

BAWMitteilungen Nr. 100

Kompetenz für die Wasserstraßen – Heute und in Zukunft Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW

Karlsruhe März 2017



BAWMitteilungen Nr. 100

Kompetenz für die Wasserstraßen – Heute und in Zukunft Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW



Impressum

Herausgeber (im Eigenverlag): Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe Telefon: +49 (0) 721 9726-0 Telefax: +49 (0) 721 9726-4540 E-Mail: info@baw.de, www.baw.de

Soweit nicht anders angegeben, liegen alle Bildrechte bei der BAW. Übersetzung, Nachdruck oder sonstige Vervielfältigung – auch auszugsweise – ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet.

ISSN 2190-9199

© BAW 2017

Titelbild: Modellversuche im Schiffswellenbecken der Dienststelle Hamburg

BAWMitteilungen Nr. 100

Inhalt

Erhaltung/Dauerhaftigkeit

Rahimi, A. Vereinfachtes Nachweiskonzept zur leistungsbezogenen Bemessung von Stahlbetonbauten hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion	7
Binder, G. Korrosionsschutz für stählerne Brücken und Hochbauten in der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV)	25
Heeling, A. Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen	39
Methodenentwicklung	
Straßer, D.; Montenegro, H.; Odenwald, B.; Blechschmidt, L.; Liesch, T.; Goldscheider, N. Hydrogeologische Untersuchungen im Bereich der Staustufe Hessigheim am Neckar	55
Pfletschinger-Pfaff, H.; Kayser, J.; Steeb, H. Mikrozellenversuche zur kleinskaligen Untersuchung von hydraulisch induziertem Partikeltransport in porösen Medien	77
Thorenz, C.; Belzner, F.; Hartung, T.; Schulze, L. Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen	91
Dettmann, T. Fahrspurbreiten in Binnenwasserstraßen – Der Ansatz von Graewe bis zum Schiffsführungssimulator	109
Lang, G. PROGHOME – Software für Anwendungen im Küstenwasserbau	127
Kösters, F.; Uliczka, K.; Böttner, CU.; Kastens, M. Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße im Küstenbereich – Ein Überblick wissenschaftlicher Methoden	147

Kooperationen/Vernetzung

Becker, H.	171
Ermittlung der Kräfte bei Ankerwurf auf Kreuzungsbauwerke	
Kopmann, R.; Riehme, J.; Naumann, U.	191
Zuverlässigkeitsanalysen für die morphodynamische Modellierung von	
Binnenwasserstraßen	
Platzek, F.; Stelling, G.; Jankowski, J.; Patzwahl, R.; Pietrzak, J.	207
Ein effizienter semi-impliziter Subgrid-Ansatz für Strömungen mit freier Oberfläche	
auf hierarchischen Gittern	
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben	225

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben

Editorial

Liebe Leserin, lieber Leser,

vor Ihnen liegt die einhundertste Ausgabe der wissenschaftlichen Publikationsreihe **BAW**Mitteilungen. Mit dieser Jubiläumsausgabe soll ein besonderes Augenmerk auf ausgewählte Forschungsthemen der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gerichtet werden. Derzeit sind rund 100 Forschungs- und Entwicklungsvorhaben in Bearbeitung; etwa 20 davon münden demnächst in erfolgreich abgeschlossene Promotionen.

Als technisch-wissenschaftlicher Berater und Gutachter für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) und für das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) steht die BAW in den kommenden Jahren vor großen fachlichen und organisatorischen Herausforderungen. Bereits seit längerer Zeit nehmen der Umfang, die fachliche Komplexität und die Anforderungen an die Genauigkeit und die Belastbarkeit der wissenschaftsbasierten Dienstleistungen im Verkehrswasserbau mit seinen klassischen Disziplinen der Bautechnik, der Geotechnik und des Wasserbaus im Binnen- und im Küstenbereich zu. Diese Trends werden sich absehbar noch verstärken.

Die künftigen Herausforderungen können nur bewältigt werden, wenn die BAW rechtzeitig wissenschaftliche Vorsorge trifft. Forschung und Entwicklung zählen damit zu den Kernaufgaben der BAW mit großer strategischer Bedeutung. Ziel ist es, die anerkannt hohe fachwissenschaftliche Kompetenz und langjährige praktische Erfahrung auf dem Gebiet des Verkehrswasserbaus für die Zukunft zu sichern und systematisch auszubauen. Eine zentrale Rolle spielt dabei die Weiterentwicklung der wissenschaftlichen Methoden und Verfahren in allen Disziplinen des Verkehrswasserbaus. Als Ressortforschungseinrichtung des Bundes führt die BAW stets angewandte, praxisorientierte Forschung und Entwicklung durch. Dabei sind die Forschungsthemen auf die aktuellen und zukünftig zu erwartenden Fragestellungen, letztere im Sinne einer vorausschauenden Forschung ("Vorlaufforschung") ausgerichtet. Eng damit verknüpft ist die "Antennenfunktion" der BAW-Forschung und -Entwicklung. Es gilt, neue Entwicklungen, Chancen und Risiken für das Verkehrssystem Schiff/Wasserstraße möglichst frühzeitig zu erkennen und rechtzeitig geeignete Handlungsoptionen zu entwickeln. Die auf diese Weise gebildete Kompetenz steht direkt für Beratungs- und Unterstützungsleistungen zur Verfügung. In der kurzfristig abrufbaren wissenschaftlichen Kompetenz und der Fähigkeit, langfristig angelegte Fragestellungen kontinuierlich bearbeiten zu können, liegt eine besondere Stärke der BAW.

Wissenschaft lebt von Vernetzung, Austausch und Kooperation der Akteure. Die Wissenschaftler der BAW sind auf vielfältige Weise mit universitären und außeruniversitären Forschungseinrichtungen vernetzt. Viele von ihnen haben Lehraufträge an Universitäten und Hochschulen. Gemeinsame Forschungsprojekte, die von der BAW angestoßen und begleitet werden, liefern zusätzlichen wissenschaftlichen Input. Bachelor-, Master- sowie Promotionsarbeiten dienen der Förderung des wissenschaftlichen Nachwuchses und geben ebenfalls neue Impulse für die eigene Forschung. Wesentliche Elemente der Vernetzung und der Qualitätssicherung sind auch die zahlreichen Publikationen und Vorträge auf wissenschaftlichen Konferenzen. Die hohe fachliche Kompetenz der Wissenschaftler kommt auch darin zum Ausdruck, dass viele von ihnen in nationalen und internationalen Gremien tätig sind und dort häufig Führungsaufgaben übernehmen.

In den letzten Jahren konnte die BAW ihre Forschungsleistungen deutlich ausbauen. Dieser Trend ist vor allem auf die Evaluierung durch den Wissenschaftsrat im Jahr 2008 zurückzuführen. Der Tenor der Bewertung lautete: "Die Dienst- und Beratungsleistungen der BAW haben bislang eine hohe Qualität und beruhen auf ihrer guten bis sehr guten Forschungs- und Entwicklungsarbeit, die allerdings verstetigt und ausgebaut werden muss." Als Schlussfolgerung aus diesem Ergebnis, das einerseits ausgezeichnete Leistungen bestätigte und andererseits zu mehr Forschung und Entwicklung aufforderte, hat das BMVI die finanziellen Rahmenbedingungen in der BAW seit dem Jahr 2011 deutlich verbessert. Die Finanzmittel stehen für Personal- und Sachausgaben zur Verfügung, sodass sowohl die Eigenforschung der BAW als auch die in Kooperation mit anderen Wissenschaftseinrichtungen durchgeführten Forschungsaktivitäten signifikant erhöht werden konnten. Ziel der BAW ist es, die gegenwärtig hohen Forschungsleistungen mittelfristig zu verstetigen.

lhr

Ch. Mizaluany

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsruhe, im März 2017

Vereinfachtes Nachweiskonzept zur leistungsbezogenen Bemessung von Stahlbetonbauten hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion

Simplified Performance-Based Concept for the Service Life Design of Reinforced Concrete Structures Regarding Chloride-Induced Corrosion

Dr.-Ing. Amir Rahimi, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Betonbauwerke wird nach derzeitigen Regelwerken deskriptiv maßgeblich durch die Einhaltung von Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung und Betondeckung geregelt. Eine leistungsbezogene Bewertung nach dem Performance-Konzept, wie bei der Tragwerksbemessung, ist nicht gegeben. Dem zuverlässigkeitsbezogenen Konzept der DIN EN 1990 (2010) wird nicht Folge geleistet. Die vorhandenen vollprobabilistischen Bemessungskonzepte sind aufwändig und benötigen gesonderte Fachkenntnisse und spezielle numerische Software. In diesem Beitrag wird ein semiprobabilistisches Konzept vorgestellt, das eine Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion für neu zu errichtende Bauteile ermöglicht. Durch Erstellung von Bemessungsnomogrammen wird dem sachkundigen Planer ein anwendungsfreundliches Instrument für ein transparentes Umgehen mit der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken bereitgestellt.

Current standards deal descriptively with the durability of new concrete structures by specifying that such structures must satisfy certain minimum requirements in respect of the concrete composition and cover that are based on experience. Unlike for the structural design, no performance-based assessment in accordance with the performance concept exists. The reliability-based approach of DIN EN 1990 (2010) is not complied with. Applying the existing full-probabilistic concepts is timeconsuming and demands specialist know-how as well as special numerical software. This paper introduces a semiprobabilistic concept that enables a durability design for new structural members in terms of the chloride-induced corrosion of the reinforcement. Design nomograms have been established to provide designers with an easy-touse tool that allows the durability of reinforced concrete structures to be addressed in a transparent manner.

1 Einleitung und Problemstellung Introduction and problem

Ein wesentlicher Teilaspekt der umgebungsbedingten Beanspruchungen auf Stahlbetonbauwerke ist die Chlorideinwirkung. Betroffen hiervon sind an den Bundeswasserstraßen beispielsweise Bauwerke in maritimer Umgebung wie Sperrwerke und Kaianlagen, aber auch Bauwerke im Binnenbereich wie Brücken und Plattformen von Schleusen, die im Winter aus Gründen der Verkehrssicherheit mit Taumitteln behandelt werden. Dringen Chloride bis zur Betonstahloberfläche vor und erreichen dort eine kritische Konzentration, so wird die schützende Passivschicht des umhüllenden Betons beschädigt. Diese die Korrosion einleitende Phase (Initiierungsphase) verursacht noch keine Schäden am Bauwerk. Nur nach Verlust der Passivschicht kann der Betonstahl bei Vorhandensein bestimmter Randbedingungen (Feuchtigkeit, Sauerstoffzutritt) beginnen zu korrodieren (Schädigungsphase). Dieser Korrosionsprozess kann innerhalb kurzer Zeiträume zu einem signifikanten Querschnittsverlust des Betonstahls führen und ist visuell an der Bauteiloberfläche oftmals zunächst nicht erkennbar. In der weiteren Folge kann es zu Rissbildungen, Abplatzungen der Betondeckung und einem Verlust der Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrungsstahl mit gravierenden Folgen für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit der Konstruktion kommen.

Die derzeitige Normung, DIN EN 206 (2014) / DIN 1045-2 (2008) / DIN EN 19921-1 (2011) + NA (2013), regelt die Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Betonbauwerke deskriptiv über die Einhaltung von bestimmten, auf Erfahrungswerten beruhenden Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung und Betondeckung. Eine leistungsbezogene Bewertung nach dem Performance-Konzept, wie bei der Tragwerksbemessung, ist nicht gegeben. Dem zuverlässigkeitsbezogenen Konzept der DIN EN 1990 (2010) wird nicht Folge geleistet. An bestehenden Bauwerken gesammelte Erfahrungen und Erkenntnisse zeigen, dass mit dem aktuellen deskriptiven Normungsansatz die angestrebten Nutzungsdauern hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion nicht in jedem Fall mit ausreichender Wahrscheinlichkeit erreicht und teilweise sogar deutlich verfehlt werden.

Leistungsbezogene Entwurfsverfahren dürfen nach DIN EN 206 (2014) im Zusammenhang mit einem bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis angewendet werden. Das einzig verfügbare geregelte Instrument zur Bemessung von einer Chlorideinwirkung ausgesetzten Bauteilen ist der im BAWMerkblatt "Chlorideindringwiderstand", BAW (2012), beschriebene Bemessungsansatz. Der Materialwiderstand gegenüber dem Eindringen von Chloriden wird hier über einen Chloridmigrationsversuch bestimmt. Die Bewertung erfolgt dabei lediglich auf Basis des im frühen Alter ermittelten Materialwiderstands. Das entscheidende Langzeitverhalten des Materials bleibt ebenso unberücksichtigt wie die expositionsbedingten Gegebenheiten und die Konstruktion des Bauteils. Die vollprobabilistischen Bemessungskonzepte, insbesondere in fib (2006), ermöglichen eine begründete Dauerhaftigkeitsbemessung, sie sind jedoch aufwändig und benötigen gesonderte Fachkenntnisse und spezielle numerische Software.

Durch intensive Forschungsarbeiten der BAW in Kooperation mit dem Centrum Baustoffe und Materialprüfung (cbm) der TU München wurde ein semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung entwickelt, welches durch die Erstellung von Bemessungsnomogrammen vereinfacht wurde, Rahimi (2016). Somit steht Ingenieuren und sachkundigen Planern ein einfach handhabbares Instrument zur Verfügung, das eine transparente und leistungsbezogene Bemessung von Bauteilen ermöglicht, die unter Chlorideinwirkung stehen. In diesem Beitrag wird das entwickelte Nachweiskonzept für dessen praktische Anwendung vorgestellt und durch Fallbeispiele veranschaulicht. Die Hintergründe, Vorgänge und Abläufe zur Entwicklung des Konzeptes sind detailliert in Rahimi (2016) dokumentiert und erläutert.

2 Deskriptives und leistungsbezogenes Vorgehen zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Betonbauwerken Prescriptive and performance-based durability design of concrete structures

Die Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Betonbauwerke wird nach derzeitigen deutschen Regelwerken (z. B. DIN EN 206 (2014) / DIN 1045-2 (2008) / DIN EN 1992-1-1 (2011) + NA (2013) / ZTV-W LB 215 (2012) / ZTV-ING (2014)) deskriptiv maßgeblich durch die Einhaltung von Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung und Betondeckung geregelt. Für Stahlbetonbauwerke unter Chlorideinwirkung sind Vorgaben zu folgenden Parametern einzuhalten:

- Maximaler Wasserzementwert,
- Mindestzementgehalt,
- höchstzulässiger Mehlkorngehalt,
- zugelassene Zementart,
- Mindestdruckfestigkeit,
- Mindestbetondeckung und ein zulässiges Vorhaltemaß,
- maximaler Eigenchloridgehalt des Betons und
- maximale Rissbereite.

Diese Parameter beschreiben den Widerstand des Betons und des Bauteils gegenüber einer möglichen Depassivierung des Betonstahls infolge des Eindringens von Chloriden aus der Umgebung. Die Mindestanforderungen an diese Parameter stehen in Abhängigkeit zu umgebungsbedingten Beanspruchungen. Die Intensität der Beanspruchung wurde durch eine Einteilung der Umgebung in Expositionsklassen definiert. Die Einteilung erfolgte in Abhängigkeit der anstehenden Chloridlösung in die Expositionsklassen XD (Taumittel) und XS (Meerwasser), welche je nach vorliegendem Korrosionsrisiko in drei weitere Untergruppen unterteilt wurden.

Für jede Expositionsklasse sind in DIN 1045-2 (2008), die zusammen mit DIN EN 206-1 (2001) die Leistungsfähigkeit des Betons in Deutschland regelt, Anforderungen an Betonzusammensetzung sowie Mindestdruckfestigkeit festgelegt worden. In DIN EN 1992-1-1 (2011) + NA (2013), die maßgebende deutsche Norm für die Bemessung von Stahlbetontragwerken, wurden für jede Expositionsklasse u. a. Anforderungen an die Mindestbetondeckung festgelegt. Diesen Anforderungen liegt die Annahme einer beabsichtigten Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen zugrunde.

Für Wasserbauwerke gemäß ZTV-W LB 215 (2012) werden im Hinblick auf angestrebte Nutzungsdauern von bis zu 100 Jahren ergänzende Anforderungen hinsichtlich der Ausgangsstoffe und der Betondeckung vorgegeben. Für Bauteile der Expositionsklassen XS2 und XS3 wird für Zielnutzungsdauern über 50 Jahren grundsätzlich eine Dauerhaftigkeitsbemessung gefordert, da solche Nutzungsdauern unter derartige Randbedingungen alleine mit deskriptiven Vorgaben nicht in jedem Fall erreicht werden können.

Die Mindestanforderungen der Normung beruhen neben wissenschaftlichen Erkenntnissen und Produktnormen von Betonausgangsstoffen im Wesentlichen auf nationalen Erfahrungen. Die in den einzelnen europäischen Ländern eingeführten Regeln bzw. die daraus resultierenden Beton- und Bauteilwiderstände sind nicht in jedem Fall vereinbar und einsichtig. Dies beweist u. a. eine Gegenüberstellung der deskriptiven Regeln der europäischen Länder und der daraus resultierenden Zuverlässigkeiten in fib (2015).

Anders als beim deskriptiven Ansatz wird bei einer leistungsbezogenen (performance-based) Dauerhaftigkeitsbemessung der potenzielle Beton- und Bauteilwiderstand ermittelt und den erwarteten umgebungsbedingten Beanspruchungen gegenübergestellt, Bild 1.

Um eine leistungsbezogene Bewertung und Bemessung der Dauerhaftigkeit zu ermöglichen, wurden ab Mitte der 1980er-Jahre probabilistische Prognosemodelle auf Performance-Basis entwickelt. Diese Performance-Konzepte setzen folgende Grundinformationen für eine realistische Abschätzung der Dauerhaftigkeit voraus:

- Definition von Grenzzuständen,
- Mathematische Modelle zur Beschreibung der zeitabhängigen Schädigungsmechanismen und Transportvorgänge,
- Statistische Quantifizierung der orts- und zeitabhängigen Einwirkungen,
- Messung und statistische Quantifizierung der Bauteilwiderstände,

 Annahme angemessener Eintretenswahrscheinlichkeiten im Hinblick auf ungewollte Bauteilzustände (Versagen).

Für den Fall des ungewollten Bauteilzustandes "Depassivierung des Betonstahls infolge einer Chlorideinwirkung" wurde ein vollprobabilistisches Performance-Konzept für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen im intakten Bereich (ohne Risse) entwickelt, Gehlen (2000), welches international in die praktische Bemessung Eingang fand. Dem in fib (2006) und später in fib (2010) sowie in ISO 16204 (2012) veröffentlichten Bemessungsmodell liegt der Grenzzustand zugrunde, dass die Depassivierung der Betonstahloberfläche auszuschließen ist. Die Betonstahloberfläche wird depassiviert, wenn ein kritischer Chloridgehalt an der Oberfläche des Betonstahls erreicht wird. Die Grenzzustandsgleichung g(X, t) kann demnach wie folgt formuliert werden:

$$g(X,t) = C_{crit} - C(c,t_{SL})$$
⁽¹⁾

Darin sind:

- *C*_{crit}: kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt [M.-%/b]
- $C(c, t_{sL})$: Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche zum Zeitpunkt t_{SL} [M.-%/b], welcher mit Hilfe der Formel in der Gleichung (4), Abschnitt 3.2, berechnet wird
- C: Betondeckung [m]
- *t_{sL}*: Nutzungsdauer (Service Life) [Jahr]

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt C_{crit} ist ein Schwellenwert, der vielen Einflussfaktoren unterliegt. Diese Variable wird im Modell neben den restlichen Parametern stochastisch (mit einem Mittelwert von 0,6 M.-% bezogen auf den Bindemittelgehalt) berücksichtigt.

Die Einschränkung des Grenzzustandes auf die Initiierung der Korrosion liegt darin begründet, dass derzeit keine bewährten Modelle existieren, die die Schädigungsphase der Korrosion nach der Depassivierung des Betonstahls bis zur Rissbildung, Abplatzung der Betondeckung oder bis zum Versagen des Bauteils abschätzen können.

Die Ermittlung der zeit- und tiefenabhängigen Chloridkonzentration im Betonbauteil erfolgt durch ein mathematisches Modell (s. Abschnitt 3.2). Als Variablen der Einwirkung werden das Chloridangebot der umgebenden Chloridquelle und die Umgebungstemperatur als stochastische Parameter berücksichtigt. Als Variablen des Widerstands sind gemessene Chlorideindringwiderstände des Betons zusammen mit Betondeckungsmaßen zu betrachten (stochastisch). In Abhängigkeit vom erforderlichen Aufwand zur Risikominimierung wird eine maximale Eintretens- oder Versagenswahrscheinlichkeit für den berücksichtigten Grenzzustand angenommen. Für die Berechnung der Versagens-, besser Eintrittswahrscheinlichkeit pf, ist ein Faltungsintegral zu lösen, welches in der Regel analytisch nicht lösbar ist. Kommerzielle Computerprogramme (z. B. STRUREL) bieten zu diesem Zweck Simulationsverfahren und Methoden der strukturellen Zuverlässigkeitsanalyse, z. B. Näherungsverfahren wie FORM (First Order Reliability Method) oder SORM (Second Order Reliability Method), an. Anstelle der Eintrittswahrscheinlichkeit pf kann dabei auch der Zuverlässigkeitsindex β angegeben werden. Bei normalverteilten Zufallsvariablen stehen Eintrittswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex in folgendem Zusammenhang (ϕ () ist die Funktion der Standardnormalverteilung), siehe auch Bild 1:

$$\beta = \phi^{-1}(p_f) \tag{2}$$

3 Nachweiskonzept mit Hilfe von Bemessungsnomogrammen Design by means of nomograms

3.1 Bemessungsnomogramme Design nomograms

Die Anwendung vollprobabilistischer Nachweiskonzepte bedarf gesonderter Fachkenntnisse und spezieller numerischer Software. Deshalb finden derartige Konzepte keine breite Anwendung in der Praxis. Vollprobabilistische Konzepte können auf ein semiprobabilistisches Format vereinfacht werden, indem die Modellvariablen nicht mehr als statistisch verteilte charakteristische Größen berücksichtigt werden, sondern mit Bemessungswerten. Die Bemessungswerte entstehen durch die Berücksichtigung der charakteristischen Werte der Variablen, i. d. R. Mittelwerte, mit multiplikativen oder additiven Teilsicherheitsbeiwerten. Die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigen die möglichen ungünstigen Abweichungen der tatsächlichen Einwirkungs-, Widerstands- und Geometriegrößen von den charakteristischen Werten sowie die Modellunsicherheiten. Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte werden so gewählt, dass die Zielzuverlässigkeit beim Überschreiten des Grenzzustands innerhalb der geplanten Nutzungsdauer stets eingehalten wird. Sie wurden für das vorliegende Konzept auf Basis vollprobabilistischer Bemessungen abgeleitet.



Bild 1: Links: Gegenüberstellung von Einwirkung S(t) und Widerstand R(t) (gestreut und zeitabhängig) in der Grenzzustandsgleichung g(X, t) und der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit pf und Zuverlässigkeitsindex β (aus Schneider (2007)); rechts: exemplarischer Verlauf von pf und β über der Zeit

Figure 1: Left: Comparison of action S(t) and resistance R(t) in the limit state equation g(X, t) and relationship between the probability of failure p_f and the reliability index β (from Schneider (2007)); right: typical development of p_f and β over time



Bild 2: Nachweisformate und ihr Zusammenhang

Figure 2: Design formats and the relationship between them

Um einer Auseinandersetzung mit komplexen Gleichungen zu umgehen und die Bemessung möglichst einfach zu gestalten, wurden aus dem semiprobabilistischen Nachweisformat Bemessungsnomogramme entwickelt. Beim Nachweisformat mit Nomogrammen wird der funktionale Zusammenhang zwischen den gewichteten Modellvariablen aus dem semiprobabilistischen Nachweisformat graphisch dargestellt, wobei nur eine stark reduzierte Anzahl der Modellvariablen berücksichtigt wird. Die Nachweisformate und ihr Zusammenhang sind im Bild 2 dargestellt.

Als Bemessungswerte wurden im semiprobabilistischen Nachweisformat die wichtigsten Variablen des Materialwiderstands, der Einwirkung und der Geometrie des Bauteils ausgewählt, welche dann die Ein- und Ausgangsparameter der Bemessungsnomogramme darstellen. Ein Bemessungsnomogramm ist beispielhaft im Bild 3 dargestellt. Darin beschreiben die Parameterpaare $D_{RCM}(t_0)$ und α_{RCM} bzw. $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} bzw. $D_{nss}(t_0)$ und α_{app} den Materialwiderstand gegenüber Chlorideindringen, $C_{S,dx}$ die Einwirkung und c_{min} die Mindestbetondeckung des Bauteils für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ für die Expositionsklassen XS3 und XD3. Die Parameter der Nomogramme werden in den nächsten Abschnitten erläutert.







Zielwert des Zuver-	Zielnutzungsdauer	D _{RCM} (t ₀) bzw. D _{nss} (t ₀) [·10 ⁻¹² m ² /s] ²)								
lassigkensindex p	USL USL	0 - 2	2 - 20	0 - 20						
	100	N.1	N.2							
	70	N.3	N.4							
	50	N.5	N.6							
1,5	40	N.7	N.8							
	30	N.9	N.10							
	20			N.11						
	10			N.12						
	100			N.13						
	70			N.14						
	50			N.15						
0,5	40			N.16						
	30			N.17						
	20			N.18						
	10			N.19						
¹⁾ für die Expositionsklassen XS2 / XD2 können dieselben Nomogramme verwendet werden, wenn die Mindestbetondeckung als Ausgangsparameter um den Betrag 10 mm (Konvektionszone Δx) verringert wird, d. h. c _{min} - 10 mm. Falls jedoch die Mindestbetondeckung als Eingangsparameter verwendet wird, ist diese um 10 mm zu erhöhen, d. h. c _{min} + 10 mm.										
²⁾ teilweise Aufteilung in den Bereichen 0 bis 2 m ² /s und 2 bis 20 m ² /s für eine bessere Lesbarkeit der Nomogramme										

Tabelle 1:Übersicht über die Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung für die Expositionsklassen XS3 / XD3¹Table 1:Overview of nomograms for the service life design of structures in exposure classes XS3 and XD3¹

Aufgrund der Zeitabhängigkeit des Materialwiderstands gegenüber Chlorideindringen kann eine Variation der Zielnutzungsdauer durch zusätzliche unterschiedliche Kurvenschare nicht in den Nomogrammen berücksichtigt werden. Somit wurden in Rahimi (2016) Nomogramme für Zielnutzungsdauern von 10, 20, 30, 40, 50, 70 und 100 Jahren erstellt. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die insgesamt 19 Nomogramme, die in Abhängigkeit der geforderten Zuverlässigkeit und der Zielnutzungsdauer für eine Bemessung verwendet werden können. Für eine bessere Lesbarkeit der Nomogramme wurde der Parameter $D_{RCM}(t_0)$ bzw. $D_{nss}(t_0)$ zum Teil in zwei Bereichen 0 bis 2 m²/s und 2 bis 20 m²/s separiert.

Nachfolgend wird das verwendete Modell zur zeit- und tiefenabhängigen Berechnung des Chloridgehalts im Beton vorgestellt und erläutert.

3.2 Modellierung des Chloridtransports im Beton Modelling the chloride transport in concrete

Das Chlorideindringen in Beton ist mit verschiedenen physikalischen und chemischen Prozessen verbunden. Das Ziel der Modellierung ist hier, das Resultat dieser Prozesse, nämlich die sich einstellenden Chloridprofile, mittels aus ingenieurpraktischer Sicht zumutbaren Aufwands mit ausreichender Genauigkeit abzubilden.

Die erste Modellierung des Chloridtransports im Beton erfolgte durch Collepardi et al. (1970). Das als zweites Fick'sches Diffusionsgesetz bekannte Modell ist in Gleichung (3) in seiner ursprünglichen Form als Differentialgleichung dargestellt.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \tag{3}$$

Darin ist D der Chloriddiffusionskoeffizient des Betons $[m^2/s]$, der als konstante Größe, d. h. unabhängig von der Zeit, angenommen wurde.

Gleichung (4) zeigt das in fib (2006) beschriebene Ingenieurmodell, die etwas vereinfacht, aber modellierungstechnisch ergänzt, die Lösung der Differentialgleichung (3) zum Fick'schen Diffusionsgesetz darstellt:

$$C(x,t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot erfc \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t}}$$
(4)

Darin sind:

- C(x,t): Chloridkonzentration in der Tiefe x zum Zeitpunkt t in Massenprozent bezogen auf den Bindemittelgehalt [M.-%/b]
- C_0 : Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/b] (bei CO < 0,1 M.-%/b wird dieser Parameter gleich Null gesetzt)
- $C_{s,\Delta x}$: Chloridkonzentration in der Tiefe Δx (bei $\Delta x = 0$ an der Bauteiloberfläche) zum Beobachtungszeitpunkt in Abhängigkeit der anstehenden Chloridquelle, welche als konstante Einwirkung angenommen wird (Oberflächenchloridkonzentration) [M.-%/b]
- *x*: Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt *C(x, t)* [m]
- Δx : Tiefenbereich, in dem ggf. das Chlorideindringverhalten durch intermittierende Chlorideinwirkung vom Fick'schen Verhalten abweicht [m]
- t: Betonalter [s]
- $D_{app}(t)$: scheinbarer (apparent) Chloriddiffusionskoeffizient des Betons [m²/s], Größenordnung abhängig von der Auslagerungszeit. Variable wird jedoch bei allen Berechnungen für den gesamten betrachteten Zeitraum von $t_{exposition}$ (~ 0) bis t als Konstante angesetzt.
- *erfc* Komplementäre der Gauß'schen Fehlerfunktion (= 1-erf)

Für Bauteile unter zyklischen Chloridbelastung, wie zum Beispiel Verkehrsflächen (Taumittelbehandlung im Winter) (XD3), aber auch im Wasserwechsel- und Spritzwasserbereich von Küstenbauwerken (XS3), kann der Chloridtransport in den oberflächennahen Bereichen jedoch vom Fick'schen Diffusionsgesetz stark abweichen. Für diesen Fall wurde von Gehlen (2000) die Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration $C_{s,\Delta x}$ eingeführt. Die Chloridkonzentrationen innerhalb der Konvektionszone Δx werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Der Materialwiderstand wird durch den Parameter scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ berücksichtigt. $D_{app}(t)$ nimmt mit zunehmender Auslagerungszeit (Betonalter) verschiedene Größenordnungen an. Mit zunehmenden Betrachtungszeiträumen nimmt die Größenordnung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten ab, d. h., i. d. R. $D_{app}(t_2) < D_{app}(t_1)$ mit $t_2 > t_1$. Für die einzelne Berechnung wird der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient als konstante Eingangsvariable eingeführt, welche eine Art gemittelten Chloriddiffusionskoeffizienten über den betrachteten Zeitraum darstellt. Die Möglichkeiten zur Beschreibung dieser Variable des Materialwiderstands werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

3.3 Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten D*app(t)* Appraisal of the apparent chloride diffusion coefficient D*app(t)*

Gleichung (5) zeigt die allgemeine Formulierung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$:

$$D_{app}(t) = D_{test}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha}$$
(5)

Der Parameter $D_{test}(t0)$, welcher den Widerstand des Betons (i. Allg. des Produkts) gegen Chlorideindringen zum Zeitpunkt to darstellt, wird in der Regel durch das Fitting von Chloridprofilen aus bestehenden Bauwerken oder Laborkurzzeitprüfungen in die Gleichung (4) ermittelt. Dies erfolgt durch eine Regressionsanalyse, in der die Abweichungen (v_i) zwischen berechneten und gemessenen Werten minimiert werden (Methode der kleinsten Fehlerquadrate), vgl. Bild 4. Das Ergebnis der Regressionsanalyse ist das Wertepaar D_{test}(t0) und Oberflächenchloridkonzentration C_{S,0} bzw. Chloridkonzentration in der Tiefe Δx (Konvektionszone) $C_{S, \Delta x}$. Der Chloridgehalt kann dabei sowohl bezogen auf die Zementmasse z (bzw. äquivalente Zementmasse z_{eq} bzw. Bindemittelmasse b) als auch auf die Masse der Mehlprobe (u. a. bei unbekannter Zusammensetzung des Materials) berücksichtigt werden.



Bild 4: Ermittlung von $D_{test}(t_0)$ und $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ anhand Chloridprofile aus bestehenden Bauwerken oder Laborkurzzeitversuchen

Figure 4: Determination of D_{test}(t₀), C_{S,0} and C_{S,∆x} by means of chloride profiles of existing structures or short-time laboratory tests

Mit dem zweiten Parameter des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten, dem Altersexponenten α , wird das Langzeitverhalten des zu untersuchenden Produkts beschrieben.

Die Größe des Altersexponenten gibt die Intensität der zeitlichen Abnahme von $D_{app}(t)$ an. Im Gegensatz zu $D_{test}(t_0)$ kann der Altersexponent nicht anhand einer einzelnen Laborprüfung ermittelt werden. Die Abschätzung dieses Parameters erfolgt durch das Heranziehen von Bauwerksdaten und/oder durch Betrachtung der zeitlichen Entwicklung von $D_{app}(t)$ anhand Laborprüfungen über einen längeren Zeitraum.

Die Kenngröße $D_{app}(t)$ als Variable des Materialwiderstands kann in Abhängigkeit des einzusetzenden Produkts, der Informationsstände, des realisierbaren Zeit- und Kostenaufwands und der notwendigen Zuverlässigkeit nach folgenden drei Ansätzen für die Dauerhaftigkeitsbemessung berechnet werden, welche in Tabelle 2 zusammengefasst sind.

	Ansatz A	Ansatz B	Ansatz C					
Prüfverfahren / Hilfsmittel	Diffusionsversuche	RCM-Versuch + (große) Bauwerksdaten; Altersex- ponent kann aus der Lite- ratur abgelesen werden	Diffusionsversuch + (vereinzelte) Bauwerks- daten					
Anwendungsfälle	neue Produkte mit feh- lender Erfahrungsbasis, Produkte mit unbekannter Zusammensetzung	Herkömmliche Produkte mit vorhandener Erfah- rungsbasis und bekannter Zusammensetzung	Bauwerksdaten ent- sprechend dem Design- Produkt und der Design- Exposition vorhanden					
Aufwand	sehr hoch	sehr gering	mittel					
Versuchsdauer ¹⁾	mind. zwei Jahre	ca. 5 Wochen	ca. 9 Wochen					
Formel	$D_{app,A}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \ \cdot \left(rac{t_0}{t} ight)^{lpha_{nss}}$	$D_{app,B}(t) = k_e \cdot D_{\scriptscriptstyle RCM}(t_0) \ \cdot \left(rac{t_0}{t} ight)^{\!$	$D_{app,C}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \ \cdot \left(rac{t_0}{t} ight)^{lpha_{app}}$					
¹⁾ von der Herstellung der Probekörper bis zur Gewinnung der Ergebnisse, d. h. Messung der Eindringtiefen bei								

¹⁾ von der Herstellung der Probekörper bis zur Gewinnung der Ergebnisse, d. h. Messung der Eindringtiefen bei RCM oder chemische Analyse der Mehlproben bei Diffusionsversuch

Tabelle 2: Ansätze zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten D_{app}(t) für die Modellierung des Chloridtransports im Beton und Dauerhaftigkeitsbemessung von Betonbauteilen
 Table 2: Approaches for determining the apparent chloride diffusion coefficient D_{app}(t) for modelling the chloride

Table 2: Approaches for determining the apparent chloride diffusion coefficient D_{app}(t) for modelling the chloride transport in concrete and the service life design

Ansatz A: Ermittlung des Materialwiderstands *D*_{app}(*t*) mittels Diffusionsversuche

Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ wird in diesem Ansatz durch die Ermittlung der Parameter $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} mittels Diffusionsversuche in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015) charakterisiert und anhand folgender Gleichung berechnet:

$$D_{app,A}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{nss}}$$
(6)

Darin sind:

- $D_{nss}(t_0)$: instationärer (non-steady state) Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem einseitigen Diffusionsversuch in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015)
- t_0 : Referenzzeitpunkt; Dauer der Beaufschlagung des Prüfkörpers mit Chloridlösung im Diffusionsversuch (t_0 = 28 d)
- α_{nss} : Altersexponent [–], ermittelt durch Diffusionsversuche in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015)
- $D_{app,A}(t)$: scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach Ansatz A
- *k_e*: Umweltparameter zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [–]

Der Diffusionsversuch ist an Prüfkörpern durchzuführen, welche nach der Herstellung zur Nachbehandlung 28 Tage unter Wasser gelagert worden sind. Der instationäre Chloriddiffusionskoeffizient $D_{nss}(t_0)$ wird durch Beprobung der Prüfkörper nach t_0 = 28 Tagen Beaufschlagung mit Chloridlösung und Erstellung der Chloridprofile ermittelt. Zur Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} sind der Diffusionsversuch an den Prüfkörpern für insgesamt mindestens zwei Jahre durchzuführen und Chloriddiffusionskoeffizienten zu mindestens drei weiteren Zeitpunkten (nach ca. 90, 365 und 730 Tagen Beaufschlagung mit Chloridlösung) zu ermitteln. Die zeitliche Entwicklung des Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} eines Materials ist exemplarisch in Bild 5 in normaler und doppel-logarithmischer Skalierung dargestellt. Der Altersexponent α_{nss} wird durch eine Regressionsanalyse quantifiziert. Die Regressionsfunktion (Potenz: y = $a \cdot x^{\alpha}$) und das Bestimmtheitsmaßgrad R² sind in Bild 5 angegeben. Der Exponent der Regressionsfunktion ergibt den Altersexponenten α_{nss} (hier $\alpha_{nss} \sim 0.35$).

Die Betrachtung der zeitlichen Entwicklung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten über mindestens zwei Jahre lehnt sich an den aktuellen Stand der Arbeiten von JWG aus TC 104 / SC1 und TC 250 / SC2 (siehe Leivestad (2014)) an, die sich mit der Entwicklung von Performance-orientierten Ansätzen für die Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken befassen. Die Wahl der Untersuchungsdauer von zwei Jahren ist ein Kompromiss zwischen der notwendigen Genauigkeit und dem zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwand.



- Bild 5: Exemplarische Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} mittels Regressionsanalyse an Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} . Die einzeln ausgewiesenen Chloriddiffusionskoeffizienten repräsentieren den Materialwiderstand für unterschiedlich lange Expositionszeiten (t₀ = 28 d, t₁ = 90 d, t₂ = 365 d und t₃ = 730 d) jeweils als konstante Größe über den betrachteten Zeitraum. Zeitliche Entwicklung des D_{nss} in normaler (oben) und doppel-logarithmischer (unten) Skalierung.
- Figure 5: Determination of the ageing exponent anss by means of regression analyses of chloride diffusion coefficients D_{nss} . The individual chloride diffusion coefficients represent the resistance of the material to chloride solution ($t_0 = 28 d$, $t_1 = 90 d$, $t_2 = 365$ d and $t_3 = 730 d$) for different exposure durations as a constant value over the respective time period. Development of D_{nss} over time on a normal (top) and double-logarithmic (bottom) scale.

Mit den ermittelten Parametern $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} wird schließlich im Rahmen der Dauerhaftigkeitsbemessung der Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ für lange Zeiträume von bis zu t = 100 Jahren extrapoliert.

Der so ermittelte Altersexponent α_{nss} ist entsprechend den Angaben in fib (2010) zwischen 0,20 und 0,80 einzugrenzen.

Das Fick'sche Diffusionsgesetz folgt thermodynamischen Gesetzen. Mit dem Umweltparameter k_e wird der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Chlorideindringrate in Betonbauteilen berücksichtigt. Dies erfolgt vereinfachend mit Hilfe der Arrhenius-Gleichung, wie folgt:

$$k_e = exp\left(b_e \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}}\right)\right) \tag{7}$$

Darin sind:

- b_e : Temperaturkoeffizient [–]; Regressionsparameter proportional zur Aktivierungsenergie des Materials
- T_{ref} : Referenztemperatur (i. d. R. 293 K (20 °C)) [K]
- T_{real} : Temperatur der Bauteiloberfläche oder die Umgebungstemperatur [K]
- *exp*: Exponentialfunktion (e^x)

Im Ansatz A zur Ermittlung des $D_{app}(t)$ mit Hilfe von Diffusionsversuchen ist der Umweltparameter $k_e = 1,0$, da die Laborversuche beim Referenztemperatur von 20 °C durchgeführt werden. Bei den Ansätzen B und C (s. u.) kann für die Variable T_{real} die mittlere Jahrestemperatur der umgebenden Luft aus der nächstgelegenen Wetterstation angesetzt werden. Bei einer mittleren Jahrestemperatur von etwa 10 °C für Deutschland beträgt der Umweltparameter $k_e = 0,561$ (Mittelwert).

Dieser Ansatz eignet sich insbesondere für Produkte mit unbekannter Zusammensetzung oder mit bislang unzureichendem Praxiseinsatz. Für herkömmliche Betone und Produkte, für die ihr Langzeitverhalten hinsichtlich Chlorideindringwiderstand durch Bauwerksdaten nachweisbar ist, kann der im folgenden Abschnitt beschriebene Ansatz B eingesetzt werden.

Ansatz B: Ermittlung des Materialwiderstands $D_{app}(t)$ mittels Migrationsversuchs und Daten aus bestehenden Bauwerken

In DuraCrete (1998) und Gehlen (2000) wurde eine Methodik zur Ermittlung des $D_{app}(t)$ entwickelt, in der zum einen Bauwerksdaten zur Ermittlung des Altersexponenten herangezogen werden, und zum anderen der Materialwiderstand zum Referenzzeitpunkt $D_{test}(t_0)$ mittels einen Laborschnelltests bestimmt wird. Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ wird in diesem Ansatz anhand Gleichung (8) berechnet:

$$D_{app,B}(t) = k_e \cdot D_{RCM}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\mathcal{C}_{RCM}}$$
(8)

Darin sind:

- $D_{RCM}(t_0)$: Chloridmigrationskoeffizient [m²/s] nach dem Schnellchloridmigrationstest RCM nach BAW (2012)
- t_0 : Referenzzeitpunkt; Zeitpunkt des Beginns des RCM-Versuchs an Prüfkörpern, Betonalter (t_0 = 28 d)
- $\mathcal{C}_{\mathit{RCM}}$: Altersexponent [–], ermittelt nach dem Ansatz B
- $D_{app,B}(t)$: scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem Ansatz B
- k_e : siehe Ansatz A, Gleichung (7)

Der Schnellchloridmigrationstest RCM (Rapid Chloride Migration) wurde von Tang (1996) entwickelt und in mehreren europäischen Regelwerken eingeführt (z.B. NT Build 492, 1999, sowie BAW, (2012). Im RCM-Prüfverfahren wird das Eindringen der Chloride in Beton mit Hilfe eines elektrischen Feldes beschleunigt. Nach Ende der Spannungsbeaufschlagung und nach Spalten der Probekörper wird mittels Indikatorlösungen die Eindringtiefe der Front der freien Chloridionen ermittelt. Aus der Eindringtiefe, der Höhe der angelegten Spannung und weiteren Parametern wird der Chloridmigrationskoeffizient berechnet. Die Prüfungsdauer variiert zwischen wenigen Stunden und einer Woche und ist im Vergleich zum Laborkurzzeitversuch Diffusionstest wesentlich kürzer. Das Prüfverfahren weist im Vergleich zum Diffusionsversuch zudem einen wesentlich geringeren Aufwand auf.

Nachdem für den Parameter Altersexponent eine maßgebliche Abhängigkeit von der Bindemittelart festgestellt wurde, wurde in Gehlen (2000) der Altersexponent von Betonen mit den Hauptbindemittelarten Portlandzement (CEM I), Portlandflugaschezement (CEM I + FA ($f \ge 0, 20 \cdot z$)) und Hochofenzement (CEM III/B) wie nachfolgend beschrieben quantifiziert.

Für jede der obengenannten Betonsorten wurden zunächst zahlreiche Chloridprofile aus verschiedenen Betonbauteilen mit entsprechender Bindemittelart zu unterschiedlichen Zeitpunkten zusammengestellt (Literaturangaben sowie eigene Bauwerksuntersuchungen in Gehlen, 2000). Die Bauteile wurden aus den Expositionsbereichen Unterwasser, Wasserwechselzone und Spritzwasser (XS2, XS3) gewählt. Die Betone wiesen Wasserzementwerte zwischen 0,40 und 0,60 auf. Die aus den Chloridprofilen mittels Regression nach dem Fick'schen Diffusionsgesetz (Gleichung (4)) ermittelten scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ wurden in einem doppel-logarithmischen Diagramm dem Betonalter gegenübergestellt (Bild 6). Laborbetone mit ähnlichen Zusammensetzungen, d. h., gleiche Bindemittelart und $0,40 \le w/z \le 0,60$, wurden hergestellt und im Alter von 28 Tagen der RCM-Prüfung unterzogen. An den Bauwerksdaten wurde eine Regressionsanalyse durchgeführt und die resultierte Regressionslinie wurde durch den Mittelwert von $D_{RCM}(t_0 = 28 d)$ gezwungen. Die so ermittelte Regressionslinie gibt den Altersexponenten nach dem Ansatz B wieder. Eine Quantifizierung des Altersexponenten nach diesem Ansatz in Abhängigkeit der Bindemittelart ist in Tabelle 3 dargestellt.

Durch das Zwingen der ursprünglich aus den Bauwerksdaten ermittelten Regressionslinie durch $D_{RCM}(t_0)$ wurde die Steigung der Regressionslinie in allen drei Fällen, jedoch unterschiedlich groß, geringer (Bild 6), da der D_{RCM}(to) in allen Fällen einen geringeren Wert als der durch die Regression der Bauwerksdaten ermittelte Chloriddiffusionskoeffizient zum Zeitpunkt to aufweist. Dies bedeutet, dass der Altersexponent durch die Berücksichtigung des $D_{RCM}(t_0)$ abnimmt, d. h. ungünstiger wird. Erkennbar ist auch, dass sich die Regressionslinien in allen drei Fällen zu einem Zeitpunkt zwischen 5 und 10 Jahren treffen. Nach dem Zusammentreffen der Regressionslinien liefert die durch D_{RCM}(t₀) gezwungene Linie größere (ungünstigere) Werte für $D_{app}(t)$ als die Regressionslinie der Bauwerksdaten, was dadurch mit Blick auf Dauerhaftigkeitsbemessung zu vergleichend



- Bild 6: Entwicklung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten über die Zeit für Betone aus Portlandzement (oben), Portlandflugaschezement (mitte) und Hochofenzement (unten), aus Gehlen (2000), modifizierte Darstellung
- Figure 6: Development of the apparent chloride diffusion coefficient over time for concretes made of Portland cement (top), Portland-fly ash cement (middle) and GGBS cement (bottom), modified from Gehlen (2000)

Zementart nach DIN EN 197-1 (201	Altersexponent α _{RCM} [–]				
CEM I		0,30 ³⁾			
	CEM II/A-S	0,35 ⁴⁾			
	CEM II/B-S	0,37 4)			
	CEM II/A-D	0,40 4)			
	CEM II/A-P	0,40 4)			
	CEM II/B-P	0,40 4)			
	CEM II/A-Q	0,40 4)			
	CEM II/B-Q	0,40 4)			
	CEM II/A-V 1)	0,60 ³⁾			
	CEM II/B-V	0,60 4)			
CEM II	CEM II/A-W	_			
	CEM II/B-W	_			
	CEM II/A-T	0,40 4)			
	CEM II/B-T	0,40 4)			
	CEM II/A-L	0,30 4)			
	CEM II/B-L	_			
	CEM II/A-LL	0,30 4)			
	CEM II/B-LL	_			
	CEM II/A-M	_			
	CEM II/B-M	_			
	CEM III/A	0,40 4)			
CEM III	CEM III/B	0,45 ³⁾			
	CEM III/C	0,45 4)			
	CEM IV/A	-			
	CEM IV/B	-			
	CEM V/A	_			
	CEM V/B	-			
CEM III/A + ca. 10	% Flugasche ²⁾	0,50 4)			

¹⁾ Flugaschegehalt mindestens 18 M.-%/Gesamtmasse

²⁾ wirksame Bindemittelart; Zusammensetzung mit den Zementarten nach DIN EN 197-1 nicht abbildbar

- ³⁾ auf Basis von Untersuchungen, Gehlen (2000), abgeleiteter Wert
- ⁴⁾ auf Basis der Zementzusammensetzung angenommener Wert

 Tabelle 3:
 Altersexponent α_{RCM} in Abhängigkeit der

 Zementart f
ür Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3

Table 3: Ageing exponent α_{RCM} as a function of the cement type for exposure classes XD2, XD3, XS2 and XS3 sichereren bzw. konservativeren Ergebnissen führt (siehe auch Gehlen et al. (2015)). Die Differenz zwischen den beiden Regressionslinien ist im Fall der Hochofenzementbetone am größten. Für Portlandzementbetone liegen die Regressionslinien annähernd aufeinander.

Mit diesem Ansatz wird zum einen das Langzeitverhalten des Betons über mehrere Jahrzehnte mit Hilfe von bestehenden Bauwerken berücksichtigt. Zum anderen wird der potenzielle Widerstand des einzusetzenden Betons mit einem relativ geringen Aufwand gemessen und in Betracht gezogen.

Die in Gehlen (2000) statistisch quantifizierten Altersexponenten für Betone mit den drei Hauptbindemittelarten CEM I, CEM I + FA und CEM III/B sind in Tabelle 3 dargestellt. Diese enthält ebenfalls auf dieser Basis angenommene Werte für Altersexponenten für einige weitere Zement- und Bindemittelarten. Die Annahmen basieren auf den für die drei o. g. Bindemittelarten ermittelten Werten und vorliegenden Erfahrungen und Erkenntnissen mit bzw. über die jeweilige Bindemittelart.

Für diesen Ansatz wurde durch seine Anwendung in zahlreichen vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessungen in den letzten 15 Jahren eine breite Erfahrungsbasis geschaffen.

Ansatz C: Ermittlung des Materialwiderstands $D_{app}(t)$ mittels Migrationsversuchs und Daten aus bestehenden Bauwerken

Dieser Ansatz zur Ermittlung des $D_{app}(t)$ ist für den speziellen Bemessungsfall anzuwenden, wenn das Langzeitverhalten des einzusetzenden Produkts (Design-Produkt) durch Daten aus vereinzelten Bauwerken, die hinsichtlich Materialzusammensetzung sowie Expositionsbedingungen großenteils dem Bemessungsfall entsprechen, bestimmt ist. $D_{app}(t)$ wird wie folgt berechnet:

$$D_{app,C}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{app}}$$
(9)

Darin sind:

- $D_{nss}(t_0)$: instationärer (non-steady state) Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem einseitigen Diffusionsversuch in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015)
- t_0 : Referenzzeitpunkt; Dauer der Beaufschlagung des Prüfkörpers mit Chloridlösung im Diffusionsversuch (t_0 = 28 d)
- α_{app} : Altersexponent [–], ermittelt nach dem Ansatz C
- $D_{app,C}(t)$: scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem Ansatz C
- k_e : siehe Ansatz A, Gleichung (7)

Der potenzielle Materialwiderstand ist in diesem Ansatz durch den Diffusionsversuch in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015) durch eine 28-tägige Beaufschlagung des Prüfkörpers (t_0 = 28 d) mit der Chloridlösung im Alter von 28 Tagen zu ermitteln (Analog zum Ansatz A). Der Altersexponent α_{app} wird durch eine Regressionsanalyse der durch das Fitting der Chloridprofile aus den Bauwerken ermittelten Chloriddiffusionskoeffizienten berechnet (vgl. Bild 5). Um sicherzustellen, dass die ermittelten Chloriddiffusionskoeffizienten den realitätsnahen Widerstand des Betonbauteils gegen das Chlorideindringen in der exponierten Umgebung widerspiegeln, muss das erste einbezogene Chloridprofil mindestens 10 Jahre nach der Beaufschlagung des Bauteils erfolgen. Der zeitliche Abstand zu bzw. zwischen den weiteren Chloridprofilen muss mindestens 5 Jahre betragen.

