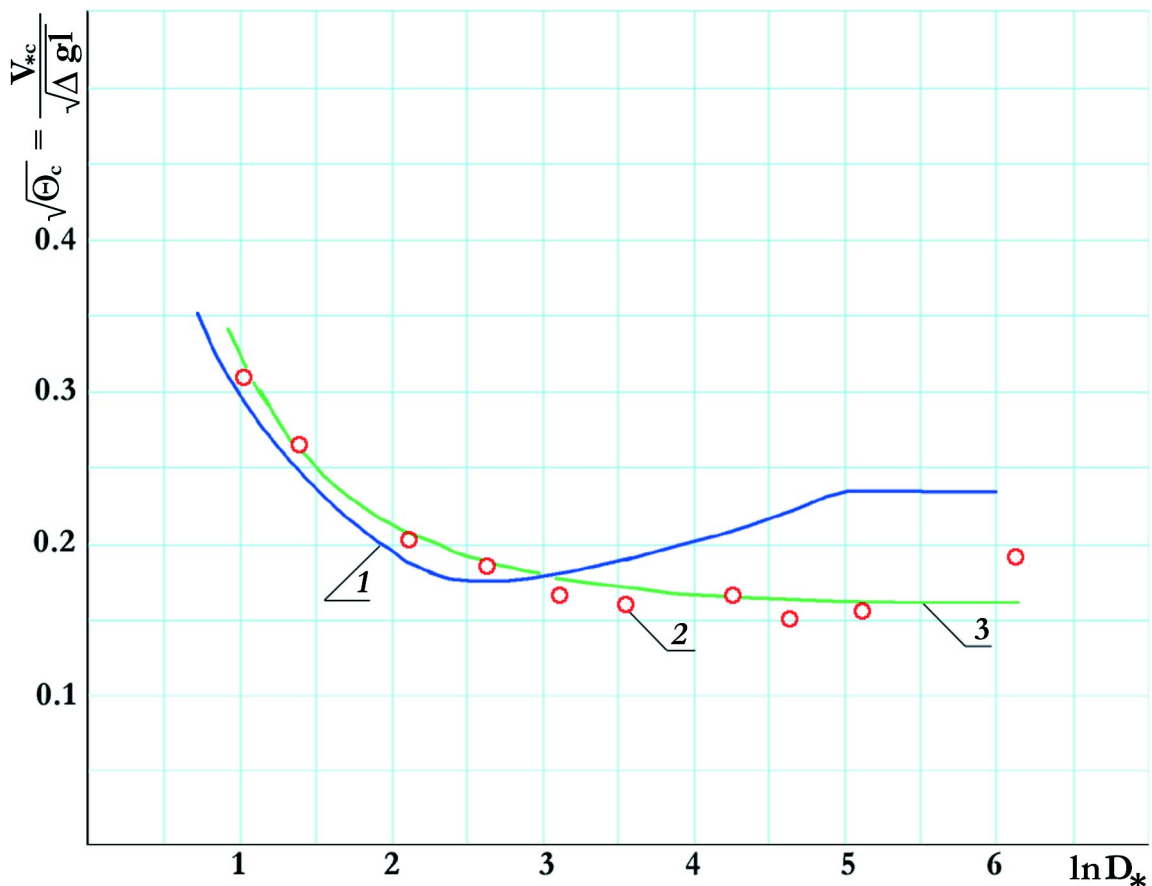


Bild 1: Abhängigkeit der kritischen Bewegungsintensität  $\Theta_c$  vom dimensionslosen Korndurchmesser  $D_*$  für Einkornmaterial nach Shields (Linie 1) und Knoroz (Linie 2). Linie 3 entspricht der Approximation der Angaben von Knoroz

### 3 Bewegung von Feststoffen mit unterschiedlicher Korngröße

In der Natur treten i. d. R. Feststoffgemische, die aus unterschiedlichen Korngrößen zusammen gesetzt sind, auf. Deshalb ist es bei der Lösung praktischer Aufgaben notwendig, die oben angeführten Formeln, die den Bewegungsbeginn für Einkornmaterial oder zumindest für homogene Feststoffgemische beschreiben, auf fraktioniertes Material zu übertragen. Dazu wird in der Literatur eine Vielzahl unterschiedlicher Verfahren vorgeschlagen.

Eine solche Beziehung wird von Egiazaroff /5/ unter Verwendung des logarithmischen Gesetzes der Verteilung der flusssohlennahen Strömung abgeleitet. Sie ergibt eine Abhängigkeit des relativen kritischen Shields-Wertes  $\Theta_{ci}$  (der mit der für die Fraktion i des Korngemisches repräsentativen Korngröße  $d_i$  gebildet wird und der auf den mit  $d_m$  gebildeten Shields-Wert  $\Theta_{cm}$  bezogen ist) vom Verhältnis  $d_i/d_m$  wie folgt:

$$\xi_i = \frac{\Theta'_{ci}}{\Theta'_{cm}} = \left( \frac{\lg 19}{\lg 19 \cdot \frac{d_i}{d_m}} \right)^2, \text{ mit} \quad (4)$$

$$\Theta'_{ci} = \frac{\rho \cdot V_{ci}'^2}{(\rho_s - \rho) \cdot g d_i} \quad (5)$$

$$\Theta'_{cm} = \frac{\rho \cdot V_{*c}'^2}{(\rho_s - \rho) \cdot g d_m}$$

$$d_m = \sum \beta_i \cdot d_i$$

$\beta_i$  = Gewichtsanteil der Fraktion i im Korngemisch

Diese Abhängigkeit wurde experimentell überprüft. Sie bestätigt die bekannten Vorstellungen über die Verminderung der Beweglichkeit des Feinkorns im Korngemisch, wegen dessen „Überschattung“ durch Grobkorn und umgekehrt die relativ größere Beweglichkeit größerer Körner wegen deren Exposition gegenüber Einkornmaterial mit gleichem Durchmesser.

Auf der Basis von Naturdaten, u. a. von der Donau, wird von Söhngen et al. /6/ empfohlen, den von Egiazaroff definierten relativen Shields-Wert  $\xi$  nach folgenden Formeln zu berechnen:

$$0 \leq \frac{d_i}{d_m} < 0,4 \quad \xi_i = 0,85 \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^{-1} \quad (6)$$

$$0,4 \leq \frac{d_i}{d_m} < 1,0$$

$$\xi_i = \left( \frac{\lg 19}{\lg 19 \cdot \left( \frac{d_i}{d_m} \right)} \right)^2$$

$$1,0 \leq \frac{d_i}{d_m} < 8$$

$$\xi_i = \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^{-0,9}$$

Eine Folge dieser „Überschattung“ ist die Sortierung der Teilchen auf der Flusssohle nach ihrer Größe. Dabei können zwei Fälle für die Entwicklung dieses Prozesses unterschieden werden:

Im ersten Fall, wenn die Transportfähigkeit der Strömung so groß ist, dass sie für die Verlagerung von größeren Bodenteilchen (z.B. des Korns mit dem Durchmesser  $d_{95}$  nach der Kornverteilungskurve) ausreicht, wird der Luvhang (Anströmseite) von Transportkörpern (i. d. R. Dünen) mit Bodenteilchen bedeckt, deren Durchmesser kleiner sind als der mittlere Korndurchmesser im Ausgangsgemisch. Diese „hiding“-Erscheinung war insbesondere bei den Experimenten im Laborgerinne zu beobachten. Fall 1 tritt bei folgender Bedingung auf:

$$\Theta'_{95} > \xi_{95} \Theta'_{cm} \quad (7)$$

$$\Theta'_{95} = \frac{\rho \cdot V_*'^2}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{95}}$$

$$\xi_{95} = \frac{\Theta'_{c95}}{\Theta'_{cm}}$$

Die von ihrem Platz fortgerissenen Bodenteilchen werden dabei auf dem Dünenkamm zum zweiten Mal einer Sortierung unterzogen. Die kleineren Teilchen passieren ungestört den Rezirkulationsbereich (unterstrom des Dünenkamms) und kommen weiter stromabwärts mit der Oberflächenschicht in Berührung. Größere Bodenteilchen gelangen nur bis auf die Rückseite der Düne. Sie werden von der Rückströmung in Rezirkulationskreisen festgehalten. Die Größe des Durchmessers der Teilchen der Oberflächenschicht auf dem Luvhang der Düne hängt also vom Verlauf der Sortierungsprozesse, der Zusammensetzung des Ausgangsgemisches und der Transportfähigkeit der Strömung ab. Die obere Grenze für  $\Theta_{95}$ , bei der dieser Sortierungsprozess noch auftreten werden kann, wird durch die im Moment des Bewegungsbeginns der Dünen vorhandene Transport-

fähigkeit der Strömung bestimmt.

Andernfalls, wenn die Bedingung (7) nicht eingehalten wird (Fall 2), führt die Sortierung des Sohlenkorns zur Vergrößerung von  $d_m$  in der Oberflächenschicht. Im letzten Stadium dieses Prozesses kann sich eine Abpflasterung aus Grobkorn bilden.

#### 4 Ausgangsdaten für die Kalibrierung des Feststofftransportmodells

In der vorliegenden Arbeit wurde zum Test der Transportformeln eine Auswahl von Ausgangsdaten von Feststofftransportmessungen verschiedener Flüsse verwendet. Die Grundlage dieser Auswahl sind Angaben des Staatlichen Gewässerkatasters Russlands, wo alle notwendigen Angaben über hydraulische und morphologische Charakteristika der Flüsse und Flussbetten aus Naturmessungen gesammelt sind. Bei der Zusammenstellung dieser Auswahl galt folgende Einschränkung: In jedem konkreten Fall sollten alle notwendigen Parameter durch Naturmessungen an einem Ort und zu gleicher Zeit aufgenommen worden sein. Aus einer großen Zahl veröffentlichter Messungen an Flüssen in den letzten 50 Jahren wurden also nur diejenigen Resultate ausgewählt, die die folgenden Informationen enthalten:

- Flussname, Nummer (Standort) der Messstelle, Datum der Messungen
- Wasserstand über dem Pegelnullpunkt
- Wasserdurchfluss  $Q$  in  $m^3/s$
- Strömungsgeschwindigkeit  $v$  in  $m/s$
- Breite des Flusses in  $m$
- Mittlere Tiefe in  $m$
- Wasserspiegelgefälle  $I$  in %
- Feststofftransport  $Q_s$  in  $kg/s$
- Schwebstofftransport in  $kg/s$
- Angaben über die Zusammensetzung der Sedimente gemäß Siebanalysen.

Außer den Angaben aus den hydrologischen Jahrbüchern wurden in die Auswahl Daten aufgenommen, die in der Arbeit von Söhngen et al. /6/ angeführt sind, sowie einige Angaben aus den experimentellen Versuchen von Gladkow /7/. Die Daten enthalten Resultate von Messungen an 41 Messstellen auf 29 verschiedenen Flüssen der ehemaligen Republiken der UdSSR, Russlands und Deutschlands, sowie Angaben von zwei Zyklen experimenteller Forschungen in einem Laborgerinne mit beweglicher Sohle. Die Daten umfassen insgesamt 296 Einzelmessungen.

Die Analyse zeigt, dass hydraulische und morphologische Daten in einem weiten Bereich variieren. So reicht das Spektrum der mittleren Fließgeschwindigkeiten von 0,09  $m/s$  bis 2,77  $m/s$ . Die durchschnittlichen Wassertiefen variieren zwischen 0,06  $m$  bis 7,3  $m$  und das Wasserspiegelgefälle zwischen 0,003 % bis 11 %.