3.4 Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ (Einwirkung) Surface chloride concentration $C_{s,0}$ and $C_{S,\Delta x}$ (action)

Mit der Kenngröße Oberflächenchloridkonzentration bzw. Chloridkonzentration in der Tiefe Δx (C_{S,0} bzw. C_{S, Δx}) wird die Einwirkung im Bemessungsmodell wiedergegeben (neben der Umgebungstemperatur). C_{S, Δx} ist sowohl material- als auch umweltabhängig und variiert mit der Zeit. Eine materialspezifische und zeitabhängige Berechnung dieses Parameters mit der Berücksichtigung weiterer Umwelt- und Konstruktionseinflüsse ist jedoch unter Praxisbedingungen nur schwer möglich. Die Oberflächenchloridkonzentration ist für jeden Bemessungsfall auf Basis von Daten bestehender Bauwerke mit vergleichbaren Expositionsbedingungen abzuleiten. Erfahrungswerte (Mittelwerte) liegen für die Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3 zwischen 2,0 bis 4,0 M.-%/b. In den Nomogrammen ist die Oberflächenchloridkonzentration von 1,0 bis 5,0 M.-%/b durch entsprechende Kurvenscharen berücksichtigt worden.

Durch die Berücksichtigung einer Konvektionszone Δx für Bauteile mit intermittierender Chloridbelastung (Expositionsklassen XD3 und XS3) werden die Randbedingungen (Einwirkung) für diese im Vergleich zu den restlichen Expositionen (XD2 und XS2) verschärft. Damit verschiebt sich die Oberflächenchloridkonzentration um den Betrag Δx in das Bauteilinnere, was eine Verkürzung der berechneten Zeit der Depassivierung der Betonstahloberfläche zur Folge hat. Im Anbetracht der günstigeren Randbedingungen für die Initiierung der Korrosion des depassivierten Betonstahls in Bauteilen unter intermittierender Feuchtebeanspruchung im Vergleich zu Unterwasserbauteilen (ggf. mangelnde Sauerstoffzufuhr) ist die durch die Konvektionszone vorgenommene Verschärfung der Einwirkung für XS3und XD3-Bauteile im Einklang mit den angestrebten Zuverlässigkeiten bei der Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion.

Die Konvektionszone Δx wird in der Bemessung mit 10 mm berücksichtigt. Die Nomogramme sind für die Expositionsklassen XS3 und XD3 erstellt worden. Sie können auch für die Bauteile der Expositionsklassen XS2 und XD2 verwendet werden, indem die Mindestbetondeckung als Ausgangsparameter (Ergebnis der Bemessung) um $\Delta x = 10$ mm verringert und als Eingangsparameter (z. B. zur Ermittlung des erforderlichen $D_{RCM}(t_0)$) um den Betrag von 10 mm erhöht wird.

3.5 Zielzuverlässigkeit Target reliability

Mit der Zielzuverlässigkeit wird die Anforderung an die Sicherheit des Bauwerks für den betrachteten Zustand ausgedrückt. Die Differenzierung der Zielzuverlässigkeit erfolgt mit dem Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0 . In der einschlägigen Normung und Literatur, insbesondere ISO 2394 (1998), DIN EN 1990 (2010), JCSS (2001), sind β_0 -Werte als Empfehlung oder Anforderung angegeben, die in erster Linie nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit eingeteilt sind.

Die ungewollten Bauteilzustände, die unter dem Dauerhaftigkeitsaspekt geregelt werden, u.a. Depassivierung des Betonstahls oder Beginn der Betonstahlkorrosion, sind dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zugeordnet, welcher in der Regel unumkehrbare Folgen bedingt. DIN EN 1990 (2010) empfiehlt für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (mit mittleren irreversiblen Folgen) einen Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von β_0 = 1,5 (entspricht einer Eintretenswahrscheinlichkeit "probability of failure" von $p_f = 6,7$ %). Mit dem Hintergrund, dass die Einhaltung dieses Zielwerts bei den Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3 zum Teil mit sehr großen Betondeckungen und hohen Kosten verbunden ist, (Gehlen et al. (2008), wird in DAfStb (2008) für diese Expositionsklassen, fallspezifisch, ein geringerer Zielwert von β_0 = 0,5 (p_f = 30 %) zugelassen, unter der Voraussetzung, dass eine Korrosion des Betonstahls durch regelmäßige Überwachung und Inspektion des Bauteils frühzeitig erkennbar wird und das Bauteil unter den gegebenen Randbedingungen instandgesetzt werden kann. Angenommen wird hierbei, dass der Aufwand einer Instandsetzung in einem frühen Stadium der Betonstahlkorrosion gering gehalten wird.

3.6 Anwendungsbeispiele *Examples*

Beispiel 1:

Für den Unterwasserbereich (XS2) einer Kaimauer an der Nordseeküste (angenommen $C_{S,0} = 4,0$ M.-%/b) mit einer festgelegten Mindestbetondeckung von 50 mm, einer Zielnutzungsdauer von $t_{SL} = 70$ Jahren und einer Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ soll ein CEM III/B-Beton verwendet werden. Mit der Wahl eines Altersexponenten α_{RCM} von 0,45 (CEM III/B) aus Tabelle 3 und mit Hilfe des Nomogramms im Bild 7 (Nomogramm-Nr. N.4 aus Tabelle 1) ist für den Beton ein Chloridmigrationskoeffizient von $D_{RCM}(t_0 = 28 \text{ d}) \le 2,65 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}}$ nachzuweisen. Der Eingangswert der Mindestbetondeckung ist hierbei für das XS2-exponierte Bauteil zu 60 mm zu wählen (siehe Tabelle 1, Fußnote 1, sowie Abschnitt 3.4).



Bild 7: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer t_{SL} = 70 Jahre, Zielzuverlässigkeit β_0 = 1,5,2 \leq D(t₀) \leq 20 Figure 7: Design nomogram for XS3 / XD3, target service life t_{SL} = 70 years, target reliability index β_0 = 1.5, 2 \leq D(t₀) \leq 20

t [d]	D _{nss} (t) [• 10 ⁻¹² m ² /s]
28	13,5
90	10,7
365	3,1
730	1,7

Tabelle 4:Ermittelte Chloriddiffusionskoeffizienten des
Betons in verschiedenen Zeitpunkten aus
den Laborversuchen in Anlehnung an DIN EN
12390-11 (2015)

Table 4:Calculated chloride diffusion coefficients of the
concrete at different points in time by means of
diffusion tests according to DIN EN 12390-11 (2015)



Bild 8:Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} aus den in
Tabelle 4 dargestellten $D_{nss}(t)$ Figure 8:Determination of the ageing exponent α_{nss} from
the $D_{nss}(t)$ shown in Table 4

Beispiel 2:

Tabelle 4 zeigt die Ergebnisse der Diffusionsversuche in Anlehnung an DIN EN 12390-11 (2015) an einem Beton, welcher für den Bau eines XS3-exponierten Bauteils an der Ostseeküste angewendet werden soll. Das Bauteil soll für eine Zielnutzungsdauer von t_{SL} = 100 Jahren (mit Zielzuverlässigkeit β_0 = 1,5) bemessen werden. Die Einwirkung wird mit einer Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration von $C_{S,dX}$ = 3,0 M.-%/b angenommen. Die erforderliche Mindestbetondeckung wird mit den Eingangswerten $D_{nss}(t_0 = 28 \text{ d}) = 13,5 \text{ m}^2/\text{s}$, Tabelle 4, $\alpha_{nss} = 0,66$, Bild 8, und $C_{S,\Delta X} = 3,0 \text{ M}$.-%/b und mit Hilfe des Nomogramms im Bild 9 (Nomogramm-Nr. N.2 aus Tabelle 1) mit $c_{min} \sim 72$ mm berechnet. Mit einem Vorhaltemaß von $\Delta c = 10$ mm nach ZTV-W LB 215 (2012) beträgt die erforderliche nominale Betondeckung $c_{nom} \sim 82$ mm.



Bild 9: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer t_{SL} = 100 Jahre, Zielzuverlässigkeit β_0 = 1,5, 2 ≤ $D(t_0)$ ≤ 20 Figure 9: Design nomogram for XS3 / XD3, target service life tSL = 100 years, target reliability index β_0 = 1.5, 2 ≤ $D(t_0)$ ≤ 20

4 Schlussbemerkungen Conclusions

Die entwickelten Bemessungsnomogramme ermöglichen im Hinblick auf den dauerhaftigkeitsrelevanten Aspekt "chloridinduzierte Betonstahlkorrosion" eine transparente und leistungsbezogene Bemessung von Stahlbetonbauteilen. Bei der Anwendung der Nomogramme sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- Für D_{RCM}(t₀) darf der größte Einzelwert 25 % des Mittelwerts nicht überschreiten,
- für $D_{nss}(t_0)$ darf der Bestimmtheitsmaßgrad R² 95 % nicht unterschreiten,
- das Vorhaltemaß der Betondeckung ⊿c muss zwischen 5 und 15 mm betragen,
- die Eingangswerte basieren auf einer mittleren Jahrestemperatur des Bauteils von 10 °C,
- die Eingangswerte f
 ür die Diffusionskoeffizienten beziehen sich auf ein Proben- (zu Beginn der Pr
 üfung) oder Bauteilalter von to = 28 Tagen,
- die Nomogramme sind f
 ür Betone mit einem Eigenchloridgehalt von max. 0,1 M.-%/b (Cl 0,10 nach DIN EN 206 (2014)) anwendbar.

Alle Eingangsvariablen sind als charakteristische Werte (d. h. Mittelwerte) anzugeben, nur c_{min} stellt den Bemessungswert der Betondeckung dar.

Neben der Bemessung von neu zu errichtenden Bauteilen bzw. Bauwerken können die Bemessungsnomogramme auch zu einer Bewertung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke herangezogen werden, Rahimi (2016). In Rahimi (2016) wurde zudem ein Konzept zur Bemessung von Instandsetzungsmaßnahmen mittels Betonersatz entwickelt. Der erforderliche Chlorideindringwiderstand sowie die Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials können in Abhängigkeit des verbleibenden Altbetons (Eigenschaften und Dicke) und der angestrebten Restnutzungsdauer mittels Nomogrammen berechnet werden.

Das vorgestellte Bemessungskonzept mittels Nomogrammen wird voraussichtlich in die zukünftige Instandhaltungsrichtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zur Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke sowie zur Berechnung der Schichtdicke bei einer Instandsetzung mittels Betonersatz (bei vollständigem Ersatz der Betondeckung) aufgenommen.

5 Literatur References

BAW (2012): BAWMerkblatt Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL). Bundesanstalt für Wasserbau.

Collepardi, M.; Marcialis, A.; Turriziani, R. (1970): The kinetics of chloride ions penetration in concrete (in Italian). Il Cemento, No. 4 (1970) pp 157 – 164.

DAfStb (2008): Positionspapier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J. In Betonund Stahlbetonbau 103, 2008, Heft 12, S. 837 – 839.

DIN 1045-2 (2008): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

DIN EN 206-1 (2001): Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000.

DIN EN 206 (2014): Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013.

DIN EN 1990 (2010): Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.

DIN EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.

DIN EN 1992-1-1 (2011) + NA (2013): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 12390-11 (2015): Prüfung von Festbeton – Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton – Einseitig gerichtete Diffusion. DuraCrete (1998): Probabilistic performance based durability design of concrete structures. EU-Project (Brite EuRam III). No BE95-1347.

fib (2006): fib bulletin 34: Model Code for Service Life Design. Prepared by fib Task Group 5.6.

fib (2015): fib bulletin 76: Benchmarking of Deemedto-Satisfy Provisions in Standards – Durability of Reinforced Concrete Structures Exposed to Chlorides. Prepared by fib Task Group 8.6: Gehlen, C.; Greve-Dierfeld, S. v.; Gulikers, J.; Helland, S.; Rahimi, A. et al.

fib (2010): fib Model Code for Concrete Structures.

Gehlen, C. (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 510. Beuth, Berlin, Dissertation.

Gehlen, C.; Schießl, P. und Schießl-Pecka, A. (2008): Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzeptes von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 12, S. 840 – 851.

Gehlen, C.; Rahimi, A.; Reschke, T.; Westendarp, A. (2015): Bewertung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien und der Lebensdauer von instandgesetzten Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Beton-Kalender 2015, Kapitel VI, Ernst & Sohn, Berlin.

ISO 2394 (1998): General principles on reliability of structures.

ISO 16204 (2012): Durability – Service life design of concrete structures.

Leivestad, S. (2014): Durability – Exposure resistance classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992. Memo, JWG 250/104 - N25.

NT Build 492 (1999): Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials – Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments. JCSS (2001): Probabilistic Model Code – Part 1: Basis of design. Prepared by Joint Committee on Structural Safety (JCSS). ISBN 978-3-909386-79-6.

Rahimi, A. (2016): Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Dissertation, Technische Universität München.

Schneider, J. (2007): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure.

STRUREL – A structural reliability analysis program system by RCP GmbH (Reliability Consulting Programs). www.strurel.de.

Tang, L. (1996): Chloride transport in concrete – measurement and prediction. Doctoral thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.

ZTV-W LB 215 (2012): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215), Ausgabe 2012. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS).

ZTV-ING (2014): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS). Rahimi: Vereinfachtes Nachweiskonzept zur leistungsbezogenen Bemessung von Stahlbetonbauten hinsichtlich...

Korrosionsschutz für stählerne Brücken und Hochbauten in der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV)

Corrosion Protection for Steel Bridges and Buildings Operated by the Federal Waterways and Shipping Administration (WSV)

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

Der Korrosionsschutz an Stahlbrücken der Bundesverwaltungen (Straße und Wasser) einschließlich der Deutschen Bahn AG wird seit Jahrzehnten überwiegend entsprechend dem Blatt 87 der ZTV-ING, Teil 4, Abschnitt 3 (2012) bzw. der TL/TP-KOR-Stahlbauten (2007), früher gemäß TL 918300 der Deutschen Bundesbahn) ausgeführt. Aufgrund des Ausführungsablaufes der Beschichtungsarbeiten einerseits, Applikation der Grund- und Zwischenbeschichtungen im Werk und andererseits Applikation der farbgebenden Deckbeschichtung (DB) nach der Errichtung der Brücke, kommt es häufig zu Schäden in Form von Enthaftungserscheinungen der Deckbeschichtung. Als Ursache wurde ursprünglich eine Salzbelastung während der Nutzungsphase vor dem Aufbringen der DB mit nachfolgender Osmose diagnostiziert. Gleichzeitig wurde aber bereits in den 1980er-Jahren darauf verwiesen, dass der Abbau des Epoxidharzes der vorliegenden Zwischenschicht durch eine (Zwischen-) Bewitterung während der Nutzungsphase vor dem Aufbringen der farbgebenden Deckbeschichtung aus 2K-PUR, die Schadensursache sein könnte. Auch hierbei laufen osmotische Vorgänge ab, wobei Abbauprodukte des Epoxidharzes den Part von Salzen übernehmen. Der eindeutige Nachweis, im Unterschied zur Osmose durch verunreinigende Salze, ist nicht ohne weiteres zu leisten. Durch Nachstellen der Verhältnisse in verschiedensten Versuchsanordnungen konnten die Haftprobleme der PUR-DB auf der bewitterten Epoxid-Zwischenschicht belegt werden. Dabei sind nicht nur die dem Sonnenlicht ausgesetzten Flächen betroffen, sondern auch die dem Licht abgewandten Seiten. Als Schutzmaßnahme vor dieser Schwächung mit möglicher Enthaftung der farbgebenden DB wurde ein Austausch der Zwischenbeschichtung, 2K-PUR statt Epoxidharz, prognostiziert und nachgewiesen. Sogenanntes aliphatisches PUR ist dabei weniger witterungsempfindlich, speziell hinsichtlich einer ubiquitären UV-Belastung, als ein Epoxidharz. Der in dieser Arbeit herausgearbeitete Systemänderungsvorschlag fand letztlich auch Eingang in der Neuformulierung des Blattes 87 in den ZTV-ING, Teil 4, Abschnitt 3 (2012). Bei einigen Bauwerken der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) wurde diese Systemänderung bereits erfolgreich durchgeführt. Die Ergebnisse bei der Bundesanstalt für Wasserbau, z. B. nach Salzsprühnebelbelastung, zeigen zudem, dass diese Umstellung auch ohne Einbußen im Korrosionsschutzverhalten des Gesamtsystems erfolgen kann.

For several decades corrosion protection measures at steel bridges operated by the federal authorities (roads and waterways) including Deutsche Bahn AG have been executed primarily according to Sheet 87 of ZTV-ING (Additional Technical Terms of Contract and Guidelines for Civil Engineering Structures), part 4, section 3 (2012) and/or the German TL/TP-KOR steel construction standard (2007), formerly according to TL 918300 of Deutsche Bundesbahn. Delamination damage at the top coat (German: "Deckbeschichtung", DB), for example, often occurs, resulting from the application process, where the priming and intermediate coats are applicated within the factory, where the application of the coloured top coat is carried out after erection of the bridge. At first, exposure to salt during the stage of utilization prior to the application of the top coat, followed by osmosis was often determined as the main cause. However, it was discussed already in the 1980s that the damage might be caused by degradation of the epoxy resin contained in the existing intermediate coat due to (intermediate) weathering during utilization before the application of the coloured 2K-PUR top coat. This degradation also involves osmotic processes where the epoxy resin degradation products are assumed playing the role of the salts. In contrast to osmosis which is

caused by impurities (i.e. salts), verification of the origin like intermediate weathering is more difficult to prove. By simulating conditions in various test series it was possible to provide evidence of problems regarding the bonding between the PUR top coat and the weather-affected intermediate epoxy resin coat. This does not only affect the surfaces exposed to sunlight, but also other surfaces not directly exposed to the sunlight. The replacement of epoxy resin by 2K-PUR at the intermediate coat was proposed and verified as a suitable protective measure against weakening by epoxy resin degradation which can lead to delamination of the coloured top coat. Socalled aliphatic PUR is more resistant to weathering than epoxy resin, especially with regard to ubiquitous UV exposure. The proposal of a system change elaborated in this paper has ultimately been incorporated in the rewording of Sheet 87 of ZTV-ING, part 4, section 3 (2012). This system change has already been successfully carried out for several structures of German waterways authorities. The results obtained at the BAW, e.g. after exposure to salt spray, also show that the substitution recommended has no disadvantageous effects on the corrosion protection behaviour of the system as a whole.

1 Einleitung – Schutzsysteme und aktuelle Fragestellungen Introduction Protection systems and current issues

Im Stahlhoch- und Ingenieurbau werden überwiegend Korrosionsschutzbeschichtungen nach dem so genannten Blatt 87 gemäß ZTV-ING, Teil 4, Abschnitt 3 (2012; ZTV-ING 4/3) eingesetzt. Dieses System kann flexibel aufgebaut werden: Sowohl die Art der Grundbeschichtung (GB), wie die Anzahl der Zwischenbeschichtungen (ZB) und damit die Gesamtschichtdicke, kann, entsprechend der korrosiven Anforderung des Bauwerks, variiert werden. Für höchste Belastungen im Stahlhochbau (C5-M; Meeresatmosphäre nach DIN EN ISO 12944, Teil 2 (1998)) wird dabei gewöhnlich eine Grundbeschichtung aus Epoxidharz (EP) mit Zinkstaubfüllung (magnetinduktiv gemessene Trockenschichtdicke (DFT = dry film thickness) mit 70 µm) eingesetzt. Daran schließen sich dann zwei Zwischenbeschichtungen aus Epoxidharz (jeweils 80 µm DFT) an, bevor die farbgebende Deckbeschichtung (DB; DFT = 80 µm) aus zweikomponentigem Polyurethan (2K-PUR) appliziert wird; siehe Bild 1. Dabei wird die Beschichtung werkseitig meist





and alternative for the second intermediate coat

bis zur zweiten Zwischenbeschichtung (ZB) aufgebracht. Es folgen übliche Zwischenstandzeiten mit sogenannter (natürlicher) Zwischenbewitterung von drei bis zwölf Monaten unter den Nutzungsbedingungen des Verkehrs (Belastungen: UV-Strahlung und Feuchte bzw. Regen sowie Tausalz). Beim anschließenden Aufbringen der Deckbeschichtung (DB) hat die ZB aus Epoxidharz diese Bewitterungsphase erlitten, wobei dieser Umstand aufgrund äußerer Einflüsse zum Bindemittelabbau und zu Problemen im Haftverbund der Folgeschicht führen kann.

Derartige Beobachtungen konnten an Straßenbrücken der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) in der Vergangenheit vermehrt in Form von Enthaftungen der farbgebenden PUR-Deckbeschichtung festgestellt werden; siehe Bild 2. Die eindeutige Zuordnung der Schädigung bereitet allerdings Probleme, da Erscheinungsbild und Ablauf einer herkömmlichen Osmose auf Grund von Salzbelastungen sehr ähnlich sind und somit auch auf Ausführungsfehler zurückgeführt werden könnten.

Die WSV besitzt weit über tausend Brücken, die meist mit dem o. g. Schutzsystem vor Korrosion geschützt sind. Für diese Bauwerke ist grundsätzlich ein "langer Korrosionsschutz" (25 Jahre nach ZTV-ING 4/3 (2012) bzw. "größer lang" (d. h. > 15 Jahre) in Anlehnung an DIN EN ISO 12944, Teil 5 (1998) vorgesehen. Die Stoffe bzw. Systeme sind dementsprechend einer längeren Prüfdauer unterzogen worden. Schwächungen des Haftverbundes, welche gewöhnlich nicht sofort bei der Bauwerksübergabe oder Gewährleistungsfrist er-



Bild 2:Typisches Schadensbild bei der Enthaftung der
DB beim Blatt 87-SystemFigure 2:Typical delamination damage to top coat when
Sheet 87 system is used

kennbar sind, erniedrigen die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes und stören vor allem auch das optische Erscheinungsbild des Bauwerks. Darüber hinaus wurden ausführende Firmen häufig in die Pflicht genommen, die Schäden innerhalb der Gewährleistung zu beheben. Dieser Umstand hat dazu geführt, dass die oben beschriebenen Haftverbundstörungen mit der Folge von Entschichtungen als systemimmanente Fehler bezeichnet wurden und infolge dessen in Anwenderkreisen Widerspruch bei der Anwendung von Blatt 87 formuliert worden ist.

Ziel dieses Forschungsvorhabens (BAW, 2014) ist es, mögliche Haftverbundprobleme zu analysieren, zuzuordnen und letztlich zu umgehen, damit sich aufwändige und kostspielige Ausbesserungsarbeiten vermeiden lassen, zumal hierbei die Schuld- und damit die Kostenfrage sowohl fachlich wie auch juristisch häufig nicht (eindeutig) zu klären ist.

2 Stand der Forschung Current state of research

Verschiedene aktuelle Beobachtungen an Bauwerken (Binder, 2007; Gelhaar und Schneider, 2007), wie auch die Auswertung von Forschungsvorhaben (Öchsner und Schmidt, 2007; Binder, 1996; Binder, 2016), weisen auf Haftverbundprobleme der Deckbeschichtung (DB) aus 2K-PUR auf der Zwischenschicht aus EP nach kürzerer wie auch nach längerer Zwischenbewitterungsdauer hin. Aufgrund der Erkenntnisse aus Öchsner und Schmidt (2007) wird in Motzke und Konermann (2007) geschlussfolgert, dass ein systemimmanenter Mangel im Beschichtungssystem vorliegt. Dem Planer wird empfohlen, anzugeben, wie die Risiken zu vermeiden sind. Andernfalls wird den Ausführenden geraten, bereits im Vorfeld "Bedenken anzumelden", falls die Ausschreibung das Risiko der Entschichtung bei Zwischenbewitterung unerwähnt lässt.

Die vorletzte Änderung der ZTV-ING 4/3 (2012) mit dem Hinweis in Kapitel 2, Ziffer (7) "alle Schichten, einschließlich der Deckbeschichtung im Werk aufzubringen" deutete ebenfalls bereits auf mögliche Probleme hin, erwies sich jedoch in der Praxis als meist nicht realisierbar, da aus verschiedenen Gründen (z. B. optisch einheitliches Erscheinungsbild ohne Ausbesserungsstellen an den Stößen, etc.) die farbgebende DB immer wieder erst nach der Errichtung der Brücke und somit auch erst nach den sofort einsetzenden Nutzungsbelastungen (u. a. Zwischenbewitterung) appliziert wird. Um mögliche Schäden pauschal zu vermeiden, hat z. B. die österreichische Straßenverwaltung das oben beschriebene Vorgehen mit der Zwischenbewitterung insofern eingeschränkt, als alle beschichteten Bauteile die Werkshalle nur mit einer oben liegenden Beschichtung (ZB oder DB) aus zweikomponentigem PUR ausgeliefert werden dürfen.

3 Untersuchungsziel und Untersuchungsmethoden Targets and methods of research

Unter der Voraussetzung der bisherigen Umstände, dass eine Komplettbeschichtung im Werk nicht möglich ist, müssen Wege gefunden werden, das Enthaftungsproblem zu umgehen. Hierzu sollen Variationen zum bisherigen Applikationsablauf, unter Einsatz neuer Stoffe, sowie alternative Reinigungsverfahren hinsichtlich ihrer Eignung im Rahmen dieses BAW-Forschungsvorhabens geprüft worden (Zwischenergebnisse wurden bereits publiziert bzw. vorgetragen (Binder und Baier, 2011; Binder und Baier, 2012a; Binder und Baier, 2012b), um die Regelwerksänderung zu unterstützen). Die Untersuchungen dieser Arbeit stützten sich auf vier grundsätzlich unterschiedliche Vorgehensweisen:

- An alten Versuchsplatten (Untersuchungen der Versuchsserie 1986 bis 1996 nach Naturbewitterung; in Binder, 1996) wurde mit einer verbesserten, weil angepassten Untersuchungsmethode zur Prüfung des Haftverbundes, die Abreißfestigkeit (Haftfestigkeit) nochmals bestimmt (s. Abschnitt 4.1).
- Für weitere, vertiefende Untersuchungen wurden eigens *Laborprüfplatten* mit unterschiedlichen Beschichtungssystemen hergestellt (Serie 2010 bis 2011), die vor dem Aufbringen der letzten DB in Karlsruhe (StandortBAW)zeitlichabgestuftinderNaturzwischenbewittert worden sind (u. a. UV-Strahlung, Regen und Temperaturschwankungen) (s. Abschnitt 4.2).
- In einem Praxisversuch wurde an einem realen Objekt (Haus-Kannener Brücke/Rhein-Herne-Kanal) das übliche Schema des Ablaufes der Beschichtung an einer Prüftafelserie durchgeführt (s. Abschnitt 4.3).
- Im Vorgriff zu den zu erwartenden Versuchsergebnissen wurden an verschiedenen Brücken der WSV bereits die vorgeschlagene Variante des Beschichtungsaufbaus durchgeführt (u. a. Brücke Haldensleben/Mittellandkanal) und der Zustand überprüft (s. Abschnitt 4.4).

Für alle Vorgehensweisen wurden die Nutzungsbelastungen entsprechend der Zwischenbewitterung in den verschiedenen Naturauslagerungen bzw. Labortestverfahren ("Belastung") simuliert. Unter anderem wurden nach dem Aufbringen der DB die Naturbelastungen fortgesetzt bzw. mit zusätzlichen Laborbelastungen verstärkt. Üblicherweise wurden dabei genormte Verfahren zur Bestimmung des Haftverbundes von Beschichtungssystemen angewandt. Diese liefern grundsätzlich zwei Parameter: Den absoluten Abreißwert in MPa und das Bruchbild mit näheren Angaben zur relativen Verteilung der Bruchanteile in den verschiedenen Schichten. Aus korrosionsschutztechnischen Gründen wird dabei der Bruch im Übergangsbereich zwischen zwei Schichten (Adhäsionsbruch) ungünstiger beurteilt als der Bruch innerhalb einer Schicht (Kohäsionsbruch).

4 Ergebnisse der Untersuchungen Results of the research

Die Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens der BAW stützen sich auf verschiedene Ansätze, die Labortestverfahren, aber auch Überprüfungen im Rahmen von Korrosionsschutzmaßnahmen auf der Baustelle (wie unter Abschnitt 3 erwähnt) mit einbeziehen.

4.1 Erweiterte Betrachtungen der Versuchsserie 1986 bis 1996

Enhanced considerations of the 1986 to 1996 test series

Die verfügbaren Versuchsplatten der früheren Untersuchungen (Binder, 1996) wurden nochmals verwendet und erneut Haftabzugsbestimmungen durchgeführt. Von den vier Schutzsystemen wurden dabei zwei, Blatt 77 (System 1; PVC) und Blatt 87 (System 3; EP/PUR), für die Betrachtungen und die erneuten Versuche ausgewählt (s. Tabelle 1).

Schichten/ System	Blatt 77	(System 1)	Blatt 87	(System 3)
GB	70 µm	PVC/Zn- Phosphat	70 µm	EP/Zn- Phosphat
ZB	70 µm	PVC-EG	80 µm	EP-EG
DB	70 µm PVC-EG		80 µm	PUR-EG
Gesamt	210 µm		230 µm	

System 1 (Blatt 77): Nr. 1–11 und System 3 (Blatt 87): Nr. 23 – 33

Tabelle 1:Schichtaufbau der Versuchsreihe 1986 bis 1996
(Details in Binder, 1996)Table 1:Layer built-up of the 1986 to 1996 test series (for

details see Binder, 1996)

Für die ursprünglichen Untersuchungen wurde nach Prüfplan für jede Zwischenbewitterungsdauer (ein Tag, 30, 60 und 360 Tage) Prüftafeln angefertigt und erst nach dieser vorgesehenen Belastungsdauer mit der jeweils vorgesehenen DB versehen. Dabei wurde eine Doppelserie angefertigt: einerseits für Zwischenbeschichtungen, die direkt nach der Zwischenbewitterungszeit überbeschichtet worden ist und andererseits Prüfplatten, bei denen die vorliegende Zwischenbeschichtungen vor der Applikation der DB noch gereinigt worden sind. Diese Zwischenreinigung bestand aus dem Abwaschen der ZB mit warmen, klaren Wasser (60°C) mit Hilfe einer Nylonbürste.

4.1.1 Belastung durch Naturauslagerung Loads by field exposure

Die Untersuchungen der Versuchsserie 1986 bis 1996 (Auslagerung bei BAW in Karlsruhe) wurden durch Messungen im Jahre 2009 erweitert. Die vorliegenden Prüfplatten der Schutzsysteme 1 und 3 (s. Tabelle 1) haben demnach eine gezielte Naturbewitterung von 10 Jahren (1986–1996; Zwischenbewitterung) sowie eine zusätzliche Alterung von 13 Jahren (1996–2009) mit gewöhnlicher Lagerung hinter sich.

Hinsichtlich der Ermittlung der Haftfestigkeiten wurde ein neueres Verfahren eingesetzt, welches die Durchbiegung der (dünnen) Prüfplatten vermeidet bzw. kompensiert und damit Werte bestimmen ließ, die differenziertere Auskunft über das Haftverhalten geben können. Hierzu dient in der Stempelmitte ein Dorn als Widerlager (Gerät: elcometer automatic adhesion tester), welcher ein Durchbiegen der Prüfplatte verhindert. Einen typischen Eindruck mit Widerlagerpunkt des Dorns in der Abreißzylindermitte zeigen die Bilder 3a und 3b: Sind die Farbschichten auf Stempel und Prüfplatte unterschiedlich (hier: grün/grau), so liegt Adhäsionsbruch bzw. C/D-Bruch vor (Anm.: Nach DIN EN ISO 12276 (2007) stellen die Buchstaben A das Stahlsubstrat, B die erste Schicht, C die zweite Schicht, etc. dar). Sind die Farbschichten auf Stempel und Prüfplatte identisch (hier: grau/grau), so erfolgte der Bruch innerhalb einer Schicht und wird daher als Kohäsionsbruch (hier in C, also zweite Schicht) bewertet. Darüber hinaus wurden Probekörper aus den Versuchskörpern der Jahre 1986 bis 1996 gewonnen und dem in Tabelle 2 aufgelisteten Prüfprogramm unterzogen. Dabei wurde neben dem Blatt 87-System auch das Blatt 77-System zum Vergleich ausgewählt.

In Bild 4 ist ein typischer Verlauf der Haftfestigkeiten bei unterschiedlich langer Zwischenbewitterungsdauer am Beispiel des Auslagerungsortes Karlsruhe (BAW) dargestellt: Ohne Zwischenreinigung erleidet das Blatt 87-System Haftfestigkeitseinbrüche nach 60 und 240 Tagen Bewitterungsdauer – nicht jedoch nach 120 Tagen. Bei einer vorangegangen Zwischenreinigung treten diese Haftfestigkeitsverluste kaum noch in Erscheinung.

Mit den markanten Haftfestigkeitsreduzierungen zeigen sich zugleich auch erhöhte Anteile an Adhäsionsbrüchen, welche korrosionsschutztechnisch als ungünstig gelten (vergleiche Bilder 3a und 3b). Bei der Auslagerung des (damals noch üblichen) Blatt 77-Systems (PVC) ist ein derartiger Einbruch der Haftfestigkeit ohne Zwischenreinigung nicht erkennbar und der Zwischenreinigungseffekt damit vernachlässigbar.



Bild 3:a) Adhäsionsbrüche bei Blatt 87; b) Kohäsions-
brüche bei Blatt 77Figure 3:a) Adhesive failure, Sheet 87; B) Cohesive failure,

Sheet 77



Bild 4: Haftfestigkeitsverlauf der Versuchsserie 1986 bis 1996 (Auslagerung bei BAW) nach erneuter Prüfung 2009

Figure 4: Distribution of adhesive values of the 1986 to 1996 test series (field exposure on BAW's premises) after new test in 2009

4.1.2 Zusätzliche Laborbelastungen Additional laboratory tests

Die Prüfplatten der Versuchsserie 1986 bis 1996 wurden noch einer kontinuierliche Kondensation (DIN EN ISO 6270-1, 2002) unterzogen und anschließend sofort die Haftfestigkeit untersucht. Dabei fiel der Verlust der Haftfestigkeit des Blatt 87-Systems gegenüber dem Blatt 77-System wiederum deutlicher aus. Die Haftfestigkeitsverluste traten bei beiden Systemen, ähnlich wie in Bild 4, nicht durchgängig, über das Jahr betrachtet, sondern an den zeitlichen Schwächungspunkten nach 60 Tagen auf. Beim Blatt 87-System waren gleichzeitig unerwünschte C/D-(Adhäsions-)Brüche festzustellen (vergleiche Bilder 3a und 3b). Die Zwischenreinigung wirkte sich vor allem bei Blatt 87 positiv auf die Abreißfestigkeiten aus. Die Laborbelastung nach DIN EN ISO 6270-2 (2005) bzw. Kondensation mit Unterbrechung zeigte ähnliche Ergebnisse hinsichtlich der Haftabzugsentwicklung wie jene nach DIN EN ISO 6270-1 (2002).

Anstelle der Belastungen nach DIN EN ISO 6270-1 (2002) wurden die ausgewählte Prüfplatten (Systeme nach Blatt 77 und Blatt 87; Versuchsserie 1986 bis 1996) auch mit einem sogenannten Nasspolster über 100 Stunden belastet. Diese Methode wird häufig auch an Objekten wie z. B. Brücken eingesetzt, da hier eine labormäßige Bewitterung wie nach DIN EN ISO 6270-1 (2002) nicht möglich ist (siehe Abschnitt 4.3 und 4.4).

Der Vergleich der zwischenbewitterten Platten zeigt, dass die Nasspolster auch dann eine Schwächung des Haftverbundes provozieren, wenn ursprünglich keine Haftverbundstörung erkennbar war. Sowohl der Haftverbund aus PVC-Lagen (Blatt 77) wie auch die Epoxidharz-Zwischenbeschichtung (Blatt 87) leiden unter dieser Einwirkung. Insgesamt betrachtet ist die Schwächung im Blatt 77-System allerdings geringer als im Blatt 87. Kennzeichnend sind hierbei zudem Adhäsionsbrüche (C/D-Bruch) im Unterschied zu Kohäsionsbrüchen (in C) bei Blatt 77. Zudem traten bei Blatt 87 durchwegs stärkere Abrisswertminderungen nach der Zwischenreinigung als beim Blatt 77 auf.

Insgesamt ist festzustellen, dass die Nasspolsterbelastung den Beschichtungsverbund deutlich schwächt und somit eine praktikable Methode darstellt, Schwächen des Verbundes aufzuzeigen bzw. sogar zu verstärken.

4.2 Ergebnisse der Zwischenbewitterungsserie 2010 bis 2011 Results of the intermediate weathering series of 2010 to 2011

Zur Prüfung der Zwischenhaftungsproblematik an moderneren Korrosionsschutzsystemen gemäß TL/TP-KOR (2007) wurden von einem namhaften Lackhersteller (u. a. mit Zulassungen nach Blatt 87 und 97; www.bast.de (2016)) im Mai 2010 Prüfplatten im Technikumsraum des Unternehmens unter Überwachung der BAW hergestellt; siehe Tabelle 2. Die Stoffauswahl erfolgte auf Basis zugelassener Beschichtungssysteme nach Blatt 87 und 97 (schnell härtende Variante von Blatt 87, mit identischem Schichtaufbau) und mit einer weiteren Systemvariante zum Vergleich. Hier sind die "Blätter 88/98" (Arbeitstitel) hervorzuheben, welche mit einer Zwischenbeschichtung auf 2K-Polyurethan-Basis anstelle des bisher üblichen Epoxidharzes aufgebaut sind.

Schichten/	Blatt 87	Blatt 87 "Blatt 88"		"Blatt 98"
System				
GB	70 µm 7n En	70 µm	70 µm 7n En	70 µm
	и-ср	2п-ср	и-ср	2п-ср
ZB	80 µm	80 µm	80 µm	80 µm
	EP-EG	PUR	EP-EG	PUR
DB	80 µm PUR	80 µm PUR	80 µm PUR	80 µm PUR
Gesamt	230 µm	230 µm	230 µm	230 µm

Flächenvorbereitung und Verarbeitung: Sa 2 ½, airless Spritzen

Tabelle 2:Schichtaufbau der Zwischenbewitterungsserie
2010 bis 2011Table 2:Layer structure of the intermediate weathering
test series of 2010 to 2011

4.2.1 Einfluss der Zwischenbewitterung auf den Haftverbund Influence of intermediate weathering on adhesive bond

Zur Simulation des möglichen Zwischenbewitterungseffekts wurden die Prüfplatten nach unterschiedlich langen natürlichen Bewitterungen (60 bzw. 120 Tage) einer Zwischenreinigung (Hochdruckreinigen (HDW bei 110 bar) und Waschen bei 60°C mit Schwamm) unterzogen, bevor die jeweilige DB appliziert worden ist. Die mit der jeweiligen Zwischenschicht versehenen Prüfplatten wurden auf dem Gelände der BAW in Karlsruhe ausgesetzt. Es wurden dabei jeweils drei Beschichtungslagen in nachstehender Abfolge aufgebracht; vergleiche Bild 1:

- Grundbeschichtung (GB): 70 μm EP-Zink,
- Zwischenbeschichtung (ZB): 80 μm 2K-PUR bzw. EP,
- Zwischenbewitterung und Reinigung in zeitlichen Abständen,
- Deckbeschichtung (DB): 80 µm 2K-PUR.

Vor der Prüfung der Haftfestigkeit (Abreißgerät Positest, Defelsko) wurden dann bei allen Prüfserien zusätzliche Laborbelastungen in Form einer kontinuierliche Kondensation gemäß DIN EN ISO 6270-1 (2002; 720 h) durchgeführt. Es wurden jeweils mehrere Serien von Prüfplatten angefertigt, sodass neben den geplanten Zwischenbewitterungsserien auch weitere Labortestverfahren durchgeführt werden konnten.

Die Ergebnisse der Haftfestigkeit sind zunächst auschnittsweise für Blatt 87 und "Blatt 88" in Bild 5 dargestellt: Während bei "Blatt 88" keinerlei Haftverlust festzustellen ist, verliert die DB von Blatt 87 deutlich an Haftung zur Zwischenbeschichtung, trotz des guten Ausgangswert in der Situation ohne Zwischenbewitterung (O Tage). Die Reinigung der EP-Zwischenschicht mit Hochdruckwasserwaschen (HDW) nach der jeweiligen Zwischenbewitterung konnte den Verlust der Haftfestigkeit nicht kompensieren (Bild 5). Dieser Haftverlust ist an den "Rückseiten" der Prüfplatten (RS = sonnenabgewandte Rückseite) in unerwarteter Weise teilweise sogar ein wenig ausgeprägter als an den sonnenzugewandten Vorderseiten (VS).



Bild 5: Haftfestigkeitsentwicklung zur Zwischenbewitterungsdauer und Laborbelastung nach DIN EN ISO 6270-1 (2005) – Vergleich von "Blatt 88" und Blatt 87 (BAW)

Figure 5: Development of adhesive strength values for intermediate weathering duration and laboratory test according to DIN EN ISO 6270-1 (2005) comparison of "Sheet 88" with Sheet 87 (BAW)



Bild 6: Haftfestigkeiten für Blatt 87 und "Blatt 88" nach der Zwischenbewitterung
Figure 6: Adhesive strength values for Sheet 87 and "Sheet 88" after intermediate weathering

In Bild 6 sind die Versuchsergebnisse mit ihren Haftfestigkeiten und Bruchbildern nochmals zusammenfassend im Säulendiagramm dargestellt. Es ist jeweils auch hier ein deutlicher Haftfestigkeitsverlust nach der Zwischenbewitterung der ZB aus Epoxidharz zu erkennen. Zudem sind bei Blatt 87 auch jeweils überwiegende Anteile an negativ zu bewertenden Adhäsionsbrüchen (C/D-Bruch; rote Säulen) festzustellen. Hingegen ergeben sich stabile Verhältnisse, wenn die Zwischenbeschichtung aus 2K-PUR entsprechen "Blatt 88" hergestellt worden ist. Es ist anzumerken, dass die Kontrollplatten, welche beim Lackhersteller geprüft worden sind, mehr oder weniger gleichlautende Ergebnisse erbrachten. Die Systemvarianten von Blatt 97 und "Blatt 98" verhalten sich kongruent zu den Systemen Blatt 87 und "Blatt 88":

4.2.2 Labortestverfahren zum Korrosionsschutznachweis Laboratory test method for corrosion protection verification

Neben den Untersuchungen der Haftfestigkeiten wurden die Laborprüfplatten noch einem neutralen Salzsprühnebeltest (DIN EN ISO 9227 (2006)) unterzogen. Dabei wurde eine über die Norm hinausgehenden Prüfdauer von 2.160 h (statt 1.440 h) gewählt. Zudem wurde der in TL/TP-KOR (2007) empfohlene Schichtaufbau (vier Schichten und 290 µm DFT) hier mit nur drei Schichten und insgesamt damit lediglich 210 µm DFT unterschritten. Die Unterrostungswerte an der künstlichen Verletzung des "Blatt 88" lagen dabei trotz-

dem mit 0,6 mm deutlich unterhalb des Grenzwertes (1,0 mm, einseitig) nach DIN EN ISO 12944, Teil 6 (1998). Der Unterschied der Unterrostungen zwischen den beiden Schichtaufbauvarianten Blatt 87 und "Blatt 88" war gering und variierte innerhalb des üblichen Fehlerbereichs. Ferner schnitten alle vier geprüften Systeme auch nach anderen Prüfkriterien (Blasenbildung, Rostgrad, Rissgrad, Abblättern nach DIN EN ISO 4628, Teile 1 bis 5 (2004) sowie in der Haftzugprüfung), erfolgreich ab. Damit konnte der Nachweis erbracht werden, dass entsprechend der Laborversuchsergebnisse (hier: Salzsprühnebeltest) die Systemvariante nach "Blatt 88" (mit PUR-ZB) keine Probleme hinsichtlich der Unterrostung zeigt und somit neben der guten "Zwischenbewitterungshaftung" insgesamt auch einen sehr guten Korrosionsschutz bietet.

4.3 Versuchsflächen am Bauwerk – Haus Kannener Brücke (Dortmund-Ems-Kanal) Test areas on the structure Haus Kannener Bridge at Dortmund-Ems-Canal

Bei Brückenneubauten der WSV wurden bereits Beschichtungsvariation nach "Blatt 88" realisiert. Am Projekt Haus-Kannener Brücke (Brücke Nr. 59 DEK) bot sich die Gelegenheit, zeitgleich zur Erstellung des Korrosionsschutzes an den Brückenbauteilen auch Versuchskörper (Probebleche) mit verschiedenen Variationen zu beschichten, welche später als Stilelement am Brückengeländer dienen sollten (Bild 7). Der Korrosionsschutz dieser Brücke weist zudem eine grundsätzliche Abweichung zu allen anderen WSV-Brücken auf, indem die Deckbeschichtung aus Polysiloxan hergestellt worden ist. Dieses Material sollte nach den Vorprüfungen eine verbesserte Lichtbeständigkeit und damit ein geringeres Zwischenhaftungsproblem aufweisen. Im Rahmen des Brückenneubaus wurde eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt.

Der Beschichtungsablauf der Probebleche entsprach dabei einerseits völlig dem der eigentlichen Brückenbauteile (Tabelle 3; Testflächen Nr. 4 und 14). Andererseits wurden aber auch Varianten mit Blatt 87 (Testflächen 2und 12), "Blatt 88" (Testflächen 5 und 15) und einer Polysiloxanbeschichtung auf Epoxidharz (Testflächen 8 und 18) hergestellt. Die Zwischenbewitterungsdauer der beschichteten Probebleche lag bei ca. sechs Monate, wie auch bei der Brücke selbst. Zunächst war das Versuchsprogramm so ausgerichtet, dass lediglich die Haftfestig-



Bild 7:Haus-Kannener Brücke (Nr. 59) nach der Fertig-
stellungFigure 7:Haus-Kannener Bridge (no. 59) after completion

keiten auf den Probebleche bestimmt werden sollten. Bild 8 zeigt eine Zusammenstellung der Haftabzugswerte in Relation zu den Schichtaufbauvarianten; siehe Tabelle 3. Es zeigt sich deutlich, dass Systeme, deren Epoxid-Zwischenbeschichtung bewittert worden ist, sehr ausgeprägte (unerwünschte) Adhäsionsbrüche (C/D-Bruch) aufweisen (Testflächen Nr. 2 und 12, 7 und 17 wie auch Nr. 8 und 18). Eine gewisse Kompensation der Haftverbundschwäche wird erzielt, wenn die zwischenbewitterte Epoxidharzschicht mit einer weiteren Epoxidschicht auf der Baustelle überbeschichtet wird (Testflächen 9 und 19). Hingegen zeigt Blatt 87 (mit EP-Zwischenbeschichtung, Testflächen 3 und 13) keinen Haftverlust und auch keine Tendenzen zum Adhäsionsbruch, wenn es komplett im Werk beschichtet worden ist. Systeme mit Zwischenschichten aus 2K-PUR (Testflächen 5 und 15 sowie 6 und 16) haften, trotz der Zwischenbewitterung, ebenfalls sehr gut und die Prüfung der Haftzugfestigkeit ergab zudem (erwünschte) Kohäsionsrissbilder.

Bemerkenswert ist, dass auch bei dieser Versuchsreihe die Rückseiten (= sonnenabgewandt) stärkere Haftfestigkeitseinbußen hatten als die unmittelbar UV-Licht beeinflussten Flächen. Für die Zwischenreinigung wurden zwei Verfahren ausgewählt: Die Reinigung mit Wasserwaschen (sog. wash primer; Testflächen-Nr. 12 bis 19) und die Reinigung durch Hochdruckwasserwaschen (HDW bei 90 bar; Testflächen-Nr. 2 bis 9). Probebleche, deren Zwischenbeschichtungen mit wash primer vorbereitet worden sind, zeigen geringfügig bessere Resultate als die mit Hochdruckwasserwaschen präparierten Zwischenschichten.

Testfläche		2	12	3	13	4	14		5	15	6	16	7	17	8	18	9	19							
System/ Aufbau		Bla TL	tt 87 /TP	Bla ZTV	tt 87 '-ING	wie	wie Brücke		wie Brücke		wie Brücke		wie Brücke Variante "Blatt 88"		"Blatt 88"		ZTV-KOR (Blatt 97)		Brücke		"Blatt 87"				
GB (70 µm)	Werk	EP	-Zn	EP	-Zn		EP-Zn		EP-Zn		EP-Zn		EP-Zn		EP-Zn EP-Zn		Zn	EP	-Zn	EP	-Zn	EP-Zn		EP-Zn	
ZB 1 (80 µm)	Werk EP-EG		EP-EG		EP-EG			EP-EG						EP	-EG										
ZB 1 (180 µm)	Werk					I	EP-EG		EP-EG		EP	-EG	EP-	EG											
ZB 2 (80 µm)	Werk	EP	-EG	EP	EP-EG		EP-EG				EG		2		2K-PUR										
DB 1 (80 µm)	Werk			2K-	PUR																				
DB 1 (40 µm)	Werk					Po	Polysiloxan		2K-PUR																
Zwischen- reinigung		HD	ww			HC	> ww	V	HD	ww	HD	ww	HD	ww	HD	ww	HD	ww							
ZB 2	Bau- stelle															EP	-EG								
DB 2 (80 µm)	Bau- stelle	2K-	PUR						2K-PUR		2K-	PUR	Polys	iloxan	2K-	PUR									
DB 2 (40 µm)	Bau- stelle					Po	lysiloxan		2K-P	UR															

HD = Hochdruckwasserwaschen; WW = alkalischer Ablauger

GB = Grundbeschichtung; ZB = Zwischenbeschichtung; DB = Deckbeschichtung; Zwischenreinigung:

Serie a) Testflächen 2–9 mit Hochdruck-Wasserwaschen (HD) und Serie b) Testflächen 12–19 mit alkalischem Ablauger (WW) Tabelle 3: Testflächen an der Haus-Kannener Brücke (Nr. 59)

 Tabelle 3:
 Test areas on Haus-Kannener Bridge (no. 59)

Die spiegelbildlichen Testflächen (Nr. 12 bis 19) wurden an Stelle der oben beschriebenen Reinigung mit einem alkalischen Ablauger vorbehandelt. Dadurch veränderte sich für die Testfläche Nr. 2 (bzw. Nr. 12) und Testfläche Nr. 7 (bzw. Nr. 17) die Situation insofern, als die Haftung der DB aus PUR auf der zwischenbewitterten Epoxidharzfläche sich deutlich verbesserte.



4.4 Versuchsflächen am Bauwerk – Brücke Haldensleben (Mittellandkanal) Test areas on the structure – Haldensleben Bridge at Midland Canal

Zur Überprüfung der Praxistauglichkeit der vorgeschlagenen Systemänderung im Blatt 87 mit PUR-Zwischenschicht ("Blatt 88") wurden unterschiedliche Objekte, welche mit einer Zustimmung im Einzelfall durchgeführt worden sind, beobachtet und ausgewertet.

Die Brücke Haldensleben (Nr. 474) wurde im Jahre 2008 ebenfalls mit dem System "Blatt 88" im Werk bis zur Zwischenbeschichtung (2K-PUR) beschichtet; siehe Bild 9. Die Deckbeschichtung wurde im Sommer 2009, nach knapp einem Jahr Zwischenbewitterung, aufgebracht. Eine Überprüfung im Sommer 2011 zeigte einen einwandfreien Zustand. Die Haftfestigkeitswerte lagen bei 7,5 MPa mit günstigem Kohäsionsbruch in der Zwischenbeschichtung.

Dieser Befund wurde auch im Jahre 2014, also nach sechs Jahren Standzeit, bestätigt; siehe Tabelle 4. Niedrigere Abreißwerte sind auf erhöhte Kleberissanteile zurückzuführen und sind somit kein Beleg für Haftungsprobleme. Eine Bestätigung hierfür sind die Kreuzschnittprüfungen nach DIN EN ISO 16276-2 (2007), wobei die Werte von 0 bis 1 eine gute Haftung des Schichtverbundes zeigen.