#### 5 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

Mit den oben angeführten Modellannahmen und ihren möglichen Modifikationen wurden zwei Serien von Testberechnungen angestellt. Zum einen wurde unfraktioniert gerechnet (Verwendung von  $d_m$  oder des geometrischen Mittels  $d_g$  als Einkorn-äquivalenter charakteristischer Durchmesser der Kornmischung) und fraktioniert, d.h. unter Verwendung der Kornverteilungskurve mit den einzelnen Korndurchmessern  $d_i$ .

Die gemessenen Werte des Feststofftransportes  $Q_{s, gem}$  wurden über den berechneten Werten  $Q_{s, ber}$  aufgetragen, vgl. Bild 3. Die Übereinstimmung bei den Daten wurde über folgende lineare Regressionsgleichung überprüft:

$$\ln(Q_{s, gem} \cdot 10^4) = a + b \cdot \ln(Q_{s, ber} \cdot 10^4) \quad (8)$$

Für jeden Ansatz wurde der Wert der Konstanten  $a$  und  $b$  sowie des Korrelationskoeffizienten  $r$  bestimmt. Bei perfekter Übereinstimmung sollte  $a=0$  und  $b=1$  sein. Ein von 0 abweichender Wert  $a$  zeigt an, dass die berechneten Werte mit einem Faktor zu multiplizieren sind, um Übereinstimmung mit den Messdaten zu erreichen. Ein von 1 verschiedener Wert von  $b$  zeigt, dass die Abweichung zwischen berechneten und gemessenen Werten von der Größe des Transportes selbst abhängig ist, d.h. dass die Abhängigkeit des Feststofftransportes, z. B. von  $v'^*$ , im Modell signifikant anders ist als in der Natur.

Bei den Auswertungen, die z. B. in Bild 3 dargestellt sind, wurde eine Veränderung des nachfolgend definierten Wertes  $A$  der jeweiligen Feststofftransportformel, der mit dem v. g. Regressionskoeffizienten  $a$  korrespondiert, zugelassen:

$$Q_{s, ber} = A \cdot f(V, b, h, I, \dots) \quad (9)$$

Die gewonnenen Resultate erlauben es, einige Schlussfolgerungen zu ziehen, die bei der Durchführung weiterer Forschungen berücksichtigt werden sollen. Insbesondere ist folgendes hervorzuheben:

- In allen Fällen der Verwendung der Gleichung von Meyer-Peter und Müller und ihrer Modifikationen, weist der Winkelkoeffizient  $b$  in der Gleichung (8) einen wesentlichen Unterschied zu 1 auf, wenn unfraktioniert gerechnet wird. So beträgt z. B. der Mittelwert des Winkelkoeffizienten  $b$  unter Berücksichtigung der hier verwendeten Daten etwa 0,77. Der Wert des Exponenten in der Formel von Meyer-Peter und Müller betrüge in diesem Fall 1,15 statt

- dem angegebenen Wert von 1,5.
- Die Weiterentwicklungen der Meyer-Peter und Müller-Formeln, z. B. nach Ribberink /9/ und Söhngen et al. /6,10/, verbessern die Übereinstimmung. Noch bessere Resultate erhält man auf der Grundlage unserer Daten, wenn in den Formeln von Ribberink /9/ und Söhngen et al. /6/ von 1992 der kritische Shields-Wert  $\Theta_c$  anhand von experimentellen Angaben von Knoroz /3/ nach der Formel (3) gewählt wird.
- Eine zweite Gruppe von Modellansätzen basiert auf verschiedenen Modifikationen der Formel von L. van Rijn /2/, siehe auch Bild 2. Als Resultat der Regressionsanalyse wurde festgestellt, dass in allen Fällen der Winkelkoeffizient in der Formel (8) sich dem Wert 1 nähert. Das entspricht den Voraussetzungen des Ausgangsmodells und bestätigt somit die Möglichkeiten zu dessen Weiterentwicklung.

Bisher noch nicht definierte Variablen für Bild 2:

- Q = Abfluss im transportwirksamen Sohlbereich
- h = mittlere Wassertiefe im transportwirksamen Sohlbereich
- I = Reibungsgefälle (ersatzweise Wasserspiegelgefälle)

Mit den hier betrachteten Modifikationen des Modells von L. van Rijn, die auf Bild 2 zusammenfassend angegeben sind und deren Ergebnisse auf Bild 3 dargestellt sind, ergeben sich die besten Resultate

- bei der Berechnung des „ripple factor“  $\mu$  nach Meyer-Peter und Müller /8/ in der Modifikation von Söhngen /6/ (rechter unterer Kasten auf Abb. 2),

$$Q_s = A Q F r^{2,4} \sum_{i=1}^n \beta_i \left( \frac{1 - \sqrt{\xi_i \cdot \Theta_{ci} / \mu \Theta_i}}{\sqrt{\Delta}} \right)^{2,4} \times \rho_s$$

$$A = 0,0014$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

$$\Theta_{ci} = 0,0266 \cdot \left( \frac{D_{*i} + 1,3}{D_{*i} - 0,72} \right)^2$$

$$D_{*i} = \left( \frac{\Delta g}{v^2} \right)^{1/3} d_i$$

$$\Theta_i = \frac{hI}{d_i \Delta}, \quad Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

$$S_{dm} = \sqrt{\sum \beta_i (d_i - d_m)^2}$$

$$d_m = \sum \beta_i d_i$$

$$K'_s = d_m + 1,6 \cdot S_{dm}$$

$$0,0 \leq \frac{d_i}{d_m} < 0,4, \quad \xi_i = 0,85 (d_i / d_m)^{-1}$$

$$0,4 \leq \frac{d_i}{d_m} < 1,0, \quad \xi_i = \left( \frac{\lg 19}{\lg(19 d_i / d_m)} \right)^2$$

$$1,0 \leq \frac{d_i}{d_m} < \infty, \quad \xi_i = (d_i / d_m)^{-0,9}$$

$$\mu = (\kappa'_s / \kappa_s)^{1/4}$$

$$\kappa_s = (\kappa'_s + \kappa''_s)$$

$$\kappa''_s = 10 h_D / l_D, \quad l_D = 5h$$

$$h_D = h \cdot 1/6 \left( 1 - \frac{\Theta_{cm}}{\Theta_m} \right) \cdot (1 - Fr^2)$$

$$\Theta_{cm} = 0,0266 \cdot \left( \frac{D_{*m} + 1,3}{D_{*m} - 0,72} \right)^2$$

$$\Theta_m = \frac{hI}{d_m \Delta}$$

Bild 2: Modifizierte Geschiebetransportformel von L. van Rijn (vgl. Bild 3a)

- bei Verwendung des Parameters  $\xi$  nach der Modifikation von Aschid-Jegiasarow und Söhngen /11/ (linker unterer Kasten auf Bild 2) und
- bei Verwendung des Parameters  $\Theta_c$  nach der Modifikation von Knoroz /3/ (zentraler Kasten auf Bild 2).

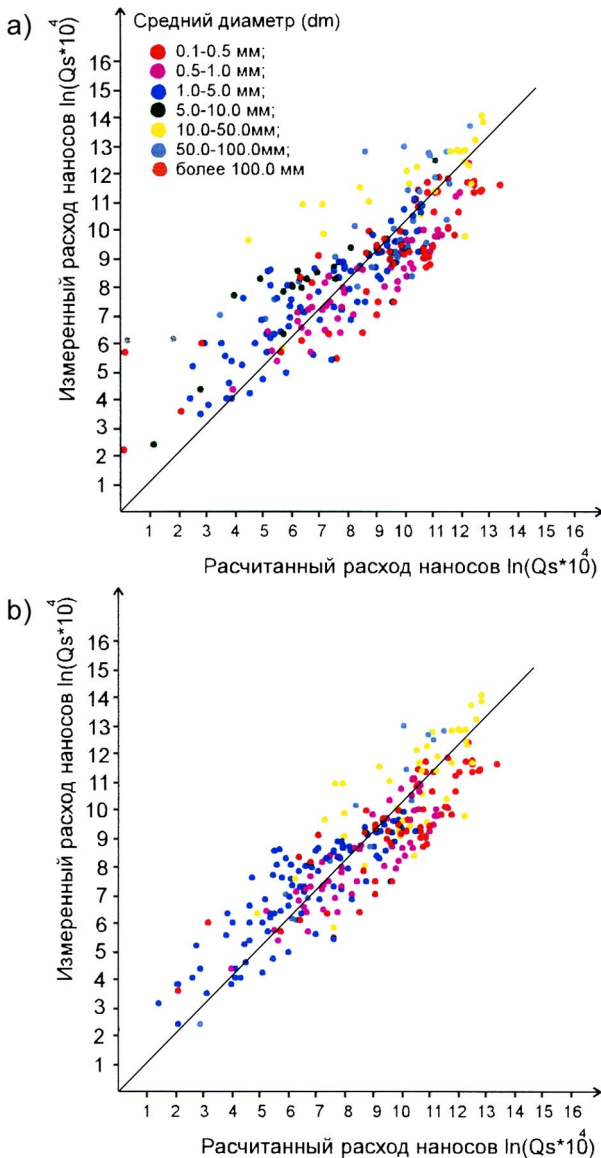
Der mit diesen Modellansätzen berechnete Feststofftransport  $Q_{s,ber}$  ist den Naturdaten  $Q_{s,gem}$  aus Bild 3 gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend. Der Korrelationskoeffizient beträgt 0,887.

Mit anderen Formeln, z.B. von Hunziker /11, 12/ und Parker /13, 14/, konnten die hier verwendeten Daten nicht so gut approximiert werden. Die unter Verwendung der Ausgangsgleichung von Einstein /15/ erhaltenen Resultate sind dagegen besser.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durch Variation verschiedener Modellansätze zum fraktionierten Feststofftransport anhand der verwendeten Daten aus Naturversuchen erhaltenen Resultate geben die Möglichkeit, weitere Schritte zur Verbesserung dieser Modelle zu gehen wie folgt:

- Auf Grund der vorliegenden Analyse erscheint es zweckmäßig, die drei auf den Ausgangsformeln von Meyer-Peter und Müller (1948), Einstein (1950) und L. van Rijn basierenden Grundmodelle unter Berücksichtigung ihrer möglichen Modifikationen mit Ansätzen von Ribberink (1987), Söhngen (1991, 1996), Knoroz (1958) und Gladkow (1996) zu kombinieren. Dadurch werden Naturmessungen an Flüssen mit einem weiten Bereich hydraulischer und morphometrischer Parameter besser approximiert als mit den Originalansätzen. Dabei ist zu beachten, dass bei der Verwendung der Formelstruktur von Meyer-Peter und Müller der Exponent einen Wert von ca. 1,15 annimmt und nicht 1,5 wie im Ausgangsmodell. Diese Tatsache erfordert eine Begründung vom Standpunkt der Ähnlichkeitstheorie.
- Die fraktionierten Berechnungen ergeben im Vergleich zu denen mit einem repräsentativen Korndurchmesser bessere Ergebnisse. Dabei hängen die Berechnungsergebnisse von den Methoden der Ausgangsdatenbearbeitung praktisch nicht ab. Bei der Diskretisierung der Kornverteilungskurven können z.B. sowohl arithmetische als auch geometrische Durchmesser für die repräsentativen Korndurchmesser der gewählten Fraktion verwendet werden.
- Ein weiterer Einfluss auf den Feststofftransport wurde in der vorliegenden Arbeit nicht näher betrachtet: Der hydraulische Widerstand des Flussbettes. Das hängt damit zusammen, dass er i. d. R. aus Naturdaten nur sehr ungenau ableitbar ist. Unter anderem aus diesem Grunde wurde der Shields-Wert der vorliegenden Arbeit auf der Grundlage des gemessenen Wasserspiegelgefälles berechnet. Bei der Anwendung von Feststofftransportmodellen ist aber die Prognose des Fließwiderstandes unabdingbar erforderlich. In der heutigen Berechnungspraxis, d.h. bei der Modellierung von Flussbettumformungen, wird dieser Einfluss oft vernachlässigt, z. B. wird häufig von einem konstanten Reibungsbeiwert, etwa nach de Chezy, ausgegangen, obwohl dieser von der Beschaffenheit der Sohle, z. B. von der Korngröße und von den Nebenbedingungen von Transportkörpern abhängig ist. Der Rauheitsbeiwert ist also in jedem



**Bild 3:** Vergleich des gemessenen (Ordinate) mit dem anhand der Gleichungen auf Bild 2 fraktioniert berechneten Feststofftransportes (Abszisse)  
 a) Verwendung des arithmetischen Mittels der Fraktionsgrenzen als repräsentativer Korndurchmesser einer Fraktion  
 b) Verwendung des geometrischen Mittels der Fraktionsgrenzen als repräsentativer Korndurchmesser einer Fraktion

Schritt der Berechnung in Abhängigkeit von den berechneten Systemkenngrößen zu bestimmen. Dieses Problemfeld wäre ein Anlass zur Fortsetzung der Kooperation in der Zukunft.