Bild 9:Brücke Haldensleben (Nr. 474) nach der Fertig-
stellungFigure 9:Haldensleben Bridge (no. 474) after completion

Prüfverfahren	Messwerte	Anmerkungen
Abrisswert [MPa]	2,4 bis 10,3	
Kleberriss	65 bis 100 %	
Grenzflächenriss (Adhäsion)	0 %	(1 x 25 %)
Schichtflächen- riss (Kohösion)	0 – 40 %	in DB
Kreuzschnitt	0 – 1	

Tabelle 4:Messwerte auf dem Brückenbogen Haldens-
leben (Zustand 2014)Table 4:Measured values for the arch of the Haldens-
leben bridge (situation in 2014)

4.5 Chemisch-analytischer Nachweis der Abbauprodukte

Verification by chemical analysis of degradation products

Bei den in den vergangenen Jahren an einigen Brücken der WSV festgestellten Enthaftungserscheinungen wurden bei den BAW-Untersuchungen häufig Salze in der Grenzfläche zwischen der bewitterten Zwischenbeschichtung und der Deckbeschichtung nachgewiesen, welche eine (herkömmliche) Osmose belegen könnten. Gleichzeitig wurde mittels analytischen Laborverfahren bestätigt, dass diese Salze bzw. deren Komponenten (Carbonsäuren, Ammonium, Chloride, etc.) auch den Abbauprodukten von Epoxiden entsprechen. Es kann also durchaus angenommen werden, dass die Enthaftung, welche häufig mit Blasenbildung einhergeht, ursächlich auf das Schutzsystem mit Zwischenbewitterung zurückzuführen ist. Bei allen geschädigten Schutzsystemen war eine Zwischenbewitterung nachzuvollziehen. Häufig lagen die schadhaften Flächen in Bereichen von Untersichten, also mit geringer unmittelbarer Sonnenlicht-Belastung.

Im Labor wurden daher Untersuchungen diesbezüglich angestrebt, mit dem Ziel, einen praktikablen Nachweis für die Situation vor Ort zu kreieren. Bild 10 zeigt eine bewitterte Epoxid-Fläche mit sechsmonatiger Sonnenlichtbestrahlung und Feuchteeinwirkung. Hier erkennt man bereits die typische Erscheinung von Auslaugungen mit einer gewissen Netzstruktur. In den Waschwässern der bewitterten und vergilbten EP-Zwischenbeschichtungen konnten die klassischen Abbauprodukte von m-xylyldiamingehärteten Epoxidharzen wie Isophthalsäure und p-Hydroxybenzoesäure isoliert und durch ihr FTIR-Spektrum bzw. Derivatisierung bestimmt und nachgewiesen werden; siehe Bild 11. Die ebenfalls detektierten Carbonsäuren können nachweislich nur durch den photolytischen Abbau des Epoxidharzes durch die UV-Strahlung des Sonnenlichtes entstanden sein. Colorimetrische Verfahren (z.B. Methylblau-Reduktion durch Titan(III)chlorid) zum raschen Nachweis dieser Abbauprodukte auf der bewitterten Korrosionsschutzbeschichtung vor Ort haben sich leider, im Unterschied zum Infrarotspektroskopie-Verfahren, als nicht immer sicher erwiesen.



Bild 10: Abbauprodukte einer bewitterten EP-Zwischenschicht des Blatts 87

Figure 10: Degradation products of a weather-affected EP intermediate layer according to Sheet 87



Bild 11: IR-Spektrum von Abbauprodukten eines ausgehärteten Epoxidharzes Figure 11: IR spectrum of the degradation products of a cured epoxy resin

5 Diskussion der Ergebnisse und Schlussfolgerungen Discussion of results and conclusions

Die Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens waren derart ausgerichtet, dass mögliche Prozesse des Stoffabbaus an Epoxid-Schichten nachvollziehbar gestaltet werden konnten. Die Resultate der vorliegenden Untersuchungen sollten es schließlich erlauben, mögliche notwendige Schritte zur Sicherung der Korrosionsschutzausführungen an Stahlbrücken einzuleiten.

5.1 Beurteilung der erzielten Resultate im Rahmen einer Zulassungsprüfung Assessment of the results obtained in the scope of an approval test

Die (natürliche) Zwischenbewitterung an Beschichtungen mit Epoxidharz führt nach vorliegenden Ergebnissen zu diskontinuierlichen bzw. unsteten Einbrüchen in der Haftfestigkeitsentwicklung an Beschichtungssystemen, bei denen die Zwischenbeschichtung aus Epoxidharz durch UV-Strahlung und Feuchte angegriffen wird. Die beschichteten Bauteile sind einer realen und gleichzeitig nicht nachstellbaren und daher auch zugleich willkürlichen (Natur-) Bewitterung mit unbekanntem Ausgang ausgesetzt. Das heißt, dass die natürliche Zwischenbewitterung sich einerseits äußerst ungünstig wie aber auch manchmal neutral gegenüber der Haftfestigkeit einer PUR-Deckbeschichtung auf einer Epoxid-Zwischenbeschichtung, entsprechend Blatt 87, auswirken kann. Von maßgeblichem Einfluss ist dabei die UV-Einwirkung des Sonnenlichts. Die Beregnung wird insgesamt uneinheitlich bewertet. Auffällig dazu ist z. B. die Beobachtung, dass auch die bei der Zwischenbewitterung der Sonne abgewandten Flächen hohe Empfindlichkeit zur Schwächung des Haftverbundes zeigen. Eine Begründung könnte im Rayleigh'schen Gesetz liegen, wonach die Energie des Streulichts E_{str} mit der Abnahme der Wellenlänge Λ zunimmt: $E_{str} \sim 1/\Lambda^4$. Das heißt, dass UV-Licht nach der Streuung, z. B. am Boden oder Wasserspiegel, noch mit relativ hoher Intensität am beschichteten Bauteil ankommt. Es ist daher auch schwierig, diese komplexen Abläufe (z. B. UV-Belastungsrhythmus und Regenzyklen) der Natur im Labor zu simulieren. Gleichbleibende Laborzyklen zur Nachstellung der Naturbelastungen bzw. jener des Verkehrs können also nur begrenzt die Unvorhersehbarkeiten der Natur antizipieren. Das heißt wiederum, dass die Zeitpunkte der maximalen Schwächung des Haftverbundes nicht vollends erfasst werden können.
Eine gute Haftung nach Laborzwischenbewitterung lässt sich daher auch nicht unmittelbar auf die Lagerungs- und Nutzungsbedingungen des Baubetriebs umsetzen. Greift man auf die natürliche Zwischenbewitterung zur Prüfung des Haftverbundes zurück, so reicht möglicherweise sogar ein ganzer Jahreszyklus wiederum nicht aus, da sich gerade mit der Klimaveränderung eine ziemliche Schwankung jahreszeitlicher Zyklen eingestellt hat. Die Konsequenz wäre, diesbezüglich über mehrere Jahre zu prüfen und auszuwerten. Derzeit werden Laborprüfungen untersucht, die eine maximale UV-Belastung ohne Beregnung beinhalten. Es wird angenommen, dass dabei der "worst case" gefunden werden kann, da ohne Beregnung keine Reinigung von den entstehenden Abbauprodukten stattfindet. Eine endgültige Sicherheit auf der Baustelle ist jedoch auch hier wiederum nur begrenzt erreichbar.

Zukünftig soll ein "Blatt 100" entsprechend der TL/TP-KOR (2007 bzw. zukünftig) entwickelt und eingesetzt werden. Hierbei ist eine höhere Gesamtschichtdicke mit weniger Beschichtungslagen vorgesehen, welche wiederum mit höherer Schichtdicke der Zwischenbeschichtung (290 statt 80 µm DFT) erreicht wird. Dazu sind Epoxidharze mit geringeren Lösemittelgehalten dieser relativ dicken Schicht vorgesehen, wodurch, zum Erreichen der Viskosität, wiederum besonders kleinmolekulare Epoxide eingesetzt werden müssen. Dies hat zur Folge, dass die Gefahr des Stoffabbaus bei Zwischenbewitterung sich nochmals erhöht und auch hier eine Vorsorge unbedingt nötig sein wird.

5.2 Weitere Schritte für den Korrosionsschutz von Stahlhochbauten Further steps to ensure corrosion protection of steel structures

Die Resultate der vorliegenden Untersuchungen erlauben es, dringend nötige Schritte zur Sicherung der Korrosionsschutzausführungen an Stahlbrücken einzuleiten. Noch vor der Beendigung dieses Forschungsvorhabens konnten die Resultate kommuniziert werden, um die als erforderlich angesehenen Veränderungen der Vorgehensweise des Beschichtungsablaufes von Stahlhoch- bzw. Ingenieurbauten umzusetzen. Daneben ist noch die Sicherstellung der Qualität der einzusetzenden Stoffe und damit das Procedere des Zulassungsverfahrens durch Korrosionsschutzprüfungen, vornehmlich im Labor, wichtig bzw. noch zu klären.

Die Problemlage der Haftfestigkeit von Beschichtungen nach Zwischenbewitterung ist in der Fachwelt bekannt, jedoch nach Ansicht des Verfassers in Regelwerken und Vorschriften noch zu wenig berücksichtigt - zumindest zum Zeitpunkt des Beginns dieses Forschungsvorhabens. In auffälliger Weise zeigt sich, dass das Blatt 87 in der Art seiner Anwendung bzw. Ausführung der letzten Jahrzehnte mit Risiken in der Bewerkstelligung des erforderlichen Haftverbundes einhergeht. In der Praxis haben sich bereits wiederholt Enthaftungsschäden der Deckbeschichtung bei Anwendung von Systemen nach Blatt 87 gezeigt. Neben möglichen mangelhaften sogenannten Zwischenreinigungen vor der Applikation der farbgebenden Deckbeschichtung aus 2K-PUR (Folge: herkömmliche Osmose durch Salzablagerungen) werden Abbauprodukte der Zwischenbeschichtung aus Epoxidharz bei der Zwischenbewitterung für die Schwächung des Haftverbundes verantwortlich gemacht. Die Schäden können dabei oftmals nicht in Ausführungsmängel oder stoffimmanente Ursachen unterschieden werden. Das Risiko, wie auch die Reparaturkosten, insbesondere für den Ausführenden von Beschichtungsarbeiten, ist damit sehr hoch. Die im Laborverfahren nachweisbaren Abbauprodukte reagieren osmotisch unter Blasenbildung bzw. letztlich unter Enthaftung der Deckbeschichtung. Lösungsvorschläge, wie z. B. das vollkommene Beschichten der Bauteile im Werk bzw. die Zwischenreinigung mittels chemischem Ablauger, sind offensichtlich nicht konsequent durchzuführen bzw. noch ohne praktischen Wert.

In dieser Arbeit wurden diese Gesichtspunkte in den Versuchsansätzen berücksichtigt und ergeben das abgerundete Bild einer gewissen Instabilität der Epoxidharzes bei der Bewitterung (Anfälligkeit gegenüber photolytischem Abbau durch UV-Strahlung) mit nachvollziehbaren Haftschwächungen in Labor- und Technikumsversuchen, wie auch bei der Überprüfung realer Bauwerke.

Als wesentliche Erkenntnisse dieser Untersuchungen sind festzuhalten, dass

 bereits eine Verbesserung der Haftfestigkeit bei Blatt 87 eintritt, wenn die Zwischenbeschichtung (ZB) aus Epoxid erst auf der Baustelle (Epoxid auf Epoxid) erfolgt. Baupraktisch ist diese Ausführung allerdings ungünstig, weil damit zwei Beschichtungen (ZB aus EP und DB aus 2K-PUR) vor Ort ausgeführt werden müssten,

- die Zwischenreinigung auf der Baustelle für Blatt 87 keine automatische Garantie eines ordentlichen Haftverbundes mit sich bringt. Der Erfolg von chemischen Ablaugern ist darüber hinaus nicht gesichert, wobei zudem die Praktikabilität auf Baustellen äußerst zweifelhaft ist,
- sich Blatt 97 hinsichtlich seiner Schwächen nahezu identisch wie Blatt 87 verhält,
- die Anwendung von Blatt 87 mit Komplettbeschichtung im Werk zu guten Ergebnissen führt und somit eine sicherere Lösung sein wird. Allerdings sind dann notwendige Überarbeitungen auf der Baustelle (Stöße, Schweißnähte, Ausbesserungen) mit Einschränkungen im optischen Erscheinungsbild in Kauf zu nehmen,
- das "Blatt 88" (System Nr. 5 und 15 in Tabelle 5) wie üblich bis zur Zwischenbeschichtung (2K-PUR) im Werk und die Deckbeschichtung auf der Baustelle (2K-PUR nach Zwischenbewitterung) mit guten Haftverbundeigenschaften applizierbar ist,
- der Korrosionsschutz bei "Blatt 88" nach den ersten, in dieser Arbeit durchgeführten Versuchen (Kontinuierliche Kondensation nach DIN EN ISO 6720-1 (2002) bzw. DIN EN ISO 6720-2 (2005) und Salzsprühnebeltest nach DIN EN ISO 9227 (2006)) jeweils gute Ergebnisse zeigte. Dabei war z. B. die Unterrostung nach dem Salzsprühnebeltest (Dauer: 2.160 h) mit 0,6 mm relativ gering und somit im günstigen Bereich liegend,
- verschiedene Langzeiterfahrungen an existierenden Brücken in der WSV und außerhalb mit guten Ergebnissen vorliegen und die Praktikabilität des Einsatzes von "Blatt 88" belegen,
- bei Einsatz von "Blatt 88" (mit ZB aus 2K-PUR) die Zulassungsprüfungen hinsichtlich der "Zwischenhaftung" nach der alten Methode der "Freibewitterung" in der Natur (TL/TP-KOR-Stahlbauten, Ausgabe 2002), also ohne großen Aufwand, durchgeführt werden könnten. Gegebenenfalls sind auch Zwischenbewitterungen im Labor, falls diese für die zukünftige TL/TP-KOR-Stahlbauten entwickelt werden sollten, zu akzeptieren. Bei Einsatz einer Zwischenbeschichtung auf Epoxidharzbasis bleibt ein gewisses Restrisiko der Enthaftung der Deckbeschichtung, auch bei zukünftig geprüften Systemen,

- eine Reinigung der bewitterten Epoxidharz-Zwischenschicht dem Haftungsverlust nur bedingt entgegenwirkt. Zudem müssten Chemikalien (z. B. "Ablauger") eingesetzt werden, die weitere Probleme nach sich ziehen,
- Sweepen als wirkungsvolle Zwischenreinigungsmethode verbesserte Haftung bringt, jedoch der abrasive Stoffabbau Gefahren mit sich bringt,
- zu empfehlen ist, bei Anwendung von "Blatt 88" (ohne explizite Zulassung nach TL/TP-KOR-Stahlbauten), auf (zugelassene) Stoffe nach Blatt 87 zurückzugreifen ist. Die Zwischenbeschichtung sollte dabei ein mit Eisenglimmer gefülltes aliphatisches Polyurethan sein,
- das "Blatt 88" umstandslos in das System von Blatt 87 integriert werden kann, wenn für die Zwischenbeschichtung zusätzlich zum Epoxidharz eine Beschichtung mit 2K-PUR aufgenommen wird,
- bei der Korrosionsschutzprüfung (hier verlängerter Salzsprühnebeltest mit 2.160 h) geringe Unterrostungen von 0,6 mm an der künstlichen Verletzung auftreten. Dies zeigt, dass der momentan festgelegte Grenzwert der Unterrostung (≤ 3,0 mm einseitig) selbst für die verlängerte Prüfzeit (2.160 h statt 1.440 h) viel zu hoch angesetzt worden ist und sich hierbei ein Grenzwert von < 1,5 mm empfiehlt.

6 Literatur References

BAW (2014): Korrosionsschutz mit Blatt 87 – Untersuchungen zu Zwischenhaftungs- und Farbproblemen. FuE-Abschlussbericht A39510210209).

Binder, G. (1996): Zwischenreinigung von bewitterten Teilbeschichtungen für den Korrosionsschutz an Brückenbauwerken (Zusammenfassung der Untersuchungen DB, BASt und BAW). BAW-Brief Nr. 3, 1996, S. 2–3.

Binder, G. (2007): Korrosionsschutz für den Stahlhochbau. BAW-Brief, 2007, Nr. 1, S. 1–7.

Binder, G. (2016): Empfehlungen zum Korrosionsschutz von Brücken- und Ingenieurbauten. BAWBrief, 01/2016, S. 1–5. Binder, G. und Baier, R. (2011): Untersuchungen zu Zwischenhaftungsproblemen bei Korrosionsschutzbeschichtungen. Vortrag IKS-Korrosionsschutzseminar am 7. Dezember 2011, Dresden.

Binder, G. und Baier, R. (2012a): Aktuelle Untersuchungsergebnisse zur Zwischenhaftungsproblematik und Folgerungen für Blatt 87 der TL/TP-KOR Stahlbauten. Vortrag BVK-Fachtagung am 7./8. März 2012, Köln.

Binder, G. und Baier, R. (2012b): Untersuchungen zu Zwischenhaftungsproblemen bei Korrosionsschutzbeschichtungen für den Stahlhochbau, BAW-Brief Nr. 3, 612-B, April 2012, S. 1–9.

DIN EN ISO 4628: Beurteilung von Beschichtungsschäden – Bewertung der Menge und der Größe von Schäden und der Intensität von gleichmäßigen Veränderungen im Aussehen:

Teil 1: Allgemeine Einführung und Bewertungssystem (2004).

Teil 2: Bewertung des Blasengrades (2004).

- Teil 3: Bewertung des Rostgrades (2004).
- Teil 4: Bewertung des Rissgrades (2004).

Teil 5: Bewertung des Abblätterungsgrades (2004).

DIN EN ISO 6270: Beschichtungsstoffe – Bestimmung der Beständigkeit gegen Feuchtigkeit:

Teil 1: Kontinuierliche Kondensation (2002).

Teil 2: Verfahren zur Beanspruchung von Proben in Kondenswasserklimaten (2005).

DIN EN ISO 9227: Korrosionsprüfungen in künstlichen Atmosphären – Salzsprühnebelprüfungen (2006).

DIN EN ISO 12944: Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme:

Teil 1: Allgemeine Einleitung (1998).

Teil 2: Einteilung der Umgebungsbedingungen (1998). Teil 3: Grundregeln zur Gestaltung.

Teil 4: Arten von Oberflächen und Oberflächenvorbereitung.

Teil 5: Beschichtungssysteme (1998).

Teil 6: Laborprüfungen zur Leistungsbewertung und Bewertungskriterien (1998).

Teil 7: Ausführung und Überwachung der Beschichtungsarbeiten .

Teil 8: Erarbeiten von Spezifikationen für Erstschutz und Instandsetzung.

DIN EN ISO 16276: Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungsstoffe – Beurteilung der Adhäsion/ Kohäsion (Haftfestigkeit) einer Beschichtung: Teil 1: Abreißversuch (2007).

Teil 2: Gitter- und Kreuzschnittprüfung (2007).

Gelhaar, A. und Schneider, A. (2007): Zur Problematik der Zwischenbewitterung von Epoxidharz-Teilbeschichtungen an Brückenbauten. Stahlbau 76, 2007, Heft 2, S. 131–142.

Motzke, G. und Konermann, R. (2007): Haftung von PUR-Deckbeschichtungen – Haftungsfragen für Unternehmer und Hersteller. Stahlbau 76, 2007, Heft 10, S. 771–777.

Öchsner, P. und Schmidt, R. (2007): Auf der Suche nach optimaler Zwischenhaftung; Farbe und Lack, 5, 2007, 113, 146–155.

TL/TP-KOR-Stahlbauten: Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Beschichtungsstoffe für den Korrosionsschutz von Stahlbauten. Verkehrsblatt – Dokument Nr. B 5259 (2002).

TL/TP-KOR-Stahlbauten: Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Beschichtungsstoffe für den Korrosionsschutz von Stahlbauten (2007).

ZTV-ING, Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau, Abschnitt 3 Korrosionsschutz von Stahlbauten (2012): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Korrosionsschutz von Ingenieurbauten, Ausgabe 2012.

ZTV-KOR-Stahlbauten (2002): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Korrosionsschutz von Stahlbauten, Ausgabe 2002.

www.bast.de/Qualitaetsbewertung/Listen/brueckeningenieurbau/doku-brue-ingb (2016).

Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen

Determination and Assessment of the Corrosion State of Sheet Pile Walls in Harbours and Waterways

Dipl. Geol. Anne Heeling, Bundesanstalt für Wasserbau

Spundwände sind weit verbreitete Bauwerke im Wasserbau. Ihre Nutzungsdauer hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ist aufgrund korrosiver Wanddickenverluste begrenzt. Für die Betreiber von Häfen und Wasserstraßen - wie die Wasserstraßenund Schifffahrtsverwaltung des Bundes - ist die Kenntnis des Korrosionszustandes deshalb von immensem wirtschaftlichem Interesse. Spundwände korrodieren jedoch nicht gleichmäßig: tatsächlich variiert die Abrostung nicht nur von einer Bohle zur nächsten, sondern auch längs der Höhe und im Profilquerschnitt. Die Beschreibung dieser komplexen Situation erfordert ein umfangreiches Untersuchungsprogramm, das eine ausreichende Anzahl aussagekräftiger Daten liefert. Eine statistische Auswertung der Messwerte führt zu den Kennwerten der Korrosion, welche eine Prognose der Restnutzungsdauer erlauben.

Sheet pile walls are structures widely used in hydraulic engineering. Their service life in terms of stability and serviceability is limited by corrosion reducing the wall thickness. It is therefore of high economic interest for port and waterways operators – like the Federal Waterways and Shipping Administration – to know about corrosion states. However, sheet pile walls do not corrode uniformly: indeed, the intensity of corrosion varies not only from one sheet pile to another but also over the height and the cross section. A comprehensive investigation programme providing a sufficient quantity of significant data is needed to describe this complex situation. A statistical interpretation of the measurements yields specific corrosion values, which allow residual service life to be predicted.

1 Einleitung Introduction

Spundwände überbrücken Geländesprünge in Häfen und an Wasserstraßen. Sie sind eines der am häufigsten eingesetzten Bauteile im Wasserbau und stellen im Bereich der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) ein relevantes Investitionsvermögen dar. Ihre Lebensdauer ist durch korrosive Wanddickenverluste begrenzt.

Viele Spundwandbauwerke erreichen die ursprünglich geplante Nutzungsdauer von 50 bis 80 Jahren nicht, da bereits deutlich früher Durchrostungen auftreten. Zur Planung zukünftiger Instandsetzungsarbeiten und Ersatzmaßnahmen ist deshalb die Kenntnis des aktuellen Korrosionszustandes, d.h. die noch vorhandene Restwanddicke sowie die prognostizierte Restnutzungsdauer, von immenser Bedeutung für den Betreiber einer Hafenanlage oder einer Wasserstraße.

In der Literatur findet sich eine Vielzahl von Werten für mögliche Abrostungen und Abrostungsraten; als Beispiel sind in Bild 1 die Diagramme aus der EAU (2012) dargestellt, die auf erhobenen Daten der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Dienststelle Hamburg, beruhen.

Die in Bild 1 in grau dargestellten Flächen zeigen die große Spannweite der im Rahmen von Spundwanddickenmessungen ermittelten Abrostungswerte. Sie haben ihre Ursache in vielfältigen und z.T. wechselwirkenden Standort- und Bauwerkseigenschaften. Ein einzelnes Spundwandbauwerk rostet jedoch weder gleichmäßig noch gleichförmig:

- Die Korrosion verläuft nicht linear, vielmehr rosten junge Spundwände stärker als ältere (s. bereits Hein, 1989).
- Längs der Spundwandhöhe bilden sich unterschiedliche Korrosionszonen aus, in denen unterschiedliche Korrosionstypen und -intensitäten zu beobachten sind (Bild 2).
- Wanddickenverluste werden auch durch nichtkorrosive, meist mechanische Mechanismen (z. B. Schiffstoß, Fenderreibung, Eisgang) verursacht. Im Folgenden wird der Wanddickenverlust einer Spundwand-unabhängigvonseinertatsächlichen Ursachevereinfachend als "Abrostung" bezeichnet.

Diagramme wie in Bild 1 können folglich nur Anhaltswerte für erste Planungen liefern. Aussagekräftige Daten zur Beurteilung des aktuellen Zustandes und zur Prognose der Restnutzungsdauer erfordern Messungen unmittelbar am zu beurteilenden Bauwerk. Spundwanddickenmessungen sind jedoch personal-, zeit- und kostenintensiv. Sie erfordern den Einsatz von Tauchern (nebst Ausrüstung und Begleitpersonal) und müssen häufig unter schwierigen Bedingungen durchgeführt werden: in Schleusen und an engen Wasserstraßen, nahe an stark frequentierten Hafenanlagen, bei Wind und Wellen, starker Strömung oder im trüben Wasser.

Seit 1982 führt die BAW für die WSV Restwanddickenmessungen an Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen durch.



Bild 1: Mittel- und Maximalwerte der Abrostungen im Süß- und Meerwasser (nach EAU 2012, E35-3 und E35-4; erstellt auf Grundlage von Daten der BAW)

Figure 1: Mean and maximum values of corrosion losses in fresh water and sea water (according to EAU 2012, E35-3 and E35-4, based on BAW data)



Bild 2:Korrosionszonen am Spundwandbauwerk (in Anlehnung an Alberts und Heeling, 1997)Figure 2:Corrosion zones on sheet pile walls (according to Alberts and Heeling, 1997)

Die Ergebnisse sind im BAW-Datenbanksystem WaDiMe (<u>WandDickenMe</u>ssung) archiviert, in dem sich aktuell Restwanddicken von ca. 450 Bauwerken – überwiegend hinterfüllte Spundwände, untergeordnet Pfähle, Dalben und frei im Wasser stehende Spundwände – befinden. WaDiMe unterstützt die Messwert-Darstellung und -Auswertung für Gutachten zum Erhaltungszustand der Bauwerke, erlaubt aber auch bauwerksübergreifende Auswertungen. Auf diesem Datenbestand fußend läuft seit 2001 ein FuE-Vorhaben zur Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Spundwänden in Häfen und an Wasserstraßen. Dabei wurde auch WaDiMe in Zusammenarbeit mit der Fa. Skill Networks, Hamburg, kontinuierlich weiterentwickelt.

Im Einzelnen wurden im Rahmen des FuE-Vorhabens folgende Themenbereiche bearbeitet:

- Durchführung von Restwanddickenmessungen,
- Auswertung von Restwanddickenmessungen,
- statistisch abgesicherte Schätzung der Korrosionskennwerte anhand von Standort- und Bauwerkseigenschaften,

2 Durchführung von Spundwanddickenmessungen Performance of wall thickness measurements on sheet pile walls

2.1 Grundlagen Basic information

Die qualitative Bauwerksprüfung und die Wanddickenmessung werden im Zuständigkeitsbereich der WSV in der VV-WSV 2101 geregelt. Daraus ergibt sich z. B. auch für eine augenscheinlich intakte Spundwand der Kategorie A (Ufersicherungsbauten mit besonderem Gefährdungspotenzial und besonderer Lastbeanspruchung) ein Inspektionsrhythmus von maximal sechs Jahren.

Grundlage für eine aussagekräftige Beurteilung des aktuellen Korrosionszustandes sind qualitativ hochwertige Wanddickenmessungen, die Einzelwerte in ausreichender Anzahl und sinnvoll über das Bauwerk verteilt liefern.

• Leitfaden Spundwanddickenmessung.

2.2 Messgerät

Measurement device

Folgende Anforderungen sind an die Messtechnik zu stellen:

- Die Untersuchung muss zerstörungsfrei erfolgen.
- Die Wanddickenmessungen müssen über und unter Wasser durchführbar sein.
- Die Wanddicken müssen mit einer Messgenauigkeit von etwa ± 0,1 mm bestimmt werden können.
- Die Messwerte müssen verifizierbar und reproduzierbar sein.
- Innerhalb eines Messareals sollten sowohl mittlere als auch punktuelle, minimale Wanddicken ermittelt werden können.
- Der Reinigungsaufwand zur Vorbereitung der Messflächen sollte möglichst gering sein.

Üblicherweise werden Restwanddicken von Stahlspundwänden im Wasser mittels Ultraschall gemessen. Dabei wird ein Ultraschall-Impuls ausgesendet und das an der Stahlrückwand reflektierte Echo empfangen (Bild 3). Aus der Zeitdifferenz zwischen Sendeimpuls und Rückwandecho kann in Kenntnis der materialspezifischen Geschwindigkeit des Ultraschalls auf die Dicke des Prüfmaterials geschlossen werden.

In der Praxis werden häufig kleine Wanddickenmessgeräte mit Digitalanzeige verwendet, die aber keine Aussagen zur Messwertqualität erlauben und deshalb für Spundwanddickenmessungen ungeeignet sind.



Figure 3: Wall thickness measurement using ultrasonic sound (functional principle)





Bild 4:Universalmessgerät mit Oszilloskop, Magnethalter
und Wasservorlauf sowie dessen EinsatzFigure 4:Universal measuring instrument with oscilloscope,
magnetic support, and water forerun and its use

Von der BAW wurde deshalb stets eine aufwändigere Gerätekonfiguration eingesetzt, bei der der Messwert an Land abgelesen und mittels Oszilloskop beurteilt werden kann. Ein Magnet hält den Prüfkopf bewegungsfrei auf der Spundwandoberfläche. Für Messungen über dem Wasserspiegel wird über eine von der BAW entwickelte Halterung ein definierter Wasservorlauf geschaffen, der nicht in den Wanddickenmesswert mit eingeht. ("Universalmessgerät", s. Bild 4).

Sowohl die Kleingeräte als auch das Universalmessgerät erfordern eine Reinigung der Messfläche bis auf den blanken Stahl. Dieser Arbeitsschritt ist jedoch besonders zeit- und damit kostenintensiv. Die BAW hat deshalb im Rahmen des FuE-Vorhabens Vergleichstests zwischen dem bewährten Universalmessgerät und Alternativverfahren durchgeführt, bei denen nach Herstellerangaben auf das Entfernen von Rost, Anstrichen und Bewuchs verzichtet werden kann:

 In Zusammenarbeit mit der Fa. Röntgen Technischer Dienst GmbH (RTD), Bochum, wurde das Verfahren "Incotest", bei dem Stahlwanddicken mittels pulsierendem Wirbelstrom bestimmt werden, getestet. Der Nachteil des Verfahrens besteht darin, dass keine punktuellen Abrostungen gemessen werden können, da die Spundwanddicke der gesamten Aufstandsfläche des Prüfkopfes gemittelt wird: lokal begrenzte Abrostungsmaxima können auf diese Weise bisher nicht bestimmt werden.

Unter Laborbedingungen wurde im Jahr 2006 die Wanddicke mittels Wirbelstrom zunächst an gereinigten Stahlplatten ermittelt (Bild 5) und mit Ultraschallmessungen sowie mit der aus Tauchwägungen abgeleiteten, wahren mittleren Wanddicke der Platten verglichen. Insgesamt neigte das Incotest-Verfahren zu einer geringen Unterschätzung der Stahldicke, liegt damit aber auf der sicheren Seite.

Nachdem der Labortest zu befriedigenden Ergebnissen führte, folgte im Jahr 2007 ein Messeinsatz mit Taucherunterstützung an der Ostmole des Marinestützpunktes Eckernförde, bei dem die Praxistauglichkeit von Incotest geprüft werden sollte. Widersprüchliche Ergebnisse erforderten einen



Bild 5: Wanddickenmessung mit pulsierendem Wirbelstrom, Labortest

Figure 5: Wall thickness measurement using pulsed eddy current technology, laboratory test

erneuten Feldtest im Jahr 2008, diesmal an der Bundesgrenzschutzmole in Neustadt/Holstein.

Im Ergebnis zeigte sich, dass die Messungenauigkeit unter realen Einsatzbedingungen so groß ist, dass die Restwanddicken nicht verlässlich ermittelt werden können. Selbst die Lage der Hauptkorrosionszone konnte mit Incotest nicht befriedigend bestimmt werden.

- Im Jahr 2009 führten Labortests mit dem Ultrabreitbandverfahren der Fa. EvoLogics GmbH, Berlin, erwartungsgemäß (da es sich um ein auf Ultraschall basierendes Verfahren handelt) zu zutreffenden Restwanddicken. Ein 2010 geplanter Feldtest konnte seitens der Herstellerfirma nicht durchgeführt werden.
- Im Jahr 2014 wurden in Zusammenarbeit mit der Fa. Domeyer GmbH & Co. KG, Bremen, Labor- und Feldtests mit dem Mehrfachecho-Ultraschall-Messgerät Cygnus Dive der Fa. Cygnus Instruments Ltd., Dorchester (GB), durchgeführt. Bei diesem Verfahren wird die Laufzeit einer Gruppe von drei aufeinanderfolgenden Spundwand-Echos ausgewertet: Das erste Echo, welches durch eine evtl. vorhandene Rost- oder Farbschicht beeinflusst wird, wird ignoriert (Bild 6); die Wanddicke wird automatisch aus dem zweiten Echo ermittelt.

Die Tests verliefen positiv:

- Das Mehrfachecho-Verfahren lieferte zutreffende, reproduzierbare Messwerte sowohl hinsichtlich der Mittleren als auch hinsichtlich der Maximalen Abrostungen.
- Der Aufwand zur Reinigung der Messstellen konnte deutlich reduziert werden.
- Die Bedienung ist einfacher als das Universalmessgerät der BAW, und die Messwerte lassen sich besser verifizieren.
- Die Messkonfiguration beinhaltet ein Armband mit großer Digitalanzeige für den Taucher, sodass dieser den eigentlichen Messvorgang erstmals unmittelbar nachvollziehen kann.

2014 wurde das Mehrfachecho-Ultraschall-Messgerät Cygnus Dive für die BAW angeschafft und wird seitdem erfolgreich eingesetzt; der Messaufwand hat sich im Vergleich zum Universalmessgerät etwa halbiert.



Bild 6:Mehrfachecho-Ultraschall-Gerät (Funktionsprinzip
nach Cygnus Instruments Ltd.) und dessen EinsatzFigure 6:Mulitiple-echo ultrasonic gauge (functional princi-
ple according to Cygnus Instruments Ltd.) and its
use

2.3 Messumfang Data volume

Der Umfang einer Spundwanddickenmessung und die Verteilung der Messpunkte wird maßgeblich von der Tatsache bestimmt, dass Spundwände nicht gleichmäßig rosten, sondern sich längs der Spundwandhöhe Bereiche unterschiedlicher Korrosionsintensität und -typs ausbilden (s. a. Bild 2). Je größer die zu erwartende Korrosion in einem Höhenbereich ist, desto mehr Messwerte sind dort erforderlich. Und je länger ein Bauwerk ist, desto mehr Messwerte werden zur Beurteilung des Korrosionszustandes benötigt.

Aus Sicht einer Wanddickenmessung ist ein Bauwerk ein Spundwandabschnitt, für den grundsätzlich ein einheitliches Abrostungsverhalten zu erwarten ist. Kriterien hierfür sind z. B. ein übereinstimmendes Alter und Spundwandprofil (Widerstandsmoment, Ausgangswanddicke), aber auch einheitliche Wasserstände sowie eine einheitliche Nutzung und räumliche Orientierung.

Um die Korrosionsintensität eines Bauwerks auf Grundlage eines statistisch aussagekräftigen Datenkollektivs bestimmen zu können, sind die Restwanddicken an mehreren Spundbohlen (Stationen) zu ermitteln. An jeder Station wird in unterschiedlichen Höhen gemessen (Messquerschnitte) und an charakteristischen Positionen des Spundwandquerschnittes (Messlagen, z. B. Berg, Tal, Flanke). Jeder Messpunkt einer Spundwand lässt sich damit als Kombination von Messquerschnitt und Messlage beschreiben. An jedem Messpunkt werden mehrere Einzelmesswerte bestimmt.

Bild 7 zeigt beispielhaft die Messquerschnitte, Messlagen und Messpunkte einer Station in einem Gewässer mit annähernd konstantem Wasserstand, d. h. nicht tidebeeinflusst, außerhalb einer Schleusenkammer.



Bild 7: Station, Messquerschnitte, Messlagen und Messpunkte

Figure 7: Station, cross sections, measuring positions and measuring points

Höhenbereich	Anzahl Messquerschnitte	Bemerkung		
oberhalb MW bzw. MThw oder OW	≥ 2	Mindestmesshöhe 1 m		
zwischen MThw und MTnw bzw. OW und UW	2 - 4	nur in Tidegewässern und Schleusen: • Anzahl abhängig von der Höhe • gleichmäßig verteilt		
unterhalb von MW bzw. MTnw oder UW	 Anzahl abhängig von der Höhe Mindestmesshöhe 2 m obere 4 m: Messabstand 0,5 - 1,0 m unterhalb 4 m: Messabstand 1,0 - 2,0 			
Hinweise				

• insgesamt mindestens 100 Einzelwerte pro Bauwerk und Höhenbereich

• Geringere Messquerschnittsabstände (< 0,5 m) können zur Festlegung der Korrosionszonen zwar hilfreich sein; diese zusätzlichen Daten sind jedoch bzgl. der Mindestanzahl der Einzelmesswerte <u>nicht</u> zu berücksichtigen.

• Abstand von den maßgeblichen Wasserständen: \geq 0,2 m; im Stillwasser \geq 0,1 m.

Tabelle 1:Empfohlene Anzahl und Verteilung der Messquerschnitte an einer StationTable 1:Recommended quantity and arrangement of the cross sections at one station

In den Jahren 2002 und 2003 wurde in Zusammenarbeit mit der Fa. Statsoft Europe GmbH, Hamburg, eine Analyse der WaDiMe-Daten durchgeführt (Uerkvitz, 2002; Uerkvitz, 2003). Basierend auf den Ergebnissen von Restwanddickenmessungen an ca. 300 Bauwerken wurde die Messpraxis der BAW optimiert. Die Untersuchung führte zu der im Folgenden beschriebenen Empfehlung: werden, mindestens aber drei Bohlen (bei Spundwänden < 50 m: mindestens zwei Bohlen). An jeder Station sind die Messquerschnitte entsprechend Tabelle 1 zu verteilen.

Die Lage und Anzahl der Messlagen ergibt sich aus der Geometrie des Spundwandprofils. Bild 8 zeigt beispielhaft typische Messlagen für ein U- und ein Z-Profil.

Je Bauwerk sollte etwa alle 50 m bis 100 m, gleichmäßig über das Bauwerk verteilt, eine Spundbohle gemessen Pro Messpunkt sind ca. vier bis sechs einzelne Wanddicken zu bestimmen.



Bild 8: Messlagen längs eines Messquerschnittes (links: U-Profil; rechts: Z-Profil) Figure 8: Measuring positions along a cross section (left: U-profile; right: Z-profile)

Insgesamt sollte die Datengrundlage zur Beurteilung des Korrosionszustandes aus mindestens 100 Einzelwerten pro Bauwerk und Höhenzone bestehen. In Abhängigkeit von Länge, Spundwandhöhe und Komplexität des Bauwerkes kann jedoch aufgrund einer größeren Anzahl von Stationen und Messquerschnitten eine deutlich höhere Anzahl von Einzelwerten (bis zu ca. 500) sinnvoll sein.

Würde das zuvor beschriebene Messprogramm jedoch zu weniger als 100 Werten je Höhenbereich führen – z. B. bei sehr kurzen Bauwerken oder bei geringer Spundwandhöhe – so ist es aus statistischer Sicht nicht sinnvoll, mehr Einzelwerte an einem Messpunkt zu erheben oder den Höhenabstand zwischen den Messquerschnitten zu verringern. Die Aussagekraft der Messkampagne kann in diesem Fall nur durch eine größere Anzahl von Stationen verbessert werden.

Dieser große Aufwand bei der Durchführung von aussagekräftigen Spundwanddickenmessungen könnte dazu verleiten, an einem Bauwerk ermittelte Abrostungswerte ohne erneute Messung auf ein Nachbarbauwerk zu übertragen. Nach den Erfahrungen der BAW ist dieses Vorgehen jedoch nicht zielführend, da sich relevante Korrosionseinflüsse auch kleinräumig ändern können.

3 Auswertung von Spundwanddickenmessungen Evaluation of wall thickness data

3.1 Grundlagen Basic information

Ziel einer Spundwanddickenmessung ist die Ermittlung der **Kennwerte der Korrosion**, die sich auf die beiden Grundfunktionen eines Spundwandbauwerkes beziehen:

 Kriterium Standsicherheit: Auf eine Spundwand wirken horizontale Lasten aus Erd- und Wasserdruck.
 Bei einem Wanddickenverlust kann es zu Spannungsüberschreitungen kommen.

Der zugehörige Kennwert ist die **Mittlere Restwanddicke bzw. die Mittlere Abrostung**. Die Prognose der Restnutzungsdauer bzgl. Standsicherheit erfolgt auf Grundlage der **Mittleren Abrostungsrate** (= Mittlere Abrostung in mm / Standzeit in Jahren).

 Kriterium Gebrauchstauglichkeit: Eine Spundwand muss den Boden im Hinterfüllungsbereich zurückhalten. Als Folge von Durchrostungen kann es aufgrund von Wellen und Grundwasserströmung zu einem Ausspülen des Bodens, zur Bildung von Hohlräumen und schließlich zu plötzlichen Sackungen und Bodeneinbrüchen landseitig der Spundwand kommen.

Der zugehörige Kennwert ist die Minimale Restwanddicke bzw. die Maximale Abrostung. Die Prognose der Restnutzungsdauer bzgl. Gebrauchstauglichkeit erfolgt auf Grundlage der Maximalen Abrostungsrate.

Die o. g. Kennwerte können sinnvollerweise nur für im statistischen Sinne homogene (d. h. z. B. normal- oder lognormalverteilte) Datenkollektive und damit nur für vergleichbaren Abrostungsverhal-Höhenbereiche tens getrennt bestimmt werden. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, für jedes Spundwandbauwerk Korrosionszonen zu definieren (s. Bild 2: Luft-, Spritzwasser-, Niedrigwasser- und Unterwasserzone sowie in Tidegewässern und Schleusen die Wasserwechselzone). Der Nachteil dieser gängigen Einteilung liegt in der nicht eindeutigen Definition der Niedrigwasserzone, deren exakte Höhenlage und Mächtigkeit selbst an einem einzelnen Bauwerk von Spundbohle zu Spundbohle stark schwanken kann. Gleichzeitig ist die Niedrigwasserzone aber i. d. R. der Bereich, in dem die höchsten Abrostungen auftreten.

Zur Beurteilung und Benennung der Korrosionsintensität für ein Bauwerk anhand der Daten aus der Niedrigwasserzone kann Tabelle 2 herangezogen werden, die das Ergebnis einer WaDiMe-Datenbankauswertung aus dem Jahre 2015 ist.

Für die **Bewertung** von Schäden und die Planung von Instandsetzungsarbeiten an Spundwandbauwerken ist das BAW-Merkblatt "Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV)" anzuwenden.

Im Rahmen des FuE-Vorhabens führte die BAW in den Jahren 2001 bis 2004 gemeinsam mit den Partnern ProfilArbed (Luxemburg), Centro Sviluppo Marteriali

Kennwert der Korrosion	Bauwerksalter in Jahren	Abrostungsraten in der Niedrigwasserzone in mm / Jahr			
		Benennung der Korrosionsintensität			
		gering	mittel	groß	
Mittlere Abrostungsrate α	< 20	< 0,04	0,04 - 0,10	> 0,10	
	20 - 30	< 0,03	0,03 – 0,08	> 0,08	
	> 30	< 0,02	0,02 – 0,06	> 0,06	
Maximale Abrostungsrate \mathcal{C}_{\max}	< 20	< 0,20	0,20 – 0,40	> 0,40	
	20 - 30	< 0,15	0,15 – 0,35	> 0,35	
	> 30	< 0,10	0,10 - 0,30	> 0,30	

Tabelle 2:Benennung der KorrosionsintensitätTable 2:Terms used for corrosion intensity

(Italien) und Cetmef (Frankreich) sowie unterstützt durch die Fa. Statsoft Europe GmbH, Hamburg, das von der European Coal and Steel Company der EU finanzierte Projekt "Design Method for Steel Structures in Marine Environments Including the Corrosion Behaviour" durch. Die Ergebnisse wurden in European Communities (2007) publiziert.

Bei dieser Untersuchung zeigte sich u. a., dass die o. g. gängige, aber interpretationsbedürftige Form der Einteilung nicht zwingend erforderlich ist. Alternativ können die Korrosionszonen auch entsprechend Bild 9 eindeutig mittels der relevanten Wasserstände festgelegt werden, da in diesen Höhenbereichen lognormalverteilte Datenkollektive auftreten.



Bild 9: Korrosionszonen am Bauwerk (nach European Communities, 2007)

Figure 9: Corrosion zones on sheet pile walls (according to European Communities, 2007) Die Spundwand wird längs ihrer Höhe in nur zwei bzw. drei eindeutig definierte Korrosionszonen unterteilt:

- Spritzwasserzone: oberhalb von MW bzw. MThw oder OW
- Wasserwechselzone: nur in Gewässern mit regelmäßig wechselnden Wasserständen
 - in Tidegewässern zwischen MTnw und MThw,
 - in Schleusen zwischen OW und UW
- Unterwasserzone: unterhalb von MW bzw. MTnw oder UW

Bei dieser Einteilung werden die Abrostungen innerhalb der Korrosionszonen jedoch nicht als konstant angesehen, sondern lassen sich tiefenabhängig durch Exponentialfunktionen darstellen. Dies gilt auch z. B. in den oberen vier Metern der Unterwasserzone. Die zugehörige Exponentialfunktion gibt auch die hohen Abrostungen im zuvor als "Niedrigwasserzone" gekennzeichneten Tiefenbereich zutreffend wieder. Eine weitere Unterteilung der Unterwasserzone ist deshalb nicht erforderlich. Unterhalb der sogenannten *Basistiefe* bei 4 m unter MW bzw. MTnw oder UW (s. Bild 9) ist allgemein – dies haben Untersuchungen der BAW gezeigt – keine Tiefenabhängigkeit der Abrostungen mehr feststellbar ("Basiskorrosion").

Die Einteilung in Korrosionszonen nach Bild 9 führt zu einer eher schematisierten Darstellung des Korrosionszustandes eines Bauwerks, erlaubt aber die Berechnung der Abrostung in beliebiger Tiefe. Demgegenüber orientiert sich die Einteilung nach Bild 2 stärker am einzelnen Bauwerk, erfordert aber mehr Erfahrung bei der Festlegung der Korrosionszonen. Die beiden Philosophien ermöglichen unterschiedliche Herangehensweisen an die Bestimmung der Kennwerte der Korrosion; Kontrollrechnungen haben aber gezeigt, dass beide Verfahren zu vergleichbaren Ergebnissen führen.

3.2 Mittlere Restwanddicke/ Mittlere Abrostung Mean residual wall thickness/ mean corrosion loss

Zur Beurteilung der Standsicherheit eines Spundwandbauwerkes wird zusammenfassend ein höhengerechtes Profil der Mittleren Restwanddicken t und – daraus abgeleitet – ein Profil des korrosionsbedingt reduzierten Widerstandsmoments W_x erstellt (Bild 10). Dabei werden nur die Messwerte der Bohlenrücken (Spundwandberg und -tal) zugrunde gelegt, da das Widerstandsmoment nur durch diese Querschnittsteile maßgebend beeinflusst wird. Der Steinersche Anteil wird folglich vernachlässigt.

Alternativ kann die tiefenbezogene mittlere Abrostung nach European Communities (2007) auch – diesmal auf Grundlage der Höhenzonen aus Bild 9 – standardisiert in Form einer nichtstetigen Exponentialfunktion (Bild 11) dargestellt werden; die Regressionskoeffizienten b₀ bis b₇ werden als Ergebnis einer Regressionsanalyse aus den gemessenen bzw. abgeleiteten Daten der Wanddickenmessung für jeden der in Bild 11 dargestellten Tiefenbereiche bestimmt.



Bild 10: Mittlere Restwanddicken und reduzierte Widerstandsmomente eines Bauwerks am Beispiel einer Spundwand unter Tideeinfluss

Figure 10: Mean residual wall thicknesses and reduced moduli of resistance of a structure taking the example of a sheet pile wall under tidal influence



Bild 11:Berechnung der tiefenbezogenen Mittleren Ab-
rostung mittels nicht stetiger ExponentialfunktionFigure 11:Calculation of the depth related mean corrosion
loss using a discontinuous exponential function

3.3 Minimale Restwanddicke/ Maximale Abrostung Minimum residual wall thickness/ maximum corrosion loss

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit eines Spundwandbauwerkes ist die Kenntnis der Minimalen Restwanddicke bzw. der Maximalen Abrostung und für die Prognose der Restnutzungsdauer die der Maximalen Abrostungsrate erforderlich.

Untersuchungen der BAW (Alberts und Heeling, 1997) haben jedoch gezeigt, dass die Bestimmung der Wanddicke besonders bei stark strukturierten Oberflächen (d. h. in Bereichen intensiver Korrosion) an ihre messtechnischen Grenzen stößt. Deshalb kann nicht davon ausgegangen werden, dass die wahre Minimale Restwanddicke ein Bestandteil des Datenkollektivs einer Spundwanddickenmessung ist. Würde also einfach die geringste gemessene Wanddicke t_{min} ungeprüft zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden, so würde die wahre Minimale Restwanddicke über- und damit die Maximale Abrostung unterschätzt werden.



Datenkollektives Figure 12: Right tolerance limit of a log-normally distributed data set

Ein aussagekräftiger Schätzwert A_{max} für die wahre Maximale Abrostung eines Bauwerkes aus den Daten der Niedrigwasserzone lässt sich mittels der Formel für die obere Toleranzgrenze lognormalverteilter Daten T_{oben} bestimmen:

$$A_{ ext{max}} = T_{oben} = ext{e}^{\overline{xl_n} + k_{n;0,975:0,95} \cdot sl_n}$$
 in mm

mit:

- T_{oben} rechte Toleranzgrenze des Toleranzintervalls = Wertebereich, der mit einer Wahrscheinlichkeit von $(1-\alpha)$ · 100% mindestens p · 100% der Werte der Grundgesamtheit enthält
- x_{ln} arithmetisches Mittel der logarithmierten Daten

 $k_{n:0.975:0.95}$ Annahmekennwert in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n (Abrostungswerte der Niedrigwasserzone). Folgende Aussage trifft mit einer Wahrscheinlichkeit von $(1 - \alpha) \cdot 100\% = 95\%$ zu: Mindestens der Anteil p $\cdot 100\% = 97,5\%$ der Werte der Grundgesamtheit ist kleiner oder gleich T_{oben}

*S*_{*ln*} Schätzwert für die Standardabweichung der logarithmierten Daten:

$$s_{ln} = \sqrt{\frac{\sum (x_{ln} - \overline{x_{ln}})^2}{n-1}}$$

Die Schätzung der Maximalen Abrostung A_{max} entsprechend der o. g. Formel bzw. Bild 12 ist detailliert bei Alberts und Heeling (1997) beschrieben. In Tabelle 2 beruhen die dort angegebenen Maximalen Abrostungsraten α_{max} auf Schätzwerten nach o. g. Formel.

Alternativ kann zur Berechnung der geschätzten Maximalen Abrostung des Bauwerkes der Kennwert für diejenige Tiefe ermittelt werden, für die die höchsten Abrostungen zu erwarten sind. Dazu werden die Formeln aus Bild 11 um einen Spreizungsfaktor erweitert. In der Regel befinden sich die höchsten Abrostungen im oberen Bereich der Unterwasserzone, d. h. in Höhe des bzw. knapp über oder unter Mittelwasser (in Tidegewässern: MTnw; in Schleusen: UW):

geschätzte Maximale Abrostung Amax =

 $b_x \cdot e^{b_y \cdot Tiefe} \cdot e^{2 \cdot s_{\ln} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}}}$ in mm

mit:

- *b_x, b_y* Regressionskoeffizienten, ermittelt aus den Daten der Unterwasserzone
- Tiefe Abstand zum [MW/MTnw/UW] Basistiefe = 0 - (-4) m = 4 m
- *s*_{*ln*} Schätzwert für die Standardabweichung der logarithmierten Daten
- *n* Stichprobenumfang (Daten der Unterwasserzone)

In Ausnahmefällen kann innerhalb des Datenkollektivs jedoch ein gemessener Wert vorkommen, der größer ist als der Schätzwert A_{max}. In diesem Fall ist der Messwert der Beurteilung des Korrosionszustandes zugrunde zu legen. Ursächlich für solche "anomalen", statistisch nicht prognostizierbaren Einzelabrostungen (Bild 13) sind lokal wirkende, korrosive Phänomene, von denen die restlichen Daten nicht beeinflusst wurden, wie z. B.

- im Zuge der Stahlherstellung entstandene Anomalien,
- kleinräumige Beschädigungen der Spundwand oder
- microbiell induzierte Korrosion (MIC).



Bild 13: Normale und anomale Löcher *Figure 13: Normal and anomalous holes*

4 Schätzung der Korrosionskennwerte aus Standort- und Bauwerksparametern

Assessment of the specific values of corrosion by using environmental and structural parameters

4.1 Grundlagen Basic information

Zumindest theoretisch sollten sich die Regressionskoeffizienten und der Spreizungsfaktor einer Korrosionszone (s. Abs. 3.2 und 3.3) auch als Funktion anderer Messgrößen – den standortspezifischen Einflussfaktoren auf die Korrosion – darstellen und somit aus den Daten einer Milieu-Beprobung berechnen lassen. Dies kann jedoch nur gelingen, wenn die Einflussfaktoren im Detail bekannt sind.

Dieser Themenbereich wurde seitens der BAW im EU-Projekt "Design Method for Steel Structures in Marine Environments Including the Corrosion Behaviour" bearbeitet: Dazu wurden ca. 40 Spundwandbauwerke mit U-Profilen ohne Korrosionsschutz, die gezielt anhand ihrer standortspezifischen Eigenschaften ausgewählt worden waren, systematisch hinsichtlich Gewässer- und Metallparametern beprobt. Danach lassen sich grundsätzlich drei Gruppen von Einflussfaktoren unterscheiden:

- Exogene Faktoren (z. B. die physiko-chemischen Eigenschaften des Wassers; die mechanische Beanspruchung der Spundwand; mikrobiologische Prozesse),
- endogene Faktoren (z. B. die physiko-chemischen Eigenschaften des Spundwandstahls),
- dynamische Faktoren (z. B. Spundwandalter, Korrosionsprodukte).

Einzelne Faktoren können jedoch in den unterschiedlichen Korrosionszonen und/oder in Abhängigkeit vom Gewässermilieu sowie in Kombination mit anderen Parametern sowohl korrosionsfördernd als auch -hemmend wirken. Aus solchen komplexen Wechselwirkungen folgt, dass sich Regressionskoeffizienten und Spreizungsfaktoren nicht mittels einfacher Gleichungssysteme aus wenigen Variablen errechnen lassen. Die Herleitung der Gleichungen, die Gleichungen selbst und ein Anwendungsbeispiel sind in European Communities, 2007, Anhang B und C beschrieben, sodass im Folgenden nur die grundsätzlich zu erhebenden Daten aufgelistet werden.

4.2 Datengrundlage Data set

Eine Milieu-Beprobung beinhaltet die Ermittlung von Gewässer- und Metallparametern (s.u.). Zusätzlich erforderliche Informationen sind das Bauwerksalter, die Nutzung (Liegestelle: *vorhanden/nicht vorhanden*), Tide (*ja/nein*) und eine grobe Kategorisierung bzgl. Strömung bzw. Turbulenz (*vorhanden/nicht vorhanden*).

• Gewässerparameter

Temperatur^{1,2}, Leitfähigkeit^{1,2}, pH-Wert^{1,2}, Säurekapazität², gelöster organischer Kohlenstoff (DOC)², Redoxpotential^{1,2}, Konzentrationen von Ammonium, Calcium², Chlorid², Nitrat, Phosphat, Sauerstoff^{1,2}, Sulfat²

¹ Die Parameter wurden in mehreren Tiefen relativ zum MW (bzw. MTnw oder UW) gemessen (in Höhe des Wasserspiegels sowie in 25%, 50% und 75% der Wassertiefe) und daraus Tiefengradienten bestimmt.

²Für die Parameter wurde aus dem Verhältnis von Sommer- zu Winterwerten die sogenannte "Saisonalität" ermittelt. Metallparameter Kohlenstoffäquivalent (CEV), ASTM-Korngröße,

Streckgrenze, Zeiligkeit, Zugfestigkeit, Gehalte von Aluminium, Arsen, Bor, Chrom, Kohlenstoff, Kupfer, Mangan, Molybdän, Niob, Nickel, Phosphor, Schwefel, Silizium

4.3 Kennwerte der Korrosion Specific corrosion values

Zur Abschätzung der Kennwerte der Korrosion müssen in den einzelnen Höhenbereichen entsprechend Bild 11 jeweils zwei Regressionskoeffizienten und für die Maximale Abrostung zusätzlich ein Spreizungsfaktor aus den Daten der Milieu-Beprobung ermittelt werden. Hier sei auf European Communities (2007) verwiesen und nur der grundsätzliche Weg erläutert:

- Aus einzelnen Gewässer-Messwerten werden vier Hauptkomponenten berechnet: Salzfaktor, Säurefaktor, Schmutzfaktor und O₂-Faktor.
- Das Gewässer wird einer der Kategorien *limnisch, limnisch-brackisch, brackisch* oder *brackisch-marin* zugeordnet.
- Aus einzelnen Stahl-Messwerten werden sechs Hauptkomponenten berechnet.
- Der Spundwandstahl wird den Kategorien *Grobstahl* oder *Feinstahl* zugeordnet.
- Für die Regressionskoeffizienten und Spreizungsfaktor jeder Korrosionszone wird aus den Einzelwerten, deren Saisonalität und Tiefengradienten, den Hauptkomponenten sowie den Kategorisierungen eine Schätzfunktion angegeben. Beispielhaft sei hier die Prognosegleichung für den Regressionskoeffizienten b_o zur Bestimmung der Mittleren Abrostung in Höhe der Basistiefe bei 4 m unter MW (bzw. MTnw oder UW) dargestellt:

b₀ = 1,160 - 0,142 · Stahl ("Grobstahl")

- + 0,9481 "Gewässer" ("limnisch")
- 0,706 "Gewässer"("limnisch-brackisch")
- + 0,0255 "Gewässer" ("brackisch")
- 0,392 "StrömBin"(hoch) + 0,1593 LnAlter(1)
- + 0,1666 Tide LnAlter(1)
- + 0,3647 "StrömBin" "Säurefaktor"(1)

Zur Lösung dieser Formel sind neben den eigentlichen Messwerten, den Gleichungen zur Kategorisierung und zur Bestimmung der Hauptkomponenten noch weitere Tabellen ("Design-Matrizen") erforderlich; diese sind European Communities (2007), Anhang B, zu entnehmen. Der komplexe Lösungsweg wird im dortigen Anhang C an einem Beispiel erläutert.

Ebenfalls auf den Daten des EU-Projektes basierend wurde im Rahmen eines FuE-Vorhabens der BAW, Abteilung Bautechnik, zur Bewertung der Korrosion von Spundwänden ein vereinfachtes Verfahren entwickelt, das für Spundwandbauwerke mit einer Mindeststandzeit von 10 Jahren mittels der Korrosivität eine Abschätzung der Mittleren und Maximalen Abrostungsrate (dort: "Korrosionsrate r") für die Spritzwasser-, Niedrigwasser- und die Unterwasserzone erlaubt (BAW, 2011). Die Korrosivität K ist das Produkt aus dem Sauerstoffsättigungsindex O_{2-Sätt} und der Bewertungszahlsumme W₀ der DIN 50929-3, in die neben einer Gewässerkategorisierung (fließend, stehend, Binnensee, anaerobes Moor, Meer), die Säurekapazität bis pH 4,3, der pH-Wert und die Konzentrationen von Chlorid, Sulfat und Calcium eingehen. Diagramme zur Bestimmung der Abrostungsrate mittels Korrosivität sind dem informativen Beiblatt 1 der DIN 50929-3 zu entnehmen.

4.4 Praxistauglichkeit Suitability for practical use

Die Untersuchungen der BAW in European Communities (2007) haben gezeigt, dass sich die Mittleren und Maximalen Abrostungen eines Spundwandbauwerkes tiefenbezogen durch eine Milieu-Beprobung bestimmen lassen. Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit liegen für den relevanten Höhenbereich – d. h. für den oberen Teil der Unterwasserzone – Prognosegleichungen für die Regressionskoeffizienten und den Spreizungsfaktor vor.

Es hat sich aber auch gezeigt, dass eine Vielzahl von Gewässer- und Metallparametern (z. T. in unterschiedlichen Tiefen sowie im Sommer und Winter) erhoben und umfassend ausgewertet werden muss, sodass die Bestimmung der Korrosionskennwerte mittels Milieu-Beprobung deutlich aufwändiger ist als eine Restwanddickenmessung. Zur Beurteilung eines einzelnen Spundwandbauwerkes ist diese Methode damit unwirtschaftlich. Interessant dürfte die Milieu-Beprobung z. B. für die Betreiber großer Hafenanlagen mit zahlreichen Spundwänden und Dalben sein: Hier könnten im Rahmen einer umfangreichen Messkampagne einmalig alle relevanten Gewässer- und Metall-Parameter erfasst und ausgewertet werden. Auf diese Weise könnten Sanierungsmaßnahmen für einzelne Bauwerke langfristig geplant und der Aufwand für Restwanddickenmessungen am Bauwerk minimiert werden.

Eine Alternative zu dieser aufwändigen Milieubeprobung stellt das vereinfachte Verfahren nach BAW (2011) und DIN 50929-3, Beiblatt 1, dar.

Beide Verfahren lassen jedoch nicht die Prognose der sog. anomalen Löcher (s. Abs. 3.3) zu. Diese zu untersuchen bleibt zukünftigen FuE-Vorhaben auf Grundlage eines fortzuschreibenden Datenbestandes vorbehalten.

5 Leitfaden Spundwanddickenmessung Guidelines for sheet pile wall measurements

Derzeit existieren weder Regelwerke, in denen die Durchführung und/oder die Auswertung von Wanddickenmessungen detailliert beschrieben werden, noch wird auf dem freien Markt Standardsoftware zur Messdateneingabe und -auswertung angeboten. Als Folge gibt es kaum private Firmen, die qualitativ hochwertige Wanddickenmessungen anbieten.

Um die Vergabe von Spundwanddickenmessungen zukünftig zu unterstützen, wird im Rahmen des FuE-Vorhabens derzeit ein Leifaden erarbeitet, in dem die Planung, Durchführung und Auswertung detailliert beschrieben werden.

6 Literatur References

Alberts, D.; Heeling, A. (1997): Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden. Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 75, S. 77-94. BAW (2011): Bewertung der Korrosion von Spundwänden. FuE-Vorhaben.

Binder, G.; Heeling, A.; Uerkvitz, R. (2006): Untersuchung der Einflussfaktoren bei der Korrosion von Spundwänden. Kongressbeitrag zum 31. PIANC-Kongress, Estoril.

Heeling, A. (2010): Ein Vierteljahrhundert Spundwanddickenmessung mittels Ultraschall bei der Bundesanstalt für Wasserbau. Fachtagung Bauwerksdiagnose 18./19.02.2010.

Hein, W. (1989): Korrosion von Stahlspundwänden im Wasser. Hansa, 126. Jahrgang, Nr. 3-4.

European Communities (2007): Design method for steel structures in marine environment including the corrosion behaviour. Report EUR 22433 EN.

Uerkvitz, R. (2002): Datenerhebung zur Korrosion an Spundwänden in Binnen- und Küstengewässern. Statsoft Europe GmbH, Hamburg, im Auftrage der BAW, unveröffentlicht.

Uerkvitz, R. (2003): Analyse von Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden im Wasserbau. Statsoft Europe GmbH, Hamburg, im Auftrage der BAW, unveröffentlicht.

7 Regelwerke Rules and Standards

VV-WSV 2101 (2010): Bauwerksinspektion. Hinweise zur Bauwerksinspektion – Ufer im Binnenbereich (30.06.2015).

DIN 50929-3 (1985-09): Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern. Beiblatt 1 (2014): Korrosionsraten von Bauteilen in Gewässern.

EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". Häfen und Wasserstraßen. EAU 2012. 11. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin. MSV (2011): Merkblatt Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. Heeling: Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen

Hydrogeologische Untersuchungen im Bereich der Staustufe Hessigheim am Neckar

Hydrogeological Investigations in the Area of the Weir Lock Hessigheim on the River Neckar

Dipl.-Geol. Daniel Straßer, Dr.-Ing. Héctor Montenegro, Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau, Lisa Blechschmidt M. Sc., Dr. rer. nat., Tanja Liesch, Prof. Dr. rer. nat., Nico Goldscheider, Karlsruher Institut für Technologie

Eine große Zahl von Schäden an Wasserbauwerken und Dämmen kann auf Lösungsprozesse im Untergrund und damit verbundene Geländesenkungen zurückgeführt werden. Durch Auslaugung gipshaltiger Schichten der Mitteltrias treten auch im Bereich der Staustufe Hessigheim vermehrt Geländesetzungen auf. Zur Erkundung der vorherrschenden Grundwasserfließprozesse im Bereich der Staustufe sowie insbesondere zur Erforschung der dabei maßgebenden Wechselwirkung zwischen Oberflächen- und Grundwasser wurden im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Dadurch sollte auch der Erfolg bisheriger Sanierungsmaßnahmen beurteilt werden. Um diese Ziele zu erreichen, wurde ein kombinierter Markierungsversuch im Grund- und Oberflächenwasser in Verbindung mit hydraulischen Bohrlochtests durchgeführt. Zusätzlich erfolgte eine Untersuchung der Verteilung von gelöstem Sulfat anhand von Probendaten aus den Jahren 1987 und 2013. Auf Basis der durch die innovative Kombination unterschiedlicher Methoden erzielten Ergebnisse konnte ein stark heterogener Grundwasserleiter mit einem über wenige Hauptfließwege erfolgenden Hauptabfluss beschrieben werden. Der Nachweis des Erfolgs der in der Vergangenheit durchgeführten Sanierungsmaßnahmen war möglich.

Numerous damages to structures and failure of dams can be ascribed to solution processes and attendant subsidence. Leaching in gypsum-bearing layers of the Middle Triassic has induced subsidence underneath the weir structure of Hessigheim. The goal of this study was the investigation of the prevailing groundwater flow processes in the area of the weir lock and in particular the research of the thereby controlling interaction between surface water and groundwater. Thus the success of former remediation measures should also be evaluated. In order to attain these objectives a combined groundwater and surface water tracer test in combination with hydraulic borehole tests were performed. In addition, a study of the dissolved sulfate distribution was carried out using sampling data from 1987 and 2013. Based on the results of this combination of methods a strongly heterogeneous aquifer with main run off occurring through few major flow paths could be characterized. Former remediation measures were shown to be successful.

1 Einleitung Introduction

Beim geotechnischen Entwurf wasserbaulicher Anlagen stellen lösliche Gesteinsformationen im Untergrund nicht selten eine große Herausforderung dar. In der Vergangenheit konnten zahlreiche Beschädigungen an Wasserbauwerken, Dämmen, Sperrwerken und Wehren auf Lösungsprozesse im Untergrund zurückgeführt werden (James, 1992; Klimchouk und Andrejchuk, 1996a; Ford und Williams, 2007). Weltweit treten lösliche bzw. verkarstungsfähige Gesteine in weit ausgedehnten Gebieten auf (Klimchouk und Andrejchuk, 1996b), wodurch Schwierigkeiten bei Bauprojekten oftmals unvermeidbar sind. Lienhart (2013) und Romanov et al. (2006) diskutieren Herausforderungen und Probleme des Baus von Dämmen auf Karbonatgestein und den damit verbundenen Lösungsprozessen. Andere Autoren beschreiben ähnliche Fragestellungen in Zusammenhang mit Sulfatgesteinen, zum Beispiel bei der Mosul-Talsperre im Irak (Mesny, 2004), bei einem Damm in der Provinz Huesca in Spanien (Gutierrez et al., 2003) oder bei dem Wehr Birs in der Schweiz (Hiller et al., 2012). Das Stauwehr Hessigheim am Neckar, Gegenstand der hier vorgestellten Arbeit, ist wie die genannten Bauwerke in sulfathaltigem Untergrund gegründet.

Aufgrund der hohen Löslichkeit von Sulfaten und Karbonaten im Vergleich zu anderen Mineralen sind Prozesse wie Erosion im Untergrund bis hin zum Verlust der Tragfähigkeit oder Geländesetzungen in Karstgebieten nicht ungewöhnlich (Cooper, 1986). Bedingt durch die höhere Löslichkeit von Sulfatmineralen, verglichen mit Karbonatmineralen, erfolgen Lösungsprozesse in Sulfatgesteinen häufig deutlich schneller als in karbonatischen Gesteinsformationen (Dreybrodt et al., 2002). Geologisch betrachtet laufen diese Effekte in sehr kurzen Zeiträumen ab (Jeschke, 2002) und können unter Umständen durch anthropogene Eingriffe nochmals beschleunigt werden.

Wasserbauwerke und Baumaßnahmen an Wasserstraßen gehen häufig mit starken Veränderungen der bestehenden Interaktion zwischen Oberflächen- und Grundwasser einher, wodurch die geohydraulischen Bedingungen in den angrenzenden Grundwasserleitern erheblich beeinflusst werden können. Steilere hydraulische Gradienten können zu einer signifikanten Erhöhung der Infiltrationsrate sowie der Grundwasserströmungsgeschwindigkeit führen, woraus wiederum höhere Lösungsraten im Untergrund und ggf. verstärkte Lösungsprozesse im Untergrund resultieren können.

Entlang des Mittleren Neckars im Südwesten Deutschlands wird durch insgesamt 15 Staustufen unabhängig vom saisonal schwankenden Abfluss ein schiffbarer Wasserstand gehalten. Einige dieser Bauwerke sind in löslichem Festgestein gegründet und nach nunmehr etwa 60 Jahren Betriebszeit infolge von Lösungsprozessen im Baugrund sanierungsbedürftig.

Insbesondere an der Staustufe Hessigheim wurden in der Vergangenheit bereits mehrfach umfangreiche Sanierungsarbeiten durchgeführt. Auslaugungsprozesse in gipshaltigen Schichten der Mittleren Trias (Mittlerer Muschelkalk) verursachten Geländesetzungen, wodurch auch Schäden an der Bauwerkssubstanz entstanden. Mehrere Bohrkampagnen in den vergangenen Jahrzehnten sollten Informationen über die Art und die Verteilung der Auslaugungsprozesse im Untergrund liefern. Sanierungsmaßnahmen, wie beispielsweise die Injektion von Zementsuspension und das Einbringen von Spundwänden, führten zu einer spürbaren Verzögerung der Lösungsprozesse und somit zu einer Aufrechterhaltung der Tragfähigkeit des Baugrunds unterhalb des Bauwerks. Der Lösungsprozess wurde jedoch lediglich verzögert bzw. verlagert und nicht beseitigt, weshalb in unmittelbarer Umgebung der Anlage weiterhin Geländesetzungen auftreten.

Zur Erkundung der vorherrschenden Grundwasserströmungsprozesse im Bereich der Staustufe sowie insbesondere zur Erforschung der dabei maßgebenden Interaktion zwischen Oberflächen- und Grundwasser wurden umfangreiche hydrogeologische Untersuchungen durchgeführt. Diese erfolgten im Rahmen des BAW-Forschungsvorhabens "Kolmation als Schlüsselgröße der Interaktion zwischen Oberflächenwasser und Grundwasser" in Kooperation mit dem Institut für Angewandte Geowissenschaften des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT).

Da die baulich induzierte Erhöhung des hydraulischen Gradienten im Bereich des Stauwehrs eine Steigerung der Auslaugungsprozesse im Untergrund herbeiführen kann, ist eine detaillierte Kenntnis der hydraulischen Verbindungen zwischen dem Grundwasserleitersystem und dem Oberflächenwasserkörper erforderlich. Darüber hinaus ist die Kenntnis der hydraulischen Eigenschaften des Karstgrundwasserleiters, auf welchem die Wehranlage sowie die Schiffsschleuse gegründet sind, eine wichtige Voraussetzung, um ein nachhaltiges Sanierungskonzept zu entwickeln. Hydraulische Verbindungen, z. B. Klüfte und bevorzugte Fließpfade sowie Zonen, welche derzeit hohe Sulfat-Auslaugungsraten aufweisen, müssen identifiziert werden.

Hierfür wurden eine Serie an hydraulischen Tests, hydrogeochemischen Untersuchungen und ein kombinierter Markierungsversuch im Grund- und Oberflächenwasser konzipiert und durchgeführt. Erst durch die innovative Kombination unterschiedlicher zeit- und ressourcenintensiver Methoden konnten neue Erkenntnisse über die Austauschprozesse zwischen Grund- und Oberflächenwasser, die die Lösungsvorgänge in sulfathaltigem Baugrund maßgeblich beeinflussen, gewonnen werden.

2 Untersuchungsgebiet Study area

2.1 Staustufe Hessigheim am Neckar Weir lock Hessigheim

Die Staustufe Hessigheim liegt etwa 15 km südlich von Heilbronn an einem Flussmäander des Mittleren Neckars zwischen den Gemeinden Mundelsheim im Osten und Besigheim im Westen (Bild 1 (a)). Nach einer Bauzeit von etwa zwei Jahren für das Stauwehr und die östliche Schleusenkammer ging die Staustufe Hessigheim 1952 in Betrieb. Durch den Bau einer weiteren Schleusenkammer im Jahre 1961 entstand eine Doppelschleuse (Bild 1 (b) (c) und (d)).

Heute besteht das komplette Bauwerk aus einer Doppelschleusenanlage am westlichen, rechtsseitigen Neckarufer, einem dreifeldrigen Wehr sowie einem Kraftwerk am östlichen Neckarufer. Der Normalstau der Anlage liegt bei 182,2 m über NHN. Bei geringem Oberflächenwasserabfluss wird dieser komplett zur Stromerzeugung im Kraftwerk verwendet, bei erhöhtem Abfluss können die Wehrfelder zur Abflusskontrolle stufenweise geöffnet werden. Die Schleusenkammern haben eine Länge von 110 m und eine Breite von jeweils 12 m, bei einer Hubhöhe von etwa 6,2 m bei hydrostatischem Stau.



Bild 1: (a) Überblick über das Untersuchungsgebiet; (b) Staustufe Hessigheim am Neckar mit Zeitpunkten der jeweiligen Sanierungsmaßnahmen; (c) und (d) Querschnitte durch die Schleusenkammern und das Wehr (Straßer et al., 2016; verändert)

Figure 1: (a) Overview of the study area; (b) weir lock Hessigheim on the Neckar with indication of the time of the respective remediation measure; (c) and (d) cross sections of the lock chambers and weir (Straßer et al., 2016; modified)

2.2 Geologie und Hydrogeologie Geology and hydrogeology

2.2.1 Geologie des Untersuchungsgebiets Geology of the study area

Die Schleusenanlage Hessigheim liegt im Bereich des Mittleren Muschelkalks (mm) mit quartärer Sedimentauflage (Bild 1 (c) und (d)). Die topographisch höheren Lagen der Region bestehen aus Kalkformationen des Oberen Muschelkalks (mo) mit lokaler Bedeckung aus Tonsteinen des Unteren Keuper (ku), Hochterrassenschottern (Hg) und Löss (lö) (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 1994).

Die sedimentären, evaporitischen Ablagerungen des Muschelkalks entstanden über einen Zeitraum von ca. acht Millionen Jahren im Zuge von Regressions- und Transgressionszyklen. Einen Überblick gibt die in Bild 2 dargestellte Stratigraphie des Muschelkalks des nördlichen Baden-Württembergs.



 Stratigraphisches Profil durch den Muscheikalk
 in Baden Württemberg (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 1998)
 Figure 2: Stratigraphic profile of limestone in Baden-Wuertt-

emberg (State Office of Geology, Raw Materials and Mining, 1998)

Die Ablagerungen des Unteren und Mittleren Muschelkalks kennzeichnen sich hauptsächlich durch Dolomit, Sulfatminerale und Steinsalz. Mächtige Schichten aus Gips und Anhydrit mit tonigen Einschaltungen entstanden dabei in den Flachmeerbereichen in Festlandnähe (Bloos et al., 1994). Diese werden stellenweise von einem geringer mächtigen dolomitischen Zwischenhorizont unterbrochen. Im Oberen Muschelkalk kam es hingegen zur Sedimentation von ausgedehnten Karbonatplattformen (Friedel, 1988).

Die Formationen des Muschelkalks bilden das anstehende Gestein im Bereich der Neckarschleife bei Hessigheim. Sedimentauflagerungen aus der Zeit der späteren Trias und die im südlich gelegenen Nordschwarzwald anzutreffenden Kalkformationen des Jura wurden in diesem Gebiet großflächig abgetragen (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 1994).

Eine wesentliche landschaftliche Überprägung erfuhr das Gebiet zurzeit des Quartärs. Der Neckar tiefte sich bis auf die Schichtstufen des Muschelkalks ein und erreicht heute im Bereich des Hessigheimer Sattels, in welchem sich die Schichten des Muschelkalks um bis zu 80 m gegenüber den umliegenden Gebieten aufwölben, den Mittleren Muschelkalk. Während den Eiszeiten und im Zuge der Gletscherschmelze transportierte der Neckar beträchtliche Mengen an Schottermaterial, welches in Form von Terrassenschottern abgelagert wurde. Östlich der Schleuse in Hessigheim befinden sich Ablagerungen aus der Riß- und der Würm-Eiszeit als Hoch- und Niederterrassenschotter (Hg und Ng). In den Talauen und entlang des Flusslaufes lagern jüngste Gerölle und Sedimente aus schluffigem Material, wie dem Auelehm (h), mit nach unten zunehmenden Anteilen an Sand und Kies (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 1994).

2.2.2 Regionale Stratigraphie Regional stratigraphy

Die Stratigraphie des Baugrundes im Bereich der Staustufe Hessigheim wurde in den vergangenen Jahrzehnten durch zahlreiche Erkundungsbohrungen aufgeschlossen. Ein geologisches Profil durch den Baugrund der Staustufe ist in Bild 1 (c) und (d) dargestellt.

Aufgrund ihrer hohen Wasserlöslichkeit spielen die sulfathaltigen Schichten der Heilbronn-Formation des Mittleren Muschelkalks eine wichtige Rolle für die geotechnische Beurteilung des Baugrunds. Die Anhydritminerale dieser Tonanhydritschichten wurden nahezu vollständig zu wasserlöslichem Gips umgewandelt. Der Untere Tonanhydrit besteht aus einer dichten Wechsellagerung von Dolomitstein, Tonstein sowie zentimeterstarken Fasergipsbändern. Der Gipsgehalt dieser Schicht unterliegt starken Schwankungen zwischen 65 % und 92 %. Darüber folgt als beigebraune Schicht der dolomitische Tonstein in Form eines Zwischenhorizontes mit geringerem Gipsgehalt von ca. 21 % und einer geringen Mächtigkeit von 1,3 m bis 2,3 m. Dieser zeigt bereits mäßige bis starke Verwitterungserscheinungen (Bergholz und Kauther, 2013).

Der Obere Tonanhydrit mit einer Mächtigkeit von 10 m bis 15 m enthält 87 % bis 99 % Gips und kann infolge der erheblichen Löslichkeit von Gips sehr starke Karsterscheinungen aufweisen. Es wurden bereits Hohlräume mit einer Ausdehnung von mehreren Dezimetern bis Metern erkundet, die in einer Vielzahl von Kernbohrungen durch Kernverlust nachgewiesen werden konnten. Diese sind teilweise mit umgelagerten Neckarkiesen und anderem Versturzmaterial verfüllt. Ein Vergleich von Kernbohrungen aus verschiedenen Jahrzehnten hat gezeigt, dass innerhalb von 30 Jahren erhebliche Lösungsprozesse auftraten, wodurch die Mächtigkeit des noch erhaltenen Oberen Tonanhydrits kleinräumlich sehr stark schwankt. Durch Verstürzen der Hohlräume entstanden an der Erdoberfläche typische Karsterscheinungen wie Erdfälle und Dolinen (Bergholz und Kauther, 2013).

Die Auflösung der Gipsminerale führte zur Ausbildung eines Restsediments, einem Residualton, mit variierender Mächtigkeit von mehreren Metern. Dieser bindige Lösungsrückstand besitzt eine weiche bis steife, teilweise breiige Konsistenz und vermischt sich ab einer Tiefe von etwa 17 m unter Geländeoberkante mit einzelnen Gipsbrocken, Tonsteinen, Hanglehm und Neckarkies zu einer braunen Versturzmasse. Zusammengefasst beträgt die Mächtigkeit dieser sehr heterogenen Schicht aus vorrangig Residualton und Hanglehm durchschnittlich 9 m (Wittke, 1987).

Über diesen Schichten lagern fluviatile Ablagerungen des Neckars aus dem Quartär. Die Neckarkiese bestehen aus einem rolligen Gemenge aus Sand, Kies und Steinen mit schluffig und tonigen Einschaltungen. Im Oberwasser finden sich größere Mächtigkeiten (5 m bis 9 m am westlichen Flussufer und 8 m bis 12 m am östlichen Flussufer) als im Bereich des Unterwassers (2 m bis 3 m). Die größte Mächtigkeit beträgt ca. 20 m in einer Mulde unterhalb des Wehres und der Schleusenanlage. Die oberste und jüngste Schicht im Uferbereich bildet der Auelehm aus tonigem und sandigem Schluff mit eingelagerten Sandlinsen (Wittke, 1987).

2.2.3 Hydrogeologie Hydrogeology

Da die vorherrschenden Strömungsverhältnisse den Baugrund aus gipshaltigen und somit wasserlöslichen Schichten signifikant beeinflussen, sind umfassende hydrogeologische Kenntnisse des Untergrundes im Bereich der Staustufe erforderlich. Neben monatlichen Messungen der Wasserstände in den Grundwassermessstellen und im Neckar wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Grundwasserströmungsmodelle erstellt, um auf dieser Grundlage die bereits erfolgten sowie weitere geplante Sanierungsmaßnahmen hinsichtlich ihrer hydrogeologischen Auswirkungen zu analysieren (Bethge, 2013).

Bild 1 (d) zeigt systematisch die Grundwasserverhältnisse in einem Längsschnitt entlang des Neckars. Unter der Annahme eines Stockwerkaufbaus wird von einer Gliederung in zwei Grundwasserstockwerke ausgegangen. Der obere, quartäre Grundwasserleiter reicht bis in eine Tiefe von 10 m unter der Geländeoberkante und steht in hydraulischer Verbindung zum Neckar. Die im oberen Grundwasserleiter verfilterten Messstellen werden im Folgenden als Flachpegel bezeichnet. Die Grundwasserstände in den Flachpegeln unterscheiden sich bereits in einer geringen Entfernung zum Oberwasser deutlich von den Wasserständen des Neckars, was auf eine Kolmation der Flusssohle hinweist. Im Oberwasser liegen die Grundwasserstände unterhalb des Neckarwasserstands. Der Neckar speist hier den oberen, quartären Grundwasserleiter (influente Fließbedingungen). Im Unterwasser liegen die Grundwasserstände oberhalb des Flusswasserstands. Der Neckar wird vom quartären Grundwasserleiter gespeist (effluente Fließbedingungen). Bei Neckarhochwasser reagiert der quartäre Grundwasserleiter unmittelbar mit einer deutlichen Erhöhung der Grundwasserstände.

Die untere Grenze des oberen Grundwasserleiters bilden der Hanglehm und der Residualton. Diese bindigen Sedimente weisen eine deutlich geringere hydraulische Durchlässigkeit auf als die Neckarkiese, die mit einer Durchlässigkeit von 10⁻² m/s als gut durchlässig gelten (Wittke, 1998).

Die Formation des Oberen Tonanhydrits unterhalb der Residualtonschicht bildet den unteren Grundwasserleiter in einer Tiefe von ca. 17 m bis 30 m unter Geländeunterkante. Mit Hilfe von Wasserdruckversuchen (WD-Test) wurde für den Oberen Tonanhydrit eine durchschnittliche Durchlässigkeit von 10⁻⁵ m/s in ausgelaugten und 10⁻⁶ m/s in nicht von Auslaugungsprozessen betroffenen Bereichen ermittelt (Wittke, 1998). Die in diesem Grundwasserstockwerk verfilterten Messstellen werden im Folgenden als Tiefpegel bezeichnet. Im unteren Grundwasserleiter herrschen gespannte Grundwasserverhältnisse (Grundwasserpotenzial steht oberhalb der gering durchlässigen Deckschicht an). Da in den Tiefpegeln ähnliche Grundwasserstände wie in den Flachpegeln gemessen wurden, ist davon auszugehen, dass zwischen beiden Grundwasserstockwerken im Bereich der Versturzstellen Verbindungen existieren, die hydraulische Kurzschlüsse schaffen. Damit stehen beide Grundwasserstockwerke in hydraulischer Verbindung mit dem Oberflächenwasser.

2.3 Gründung und Sanierungsmaßnahmen Foundation and remediation measures

Die Schleusenhäupter der Anlage sind über Pfähle, die bis in den zum Herstellungszeitpunkt festen, tragfähigen Untergrund (Oberer Tonanhydrit) reichen, tiefgegründet. Für die Baugrube des Oberhaupts wurden kammer-, land- und oberwasserseitig Spundwände gerammt. Die Baugrubenspundwände verblieben nach der Erstellung des Bauwerks im Boden, sodass das Oberhaupt an allen vier Seiten von Spundwänden begrenzt ist (Bergholz und Kauther, 2013).

Die Bauwerkssohlen der 22,6 m breiten Wehranlage und des Kraftwerks am östlichen Ufer sind flach im Bereich der Neckarkiese gegründet (Bild 1 (c) und (d)). Nachdem sich die Sohle der Maschinenhalle des Kraftwerks zu setzen begann, wurde das Kraftwerk einschließlich der Wehranlage mit Spundwänden, die bis in den Oberen Tonanhydrit reichen, umfasst (Franzius, 1990). Um das Kraftwerk wieder auf seine ursprüngliche Höhe anzuheben und weitere Setzungen zu verhindern, wurden Zementinjektionen direkt unterhalb der Gründungsplatte des Kraftwerks eingebracht (WSA Stuttgart, 1983). Im Zuge des Schleusenbaus 1950/51 wurde am östlichen und westlichen Neckarufer ein Entwässerungssystem aus Sicker- und Sammeldolen angelegt. Die Entwässerung dieses Systems erfolgt in den Neckar, unterwasserseitig der Staustufe. Durch diese Maßnahme sollen der Grundwasserstand im Staubereich begrenzt und dadurch in Ufernähe Vernässungen infolge des aufgestauten Grundwassers verhindert werden. Innerhalb der bisherigen Nutzungsdauer von ca. 60 Jahren wurden zahlreiche weitere Sanierungsmaßnahmen zur Stabilisierung des Baugrundes durchgeführt (Bild 1 (b)): Zwischen 1983 und 1984 wurden vom Wasserstraßenund Schifffahrtsamt Stuttgart (WSA) Stuttgart, aufgrund anhaltender Setzungen an der Wehranlage insgesamt 18 Kernbohrungen zur Erkundung des Baugrundzustands niedergebracht. Alle Bohrungen trafen im Oberen Tonanhydrit auf Hohlräume, die teilweise mit Sand oder Kies aus dem darüber anstehenden guartären Sedimenten verfüllt waren. Im Rahmen einer daraufhin eingeleiteten Sofortsanierungsmaßnahme wurden die Hohlräume unterhalb der Gründungssohle der Wehranlage über Bohrungen im Abstand von 10 m verfüllt.

Darüber hinaus wurden von Januar 1986 bis Februar 1987 Zementverpressungen durchgeführt, wodurch ein zusammenhängender Dichtungsschleier oberwasserseitig des linken und mittleren Wehrfeldes hergestellt wurde. Zusätzlich wurden über Bohrungen die tiefliegenden Hohlräume unterhalb des Wehres verfüllt. Der Dichtungsschleier wurde bis in eine Tiefe von ca. 31 m unter der Wehrsohle in den Unteren Tonanhydrit (unterhalb des Zwischendolomits) eingebracht. Der Schleier weist eine Breite von ungefähr 6 m auf. Von Mai 1987 bis Januar 1988 wurde der Dichtungsschleier im Bereich des mittleren und rechten Wehrfeldes hergestellt.

In den Jahren von 1988 bis 1990 folgte die Verfüllung der Hohlräume unterhalb der Kammersohlen und -häupter. Von 1990 bis 1992 schlossen sich eine Kontaktverpressung und die Verfüllung der tiefliegenden Hohlräume unter den Leitmauern und unter den Schleusenkammern an. Der Dichtungsschleier wurde unterhalb der Schleusenunterhäupter und am westlichen Neckarufer fortgeführt. Die Sanierung des Untergrundes unter dem Krafthaus sowie die Herstellung des Zementdichtungsschleiers im Oberwasser des Krafthauses erfolgten von 1993 bis 1994.

Ab 1992 wurden am westlichen Neckarufer nach dem Auffinden einer Doline mit einem Durchmesser von 3 m mehrere Erkundungsbohrungen abgeteuft, um herauszufinden, ob eine Verlängerung des Dichtungsschleiers nach Westen hin nötig sei. In einigen Bohrungen wurde hier eine bis zu ca. 4 m mächtige Verkarstungszone

angetroffen. Daraufhin wurde der Dichtungsschleier am westlichen Neckarufer in den Jahren 1995 bis 1998 bis etwa 80 m über das westliche Ufer hinaus verlängert.

3 Untersuchungsmethoden Methods

3.1 Geohydraulische Beobachtungen Geohydraulic observations

Vorbereitend für die nachfolgenden Untersuchungen wurden die Grundwasserstände in den vorhandenen Messstellen bestimmt (Stichtagsmessungen). Durch den Vergleich der in den Flach- und Tiefpegeln gemessenen Wasserstände konnte oberwasserseitig der Staustufe ein Bereich abgegrenzt werden, in dem die Grundwasserdruckfläche des unteren Grundwasserleiters über dem Grundwasserspiegel des oberen Aquifers liegt. Es ist wahrscheinlich, dass in diesem Bereich bei einem hydraulischen Kurzschluss zwischen den beiden Grundwasserstockwerken eine vertikal aufsteigende Grundwasserströmung entsteht. In einigen Bereichen oberwasserseitig der Staustufe konnte, bedingt durch die stauende Wirkung des Dichtungsschleiers in den Tiefpegeln, ein bis zu 0,66 m höherer Grundwasserstand als in naheliegenden Flachpegeln ermittelt werden (Bild 3).

Als möglicher Grund für das geringere Potenzial in den Flachpegeln ist das Entwässerungssystem aufzuführen. Durch dessen Dränagewirkung wird die Grundwasserspiegellage in einigen Bereichen des quartären Aquifers spürbar abgesenkt. Eine weitere Erklärung für den Potenzialunterschied könnte eine Leckage des Dichtungsschleiers im Bereich der Neckarkiese darstellen. Die strömungswirksamen Hohlräume im Mittleren Muschelkalk sind durch Zementinjektionen deutlich besser verfüllbar als der Porenraum der Sande und Kiese im quartären Grundwasserleiter. Der quartäre Grundwasserleiter kann über Fehlstellen im Dichtungsschleier in Richtung Unterwasser entwässern, während die Grundwasserströmung im unteren Felsaquifer im Dichtungsschleier einen effektiven Strömungswiderstand vorfindet. Infolge des vertikalen Potenzialunterschieds zwischen den Grundwasserleitern strömt im Oberwasser das Wasser vom unteren Grundwasserleiter in den oberen Grundwasserleiter und im Unterwasser, unterstro-



In Gipskarstgebieten kann der Sulfatgehalt des Grundwassers Aufschluss über die Strömungsbedingungen im Untergrund geben. Je nach Zusammenspiel der drei Einflussfaktoren verkarstungsfähiges (gipshaltiges) Gestein, gering mineralisierte Zuflüsse und hydraulischer Gradient entstehen variierende Sulfatgehalte im Grundwasser. Grundwasser mit hohem Sulfatgehalt kann als Hinweis auf geringen Zufluss und geringe Fließgeschwindigkeiten interpretiert werden. Durch geringe Fließgeschwindigkeiten werden lange Kontaktzeiten zwischen Grundwasser und Sulfatgestein erreicht, wobei sich die Konzentration an gelöstem Sulfat im Extremfall bis zur Vollsättigung erhöhen kann. Da die gelösten Sulfationen bei geringen hydraulischen Gra-



oberen Grundwasserleiter gerichtet ist Figure 3: Area upstream of the grout curtain where the hydraulic gradient is directed from the lower aquifer to the upper aquifer

mig des Dichtungsschleiers, vom oberen Grundwasserleiter in den unteren.

3.2 Hydrochemische Untersuchungen Hydrochemical investigations

Sulfatkonzentration im Grundwasser Sulfate concentration in the groundwater

dienten nur langsam abtransportiert werden, kann sich mit der Zeit ein Gleichgewicht zwischen der Lösung und dem Sulfatgestein einstellen, sodass ein weiterer Lösungsprozess verlangsamt wird. Bereiche mit steilen hydraulischen Gradienten, in denen ein großer Frischwasserzufluss erfolgt, zeigen größtenteils geringere gelöste Sulfatkonzentrationen. Hier kann aber von einem verstärkten Auslaugungsprozess ausgegangen werden. Dieser Auslaugungsprozess kann im Extremfall so weit fortschreiten, bis nahezu kein lösungsfähiges Sulfatgestein mehr vorhanden ist.

Zur Gewinnung der für die Analytik herangezogenen Grundwasserproben wurden qualifizierte Probenahmen nach dem Leitfaden Grundwasserprobenahme (LUBW, 2013) an den meisten der vorhandenen Grundwassermessstellen durchgeführt. An einigen Messstellen konnte, bedingt durch einen sehr geringen Grundwasserzustrom, keine qualifizierte Pumpprobenahme durchgeführt werden. An diesen Messstellen wurden tiefenorientierte Schöpfproben aus dem Bereich der Filterstrecke entnommen. Durch Ionenchromatographie wurde die Konzentration von gelöstem Sulfat in den Grundwasserproben analytisch bestimmt.

Bild 4 zeigt die Verteilung der Sulfatkonzentration im Grundwasser der quartären Sedimente (oberer Grundwasserleiter) und im Grundwasser des Mittleren Muschelkalks (unterer Grundwasserleiter) im Nahbereich der Staustufe, jeweils für die Jahre 1987 und 2013. Im Vergleich zur durchschnittlichen Sulfatkonzentration von natürlichen Grundwässern von 10 mg/l bis 100 mg/l (Grenzwert der Trinkwasserverordnung bei 250 mg/l) sind die ermittelten Sulfatkonzentrationen im Grundwasser aus dem Mittleren Muschelkalk im Bereich um die Staustufe Hessigheim (400 mg/l bis 1.600 mg/l) deutlich erhöht (Bild 4 (d) für das Jahr 2013). Diese Erhöhung resultiert durch den voranschreitenden Auslaugungsprozess der anstehenden gipshaltigen Schichten des Tonanhydrits. Ausgehend von einer mittleren Sulfatkonzentration von 1.000 mg/l im Grundwasser des Mittleren Muschelkalks im Gebiet der Staustufe weist das Grundwasser am westlichen Ufer erhöhte und das am östlichen Ufer geringere Werte auf. Die geringeren Werte am östlichen Ufer können als Hinweis auf einen stärkeren Frischwasserzufluss oder eine geringere Verfügbarkeit von lösungsfähigem Material im Untergrund interpretiert werden. Die bisher abgeteuften Erkundungsbohrungen zeigen, dass der Obere Tonanhydrit im Bereich der Messstellen am östlichen Ufer nur noch in sehr geringer Mächtigkeit vorliegt. Der Großteil des Oberen Tonanhydrits wurde hier bereits gelöst und die entstandenen Hohlräume wurden mit Residualton verfüllt, sodass kaum noch lösungsfähiges Material vorhanden ist. Nur an den Messstellen P4 und P5 wurde der Obere Tonanhydrit durch Aufschlussbohrungen in größerer Mächtigkeit angetroffen. Aus dem Grundwassergleichenplan (Bild 5) geht hervor, dass das System Zuflüsse aus dem nordöstlichen Hangbereich erhält. Dies kann ebenfalls zu einer Reduzierung der Sulfatkonzentration am östlichen Ufer führen.

Die hohen Konzentrationen von gelöstem Sulfat, die im Grundwasser des westlichen Ufers bestimmt wurden, deuten hier auf eine geringere Grundwasserströmungsgeschwindigkeit hin. Dies ist auf die Wirksamkeit des im Untergrund eingebrachten Dichtungsschleiers und die daraus resultierende stauende Wirkung zurückzuführen. Aufgrund des verringerten hydraulischen Gradienten kommt es zu einer langsameren Durchströmung des Untergrunds, wodurch sich Sulfat im Grundwasser anreichern kann. Die größere Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrits im Vergleich zum östlichen Ufer zeigt zudem eine höhere Verfügbarkeit von lösungsfähigem Material.

Die interpolierte Verteilung der Sulfatkonzentration im oberen Aquifer ist in Bild 4 (b) (für das Jahr 2013) dargestellt. Durchschnittlich wurden geringere Werte als im unteren Grundwasserstockwerk ermittelt. Auch hier sind deutliche Unterschiede zwischen dem westlichen und dem östlichen Neckarufer erkennbar. Durch die stauende Wirkung des Dichtungsschleiers, welche zur Umkehrung des vertikalen hydraulischen Gradienten im Staubereich führt (vgl. Bild 3), kann Grundwasser aus dem Oberen Tonanhydrit in die Neckarkiese aufsteigen, wodurch sich die Sulfatkonzentrationen am westlichen Neckarufer auf 1.000 mg/l bis 1.400 mg/l erhöhen. Am östlichen Ufer liegen die Werte der Sulfatkonzentration nur zwischen 70 mg/l und 300 mg/l. In den Messstellen P7a (73,16 mg/l) und P11a (91,99 mg/l) liegt der Sulfatgehalt sogar unter dem des Neckars während dieser Messkampagne (ca. 122 mg/l). Dies weist darauf hin, dass der obere Grundwasserleiter durch regionale Zuflüsse anderer Herkunft, beispielsweise Niederschlag oder Hangzuflüssen, gespeist wird, die den Sulfatgehalt des Grundwassers gegenüber dem des Neckarwassers verringern.



Bild 4: Räumliche Verteilung von gelöstem Sulfat im oberen (a + b) und unteren (c + d) Grundwasserleiter, jeweils in den Jahren 1987 und 2013 (Straßer et al., 2016; verändert)
 Figure 4: Spatial distribution of dissolved sulfate in the upper (a + b) and lower (c + d) aquifers in 1987 and 2013 respectively



Das WSA Stuttgart ließ bereits im Jahr 1987 den Sulfatgehalt von Grundwasserproben bestimmen. Die Ergebnisse sind in Bild 4 (c) für den unteren Grundwasserleiter (Mittlerer Muschelkalk) und in Bild 4 (a) für den oberen Grundwasserleiter (Neckarkies) dargestellt. Durchschnittlich zeigen beide Abbildungen geringere Sulfatkonzentrationen als im Jahr 2013. Die höchste Konzentration wird im Mittleren Muschelkalk im Unterwasser am westlichen Ufer an Messstelle P17 mit 1.337 mg/l erreicht. Die Konzentrationszunahme von Norden nach Süden zeigt, dass sich das Grundwasser während der Um- und Unterströmung mit Sulfat anreichert. Die Konzentrationsunterschiede zwischen dem östlichen und dem westlichen Ufer sind wesentlich geringer als im Jahr 2013. Die Verteilung des Sulfatgehaltes im Grundwasser des Mittleren Muschelkalks unterscheidet sich vor allem im westlichen Bereich von der heutigen Verteilung. Bei der Messung im Jahr 1987 konnte das Grundwasser die Staustufe unterströmen und am westlichen und östlichen Ufer umströmen, da der Dichtungsschleier am westlichen Ufer noch nicht existierte. Nur der Untergrund des östlichen Wehrfelds einschließlich



Bild 5: Grundwassergleichenplan basierend auf einer konzeptionellen vertikal-ebenen Grundwasserströmungsmodellierung und auf Ergebnissen hydraulischer Versuche (Straßer et al., 2016; verändert)

Figure 5: Groundwater contour map based on a conceptual vertical-plane groundwater flow model and on the results obtained by hydraulic test (Straßer et al., 2016; modified) des Kraftwerks war bis in den Dolomithorizont verpresst.

Die unterschiedliche Verteilung der Sulfatgehalte zu beiden Zeitpunkten zeigt, dass der Dichtungsschleier am westlichen Ufer eine stauende Wirkung aufweist. Die erhöhten Sulfatkonzentrationen von 2013 sind ein Hinweis darauf, dass sich die Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des Mittleren Muschelkalks am westlichen Ufer verringert haben. Am östlichen Ufer wurden 2013 im Oberwasser geringere Konzentrationen als 1987 gemessen. Dies zeigt, dass der Auslaugungsprozess bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten fortschreitet oder die löslichen Vorkommen des Oberen Tonanhydrits im Bereich des Kraftwerks bereits weitgehend ausgelaugt sind.

3.2.2 Sulfatkonzentration im Neckar Sulfate concentration in the river Neckar

Zur Quantifizierung der Interaktion zwischen Neckar und dem Grundwasser wurde am 16. April 2014 eine weitere Messreihe zur Bestimmung der Sulfatkonzentration im Flusswasser des Neckars durchgeführt. Die Probenahme erfolgte nach einer Trockenperiode von mehreren Wochen mit vereinzelten kurzen Schauern, die zu keinem signifikanten Anstieg des Abflusses geführt haben. Im Abstand von etwa 100 Metern wurden beidseitig Schöpfproben aus dem Unterwasser der Staustufe Hessigheim sowie zusätzlich vier Proben aus dem Oberwasser entnommen.

Durch lonenchromatographie wurde die Sulfatkonzentration der Einzelproben bestimmt. Durch die gleichzeitige Beprobung von Grund- und Oberflächenwasser kann eine etwaige Umströmung der Staustufe, welche zu Infiltration von sulfatarmem Neckarwasser im Oberwasserbereich und Exfiltration von mit Sulfat angereichertem Grundwasser in den Neckar im Unterwasser führt, nachgewiesen werden.

Die Sulfatkonzentrationen, die in den Proben im Oberwasser der Staustufe Hessigheim bestimmt wurden, zeigen nur geringe Schwankungen um den Medianwert von 156,7 mg/l. Es kann daher von einer nahezu konstanten Sulfatkonzentration im Oberwasser ausgegangen werden. Im Gegensatz zum Oberwasser zeigt der Unterwasserbereich Variationen in den Sulfatkonzentrationen der Flusswasserproben. Die höchste Konzentration wurde am westlichen Ufer direkt hinter der Staustufe und den Schleusenkammern gemessen. Die Ursache hierfür liegt höchstwahrscheinlich in der Exfiltration von Grundwasser mit wesentlich höherer Sulfatkonzentration. Außerdem erfolgt hier im Gegensatz zum östlichen Ufer nur bei Schleusungsvorgängen ein nennenswerter Oberflächenabfluss. Dadurch kann am westlichen Ufer von einer schlechteren Durchmischung ausgegangen werden als am östlichen Ufer, wo ein kontinuierlicher Neckarabfluss über das Kraftwerk erfolgt. Dies führt am westlichen Ufer zu einer Erhöhung der Sulfatkonzentration um ungefähr 10 mg/l. Am östlichen Ufer wurden dagegen sogar teilweise geringere Konzentrationen als im Oberwasser gemessen, was nur mit Zuflüsse an sulfatarmen Sickerwässern aus den östlichen Hangbereichen erklärt werden kann.