## Literaturverzeichnis

1. Einstein, H.A.: The bed-load function for sediment transportation in open channel flows.- U.S. Dept. Of Agriculture. Techn. Bull., 1950 - 1026
2. Egiazaroff, I.V.: Calculation of nonuniform sediment concentrations. Proc. ASCE Hydr. Div. - 1965 - Vol. 91 N. HY. - 4. - P. 225
3. Gladkow, G.L.: Modelirovanie transporta neodnorodnich krupnozernistich nanosov v rusle reki. - Sb. Nauchn. Tr. SPGUWK. - 1996 S. 288 - 304
4. Gladkow, G.L.: Obespechenie ustoichivosti rusel sudochnich rek pri dnouglublenii i razrabotke ruslovich karierov / Avtopef. Dis. Dokt. Techn. Nauk. - S.- Pb., SPGUWK, 1996.- S. 32
5. Hunziker, R.: Fraktionsweiser Geschiebetransport. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, 1995 - Nr. 138 - S. 209
6. Hunziker, R.: Natürliche Deckschichtbildung in Fließgewässern, Modellansätze für fraktionellen Geschiebetransport. OEWA- IWI- Seminar.- Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Innsbruck.- 1996. Heft 105, S. 43 - 62
7. Knoroz, V.S.: Nerazmivajuschaja skorostj dlya nesvyaznych gruntov i faktory, ee opredelyayucgie. Izv. VNIIG.-1958 - T. 59 - S. 62 - 81
8. Laguzzi, M.: Modelling of sediment mixtures. Waterloopkundig laboratorium /WL/, Delft hydraulics, Q 1660.- 1994
9. Parker, G.; Klingeman, A.C.; McLean, D.G. (1982): Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams, J. Hydr. Division, Proc., ASCE, Vol. 108, No. 4, pp. 544 - 571.
10. Parker, G.; Sutherland, A.J. (1990): Fluvial armor J. Hydr. Research, ASCE, Vol. 28, No. 5, pp. 529 - 544
11. Ribberink, J.S.: Mathematical modelling of one dimensional morphological changes in rivers with non-uniform sediment. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering. Report N. 87-2, 1987, Delft.- P. 202.
12. Rijn, L.C., van: Sedimenttransport, Part 1: Bed load transport. J. Hydr.Eng. - 1984. - Vol. 110, N 10. - P. 1431 - 1456.
13. Shields, A.: Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitt. der Preuss. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, 1936. - H. 26.
14. Gladkow, G.L.: Modelirovanie transporta neodnorodnich krupnozernistich nanosov v rusle reki. - Sb. Nauchn. Tr. SPGUWK. - 1996. S. 288 - 304
15. Söhngen, B.; Kellermann, J.; Loy, G.: Modelling of the Danube and Isar rivers' morphological evolution. Part 1: Measurements and Formulation. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Symp. On River Sedimentation, Karlsruhe. - 1992. Vol. 3. - P. 1175 - 1207
16. Söhngen, B.; Kellermann, J.: 1D-morphodynamische Modellierung großer Flussstrecken.- 36.- Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium - Darmstadt, 1996 - S. 34.
17. Meyer-Peter, E.; Müller, R.: Formulas for bed-load transport. Proc. IAHR, Stockholm, 1948



## **Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam**

DR.-ING. GÜNTER GLAZIK

### **Die Fundierung des wasserbaulichen Modellversuchswesens durch H. ENGELS**

Vor nunmehr 100 Jahren schuf Hubert ENGELS an der damaligen Technischen Hochschule Dresden das erste ständige Wasserbaulabor der Welt. In der Erkenntnis, mit derartigen Einrichtungen ein äußerst effektives Hilfsmittel für die Lösung komplizierter strömungstechnischer Probleme des Wasserbaues zu haben, setzte zu Beginn des Jahrhunderts in ganz Europa eine extensive Gründung und Entwicklung weiterer solcher Laboratorien ein, überwiegend an Technischen Hochschulen. Wesentlichen Einfluss auf den Fortschritt des wasserbaulichen Modellversuchswesens im ersten Drittel des Jahrhunderts hatte die 1903 als Institution der Bauverwaltung und damit erste staatliche derartige Einrichtung in Deutschland außerhalb des Hochschulbereiches gegründete Preußische Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin auf der Schleuseninsel im Tiergarten. Die Entwicklung dieser Anstalt ist insbesondere mit dem Namen von Hans Detlef KREY verbunden, welcher sie von 1910 bis 1928 sehr erfolgreich leitete und sich zusammen mit Hubert ENGELS intensiv um die Weiterentwicklung und theoretische Fundierung dieser damals noch sehr jungen Disziplin der experimentellen Forschung bemühte, wobei sie beide auch mit entsprechenden gemeinsamen Publikationen an die Öffentlichkeit traten.

Profil und Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens auch in der späteren Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau in Berlin nach 1945 sind nur richtig zu verstehen, wenn an einige Aspekte der seinerzeitigen Entwicklung angeknüpft wird.

### **Die Einrichtungen in Potsdam und Karlshorst als Bestandteile der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau (VWS)**

Die damalige Berliner Versuchsanstalt (in internationalen Fachkreisen häufig als „Berlin Laboratory“ bezeichnet) war in den zwanziger und dreißiger Jahren zu Deutschlands bedeutendstem Institut seiner Art geworden. Speziell die Wasserbau-Abteilung stand, wie in international renommierten Fachpublikationen festgestellt werden konnte, sowohl der Anzahl wie der Vielseitigkeit der bis dato ausgeführten Versuche nach an der Spitze aller Wasserbaulaboratorien.

Diese hohe Anerkennung, die auch auf die weltweite Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens fördernden Einfluss ausübte, resultierte wohl nicht zuletzt gerade aus der Vielseitigkeit und gleichzeitigen Praxisverbundenheit, die ihre Basis in der staatlichen Trägerschaft mit einem breiten Aufgabenspektrum hatte, wodurch umfangreiche Versuchsanlagen vorgehalten werden konnten.

Das umfangreiche Aufgabengebiet führte bald dazu, dass die auf der Schleuseninsel für den Wasserbau verfügbaren Flächen nicht mehr ausreichten, insbesondere nicht für großmaßstäbliche Modelle des Fluss- und Seebaues. Daher wurde 1920 ein rund 20 ha großes Gelände am Sacrow-Paretzer Kanal im Norden von Potsdam (in den Gemarkungen Marquardt und Bornim gelegen) übernommen. Das ebene und mit Sandmassen vom Kanalbau aufgespülte Gelände erschien für den Aufbau ausgedehnter Modelle gut geeignet; die Entnahme der für die Versuche benötigten größeren Wassermengen erfolgte aus dem Kanal.

Ein derartiges Freigelände ist kennzeichnend für eine bestimmte Entwicklungsetappe wasserbaulicher Versuchsanstalten:

Die älteren kleineren, in Baukörpern untergebachten Laboratorien boten nicht mehr genügend Platz, welcher im Freigelände sowie bei richtiger Wahl der Lage einschließlich der erforderlichen größeren Wassermengen ausreichend vorhanden war. Nachteilig war die Beeinträchtigung durch die Witterung und die sich daraus ergebende Beschränkung auf eine etwa von April bis Oktober währende Versuchssaison. Später boten die Fortschritte der Bautechnik sowohl die technischen als auch ökonomischen Möglichkeiten, entsprechend große Flächen stützenlos oder zumindest mit großen Stützenabständen zu überdachen, was die Arbeitsbedingungen moderner Wasserbauversuchsanstalten wesentlich verbessert hat. Zu der damaligen Zeit war die Inbetriebnahme des Freigeländes in Potsdam/Marquardt im Jahre 1926 als Außenstelle der VWS ein ganz beachtlicher Schritt in der Entwicklung. Etwa zur selben Zeit 1926/29 entstand die Versuchsanstalt auf dem Freigelände im bayrischen Obernach am Walchensee, die heute zur TU München gehört.

Die mit den Freigeländen gegebenen neuen Möglichkeiten spiegelten sich auch in neuen bzw. neuartigen Aufträgen an die Versuchsanstalten wider, des öfteren auch für Auslandsaufgaben. Während die Versuchsanstalt in Obernach seinerzeit insbesondere durch die dort

von H. ENGELS in den Jahren 1930-1935 durchgeführten und heute fast legendären Versuche für den Hoangho in China bekannt wurde, ist es in der Öffentlichkeit weitgehend unbekannt geblieben, dass als eine der ersten Aufgaben auf dem neuen Freigelände in Potsdam in den Jahren von 1929 bis 1932 Modellversuche für eine **Kanalisation des Don** und für die Einmündung des **Wolga-Don-Kanals** im Auftrag der damaligen sowjetischen Regierung durchgeführt wurden (Bild 1). In einer diesbezüglichen zeitgenössischen Veröffentlichung hieß es, dass es sich dabei seinerzeit um die „wohl größte und beachtlichste Aufgabe, die einer Wasserbau-Versuchsanstalt jemals gestellt worden ist“, gehandelt habe. Für die großen Wasserbauvorhaben der ehemaligen Sowjetunion, die allgemein erst nach dem II. Weltkrieg bekannt wurden, waren also bereits um 1930 in Potsdam Voruntersuchungen erfolgt und dazu die Erfahrungen der deutschen Wasserbauforschung, speziell des Modellversuchswesens, genutzt worden. Während der damaligen Versuchsdurchführung waren zeitweise sowjetische Ingenieure anwesend, die diese Erfahrungen und die Ergebnisse studierten. Damit hat also die deutsch-russische Zusammenarbeit auf dem Gebiet des Verkehrswasserbaues, welche auch jetzt von



*Bild 1: Modellversuche für den Wolga-Don-Kanal, Umbildung der beweglichen Sohle des Modellflusses*

der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) fortgeführt wird, bereits eine lange Tradition. Derzeit ist übrigens ein Projekt der EU unter der Bezeichnung „Russische Binnenwasserstraßen und Fluss-See-Verkehr“ angelaufen, welches auch Untersuchungen über die Rekonstruktion des Wolga-Don-Kanals vorsieht.