Die Ergebnisse dieser Messkampagne zeigen, dass im Unterwasser der Staustufe Hessigheim am westlichen Ufer sulfathaltiges Grundwasser in den Neckar exfiltriert, wodurch es zu einer lokalen Erhöhung der gelösten Sulfatkonzentration im Neckarwasser kommt. Eine Umströmung an der Ostseite ließ sich mit diesen Messungen jedoch nicht nachweisen, da die Sulfatwerte im Grundwasser dort im Mittel nur leicht gegenüber denen im Neckar selbst erhöht sind und zusätzlich mit niedrig mineralisierten Hangzuflüssen gerechnet werden muss. Durchschnittlich wurde im Unterwasser der Staustufe eine Sulfatkonzentration von 158,2 mg/l gemessen.

3.2.3 Bilanzrechnung Mass balance study

Für eine präzise Quantifizierung der Umströmung über Mischungsbilanzierungen sind die im Uferbereich unmittelbar unterwasserseitig der Staustufe genommenen Proben nicht repräsentativ, da hier nicht von einer vollständigen Durchmischung ausgegangen werden kann. Die weiter entfernt liegenden Proben, wo eine vollständige Durchmischung angenommen werden kann, weisen zum Teil gegenüber dem Oberwasser sogar geringere Sulfatkonzentrationen auf, was auf Zuflüsse niedrig mineralisierter Wässer, z. B. Hangzuflüsse im Prallhangbereich oder Abwässer der am westlichen Ufer südlich der Staustufe gelegenen Kläranlage, hindeutet. Dennoch wurde mit den mittleren Sulfatkonzentrationen in Grund- und Oberflächenwasser eine einfache Bilanzierung zur überschlägigen Abschätzung des Grundwasserzustroms im Nahbereich der Staustufe durchgeführt. Hierbei gehen die Sulfatkonzentrationen und die Abflussraten für Grund- und Oberflächenwasser ein.

Für die Bilanzierung werden die Abflussrate des Neckars an diesem Tag (68 m³/s) und ein mittlerer Wert für die Sulfatkonzentration im Grundwasser von 750 g/l verwendet. Dieser ergibt sich aus dem Mittelwert von 1.020 mg/l für das westliche Ufer und 480 mg/l für das östliche Ufer. Zusätzlich fließen die mittleren Sulfatkonzentrationen im Oberwasser (156,7 mg/l) und im Unterwasser (158,2 mg/l) der Staustufe in die Berechnung ein. Außerdem wurde angenommen, dass sich der Unterwasserabfluss aus der Summe des Oberwasserzuflusses und des Grundwasserzuflusses ergibt.

$$Q_{\scriptscriptstyle UW} \cdot c_{\scriptscriptstyle UW} = Q_{\scriptscriptstyle OW} \cdot c_{\scriptscriptstyle OW} + Q_{\scriptscriptstyle GW} \cdot c_{\scriptscriptstyle GW}$$

$$Q_{GW} = Q_{UW} \cdot \frac{c_{UW} - c_{OW}}{c_{GW} - c_{OW}}$$

Q_{GW}	Grundwasserzustrom [m³/s]
Q_{UW}	Abflussrate im Unterwasser [m ³ /s]
Q_{ow}	Abflussrate im Oberwasser $[m^3/s] = Q_{UW} - Q_{GW}$
C_{GW}	Sulfatkonzentration im Grundwasser [mg/l]
c_{UW}	Sulfatkonzentration im Unterwasser [mg/l]
C_{GW}	Sulfatkonzentration im Grundwasser [mg/l]

Die Bilanzierung ergibt einen Grundwasserzustrom von 0,13 m³/s, etwa 0,2 % des Gesamtabflusses. Diese Betrachtungen beruhen auf der Annahme, dass die erhöhten Sulfatkonzentrationen auf Grundwasserzuflüsse aus dem unteren Grundwasserleiter zurückzuführen sind. Aufgrund der o. g. vereinfachten Annahmen stellt der ermittelte Grundwasserzustrom aus dem unteren Grundwasserleiter nur eine grobe Abschätzung dar. Grundwasserflüsse, die den Staubereich über die Neckarkiese umströmen, können aus den Messergebnissen nicht verlässlich bestimmt werden.

3.3 Markierungsversuch Tracer test

lucer les

3.3.1 Eingabe der Markierungsstoffe *Tracer injection*

Der von der BAW in Zusammenarbeit mit dem KIT durchgeführte Markierungsversuch im Grund- und Oberflächenwasser begann mit der Eingabe der Markierungsstoffe am 11. September 2013.

Die Eingabe von jeweils 1 kg des Fluoreszenzfarbstoffs Amidorhodamin G in den unteren Grundwasserleiter erfolgte über zwei, direkt am östlichen und am westlichen Ufer gelegenen Grundwassermessstellen im Oberwasserbereich der Staustufe. Der gelöste Markierungsstoff und das erforderliche Nachspülvolumen an Klarwasser wurden mit einer Pumpe direkt in den Bereich der Filterstrecke der jeweiligen Messstelle eingebracht. Die Auswahl der Eingabemessstellen erfolgte aufgrund deren symmetrischer Anordnung mit entsprechender Entfernung zur Staustufe (Bild 6 (a)). Durch Voruntersuchungen wurde außerdem die Qualität der hydraulischen Anbindung der Messstellen an den Grundwasserleiter sichergestellt (Blechschmidt, 2013).

Um die Strömungswege vom Fluss zum Grundwasser zu erkunden, erfolgte die Eingabe von 5 kg des Markierungsstoffs Uranin in den Neckar von einem Boot. Über einen Querschnitt am Scheitelpunkt des Mäanders zwischen Hessigheim und Mundelsheim bei Neckarkilometer 144,1 (Bild 6 (a)) wurde an fünf Punkten jeweils 1 kg des Markierungsstoffs verteilt über die gesamte Wassertiefe eingegeben. Da zum Zeitpunkt der Eingabe ein relativ hoher Abfluss verbunden mit einer hohen Trübung herrschte, konnte bereits innerhalb weniger Stunden keine Grünfärbung des Neckarwassers mehr wahrgenommen werden.



Bild 6: Lage der Eingabestellen der Markierungsstoffe (a) und der Beobachtungspunkte (b) im Bereich der Staustufe Hessigheim

Figure 6: Positions of the tracer-injection sites (a) and the observation sites (b) in the vicinity of the weir lock Hessigheim

Bei beiden Markierungsstoffen handelt es sich um human- und ökotoxikologisch unbedenkliche Fluoreszenzfarbstoffe, die über Fluorimetrie im Labor quantitativ nachgewiesen werden können (Behrens et al., 2001). Sie eignen sich aufgrund ihrer guten Wasserlöslichkeit, ihrer geringen Wechselwirkung mit anderen Stoffen und ihrer geringen Nachweisgrenze als Markierungsstoffe im Grund- und Oberflächenwasser. Die Nachweisgrenze von Uranin liegt dabei je nach Versuchsbedingungen bei 0,002 µg/l und von Amidorhodamin G bei 0,007 µg/l (LFU Bayern, 2002).

3.3.2 Monitoring *Monitoring*

Unmittelbar nach Eingabe der Markierungsstoffe wurde ein umfangreiches Monitoringprogramm gestartet. An insgesamt 46 verschiedenen Stellen wurden regelmäßig in hoher zeitlicher Auflösung Grund- und Oberflächenwasserproben entnommen. Die Probenahmemethode wurde entsprechend der Anforderungen an die jeweiligen Messungen angepasst. Die Lage der Messstellen und die Art der Beprobung sind in Bild 6 (b) dargestellt. Vor der Eingabe des Markierungsstoffs wurden an allen Probenahmestellen Blindproben entnommen, um eine eventuell vorhandene Anfangskonzentration der Markierungsstoffe auszuschließen. An den ersten sechs Tagen wurden in 16 Grundwassermessstellen tiefenorientierte Schöpfproben, in sechs Grundwasserstellen Pumpproben und an drei Stellen Schöpfproben aus dem Flusswasser des Neckars in einem Zeitintervall von jeweils drei Stunden entnommen. Danach wurde das Probenentnahmeintervall zunächst auf vier Stunden und später schrittweise auf sechs bzw. 12 Stunden bis zum 23. September 2013 verlängert. Bis zum 3. Oktober 2013 wurde zweimal wöchentlich eine Probenahme an allen Messpunkten durchgeführt, nachfolgend bis zum 17. Oktober 2013 im wöchentlichen Rhythmus. Anschließend wurde das Probenahmeintervall schrittweise verlängert, wobei an einigen Messpunkten die Probenahmen bis zu zwei Jahre fortgeführt wurden. Über den gesamten Zeitraum wurden so etwa 3.500 Einzelproben aus dem Grund- und Oberflächenwasser entnommen.

An jeder Probenahmestelle wurde während des gesamten Monitoringprogramms ein individuelles Equipment verwendet. Hierdurch konnte sichergestellt werden, dass keine Querkontamination mit anderen Messstellen entstand. Bei der tiefenorientierten Schöpfprobenahme wurde je nach Länge der Filterstrecke der Messstelle eine Mischprobe aus mehreren Tiefen im Bereich der Filterstrecke entnommen. Somit ist selbst bei möglicherweise stark zoniertem Stoffdurchgang der Nachweis eines Markierungsstoffes in der Wasserprobe möglich.

Für Pumpprobenahmen wurden sechs Pumpen mit einer Leistung von 0,5 m³/h bis 5 m³/h eingesetzt. Die Pumpen wurden während des Monitoringprogramms dauerhaft mittig in der jeweiligen Filterstrecke positioniert. Diese Maßnahme war erforderlich, um eine zeitlich engmaschige Probenahme zu gewährleisten, da die Durchführung von qualifizierten Probenahmen mittels mobiler Pumpen aufgrund der örtlichen Gegebenheiten nicht durchführbar war. Vor den Probenahmen wurde dennoch zunächst einige Minuten lang das Standwasser aus der Messstelle und dem Schlauch in einen Sammelcontainer gepumpt, um zuströmendes Grundwasser direkt aus der Filterstrecke zu entnehmen. Der Container wurde in ausreichender Entfernung zum Versuchsort geleert, um eine mögliche Kontamination des Untergrundes zu vermeiden.

An den Probeentnahmestellen UW1 und UW2 wurden Proben aus dem Neckar entnommen. Ausgehend von der Mittelmole im Unterwasser wurde jeweils eine Probe mit Flusswasser von der westlichen und östlichen Molenseite entnommen. Bei UW3 wurde das östliche Uferentwässerungssystem (Drainage) beprobt.

In weiteren 16 Grundwassermessstellen wurden Aktivkohlesäckchen in die Mitte der Filterstrecke eingehängt. Diese wurden in wöchentlichen, zu Beginn des Versuchs teilweise in täglichen Intervallen, gewechselt. Die Aktivkohle adsorbiert dabei den Markierungsstoff kumulativ über den gesamten Zeitraum. Durch geeignete Elutionsmittel wird dieser im Labor später wieder abgelöst. Die Konzentration im entstandenen Eluat kann anschließend fluorimetrisch bestimmt werden und gibt semiquantitativ Aufschluss über die im jeweiligen Zeitraum adsorbierte Menge des Markierungsstoffes.

In einer weiteren Messstelle wurden Simultanmessungen mit einem Bohrlochfluorimeter durchgeführt. Dieses ermöglicht die in-situ-Messung der Konzentrationen von Markierungsstoffen im Bohrloch. Während des Versuchs war das Bohrlochfluorimeter 10 Tage in Messstellen P10 in Betrieb. Nach diesem Zeitraum wurde das Bohrlochfluorimeter zur Messung von Tiefenprofilen in den Eingabemessstellen verwendet. Hierdurch war eine Bestimmung des Abstromverhaltens des Markierungsstoffs Amidorhodamin G möglich.

3.3.3 Stoffausbreitung im Grundwasser Mass transport in groundwater

Die quantitative Beschreibung der Stoffausbreitung in einem porösen Medium erfolgt durch eine eindimensionale Transportgleichung, die sich aus der Massenbilanz über ein Kontrollvolumen herleiten lässt. Hierbei wird die Änderung der Stoffmasse im Kontrollvolumen über den Nettoeintrag durch Advektion sowie durch Diffusion und Dispersion berücksichtigt:

$$\frac{dc}{dt} = D_l \frac{d^2 c}{dx^2} - v_m \frac{dc}{dx}$$

- D_1 longitudinaler Dispersionskoeffizient [m²/s]
- *v_m* mittlere Fließgeschwindigkeit, auch Abstandsgeschwindigkeit [m/s]
- c Konzentration [g/l]

Ausgehend von einer impulsartigen Eingabe (Maximalkonzentration c_{max}) an einem beliebigen Ort x sowie entsprechender Randbedingungen wird die Stoffverteilung zum Zeitpunkt t beschrieben durch (Käss, 2004):

$$c(x,t) = c_{\max,t} \cdot e^{\frac{(x-v_m \cdot t)^2}{-4 \cdot D_l \cdot t}}$$

In Feldversuchen sind die Modellparameter mittlere Geschwindigkeit und Dispersion in der Regel unbekannt und werden anhand gemessener Konzentrationsganglinien invers bestimmt. Hierbei erfolgt die Parameterbestimmung innerhalb vorgegebener Grenzen mit dem Ziel, eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen gemessener und berechneter Konzentrationszeitreihe.

Die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m , die aus der modellierten Durchgangskurve bestimmt wird, beschreibt die durchschnittliche Transportgeschwindigkeit eines Wasserteilchens. Die mittlere hydraulische Durchlässigkeit k_f entlang des Fließwegs ergibt sich aus der mittlere Fließgeschwindigkeit v_m unter Verwendung der Darcy-Gleichung (Annahme laminarer Strömungsverhältnisse):

$$v_f = v_m \cdot n = k_f \cdot i$$

$$k_f = \frac{v_m \cdot n}{i}$$

v_f Filtergeschwindigkeit [m/s]

- v_m mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
- k_f hydraulische Durchlässigkeit [m/s]
- *n* Hohlraumanteil (Porosität) [-]
- *i* hydraulischer Gradient [-]

Bei hydraulischen Durchlässigkeiten, die durch Markierungsversuche ermittelt wurden, ist zu beachten, dass diese gemittelte Werte für bestimmte Wegstecken und bevorzugte Fließwege darstellen. Die Annahme laminarer Fließbedingungen in einem homogenen, porösen Medium mit konstanter Porosität ist jedoch in Karstgrundwasserleitern zumeist nur sehr eingeschränkt erfüllt.

Ein weiterer Parameter zur Beschreibung des Transports im Grundwasserleiter ist der Dispersionskoeffizient. Würde der Stofftransport in Fließrichtung ausschließlich advektiv verlaufen, hätte die räumliche Konzentrationsverteilung nach der Zeit t die gleiche Form wie bei der Eingabe. Wenn hydrodynamische Dispersion (und molekulare Diffusion, wenn auch in einem deutlich geringeren Maß) den Stofftransport beeinflussen, werden die Konzentrationsverteilungen (bzw. die Konzentrationsverläufe) deutlich gedämpft. Die Dispersion, ein Maß für die Heterogenität der Fließwege und deren Vernetzung im Untergrund, führt zu einer Abflachung der Durchgangskurve sowie zu ausgeprägtem "Tailing". Dies ist begründet durch unterschiedliche Fließwege der mit dem Grundwasserfluss transportierten Stoffpartikel und die dadurch bedingten unterschiedlichen Transportdauern zwischen Eingabe- und Messstelle.

Nach Käss (1992) hängt der Betrag des Dispersionskoeffizienten linear von der der Fließgeschwindigkeit ab:

$$D_l = \alpha_l \cdot v_m$$

 α_l longitudinale Dispersivität, auch Dispersionslänge [m]

Der als longitudinale Dispersivität oder Dispersionslänge α_l bezeichnete Proportionalitätsfaktor beschreibt die Inhomogenität des durchströmten Grundwasserleiters als charakteristische Größe des Porenraums im Untergrund. Fließwege entlang von großen offenen Poren, Fließrinnen und Klüften werden bevorzugt und mit größerer Fließgeschwindigkeit zurückgelegt als Fließwege in engen Poren. Da mit größerer Fließstrecke die Grundwasserströmung zunehmend von der Heterogenität des Untergrunds geprägt wird, zeigt die Dispersivität auch eine Korrelation mit der Entfernung zur Eingabestelle bzw. mit der Verweildauer im Untergrund. Für Kluft- und Karstgrundwasserleiter liegen die Werte für die Dispersivität zwischen 10 m und 1.000 m und für Porengrundwasserleiter aus Sand und Kies je nach Länge der Fließstrecke/Verweildauer zwischen 0,1 m und 100 m (Käss, 1992).

Das zur Auswertung verwendete Programm CXTFit berücksichtigt Advektions-und Dispersionsprozesse beim Stofftransport (ADM-Modell) und verfügt darüber hinaus über einen Ansatz, durch welchen mobile und immobile Regionen berücksichtigt werden können. Dieser Modellansatz wird als 2-region-non-equilibrium-model (2RNE-Modell) bezeichnet. Dabei werden für die Berechnung der Durchgangskurve zusätzlich zur mittleren Geschwindigkeit und dem Dispersionskoeffizienten zwei weitere Parameter: β und ω verwendet. Der Verteilungskoeffizient β beschreibt den Anteil der mobilen Phasen am Gesamtfluss. Er kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen, wobei 1 für ausschließlich mobilen Lösungstransport steht. Der Austauschkoeffizient ω (ω < 1) gibt an, wie stark der Austausch zwischen mobiler und immobiler Phase stattfindet. Mit diesen Modellen können vor allem Durchgangskurven mit Tailing, das heißt einer zeitlich verzögerten Abnahme der Tracerkonzentration, deutlich besser angepasst werden (Goldscheider, 2008).

3.3.4 Durchgangskurven und Transportparameter Breakthrough curves and transport parameters

In den Tiefpegeln P10, P22, P35 und P40, deren Filterstrecke sich in den Schichten des Mittleren Muschelkalks befindet, sowie im Flachpegel P18a konnte der Markierungsstoff Amidorhodamin G nachgewiesen werden. Diese Messstellen besitzen demnach eine hydraulische Verbindung zu einer der Eingabemessstellen. Für die Messstellen P10 und P40 stehen ausreichend Messwerte für die Bestimmung der Transportparameter zur Verfügung. An Messstelle P18a konnte der Durchgang des Markierungsstoffs nicht vollständig nachgewiesen werden. Dennoch wird eine Berechnung aufgrund der bislang vorliegenden Messwerte durchgeführt. An der Messstelle P35 konnte nur in einigen Proben Amidorhodamin G nachgewiesen werden, wodurch eine Parameterbestimmung nicht sinnvoll erschien.

Messstelle P40 liegt in einer Entfernung von 89 m zur Eingabestelle P20 am westlichen Neckarufer. Die Messwerte zeigen eine starke Streuung im Bereich des Peaks sowie des Tailings (Bild 7), die möglicherweise auf geringfügige Unterschiede bei der Durchführung der Probenahme zurückzuführen ist.

Der Ersteinsatz des Markierungsstoffs wurde nach 2 Tagen und 16 Stunden gemessen und die Peakkonzentration von 0,38 μ g/l nach 6 Tagen und 22 Stunden erreicht. Mit der Entfernung zur Eingabestelle von 89 m ergibt dies eine maximale Fließgeschwindigkeit von 1,38 m/h und eine Peakgeschwindigkeit (dominierende Fließgeschwindigkeit) von 0,54 m/h. Die Konzentration nimmt im Bereich des Tailings bis zu einem geringen Wert von 0,05 μ g/l ab. Mit den im Diagramm dargestell-





ten Messwerten wurde eine Parameterbestimmung durchgeführt. Die angepassten Kurven der beiden Modelle ADM und 2RNE zeigen gute Übereinstimmungen mit dem Verlauf der Messwerte. Das Bestimmtheitsmaß beträgt 0,88 für das 2RNE-Modell und 0,85 für das ADM-Modell.

Die Modellierung der Durchgangskurve ergibt bei Verwendung des 2RNE-Modells eine mittlere Fließgeschwindigkeit von 0,03 m/h und einen Dispersionskoeffizienten von 0,52 m²/h. Bei Verwendung des ADM-Modells ergibt sich dagegen eine mittlere Fließgeschwindigkeit von 0,33 m/h und ein Dispersionskoeffizient von 4,82 m²/h. Die mit den beiden Modellen ermittelten Fließgeschwindigkeiten und Dispersionskoeffizienten unterscheiden sich in der Größenordnung von einer Zehnerpotenz. Die mit den beiden Modellansätzen ermittelte Dispersivität liegt mit 17,63 m (2RNE) und 14,52 m (ADM) jedoch wieder im selben Größenbereich.

Mit dem 2RNE-Modell wurden die Werte für den Anteil der mobilen Phase am Gesamtfluss β und für den Austauschkoeffizienten ω ermittelt. Der Anteil der mobilen Phase wurde zu 0,12 und der Austauschkoeffizient zwischen mobiler und immobiler Phase zu 0,03 berechnet. Diese Werte zeigen, dass die mobile Phase nur einen geringen Teil am Gesamtfluss ausmacht und nur ein sehr geringer Austausch stattfindet.

Für den Fall, dass zwischen Eingabepunkt und Probenahmestelle keine gute hydraulische Verbindung besteht, wird der Stofftransport nur zu einem geringen Teil durch die mobile Phase bestimmt. Große Teile des Markierungsstoffs gelangen in die weniger durchlässigen Bereiche oder verweilen in Porenräumen oder Karsthohlräumen in einem Zustand geringer Bewegung. Der Verlauf der Durchgangskurve wird demnach nicht nur von der Dispersivität und der mittleren Fließgeschwindigkeit beeinflusst. Die Werte dieser Größen fallen daher wesentlich geringer aus als bei der Verwendung des ADM-Modells. Das 2RNE-Modell liefert mit den zwei zusätzlichen Variablen β und ω für die erwarteten Untergrundverhältnisse im Bereich der Schleuse eine plausiblere Wiedergabe der Strömungsverhältnisse, was sich auch in der besseren Abbildung des Tailings und damit auch dem etwas höheren Bestimmtheitsmaß zeigt. Dennoch muss erwähnt werden, dass sich die Auswertung mit dem 2RNE-Modell nur auf relativ wenige und stark streuende Messwerte im Bereich des Tailings stützt und daher mit erheblichen Unsicherheiten verbunden ist.

Die Messstelle P18a liegt 126 m von der Eingabestelle (P20) entfernt und befindet sich in Strömungsrichtung hinter dem Dichtungsschleier am westlichen Ufer. In den mit einem tiefenorientierten Schöpfgerät gewonnenen Grundwasserproben wurde der Markierungsstoff Amidorhodamin G erstmals nach 78 Tagen nachgewiesen. Die Maximalgeschwindigkeit beträgt demnach 0,07 m/h. Die Messwerte stiegen seitdem kontinuierlich von 0,11 µg/l auf 0,83 µg/l nach 267 Tagen an. Die bisher gemessenen Konzentrationen des Stoffes Amidorhodamin G sind in Bild 8 dargestellt. Eine abschließende Auswertung der Ergebnisse von Messstelle P18a kann erst zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen, da aufgrund der bisherigen Messungen noch kein Durchgang des Konzentrationsmaximums in dieser Messstelle beobachtet werden konnte. Die beobachtete maximale Fließgeschwindigkeit für diese Messstelle ist wesentlich geringer als die für die hydraulische Verbindung zwischen P20 und P40 bestimmte. Zu einer geringeren Fließgeschwindigkeit könnte die Verringerung des horizontalen, hydraulischen Gradienten durch den Dichtungsschleier führen. Da es sich bei Messstelle P18a um einen Flachpegel handelt, muss der Markierungsstoff zudem ausgehend vom unteren Grundwasserleiter in den oberen Grundwasserleiter aufgestiegen sein. Der Fließweg folgt somit dem vertikalen Gradienten, der im Staubereich des Dichtungsschleiers nach oben gerichtet verläuft. Da die Messstelle im Abstrombereich des Dichtungsschleiers liegt, muss davon ausgegangen werden, dass dieser um- oder durchströmt wurde, wobei eine Durchströmung im oberen Bereich wahrscheinlicher erscheint. Gegen eine Unterströmung spricht, dass dann vermutlich erhöhte Werte auch in P18, eine mit gleicher Lage aber im unteren Grundwasserleiter verfilterte Messstelle, vorliegen würden. Eine Umströmung ist zwar nicht auszuschließen, erscheint aber eher unwahrscheinlich, da der Dichtungsschleier am Westufer noch etwa 80 m weiter nach Westen reicht. Zudem zeigen bisher keine weitere Messstellen im Umströmungsbereich erhöhten Werte des Markierungsstoffes, wobei in diesem Bereich nur Tiefpegel vorliegen. Somit wäre eine Umströmung im Bereich der Neckarkiese theoretisch möglich. Der Flachpegel P18a zeigt bisher als einzige Messstelle im Unterwasser eine Ankunft des Markierungsstoffs Amidorhodamin G.



stoffs Amidorhodamin G in Messstelle P18a (Straßer et al., 2016; verändert) Figure 8: Measured concentrations of Amidorhodamin G tracer at measurement point P18a (Straßer et al., 2016; modified)

Auch am östlichen Ufer konnte der Markierungsstoff Amidorhodamin G ausgehend von der Eingabemessstelle P11 in zwei Messstellen wiedergefunden werden. Die Auswertung zu Messstelle P10 mit der Entfernung von 58 m zur Eingabestelle P11 erfolgt ebenfalls mit dem 2RNE-Modellansatz. Die Messwerte sind in Bild 9 dargestellt. Diese Werte wurden über ein in die Messstelle installiertes Bohrlochfluorimeter aufgezeichnet und unter Verwendung von parallel aus der Messstelle entnommene Grundwasserproben kalibriert. Mit dieser Vorgehensweise können Fehler, die durch Untergrundstrahlung oder die Alterung des Geräts entstehen, auf ein geringes Maß reduziert werden.

Der Ersteinsatz von Amidorhodamin G wurde in Messstelle P10 bereits nach 7,32 Stunden und die Peakkonzentration von 160,19 µg/l nach 21,85 Stunden erreicht. Die Modellierung der Durchgangskurve liefert für die hydraulische Verbindung zwischen den beiden Messstellen nahe des östlichen Neckarufers eine mittlere Geschwindigkeit von 0,35 m/h und einen Dispersionskoeffizienten von 1,78 m²/h. Durch die Verwendung des 2RNE-Modells konnten der Anteil der mobilen Phase auf 0,21 und der Austauschkoeffizient auf 0,03 bestimmt





werden. Der Anteil der mobilen Phase ist demnach geringfügig höher als in Messstelle P40. Außerdem weist die hydraulische Verbindung zwischen P11 und P10 eine größere Fließgeschwindigkeit auf und die Messstelle ist besser an das Strömungssystem angeschlossen.

In den Grundwasserproben von Messstelle P35 wurde ebenfalls Amidorhodamin G nachgewiesen. Die gemessenen Konzentrationen liegen nur eine Zehnerpotenz über der Nachweisgrenze und sind laboranalytisch schwer bestimmbar. Über einen Zeitraum von vier Monaten schwanken die Messwerte in einem Bereich von 0,06 μ g/l und 0,12 μ g/l und zeigen keinen eindeutigen Peak. Die Messergebnisse eignen sich nicht für eine repräsentative Modellierung. Die erste Konzentration wurde in einer Grundwasserprobe, die 14 Tage und 19 Stunden nach der Eingabe entnommen wurde, gemessen. Nach weiteren 14 Tagen wurde erstmals eine erhöhte Konzentration von 0,1 µg/l gemessen. Mit einer Entfernung von 105 m zur Eingabemessstelle P11 beträgt die maximale Geschwindigkeit des Markierungsstoffs 0,30 m/h und liegt somit sehr nah an der mittleren Fließgeschwindigkeit zwischen den Messstellen P11 und P10, die sich ebenfalls am östlichen Ufer befinden.
Bild 10 zeigt eine Übersicht über die Messstellen, in denen Markierungsstoffe wiedergefunden wurden.



Bild 10: Übersicht über die Messstellen in denen Markierungsstoffe wiedergefunden wurden, mit Darstellung möglicher Fließpfade (Straßer et al., 2016; verändert)

Figure 10: Overview of measurement points were tracers were detected, showing possible flow paths (Straßer et al., 2016; modified)

3.3.5 Auswertung der Aktivkohlebeprobung Assessment of active charcoal sampling

Durch die Beprobung mit Aktivkohle können vor allem qualitative Informationen, ob ein Markierungsstoff die entsprechende Messstelle erreicht hat, gewonnen werden. Unter günstigen Bedingungen bei kurzen Austauschintervallen können zudem kumulierte semiguantitative Auswertungen erfolgen, was jedoch bei den vorliegenden Proben nicht möglich war. In 16 Grundwassermessstellen, neun am westlichen und sieben am östlichen Ufer (Bild 6 (b)), wurden Aktivkohlesäckchen eingesetzt. Am westlichen Ufer konnte Uranin im Flachpegel P38a und in den Tiefpegeln P23 und P38 eindeutig nachgewiesen werden (Bild 10). Das Neckarwasser infiltriert in den Grundwasserleiter, umströmt die Staustufe und den Dichtungsschleier und erreicht auch den unteren Grundwasserleiter. Ähnliche hydraulische Verhältnisse können auch für das östliche Ufer angenommen werden. Hier konnte Uranin in den Flachpegeln P11a, direkt am Ufer, und P7a, in größerer Entfernung zum Neckar, sowie in den Tiefpegeln P7, P25 und P31 nachgewiesen werden. In beiden Fällen gelangt das markierte Flusswasser entweder über den oberen Grundwasserleiter oder auf direktem Weg über Versturzzonen im Flussbett des Neckars in den unteren Grundwasserleiter. Da der Untergrund im Nahbereich der Staustufe stark verpresst und deshalb kaum durchlässig ist, umströmt das Wasser die Staustufe in den Uferbereichen. Bis in 100 m Entfernung zur Uferlinie konnte der Markierungsstoff in den Tiefpegeln an beiden Ufern nachgewiesen werden. Im Falle eines positiven Nachweises in Flachpegeln konnte der Markierungsstoff auch in nahgelegenen Tiefpegeln wiedergefunden werden (siehe P7 und P7a, P38 und P38a). Es ist somit von einer guten hydraulischen Verbindung zwischen beiden Grundwasserleitern auszugehen.

4 Schlussfolgerung und Zusammenfassung Conclusions

Um ein Bild der bevorzugten Fließwege und -geschwindigkeiten im Bereich der Staustufe Hessigheim zu erhalten und die Austauschvorgänge zwischen dem Neckar und den beiden Grundwasserleitern zu quantifizieren, wurden hydraulische Untersuchungen, hydrochemische Untersuchungen und ein kombinierter Grund- und Oberflächenwassermarkierungsversuch durchgeführt.

Im Zuge des Markierungsversuchs wurden die Fluoreszenzfarbstoffe Uranin in den Neckar und Amidorhodamin G in den Grundwasserleiter eingegeben. Die aus der Durchgangskurve von Amidorhodamin G gewonnenen Ergebnisse zeigen eine direkte hydraulische Verbindung zwischen den Messstellen P11 und P10, am östlichen Ufer, mit hoher Grundwasserströmungsgeschwindigkeit. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wird angenommen, dass der Hauptabfluss entlang des Ufers in unmittelbarer Nähe zum Kraftwerk verläuft. Im Bereich des Unterwassers der Staustufe existieren am östlichen Ufer nur wenige Messstellen. In keiner von diesen konnte bisher einer der Markierungsstoffe nachgewiesen werden.

Ob anschließend eine Um- oder Durchströmung des Dichtungsschleiers erfolgt, kann anhand der Ergebnis-

se des Markierungsversuchs nicht abschließend geklärt werden, da nur eine nicht ausreichende Anzahl von Flachpegeln im relevanten Bereich zur Verfügung steht. Fehlstellen im oberen Bereich des Dichtungsschleiers (Neckarkies) stellen jedoch einen möglichen Interpretationsansatz der Messwerte dar. Auf Grundlage der Ergebnisse der Untersuchungen erscheint eine Umströmung des Dichtungsschleiers im oberen Grundwasserleiter relativ unwahrscheinlich. Von einer Umströmung im Bereich des unteren Grundwasserleiters ist nicht auszugehen.

Im parallel durchgeführten Versuchsteil wurde der Markierungsstoff Uranin in den Neckar eingegeben. Durch die kurze Verweildauer im Staubereich konnte nur ein geringer Teil des eingegebenen Markierungsstoffs in den gesättigten Uferbereich infiltrieren. Der Großteil des infiltrierten Uranins umströmte großräumig die Staustufe an beiden Ufern durch den oberen Grundwasserleiter (Neckarkies). Auch eine Durchströmung des Dichtungsschleiers am Westufer erscheint möglich. Die Versuchsergebnisse zeigen außerdem eine hydraulische Verbindung zwischen den beiden Grundwasserstockwerken, wie sie auch aufgrund der geohydraulischen Untersuchungen vermutet wurde.

Durch die Bestimmung des Sulfatgehalts von Grundund Oberflächenwasser konnte der Grundwasserstrom im Bereich der Staustufe abgeschätzt werden. Aus der Bilanzierungsrechnung ergibt sich ein sehr geringer Grundwasserzustrom in den Neckar im Bereich des Unterwassers der Staustufe Hessigheim. Im Oberwasser ist von einem Abstrom aus dem Neckar in die Grundwasserleiter im gleichen Maße auszugehen. Im Vergleich zur durchschnittlichen Sulfatkonzentration von natürlichen Grundwässern (10 mg/l bis 100 mg/l; DVWK, 1994) sind die ermittelten Konzentrationen im Grundwasser aus dem Mittleren Muschelkalk (400 mg/l bis 1.600 mg/l) deutlich erhöht. Diese Erhöhung resultiert aus den voranschreitenden Auslaugungsprozessen der anstehenden gipshaltigen Schichten des Tonanhydrits.

Ein Vergleich mit einer Messkampagne aus dem Jahr 1987 zeigt eine durchschnittlich höhere Sulfatkonzentration im Jahr 2013, was vor allem am Westufer auf eine Verlangsamung der Fließgeschwindigkeiten und damit höhere Verweilzeiten des Grundwassers schließen lässt. Dies wird voraussichtlich durch den seitdem verlängerten Dichtungsschleier bewirkt. Speziell im östlichen Uferbereich des Neckars konnte aber auch eine Verlagerung der Auslaugungsfront in Richtung Süden nachgewiesen werden.

Mit den im Rahmen des Markierungsversuchs gewonnenen Informationen kann der untere Grundwasserleiter als ein Karstsystem, mit größtenteils von Norden nach Süden verlaufenden Hauptfließwegen und abzweigenden Fließgerinnen, beschrieben werden. Der Hauptabfluss erfolgt auf kurzem Weg, durch präferenzielle Fließwege. Ein kleinerer Teil des Grundwasserstroms erfolgt mit geringen Fließgeschwindigkeiten durch schmale Trennflächen oder Klüfte in der Aquifermatrix. Im Bereich des Oberwassers kommt es zur Infiltration von Flusswasser in beide Grundwasserleiter. Die Infiltration in den unteren Grundwasserleiter erfolgt entweder über den oberen Aquifer oder direkt aus dem Neckar über Versturzzonen. Im Staubereich des westlich der Staustufe im Zuge von Sanierungsmaßnahmen injizierten Dichtungsschleiers erfolgt eine vertikale Grundwasserströmung vom unteren in den oberen Grundwasserleiter. Dies zeigt, dass der Dichtungsschleier eine wirksame hydraulische Barriere darstellt. Derzeit werden die gewonnenen hydrogeologischen Erkenntnisse in Hinblick auf ihre Relevanz für weitere Sanierungsmaßnahmen ausgewertet. Die hierbei entwickelten Modellvorstellungen sollen anhand großräumiger Pumpversuche in hierfür zu erstellenden Entnahmebrunnen validiert werden. Auf Grundlage der durch die beschriebenen Untersuchungen vertieften Modellvorstellungen sowie der Ergebnisse der geplanten Pumpversuche sollen Empfehlungen für erforderliche Sanierungsmaßnahmen erstellt werden.

Die durchgeführten, sehr zeit- und resourcenaufwändigen Untersuchungen ermöglichen die Entwicklung hydrogeologischer Modellvorstellungen für ein durch Lösungsvorgänge dominiertes Aquifersystem. Die Untersuchungen im Bereich der Staustufe Hessigheim zeigen, dass sich die hydraulischen Eigenschaften des Aquifers kleinräumig teilweise signifikant ändern, was typisch für Karstgrundwasserleiter ist. Grundsätzlich sind die hier angewendeten Untersuchungen geeignet, um die Strömungsprozesse in einem durch Lösungsvorgänge beeinflussten Baugrund zu charakterisieren und die daraus resultierenden Auslaugungsprozesse qualitativ zu beurteilen. Allerdings führen die fortschreitenden Auslaugungsprozesse zu einer stetigen Veränderung der Struktur des betroffenen Baugrunds, was die Prognose der mittel- bis langfristigen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse stark erschwert.

5 Literatur References

Behrens, H.; Beims, U.; Dieter, H.; Dietze, G.; Eikmann, T.; Grummt, T.; Hanisch, H.; Henseling, H.; Käß, W.; Kerndorff, H.; Leibundgut, C.; Müller-Wegener, U.; Rönnefahrt, I.; Scharenberg, B.; Schleyer, R.; Schloz, W.; Tilkes, F. (2001): Toxicological and ecotoxicological assessment of water tracers. Hydrogeology Journal, 9(3), 321-325.

Bergholz, K.; Kauther, R. (2013): Gutachten zur Ursache der Verschiebungen am Oberhaupt der 2. Schleuse in Hessigheim. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Gutachten, Karlsruhe.

Bethge, C. (2013): Grundwasserinduzierte Veränderungen im lösungsempfindlichen Baugrund unterhalb der Schleusenanlage Hessigheim am Neckar. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), unveröffentlichte Abschlussarbeit, Karlsruhe.

Blechschmidt, L. (2013): Hydrogeologische Untersuchungen zu den grundwasserinduzierten Veränderungen im lösungsempfindlichen Baugrund im Bereich der Staustufe Hessigheim. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), unveröffentlichte Abschlussarbeit, Karlsruhe.

Bloos, G.; Bruder, J.; Hinkelbein, K.; Ulrichs, M. & Warth, M. W. (1994): Erläuterungen zu Blatt 7021 Marbach am Neckar. Geologisches Landesamt Baden-Württemberg, Geologische Karte 1 : 25.000 von Baden-Württemberg, Stuttgart.

Cooper, A. H. (1986): Foundered strata and subsidence resulting from the dissolution of Permian gypsum in the Ripon and Bedale areas. Geological Society of London, The English Zechstein and related topics, Special Publication, 22. 127–139.

Dreybrodt, W.; Romanov, D.; Gabrovsek, F. (2002): Karstification below dam sites: a model of increasing leakage from reservoirs. Environmental Geology, 42 (5), 518–524. Ford, D.; Williams, P. W. (2007): Karst hydrogeology and geomorphology. John Wiley & Sons, Chinchester.

Franzius, L. (1990): Verpressung durch Gipsauslaugung bedingter Hohlräume im Untergrund der Staustufe Hessigheim/Neckar. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie Karlsruhe, Tagungsband, 197–213.

Friedel, G. (1988): Die lithofaziellen Einheiten des Mittleren Muschelkalks (mm) am Unteren Neckar – Stratigraphie und Genese. Ruprecht-Karls-Universität Heidelberg, Dissertation, Heidelberg.

Goldscheider, N. (2008): A new quantitative interpretation of the long-tail and plateau-like breakthrough curves from tracer tests in the artesian karst aquifer of Stuttgart. Hydrogeology Journal, 16, 1311-1317.

Gutiérrez, F.; Desir, G.; Gutiérrez, M. (2003): Causes of the catastrophic failure of an earth dam built on gypsiferous alluvium and dispersive clays (Altorricón, Huesca Province, NE Spain). Environmental Geology, 43(7), 842–851.

Hiller, T.; Romanov, D.; Kaufmann, G.; Epting, J.; Huggenberger, P. (2012): Karstification beneath the Birs weir in Basel/Switzerland: A 3D modeling approach. Journal of Hydrology, 448-449, 181–194.

James, A. N. (1992): Soluble Materials in Civil Engineering. Ellis Horwood Ltd., Ellis Horwood Series in Civil Engineering, Hempstead.

Jeschke, A. A. (2002): Lösungskinetik von Gips und Anhydrit. Universität Bremen, Dissertration, Bremen.

Käss, W. (2004): Lehrbuch der Hydrogeologie Band 9: Geohydrologische Markierungstechnik. Schweizerbart Science Publishers, Stuttgart.

Klimchouk, A.; Andrejchuk, V. (1996a): Environmental problems in gypsum karst terrains. IJS, 25(3/4), 145–156.

Klimchouk, A.; Andrejchuk, V. (1996b): Sulphate rocks as an arena for karst development. IJS, 25(3/4), 9–20.

Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (1994): Geologische Karte 1:25.000, Blatt 7021 Marbach. Geologisches Landesamt Baden-Württemberg, Stuttgart. LFU Bayern (2002): Merkblatt Nr. 3.1/2: Hinweise für die Durchführung und die Begutachtung von Markierungsversuchen in Gewässern, Augsburg.

Lienhart, D. A. (2013): Long-Term Geological Challenges of Dam Construction in a Carbonate Terrane. Environmental & Engineering Geoscience, 19 (1), 1–25.

LUBW (2013): Leitfaden Grundwasserprobenahme. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe.

Mesny, M. (2004): Un grand barrage à haut risque: Saddam dam en Irak. La Houille Blanche, 4, 92–96.

Romanov, D.; Gabrovsek, F.; Dreybrodt, W. (2006): Leakage below dam sites in limestone terrains by enhanced karstification: a modeling approach. Environmental Geology, 51(5), 775–779.

Straßer, D.; Montenegro, H.; Blechschmidt, L.; Liesch, T.; Goldscheider, N. (2016): Multi-tracer approach to characterize hydraulically induced sulfate rock dissolution processes below a weir lock. Journal of Applied Water Engineering and Research.

Wittke, W. (1987): Bericht zum Entwurf der Sanierungsmaßnahmen, Staustufe Hessigheim am Neckar. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau, Gutachten, Aachen.

Wittke, W. (1998): Bericht zur Untersuchung von Maßnahmen zur Verringerung von Auslaugungen am linken Neckarufer und zur Erarbeitung eines Messprogramms zur Überwachung der Grundwassersrömung und der Funktionsfähigkeit des Dichtungsschleiers im Bereich der gesamten Staustufe. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau, Gutachten, Aachen.

WSA Stuttgart (1965): Bauakte, Schiffsschleusenanlage Hessigheim. Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Stuttgart, Bauakte, Stuttgart.

WSA Stuttgart (1983): Ingenieurgeologischer Vorbericht über die Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen an der Staustufe Hessigheim/Neckar im Jahre 1983. Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Stuttgart, Bericht, Stuttgart. Straßer et al.: Hydrogeologische Untersuchungen im Bereich der Staustufe Hessigheim am Neckar

Mikrozellenversuche zur kleinskaligen Untersuchung von hydraulisch induziertem Partikeltransport in porösen Medien

Microcell Experiments for Small-Scale Studies of Hydraulically Induced Particle Transport in Porous Media

Dr. Heike Pfletschinger-Pfaff; Dr. Jan Kayser, Bundesanstalt für Wasserbau; Prof. Dr. Holger Steeb, Universität Stuttgart

In der vorgestellten Studie wurden zweidimensionale Mikrozellenversuche zur Evaluierung des Einflusses der Ausrichtung von Strömungslinien auf den hydraulischen Transport von Feinpartikeln auf der Porenskala durchgeführt. Hierzu wurden zwei periodisch angeordnete Mikrostrukturen untersucht. Versuche wurden mit Partikeln durchgeführt, die generell die Strukturzwischenräume passieren konnten. Die Ergebnisse zeigten, dass eine Änderung der Porenmorphologie, hier im Speziellen der Winkelanordnung der Strömungskanäle trotz Beibehaltung der hydraulischen Durchlässigkeit, das Transport- und Absetzungsverhalten der Partikel in der Struktur änderte. Eine Änderung der Partikelkonzentration und Änderungen der Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb des laminaren Regimes zeigten, dass die Blockierung von Strömungskanälen durch sich festsetzende Partikel abhängig ist von der Anordnung von Haupt- und Nebenströmungskanälen. Unterschiedliche Partikelgrößen beeinflussten lediglich die Initiierung von Kanalblockierungen durch Partikel, jedoch nicht Mechanismen der Blockierungsdynamik und Anhaftung einzelner Partikel. Die zweidimensionalen Experimente zeigten darüber hinaus, dass effektive volumetrische Größen wie die Porosität oder die intrinsische Permeabilität, die für beide untersuchten Strukturen gleich waren, nicht repräsentativ für die Charakterisierung des hydraulischen Materialtransports sind. Eine wichtige morphologische Größe war hingegen die Porenstruktur, die die Strömungslinienführung des Partikeltransports bestimmt. Zur Implementierung in größerskalige Studien von hydraulischem Materialtransport sollte die Porenstruktur daher zumindest schematisch evaluiert und qualitativ berücksichtigt werden. Die Experimente waren Teil von Grundlagenstudien zum Transport von Feinpartikeln eines Bodens in einem groben Bodenskelett. Sie bilden die

physikalische Grundlage für makroskopische numerische Berechnungsmodelle für die Evaluierung der Stabilität von Erdbauwerken an Wasserstraßen. Die Ergebnisse zeigen, dass für zuverlässige großskalige numerische Berechnungen die porenskaligen Prozesse zur Dynamik von Partikeltransport in porösen Medien grundsätzlich verstanden sein müssen.

Pore-scale experiments were performed to evaluate the influence of structure alignment on non-colloidal particle transport by single particle observation and tracking. In this study, two different periodic pore structures were investigated with particles generally small enough to pass all channels. The results showed that changing the angular alignment of the streamlines causes significantly different single-particle deposition mechanisms. Changing the particle concentration and fluid velocities in the laminar flow regime confirmed that, within a critical range of these variables, channel blockage depends on the arrangement of main and side channels and thus on the possibility for particles to bypass existing blockages. The influence of different particle sizes only concerned blocking initiation, not blocking dynamics or single particle attachment. The experiments showed that effective volumetric quantities such as porosity (fixed during the experiments) are not representative alone for evaluating particle transport and particle attachment. Moreover, the pore structure parameters which determine the streamlines for particle transport should be at least schematically evaluated. The experiments are part of fundamental studies on the transport of fine soil particles in coarse-grain soil skeletons for assessing the stability of earthen dams. As such, they support efforts to learn more about the physical parameters influencing the possibility and dynamics of particle transport in porous media.

1 Einleitung Introduction

Eine Voraussetzung für die Standsicherheit von durchströmten Erdbauwerken, wie z. B. Deichen für den Hochwasserschutz oder Kanaldämmen, ist eine ausreichende Sicherheit gegen Materialtransport im Boden infolge hydrodynamischer Beanspruchung. Eine wesentliche Art des durch Strömungskräfte des Wassers im Boden ausgelösten Transports von Bodenpartikeln ist die Suffosion. Dabei werden feine Fraktionen eines Bodens im Porenraum des Korngerüstes der groben Fraktionen hydraulisch losgelöst, transportiert und ggf. auch wieder angelagert. Das zweidimensionale Bild 1 veranschaulicht exemplarisch den Transport feiner Partikel durch das Korngerüst der Grobkornfraktion.



Bild 1:Materialtransport im Boden durch Suffosion
(MMB, 2013)Figure 1:Particle transport in soil (MMB, 2013)

Anfällig gegen Suffosion sind Böden mit einer ausgeprägten Ausfallkörnung mit einem feinen Anteil unter 30 Masse-% (A in Bild 2) und Böden mit sehr weit gestufter, überwiegend links gekrümmter Körnungslinie (B in Bild 2). Bild 2 zeigt derartige Kornverteilungen.

Der hydraulische Transport und die Anhaftung von feinen Bodenpartikeln in einem groben Bodenporenskelett verändert die effektiven hydro-mechanischen Bodeneigenschaften und kann darüber hinaus die Stabilität eines gesamten Bodenkörpers beeinträchtigen. Zur hydraulischen Stabilitätssicherung von Erdbau-





werken werden spezifische Filterregeln berücksichtigt. Einfache konstruktive Filterregeln wurden schon von Terzaghi (1925) vorgeschlagen und in den letzten 100 Jahren laufend verbessert (z. B. Kenney, Lau, 1985). Filterregeln basieren in der Regel auf der Korngrößenverteilung des Erdmaterials und sollen einen stabilitätsschwächenden hydraulischen Transport des Feinmaterials unterbinden. Sie basieren auf einer Überprüfung, ob feine Partikel Porenkanäle hinsichtlich deren Größe und Geometrie passieren können. Ist dies gegeben, so ist für den Materialtransport ein hydraulischer Gradient zur Initiierung der Bewegung der Feinteile nötig (Marot, Benamar, 2012). Filterregeln mit gesetzten geometrischen und hydraulischen Bedingungen werden in der Regel aus der Korngrößenverteilung des Gesamtmaterials gesetzt ohne auf spezifische Informationen der Porenstrukturen, die aus der lokalen Verteilung und Lagerung des Materials resultieren oder die mikroskopischen Formen der Feinteile oder der Porenkanäle zu berücksichtigen (Indraratna, Locke, 1999).

Zur Betrachtung von Strömungs- und Transportvorgängen im Boden und bestimmende physikalische Parameter können unterschiedliche Betrachtungsund Charakterisierungsskalen genutzt werden. Die Mikroskala beschreibt hierbei die Porenstruktur des Bodens unter Berücksichtigung der mikroskopischen Porenmorphologie (Dullien, 1992). Zur Betrachtung des Transportes einzelner Bodenfeinteile wird diese Skala herangezogen. Hinsichtlich eines Bodengefüges ist die Porenstruktur der Mikroskala stark heterogen. Zur Betrachtung eines Bodenkörpers auf einer größeren Skala, der Makroskala, werden daher oft volumengemittelte Parameter verwendet, die einzelne Porenstrukturen (Porenengstellen oder Porengeometrien) nicht berücksichtigen. Klassische volumengemittelte Größen sind unter anderem die Porosität und bei granularen Medien davon abgeleitet die intrinsische Permeabilität (Carrier III, 2003; Dullien, 1992). Prozesse, die durch mikrostrukturelle Poreneigenschaften beeinflusst werden, wie der Transport von Feinteilen in der Bodenstruktur, sind allerdings in volumengemittelte makrostrukturelle Bodeneigenschaften schwer integrierbar. Zur Implementierung mikrostruktureller Prozesse in makroskopische Modelle werden daher meist empirische Anpassungsparameter gewählt.

Eine Möglichkeit der Implementierung mikroskaliger Prozesse des hydraulischen Materialtransports in makrostrukturelle Modellformulierungen ist die Erfassung und Beschreibung eines Repräsentativen Volumenelementes (RVE) des Bodens und die mathematische Modellierung des Bodens als Mehrphasensystem mit Konzepten der kontinuumsmechanischen Mischungstheorie (Coussy, 2010). Der Boden wird hierbei als ein Kontinuum betrachtet, das an einem materiellen Punkt aus verschiedenen Konstituenten zusammengesetzt ist. Im Rahmen der Theorie Poröser Medien (Ehlers, Bluhm, 2002) ordnet man darüber hinaus den Konstituenten Volumenanteile zu, welche die Zusammensetzung repräsentativ beschreiben. Für die hier betrachteten Böden wird der Feststoffanteil des Bodens weiter unterteilt in einen Bodenfeinteil und ein stabiles Bodenskelett. Es soll allerdings betont werden, dass die reale Mikrostruktur, d. h. die Bodenmorphologie im Rahmen dieser Mischungsmodelle nicht weiter berücksichtigt wird (z. B. Schauffler et al., 2013; Steeb, 2010; Zhang et al., 2013). Der Transport bzw. die Ablösung und Anhaftung von Feinteilen wird hierbei als konstitutiv zu bestimmender Produktionsterm, der den Austausch zwischen flüssiger und fester Phase beschreibt, eingeführt (Schauffler et al., 2013). Die spezielle mathematische Form des Produktionsterms basiert hierbei auf Untersuchungen zum Filtrationsverhalten in porösen Medien (z. B. Sakthivadivel, 1969) und wird an experimentelle Daten bezüglich des zu beschreibenden Mediums angepasst (z. B. McDowell-Boyer et al., 1986; Sakhtivadivel et al., 1972). Zur prädiktiven Verwendung eines solchen Modells ist jedoch ein vertieftes Verständnis der Prozesse auf der Porenraumskala notwendig, um eine entsprechende konstitutive Formulierung physikalisch-basiert entwickeln zu können. Mikromechanische Untersuchungen sind daher wichtig für eine bessere makroskopische Beschreibung des Bodens und zur Vernetzung physikalischer Beobachtungenauf der Mikroskala mit möglichen Konstitutivparametern der Makroskala.