Neuartige Untersuchungen konnten auf dem großen Freigelände auch für Aufgaben des Seebaues durchgeführt werden, so Modellversuche mit Wellen für Küstenabschnitte und Hafeneinfahrten sowie mit Nachbildung der Ebbe- und Flutbewegung in Meeresbuchten und Flussmündungsgebieten. So erfolgten z. B. in den dreißiger Jahren mehrjährige Versuche für die **Abdämmung der Eider** an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste gegen die einlaufende Tidewelle durch das erste Eider-Sperrwerk bei Nordfeld – eines der ersten derartigen Vorhaben –, wobei die Frage nach der Höhe der künftigen Sturmflut-Wasserstände und der Umgestaltung der Tidekurven überhaupt beantwortet werden sollte – damals neue Fragen an das wasserbauliche Modellversuchswesen. Voraussetzung für die erfolgreiche Durchführung der Untersuchungen an hydraulischen Tidemodellen war die Entwicklung von Geräten zur Erzeugung des natürlichen Ablaufes der Gezeiten, mit denen die instationären Vorgänge gesteuert werden können. Mit der Eigenentwicklung und –fertigung derartiger Tide-Steueranlagen beschränkt die Versuchsanstalt damals erfolgreich Neuland. Heute sind derartige frühere elektro-mechanische Gerätekomplexe im hydraulischen Versuchswesen allgemein weitgehend durch elektronische Geräte und Prozessrechner abgelöst worden. Das gute Ergebnis der Eider-Versuche wurde später durch Vergleiche der vorhergesagten und der nach der erfolgten Abdämmung in der Natur gemessenen Anhebung der Wasserstände in eindrucksvoller Weise bestätigt, indem die Unterschiede nur wenige Zentimeter betragen. Dieses Beispiel galt damals als Präzedenzfall für die Möglichkeiten und Aussagefähigkeiten des hydraulischen Modellversuchswesens auch bei komplizierten Aufgabenstellungen.

Als ein weiteres Beispiel der Untersuchungen auf dem Freigelände in Potsdam sei das Modell der **Elbe bei Schönebeck** (oberhalb von Magdeburg) genannt, dessen Besonderheit darin bestehen sollte, dass dieser ca. 5 km lange Flussabschnitt auch in natura als Versuchsstrecke auszubauen war, um sofort und unmittelbar Vergleiche auf der Grundlage von Prototyp- und Modellmessungen durchführen und dadurch die Übertragbarkeit der Modellversuche mit beweglicher Sohle auf die Natur überprüfen zu können; diese Pläne konnten durch den Ausbruch des II. Weltkrieges leider nicht mehr verwirklicht werden. Diese Flussmodellversuche mit beweglicher Sohle erschienen so interessant, dass z. B. sogar eine holländische Zeitschrift – also aus dem gemeinhin klassischen Land des Wasserbaues – unter dem Titel „Wasserbauliche Untersuchungen auf originelle Weise“ darüber einen Bildbericht brachte (Bild 2). Das Bild 3 zeigt Aufmessungsarbeiten an diesem Modell.



Bild 2: Modell der Elbe bei Schönebeck, Maßstab 1:50 (Quelle: holländische Zeitschrift, um 1935)  
„Wasserbauliche Untersuchungen auf originelle Weise“

Die Wasserbauabteilung der Berliner Versuchsanstalt hatte in den dreißiger Jahren so viele Aufträge, dass zu der Außenstelle Potsdam im Jahre 1934 noch eine weitere in Berlin-Karlshorst hinzukam. Es wurde eine alte Flugzeughalle übernommen, die sich wegen ihrer für damalige Verhältnisse großen stützenfreien Abmessungen sehr gut für Versuchsmodelle größeren Ausmaßes eignete. Darüber hinaus wurde auch hier neben der alten Halle – dort, wo sich heute die weitere 1952 neu erbaute Halle befindet – ein Freigelände genutzt, auf dem z. B. in den vierziger Jahren ein großes Modell der Elbe bei Bohnenburg (Elbe-km 515) aufgebaut wurde.

### **Gründung und Entwicklung der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (FAS)**

Nach dem Kriegsende im Jahre 1945 wurde bereits im August dieses Jahres die „Forschungsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde“ gebildet und der Generaldirektion Schifffahrt der Deutschen Zentralverwaltung des Verkehrs in der Sowjetischen Besatzungszone unterstellt. Außer den Bereichen Wasserbau und Erdbau der früheren Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau (also der früheren VWS) wurden darin auch die früheren Institutionen Landesanstalt für Gewässerkunde, Seezeichenversuchsfeld und Schiffsvermessungsamt zusammengefasst. Letztere drei Bereiche wurden bis Anfang der fünfziger Jahre wieder ausgegliedert und zu selbständigen Einrichtungen; nach Ausgliederung der Gewässerkunde führte die Anstalt



Bild 3: Modell der Elbe bei Schönebeck, Aufmessung der umgebildeten Modell-Flusssohle

die Bezeichnung „Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau“.

Durch Luftangriffe waren die Versuchsanlagen auf der Schleuseninsel im Kriege stark beschädigt worden. Sie sind bald nach Kriegsende soweit wiederhergestellt worden, dass dort ein Versuchsbetrieb aufgenommen werden konnte. Daneben erfolgte ein Ausbau der Anlagen in Berlin-Karlshorst und in Potsdam – verstärkt, nachdem im Mai 1951 die Anlagen auf der Schleuseninsel vom damaligen West-Berliner Magistrat übernommen und damit aus der FAS ausgegliedert wurden. In Zusammenhang damit entstand ein neues Stammgebäude in Berlin-Stralau, in welchem auch ein neues Grundbaulaboratorium Platz fand.

Auch auf dem Versuchsgelände in Potsdam an der „Marquardt-Kanalbrücke“ hatten die Kriegsfolgen ihre Spuren hinterlassen: Das frühere Personal war in alle Winde zerstreut, eine Wartung der Anlagen war nicht möglich, und bei der allgemeinen Not wurden irgendwie brauchbare Gegenstände (z. B. Pumpen) abgebaut und fortgeschafft. Schon nach relativ kurzer Übergangszeit fanden sich aber wieder mit der früheren Anstalt verbunden gewesene Handwerker und Ingenieure ein, die das Areal sicherten und die Anlagen arbeitsfähig her richteten. Als erste Versuchseinrichtung wurde das bereits erwähnte Modell der Elbestrecke bei Schönebeck wiederhergestellt. Anknüpfend an die Erfahrungen der

früheren Berliner Versuchsanstalt mit Flussmodellen mit beweglicher Sohle, die immer noch wissenschaftliches Neuland waren, wurden an diesem Modell Grundlagenforschungen durchgeführt. Während vor 1945 nur ein Freigelände mit Pumpen- und Trafostation sowie einer Bürobaracke existierte, wurden nunmehr Baulichkeiten geplant und schrittweise realisiert, damit in einer Versuchshalle auch außerhalb der Freiluftsaison gearbeitet sowie in massiven Instituts- und Werkstattgebäuden gute Arbeitsbedingungen geschaffen werden konnten. Damit bestand auch die Möglichkeit, ein festes Mitarbeiterkollektiv ganzjährig zu beschäftigen, während früher für die handwerklichen Arbeiten häufig nur Saisonkräfte eingestellt wurden und ingenieurtechnisches Personal von der Schleuseninsel kam bzw. umgekehrt Potsdamer Ingenieure im Winter dort arbeiteten.

Die nunmehrige Versuchsanstalt Potsdam bzw. deren Gelände befand sich entsprechend den an sie herangetragenen Aufgaben praktisch ständig in der Entwicklung. Bild 4 zeigt, um einen Eindruck zu vermitteln, einen Lageplan der Versuchsanstalt mit dem Ausbauzustand des Jahres 1953.

In der Versuchsanstalt Karlshorst entstanden Anfang der fünfziger Jahre nicht nur z. B. erweiterte Pumpen- und Trafoanlagen sowie ein Bürotrakt, sondern auch der Neubau der bereits erwähnten neuen Halle mit 30 x 60 m Grundfläche.

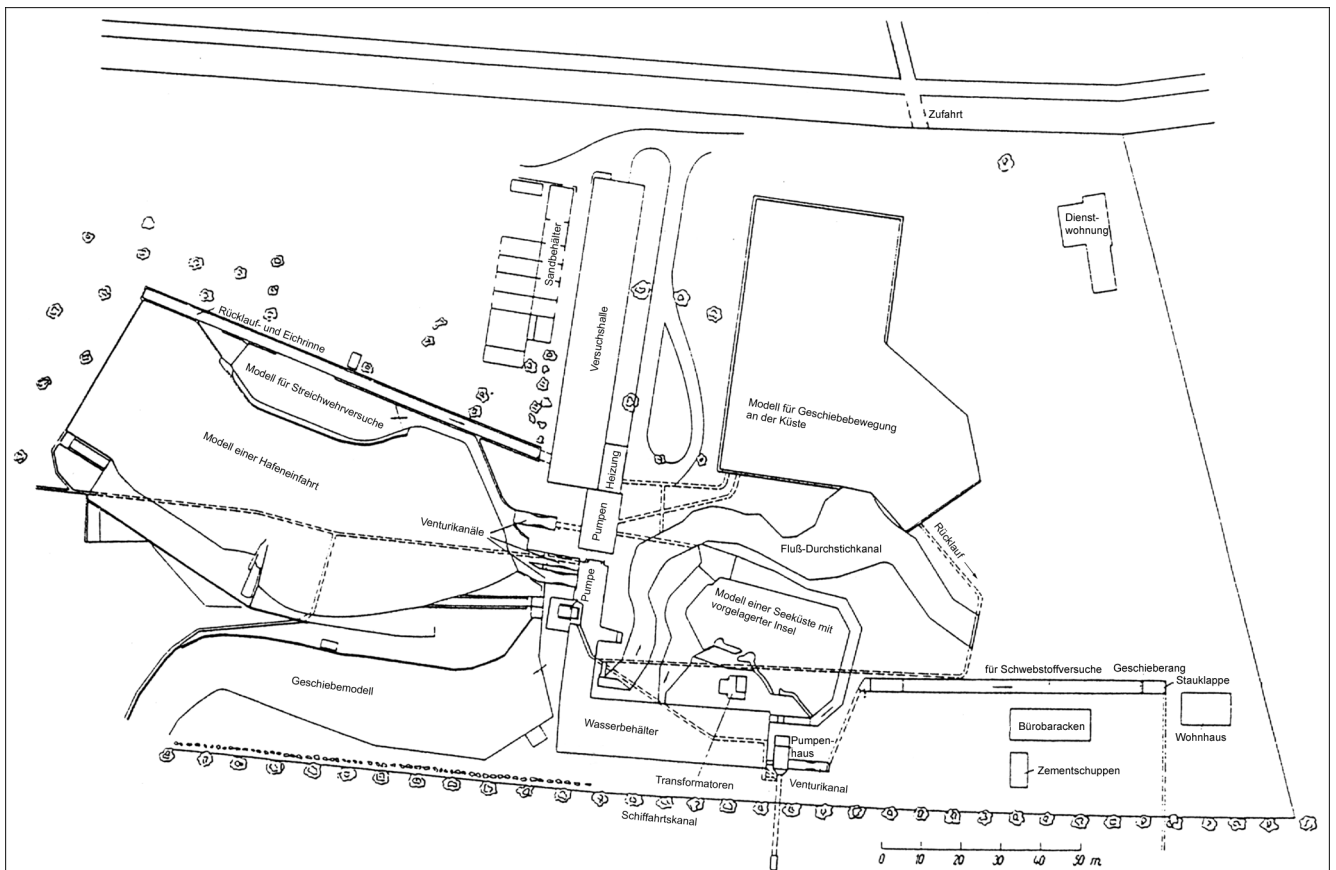


Bild 4: Lageplan der Versuchsanstalt Potsdam der Abteilung Wasserbau und Schifffahrt der Forschungsanstalt, Ausbausituation 1953

Besonderen Anteil an diesem Aufbau hatte Oberingenieur Otto ZSCHIESCHE, der bereits seit 1907 in der VWS auf der Schleuseninsel tätig war, seit 1918 als Betriebsleiter der Wasserbauabteilung, deren Leitung er dann nach 1945 übernahm; ab 1951 war er Direktor der FAS und trat 1959 nach über 50jährigem erfolgreichen Schaffen auf dem Spezialgebiet des wasserbaulichen Modellversuchswesens, was durch die Ernennung zum Ehrensator der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden gewürdigt worden war, in den Ruhestand. Seine umfangreichen einschlägigen Erfahrungen trugen wesentlich zur schnellen Herstellung der Arbeitsfähigkeit nach dem Kriege bei, und das aus ihnen resultierende methodologische Credo hat er einmal bei der Charakterisierung der Arbeitsweise von KREY, dessen enger Mitarbeiter er war, formuliert, indem er schrieb, dieser habe „von seinen Mitarbeitern verlangt, dass bei allen Versuchen soweit wie möglich bereits theoretisch die Probleme der Natur und der Modelle zu klären wären, damit sie bei den Beobachtungen am Modell mit offenen Augen alle Erscheinungen richtig deuten und in die Natur übertragen können. Er, der – wie seine vielen Veröffentlichungen beweisen – selbst viel gerechnet und Theorien entwickelt hat, hat aber auch schriftlich niedergelegt: Die Theorie, auch die schärfste und feinste, hat nur dann Wert, wenn man sie praktisch verdaut“.