Generell beinhaltet der hydraulische Materialtransport die Prozesse des Ablösens, des Transports und der Anhaftung von Feinteilen in einem Bodenskelett. Die Anhaftung von Feinteilen bewirkt eine Modifizierung der Porenstruktur, Änderungen in der lokalen und nachführend eventuell in der Gesamtpermeabilität und führt zu weiteren Blockierungen von Feinteilen (Chen et al., 2008). Die Integration der dominierenden mikroskaligen Parameter der Porengrößen und Porenmorphologie kann in klassischen makroskaligen Modellen nur über einen Reduktions- oder Vergrößerungs-Faktor bezüglich der Porosität oder Permeabilität eingeführt werden. Entsprechende Experimente basieren in der Regel auf mesoskaligen Säulenexperimenten (z. B. Moffat und Fannin, 2006). Hier können der Austrag von Feinmaterial und resultierende Änderungen der hydraulischen Eigenschaften innerhalb einer Bodensäule bestimmt werden (z. B. Skempton und Brogan, 1994; Sterpi, 2003). Jedoch geben diese Experimente keine Information über spezifische Transportmechanismen und lokale Prozesse.

Zur besseren Beschreibung und Implementierung von hydraulischem Materialtransport sind mikroskalige Prozesse besser zu verstehen und abzubilden. Transport-, Anhaftungs- und Ablösungsmechanismen in Abhängigkeit von Kanalbreiten, Partikelgrößen und Fluidgeschwindigkeiten wurden bereits in Mikromodellen bezüglich des Transports und Filtermechanismen von Kolloidpartikeln in Filtermedien studiert (z. B. McDowell-Boyer et al., 1986; Auset und Keller, 2004 und 2006; Bacchin et al., 2014). Im Gegensatz hierzu sollten aber auch nicht-kolloidale Partikel insbesondere hinsichtlich des Verhaltens von Einzelpartikeln studiert und berücksichtigt werden. Hierbei wird allgemein angemerkt, dass die Blockierung nicht-kolloidaler Partikel bei Porenengstellen, die kleiner als der Partikeldurchmesser sind, erfolgt und Transport bei Poren die 1,5 mal größer als die Feinpartikel sind, erfolgt (Marot und Benamar, 2012).

Zum besseren Verständnis des Verhaltens nicht kolloidaler Partikel in Kanalstrukturen, die geometrisch für die Partikel durchgängig sind, wurde eine zweidimensionale Mikrozelle entwickelt und darin Transportexperimente durchgeführt. Mikrozellenversuche dienen im Allgemeinen der ortsaufgelösten Analyse von Prozessen auf einer visuell zugänglichen Porenskala unter kontrollierten Anfangs- und Randbedingungen. Sie können hinsichtlich ihrer Strukturgeometrie klassifiziert werden (Karadimitriou, Hassanizadeh, 2012). Durch die Versuchsanordnung perfekter regulärer Strukturen konnten Studien zu homogenen Anfangsbedingungen bezüglich Strömungs- und Transportmechanismen durchgeführt werden.

Es wurden Transport- und Anhaftungsmechanismen von runden Partikeln (Durchmesser 0,1 mm bis 0,5 mm) in homogenen wassergesättigten Porenstrukturen (Durchmesser der Porenkanäle 1,0 mm) unter unterschiedlichen hydraulischen Gradienten untersucht. Die Partikelgröße entspricht einem Fein- bzw. Mittelsand, sodass im Vergleich zur Natur keine Maßstabseffekte zu berücksichtigen sind. Die Partikel sind klein genug, um generell die Porenkanäle passieren zu können, und groß genug zur Durchführung einer Bildanalyse einzelner Partikel. Durch die Anwendung von Partikel-Detektionsmethoden über Videoaufnahmen mit hoher Auflösung konnten Anhaftung und Blockierungsmechanismen der Partikel in der Struktur, sowie Stromlinien und Geschwindigkeiten einzelner Partikel analysiert werden.

Die Experimente sollen ein bestehendes Kontinuumsmodell unterstützen, indem sie den konstitutiv zu beschreibenden Massenaustausch zwischen den beteiligten Konstituenten weiter spezifizieren (Steeb, 2010; Pfletschinger-Pfaff et al., 2014). Das Modell unterteilt ein RVE nicht nur in die im poroelastischen Modell übliche Fest- und Flüssigkeitsphase (Ehlers, Bluhm, 2002), sondern berücksichtigt darüber hinaus eine Phase der anhaftenden Feinteile, die grundsätzlich mobil sind, aber bei den gegebenen Rand- und Anfangsbedingungen an der festen Phase anhaften, sowie die Phase der suspendierten Feinteile, die sich aufgrund der gegebenen Anfangs- und Randbedingungen mit dem Fluid bewegen (Bild 3).

Das Vierphasenmodell beschreibt damit den hydraulischen Materialtransport als einen Austausch zwischen der Phase der dem Festkörper zugeordneten immobilen angelagerten Feinteile und den im Fluid suspendierten mobilen Feinteilen.





2 Material und Methoden Material and methods

(Pfletschinger-Pfaff, 2014)

Zur Betrachtung des hydraulischen Partikeltransportes und den damit zusammenhängenden Blockierungsmechanismen in einer Porenstruktur wurden kleinskalige Zellenversuche entworfen und durchgeführt. Die Experimente wurden stark simplifiziert konzipiert, um mit wenigen Parametern explizite Bezugnahme auf Änderung einzelner konkreter Parameter nehmen zu können. Die Versuche wurden hinsichtlich Partikelmengen, Partikeltransport und Anhaftungsmechanismen, sowie Partikel Strömungslinien und Geschwindigkeiten ausgewertet.

2.1 Mikrozelle Microstructures

Im Zuge der Untersuchungen wurde zwei verschiedene Strukturanordnung zur Definition des Strömungsfeldes verwendet. Beide Strukturanordnungen sind in der Zellfläche homogen und unterscheiden sich lediglich im Anströmwinkel. Somit haben beide Gesamtstrukturen die gleiche Porosität, jedoch unterschiedliche Tortuositäten und somit unterschiedliche hydraulische Leitfähigkeiten.

Die homogenen Zellstrukturen wurden mit Hilfe einer CNC-Fräse aus Acrylglasblöcken hergestellt. Die Strömungskanäle wurden mit einer Breite von 1 mm gefräst. Die Höhe der Kanäle bzw. der Zellen wurde 0,1 mm größer als der Durchmesser der Versuchspartikel gewählt, sodass ein zweidimensionaler Partikeltransport in den Versuchen gewährleistet war und es zu keinen Partikelüberlagerungen kam. Die quadratischen Strukturen mit einer Seitenlänge von 2 mm wurden in Struktur 1 mit der breiten Seite in Strömungsrichtung angeordnet, in Struktur 2 wurde die Gesamtstruktur um 45 Grad gedreht (Bild 4c). Dies führte über den Tortuositäts-Faktor



Bild 4: Experimenteller Aufbau a. Seitenansicht b. Aufsicht c. Schema Mikrostruktur 1 (gerade Strömungskanäle) und Mikrostruktur 2 (um 45° gedrehte Struktur)

Figure 4: Experimental setup with a. side view b. plan view c. schematic drawing of microstructure 1 (straight channels) and microstructure 2 (structure rotated by 45°) zu einer Minderung der intrinsischen Permeabilität um den Faktor 0.7071 für einen einzelnen Strömungskanal in Struktur 2. Der Tortuositätsfaktor ist definiert aus dem Mittel des lokalen Kosinus zwischen Strömungsrichtung und kürzester Distanz (Bear, 1972). Es bleibt zu beachten, dass der Tortuositätsfaktor nur für die Kanäle in Strömungsrichtung gilt und in Struktur 1 wurden somit die Nebenkanäle nicht berücksichtigt. Dieser Ansatz entspricht auch den in den Versuchen festgestellten Partikelbewegungen.

Die gesamten Versuchszellen bestehen neben der optisch zugänglichen Mikrostruktur aus einem Einund Auslass für das Strömungsfluid, einem Einlass für die Partikel, einem Homogenisierungsbereich vor der Struktur und einem Beruhigungsbereich zum Absetzten der Partikel hinter der Struktur (Bild 4a).

Vor Versuchsbeginn wurde die Zelle mit entionisiertem und entgastem Wasser gesättigt. Ebenso wurden die Versuche mit entionisiertem und entgastem Wasser durchgeführt.

Die Zelle wurde an einem Rahmen befestigt. Unter der Zelle wurde eine Lichtquelle angebracht. Über der Zelle wurde eine Kamera zur kontinuierlichen Aufnahme der Zellstruktur angebracht (Bild 4a).

2.2 Partikel Particles

Versuche wurden mit Partikeln mit den Durchmessern 0,4 mm bis 0,5 mm (Glaspartikel) und 0,1 mm bis 0,2 mm (Keramikpartikel) durchgeführt. Damit ist der Strömungskanal zwei- bis zehnfachgrößer als die Partikel, d. h. geometrisch konnten alle Partikel die Kanäle passieren, es kann jedoch zur Brückenbildung oder Blockierung durch mehrere Partikel in einem Kanal kommen (Khilar und Fogler, 1998). Die Partikelzufuhr erfolgte über eine an der Zelle angebrachte 2 ml Spritze. Die Partikel in der Spritze wurden vor Versuchsbeginn mit entionisiertem und entgastem Wasser gesättigt.

Die Glaspartikel mit einer Dichte von 2,95 g/cm³ bestanden aus recyceltem Bleiglas (Kremer Pigmente Artikel-Nr. 59800). Die Rundheit der Partikel, definiert als Durchschnittsradius von Ecken und Kanten geteilt durch den Radius des maximalen einschließenden Kreis in einem Partikel (Wadell, 1935) ist laut Hersteller mit 1 ideal rund. Die Spherizität, definiert als die Kubikwurzel des Volumens eines Partikels geteilt durch das Volumen einer das Partikel umschließenden Kugel (Wadell, 1934) ist mit 0,98 angegeben.

Für die kleineren Partikel wurden Keramikpartikel gewählt, da diese optisch besser zu detektieren waren. Es wurden Keramikpartikel aus Zirkonoxid gewählt (Art-Nr. SAZ-ER 120 A/S von Mühlmeier Mahltechnik GmbH). Die Rundheit der Partikel lag laut Hersteller bei 0,7, die Spherizität größer als 0,8. Die Dichte der Keramik beträgt 3,8 g/cm³.

Die Partikelzufuhr wurde über einen hochauflösenden Linearaktuator (Eigenbau), der mit einem Schrittmotor angetrieben wurde, kontrolliert.

2.3 Fluid Fluid

Die Experimente wurden mit entionisiertem und entgastem Wasser durchgeführt. Zur Entgasung wurde das Fluid über einen Inline-Entgaser (Knaur V6880 Azura) geleitet.

Das Fluid wurde über eine 50 ml Spritze in die Zelle injiziert. Die Strömungsrate wurde über einen hochauflösenden Linearaktuator (Eigenbau, siehe oben), der mit einem Schrittmotor angetrieben wurde, kontrolliert. Die Versuche wurden mit Strömungsraten zwischen 0,1 ml/s und 0,4 ml/s durchgeführt.

2.4 Datenerfassung Data acquisition

Oberhalb der Zelle wurde eine CCD-Kamera verwendet mit einem Objektiv langer Brennweite (Rodenstock, Apo-Rodagon, 4,5/90). Zur Nutzung kurzer Belichtungszeiten von 0,2 ms wurde eine Lichtquelle unterhalb der Zelle platziert (Bild 4a). Zur gleichmäßigen Ausleuchtung wurde eine Milchglasscheibe unter der Zelle angebracht.

Während den Experimenten wurden Videos mit einer Einzelbildfrequenz zwischen 12 und 20 Aufnahmen pro Sekunde genommen. Über eine USB-Schnittstelle wurden diese direkt im PC verarbeitet und mit einer Bildbearbeitungssoftware visualisiert.

2.5 Strömungslinien- und Partikelanalyse Flow and particle line analysis

In den Zellen wurden aufgrund der gewählten Strömungsgeschwindigkeiten grundsätzlich laminare Strömungsverhältnisse angenommen. Trotzdem war an Strukturecken und um Partikelagglomerate mit turbulenten Wirbeln zu rechnen. Insgesamt waren die beiden Strukturen durch ihre unterschiedlichen Anströmwinkel durch unterschiedliche Strömungsprofile in der Gesamtstruktur gekennzeichnet. Zur Visualisierung der Strömungslinien und zum besseren Verständnis der Partikelströmungslinien und des Partikelverhaltens wurden Strömungsberechnungen durchgeführt. Die Stromlinienberechnungen wurden mit dem CFD Modul der Software Comsol-Multiphysics® durchgeführt (Finite Elemente Implementierung der inkompressiblen Navier-Stokes Gleichungen).

Die Experimente wurden hinsichtlich absoluter Partikeldurchgänge und Anhaftungsmechanismen ausgewertet. Es wurden sowohl Auszählungen vorgenommen als auch Geschwindigkeiten und Ganglinien der Partikel analysiert. Zur Analyse der Geschwindigkeiten und Ganglinien wurden Tracking-Algorithmen im Javabasierten Bildbearbeitungsprogramm ImageJ (Ferreira und Rasband, 2012) angewendet. Zur automatisierten Detektion und automatisierten Ganglinienanalyse wurde das Programm Plug-in Particle Tracker (Sbalzarini und Koumoutsakos, 2005) verwendet. Zur Bestimmung exakter Geschwindigkeiten einzelner Partikel mittels manuellem Partikel-Tracking wurde das Programm Plugin MTrackJ (Meijering et al., 2012) eingesetzt.

3 Ergebnisse Results

3.1 Strömungsberechnungen der beidem Zellstrukturen *Computational fluid dynamics of the two structures*

Die Strömungsberechnungen mit Comsol-Multiphysics® verdeutlichten die Hauptströmungslinien und Unterschiede der Strömungsverteilungen in den beiden Strukturen. In der geraden Struktur sind die Hauptströmungskanäle die in Strömungsrichtung offenen Kanäle



Bild 5: Strömungsverteilung in den beiden Versuchsstrukturen mit einer Einströmgeschwindigkeit von 0,16 ml/s (die Berechnungen wurden durchgeführt mit Comsol-Multiphysics®)



mit maximalen Geschwindigkeiten in der Kanalmitte. In den Verbindungskanälen, die quer zur Strömungsrichtung liegen, ist die Strömung annähernd null. In der gedrehten Struktur sind in allen Kanäle gleiche Strömungsverhältnisse anzutreffen. Maximalgeschwindigkeiten in den Kanälen sind bei gleichen Einströmgeschwindigkeiten in die Gesamtstruktur niedriger als in der geraden Struktur und treten an den Kanalverbindungen auf (Bild 5). Verlangsamte Strömungen um die Strukturelemente entsprechen der Hälfte der Kanalweite, sodass in den Hauptströmungskanälen größere potenzielle Ruhepunkte für die Partikel gegeben sind.

3.2 Partikelanhaftung Particle attachment

Für die beiden unterschiedlichen getesteten Versuchsstrukturen konnten mit Hilfe der visuellen Versuchsauswertung unterschiedliche Mechanismen der Partikelanhaftung und -blockierung ermittelt werden.

Das Anlagern bzw. das Ruhen einzelner Partikel in den Strömungskanälen war nur in der gedrehten Struktur zu beobachten. Um die Strukturelemente herum, in Zonen mit niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten (s. Bild 5), kamen einzelne Partikel in allen Versuchsdurchläufen zum Stillstand und lagerten sich an (Bild 6, unten). Durch das Ruhen einzelner Partikel an den Strukturelementen lagerten sich teilweise weitere nachfolgende Partikel in entlang der Strömungslinien an. Ein weiteres Phänomen einzelner Partikel in Struktur 2 war das Anlagern an der Spitze eines Strukturelements nachdem ein Partikel die Hauptströmungslinie verlassen hatte.

In beiden Strukturen kam es bei den Versuchsdurchläufen mit den größeren Partikeln (Durchmesser ca. 0,5 mm) zu Blockierungen der Strömungskanäle durch mehrere kollidierende Partikel. Nachfolgende einströmende Partikel erhöhten die Blockierung, sodass insbesondere in Mikrostruktur 1 komplette Strömungskanäle nicht mehr passierbar waren (Bild 6 oben). Nur vereinzelt strömten Partikel durch die seitlichen Verbindungskanäle um die Blockaden herum, abhängig von den durch die Blockaden gebildeten veränderten Strömungsverhältnissen. In der gedrehten Mikrostruktur 2 wurden die Strömungskanäle nur bis zur nächsten Kanalverzweigung blockiert Dementsprechend waren die Blockierungen kleiner und es war für darauffolgende Partikel eine Möglichkeit der Umströmung über eine weitere Strömungslinie gegeben (Bild 6 unten).





structure 2

In beiden Strukturen lösten sich Blockierungen nur auf, wenn sich die Strömungsgeschwindigkeiten erhöhten. Dies wurde entweder durch eine externe Erhöhung der Einströmgeschwindigkeit oder eine lokale Geschwindigkeitserhöhung aufgrund lokaler Blockaden erreicht. Da durch die Auflösung einer Blockierung im Weiteren die Partikelkonzentration in der Strömung erhöht war, kam es strömungsabwärts oft zu einer erneuten Blockierung der Partikel im Strömungskanal.

Die kleineren Partikel (Durchmesser ca. 0,2 mm) zeigten in Mikrostruktur 2 gleiche Anhaftungsmechanismen wie die größeren Partikel. Durch die notwendig größere Menge an Partikeln wurden bei den Versuchen mit den kleineren Partikeln weniger Kanäle komplett blockiert. Einzelne ruhende Partikel wurden meist mit nachfolgenden strömenden und kollidierenden Partikeln mitgerissen und somit weitertransportiert.

Die quantitative Füllung der Gesamtstruktur mit Partikeln folgte den unterschiedlichen Partikelblockierungsme-

chanismen der beiden Strukturen. Mikrostruktur 1 füllte sich rasch nach einer ersten Blockade mit Partikeln, da es für darauffolgende Partikel wenig Ausweichmöglichkeiten aufgrund der geraden Strömungslinien gab. Die Füllung der Gesamtstruktur endete entweder wenn die Strömungsgeschwindigkeit in den verbleibenden freien Kanälen sehr hoch war oder wenn die Strömungskanäle bereits am Anfang blockiert wurden und somit keine weiteren Partikel stromabwärts transportiert werden konnten. Durch die kreuzenden Strömungslinien in Mikrostruktur 2 und die dadurch gegebene Möglichkeit strömender Partikel eventuelle Blockaden zu umströmen, füllte sich die gedrehte Mikrostruktur 2 weitaus langsamer als die Mikrostruktur 1 mit den geraden parallel verlaufenden Hauptströmungskanälen (Bild 7).

Da steigende Einströmraten auch eine steigende Anzahl von Partikeln mit sich führten, füllten sich die Strukturen bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten rascher. Insbesondere in der geraden Struktur kam es dabei häufig zu Blockierungen der Strömungskanäle bereits am Zu-





Figure 7: Total particle filling of structure 1 and structure 2, each for two experimental runs, with fluid rates of 0.25 ml/s and continuous particle feeding. The pictures show the structure fillings at the end of one experimental run with particle sizes of 0.4 mm to 0.5 mm.

lauf zur Mikrostruktur, wodurch keine weiteren Partikel durch die Mikrostruktur transportiert werden konnten.

Bei Mikrostruktur 1 wurde beobachtet, dass sich viele Partikel direkt hinter den Strömungskanälen am Ende der letzten Strukturreihe ansammelten. Da die Strömung in der sich breitenden Fläche sich abrupt verlangsamte, setzten sich hier viele Partikel ab. In manchen Versuchsdurchläufen kam es dadurch zu sich aufstauenden Partikeln, die daraufhin auch die Poren blockierten, ohne dass es anfangs zu einer Blockierung in der Struktur gekommen war.

3.3 Partikelgeschwindigkeiten Particle velocities

Partikelgeschwindigkeiten waren generell niedriger als die Fluid-Strömungsgeschwindigkeiten. Die Partikel waren nicht in dem Fluid suspendiert, sie strömten nicht in dem Fluid sondern die Strömungskraft rollte die Partikel vorwärts, was in den Versuchsaufnahmen als Video durch die Schatten der Partikel deutlich zu sehen war.

Die großen Partikel wurden ab einer Initialströmungsrate von 0,16 ml/s in Bewegung gesetzt. Dies entspricht einer lokalen Strömungsgeschwindigkeit im Zulauf von ca. 6,5 mm/s. Die kleinen Partikel wurden ab einer Fluidströmungsrate von 0,095 ml/s, entsprechend einer lokalen Strömungsgeschwindigkeit im Zulauf von ca. 3,8 mm/s in Bewegung gesetzt. Da die Strömungsgeschwindigkeiten in der Struktur nicht gemessen wurden, konnten sie zur Versuchsauswertung nur entsprechend der Einlaufgeschwindigkeit und der Strömungsfläche gemittelt werden. Im Laufe erhöhter Blockierung einzelner Strömungskanäle erhöhten sich in den durchströmten Kanälen die Strömungsgeschwindigkeiten. Erhöhte Partikelgeschwindigkeiten, die durch Partikel-Tracking ermittelt werden konnten, entsprachen daher insbesondere in Struktur 1, in der es zu stärkeren Blockierungen kam, lokal erhöhten Fluid-Strömungsgeschwindigkeiten (Bild 8).

Die Geschwindigkeiten einzelner Partikel variierten stark, wobei die hohe Varianz durch starke Ausreißer gegeben war. Es konnte grob ein linearer Trend zwischen Partikelgeschwindigkeit und Fluidgeschwindigkeiten beobachtet werden (Bild 9, Medianwerte). Die Fluidgeschwindigkeiten entsprachen hierbei den mitt-





```
Figure 8: Particle velocities in structure 1 related to in-
creased channel blocking, given by volumetric
particle filling in the structure, and the consequent
increase in fluid velocity in the free channels. The
influx rate into the cell was constant at 7.5 mm/s.
```

leren Geschwindigkeiten in den Strukturkanälen ohne Berücksichtigung der Geschwindigkeitsänderungen aufgrund blockierter Kanäle. Fluidgeschwindigkeiten wurden in gemittelte lokale Reynoldsgeschwindigkeiten Re umgerechnet:

Re = (vL)/v

mit v charakteristische Fluidgeschwindigkeit in m/s, L Länge eines Strukturelementes mit 2 mm und v kinematische Fluidviskositätmit 10⁻⁶ m²/s.

Zur Berücksichtigung sowohl der kleinen als auch der großen Partikel in die Geschwindigkeitsauswertung wurden die Partikelgeschwindigkeiten in Stokessche Kräfte F_D umgerechnet:

 $F_D = 6 \pi v \rho V d$

mit ρ Dichte des Fluids, V Geschwindigkeit des Partikels relativ zum Fluid und d Partikeldurchmesser in m.



- Bild 9: Boxplot von Partikel Stokes Geschwindigkeit in Struktur 2 aus 550 Partikelgeschwindigkeiten im Verhältnis zu Zufluss Strömungsraten in Reynolds-Geschwindigkeiten (die Box begrenzt das obere und untere Quartil der Daten, in der Box liegt der Medianwert, die Linien schließen den gesamten Datenbereich ein)
- Figure 9: Boxplot of particle Stokes drag in structure 2 with a total of 550 analyzed particles, related to increasing influx fluid Reynolds numbers regulated by mean fluid velocities (box with median, confined by upper and lower quartiles; the lines include the whole data set)

3.4 Bewegungslinien der Partikel Particle velocities

Die Visualisierung der Bewegungslinien der Partikel verdeutlichte die unterschiedlichen Partikelwege und -umwege in den beiden Strukturen.

In Mikrostruktur 1 passierten die Partikel nur die in Strömungsrichtung gelegenen Hauptströmungskanäle. Dies resultierte in ein rasches Blockieren der Kanäle bei rasch aufeinanderfolgenden Partikeln. Nur bei lokal stark erhöhten Fluidgeschwindigkeiten umströmten vereinzelt Partikel die Strukturelemente durch die horizontal zur Strömungsrichtung gelegenen Seitenkanäle.

In Mikrostruktur 2 dienen die Hauptströmungskanäle der Struktur als direkte Route eines Partikels. Im Falle

von Blockierungen hatte das Partikel die Möglichkeit in einen benachbarten Porenkanal zu wechseln, so dass die Partikel durchgängig die gesamte Porenstruktur passieren konnten. Ohne Blockierung wurden die Partikel auf den direkten Strömungslinien transportiert (Bild 10).



Bild 10: Strömungslinien einzelner Partikel mit Ausweichrouten bei verstopften Kanälen
 Figure 10: Particle trajectories with typical turnouts of the particles when single channels are clogged

4 Diskussion und Zusammenfassung Remarks and conclusions

Die zweidimensionalen Porenraum-aufgelösten Versuche haben gezeigt, dass Partikeltransport und Mechanismen des Ab- und Eintrags von Feinmaterial in eine poröse Struktur stark von kleinen Variationen der Kanalanordnung abhängen, unabhängig von makrostrukturellen Parametern wie der Porosität. Die Änderung mikrostruktureller Anordnungen der Porenkanäle veränderte nicht nur lokales Partikelverhalten im Hinblick auf Transport und Anhaftung sondern auch den Partikeldurchgang und die Partikelblockierung in Bezug auf das gesamte Strukturelement.

Betrachtet man Anhaftungsmechanismen einzelner Partikel, so sind diese nicht unbedingt nur beeinflusst von geometrischen Struktureigenschaften, sondern auch durch zufällige Faktoren aus kleinen Änderungen der Form einzelner Partikel und Partikelverteilungen in einzelnen Kanälen im Gegensatz zu der Gesamtkonzentration der Partikel in der Gesamtstruktur.

Betrachtet man die physikalischen Struktureigenschaften, so besteht zwischen den beiden Mikrostrukturen 1 und 2 nur der Unterschied in hydraulischer Tortuosität in Strömungsrichtung. Strömungswindungen werden in hydraulischen Transportstudien oft vernachlässigt,

da diese in unstrukturierten Medien schwer zu definieren sind. In numerischen Modellen wird der Faktor der Tortuosität oft als Anpassungsfaktor zu experimentellen Daten eingesetzt. Hierbei wird jedoch nicht zwangsläufig die bestehende physikalische Struktur der Strömungspfade berücksichtigt (Ghanbarian et al., 2013). Die Versuche zeigten jedoch für die effektiven Strömungskanäle, dass die Erhöhung hydraulischer Tortuosität Regionen von niedrigen und keinen Flussraten in einer Struktur deutlich erhöhen. Auch wenn die Tortuosität nicht unbedingt die Permeabilität einer Struktur ändert, so wird diese Änderung bei Betrachtung von Partikeltransport eventuell unterschätzt, da auch kleine Änderungen der Strömungswindung eine erhöhte Möglichkeit von Kollision der Partikel an der Struktur und demzufolge einem Abbremsen von Partikeln mit sich ziehen kann.

Bezüglich Blockierungsmechanismen durch Partikel kann eine Erhöhung der hydraulischen Tortuosität durch geänderte Anordnung der Strömungskanäle dazu führen, dass Partikel aus einer blockierten Hauptströmungslinie ausweichen können und damit eine Verstopfung der Gesamtstruktur verhindert wird.

Ein wichtiger Faktor hinsichtlich Transport- und Blockierungsmechanismen von Partikeln in einer porösen Struktur ist die Konzentration der Partikel im mitführenden Strömungsmedium. Bei Betrachtung eines gesamten Strukturelementes ist jedoch nicht die Gesamtkonzentration der Partikel ausschlaggebend, sondern die lokale Konzentration in einem Strömungskanal. Bei der Berücksichtigung eines Elementes auf der Makroskala könnte hierfür eine Funktion der Zufallsverteilung zur Partikelkonzentration eingesetzt werden, um realistische unterschiedliche lokale Partikelverteilungen zu berücksichtigen. Für die numerische Berechnung muss weiterhin die Dynamik der Partikelanhaftung und -blockierungen berücksichtigt werden, die eine Änderung der hydraulischen Eigenschaften und lokal teilweise stark erhöhte Geschwindigkeiten nach sich zieht.

Blockaden kompletter Strömungskanäle resultieren in Strömungsgeschwindigkeiten, die die Gesamtstruktur in zwei Kompartimente aufteilt, ein Teil ohne Strömung und ein Teil mit erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten. Die Anwendung einer gemittelten Strömungsgeschwindigkeit ist hier unter Umständen nicht anwendbar, da die erhöhten lokalen Geschwindigkeiten zu Turbulenzen und einem stark veränderten Transportverhalten von Partikeln führen kann.

Insgesamt zeigten die Versuche, dass die Annahme der Zellstruktur als ein Gesamtvolumen, über das Transport- und Strömungsparameter gemittelt werden, falsche Annahmen zu Partikeltransport- und -anhaftungsmechanismen gemacht werden, da insbesondere lokal veränderte Strömungsgeschwindigkeiten und auch lokal unterschiedliche Partikelkonzentrationen zu Partikeltransport, Partikelabsetzung und Partikelblockaden führen.

Betrachtet man die in den Versuchen angewendeten Partikel-zu-Porenengstellen-Verhältnisse, sollte es bei Einzelpartikeln nicht zu Partikelanhaftungen kommen. Dies ist vielmehr ein Vorgang der Partikelkonzentration. Trotzdem haben die Versuche gezeigt, dass auch einzelne Partikel, abhängig von lokalen Strömungsverhältnissen sich an der Struktur anlagern und somit den Strömungsguerschnitt verringern, sodass nachfolgende Partikel zu einer Gesamtblockierung beitragen können, auch wenn die ursprüngliche Partikelkonzentration niedrig war. Insgesamt sollten für die Implementierung der Versuchsergebnisse in skalierte Terme für hydraulischen Materialtransport und die Anhaftung und Blockierung des Materials in einer porösen Struktur weitere Versuche mit partiell regulären als auch unregulären Eigenschaften durchgeführt werden (wie beschrieben in Karadimitriou und Hassanizadeh, 2012). Dies führt zu einer schrittweisen Erhöhung der Anpassung von strukturierten Mikromodellen an natürliche Bodenverhältnisse.

Die in diesem Artikel beschriebenen Versuche mit regulärer Strukturanordnung haben klar gezeigt, dass die Fragestellung von hydraulischem Materialtransport sehr komplex ist hinsichtlich des Transports, der Anhaftung und Blockierungsmechanismen sowie der dazu führenden geänderten Transporteigenschaften des betrachteten Mediums. Die Versuche haben gezeigt, dass Partikeltransport in einer Porenkanalstruktur stark abhängen von kleinen Änderungen der Kanalanordnung, unabhängig von makrostrukturellen Eigenschaften wie der Porosität.

5 Literatur References

Auset, M. and Keller, A. (2004): Pore-scale processes that control dispersion of colloids insaturated porous media. Water Resour. Res., 40, W03503, doi:10.1029/2003WR002800.

Auset, M. and Keller, A. (2006): Pore-scale visualization of colloid straining and filtration in saturated porous media using micromodels. Water Resour. Res. 42, W12S02, doi:10.1029/2005WR004639.

Bacchin, P.; Derekx, Q.; Veyret, D.; Glucina, K.; Moulin, P. (2014): Clogging of microporous channel networks: role of connectivity and tortuosity. Microfluidics and Na-nofluidics, 17(1), 85-96, doi:10.1007/s10404-013-1288-4.

Bear, J. (1972): Dynamics of Fluids in Porous Media. American Elsevier Publishing Comp., Inc., New York.

Bradford, S. A.; Yates, S. R.; Bettahar, M. und Simunek, J. (2002): Physical factors affecting the transport and fate of colloids in saturated porous media. Water Resour. Res., 38(12), 1327, doi:10.1029/2002WR001340.

Carman, P. C. (1937): Fluid flow through a granular bed. Trans. Inst. Chem. Eng. London 15, 150-156.

Carrier III, W. D. (2003). Goodbye, Hazen; Hello Kozeny-Carman. J. Geotech. Geoenviron., 129, pp. 1054-1056.

Chen, C.; Packman, A. I.; Gaillard, J.-F. (2008): Porescale analysis of permeability reduction resulting from colloid deposition. Geophys. Res. Lett., 35, L07404, doi:10.1029/2007GL033077.

Coussy, O. (2010): Mechanics and Physics of Porous Solids. 1st ed., Wiley & Sons, Chichester.

Dullien, F. A. L. (1992): Porous Media: Fluid Transport and Pore Structure. Academinc Press, Inc.

Ehlers, W. and Bluhm, J. (2002): Foundations of multiphasic and porous materials. In Porous Media: Theory, Experiments and Numerical Applications. Berlin: Springer, pp. 3-86. Ferreira, T. and Rasband, W. (2012): ImageJ User Guide IJ 1.46r. http://imagej.nih.gov/ij/docs/guide/user-guide.pdf.

Ghanbarian, B.; Hunt, A. G.; Ewing, R. P.; Sahimi, M. (2013): Tortuosity in Porous Media: A Critical Review. Soil Sci. Soc. Am. J., 77:1461–1477,doi:10.2136/sssaj2012.0435.

Herzig, J. P.; Leclerc, D. M.; Goff, P. Le (1970): Flow of Suspensions through Porous Media – Application to Deep Filtration. Industrial and Engineering Chemistry, 62(5): 8-35.

Indraratna, B. and Locke, M. R. (1999): Design methods for granular filters – critical review. Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering, Volume 137, Issue 3, pages 137 - 147.

Karadimitriou, N. K. and Hassanizadeh, S. M. (2012): A Review of Micromodels and Their Use in Two-Phase Flow Studies. Vadose Zone J., Vol. 11, doi:10.2136/ vzj2011.0072.

Kenney, T. C. and Lau, D. (1985): Internal Stability of Granular Filters. Can. Geotech. J. 22: 215-225.

Khilar, K. C. und Fogler, H. S. (1998): Migration of Fines in Porous Media. Kluwer Academics Publishers. The Netherlands.

Marot, D. and Benamar, A. (2012): Suffusion, Transport and Filtration of Fine Particles in Granular Soil. In: Bonelli, S.: Erosion of Geomaterials. ISTE Ltd 2012 London.

McDowell-Boyer, L. M.; Hunt, J. R.; Sitar, N. (1986): Particle-transport through porous media. Water Resourc. Res., 22, 1901-1921.

Meijering, E.; Dzyubachyk, O. und Smal, I. (2012): Methods for Cell and Particle Tracking. Methods on Enzymology. Vol. 504, Ch. 9, pp. 183-200.

MMB (2013): Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.

Moffat, R. A. und Fannin, R. J. (2006): A Large Permeameter for Study of Internal Stability in Cohesionless Soil. Geotechnical Testing Journal, 29(4): 273-279. Pfletschinger-Pfaff, H.; Kayser, J.; Steeb, H. (2014): Mehrphasenmodell zur Simulation von Suffosion. Johann-Ohde-Kolloquium 2014, Mitteilung Nr. 19 / TU Dresden, Institut für Geotechnik.

Rajagopalan, R. and Tien, C. (1976): Trajectory analysis of deep-bed filtration with the sphere-in-cell porous media model. AIChE J., 22, 523-533.

Sakthivadivel, R. (1969): Clogging of a Granular Porous Medium by Sediment. HEL-15-7, Hydraulic Engineering Laboratory, Univ. of California, Berkeley, Calif.

Saktihivadivel, R.; Thanikachalam, V.; Seetharaman, S. (1972): Headloss theories in filtration. J. Am. Water Works Assoc. 64(4), 245-254.

Sbalzarini, I. F. and Koumoutsakos, P. (2005): Feature point tracking and trajectory analysis for video imaging in cell biology. J. Struct. Biol., 151(2): 182-195.

Schauffler, A.; Becker, C.; Steeb, H. (2013): Infiltration processes in cohesionless soils. Z. Angew. Math. Mech., 93 (2-3): 138-146.

Skempton, A. W. und Brogan, J. M. (1994): Experiments on Piping in Sandy Gravels. Geotechnique, 44(3): 449-460.

Steeb, H. (2010): Internal erosion in gasflow weak conditions. AIP Conf. Proc. 1227, 115, doi: 10.1063/1.3435382.

Sterpi, D. (2003): Effects of the Erosion and Transport of Fine Particles due to Seepage Flow. Int. J. Geomech., 3(1), 111-122.

Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke: Wien.

Wadell, H. (1934): Shape determination of large sedimental rock fragments. The Pan-American Geologist, Vol. 61, pp. 187-220, 52.

Wadell, H. (1935): Volume, shape, and roundness of quartz particles. Journal of Geology, Vol. 43, pp. 250-279.

Zhang, X. S.; Wong, H.; Leo, C. J.; Bui, T. A.; Wang, J. X.; Sun, W. H.; Huang, Z. Q. (2013): A Thermodynamics-Based Model on the Internal Erosion of Earth Structures. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 31(2): 479-492, doi:10.1007/s10706-012-9600-8. Pfletschinger-Pfaff et al.: Mikrozellenversuche zur kleinskaligen Untersuchung von hydraulisch induziertem Partikeltransport...

Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen

Numerical Methods for the Simulation of Lock Filling Processes

Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Fabian Belzner M. Eng., Torsten Hartung M. Sc., Lydia Schulze M. Eng., Bundesanstalt für Wasserbau

Schleusen sind Wasserbauwerke, welche es der Schifffahrt ermöglichen, lokale Höhenunterschiede zu überwinden. Der sichere und effiziente Betrieb der Schleusen ist eine der Grundvoraussetzungen für die Beförderung von Gütern auf den Kanalstrecken und staugeregelten Flussstrecken der Bundeswasserstraßen.

Die Dimensionierung des hydraulischen Systems einer Schleuse ist einer der wesentlichen Schritte der Entwurfsplanung. Idealerweise soll das gewählte System die Anforderungen an die Schleusungszeit bei einem Minimum an Bau- und Unterhaltungsaufwand erfüllen. Die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt muss dabei zu jeder Zeit gewährleistet sein.

Für diesen Planungsschritt werden traditionell einfache analytische Ansätze zur Vordimensionierung des hydraulischen Systems verwendet. Auf dieser Basis wird dann ein gegenständliches Modell gebaut, um damit weitere Optimierungen durchzuführen. In der letzten Dekade haben jedoch die numerischen Methoden erhebliche Fortschritte gemacht, sodass für viele Einzelaspekte heute auch numerisch Prognosen durchgeführt werden können. In diesem Artikel werden die heute in der BAW genutzten Methoden zur Simulation von Schleusungsvorgängen sowie weitere Ansätze, welche momentan geprüft und weiterentwickelt werden, vorgestellt.

Locks are key elements of the waterway infrastructure which enable ships to transit between waterways with different levels. Safe and efficient operation is a necessity for the transport of goods on the canals and barrage controlled rivers of the federal waterways.

The design of the hydraulic system is one of the major steps in the planning process for a navigation lock. Ideally, a system should be chosen which minimizes the costs for construction and operation. On the other hand, the requirements for the lock cycle times must be fulfilled and the safety of passing ships guaranteed.

Traditionally, textbook approaches are used for an initial design which is then validated and enhanced with a physical model. In the last decade numerical models have significantly improved, so that nowadays many aspects can also be forecast numerically. This article describes the methods currently in use or under investigation at the BAW.

1 Einleitung Introduction

Beim hydraulischen Entwurf und der Dimensionierung von Schleusen müssen eine Vielzahl von Anforderungen erfüllt werden. Neben der geometrischen Gestaltung des Füllsystems ist auch die Frage nach einer idealen Füllstrategie zu beantworten. Ziel ist es dabei, einen Kompromiss zwischen den sich teilweise widersprechenden Zielen "geringer baulicher Aufwand", "möglichst kurze Füllzeit" und "geringe auf das Schiff wirkende Kräfte" zu finden. Anders gesagt, es soll eine ausreichend hohe Leistungsfähigkeit bei Wahrung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt und akzeptablen Kosten erreicht werden.

Typischerweise steigen die auf das Schiff wirkenden Kräfte mit der Füllgeschwindigkeit und damit mit sinkender Füllzeit der Schleuse an. Eine Verbesserung kann sowohl durch Optimierung des Füllsystems als auch der Füllstrategie erreicht werden. Oft können dadurch die auf das Schiff wirkenden Längskräfte bei gleichbleibender Leistungsfähigkeit deutlich reduziert werden oder im Umkehrschluss kann bei gleichbleibenden Schiffskräften die Füllzeit verringert werden. Die Beeinflussung der Füllung erfolgt dabei im Wesentlichen durch die Steuerung der Füllorgane, z. B. der Füllschütze. Über sogenannte Fahrpläne wird die Öffnungsweite oder die Öffnungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zeit vorgeben.

Die Optimierung der Fahrpläne kann sehr effizient in Laborversuchen durchgeführt werden. Die auf Basis des Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzes maßstäblich verkleinerten Modelle von Schleusen werden dabei mit verschiedenen Fahrplänen betrieben, die auftretenden Schiffskräfte protokolliert und anschließend die Fahrpläne optimiert. Die Durchführung einer Schleusenfüllung im Labor dauert wenige Minuten und liefert neben den auftretenden Schiffskräften weitere Erkenntnisse über auftretende Prozesse und Zusammenhänge, die vorher nicht offensichtlich waren. Planung und Bau eines solchen gegenständlichen Modells nehmen jedoch selbst für einfache Füllsysteme eine erhebliche Zeit in Anspruch, weshalb oftmals ein- und dreidimensionale numerische Modelle für die Vordimensionierung verwendet werden (Thorenz, 2009a). Nach Abschluss der Untersuchungen werden die gegenständlichen Modelle in der Regel abgerissen oder umgebaut, sodass sie nicht mehr zur Verfügung stehen. Bis zum Bau der eigentlichen Schleuse vergehen dann meist noch mehrere Jahre, wobei im weiteren Planungsprozess oftmals noch Änderungen am Füllsystem vorgenommen werden müssen, welche während der Untersuchungen nicht vorhergesehen werden konnten. Um diese Änderungen beurteilen zu können, ist es erforderlich, weitere Methoden zur Verfügung zu haben, um kurzfristig die Auswirkungen auf die Leistungsfähigkeit und die Schiffskräfte abschätzen zu können.

Im einfachsten Fall ist die Beurteilung der sich ergebenden hydraulischen Größen und der Schiffskräfte schon auf Basis analytischer Ansätze möglich. Allerdings kann damit nur eine begrenzte Anzahl an Fällen abgedeckt werden, sodass für eine umfassende Beurteilung komplexere Modelle erforderlich werden. Wenn ausreichend viele Kalibrierungsdaten vorliegen, beispielsweise von untersuchten gegenständlichen Modellen, können viele Fragen auch mit eindimensionalen Modellen ausreichend genau beantwortet werden. Falls kein gegenständliches Modell erstellt werden kann, muss auf eine vollständig numerische Betrachtung zurückgegriffen werden. Die dazu in der BAW derzeit verwendeten Methoden werden im Folgenden vorgestellt.

2 Analytische Ansätze Analytical approaches

Eine stark vereinfachte Abschätzung der bei der Schleusenfüllung zeitabhängig auftretenden Schiffslängskräfte kann mit einer zeitschrittbasierten Lösung analytischer Ansätze erfolgen. Dazu kann beispielsweise ein Tabellenkalkulationsprogramm verwendet werden.

Der Zuflussvolumenstrom Q in die Schleuse ergibt sich zum Zeitpunkt n aus der Fallhöhe Δ h, einer zeitabhängig variablen durchflossenen Schützfläche A und einem Zuflussbeiwert µ zu:

$$Q^n = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g} \cdot \Delta h^n$$

Der Zuflussbeiwert μ , welcher von der Geometrie der Zuflussöffnung abhängt, kann beispielsweise aus Naturdaten, mit gegenständlichen Modellversuchen oder dreidimensionalen numerischen Modellen ermittelt werden und liegt typischerweise zwischen 0,5 und 0,9. Die Fallhöhe Δ h entspricht bei einem eingestauten Füllsystem der Wasserspiegeldifferenz zwischen Oberwasser- und Kammerwasserstand. Bei nicht eingestauten Füllsystemen reduziert sich diese auf die effektiv am Schütz anliegende Druckhöhe.

Aus dem gemittelten Kammerwasserstand h zum Zeitpunkt n, dem Volumenstrom Q, der Zeitschrittweite Δt und der hydraulischen Grundfläche A_k der Schleusenkammer ergibt sich aus folgendem Zusammenhang der gemittelte Wasserstand zum Zeitpunkt n+1:

$$h^{n+1} = h^n + \frac{\Delta t \cdot Q^n}{A_K}$$

Während der Füllung wirken verschiedene hydrodynamische Prozesse auf das Schiff ein. Die wesentliche auf das Schiff wirkende Kraft ergibt sich aus den unterschiedlichen Wasserständen entlang des Schiffes und kann über das Wasserspiegelgefälle abgeschätzt werden. Bei ungünstig konzipierten Füllsystemen kann auch die direkte Einwirkung eines Strahls auf das Schiff als Staudruck relevant werden, dies wird hier jedoch nicht weiter vertieft. Reibungseinflüsse entlang der Schiffshülle sind typischerweise untergeordnet und werden daher bei dieser Betrachtung vernachlässigt.

Aus jeder zeitlichen Veränderung des Volumenstroms ergibt sich eine Schwall- oder Sunkwelle, die oszillierende Kräfte auf das Schiff verursacht. Typischerweise ist der erste Anstieg des Volumenstroms dafür maßgeblich. Die entstehende Kraft verhält sich proportional zum zeitlichen Gradienten des Zuflussvolumenstroms (Partenscky, 1986):

$$F_{Schwall}^n = -\frac{dQ}{dt} \cdot \frac{m_{Schiff}}{B_K \cdot h^n}$$

Dabei bezeichnen m_{schiff} die Masse des Schiffes und B_{κ} die Kammerbreite. Dieser Ansatz ist allerdings nur gültig, falls das Schiff im Vergleich zur Kammer klein ist. Bei größeren Schiffen werden bei dieser Betrachtung die Kräfte aus der Schwallwirkung unterschätzt, da mit wachsender Schiffsgröße die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in der Kammer sinkt. Daher können die tatsächlichen Werte bei typischen Binnenschleusen etwa doppelt so groß sein. Dies kann überschlägig berücksichtigt werden, indem man die Querschnittsfläche des Schiffes A_s von der hydraulisch wirksamen Fläche abzieht:

$$F_{Schwall}^{n} = -\frac{dQ}{dt} \cdot \frac{m_{Schiff}}{B_{K} \cdot h^{n} - A_{S}}$$

Ein weiterer zu berücksichtigender Effekt ist die Abnahme der Fließgeschwindigkeit vom Kammeranfang zum Kammerende. Bei einer verlustfreien Betrachtung ergibt sich aus der Abnahme der Geschwindigkeit ein zum Oberhaupt gerichtetes Wasserspiegelgefälle, welches als statische Hangabtriebskraft auf das Schiff wirkt. Diese Hangabtriebskraft kann aus der Geschwindigkeitshöhe am Oberhaupt, der Kammerlänge und der Schiffsmasse bestimmt werden. Wesentlich ist hierbei die zur Verfügung stehende Querschnittsfläche für das einströmende Wasser. Bei einer gut funktionierenden Energieumwandlung im Oberhaupt und einer damit einhergehenden homogenen Geschwindigkeitsverteilung kann die gesamte Fläche zwischen Schiff und Kammerwänden genutzt werden. Handelt es sich jedoch um einen in die Kammer gerichteten Füllstrahl, besteht eine größere Geschwindigkeitshöhe und damit ein niedrigerer Wasserstand am Oberhaupt, da der Volumenstrom auf den Füllstrahl konzentriert ist. Dieser Kraftanteil ergibt sich zu:

$$F_{Velo}^n = \frac{(Q^n/A)^2}{2 \cdot L_K} \cdot m_{Schiff}$$

Für die durchströmte Querschnittsfläche Akann minimal die durchströmte Fläche der Füllschütze angesetzt werden und maximal die zur Verfügung stehende Kammerquerschnittsfläche abzüglich des Schiffsquerschnitts.

Eine Abschätzung der auf das Schiff wirkenden Längskräfte kann so aus den Minima und Maxima der Komponenten $F_{schwall}$ und F_{velo} sowie ihrer Summe im Verlauf der Schleusenfüllung gewonnen werden.

Der beschriebene analytische Ansatz hilft bei einer ersten überschlägigen Abschätzung der zu erwartenden Schiffskräfte, wesentliche dynamische Effekte (z. B. die zeitlich korrekte Entwicklung der Kräfte, Wellen oder Querkräfte) werden jedoch nicht berücksichtigt, sodass für eine valide Bemessung vertiefte Untersuchungen durchgeführt werden müssen.

3 Eindimensionale Modelle One-dimensional models

3.1 Numerischer Ansatz Numerical approach

In den zuvor betrachteten analytischen Ansätzen werden viele dynamische Prozesse bei der Schleusenfüllung nicht berücksichtigt. Gegenwärtig wird in der BAW ein selbst entwickeltes Verfahren getestet, welches es erlaubt, Schleusenfüllungen mit einem hydronumerischen Ansatz basierend auf den eindimensionalen Flachwassergleichungen vereinfacht zu simulieren und damit Aussagen über die zu erwartenden Füllzeiten und die auftretenden Schiffskräfte zu treffen.

Dabei wird der Zuflussvolumenstrom mit der bereits dargestellten analytischen Formel für den rückgestauten oder freien Abfluss durch eine Öffnung in jedem Zeitschritt in Abhängigkeit von der aktuellen Fallhöhe und der Schützöffnungsweite bestimmt.

Für die Simulation der Schleusenfüllung wurde ein semi-impliziter Ansatz auf Basis der Saint-Venant-Gleichungen gewählt. Die Schleusenkammer wird dabei als Rechteckgerinne approximiert. Das Modell erlaubt sowohl die impulsbehaftete Füllung der Schleuse über Impuls-Randbedingungen als auch die impulsfreie Füllung über Quellterme. Bei der Füllung vom Oberhaupt her ist die Ausbreitung des Füllstrahls eine wesentliche Größe, da sich daraus lokal eine erhebliche Druckabsenkung ergeben kann. Dies stellt daher einen wesentlichen Kalibrierungsparameter für die Schiffskräfte dar. Das in der Kammer schwimmende Schiff wird im numerischen Modell vereinfacht als Querschnittsreduktion berücksichtigt. Dadurch wird das Schiff jedoch nicht als beweglicher Starrkörper, sondern nur als "flexible" Einengung abgebildet. Weiterhin erlaubt das Modell die Berücksichtigung von Energiehöhenverlusten durch die Bug- und Heckgeometrie des Schiffes und lokale Beschleunigungseffekte auf Grund eines ungleichförmigen Geschwindigkeitsfelds.

Durch die Wahl eines semi-impliziten Ansatzes kann bei der numerischen Lösung der Strömungsgleichungen auf komplexe Gleichungssysteme verzichtet werden. Die Nutzung eines Mehrschrittverfahrens (Adams-Bashforth) mit anschließender Korrektur (Prädiktor-Korrektor) für die zeitliche Diskretisierung garantiert für die meisten Terme eine Genauigkeit zweiter Ordnung in der Zeit. Die Bestimmung der Schiffslängskräfte erfolgt nach dem Ansatz der Hangabtriebskraft aus den berechneten Wasserspiegelneigungen in der Schleusenkammer entlang des Schiffsquerschnitts.