### **Ausstattung und Aufgabenstruktur der Versuchsanstalten in Potsdam und Karlshorst sowie Beispiele durchgeführter Untersuchungen**

Die beiden Versuchsanstalten Potsdam und Karlshorst bildeten zusammen die Abteilung Wasserbau und Schifffahrt der Forschungsanstalt. Entsprechend den an sie herangetragenen Aufgaben wurden in beiden – soweit möglich – laufend neue Versuchseinrichtungen geschaf-

fen. Allerdings konnten vor allem die baulichen Erweiterungen nicht nach einem langfristig konzipierten Plan, sondern häufig sporadisch erfolgen – einmal nach neuen Anforderungen, zum anderen entsprechend den nicht immer kontinuierlich erfolgenden Mittelbereitstellungen. Dabei wurden aus einigen ursprünglich temporär vorgesehenen Einrichtungen später auch ständige Anlagen. Platzmäßige Einschränkungen gab es praktisch kaum. Jedoch erschien es oft wünschenswert, über noch größere überdachte und damit dem Witterungseinfluss entzogene Modellflächen zu verfügen.

Auf eine ins einzelne gehende Beschreibung der vielseitig nutzbaren Anlagen muss hier des Umfangs wegen verzichtet werden. Es sei jedoch hervorgehoben, dass bereits sehr früh auch mit verschiedenartigen seebaulichen Modellversuchen begonnen wurde, wofür unter anderem Becken bzw. Rinnen mit Wellenerzeugern geschaffen wurden. Ferner diente in Potsdam eine durch das Amt für Standardisierung und Messwesen offiziell zugelassene Rinne mit Schleppwagen für Geschwindigkeiten bis zu 4,5 m/s der Eichung hydrometrischer Geräte.

Statt hier Abmessungen und weitere technische Daten einzelner Versuchseinrichtungen anzugeben, soll versucht werden, einen Überblick über das breite Spektrum bearbeiteter Aufgaben an Hand einiger thematischer Zusammenstellungen zu vermitteln.

Die Forschungsanstalt unterstand seit Gründung der DDR dem Ministerium für Verkehrswesen, und ihre verschiedenen Abteilungen sollten vorrangig dem Verkehrsbauwesen dienen – neben der Wasserstraßenverwaltung auch dem Straßenwesen und der Reichsbahn. Sie wurden jedoch nicht nur durch Aufträge der Verkehrsträger in Anspruch genommen, sondern auch durch solche aus allen einschlägigen Bereichen, d. h. bei den

#### Im langjährigen Mittel:

ca. 40 % Binnenwasserstraßen  
 20 % Seeverkehr (Häfen, Seewasserstraßen, Werften)  
 20 % Wasserwirtschaft  
 20 % Energiewirtschaft

davon ca. 65 bis 75 % objektbezogene Untersuchungen  
 25 bis 35 % Grundlagenuntersuchungen

#### zeitweise größere Schwankungen, z. B.

- VA Karlshorst manche Jahre über 50 % Energiewirtschaft
- VA Potsdam bei den Untersuchungen für den Fährhafen Mukran überwiegend Seeverkehr

Bild 5: Prozentuale Aufgliederung der Kapazitäts-Inanspruchnahme der Versuchsanstalten

wasserbaulichen Versuchsanstalten in Karlshorst und Potsdam praktisch von allen wassernutzenden Wirtschaftszweigen einschließlich der Industrie (siehe Bild 5).

Die Aufgaben wurden so verteilt, dass in Karlshorst in den dort verfügbaren Hallen Versuchsmodelle kleineren Ausmaßes aufgebaut wurden und in Potsdam auf dem Freigelände größere Fluss- und Seebaumodelle, daneben auch dort insbesondere über Winter verschiedene Bauwerksmodelle. Dabei wurden beide Versuchsanstalten organisatorisch und fachlich als Einheit betrachtet, bis hin zur gemeinsamen arbeitsteiligen Bearbeitung von Forschungsaufgaben. Damit wurden das umfassende fachliche Profil und die progressiven wissenschaftlichen Traditionen der früheren Berliner Versuchsanstalt weitergeführt bzw. weiterentwickelt.

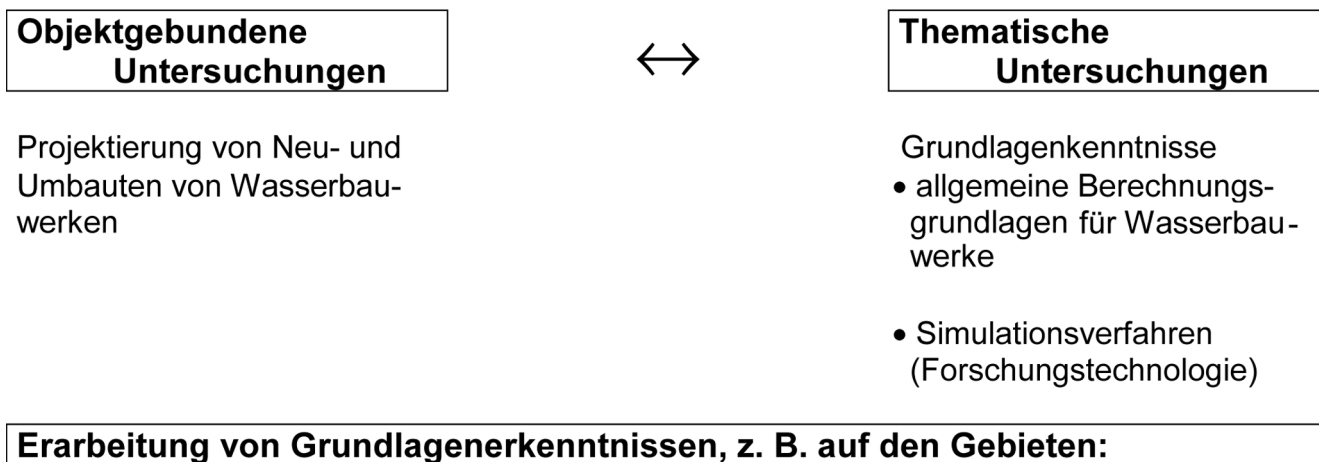
Die generelle Problematik der wechselseitigen Bedingtheit von Grundlagen- und angewandter Forschung (Bild 6) erhält auf dem Gebiet des wasserbaulichen Modellversuchswesens eine spezielle Komponente dadurch, dass die einen großen Teil der Arbeiten ausmachenden objektgebundenen Untersuchungen bis zu einem gewissen Grad als eine Art „Modellprojektierung“ zu interpretieren sind, womit eine große Praxisnähe erreicht wird. Auf diese für die Entwicklung der hydraulischen Forschung allgemein nicht unwesentliche Problematik kann hier nur hingewiesen werden; die Darstellung soll den einschlägigen Bezug zur konkreten Situation der FAS herstellen.

Auf Bild 7 wurde der Versuch einer allgemeinen Klassifizierung physikalischer bzw. hydraulischer Modelle des wasserbaulichen Versuchswesens unternommen. In den Versuchsanstalten in Potsdam und Karlshorst wurden alle in dieser tabellarischen Übersicht zusammengestellten Modellkategorien mit Ausnahme der Pos. 8 (Grundwasserströmungen) bearbeitet; sie waren also universelle Einrichtungen.

In der Übersicht auf Bild 8 wurden die Arbeitsgebiete der wasserbaulichen Versuchsanstalten der FAS zu Fachgruppen zusammengefasst dargestellt. Das „klassische“ Wasserbauversuchswesen wie zur Zeit von H. ENGELS befasste sich im Wesentlichen mit den Wasser- und Flussbauwerken im engeren Sinne. Gerade aber auch die von uns als „Industrie- oder Anlagenhydraulik“ bezeichnete Teildisziplin erhält mit dem hydraulischen Modellversuchswesen ein äußerst effektives Hilfsmittel zur Lösung von in verschiedenen Wirtschaftszweigen anstehenden Problemen. Auf Bild 9 wurden einige diesbezügliche Beispiele aus dem Arbeitsgebiet der FAS, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, gesondert zusammengestellt.

Ähnliches gilt für Grenzgebiete des wasser- und schiffbaulichen Modellversuchswesens (s. Bild 10).

Als Ergänzung zu diesen thematischen Übersichten wurden auf Bild 11 einige ausgewählte Beispiele von Bauvorhaben, also objektbezogenen Untersuchungen, zusammengestellt. Für verschiedene größere Objekte wurden eine ganze Anzahl einzelner Teilvorhaben oder



- Gerinne- und Rohrleitungshydraulik
- Flußbettprozesse und Sedimenttransport
- Windwellenregime an der Küste und auf Binnengewässern
- Seegangsbeanspruchung von Bauwerken
- nautische Probleme der See- und Binnenschifffahrt
- Hydrothermik
- Weiterentwicklung des Modellversuchswesens

Bild 6: Objektgebundene/Thematische Untersuchungen

	Gewässer- bzw. Bauwerksart	Ähnlichkeitserfordernisse
1.1	Flußmodelle (bzw. Gerinne) mit <b>fester</b> Sohle	FROUDEsches Modellgesetz
1.2	Flußmodelle (bzw. Gerinne) mit <b>beweglicher</b> Sohle	z. T. FROUDEsches Modellgesetz, darüber hinaus Ähnlichkeitsanforderungen für den Feststofftransport
2.1	Seebaumodelle mit <b>fester</b> Sohle (Wellenmodelle)	FROUDEsches Modellgesetz
2.2	Seebaumodelle mit <b>beweglicher</b> Sohle (Wellenmodelle)	z. T. FROUDEsches Modellgesetz, darüber hinaus Ähnlichkeitsanforderungen für den Feststofftransport
3.	Bauwerksmodelle (z. B. Abfluß über Wehre, Schleusen)	FROUDEsches Modellgesetz
4.	Rohrleitungen und Armaturen	z. T. REYNOLDSsches Modellgesetz
5.	Ausbreitungsvorgänge (Dichteströmungen, Dispersion usw.)	FROUDEsches Modellgesetz FROUDEsche Dichtezahl
6.	Aerodynamische (Luft-) Modelle (aero-hydraulische Analogie)	REYNOLDSsches und EULERSches Modellgesetz
7.	Hybride Modelle (Kopplung von hydraul. und math. Teilmodellen)	Je nach Kombination, ferner mathematische Lösung
8.	Sickerströmungen (Grundwasserströmungen)	Sand-, Kugel-, Spaltmodelle: Fr, Re

Bild 7: Klassifizierung physikalischer bzw. hydraulischer Modelle des wasserbaulichen Versuchswesens (Pos. 6 bis 8 nur bedingt geometrisch ähnlich, dto. bei geometr. Verzerrungen)

#### Binnenverkehrswasserbau

- Wechselbeziehungen zwischen Schiff und Wasserstraße
- Ufer- und Sohlenbefestigungen
- Binnenhäfen

#### Flußbau

- als Bestandteil des Verkehrswasserbaues
  - Niedrig- und Mittelwasserregulierungen
  - Flußkanlisierungen
- für weitere Nutzungen, Umweltschutz usw.
  - Wasserentnahmen
  - Vorfluterausbau
  - Hochwasserschutz

#### Küsteningenieurwesen bzw. Seebau

- Seehäfen
- Küstenschutz
- Offshore – Anlagen

#### Stauanlagen und Wasserkraftanlagen

- Talsperren einschließlich Hochwasserentlastungen
- Wehre
- Stahlwasserbau

#### Industrie- bzw. Anlagenhydraulik

Kühlwasserkreisläufe, Rohrleitungen, Armaturen usw.

Bild 8: Arbeitsgebiete der wasserbaulichen Versuchsanstalten der FAS in Berlin-Karlshorst und Potsdam

Teilfragen untersucht, z. B. für die Kühlwasserversorgung von Wärmekraftwerken. Als Beispiel für eine komplexe Bearbeitung werden auf Bild 12 die vielfältigen Untersuchungen für den Bau des Fährhafens Mukran auf Rügen, die teils theoretisch-rechnerisch, überwiegend jedoch mittels verschiedener hydraulischer Modelle in der Versuchsanstalt Potsdam erfolgten (s. auch Bild 15).

Ein Teil der genannten Objekte, wie z. B. die Kraftwerke, sind von den Auswirkungen der nach der Währungs- und Wirtschaftsunion eingetretenen Strukturkrisen betroffen und damit die dafür erbrachten ingenieurtechnischen Leistungen ins Hintertreffen geraten, worüber aber nicht vergessen werden sollte, dass vor allem solche Leistungen die Grundlage für einen neuen wirtschaftlichen Aufschwung bilden müssen. Inzwischen hat z. B. der Fährhafen Saßnitz-Mukran eine neue Bedeutung erhalten, und für den weiteren Ausbau der Zufahrt zum Seehafen Rostock erfolgten weiterführende Untersuchungen in der Außenstelle Küste der BAW.

Zur anschaulicheren Vermittlung werden ergänzend zu den bisherigen tabellarischen Übersichten mit den Bildern 13 bis 23 noch einige fotografische Aufnahmen aus den verschiedenen Arbeitsgebieten wiedergegeben.

**Kühlwasserkreisläufe**  
(Insbes. in Wärmekraftwerken  
einschl. KKW)

- Verteilungsbauwerke
- Ausgleichsbecken
- Mischstationen
- Sprühteiche und Sprühdüsen
- Widerstand von Siebbändern

**Wasserversorgungs- und  
Wasserbehandlungsanlagen**

- Filterspülprozesse
- Sandfänge
- Absetzbecken
- Reaktionsbecken
- Verteilungsbauwerke
- Rührwerke

**Rohrleitungen**

- Bemessung von Heberleitg.
- Dükerverlegungen
- Verankerung von Rohrleitg.  
In Gewässern

**Strömungstechnik bei industrieel-  
len Prozessen**

- Mengenummessung
- Messung u. Vergleichmäßigung  
von Strömungen in Behältern

**Armaturen**

- Ermittlung von Widerstands-  
beiwerten
- Auslegung von Diffusoren
- Gestaltung von Ausströmvor-  
richtungen
- Automatische Steuerungen

- Stapelläufe
- Auslegung von Ruderanlagen
- Steuerfähigkeit
- Formgebung von Binnenschiffen
- Ankerhaltekräfte
- Angriff des Propellerstrahls  
auf Fluß- und Kanalsohlen sowie Wasserbauwerke
- Havarieuntersuchungen
- Anlege- und Trossenkräfte
- Schifffahrts-Technologie  
(z. B. Verbandszusammenstellungen)

Bild 10: Grenzgebiete des wasser- und schiffbaulichen Modellversuchswesens

Bild 9: Industrie- bzw. Anlagenhydraulik

a) Vor 1945 (VWS)

- Wolga-Don-Kanal (Sowjetunion)
- Talsperre mit Wasserkraftwerk am Rio Negro (Uruguay)
- Abdämmung der Eider
- Regulierung der Elbe

b) Nach 1945 (FAS)

- Überseehafen Rostock
- Fährhafen Mukran
- Küstenschutz an der Ostseeküste
- Schiffswerften  
(Dockanlagen, Standprobenplätze, Querstapellauf u. ä.)
- Ausbau der Binnenwasserstraßen  
(Fluß- und Kanalbau einschl. Schleusen und Wehre,  
z. B. Staustufen Brandenburg, Hohensaaten)
- HW-Schutz der Havel-Niederung  
(Wehrgruppen, Eindeichung, Vorfluterausbau)
- Flußverlegungen im mitteleuropäischen Raum  
(in Zusammenhang mit dem Braunkohlebergbau)
- Wasserwirtschaftliche Nutzung von Tagebaurestflächen
- Kühlwasserversorgung von Großkraftwerken  
(Lübbenau, Vetschau, Trattendorf, Hagenwerder u. a. sowie KKW  
Rheinsberg, Greifswald, Stendal)
- Talsperren  
(z. B. Bodewerk, Pöhl, Spremberg)
- Pumpspeicherwerke  
(z. B. Markersbach)

Bild 11: Ausgewählte Beispiele von Bauvorhaben, zu denen mittels des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam wesentliche Beiträge erarbeitet wurden

## **I. Wellenklima**

Berechnung der mit bestimmten Wiederkehrintervallen zu erwartenden Wasserstände und Wellenabmessungen

## **II. Auslegung der Hafenaußenwerke**

- Linienführung der Molen
- Ansteuerung
- Hafenumruhe (einschl. Diffraktionsberechnungen)
- Standsicherheit der Schwimmkästen
- Kronenhöhen
- Druckschlag brechender Wellen
- Stoßwirkung auf überkragende Teile
- Vorschüttungen (Brandungsbereich, Molenkopf)
- geschütteter Molenquerschnitt
- Kolksicherungsfeld

## **III. Schiffsbewegungen und Kraftwirkungen am Fähranleger**

- Bauwerksbelastungen infolge Anlegemanöver
- Bauwerksbelastungen infolge wellen- und windbedingter Schiffsbewegungen

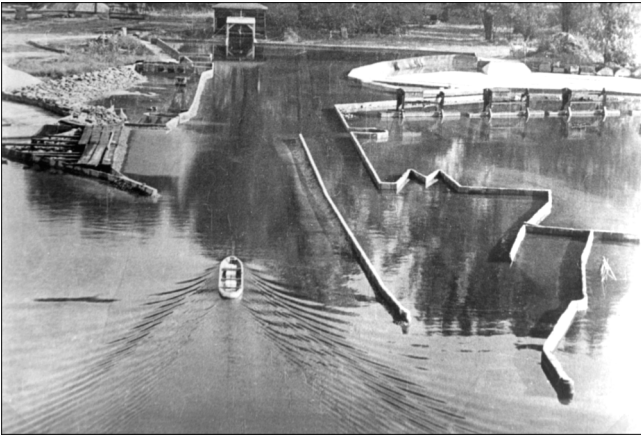
## **IV. Fährbetten**

Angriff durch den Propellerstrahl, Dimensionierung von Sicherungselementen

## **V. Küstenschutz**

- Akkumulation luv-, Erosion leeseitig
- Ermittlung der transportierten Sedimentmengen (Massenbilanzen)
- Konzipierung von Schutzbauwerken: Buhnensysteme und uferparallele Wellenbrecher

Bild 12: Untersuchungen der FAS für den Fährhafen Mukran



*Bild 13: Einfahrt eines Modellschiffes in den Seekanal Warnemünde- Rostock, rechts im Bild das Molensystem des Hafens Warnemünde*



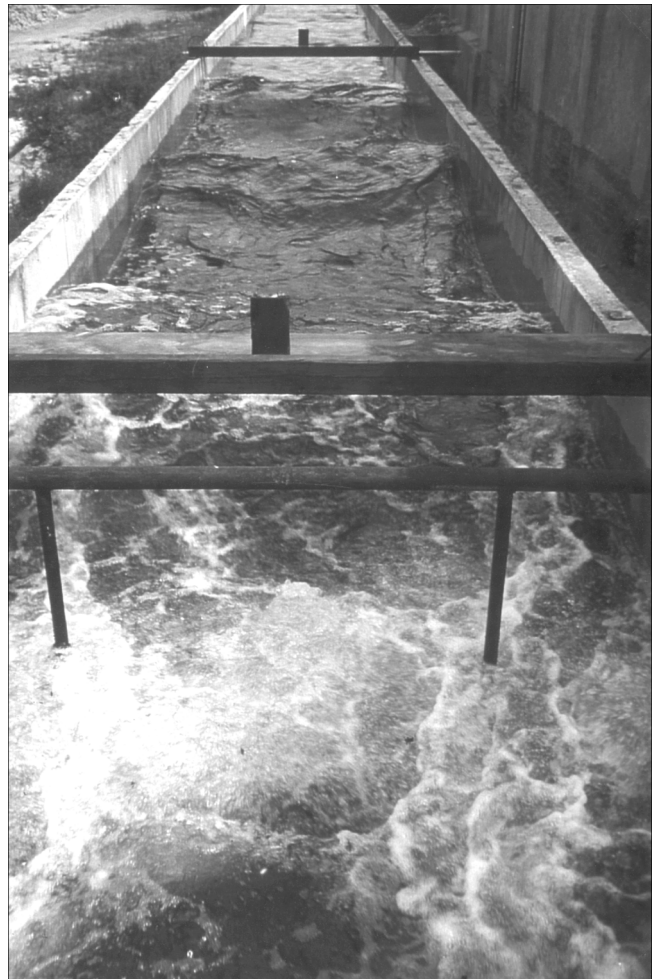
*Bild 16: Sperrwerksdurchfahrt mit personengesteuertem Schiffsmodell*



*Bild 14: Einfahrt eines freifahrenden personengesteuerten Modellschiffes in den Seekanal*



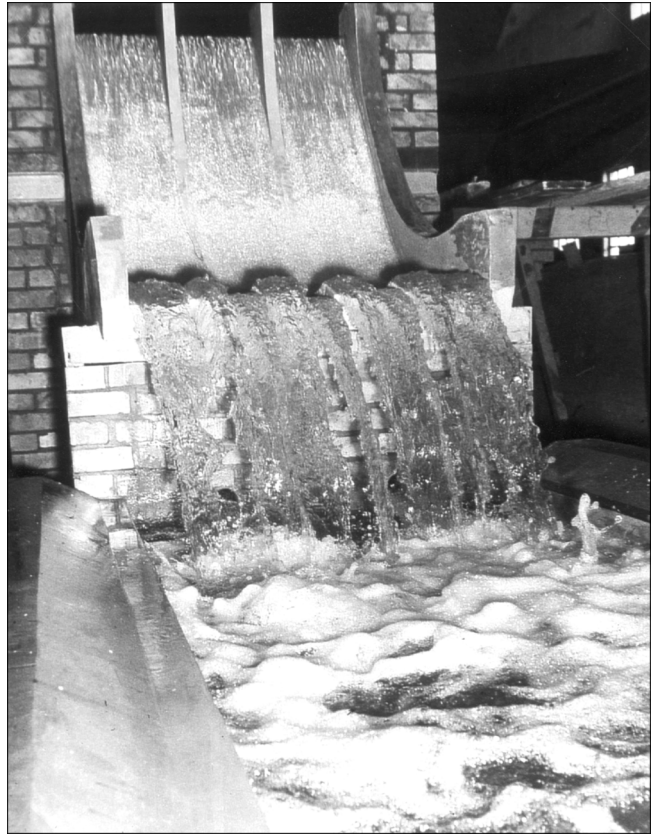
*Bild 15: Modell des Fährhafens Mukran mit Wellenauf-  
lauf aus Nordost und Einfahrt eines ferngesteuerten Fährschiffsmodells*