Typische Rechenzeiten für die Simulation einer Schleusenfüllung liegen selbst bei mehreren tausend Zeitschritten auf einem heute handelsüblichen Arbeitsplatzcomputer deutlich unter einer Sekunde, sodass in kurzer Zeit eine Vielzahl von Simulationsläufen durchgeführt werden können. Dadurch ist es möglich eine Vielzahl von Schützfahrplänen in kurzer Zeit zu überprüfen.

3.2 Kalibrierung & Validierung Calibration & validation

Um sicherzustellen, dass das numerische Verfahren die maßgebenden hydrodynamischen Prozesse richtig abbildet, wurden zunächst synthetische Testfälle betrachtet, deren Ergebnisse bekannt sind oder mit Handrechnungen ermittelt werden können. Anschließend wurden Vergleichsrechnungen mit früheren Laboruntersuchungen durchgeführt. Dabei handelte es sich um Untersuchungen, welche im Rahmen der Planung einer Grundinstandsetzung oder eines Neubaus von See- und Binnenschleusen durchgeführt wurden. Die geometrischen Parameter wie Schütz-, Kammerund Schiffsdimensionen sowie die Schützfahrpläne wurden entsprechend der im gegenständlichen Modell umgesetzten Größen gewählt. Die Kalibrierung des Zuflussvolumenstroms erfolgte im Wesentlichen über eine Anpassung der Zuflussbeiwerte für das Füllsystem, sodass der Zuflussvolumenstrom bestmöglich mit dem im Labormodell gemessenen Volumenstrom übereinstimmte.

Die Versuche zeigten, dass eine starke Sensitivität der ermittelten Kräfte auf kleinste Änderungen im zeitlichen Verlauf der Volumenströme besteht und dies Schwingungsprozesse auslösen kann. Beispielsweise führt die Ausrundung von leichten Unstetigkeiten in der Volumenstromänderung zu einer deutlichen Reduktion der auftretenden Kraftspitzen. Dieses Phänomen wurde bei Untersuchungen mit anderen Verfahren ebenfalls beobachtet und zeigt unter anderem, dass für eine valide Bestimmung der auftretenden Kräfte eine möglichst exakte Berechnung des Volumenstroms erfolgen muss.

Ein weiterer wesentlicher Kalibrierparameter ist die Ausbreitung des Füllstrahls. Besonders während der späteren Füllphasen (bei hohen Volumenströmen) kann dieser Parameter maßgeblich sein. Daher wurde die Möglichkeit implementiert, die Strahlausbreitung zu parametrisieren.

3.3 Prognosefähigkeit Forecasting ability

Zur Bewertung der Prognosefähigkeit des Modells wurden nach einer ersten Kalibrierung Vergleichsrechnungen mit derselben Geometrie und mit unterschiedlichen Schützfahrplänen durchgeführt, ohne dass dabei eine weitere Kalibrierung des Modells erfolgte. Dabei ergab sich eine gute Übereinstimmung der im Labor ermittelten Zuflussvolumenströme mit den simulierten Zuflussvolumenströmen (Bild 1). Ein Vergleich der numerisch mit den im Labormodell ermittelten Kräften zeigt stets den gleichen qualitativen Verlauf und eine grundsätzlich gleiche Größenordnung der auftretenden Kräfte (Bild 2). Es zeigte sich jedoch immer ein zeitlicher Versatz, der bislang nicht hinreichend erklärt werden konnte und in Bild 2 durch Verschieben der Kurven entlang der Zeitachse bereits ausgeglichen wurde.

Die Untersuchung zeigt, dass der Ansatz nach erfolgter Kalibrierung auf Basis vorliegender Daten somit eine ausreichend genaue Prognose der Leistungsfähigkeit und der zu erwartenden Schiffslängskräfte für geometrisch ähnliche Bauwerke ermöglicht.



Bild 1: Vergleich der mit dem Labormodell ermittelten Volumenströme mit den berechneten Volumenströmen





 Bild 2: Vergleich der am Labormodell gemessenen Kräfte mit den numerisch berechneten Kräften
 Figure 2: Comparison of the forces measured in the laboratory model with the computed forces

3.4 Anwendungsgrenzen Limitations

Eindimensionale Modelle setzen voraus, dass sowohl die Geschwindigkeiten orthogonal zur Hauptfließrichtung als auch die Wasserspiegelquerneigung vernachlässigbar sind. Eine Bestimmung von Querkräften, wie sie beispielswiese bei seitlichen Füllsystemen oder einer unsymmetrischen Füllung auf Grund des Versagens einzelner Füllschütze auftreten können, kann mit dem vorgestellten Ansatz daher nicht erfolgen.

Bei stark durch Strahlen bestimmten Vorgängen werden eindimensionale Verfahren auf Grund des ungleichförmigen Geschwindigkeitsfelds in einem Grenzbereich betrieben und die Prognosefähigkeit kann eingeschränkt sein. Dies kann durch eine gute Parametrisierung der Strahlausbreitung auf der Basis von dreidimensionalen Berechnungen oder Laborversuchen nur teilweise ausgeglichen werden.

Eine weitere Einschränkung ergibt sich bei Füllsystemen, die nicht unter dem anfänglichen Kammerwasserspiegel liegen. Bei Schleusen mittlerer Fallhöhe, welche über in den Toren liegende Schütze oder über die Tore selbst befüllt werden, erfolgt die Füllung zunächst rückstaufrei. Dabei bildet sich ein Freistrahl, welcher sich während der Füllung an die Geometrie anlegen kann und zudem Luft aufnimmt. Beides beeinflusst die Leistungsfähigkeit der Füllorgane und kann mit analytischen Ansätzen nur schwer beschrieben werden.

Zudem kommt es durch die eingetragene Luft zu Dichteströmungseffekten, die einen starken Einfluss auf die Strömung in der Schleusenkammer haben. Die Prognosefähigkeit eines eindimensionalen Modells ist hier sehr eingeschränkt. Solche Füllsysteme müssen zunächst mit aufwändigeren Methoden (dreidimensionale Modelle mit Modellierung des Lufteintrags, großskalige Labormodelle oder Naturmessungen) untersucht werden. Auf dieser Basis kann eine Kalibrierung des 1D-Ansatzes erfolgen, dessen Prognosebereich dann aber nur wenig vom Kalibrierungszustand abweichen darf.

4 Dreidimensionale Modellierung Three-dimensional models

4.1 Einleitung Introduction

Die in den vorigen Abschnitten gezeigten Methoden zur Analyse des Schleusungsvorgangs und der daraus resultierenden Schiffskräfte basieren auf stark parameterabhängigen Ansätzen. Diese Ansätze können nur dann in einem gewissen Geltungsbereich valide angewandt werden, wenn zuvor Kalibrierungsdaten für einen ähnlichen Fall ermittelt wurden. Während in der Vergangenheit diese Daten nur aus gegenständlichen Modellen oder in der Natur ermittelt werden konnten, kommen heute verstärkt dreidimensionale numerische Strömungsmodelle dafür zum Einsatz.

Diese dreidimensionalen Modelle müssen in der Lage sein, sehr unterschiedliche Skalen abzubilden, da beispielsweise die Füllsysteme vielfach aus sehr kleinen Geometrieteilen bestehen, während die Schleusenkammer im Vergleich dazu sehr groß ist. Um bei vertretbarem Rechenaufwand alle maßgebenden Phänomene berücksichtigen zu können, ist es unumgänglich, dass die Berechnungsgitter lokal unterschiedliche Verfeinerungsgrade aufweisen.

Zudem müssen auch starke Störungen der Wasseroberfläche mit lokalen Wechselsprüngen, Saugtrichtern etc. abgebildet werden können. Dies ist beispielsweise beim Einströmen des Wassers in die Sparbecken einer Sparschleuse oder im Einlaufbereich der Schleuse relevant.

Eine weitere wesentliche Schwierigkeit stellt die Modellierung bewegter Körper dar. Dies ist beispielsweise für die Schützbewegung und das zu schleusende Schiff relevant. Es muss auch möglich sein, die auf die bewegten Körper wirkenden Kräfte mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln und für die weitere Bemessung zu verwenden.

Derzeit setzt die BAW dafür das Open-Source-Verfahren OpenFOAM[®] ein. OpenFOAM[®] ist eine Programmbibliothek für vielfältige strömungsmechanische Fragestellungen mit jeweils darauf spezialisierten Lösern (Weller et al., 1998). Die Löser basieren auf der FiniteVolumen-Methode (FVM) und sind auch für den Einsatz auf Hochleistungsrechnern geeignet. Für die Schleusenmodellierung wird der "interFoam"-Löser verwendet, der die mehrphasigen Navier-Stokes-Gleichungen in Kombination mit einem Volume-of-Fluid-Ansatz (Hirt und Nichols, 1981) approximiert. Die für die speziellen Fragen der BAW nötigen Anpassungen dieses Lösers sind in Thorenz und Strybny (2012) beschrieben.

Im Folgenden werden einige Besonderheiten der verwendeten Verfahren erläutert und die praktische Anwendung gezeigt.

4.2 Die Volume-of-Fluid-Methode The volume-of-fluid method

Die Volume-of-Fluid-Methode (VOF) eignet sich für die Modellierung inkompressibler, instationärer Strömungen von zwei nicht mischbaren Fluiden, z. B. Wasser und Luft. Der Impulsaustausch zwischen den Fluiden wird dabei nur großskalig betrachtet. Die kleinskalige Durchmischung von Luft und Wasser (Blasen- oder Tropfenbildung) kann mit dieser Methode bei den hier betrachteten Modellskalen nicht physikalisch korrekt abgebildet werden.

Für die Berechnung des Strömungsfeldes wird ein Berechnungsgitter für die gesamte räumliche Ausdehnung des betrachteten Problems erstellt. In OpenFOAM® werden dazu meist hexaeder-dominante Gitter erzeugt. Für jede Gitterzelle werden während der Berechnung in jedem Zeitschritt die Strömungsgrößen über die Lösung der Massen- und Impulserhaltungsgleichungen für eine modellhaft angenommene Fluidmischung bestehend aus Luft und Wasser bestimmt. Dies berücksichtigt die teilweise (oder vollständige) Füllung einer Zelle mit Wasser bzw. Luft. Der Füllgrad einer Zelle wird mit Hilfe einer zusätzlichen Gleichung in jedem Zeitschritt neu bestimmt (VOF-Gleichung). Es handelt sich hierbei um eine reine Advektionsgleichung. Die transportierte Größe nimmt Werte zwischen Null (nur Luft) und Eins (nur Wasser) an. Da die Advektionsgleichung für den Transport des Füllgrades auf Grund von numerischer Diffusion die Tendenz hat, die Grenzfläche zwischen den Phasen zu verschmieren, müssen bei der Lösung Methoden angewendet werden, die dem "Verschmieren" entgegenwirken. Dies können beispielsweise besonders angepasste Advektionsschemata oder eine künstliche negative Diffusion sein. In OpenFOAM[®] wird zu diesem Zweck ein zusätzlicher Advektionsterm eingesetzt, welcher der Verschmierung entgegenwirkt.

Zunächst wird auf Basis des alten Geschwindigkeitsfelds die VOF-Gleichung gelöst, um den Füllgrad der Zellen für den aktuellen Zeitschritt zu bestimmen. Anschließend wird für jede Zelle die repräsentative Dichte und Viskosität entsprechend ihrem Füllgrad berechnet. Damit kann im Anschluss das neue Geschwindigkeitsund das neue Druckfeld berechnet werden. Für die Kopplung der Massen- und Impulserhaltungsgleichung wird ein Druckkorrekturalgorithmus (z. B. SIMPLE, PISO o. ä.) eingesetzt. Da in den meisten ingenieurpraktischen Anwendungsfällen die kleinskaligen turbulenten Phänomene nicht aufgelöst werden können, kommen Turbulenzmodelle zum Einsatz. Diese bilden die Auswirkungen der kleinskaligen turbulenten Strukturen auf die Strömung mit Hilfe von weiteren Transportgleichungen ab. Typischerweise können diese Turbulenzmodelle jedoch nicht den Einfluss der Phasengrenze Luft-Wasser auf das turbulente Geschehen abbilden, sodass die Ergebnisse im Bereich der Wasseroberfläche ungenauer sind als weiter entfernt davon.

4.3 Mechanik starrer Körper *Rigid body mechanics*

Um die Bewegung eines Schiffes in der Kammer zu modellieren, ist es erforderlich, dessen Bewegungsgleichungen zu lösen. Ein starrer Körper, wie beispielsweise das zu schleusende Schiff, kann als ein System kontinuierlich verteilter Punktmassen verstanden werden, deren Abstände zueinander nicht veränderlich sind. Deformationen des Körpers werden damit folglich ausgeschlossen. Die Veränderung seiner Lage erfolgt in Relation zu einem ortsfesten Bezugskoordinatensystem. Durch Superposition von Translations- und Rotationsbewegungen kann jede Lageänderung beschrieben werden. Bei der Translation findet eine Verschiebung jedes Massenpunktes des Körpers um denselben Verschiebungsvektor statt. Eine Rotation kann sowohl um eine Achse als auch um einen Fixpunkt erfolgen. Im ersten Fall bewegen sich alle Punkte auf Kreisbögen um die Rotationsachse, sofern sie nicht selbst auf der Achse liegen. Bei der Rotation um einen Punkt führen die Massenpunkte konzentrische Bewegungen auf Kugelschalen aus.

gungsmöglichkeiten eines starren Körpers wird die Anzahl seiner Freiheitsgrade definiert. Ein frei beweglicher Körper, der keinen Bewegungseinschränkungen unterliegt, verfügt über sechs Freiheitsgrade. Er kann Translationsbewegungen in alle drei räumlichen Dimensionen ausführen und darüber hinaus um drei räumliche Drehachsen rotieren. Durch eine Einschränkung der Objektbewegung reduziert sich die Anzahl der Freiheitsgrade. Mit der räumlichen Festlegung eines einzigen Punktes entfallen bereits die drei Translationsfreiheitsgrade, sodass dem Körper lediglich drei Rotationsfreiheitsgrade für die sphärische Bewegung um das Rotationszentrum verbleiben. Wird ein weiterer Punkt fixiert, so spannt die Gerade durch beide Punkte eine Drehachse auf. Die Bewegungsmöglichkeit des Körpers reduziert sich auf die Rotation um diese Achse und es verbleibt ausschließlich ein Rotationsfreiheitsgrad. Schließlich existiert als eingeschränkte Bewegungsform noch die ebene Bewegung, bei der sich Translations- und Rotationsfreiheitsgrade ergänzen. Bei der ebenen Bewegung ist nur die parallele Verschiebung der Punkte eines Körpers zur aufgespannten Ebene zulässig, wodurch ein Translationsfreiheitsgrad entfällt. Zusätzlich kann der bewegliche Körper jedoch eine Rotationsbewegung um diejenige Achse ausführen, die normal zur Translationsebene orientiert ist. Die aufgezeigten Bewegungsformen verdeutlichen das Konzept zwischen zulässigen Freiheitsgraden und resultierender Starrkörperbewegung. Hinsichtlich der Simulation bewegter Objekte mit dem in der BAW verwendeten Programmpaket Open-FOAM® können Körpern, sofern sie nicht frei beweglich sind, zulässige Freiheitsgrade zugewiesen werden.

In Bezug auf die voneinander unabhängigen Bewe-

Die Beschreibung der Bewegung starrer Körper ist in einem inertialen Bezugssystem den newtonschen Axiomen unterworfen. Der Körperschwerpunkt erfährt keine Translationsbeschleunigung, solange die Resultierende aller angreifenden Kräfte null ist. Entsprechend gilt, dass keine Rotationsbeschleunigungen um den in Ruhe oder in einer gleichförmigen geradlinigen Bewegung verharrenden Schwerpunkt existieren, wenn die Summe der Drehmomente gleich null ist. Nur wenn beide Bedingungen erfüllt sind, ruht der Körper und es finden weder Translation noch Rotation statt. Wenn eine resultierende Kraft und/oder ein resultierendes Drehmoment ungleich null auf den Körper wirken, wird dieser beschleunigt. Die zeitliche Änderung des (Dreh-)Impulses des Starrkörpers entspricht dabei dem ausgeübten Drehmoment respektive der angreifenden Kraft in dem betrachteten Zeitintervall. Die entsprechenden Bewegungsgleichungen lauten:

$$\vec{F} = \frac{d\vec{p}}{dt} = m \cdot \frac{d\vec{v}}{dt} = m \cdot \vec{a}$$

$$\vec{\mathbf{M}} = \frac{d\vec{L}}{dt} = \boldsymbol{J} \cdot \frac{d\vec{\omega}}{dt} = \boldsymbol{J} \cdot \vec{\alpha}$$

Mit:

F = Kraft

p = Impuls

m = Masse

- v = Translationsgeschwindigkeit
- a = Translationsbeschleunigung
- M = Drehmoment

L = Drehimpuls

- J = Trägheitstensor
- ω = Winkelgeschwindigkeit
- α = Winkelbeschleunigung

Da es sich in Bezug auf wasserbauliche Fragestellungen um fluidgekoppelte Anwendungen handelt, müssen zunächst die fundamentalen Strömungsgleichungen gelöst werden. Die aus dem Strömungsfeld resultierenden Kräfte dienen nachfolgend als Eingangsgrößen der Bewegungsgleichungen. Die Lösung der Strömungsgleichungen liefert für jede Zelle einen Druck, der auf den umgebenden Zellflächen eine Kraft hervorruft. Erst die integrale Betrachtung aller einen Körper abbildenden Flächennormalenvektoren mit den dazugehörigen Zelldrücken liefert den aus dem Strömungsfeld resultierenden Kraft- bzw. Drehmomentvektor und somit die Translations- und Rotationsbeschleunigung des bewegten Körpers.

Um schließlich die Lage des Körpers im Raum beschreiben zu können, wird ihm ein individuelles, körperfestes Koordinatensystem (x', y', z') zugewiesen, dessen Koordinatenachsen zum Zeitpunkt t = 0 parallel zu den Achsen des globalen Bezugssystems (x, y, z) ausgerichtet sind. Während Translationen über die Lage des Körperschwerpunkts erfasst werden können, sind zur Beschreibung der Rotation drei Winkel (auch Eulersche Winkel) notwendig, die die Orientierung der Koordinatenachsen des Körpersystems zu denen des ortsfesten Bezugssystems darstellen.

4.4 Starrkörperbewegung mit der Deforming-Mesh-Methode Rigid body motion with the Deforming-Mesh-Method

Die Deforming-Mesh-Methode ist ein gebräuchlicher Ansatz, um bewegliche Objekte im Rahmen der numerischen Modellierung zu berücksichtigen. Das initiale Berechnungsgitter, das den bewegten Körper in seiner Ausgangslage abbildet, wird hierbei in jedem Simulationszeitschritt der neuen Orientierung des Körpers angepasst und führt in Abhängigkeit des Bewegungsausmaßes zur Verformung des numerischen Gitters (vgl. Bild 3).

OpenFOAM[®] verwendet unstrukturierte Polyedergitter, deren bewegungsabhängige Deformation als automatisierter Prozess implementiert ist. Der erforderliche Gitterbewegungslöser kann als integrierter Bestandteil des Strömungslösers aufgefasst werden.

Auf der Gitterebene kann zwischen Randknoten und internen Gitterknoten unterschieden werden. Die





Figure 3: Deformation of the initial computational grid (top) due to a vertical body movement (bottom)

Randknoten bilden mit ihren zugehörigen Zellflächen die Modellränder ab und können mit verschiedenen Randbedingungen einschließlich der Möglichkeit der Bewegung versehen werden. Infolgedessen ist eine Bewegung der Randknoten stets festgelegt durch die Lösung der Gleichungen für die Starrkörperbewegung, die wiederum aus der Lösung des Strömungsfeldes resultieren. Die Funktion der internen Knotenbewegung besteht darin, die Randknotenbewegung auszugleichen. Sie basiert auf der Bewegung der Ränder, muss allerdings auch den Anforderungen an die Gitterqualität und die Gittervalidität genügen und diese im Rahmen der automatisierten Gitterbewegungslösung sicherstellen (Jasak und Tuković, 2006).

Die Validität des Berechnungsgitters ist eine Grundvoraussetzung für die numerische Lösung der zugrunde gelegten Gleichungen. Dabei müssen sowohl topologische als auch geometrische Kriterien bei der Beurteilung des Gitters herangezogen werden. Da Topologieänderungen der Zellen ausgeschlossen sind, treten die geometrischen Anforderungen an die Zellen und Zellflächen in den Vordergrund. Im Wesentlichen handelt es sich hierbei um die Aufrechterhaltung der konvexen Gestalt und der Orthogonalität der Zellflächen während der Gitterdeformation (Jasak und Tuković, 2006). Trotz Gewährleistung dieser nicht abschließend aufgeführten Kriterien durch den Gitterbewegungslöser wirkt sich die Deformation der Berechnungszellen auf die Genauigkeit und Stabilität der numerischen Lösung aus. Ein wesentlicher Nachteil der beschriebenen Methodik ist ihre Beschränktheit auf kleine Lageänderungen des bewegten Körpers in Relation zum umgebenden, verformbaren Gitterareal, da andernfalls schnell ein nicht mehr funktionsfähiger Verzerrungszustand des Berechnungsgitters erreicht wird.

In der BAW kam die Deforming-Mesh-Methode im Rahmen der ergänzenden numerischen Untersuchung des Füllvorgangs der am Nord-Ostsee-Kanal gelegenen Schleusen Kiel-Holtenau und Brunsbüttel zur Anwendung. Bei beiden Seeschleusen ist die zu überwindende Höhendifferenz gering, wodurch die Limitierung der Methode auf kleine Bewegungen unerheblich wird. Der Wasserspiegelausgleich in der Schleusenkammer wird jeweils über ein Torfüllsystem mit integrierten Schützen realisiert. Das Schleusentor für Kiel-Holtenau verfügt über vier Toröffnungen der Abmessung 4,05 m x 1,30 m, während für das Tor in Brunsbüttel vier Öffnungen der

BAWMitteilungen Nr. 100 2017

Abmessung 6,00 m x 4,19 m vorgesehen sind. Die Torkanäle in Brunsbüttel sind zusätzlich mit zweireihigen Störwinkeln und einer Schützschwelle zur Energieumwandlung ausgestattet, sodass sich der effektive Öffnungsquerschnitt oberhalb der Schwelle auf 6,00 m x 3,20 m reduziert. Für die Simulation der Schützöffnung wurde nicht die eigentliche Bewegung der Schütztafeln modelliert, sondern auf eine Gittermanipulationsmethode zurückgegriffen. Hierbei wird die Permeabilität der in der Schützebene liegenden Zellflächen zeitabhängig von unten nach oben freigegeben. Der aufgezeichnete kumulierte Volumenstrom durch das Tor zeigte für beide Schleusen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den gegenständlichen Modelluntersuchungen, mittels derer die numerischen Untersuchungsergebnisse einer Validierung unterzogen werden konnten (Bild 4).





Der für die Modellierung verwendete Schiffstyp war 235,0 m lang, 32,5 m breit und hatte eine Masse von rund 40.500 Tonnen. Die Dimensionen entsprechen damit dem in der BAW verwendeten gegenständlichen Modellschiff. Ein elementares Ziel derartiger Untersuchungen ist die Quantifizierung der auf den Schiffsrumpf wirkenden hydrodynamischen Kräfte während des Schleusungsprozesses. Im gegenständlichen Modell wird dazu typischerweise das Modellschiff an einer Kraftmesseinrichtung teilweise fixiert. Diese erlaubt eine freie vertikale Schiffsbewegung, eine Neigung des Rumpfes in Kammerlängsrichtung sowie die Rotation um die Längsachse. Aus der Auslenkung der Messeinrichtung kann auf die einwirkenden Kräfte geschlossen werden. Zur Berücksichtigung dieser Messmimik wurde als numerisches Äquivalent das ansonsten frei bewegliche Schiff mit drei linearen Federn (eine in Längsrichtung, zwei in Querrichtung) fixiert, deren Federsteifigkeit der Steifigkeit der Kraftmesseinrichtung entsprach.

Beide Schleusen zeigen ein charakteristisches, wenn auch unterschiedliches Füllverhalten. Der in der Schleuse Kiel-Holtenau beobachtete Füllstrahl verläuft flach und bodennah unter dem Schiff hindurch, während in der Schleuse Brunsbüttel eine klar abgegrenzte Zweiteilung des Füllstrahls festgestellt werden konnte. Diese Strahlteilung ist für die gesamte Dauer des Schützöffnungsprozesses stabil, bevor sie bei offen stehendem Schütz langsam verschwindet. Bild 5 zeigt, dass das numerische Modell dieses grundsätzliche Füllverhalten phänomenologisch sehr gut wiedergibt.





- Bild 5: Ausbildung des Füllstrahls im gegenständlichen (oben) und numerischen Modell (unten) der Schleuse Brunsbüttel
- Figure 5: Filling jet observed in the physical model (top) and in the numerical model (bottom) of Brunsbüttel lock



- Bild 6: Berechnete (rot) und gemessene (blau) Schiffslängskraft für eine Kammerfüllung der Schleuse Brunsbüttel
- Figure 6: Computed (red) and measured (blue) longitudinal forces for Brunsbüttel lock

Die Auswertung der aufgezeichneten Schiffskräfte ist im Vergleich zu den gegenständlichen Modellen dagegen nur bedingt zufriedenstellend. Die für die Kammerfüllung in Brunsbüttel ermittelten Schiffslängskräfte zeigten sowohl beim Betrag als auch im zeitlichen Verlauf signifikante Abweichungen (Bild 6). Die Simulation wurde unter Berücksichtigung einer auf den Maßstab des gegenständlichen Modells skalierten Viskosität durchgeführt. Verschiedene weitere Parameter wie das Trägheitsmoment des Schiffs, die Modellrauheit oder die Federsteifigkeit wurden hinsichtlich ihres Einflusses auf das Ergebnis überprüft und variiert, blieben jedoch ohne nennenswerte Auswirkung auf das Ergebnis.

Für die Schleuse Kiel-Holtenau zeigte sich bei ähnlicher räumlicher Diskretisierung des Modellgebietes dagegen ein bedeutend besser an das gegenständliche Modell angenäherter zeitlicher Verlauf der ermittelten Längskräfte (Bild 7). Als wesentliche Erkenntnis ergab sich bei dieser Untersuchung, dass die Annahme absolut zeitgleich öffnender Schütze zwar im numerischen Modell umgesetzt werden konnte, im gegenständlichen Modell aber praktisch nicht erreicht werden kann. Erst die künstliche Verschlechterung des numerischen Modells durch einen minimalen Zeitversatz der Schütze ergab das in Bild 7 gezeigte Ergebnis.

Dennoch zeigt sich, dass das numerische Modell auch in diesem Fall die einwirkenden Kräfte überschätzt.



Bild 7: Berechnete (rot/orange) und gemessene (blau) Schiffslängskraft für eine Kammerfüllung der Schleuse Kiel-Holtenau

Figure 7: Computed (red/orange) and measured (blue) longitudinal forces for Holtenau lock

Auch eine höhere Auflösung des Berechnungsgitters in Kombination mit der Verwendung eines genaueren IDDES-Turbulenzmodells (anstelle k-Omega-SST), welches kleinere Wirbelstrukturen auflöst, konnte diese Diskrepanz nicht abschließend beheben, sodass festzuhalten bleibt, dass die numerischen Modelle zu diesem Zeitpunkt zwar hydraulisch gute und für die Schiffskräfte phänomenologisch vielversprechende Ergebnisse liefern, aber derzeit noch Unstimmigkeiten bei der Ermittlung der Schiffskräfte auftreten, deren Ursachen noch identifiziert und beseitigt werden müssen.

Weiterhin ist hervorzuheben, dass hier nur die auftretenden Schiffslängskräfte betrachtet wurden. Bei der Betrachtung von Schützausfallszenarien werden jedoch auch die auf das Schiff wirkenden Querkräfte relevant. Hierbei liefert das numerische Modell derzeit noch keine ausreichend genauen Ergebnisse. Dies ist auf die unvermeidlichen kleinen Abweichungen im Druckfeld zurückzuführen, die aufgrund der großen seitlichen Schiffsfläche in Summe deutlich stärker ins Gewicht fallen als bei der Evaluierung der Längskräfte, bei denen lediglich die Frontfläche des Schiffes relevant ist.

4.5 Starrkörperbewegung mit Topologieveränderungen des Berechnungsgitters *Rigid body movement with topology changes in the grid*

Der vorherige Abschnitt zeigte, dass mit der Deforming-Mesh-Methode nur ein sehr begrenztes Ausmaß an Bewegung simuliert werden kann. Für die Modellierung eines Schleusungsvorganges mit beweglichem Schiffskörper und einer großen Fallhöhe sind weitere Methoden notwendig. Ein Konzept für die dreidimensionale numerische Modellierung eines Schleusungsprozesses mit bewegtem Gitter wurde in der BAW in Zusammenarbeit mit der WIKKI GmbH entwickelt und getestet (siehe Schulze et al. 2015). Für den hier vorgestellten Testfall wurden die folgenden drei Methoden der dynamischen Gitterbewegung kombiniert:

- Deforming-Mesh-Methode,
- Topologieveränderung während der Laufzeit,
- Sliding interfaces.

Wie im vorherigen Abschnitt bereits erläutert, können mit Hilfe der Deforming-Mesh-Methode die Knotenpunkte des Gitters während der Simulation verschoben werden. Die Topologie des Gitters bleibt dabei erhalten, das Gitter wird lediglich verzerrt. Die Verschiebung der Gitterpunkte ist dabei abhängig von der Bewegung der Geometrieränder. Mit wachsender Gitterdeformation sinkt dabei aber die Qualität der Rechenzellen. Daher ist die Deformation des Gitters nur bis zu einem begrenzten Verzerrungsgrad der Zellen praktikabel.

Um große Bewegungen zu ermöglichen kann zusätzlich die Topologie während der Laufzeit angepasst werden. Dafür werden z. B. entlang einer glatten Fläche Zellschichten auf Grundlage einer definierten Funktion eingefügt oder gelöscht. Nach jeder Topologieveränderung müssen dann die Werte des Strömungsfeldes des alten Gitters auf das neue Gitter interpoliert werden.

Für die Bewegung einer ganzen Gitterzone entlang einer glatten Fläche einer anderen Gitterzone kann die "Sliding Interface"-Methode verwendet werden. Sie ermöglicht die Interpolation der Flüsse der Strömungsgrößen zwischen den nicht-konformen Gitterregionen. In der verwendeten Software OpenFOAM[®] stehen alle genannten Methoden zur Verfügung. Die Anwendbarkeit und Praktikabilität der implementierten dynamischen Methoden sollten mit einem Testfall verglichen werden. Dazu waren zusätzliche Methoden für die Gittermanipulation und weitere Anpassungen des VOF-Lösers erforderlich, welche im Rahmen des Tests entwickelt wurden. Als Beispielanwendung diente der Füllvorgang der Schleuse Minden mit einem in der Schleusenkammer liegenden Gütermotorschiff, welches als beweglicher Festkörper definiert wurde. Die Füllung erfolgte über eine unter der Schleusenkammer liegende Druckkammer, die mit der Schleusenkammer über runde Fülldüsen verbunden ist. Trichterförmige Umlaufkanäle mit tiefliegenden Schützen verbinden das Oberwasser und die Druckkammer (siehe Bild 8).



Bild 8:Gesamtansicht des Schleusenmodells mit beweg-
lichem Schiff (gelb)Figure 8:Overview of the lock model with movable barge

(vellow)

Die sechs möglichen Freiheitsgrade des Schiffes in der Kammer wurden aus Stabilitätsgründen auf zwei Freiheitsgrade beschränkt, sodass der vertikale Hub des Schiffes sowie das Stampfen/Nicken möglich waren. Um das Schiff wurde innerhalb der Schleusenkammer eine Gitterzone festgelegt, innerhalb welcher eine Gitterdeformation erlaubt wurde. Diese Deformationszone wurde im vorderen Teil der Schleuse mit einer Fläche begrenzt, entlang der die Deformationszone nach oben und unten gleiten konnte. Nach unten war die Deformationszone mit einer Fläche begrenzt, die das Einfügen von Zellschichten ermöglichte. Das Einfügen wurde über die Dicke der untersten Zellschicht der Deformationszone gesteuert: wenn die Höhe der Zellschicht einen vordefinierten Wert überschritt, wurde eine weitere Zellschicht eingefügt. Bei Unterschreitung eines Mindestmaßes wurde die unterste Zellschicht gelöscht.

Im ersten Schritt des Modellaufbaus wurde ein hexaeder-dominantes Polyedergitter erzeugt, welches die vorhandene Schleusengeometrie mit dem darin liegenden Schiff bestmöglich beschreibt. Hierbei stellte insbesondere die Gittererstellung im engen Spalt zwischen Schiff und Schleuse sowie im Bereich der kleinen, runden Fülldüsen eine große Herausforderung dar. Es musste ein Kompromiss zwischen einer guten Abbildung mit sehr kleinen Zellen und einer akzeptablen maximalen Zellanzahl mit vertretbaren minimalen Zellgrößen gefunden werden. Dies ist essentiell für derartige Simulationen, da die kleinste Zelle die Größe des Zeitschritts und damit zusammen mit der Anzahl der Zellen den Rechenaufwand bestimmt.

Im zweiten Schritt wurde das Gitter so manipuliert, dass die dynamischen Methoden anwendbar sind. Dafür wurden die Zellflächen aus dem Gitter herausgefiltert, welche die Begrenzung der Deformationszone bilden sollten. Vor dem Schiff wurde dafür eine vertikale Gruppe von Zellflächen definiert. Alle Zellflächen der Gruppe wurden dann so verschoben, dass sie zusammen eine vertikale, plane Fläche beschrieben. In der Simulation konnte die an die Fläche angrenzende Zellzone orthogonal nach oben und unten verschoben werden. Für die horizontale Schicht der Zellflächen, welche die Deformationszone nach unten begrenzt, wurde analog verfahren. Die resultierende plane Fläche definierte in der Simulation den Ort, an dem horizontale Zellschichten eingefügt oder gelöscht werden konnten. Die Zellen innerhalb der Deformationszone wurden für die Simulation herausgefiltert und als dynamische Zone definiert. Alle restlichen Zellen gehörten zur statischen Zellzone.

Bevor die Simulation gestartet werden konnte, wurden Randbedingungen, Diskretisierungsschemata sowie Matrizenlöser definiert. Zusätzlich wurden Angaben wie z. B. Masse, Trägheitsmomente, Freiheitsgrade etc. für den beweglichen Schiffskörper definiert, um die Bewegungsgleichungen lösen zu können. Die minimale und maximale Zellhöhe der untersten Zellschicht innerhalb der Deformationszone wurde festgelegt, um das Zellwachstum während der Füllung zu steuern. Die herausgefilterte, vertikale Zellebene wurde als "Sliding Interface" definiert, welches die Interpolation der Flüsse zwischen nicht-konformen Zellzonen während der Bewegung ermöglichte.



Schiff (gelb) im initialen Zustand. Die mit Wasser gefüllten Zellen sind in hellblau gekennzeichnet. Unten: Rechengitter im finalen Zustand. Durch die Topologieveränderung wurden während der Simulation Zellschichten unter dem Schiff eingefügt.
 Figure 9: Top: Initial state of the lock chamber mesh with barge (yellow). Water filled cells are marked in

light blue. Bottom: Final state of the mesh. Owing to the topology adaption, cell layers were added underneath the barge during the simulation.

Für die Simulation des Füllvorgangs wurde das Gebiet zunächst mit dem Unterwasserstand initialisiert (siehe Bild 9). Nach dem Start des Füllens über das unter der Schleusenkammer liegende Druckkammerfüllsystem erhöhte sich langsam der Wasserstand in der Kammer. Durch die Lösung der Festkörperbewegungsgleichung bewegte sich das Schiff mit dem steigenden Wasserstand aufwärts.

Die Zellen in der Deformationszone wurden dabei durch die Trim-Bewegung des Schiffes verformt. Am "Sliding Interface" entstanden durch die Verschiebung der Gitterknotenpunkte nicht-konforme Zellen. Nach Überschreitung der maximalen Zellschichtdicke in der untersten Zellschicht der Deformationszone, wurden automatisch neue Zellschichten eingefügt. So konnte das Gitter mit der Zeit nach oben wachsen, ohne durch die Schiffsbewegung an Qualität zu verlieren. Um das komplexe Füllsystem der Schleuse Minden abzubilden, waren zum Teil sehr hohe Gitterauflösungen notwendig. Daraus resultierte eine kleine Zeitschrittweite und damit ein hoher Rechenaufwand, um den Füllvorgang komplett zu simulieren. Die Untersuchung zeigte, dass die dynamischen Gittermethoden funktionieren, jedoch für die Vorbereitung des Gitters mit entsprechender Definition der einzelnen Gitterzonen und Topologiemanipulationsflächen sehr komplexe und zeitaufwändige Arbeitsschritte nötig sind. Die Ergebnisse des ersten Testfalls wurden mit Messungen an einem gegenständlichen Maßstabsmodell verglichen.

Dabei wurde insbesondere der Verlauf der Kräfte auf das Schiff während der Schleusung betrachtet. Die Auswertung (siehe Bild 10) zeigte, dass der Kraftverlauf ähnlich ist, jedoch die Werte des gegenständlichen Modells unterschätzt werden. Eine Ursache dafür könnte die nicht ausreichend feine Diskretisierung der Fülldüsen sein. Im Testfall wurden diese mit lediglich acht Zellen über den Durchmesser aufgelöst und die runde Form verminderte die Qualität der Zellen zusätzlich. Für eine endgültige Bewertung der implementierten Methoden sind daher weitere Tests notwendig.





Figure 10: Comparison of the longitudinal forces on the ship from the physical model with the results from the numerical model

4.6 Starrkörperbewegung mit der Immersed-Boundary-Methode Rigid body movement with the Immersed-Boundary-Method

Die bereits vorgestellten dreidimensionalen numerischen Verfahren zur Simulation von Schleusenfüllprozessen basieren auf einer Änderung der Geometrie oder der Topologie des Gitters. Dabei wird das Gitter stark verformt oder es werden zusätzliche Gitterzellen eingefügt. In beiden Fällen entsteht ein erheblicher Aufwand für die Verwaltung des Gitters und insbesondere die Gitterverformung führt leicht zu einer starken Abnahme der Gitterqualität, was wiederum numerische Instabilitäten oder einen höheren Berechnungsaufwand zur Folge haben kann.

Im Gegensatz dazu arbeitet die sogenannte Immersed-Boundary-Methode (IBM) mit festen Gittern, bei deren Erstellung die beweglichen Geometrien zunächst ignoriert werden. Erst während der Berechnung werden Zellen, welche von der Geometrie belegt sind, besonders behandelt. Die Flüsse der Erhaltungsgrößen werden dann unter Wahrung der Energie- und Massenerhaltung an der Geometrie genullt. Im Gegensatz zu den in den vorherigen Kapiteln vorgestellten Methoden existieren diese Zellen weiterhin innerhalb der Geometrie, sind jedoch inaktiv. Das Gitter kann dabei vollständig kartesisch sein, da keine Anpassung an die Geometrie notwendig ist. Stattdessen wird die Geometrie in das Gitter "eingetaucht" (engl.: immersed), ohne dass dieses verändert wird. An den Rändern der eingetauchten Geometrie (engl.: boundary) werden dann Randbedingungen vorgegeben, die die Strömung zwingen, sich mit der gleichen Geschwindigkeit wie die Geometrie zu bewegen. Damit ist die Erweiterung der Methode hin zu bewegten Starrkörpern ohne eine Manipulation des Gitters und der damit einhergehenden Probleme möglich. Bei der Bewegung von Starrkörpern durch das Rechengebiet werden die Flüsse durch die vom bewegten Starrkörper überlappten Zellen in Abhängigkeit der momentanen Position des Objekts beeinflusst, ohne dass das Gitter selbst verformt wird. Durch Objektbewegungen hervorgerufene Effekte wie lokale Beschleunigungen oder Verdrängungseffekte werden durch die aufgeprägten inneren Randbedingungen berücksichtigt.

Die IBM hat gegenüber den klassischen Methoden zur Anpassung von Rechengittern an die Geometrie den Vorteil, dass keinerlei Deformationen des Rechengitters notwendig sind. Das Gitter kann immer eine kartesische Struktur behalten, wodurch es möglich ist, numerisch effiziente und stabile Lösungsverfahren zu benutzen.

Insgesamt erweitert die IBM die Nutzbarkeit von 3D-VoF-Verfahren für die Simulation von Objektbewegungen, da keine Beschränkungen für die Bewegungsrichtung oder die Größe der Bewegung bestehen. Derzeit wird getestet, ob die Methode eine ausreichende Genauigkeit für die Ermittlung von Kräften auf Schiffskörper bietet.

5 Hybride Modellierungskonzepte Hybrid modelling approaches

Insgesamt zeigen die vorhergehenden Abschnitte, dass die vollständige dreidimensionale Modellierung des Schleusungsprozesses eine Aufgabe ist, die nach wie vor erhebliche Schwierigkeiten aufwirft. Dies ist nicht nur im Rechenaufwand begründet, sondern vielmehr grundsätzlicher Natur: Die zur Verfügung stehenden Modellverfahren sind entweder in den Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Bewegung von Festkörpern zu eingeschränkt und zu ungenau, um ausreichend sicher prognosefähig zu sein oder für den praktischen Einsatz zu langsam.

In der praktischen Beratung der BAW lässt sich deshalb feststellen, dass numerische Modelle des Schleusenfüllprozesses nur selten als dreidimensionale "Vollmodelle" verwendet werden, sondern stattdessen Teilaspekte verschiedener Skalen und Dimensionen betrachtet werden. Wenn diese Teilmodelle miteinander oder in der Bearbeitung mit gegenständlichen Modellen verbunden werden, spricht man von "hybriden Modellen". Generell zeigt sich das Zusammenwirken verschiedener Modellfamilien (1D, 2D, 3D, numerisch und gegenständlich) als vorteilhaft für eine effiziente Bearbeitung.

Das Zusammenwirken von gegenständlichen und numerischen Modellen erstreckt sich auf verschiedenste Aspekte. Typische Beispiele für das Zusammenwirken sind:

• Numerische Vorstudien für die Planung des gegenständlichen Modells.

- Bestimmung von Parametern im gegenständlichen Modell für numerische Modelle: Beispielsweise die Bestimmung von Verlustbeiwerten für eindimensionale Modelle, mit denen dann sehr schnell viele Varianten betrachtet werden können (z. B. Roux et al. 2010).
- Hochauflösende dreidimensionale numerische Modellierung von Teilen des gegenständlichen Modells, um "Einblick" in Bereiche zu bekommen, in denen nicht oder nur schwer Messungen durchgeführt werden können.
- Numerische Modelle können typische Modellfehler eingrenzen und quantifizieren (Modellannahmen, Maßstabseffekte etc.).
- Validierung des Rechenverfahrens (z. B. Thorenz und Kemnitz, 2006).

Als Beispiel soll hier die Validierung der Modellannahmen eines gegenständlichen Modells gezeigt werden (vgl. Thorenz 2009b). Bei Modellen, die auf Basis der Froude'schen Ähnlichkeit dimensioniert wurden, kann im Normalfall das turbulente Geschehen nur unvollständig wiedergeben werden. Wenn die Reynoldszahlen im Modell groß genug sind, ist der daraus resultierende Fehler meist klein.

Bild 11 zeigt beispielhaft die als verlorene Schalung eingebauten Düsen eines Druckkammerfüllsystems. Diese



Bild 11:Verlorene Schalung für FülldüsenFigure 11:Stay-in-place formwork for filling nozzles

Rohre haben im für das Schleusenvollmodell gewählten Modellmaßstab von 1: 25 lediglich einen Durchmesser von 1,5 cm. Eine turbulente Durchströmung der Düsen im Modell kann nur erwartet werden, wenn die Reynoldszahlen sehr deutlich über 2.300 liegen oder aber wenn hinreichende Störgrößen vorhanden sind. Um zu überprüfen, ob die Strahlausbreitung trotzdem akzeptabel abgebildet wird, wurde im numerischen Modell der Einfluss der Skalierung untersucht. Dabei zeigte sich (Bild 12), dass bei kleineren Volumenströmen eine deutliche Abweichung zwischen gegenständlichem Modell und Natur besteht, diese jedoch bei höheren Volumenströmen verschwindet.



Bild 12: Strahlausbreitung im Modellmaßstab (links) und im Naturmaßstab (rechts) für jeweils einen kleinen und großen Volumenstrom

Figure 12: Jet propagation in model scale (left) and in natural scale (right) for low and high flow rates

Eine sehr häufig eingesetzte Methode ist das Verknüpfen verschiedener numerischer Modelle, welche einzelne Aspekte des Gesamtsystems beschreiben. Dabei hat sich in der BAW in den letzten Jahren folgendes Vorgehen für die Bearbeitung des Gesamtproblems als vorteilhaft erwiesen (Thorenz, 2010):

- Lokale stationäre dreidimensionale Modelle zur Bestimmung der Verlustbeiwerte von Einzelbauteilen (Einlauf, Umlenkungen, Fülldüsen etc.).
- Eindimensionale Netzwerkmodelle f
 ür die Dynamik des Gesamtsystems, basierend auf der Parametrisierung aus den lokalen dreidimensionalen Detailmodellen.
- 3. Volumenströme und Wasserstände des eindimensionalen Modells ergeben instationäre Randbedingungen für weitere Detailmodelle wie z. B. für detaillierte dreidimensionale Mehrphasenmodelle für die mechanische Belastung von einzelnen Bauteilen (Belzner und Thorenz, 2014), die Strömung im Einlauf, das Schwappen des Kammerwassers oder die Abströmung in den unteren Vorhafen.

Für das eindimensionale Netzwerkmodell wird in der BAW das kommerzielle Verfahren "Flowmaster" verwendet. Dieses basiert auf den von Miller (1978) publizierten Ansätzen für Druckrohrströmungen und wird vielfach für Leitungsnetzwerke eingesetzt. Es verfügt über eine umfangreiche Bibliothek mit den hydraulischen Parametern von Standardbauteilen, muss jedoch teilweise für die in einer Schleuse verwendeten Spezialbauteile (Ein- und Ausläufe, Fülldüsen etc.) neu parametrisiert werden. Als Beispiel wird hier eine Schleuse mit einem Druckkammerfüllsystem betrachtet (s. Thorenz, 2009b). Zur Vereinfachung wird hier nur die Füllung vom Oberwasser gezeigt, da dafür ein stark vereinfachtes Netzwerk ausreichend ist, um die globalen Prozesse zu beschreiben (siehe Bild 13).



- Bild 13: Netzwerkmodell zur Beschreibung der Füllung einer Schleuse mit Druckkammersystem vom Oberwasser
- Figure 13: Network model for the filling system of a lock with a pressure chamber system



 Bild 14:
 Mit dreidimensionalem Modell festgestellter Einlaufwirbel

 Figure 14:
 Inlet vortex observed in a three-dimensional model

In diesem Modell wurden der Abzweig aus der Druckkammer in die Fülldüsen und der Übergang aus den Düsen in die Schleusenkammer durch eine Kombination aus einem T-Stück und einem konzentrierten Verlust abgebildet. Hierbei wurde die Vielzahl der tatsächlichen Düsen zu wenigen, aber summarisch flächengleichen Düsen zusammengefasst. Dies war nötig, weil sich bei der Validierung mit den Ergebnissen des Labormodells zeigte, dass die Parametrisierung der T-Stücke in Flowmaster unzulänglich ist, wenn der Durchmesser des Abzweigs sehr viel kleiner als der durchgehende Durchmesser ist. Der gewählte Ansatz wurde mit den Ergebnissen für die Drücke in der Druckkammer des Modells der Schleuse Minden überprüft und zeigte nach einer einfachen Nachkalibrierung der konzentrierten Verluste eine gute Übereinstimmung.

Die so ermittelten Volumenströme können dann in verschiedenen dreidimensionalen numerischen Strömungsmodellen als Randbedingung eingesetzt werden. Als Beispiel wird hier die Untersuchung des Einlaufs des Bauwerks gezeigt. Es sollte geprüft werden, wie empfindlich dieses für die Bildung von Einlaufwirbeln ist. Dazu wurde das Verfahren OpenFOAM[®] für die Modellierung der Strömung im Nahbereich der Schleuse eingesetzt.

Bei der Modellierung des Einlaufs zeigte sich, dass in einem Großteil der untersuchten Szenarien keine Wirbel zu beobachten waren. Nur bei sehr hohen Zuflüssen, die im tatsächlichen Betrieb der Schleuse nicht vorkommen sollten, konnte eine Wirbelbildung beobachtet werden (siehe Bild 14). Generell zeigt sich das Zusammenwirken verschiedener Modellfamilien (1D, 2D, 3D, numerisch und gegenständlich) als vorteilhaft für eine effiziente Bearbeitung und wird auf absehbare Zeit der Standard in der Beratungstätigkeit der BAW bleiben.

6 Zusammenfassung und Ausblick Conclusions and outlook

Um die im Umfeld der Problemstellung "Schleusenfüllung" auftretenden hydraulischen Fragen adäquat beantworten zu können, ist eine Vielzahl verschiedener Methoden erforderlich. Diese werden oft im Sinne einer hybriden Modellierung miteinander verknüpft, um auf effizientem Weg die spezifische Frage beantworten zu können.

Die gezeigten analytischen Ansätze sind geeignet, grobe Richtwerte für die Schleusenfüllzeiten und die dabei auftretenden Schiffskräfte zu liefern. Im Vergleich zeigen die vorgestellten eindimensionalen Ansätze jedoch eine deutlich bessere Abbildung der maßgebenden hydraulischen Prozesse bei der Füllung von Schleusen. Vergleichsrechnungen mit Laborversuchen haben gezeigt, dass eine gute Übereinstimmung mit den Laborergebnissen besteht und eine gute Prognosefähigkeit für ähnliche Füllsysteme gegeben ist. In der Zukunft wird das Verfahren vermehrt in der Projektarbeit der BAW zum Einsatz kommen. Weiterhin sind gezielte Labor- und Naturuntersuchungen geplant, um weitere spezifische hydraulische Einflüsse zu identifizieren und das Modell zu erweitern. Mittelfristig soll das eindimensionale Verfahren zusammen mit einer grafischen Oberfläche öffentlich zur Verfügung gestellt werden.

Eine weitere zukünftige Möglichkeit hybride Modelle einzusetzen, könnte in der Kombination aus dem eindimensionalen Rohrleitungsmodell für komplexere Füllsysteme mit dem beschriebenen Verfahren zur eindimensionalen Modellierung der Strömung in der Kammer bestehen. Diese Kopplung könnte über die zeitabhängigen Volumenströme der in Bild 11 gezeigten Fülldüsen erfolgen, die als Randbedingungen an verschiedene Punkte des Modells der Kammer aufgeprägt werden. So wäre es möglich, eine einfache Modellbildung für komplexere Füllsysteme durchzuführen. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass ein derartiger Ansatz nur einen Ausschnitt des Problems betrachtet, da er zwar eine Prognose für die auf das Schiff wirkenden Längskräfte liefert, die Querkräfte aber unbekannt bleiben.

Die fortschreitend wachsende Rechenleistung hat dreidimensionale numerische Modelle in immer weitere Bereiche der Ingenieurberatung vordringen lassen. Es zeigte sich aber, dass die Simulation des Schleusenfüllprozesses dabei eine besondere Herausforderung darstellt, da sich verschiedene Geometriekörper bewegen (Schiff, Schütze), die räumlichen Verhältnisse und Skalen sehr ungünstig sind (kleinste hydraulisch relevante Geometrien sind sehr viel kleiner als die Gesamtausdehnung) und zudem die Genauigkeitsanforderungen sehr hoch sind (akzeptabler Fehler in den Horizontalkräften kleiner als 0,1 ‰ der Vertikalkräfte). Daher wurden bereits verschiedene Methoden in Bezug auf ihre Tauglichkeit betrachtet, ohne jedoch bislang eine Lösung zu finden, die allen Anforderungen gerecht wird. Hier sind noch weitere Fortschritte zu erzielen, bevor die numerischen Methoden das gegenständliche Modell nicht mehr ergänzen, sondern ablösen können.