*Bild 17: Wellenkanal in der Versuchsanstalt Potsdam  
(Tiefe 3,5 m; Breite 3,0 m), Versuche mit  
pneumatischen Wellenbrechern*



*Bild 18: Dreidimensionales Modell eines Küstenabschnittes an der Ostsee, brechende Wellen bei Auflauf auf Sandstrand mit Kliffbildung*



*Bild 20: Talsperre Pöhl (Vogtland), Modell der Hochwasserentlastung mit Skisprung-Oberfall*



*Bild 19: Modell eines mit Bühnen regulierten Abschnittes der Oder mit natürlich umgebildeter beweglicher Sohle*



*Bild 21: Talsperre Spremberg/Spree (Erdamm), Modell der Hochwasserentlastung und der Grundablässe*

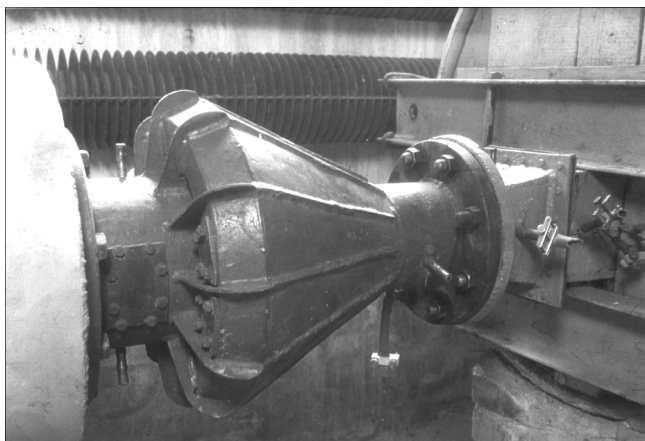


Bild 22: Modell einer "Wirbelbremse" zur Energieumwandlung (z. B. bei Grundablässen)



Bild 23: Modell einer schrägen Schöpfwerkspumpe

## Übernahme der Versuchsanstalten in die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Mit der Einheit Deutschlands wurde die Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (FAS) zum 03.10.1990 aufgelöst und mit ihren Anlagen und Beschäftigten gleichzeitig die Außenstelle Berlin der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) – einer Oberbehörde der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes – gebildet. Die beiden Versuchsanstalten in Berlin-Karlshorst und Potsdam wurden Referate im Rahmen des Bereiches Wasserbau und Hydraulik. Mit der Struktur der Außenstelle wurde ein großer Teil von Aufgaben fortgeführt, die auch die FAS in der Vergangenheit wahrgenommen hat, der generellen Aufgabenstellung der BAW entsprechend konzentriert auf die einschlägigen Arbeiten der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung.

## Versuch einer kritischen Wertung der Entwicklung und der Resultate

Als Resümee möchte ich - zumindest ansatzweise - den Versuch einer kurzen kritischen Wertung der Entwicklung der Versuchsanstalten in Berlin-Karlshorst und Potsdam in der Zeit ihrer Zugehörigkeit zur FAS unternehmen.

Zunächst einmal sei festgehalten: Beide Versuchsanstalten haben auch nach 1945 ihre Prägung zum Teil durch Elemente gefunden, die ihre Wurzeln in der VWS hatten. Dies bezieht sich sowohl auf bestimmte Modellkategorien als auch auf Versuchsmethoden, welche die FAS übernommen und auch weiterentwickelt hat (z. B. Flussmodelle mit beweglicher Sohle, wofür die VWS Pionierarbeit geleistet hat). Die Vielseitigkeit der früheren Berliner Versuchsanstalt findet sich auch bei der FAS wieder, weit über den „klassischen“ Wasserbau hinaus. Diese Vielfalt lässt sich unter verschiedenen Gesichtspunkten interpretieren.

So wurde manchmal eine solche Art „Warenhausproduktion“ als unpassend zu bestimmten Organisationsstrukturen oder eine mangelnde engere Konzentration angeblich auch als nicht effektiv genug angesehen. Verschiedene Aspekte könnten – je nach eingenommenem Standpunkt – durchaus für eine bestimmte Spezialisierung sprechen. In verschiedenen Phasen der Entwicklung haben wir auch darüber nachgedacht. Letztlich haben die tatsächlichen Anforderungen aus allen Bereichen der Wirtschaft das breite Spektrum geprägt. Eine Ursache dafür war, dass in der DDR die FAS – sieht man von kleineren Hochschul-Laboratorien ab – die einzige große leistungsfähige einschlägige Versuchseinrichtung war. Zum anderen kann man mit Fug und Recht feststellen, dass die Auftraggeber aus den verschiedenen Bereichen Ergebnisse erhielten, die zu für sie sonst nicht möglich gewesen Problemlösungen führten, so dass wir von vielen ständig neue Aufträge erhielten, was zeitweise unsere Kapazität überstieg und zu längeren Wartezeiten führte.

Natürlich war es nicht möglich, auf allen diesen Teilgebieten vertiefende Forschungen durchzuführen. Wir haben versucht, dies unter Berücksichtigung aktueller Aufgaben insbesondere auf einigen Gebieten zu tun, auf denen auf Grund einer langjährigen traditionellen Bearbeitung entsprechende Erfahrungen vorlagen, aber gleichzeitig auch offene sowie sowohl wissenschaftlich als auch praktisch relevante Fragen. Dabei konnten verschiedentlich Lösungs- bzw. Berechnungsverfahren gefunden werden, die bis heute bei Projektierungsarbeiten mit Erfolg angewendet werden. Als einige diesbezügliche Beispiele seien genannt das Geschiebetransportproblem, Böschungsumbildung bei Wellenangriff (z. B. bei Tagebau-Restlöchern), Angriff des Propellerstrahls auf Sohle und Bauwerke sowie weitere Fragen der Wechselwirkungen zwischen Schiff und Wasserstraße – häufig Gebiete, die bereits die frühere VWS beschäftigt hatten und auch heute in der BAW aktuell sind.

Quasi aus einer „Konkursmasse“ entstanden, hat die FAS letztlich doch eine eigenständige Entwicklung genommen und auch ihre aus der VWS stammenden wasserbaulichen Versuchsanstalten haben – auch wenn sie administrativ dem Verkehrswesen zugehörten – das eigene Profil einer recht universellen hydrotechnischen Experimentalforschungseinrichtung erhalten. Unter den Bedingungen der DDR hat sich gezeigt, dass für kleinere und wohl auch mittlere Länder die Zusammenfassung aller einschlägigen Aufgaben in **einer** leistungsfähigen größeren Versuchsanstalt eine gute Lösung sein dürfte (unabhängig von einzelnen Wirtschaftszweig- und auch bestimmten persönlichen Interessen), weil dort das spezielle „Know-how“ des intensive Erfahrungen erfordernden Versuchswesens - und zwar sowohl in personeller als auch materieller Hinsicht - mit großer Variabilität für die verschiedenen Aufgaben effektiv genutzt werden kann - nicht zuletzt auch deshalb, weil bei dem heute erreichten Stand die Wassernutzung weitgehend als Mehrzweckvorhaben realisiert werden muss.

Auf jeden Fall muss jedoch gewährleistet werden, dass außer den objektbezogenen Modellversuchen auch zielgerichtete Grundlagenforschung erfolgt und das zwischen beiden Richtungen ein ausgewogenes Verhältnis besteht bzw. hergestellt wird. Das Problem besteht dabei allerdings darin, dass sogenannte Fremd-Auftraggeber häufig nicht bereit sind, über für die unmittelbare Lösung ihrer objektgebundenen Aufgabe hinaus Mittel bereitzustellen.

Bis Anfang der achtziger Jahre unterstand die FAS direkt der Hauptabteilung Binnenschifffahrt und Wasserstraßen des Ministeriums für Verkehrswesen der DDR. Diese hat den Aufbau und die Entwicklung der FAS und speziell ihrer wasserbaulichen Versuchsanstalten seit ihrer Gründung nach Kräften gefördert, und so standen bereits kurz nach dem Kriege – auch durch das traditionelle Erfahrungspotenzial – relativ leistungsfähige Versuchsanlagen zur Verfügung. Das Ministerium hat dabei durchaus akzeptiert, dass diese Anlagen wirtschaftszweigübergreifend arbeiten.

Etwa ab Beginn der siebziger Jahre wirkten sich bestimmte negative Entwicklungen in der Wirtschaft der DDR auch entsprechend auf die Versuchsanstalten aus. Zunehmend machten sich die mangelhafte Versorgung mit Bauleistungen und Ausrüstungen sowie Arbeitskräftemangel bemerkbar. In der Mangelwirtschaft wurden die verfügbaren Ressourcen in andere Wirtschaftszweige geleitet. Infolge ungünstiger Tarifbedingungen fehlten eigene Handwerker sowohl für Modellbauarbeiten als auch für die Erhaltung der Anlagen sowie in den Werkstätten, und entsprechende Fremdkapazitäten standen kaum zur Verfügung. Die Situation verschlechterte sich weiter, als die FAS 1982 in das Kombinat Binnenschifffahrt und Wasserstraßen eingegliedert wurde, dem natürlich vor allem am Flottenbetrieb und - auch aus mangelnden Ressourcen – weniger an der verkehrswasserbaulichen Infrastruktur gelegen war, obwohl die-

se Aufgabenstruktur prinzipiell durchaus positiv hätte sein können. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass wir in Auswertung der bei uns vorhandenen Erfahrungen und auch neuerer Untersuchungskonzeptionen jedenfalls versuchten, auch den Flottenbetrieb unter verstärkter Beachtung hydrodynamischer und fahrdynamischer Aspekte optimieren zu helfen.

In den achtziger Jahren hatten die Grundmittel beider Versuchsanstalten, d. h. sowohl bauliche Anlagen als auch Maschinen und Geräte, einen hohen Verschleißgrad (Abschreibung) erreicht.

Bei dieser Situation stagnierte die früher recht positive Entwicklung seit etwa Anfang der achtziger Jahre bzw. sie ging teilweise sogar zurück. Sowohl die bauliche Unterhaltung bzw. Instandsetzung der Anlagen als auch die Ausstattung mit moderner Mess- und Auswertungs-technik waren nicht mehr so gewährleistet, um mit der fortschreitenden Entwicklung Schritt halten zu können. Wir lebten so von der Substanz. Das führte u. a. dazu, dass trotz potenzieller Aufträge die Versuchsanlagen nicht ausgenutzt werden konnten. Z. B. wurde die arbeits- und zeitaufwendige Durchführung von Flussmodellversuchen mit beweglicher Sohle stark eingeschränkt.

Dass trotzdem gute Leistungen erbracht wurden, ist in hohem Maße dem Engagement der Mitarbeiter und dem umfangreichen Erfahrungsschatz zu verdanken. Als Beispiele für die Leistungsfähigkeit sprechen u. a. die bereits erwähnten umfangreichen Untersuchungen für den Fährhafen Mukran sowie für Kühlwasserkreisläufe von Wärme- einschließlich Kernkraftwerken, die sich durch große Komplexität und ziemlich geschlossene Bearbeitung eines bestimmten Aufgabenkomplexes auszeichnen. Dieses breite Spektrum konnte nur durch die vielseitige Einsetzbarkeit der Mitarbeiter bearbeitet werden. Die jeweiligen Aufträge wurden durch den wechselnden Erfordernissen angepasste temporäre problemorientierte Teams bearbeitet, wodurch eine große Flexibilität erreicht werden konnte.

Diese Entwicklung unter häufig schwierigen Bedingungen konnte nur unter großen Anstrengungen erreicht werden. Der hohe persönliche Einsatz engagiert mit ihrer Arbeit verbundener Ingenieure, Handwerker und weiterer Mitarbeiter, die häufig Jahrzehnte oder sogar ein ganzes Berufsleben lang der bzw. den Versuchsanstalten die Treue hielten, ermöglichte immer wieder neue produktive Lösungen. Durch die Leitung der Abteilung konnte bei verschiedenen Veränderungen innerhalb der FAS ein organisatorischer Zusammenhalt gesichert werden. Einige lange Jahre mit nur geringer Fluktuation waren nicht zuletzt dem guten Betriebsklima, der kollegialen Zusammenarbeit zu verdanken.

Dies war für viele nicht nur eine Bindung an eine Arbeitsstelle, sondern an ein faszinierendes spezielles Arbeitsgebiet: Das wasserbauliche Modellversuchswesen; mit

der Möglichkeit, Naturvorgänge zu studieren und zu simulieren, d. h. Flüsse, Meeresküsten und Bauwerke in miniature nicht abstrakt zu berechnen und zu konstruieren, sondern einprägsam zu erleben, Lösungen zu finden, die auf anderen Wegen nicht möglich erschienen, anschauliche Verbindungen von Theorie und Praxis herzustellen – ein Arbeitsgebiet, welches Kreativität direkt herausfordert.

## Ausblick

Die Verlagerung des Wasserbaubereiches der derzeitigen Außenstelle Berlin der BAW mit den traditionsreichen Versuchsanstalten in Berlin-Karlshorst und Potsdam regt dazu an, deren langjährige Existenz und Entwicklung auch in einen Ausblick unter Berücksichtigung aktueller Trends der Entwicklung der wasserbaulichen Hydraulik einzuordnen.

Auch nach der in neuerer Zeit erfolgten Entwicklung mathematischer Modelle, deren Anwendung auch in der wasserbaulichen Hydromechanik neue Lösungsansätze und –methoden ermöglichte, kann festgestellt werden, dass das hydraulische Modellversuchswesen weiterhin von großer Bedeutung für den Wasserbau ist, da u. a. einmal viele mathematische Modellentwicklungen erst durch physikalische Versuche verifiziert oder durch diese bestimmte Eingangswerte quantifiziert werden müssen und andererseits zahlreiche komplexe Strömungs- und Transportprozesse bisher nicht ausreichend mathematisch beschreibbar sind.

In diesem Sinne kann für das wasserbauliche Modellversuchswesen auch weiterhin das weiter vorn angeführte, von KREY bereits vor über 70 Jahren zum Ausdruck gebrachte Credo bzw. Postulat als Richtschnur dienen. Unterstrichen sei dies durch die etwa zeitgleiche Feststellung von ENGELS in dem bekannten Sammelwerk "Die Wasserbaulaboratorien Europas": "In der Hand des tüchtigen Theoretikers und zugleich erfahrenen Ingenieurs sind Modellversuche von unschätzbarem Wert für die Wissenschaft und Praxis." Die Richtigkeit dieser damaligen Aussagen der "Altvordern" des modernen Wasserbauversuchswesens ist durch die seitherigen Erfahrungen glänzend bestätigt worden.

Bild 24 zeigt die Entwicklung des Bestandes wasserbaulicher Laboratorien (nach Literaturangaben, vor allem IAHR-Materialien). Diese Darstellung der Quantität zeigt den typischen Verlauf einer Sättigungskurve. Die Gründung der VWS lag am Beginn der Entwicklung, die der Versuchsanstalten in Potsdam und Karlshorst in der Wachstumsphase. Auf Bild 25 wurde versucht, die qualitative Entwicklung der Hydraulik in Form einer in der Innovationsforschung üblichen Entwicklungskurve darzustellen. Der allgemein bekannte zyklische Verlauf der wissenschaftlich-technischen Entwicklung, gekennzeichnet durch einen Wechsel von evolutionären und mehr oder weniger sprunghaften Phasen, lässt sich auch

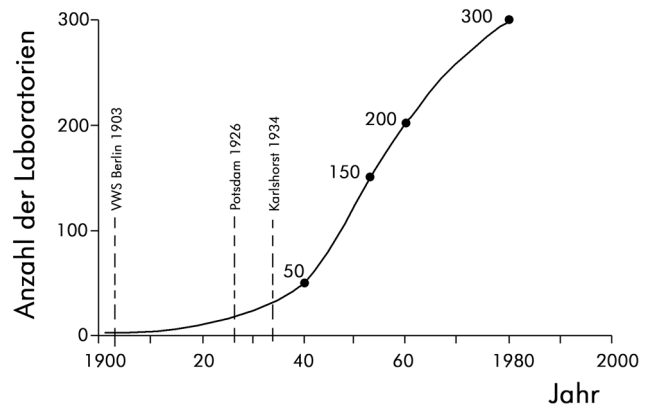


Bild 24: Entwicklung des Bestandes hydraulischer Forschungseinrichtungen/Laboratorien

auf die wasserbauliche Hydraulik anwenden. Das wasserbauliche Modellversuchswesen, die Strömungslehre nach PRANDTL und die auf der Entwicklung leistungsfähiger Computer basierende Hydronumerik und Hydroinformatik haben jeweils neue Paradigmen geschaffen, die zu neuen Aufschwüngen führten, wobei der bisherige Erkenntnisstand jeweils aggregiert wurde; es entstanden jeweils ergänzende Möglichkeiten für Problemlösungen. In diesem Sinne werden sich nunmehr numerische Simulation, physikalische Modellversuche und Naturmessungen und –beobachtungen sinnvoll ergänzen.

Ich hoffe, nicht unbescheiden zu sein, wenn ich meine, dass in dieser historischen Entwicklung nicht nur die VWS mit ihrer bis zum II. Weltkrieg international anerkannten führenden Rolle im wasserbaulichen Modell-

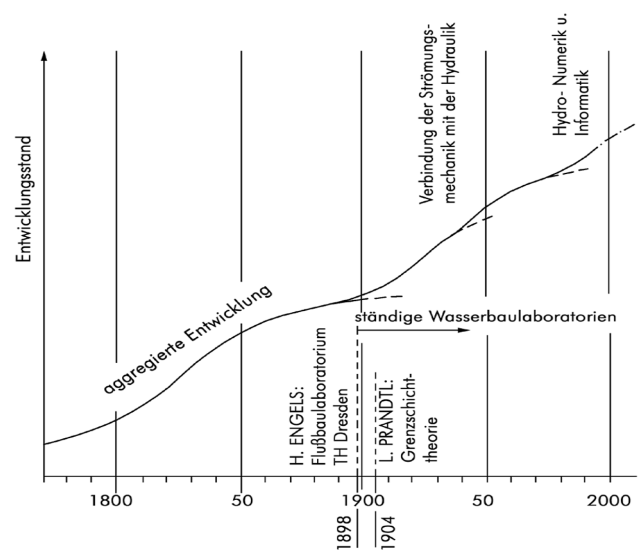


Bild 25: Entwicklungverlauf der wasserbaulichen Hydraulik

versuchswesen, sondern gleichfalls die in dieser ihre Wurzeln habenden Versuchsanstalten in Karlshorst und Potsdam auch noch nach 1945 einen dementsprechend angemessenen Platz finden. Dies gilt m. E. nicht nur für dort erbrachte durchaus originäre Arbeiten sondern auch für die Tatsache, dass damit auf dem Gebiet der ehemaligen DDR kontinuierlich über etwa 50 Jahre hinweg eine einschlägige traditionsreiche Forschungseinrichtung weitergeführt und durch die Mitgliedschaften in IAHR und PIANC auch in die internationale wissenschaftliche Gemeinschaft eingebunden war.

Die Verlagerung der Aufgaben der Versuchsanstalten an den Hauptsitz der BAW in Karlsruhe konnte zum Anlass genommen werden, die Entwicklung und die Arbeiten derselben noch einmal zu würdigen und dabei auch etwas auf die allgemeine Entwicklung sowie aktuelle Trends des wasserbaulichen Modellversuchswesens hinzuweisen. Es zeigt sich, dass der physikalische hydraulische Modellversuch nach wie vor unabdingbares Rüstzeug der wasserbaulichen Projektierung und Forschung ist. Die langjährigen und vielfältigen einschlägigen Arbeiten in den Versuchsanstalten im Großraum Berlin haben erheblich zum umfangreichen Erfahrungsschatz des Wasserbaues beigetragen. Im Kontext dieser Bewertung zeigt sich ferner, dass progressive Tradition nicht nur eine Sache historischer Betrachtung ist sondern auch zukunftsweisende Impulse zu geben vermag.

## Literaturhinweise

Diese Zusammenstellung enthält ausgewählte allgemeinere Beiträge zu dem Thema; die meisten derselben haben weitere bzw. weiterführende einschlägige Literaturangaben.

- THIERRY, G. de und MATSCHOSS, C. (Herausg.) (1926): Die Wasserbaulaboratorien Europas, VDI-Verlag, Berlin
- KÖRNER, B. (1937): Modellversuche für den Wolga-Don-Kanal, ausgeführt in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, "Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft", Heft 19, Hannover
- MAAS, W. (1938): Chronik der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin "Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau", Heft 36, Berlin
- LIEBS, W. (1942): Die Nachbildung von Flüssen mit beweglicher Sohle im Modell, "Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau", Heft 43, Berlin
- ZSCHIESCHE, O. (1953): Die Entwicklung der Versuchsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde seit dem Jahre 1945, ihre Aufgaben und Arbeiten, "Veröffentlichungen der Versuchsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde", Nr. 1, Akademie-Verlag, Berlin

- ZSCHIESCHE, O. (1954): Ergebnisse von Flußmodellversuchen mit beweglicher Sohle für zwei Elbestrecken, "Veröffentlichungen der Versuchsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau", Nr. 4, Akademie-Verlag, Berlin
- ZSCHIESCHE, O. (1956): Die Zweckmäßigkeit von Modellversuchen für seebauliche Maßnahmen an Häfen, Seewasserstraßen und für den Küstenschutz, "Wasserwirtschaft – Wassertechnik", Heft 12, S. 383, Berlin.
- BLAU, E. (1963): Die Entwicklung und der gegenwärtige Stand der Versuchstechnik bei Flußbauversuchen mit beweglicher Sohle, "Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden", 12. Jg., Heft 6, S. 1661, Dresden
- JOHNSEN, R. (1963): Beitrag zum gegenwärtigen Stand der Versuchstechnik der Versuche des Seebaues mit beweglicher Sohle, "Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden", 12. Jg., Heft 6, S. 1667, Dresden
- GLAZIK, G. (1990): Die Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in der Versuchsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau Berlin "DDR-Verkehr", Jg. 23, Heft 7, S. 222, Berlin
- GLAZIK, G. (1993): Flüsse und Meeresküsten en miniature am Stadtrand von Potsdam – die Versuchsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau. In "Segler und Dampfer auf Havel und Spree" Brandenburgisches Verlagshaus, Berlin
- GLAZIK, G. (1996): Reflections on cyclic developments and breakthroughs in hydraulics "IAHR-Bulletin", Vol. 13, No. 2, p. 25, Delft
- GLAZIK, G. (1997): A perspective of mobile bed river modelling. In "Study of erosion, river bed deformation and sediment transport in river basins as related to natural and man-made changes" International Hydrological Programme, "Technical Documents in Hydrology", No. 10, UNESCO, Paris