7 Literatur References

Belzner, F. und Thorenz, C. (2014): Hybrid Modelling of a Filling and Emptying System of a Navigation Lock, 11th International Conference on Hydroscience & Engineering, 28.09.2014-02.10.2014, Hamburg.

Jasak, H. und Tuković, Ž. (2006): Automatic Mesh Motion for the Unstructured Finite Volume Method, Transactions of FAMENA, 30(2), pp. 1–20.

Hirt, C. W; Nichols, B. D (1981): Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. Journal of Computational Physics, Vol. 39 No. 1 (1981), pp. 201– 225. DOI: 10.1016/0021-9991(81)90145-5.

Miller D. S. (1978): Internal Flow Systems, British Hydromechanics Research Association.

Partenscky, H.-W. (1986): Binnenverkehrswasserbau-Schleusenanlagen, Springer, Heidelberg.

PIANC (2009): Innovations in Navigation Lock design, PIANC Report 106, Brussels, pp. 76-77.
Rijkswaterstaat (2000): Design of Locks, Bouwdienst Rijkswaterstaat, Griffioenlaan 2, 3526 LA Utrecht.

Roux, S. Pierre, R. De Mulder, T. Vantorre M. De Regge, J. Wong, J. (2010): Determination of hawser forces using numerical and physical models for the third set of Panama locks studies; 32nd PIANC Congress, 125th anniversary PIANC - setting the course, Liverpool, UK, 10 - 14 May 2010.

Schulze, L.; Rusche, H.; Thorenz, C.: Development of a Simulation Procedure for the 3D Modelling of the Filling Process in a Navigation Lock Including Fluid Structure Interaction., 7th International PIANC-SMART Rivers Conference, Buenos Aires, 07-11 September 2015.

Thorenz, C. und Kemnitz, B. (2006): Füll- und Entleersysteme von Schleusen – aktuelle Entwicklungen und numerische Simulation, Internationales Wasserbau Symposium Aachen (IWASA), 6. Januar 2006, Shaker Verlag, Aachen.

Thorenz, C. (2009a): Computational Fluid Dynamics in lock design – State of the art. Paper 10, International Workshop on "Innovations in Navigation Lock Design", PIANC-Brussels.

Thorenz, C. (2009b): Integrierte numerische und physikalische Vorstudien zur Planung der neuen Schleuse Minden, Kongress der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 9.-12.09.2009, Lübeck.

Thorenz, C. (2010): Numerical evaluation of filling and emptying systems for the new Panama Canal locks, in: (2010). 32nd PIANC Congress, 125th anniversary PIANC – setting the course, Liverpool, UK, 10 - 14 May 2010.

Thorenz, C. und Strybny, J. (2012): On the numerical modelling of filling-emptying systems for locks, 10th International Conference on Hydroinformatics, 2012.

Weller, H. G.; Tabor G.; Jasak, H.; Furby, C. (1998): A Tensorial Approach to CFD using Object Orientated Techniques, Computers in Physics, Vol. 12 No. 6 (1998), pp 620–631.

Fahrspurbreiten in Binnenwasserstraßen – Der Ansatz von Graewe bis zum Schiffsführungssimulator

Fairway Widths in Inland Waterways – Approaches from Graewe to the Ship Handling Simulator

Dipl.-Ing. Thorsten Dettmann, Bundesanstalt für Wasserbau

Mit der Veröffentlichung des Beitrages zur Berechnung von Fahrrinnenbreiten für Binnenschiffe von Dr. Heinz Graewe (Graewe, 1971) begann in der BAW eine bis heute andauernde Entwicklung von Bemessungsverfahren. Mit dem ständig steigenden Schwierigkeitsgrad der Fragestellungen seitens der Wasserstraßen und Schifffahrtsverwaltung wurden diese Verfahren immer komplexer und fanden im Jahr 2009 mit der Beschaffung eines Schiffsführungssimulators einen vorläufigen Höhepunkt. Nachfolgend werden einige Etappen der bislang in der BAW entwickelten Standardverfahren zur Fahrdynamik von Binnenschiffen vorgestellt. In einem Ausblick wird erläutert, wie mit Hilfe des Schiffsführungssimulators die fahrdynamische Kompetenz der BAW weiter ausgebaut werden soll.

The publication of a paper by Dr. Heinz Graewe on the calculation of fairway widths for inland navigation vessels (Graewe, 1971) sparked the development of various design methods at the BAW – a process which is still continuing today. These methods became increasingly complex as the issues debated by the German Federal Waterways and Shipping Administration grew more and more elaborate, culminating in 2009 with the purchase of a ship handling simulator. A few highlights of the standard procedures formulated by the BAW to date for calculating the ship dynamics of inland navigation vessels are presented in the following. The outlook at the end of this essay summarizes the ship handling simulator's ability to further deepen the BAW's navigational dynamic expertise.

1 Einleitung Introduction

Als technisch-wissenschaftlicher Berater und Gutachter der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) führt die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) regelmäßig Dimensionierungen von Fahrrinnen und Befahrbarkeitsanalysen an Binnenwasserstraßen durch. Die Entwicklung der dafür erforderlichen fahrdynamischen Untersuchungsverfahren war stets geprägt durch projektbezogene Fragestellungen der WSV. Im Jahr 1971 veröffentlichte Graewe (1971) einen Ansatz zur Berechnung der erforderlichen Fahrspurbreite für Kanäle. Mit diesem Ansatz ist es möglich, für vorgegebene Bemessungsschiffe die Fahrspurbreite unter Berücksichtigung des zu fahrenden Kurvenradius, der Schiffslänge und -breite sowie des Driftwinkels, den das Schiff in der Kurvenfahrt einnimmt, zu berechnen. Dabei ist der Driftwinkel die einzige Größe, die nicht direkt vorgegeben werden kann, sondern durch Messungen oder durch aufwändige Berechnungen bestimmt werden muss.

Mit dem Anstieg der Abmessungen der Schiffseinheiten, die die Binnenwasserstraßen befahren, sowie der Weiterentwicklung der Antriebs- und Ruderanlagen von Binnenschiffen wuchsen auch die Anforderungen an die bestehenden fahrdynamischen Bemessungsverfahren. In der Folge mussten diese Verfahren weiterentwickelt und an die jeweils neuen Anforderungen angepasst werden. Nachfolgend wird die Chronologie der bislang in der BAW entwickelten und auf den Ansatz von Graewe aufbauenden fahrdynamischen Untersuchungsverfahren bis hin zu dem seit dem Jahr 2009 im Einsatz befindlichen Binnenschiffsführungssimulator dargestellt. In einem Ausblick wird erläutert, wie die Kompetenz der BAW hinsichtlich fahrdynamischer Fragestellungen unter Nutzung des Schiffsführungssimulators weiter ausgebaut werden soll.

2 Dimensionierung von Fahrrinnen in Kanälen und nicht fließenden Gewässern Dimensioning of fairways in canals and non-running waters

Für die Projektierung von Kanälen bzw. von Fahrrinnen in nicht fließenden Gewässern existieren die Richtlinien für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen.

Bis zur Einführung der aktuellen Richtlinien im Jahr 2011 beruhten die Berechnungsverfahren für die Fahrspurverbreiterung in der Kurvenfahrt auf dem Ansatz von Graewe, nach welchem die Fahrspurbreite pauschal mit Hilfe des Driftwinkels bestimmt wurden (Bild 1). In Zusammenarbeit mit der damaligen Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg (dem heutigen Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme e. V.) konnten Projekte wie der Bau des Main-Donau-Kanal oder der Ausbau des Westdeutschen Kanalsystems auf dieser Grundlage erfolgreich trassiert werden.

Im Rahmen der Planungsarbeiten für das Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 17 (VDE 17), dem Ausbau der Wasserstraßen zwischen Hannover und Berlin zu einer Wasserstraße der Klasse Vb, stellte sich heraus, dass sich die Ausbauziele der seinerzeit gültigen Richtlinie nicht durchsetzen ließen. Große Teile der auszubauenden Wasserstraße verlaufen durch natürliche Flusslandschaften in Naturschutz- bzw. Fauna-Flora-Habitat-Gebieten und durch das Berliner Stadtgebiet, in dem die Bebauung teilweise bis an die Ufer heran reicht. Diese Randbedingungen erforderten es, die künftigen Fahrrinnen im Wesentlichen dem Verlauf der vorhandenen Wasserstraße folgen zu lassen, wodurch die in den Richtlinien geforderten Mindestradien in Krümmungen nicht eingehalten werden konnten. Aus diesem Grund mussten mit Planungsbeginn des VDE 17 neue Trassierungswerkzeuge entwickelt werden.

In den Richtlinien für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen setzen sich die Fahrrinnenbreiten aus den Fahrspurbreiten der Bemessungsschiffe und den jeweiligen Sicherheitsabständen zu den Ufern zusammen. Sowohl für die Sicherheitsabstände als auch für die Fahrspurbreiten der Schiffe in der Geradeausfahrt werden dabei feste Werte vorgegeben. Für Krümmungen mit Radien unter 2000 m und über 600 m werden die Fahrspurverbreiterungen nach der Formel von Graewe berechnet. Diese Formel beruht auf dem Satz von Pythagoras. Hierbei bilden die Summe aus Kurvenradius und Fahrspurbreite die Hypotenuse. Die beiden Katheten ergeben sich einerseits aus der Summe der Schiffsbreite und dem Kurvenradius und anderseits aus dem Abstand vom Heck bis zum taktischen Drehpunkt des Schiffes (Bild 1).



Bild 1:Geometrie der Formel nach Graewe (1971)Figure 1:Geometry of Graewe's formula (1971)

Dieser Abstand wird nach dem Verfahren von Graewe mit Hilfe von Schiffslänge und -breite, dem Kurvenradius und dem Driftwinkel bestimmt. Der funktional vom Kurvenradius abhängige Driftwinkel wurde aus Fahrversuchen mit Bemessungsschiffen für Kurvenradien größer als 600 m und kleiner als 2000 m bestimmt und in den bis zum Jahr 2011 geltenden Richtlinien in Form einer Tabelle vorgehalten.

Den Abstand zwischen dem Heck und dem taktischen Drehpunkt kann man auch direkt bestimmen, indem die Schiffslänge mit einem dimensionslosen Koeffizienten multipliziert wird. Diese Vorgehensweise hat den Vorteil, dass der Koeffizient in einem nicht fließenden Gewässer eine schiffsfeste Konstante (Cf-Wert) ist und für Mindestradien größer einer Schiffslänge verwendet werden kann (Dettmann, 1998). Ein weiterer Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass das Schiff an seinem taktischen Drehpunkt immer tangential auf seiner Kursachse "fährt". Führt man ein Rechtecksymbol, welches die Abmessungen des Bemessungsschiffes hat und dessen Referenzpunkt an der Position des taktischen Drehpunktes liegt, tangential an einer vorher konstruierten Kursachse entlang, entsteht so aus der Vielzahl von Rechtecksymbolen eine Schleppkurve, die der Fahrspur eines Schiffes entspricht (Jurisch und Dettmann, 2001). Naturuntersuchungen haben die Richtigkeit dieser Vorgehensweise bestätigt. Diese Verfahrensweise ist Bestandteil der ab dem Jahr 2011 geltenden Richtlinien und löst die Driftwinkel-Tabellen ab, indem Cf-Werte für die Regelschiffe vorgegeben werden.

Die so erzeugten Schleppkurven berücksichtigen automatisch die Unterschiede des nautischen Verhaltens der Schiffe bei der Kurveneinfahrt im Vergleich zur Kurvenausfahrt. Ebenso werden in Kurven mit kleinen Zentriwinkeln die notwendigen Fahrrinnenverbreiterungen nicht im vollen Umfang wirksam, wie es die pauschale Berechnung mit den Formeln nach Graewe (1971) bzw. der vereinfachten Formel nach Dettmann (1998) erfordern würde.

Um die Übernahme der Schleppkurven in die Trassierungsumgebung MicroStation, dem CAD-Werkzeug der WSV, zu erleichtern, wurden die Konstruktionsschritte so aufbereitet, dass sie direkt als MicroStation-Applikation programmiert werden können. Damit stand nun das einfach zu bedienende Werkzeug TRASSE für die Projektierung der Wasserstraßen zwischen Hannover und Berlin zur Verfügung. Das Verfahren wurde seither vielfach in der Wasserstraßen und Schifffahrtsverwaltung zur Trassierung eingesetzt.

2.1 Beschreibung des Verfahrens TRASSE anhand eines Anwendungsbeispiels Description of the TRASSE programme using an application example

Die einzelnen Arbeitsschritte des Verfahrens TRASSE sollen am Beispiel der Trassierung der Flusshavel erläutert werden. Notwendige Eingangsdaten sind die Digitale Bundeswasserstraßenkarte (DBWK), ein digitales Geländemodell (DGM) des Ausgangszustandes des Flussbettes mit den zugehörigen Uferanschlüssen und



 Bild 2:
 Erster Trassierungsschritt: Konstruktion der Kursachsen

 Figure 2:
 First alignment step: Construction of course axes

die Abmessungen der Bemessungsschiffe nebst den zugehörigen Cf-Werten (Koeffizient zur Berechnung des Abstandes Heck – taktischer Drehpunkt).

Im ersten Bearbeitungsschritt werden in den Karten die Kursachsen für die Bemessungsschiffe konstruiert (Bild 2).

Dabei muss sichergestellt sein, dass die Achsen ausschließlich aus Geraden und Kreisbögen bestehen, die sich abwechseln und die tangential ineinander übergehen. Diese Randbedingungen sind notwendig, damit die fahrdynamischen Eigenschaften der Binnenschiffe trotz der starken Vereinfachung des Rechenmodells erhalten bleiben.

Unter Nutzung des MicroStation-Zusatzes InRail oder InRoad können derartige Kursachsen mit den dort enthaltenen Trassierungswerkzeugen schnell erstellt und verändert werden.

Bei der Konstruktion der Achsen für den Begegnungsverkehr ist weiter zu berücksichtigen, dass deren Entfernung zum steuerbordseitigen Ufer groß genug ist, um die vorgeschriebenen Sicherheitsabstände zwischen der Schleppkurve des Bemessungsschiffes und dem Ufer zu gewährleisten. Darüber hinaus müssen die Kursachsen des Tal- und des Bergfahrers weit genug voneinander entfernt sein, damit auch zwischen deren Schleppkurven der geforderte Sicherheitsabstand eingehalten wird. Sind die Kursachsen fertiggestellt, werden die Schleppkurven errechnet.



Bild 3:Zweiter Schritt: Positionierung der SchiffssymboleFigure 3:Second step: Positioning of ship symbols

In Bild 3 ist die Begegnung zweier 185 m langer Schubverbände dargestellt. Der blaue Schubverband fährt zu Tal und der rote Schubverband zu Berg. Werden nach dem Erzeugen der Schleppkurven Bereiche erkannt, in denen die Zielstellung des Ausbaus bzw. die angestrebten Abstände zwischen den Schiffen oder zu den Ufern nicht eingehalten sind, müssen die Kursachsen entsprechend angepasst werden. Die Bearbeitung der Kursachsen wird so lange durchgeführt, bis die angestrebten Sicherheitsabstände eingehalten oder notwendige Ufereingriffe minimiert worden sind. Erfüllen die Schleppkurven alle Anforderungen, werden die Fahrspurbreiten ermittelt.

Bild 4 zeigt die Begegnung der beiden Schubverbände im Bereich des Deetzer Knies. Durch die Konstruktion der Hüllkurven um die Schleppkurven der Schiffssymbole entstehen Flächen, die der jeweiligen Fahrspur des Schiffes entsprechen.

Bei der Geradeausfahrt ist die Breite des Schiffes gleich der Breite der Fahrspur. Dies entspricht aber nicht den natürlichen Verhältnissen, da ein Schiff nicht geradeaus fahren kann. In der Realität fährt es auf einem Schlängelkurs der geplanten Route nach. Um diesen erhöhten Verkehrsflächenbedarf zu berücksichtigen, weisen die Hüllkurven einen Mindestabstand zueinander auf. Unterschreitet die Schleppkurve diesen Mindestabstand, entfernen sich die Hüllkurven an beiden Seiten von den Schiffssymbolen um jeweils die Hälfte der Fehlbreite. In dem Verfahren TRASSE wird die Zusatzbreite infolge Schlängelfahrt für die Kurvenfahrt bereits im Cf-Wert berücksichtigt. Für die Erzeugung



Bild 4:Dritter Schritt: Generierung der HüllkurvenFigure 4:Third step: Generation of envelope curves

der Hüllkurven stehen entsprechende Rechenroutinen zur Verfügung (Bild 5).

Auf der Grundlage der beiden Fahrspuren wird der Verkehrsflächenbedarf für die Begegnung der beiden Schubverbände ermittelt (Bild 6) und ein Geländemodell der neuen Fahrrinne berechnet, welches in das Ausgangsgeländemodell integriert wird. Durch den



Bild 5: Gemessene Driftwinkel und daraus abgeleitete Cf-Werte für einen 185 m langen Schubverband inklusive der Empfehlung für die Trassierung (grün eingetragene Obergrenzen)

Figure 5: Measured drift angles converted into Cf values for a 185 m long push-tow unit with recommended alignment (maximum limits shown in green)



 Bild 6:
 Vierter Schritt: Ermittlung des Verkehrsflächenbedarfs

 Figure 6:
 Fourth step: Determination of traffic area needs



Bild 7: Fünfter Schritt: Berechnung der Ufereingriffe und der Abtragsvolumina
 Figure 7: Fifth step: Calculation of measures taken at banks and dredging volumes

Verschnitt des Ausgangsgeländes mit dem Modell der neuen Fahrrinnen können letztendlich die notwendigen Abtragsvolumina in der Fahrrinne (getrennt nach Sohle und Böschung) und die Größe der notwendigen Uferrückverlegung berechnet werden (Bild 7).

3 Dimensionierung von Fahrrinnen in fließenden Gewässern Dimensioning of fairways in running waters

In Vorbereitung einer Ausbauplanung für Fahrrinnen bzw. der Durchführung von Befahrbarkeitsanalysen in fließenden Gewässern werden für jedes Gewässer von den zuständigen Verwaltungen Ausbaugrundsätze erlassen. Zumeist beziehen sich diese Ausbaugrundsätze auf die Richtlinien für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen. Im Detail bedeutet dies, dass für die Berechnung der notwendigen Fahrspurbreiten für ein Binnenschiff die Formel von Graewe genutzt wird. Für die Fahrt im fließenden Gewässer müssen jedoch andere Vorgaben für die anzusetzenden Driftwinkel getroffen werden, die meist durch fahrdynamische Naturuntersuchungen in dem betreffenden Gewässer ermittelt wurden.

Nachteil dieses Vorgehens ist, dass die Ergebnisse aus den Naturmessungen nur für das untersuchte Abflussgeschehen gelten. Streckenabhängige Unterschiede bei den Fließgeschwindigkeiten werden bei

BAWMitteilungen Nr. 100 2017

dieser Verfahrensweise nicht berücksichtigt. Darüber hinaus muss bei der Erstellung der Ausbaugrundsätze so lange mit den Messungen gewartet werden, bis sich die gewünschten Abflussverhältnisse eingestellt haben. Um diese Nachteile zu umgehen und die kostenintensiven Naturmessungen auf ein Minimum zu reduzieren, wurde auf dem Verfahren TRASSE aufbauend eine Methode entwickelt, bei der der Einfluss der Fließgeschwindigkeit auf den Verkehrsflächenbedarfs eines Binnenschiffes rechnerisch abgeschätzt werden kann.

3.1 Pegelabhängige Trassierung von Fahrrinnen in fließenden Gewässern – Das Verfahren PeTra 1D Fairway routing in running waters as a function of water level – the PeTra 1D method

Da sich das Prinzip der Einzelpositionierung bei der Planung von Fahrrinnen in nicht fließenden Gewässern bewährt hat, wurde versucht, dieses auf Fließgewässer zu übertragen. Ausschlaggebend für diese Technik sind Kenntnisse über die Lage des taktischen Drehpunktes am Schiff. Durch Naturmessungen konnte nachgewiesen werden, dass die Position des taktischen Drehpunktes analog zu den nicht fließenden Gewässern unabhängig vom Kurvenradius ist, sich aber in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit, Fahrgeschwindigkeit und Fahrtrichtung ändert.

3.1.1 Modellierung der Fahrdynamik eines Binnenschiffs in einem frei fließenden Gewässer Modelling the dynamics of an inland vessel's movement in running waters

Auch bei der Fahrt auf einem fließenden Gewässer nimmt ein Schiff in der Kurvenfahrt eine Drift ein, wodurch der Schiffskörper schräg von dem Wasser angeströmt wird. Aus dieser Schräganströmung resultieren hydraulische Querkräfte, welche die Fliehkräfte infolge der Fahrt auf der gekrümmten Bahn kompensieren. Dabei ist in einem nicht fließenden Gewässer die Fahrgeschwindigkeit gegen Land, welche die Größe der Fliehkräfte beeinflusst, gleich der Geschwindigkeit gegen Wasser, welche die Größe der hydraulischen Querkräfte bestimmt.

Bewegt sich das Schiff in einem fließenden Gewässer, so unterscheiden sich die Geschwindigkeiten gegen Land von denen gegen Wasser, in Abhängigkeit davon, ob sich das Schiff in der Berg- oder in der Talfahrt befindet. In der Bergfahrt ist die Geschwindigkeit des Schiffes gegen Wasser größer als gegen Land. Mit der größer werdenden Anströmgeschwindigkeit wachsen die hydraulischen Querkräfte. Um das Gleichgewicht zwischen Fliehkraft und hydraulischer Querkraft herzustellen, muss die Drift im Vergleich zu einer Fahrt in einem nicht fließenden Gewässer verringert werden und der Verkehrsflächenbedarf sinkt. Bei der Talfahrt dagegen verringert sich die Geschwindigkeit gegen Wasser. Infolge der damit verbundenen Verringerung der hydraulischen Querkräfte muss der Driftwinkel in der Kurvenfahrt vergrößert werden und der Verkehrsflächenbedarf steigt.

Zunächst wurde das hydronumerische Modell für die stationäre Kreisfahrt entwickelt. Durch diese Vereinfachung konnte das fahrdynamische Problem auf folgenden physikalischen Sachverhalt zurückgeführt werden: Eine Masse bewegt sich auf einer Kreisbahn. Infolge der Kreisbewegung entstehen Fliehkräfte. Äußere Kräfte müssen die Fliehkräfte kompensieren, damit die Masse weiter auf der Kreisbahn bleibt.

Bei der Fahrt eines Schiffes werden diese äußeren Kräfte erzeugt, indem der Schiffsführer durch gezielte Rudermanöver dafür sorgt, dass sich ein Driftwinkel einstellt. Infolge der Drift wird der Schiffskörper schräg angeströmt und es entstehen hydraulische Querkräfte, die mit den Fliehkräften im Gleichgewicht stehen.

Die Herleitung der Bewegungsgleichung zur Ermittlung der Fliehkräfte basiert auf den Kirchhoffschen Bewegungsgleichungen für einen starren Körper (Kirchhoff, 1897). Die Berechnung der hydraulischen Kräfte, die auf den Schiffskörper wirken und die die Fliehkräfte kompensieren, erfolgte auf Grundlage der Theorie schlanker Körper (Puls, 1987) und der Berechnung der hydrodynamischen Massen potenzialtheoretisch nach der Hess/Smiss Methode (Hess, J.L. und Smith, A.M.O., 1966). Die vollstände Herleitung der Gleichungen und die Dokumentation befindet sich in dem Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben "Optimierung der Befahrbarkeit von Flüssen" (BAW, 2014).

Im Ergebnis der Entwicklungen konnte nachgewiesen werden, dass die Position des taktischen Drehpunktes auch in fließenden Gewässern unabhängig von dem gefahrenen Kurvenradius ist. Dagegen beeinflusst die Fließgeschwindigkeit des Gewässers die Position des taktischen Drehpunktes und damit die Fahrspurbreite des Schiffes. Bei der Bergfahrt verschiebt sich seine Position in Richtung Schiffsmitte, wodurch sich die Fahrspurbreite geringfügig verringert. Bei der Talfahrt wandert der Punkt in Richtung Bug bzw. vor den Bug, wodurch sich die Fahrspurbreite vergrößert.

Die Fahrgeschwindigkeit des Schiffes gegen Wasser verändert die Größe des Einflusses der Fließgeschwindigkeit auf die Position des taktischen Drehpunktes. Eine Vergrößerung der Fahrgeschwindigkeit vermindert den Einfluss der Gewässerströmung auf den Verkehrsflächenbedarf sowohl für die Bergfahrt als auch für die Talfahrt, eine Verminderung der Fahrgeschwindigkeit erhöht den Einfluss.

Dies wurde ebenfalls als MicroStation-Applikation unter dem Namen PeTra 1D implementiert und kann analog zum Verfahren TRASSE unter Berücksichtigung der örtlichen Fließgeschwindigkeit des Gewässers und der Fahrgeschwindigkeit des Schiffes Schleppkurven generieren.

3.1.2 Modellierung der Fahrdynamik zur Ermittlung optimaler Kursachsen in einem frei fließenden Gewässer Modelling ship dynamics for determining the optimal course axes in running waters

In dem Verfahren TRASSE wurden die Kursachsen für die Berechnung der Schleppkurven vorgegeben. In natürlichen Wasserstraßen mit starken Strömungsgeschwindigkeiten müssen die Schiffsführer auf die Strömung und die morphologischen Eigenschaften des Flusses reagieren. Dadurch ist es nicht mehr möglich, die Kursachse durch die beschriebene Konstruktionsweise vorzugeben. Ziel weiterer Untersuchungen war es, ein Verfahren zu entwickeln, welches die Kursachsen unter Berücksichtigung der durch das Fließgewässer vorgegebenen Randbedingungen automatisch generiert.

Um die Befahrbarkeit eines vorhanden Fließgewässers beurteilen zu können, müssen erst einmal die Bereiche herausgesucht werden, die tief genug sind, damit das Schiff dort fahren kann. Am Beispiel des Querprofiles am Rhein bei km 551,3 am Jungferngrund soll erläutert werden, wie die Beurteilung erfolgt. Gefordert wird eine Mindesttiefe von 1,90 m. In dem unteren Teil von Bild 8 ist das Querprofil dargestellt. Die rote Linie markiert die geforderte Mindestwassertiefe. Daraus wird der Teil des Flusses ersichtlich, der für das vorgegebene Bemessungsschiff mit dem entsprechend Tiefgang grundsätzlich befahrbar ist. In einem weiteren Schritt muss ein Verfahren entwickelt werden, welches es er-



Bild 8:Definition eines Tiefenpotenzials im FlussprofilFigure 8:Definition of a water depth potential in the river
profile

möglicht, den befahrbaren Teil der Wasserstraße nautisch zu bewerten. Dazu werden die Wassertiefen in Befahrbarkeitspotenziale umgewandelt. Zu diesem Zweck werden die Tiefen auf Werte zwischen 0 und 100 normiert. Wassertiefen unter der geforderten Mindesttiefe, im Beispiel unter 1,90 m, erhalten den Potenzialwert 0. Wassertiefen mit der geforderten Mindesttiefe erhalten den Wert 1 und die maximale Tiefe bekommt den Wert 100. Die Umrechnung der Zwischenwerte erfolgt linear. Danach ergibt sich aus dem Querprofil das in Bild 8 im oberen Teil dargestellte Tiefenpotenzial.

Bereiche mit dem Wert 0 sind nicht befahrbar. Mit wachsender Wassertiefe wird der Schiffswiderstand kleiner. Das bedeutet, je größer der Wert des Tiefenpotenzials ist, umso besser ist das Profil in diesem Bereich befahrbar.

Nach dem gleichen Prinzip wird die Fließgeschwindigkeitsverteilung innerhalb des Flussprofiles bewertet. Allerdings wird hier unterschieden, ob das Schiff zu Berg oder zu Tal fährt. Auch hier werden die Fließgeschwindigkeiten in Potenzialwerte zwischen 1 und 100 linear umgerechnet. Der Wert 0 wird an Fließgeschwindigkeiten vergeben, die so groß sind, dass das Schiff diesen Bereich des Profils nicht befahren kann.

Fährt das Schiff zu Berg, so wird es immer die Strömungsbereiche meiden, in denen es gegen hohe Fließgeschwindigkeiten anfahren muss. Aus diesem Grund erhalten die maximalen Fließgeschwindigkeiten für den Bergfahrer den Wert 1 und die minimalen Fließgeschwindigkeiten den Wert 100. Für den Talfahrer erfolgt die Bewertung genau umgekehrt. Maximale Fließgeschwindigkeiten bekommen den Wert 100 zugewiesen und die minimalen Fließgeschwindigkeiten den Wert 1.

Allgemein gilt: Ein Potenzial ist die Bewertung des Befahrbarkeitszustands eines Profilstreifens hinsichtlich eines Parameters auf einer Skala von 0 bis 100. Dazu werden zunächst die minimale und die maximale Größe des Parameters auf dem gesamten Profilschnitt ermittelt. Sofern ein großer Parameterwert als optimal angesehen wird, entspricht das Maximum einem Potenzial von 100. Andernfalls wird dem größten Parameterwert das kleinste Potenzial 1 zugeordnet. Nur dann, wenn ein Profilbereich bei Überschreitung eines Parametergrenzwertes als nicht befahrbar gelten soll, wird das Potenzialminimum 0 verwendet. Das trifft z. B. für den Parameter Wassertiefe zu. Nach diesen Kriterien lassen sich weitere Potenziale erstellen. Das sind z. B. die Einhaltung eines vorgegebenen Rechtsverkehrs, Vorschriften für Brückendurchfahrungen oder das Vorhandensein einer Fahrrinne, verbunden mit dem Zwang, innerhalb der Fahrrinne fahren zu müssen, oder verbunden mit der Empfehlung, dort zu fahren. Unter Berücksichtigung der entsprechenden Gewichtungen werden die Einzelpotenziale zu einem Befahrbarkeitspotenzial (schwarz) zusammengefasst (Bild 9).

Liegen diese Gesamtpotenziale für einen Streckenabschnitt vor, kann auf deren Grundlage die Kursachse ermittelt werden.



Bild 9:Zusammenfassung aller Potenziale am Beispiel Rh-km 551,3Figure 9:Summary of all potentials taking the example of Rhine kilometer 551.3

Die Potenzialregeln werden entlang des zu untersuchenden Flusses für jedes Querprofil aufgestellt. Ein Beispiel für den Rhein zwischen km 569 und 575 ist in Bild 8 dargestellt.

Liegen diese Gesamtpotenziale für einen Streckenabschnitt vor, kann auf deren Grundlage die Kursachse ermittelt werden. Pro Profil gilt der Bereich mit dem höchsten Befahrbarkeitspotenzial als optimal befahrbar. Dieser Bereich wird nachfolgend als "Passagetor" bzw. "Tor" bezeichnet, das von der Kursachse durchlaufen werden sollte. Sofern es auf einem oder mehreren Profilen Bereiche mit ähnlich hoher Potenzialsumme gibt (Toleranzbereich für gleichwertige Potenziale ist definierbar), entstehen auf diesen Profilschnitten mehrere gleichwertige Tore und damit eine Vielzahl möglicher Kursachsenverläufe, aus denen das Programm jene mit dem kürzesten Weg ermittelt. Der Durchstoßpunkt der Kursachse durch das letztendlich pro Profilschnitt ausgewählte Tor wird so gelegt, dass das Schiff beim Durchfahren aller Tore einen möglichst kurzen Weg mit geringen Richtungswechseln zurücklegt. Abschließend wird versucht, die Durchstoßpunkte aller Tore so durch eine Folge von Geraden und Kreisbögen zu verbinden, dass eine Modell-Kursachse mit tangentialen Übergängen zwischen den Geraden und Kreisbögen entsteht, die innerhalb des Fahrwassers möglichst alle Tore durchlaufen sollte (Bild 10).

Mit dieser virtuellen Navigation innerhalb von PeTra 1D stehen für eine Trassierung bzw. Durchführung einer Befahrbarkeitsanalyse analog zum Verfahren TRASSE sowohl die Kursachsen als auch ein Verfahren zur Bestimmung der Lage des taktischen Drehpunktes zur Verfügung, sodass die Konstruktion von Schleppkurven der Schiffsbewegung auch in fließenden Gewässern möglich ist. Die dafür notwendigen Fließgeschwindigkeiten können aus Naturmessungen, aus Messungen an physikalischen Modellen oder aus hydronumerischen Modellen gewonnen werden (Heinzelmann et al., 2009).

So betreibt die BAW z. B. für den Rhein zwischen Iffezheim (Rh-km 333,00) und Lobith (Rh-km 865,00) ein eindimensionales (1D) instationäres Modell (Zentgraf und Harlacher, 2007). Das HN-Modell mit einer Gesamtlänge von 532 km ist modular aufgebaut, damit eine abschnittsweise Pflege und Aktualisierung der Gewässergeometrie leicht möglich ist.



 Bild 10: Profilpotenziale entlang des Rheins zwischen Rh-km 569 bis Rh-km 575
 Figure 10: Profile potentials along the Rhine between kilometer 569 and kilometer 575

Das Verfahren PeTra 1D wurde bereits bei der Bearbeitung von mehreren Projekten innerhalb der BAW erfolgreich eingesetzt. Mit Einführung der neuen "Richtlinien für Regelquerschnitte von Binnenschifffahrtskanälen", Ausgabe 2011, wurde in Absatz 21 in den zugehörigen Erläuterungen in der Anlage empfohlen, das Verfahren PeTra 1D für die Trassierung von Fahrrinnen in fließenden Gewässern einzusetzen. In einigen Ämtern der Wasserstraßenstraßen- und Schifffahrtsverwaltung wird dieses Verfahren bereits eigenverantwortlich eingesetzt. Das Verfahren TRASSE wurde mit der Einführung der Richtlinie als Standardbemessungsverfahren eingeführt. Damit sind die Entwicklungen der Verfahren TRASSE und PeTra 1D abgeschlossen.

3.2 Pegelabhängige Trassierung von Fahrrinnen in fließenden Gewässern – Das Verfahren PeTra 2D Fairway routing in running waters as a function of water level – the PeTra 2D method

Mit dem Verfahren PeTra 1D stand ein Werkzeug zur Verfügung, mit dem Schleppkurven sich in Fließgewässern bewegender Schiffe berechnet werden konnten. Allerdings wurde nur danach unterschieden, ob das Schiff gegen die Strömung oder mit der Strömung fährt. Einfluss von Querströmungen konnten nicht berücksichtigt werden. Dies ist mit einem eindimensionalen Verfahren, was sowohl die Modellierung der Fahrdynamik als auch der Flusshydraulik betrifft, nicht möglich.

Für die Weiterentwicklung des Verfahrens PeTra 1D zu einem zweidimensionalen (2D) fahrdynamischem Modell stehen inzwischen 2D-HN-Modelle für zahlreiche Rheinabschnitte zur Verfügung, die in absehbarer Zeit zu einem geschlossenen 2D-HN-Modell des gesamten frei fließenden Rheins zusammengeführt werden sollen.

Das Verfahren PeTra 1D basiert auf der Annahme der stationären Kreisfahrt. Innerhalb des Modells wurde nur die Bewegungsgleichung quer zum Schiff gelöst, indem nach der Theorie der schlanken Körper spantweise die örtliche Querkraft als Folge der Impulsumlenkung des anströmenden Wassers berechnet wird. Die Integration der resultierenden Gesamtquerkraft erfolgte innerhalb eines Preprocessings. Dadurch entstand eine Funktion, die die Gesamtkraft, die auf das Schiff wirkt, als Funktion der örtlichen Fließgeschwindigkeit liefert. In PeTra 2D werden alle drei Bewegungsgleichungen in der Ebene gelöst, also die Gleichung längs und quer zum Schiff und die Drehung um die Hochachse des Schiffes. Die Integration der Gesamtkräfte erfolgt während der Laufzeit, indem an jeder Position des Schiffes aus dem zweidimensionalen Strömungsmodell die örtlichen Fließgeschwindigkeiten pro Spant berücksichtigt werden (Kolarov und Dettmann, 2008). Die Entwicklung dieses Verfahrens wurde an die Universität Rostock vergeben und mündete in einer Dissertation (Kolarov, 2006).

Das Verfahren PeTra 2D wurde erstmals für Untersuchungen zur Befahrbarkeit an der Weser im Bereich des Abzweiges zum oberen Schleusenkanal in Doerverden eingesetzt. In diesem Streckenabschnitt der Mittelweser kam es immer wieder zu Klagen durch die Schifffahrt, dass sich, wenn die Mittelweser Hochwasser führt, sowohl bei der Einfahrt in den Schleusenkanal als auch bei der Ausfahrt aus dem Schleusenkanal die Befahrung des Mündungsbereiches als sehr schwierig gestaltet. Ursache ist, dass die Schiffe den Hauptströmungsbereich der Mittelweser kreuzen müssen und infolge der so wirkenden Queranströmung von ihrem beabsichtigten Kurs abweichen. Durch wasserbauliche Maßnahmen sollten die Ein- und Ausfahrtsverhältnisse für die Schifffahrt verbessert werden.



 Bild 11: Einfahrt eines GMS in den Schleusenkanal bei der Ausgangsvariante
 Figure 11: Entry of a GMS into the lock canal in the original version

Bei den Untersuchungen wurde ein Bahnregler eingesetzt, der das Bemessungsschiff (Großmotorgüterschiff 110 m x 11,45 m) entlang einer vorgegebenen Kursachse steuerte. Das Schiff fuhr im Bereich der Kanaleinfahrt zu Tal mit einer Geschwindigkeit von 3,2 m/s gegen Land. Durch die geringe vorgegebene Propellerdrehzahl und das Fehlen der Strömung aus der Weser reduzierte sich die Fahrgeschwindigkeit im Kanal auf 2,2 m/s, was den Vorgaben aus den Schifffahrtspolizeiverordnungen entspricht.

In Bild 11 ist beispielhaft die berechnete Kanaleinfahrt für die Ausgangsvariante zu sehen. In diesem Bild sind die Strömungsvektoren je nach Größe ihres Betrages eingefärbt. Dabei geht die Farbpalette von dunkelblau für kleine Fließgeschwindigkeiten über hellblau, hellgrün bis dunkelgrün für hohe Fließgeschwindigkeiten. Die rote Linie stellt die im Vorfeld konstruierte Leitlinie dar, nach der der Bahnregler versucht, das Schiff in den Kanal zu steuern. Die blauen Schiffssymbole bilden die Schleppkurve des fahrenden Schiffes. Es ist deutlich zu sehen, wie das Schiff vor Beginn der Kanaleinfahrt mit einer Drift dafür sorgt, dass es sich auf das rechte Ufer zu und damit in Richtung Kanaleinfahrt bewegt. Bei dem Übergang von der Weser in den Kanal erkennt man, wie das Heck für kurze Zeit in Stromrichtung gedreht wird. Letztendlich konnte für die Gestaltung des Mündungsbereiches des oberen Schleusenkanals eine Lösung erarbeitet werden, die in die Planungsarbeiten Eingang fand.

Spielte in den bisher in der BAW und in der WSV eingesetzten Trassierungsverfahren bei der Bestimmung des Verkehrsflächenbedarfs die Position des taktischen Drehpunktes an den Schiffen die entscheidende Rolle, ist dies beim Verfahren PeTra 2D anders. Hier werden die Bewegungsgleichungen in der Ebene gelöst und die Bewegung des Schiffes inklusive der Ausbildung des Driftwinkels als Reaktion auf äußere Kräfte, die auf das Schiff wirken, bestimmt. Dies sind im Wesentlichen die Strömungskräfte, die auf den Schiffskörper wirken, und des Weiteren die vom Schiff selbst initiierten Kräfte, wie der Propellerschub und die Ruderkräfte. Das bedeutet, die Schleppkurven werden nicht mehr wie bei den Verfahren TRASSE und PeTra 1D durch die Positionierung von Schiffssymbolen entlang einer Kursachse erzeugt, sondern durch Aufzeichnung der Schiffsbewegung nach Vorgabe von Schub- und Ruderkräften, die das Schiff entlang einer Leitlinie steuern. Die bisherigen Kursachsen werden zu Leitlinien, die dem Schiffsführer oder einem Bahnführungssystem zur Orientierung dienen.

4 Schiffsführungssimulation für verkehrswasserbauliche Untersuchungen Ship handling simulator for waterways engineering studies

Um bei den Untersuchungen den "human factor" mit zu berücksichtigen, wird es notwendig, voll ausgebaute Brückenimitationen zu verwenden. Aus diesem Grund muss ein solcher Arbeitsplatz mit einem Sichtsystem auf Bildschirmbasis, Bedienkonsolen und Anzeigen ausgerüstet sein.

Daher wurde in der BAW im Jahr 2009 ein Binnenschiffsführungssimulator beschafft. Bei der Auswahl der auf dem Markt erhältlichen Simulatoren wurde u. a. darauf geachtet, dass die Software modular aufgebaut ist, sodass es möglich ist, Modellkomponenten im Simulator auszutauschen. Damit wird es möglich, den Simulator an den Entwicklungsbedarf der BAW anzupassen und die Modellverfahren der BAW in den Simulator zu integrieren. Die Weiterentwicklung des Simulators erfolgt seit dem Jahr 2009 in dem Forschungsvorhaben "Binnenschiffführungssimulation".

Haupteinsatzgebiet kommerzieller Schiffsführungssimulatoren ist die Ausbildung des nautischen Personals von Seeschiffen. Im Bereich der Seeschifffahrtsstraßen werden neben den klassischen Bemessungsansätzen seit Jahren Schiffsführungssimulatoren auch für die Bemessung von Fahrrinnen bzw. die Durchführung von Befahrbarkeitsanalysen eingesetzt. In der Binnenschifffahrt ist diese Technik relativ neu. Erstmals wurde in Deutschland 2008 ein Schiffsführungssimulator im Schiffer-Berufskolleg RHEIN in Duisburg im Rahmen der Ausbildung eingesetzt.

Der Binnenschiffsführungssimulator der BAW dient nicht der Ausbildung, sondern wasserbaulichen Untersuchungen. Das bedingt, dass die Anforderungen an die enthaltenen Modelle durch verkehrswasserbauliche Fragestellungen geprägt sind. Dementsprechend musste der Simulator an die neuen Aufgaben angepasst werden. Neben den beschriebenen Trassierungsverfahren wurden in der BAW für den Bereich der Binnenwasserstraßen in den letzten Jahren weitere Verfahren entwickelt, mit denen fachgerechte Beurteilungen hinsichtlich der Befahrbarkeit von Binnenwasserstraßen durchgeführt werden können. Dies betrifft z. B. die Wirkung von Bugstrahlruder in Abhängigkeit der Wassertiefe oder die Berechnung schiffserzeugter Wellen. Bei der Auswahl des zu beschaffenden Simulators wurde deshalb darauf geachtet, dass der Hersteller seine Software gegenüber der BAW offen legt und dass die Softwarearchitektur so gestaltet ist, dass Teilmodelle mittels einer Schnittstelle ausgetauscht werden können. Die Wahl fiel auf den Simulator ANS5000 (nach dem Upgrade jetzt ANS6000) der Firma Rheinmetall Defence Electronics GmbH.

4.1 Erstellung der Fahrtreviere für verkehrswasserbauliche Untersuchungen am Schiffsführungssimulator Design of traffic zones for waterways engineering studies on the ship handling simulator

Um den Schiffsführungssimulator für die verkehrswasserbaulichen Untersuchungen vorzubereiten, müssen zunächst Fahrtreviere erstellt werden. Die Datenbasis für ein derartiges Modell bildet die elektronische Navigationskarte im Inland (Inland ENC). Diese beinhaltet u. a. Informationen zu Uferlinien, Bauwerken im und am Gewässer, Schifffahrtszeichen und Fahrrinnen. Aus diesen Informationen wird ein Basisgelände als Sichtmodell für das Fahrtrevier erstellt. Aus dem Basisgelände wird während der Simulation das Radarbild generiert. Soll eine Fahrt nach Sicht simuliert werden, so muss das Basismodell je nach Anforderung verfeinert werden. Hierfür werden hoch aufgelöste Gelände- und Sohleninformationen aus mehrdimensionalen Abflussbzw. digitalen Geländemodellen verwendet. Im Fahrtrevier werden Gebäude, Bebauung und Vegetation zur Berücksichtigung der Windabschattung bzw. zur Orientierung des Schiffsführers bei der Navigation ergänzt. U. a. werden Tonnen, Baken, Signalstellen, Licht- und Tafelzeichen als dreidimensionale Objekte modelliert. Die Landschaft wird mit digitalen Orthophotos überzogen und die Bebauung bzw. die Objekte werden mit Texturen belegt.

Für die eigentliche Simulation nutzt der Binnenschiffsführungssimulator die Inland ENCs ebenfalls als Datenbasis. Allerdings sind hierfür detailliertere Informationen erforderlich als diejenigen, die in den Navigationskarten enthalten sind. Da die BAW den Simulator für wasserbauliche Untersuchungen einsetzt, sind die Anforderungen an die Simulation sehr hoch. Genügt es bei einer Ausbildung, dass die qualitativen Ergebnisse einer Simulation, also die gefühlten fahrdynamischen Phänomene, richtig wiedergegeben werden, müssen bei den Untersuchungen der BAW auch die quantitativen Ergebnisse stimmen. Letztendlich sollen ja z. B. die Verkehrsflächen eines Schiffs möglichst genau bestimmt werden.



 Bild 12: Integration der tiefengemittelten Strömungsdaten in die Inland ENC
 Figure 12: Integration of depth-averaged flow data in the inland ENC

Die BAW betreibt zweidimensionale hydrodynamischnumerische (2D-HN) Modelle, die für unterschiedliche Abflussszenarien hoch aufgelöste Wasserstands- und Strömungsfelder liefern. Mit einem solchen für den jeweiligen zu untersuchenden Streckenabschnitt kalibrierten Strömungsmodell werden stationäre Berechnungen des maßgebenden Abflussszenarios durchgeführt. So werden die Sohlendaten aus dem 2D-HN-Modell in der Inland ENC ergänzt, wodurch eine detaillierte Beschreibung der Unterwassergeometrie ermöglicht wird. Bild 12 zeigt exemplarisch die tiefengemittelten Strömungsfelder aus dem 2D-HN-Modell, welche in die Inland ENC integriert wurden.

4.2 Modellierung der Schiffe für verkehrswasserbauliche Untersuchungen am Schiffsführungssimulator Design of ships for waterways engineering studies on the ship handling simulator

Die wasserbaulichen Untersuchungen stellen auch an die Modellierung der Schiffe hohe Anforderungen. Ein Modellschiffs besteht aus zwei Komponenten, dem fahrdynamischen Modell und dem Sichtmodell für das Schiff. Das Sichtmodell wird auf Grundlage von Bauplänen und Fotos erstellt. Die Anforderungen unterscheiden sich nicht von denen der Ausbildungssimulation.

Anders ist dies beim fahrdynamischen Modell, das bei den unterschiedlichsten Manöversituationen nicht nur das qualitative, sondern auch das quantitative Verhalten des Schiffes wiedergeben muss.

Die Bewegungsgleichungen des fahrdynamischen Modells haben sechs Freiheitsgrade. Im Vorfeld einer Untersuchung werden gemeinsam mit dem Auftraggeber die Bemessungsschiffe festgelegt. Mit diesen Schiffen werden für die Ermittlung der Fahreigenschaften (Beschleunigungsverhalten, Bestimmung der Schiffsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Maschinendrehzahl, Bremsweg, Schiffswiderstand u. a.) in Naturversuchen unterschiedliche Schiffsmanöver (Drehkreis, Z-Manöver u. a.) auf einer Teststrecke durchgeführt. Während dieser Manöver werden neben den Schiffsbewegungen zeitsynchron Maschinenparameter wie Maschinendrehzahl, Ruderwinkel, Bugstrahlrudereinsatz als Kommando- und Istwert erfasst. Die zahlrei-



Figure 13: Drengeschwindigkeit eines Z-wanovers für einer Kabinenschiffes mit POD Antrieben – Vergleich Naturmessung und Simulation
 Figure 13: Turn rate of a Z-manoeuvre for a cabin vessel with pod drives – field measurement and simulation compared

chen Koeffizienten des Modells werden so kalibriert, dass alle Manöver aus den Naturversuchen möglichst exakt nachgefahren werden können.

In Bild 13 ist als Beispiel der Vergleich von originalen Messdaten mit Ergebnissen aus der Simulation dargestellt. Die Messdaten stammen aus einer Versuchsserie mit einem 135 m langen Kabinenschiff, welches mittels zweier PODs angetrieben und gesteuert wird. Diese Daten wurden während eines Z-Manövers aufgenommen, bei dem bei einer Kurswinkeländerung von 150 das Ruder jeweils um 180 entgegen der Drehrichtung gelegt wurde. Das Manöver wurde mit 70 % der Maschinenleistung gefahren. Die während der Messung aufgenommenen Istwerte für die Propellerdrehzahlen und die Winkelstellungen der POD dienten als Eingangswerte für die Simulation. Damit war gewährleistet, dass sowohl das originale Schiff als auch das virtuelle Schiff im Simulator auf die gleichen Vorgaben reagieren. Der rote Graph zeigt die Drehgeschwindigkeit des Schiffes im Ergebnis der Simulation. Der blaue Graph zeigt die per GPS gemessenen Drehgeschwindigkeiten des originalen Schiffes.

Nach Abschluss der Modellierungsarbeiten wird ein Validierungsdokument erstellt, in welchem alle verwendeten Manöver als Vergleich Messung zu Simulation zusammengestellt sind. Es wird ein Schiffsführer eingeladen, der auf dem Simulator mit dem betreffenden Schiff eigene Manöver fährt. Dies dient der Bestätigung, dass zwischen dem Modellschiff auf dem Simulator und dem realen, dem Schiffsführer bekannten Schiff auch subjektiv eine gute Übereinstimmung herrscht. Diese subjektive Übereinstimmung ist wichtig, damit der Schiffsführer sich mit höchster Konzentration auf die Fahrsituationen einstellen kann und nicht durch Systemfehler irritiert wird. Ist dies der Fall, wird dies im Validierungsdokument bestätigt.

4.3 Durchführung verkehrswasserbaulicher Untersuchungen mit Hilfe des Schiffsführungssimulators Performance of waterways engineering

studies on the ship handling simulator

Der Schiffsführungssimulator hat sich in der BAW als Werkzeug bei der Untersuchung von Situationen und Ereignissen, bei denen sich die Schiffe in einer schwierigen Manöverfahrt befinden, bewährt. Im Vorfeld derartiger Untersuchungen wird eine Analyse durchgeführt, um abzuschätzen, welche Manöversituationen zu erwarten sind, und welche Teilmodelle des Simulators demzufolge für die Simulationen benötigt werden. Dann wird überprüft, ob die entsprechenden Teilmodelle des Modellschiffs validiert sind.

Eingangsdaten, die sich nicht aus Naturuntersuchungen ableiten lassen, werden in solchen Fällen mit Hilfe von physikalischen Modellversuchen bestimmt. Dies sind insbesondere Kräfte, die aus der Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße resultieren. So wurden z. B. in der Vorbereitung eines Projektes zur Untersuchung von unterschiedlichen Schleusenvorhäfen die grundlegenden Varianten durch Modellversuche in einem Schlepptank untersucht (Mucha und Dettmann, 2015). Bei diesen Versuchen wurde am Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme e. V. in Duisburg (DST) ein Modellschiff unter Variation der Gestaltung des Schleusenvorhafens in die Schleusenkammer geschleppt und dabei die Kräfte gemessen, die infolge der Wechselwirkung mit der Wasserstraßenberandung auf das Schiff wirken (Bild 14).

Mit Hilfe dieser Eingangsdaten erfolgt eine Feinkalibrierung des Simulators. Sind die Vorbereitungsarbeiten abgeschlossen, wird in Analogie zu der Schiffskalibrierung zu Beginn der Istzustand des zu untersuchenden



 Bild 14: Physikalische Modellversuche zur Ermittlung der Kräfte bei der Schleuseneinfahrt am DST Duisburg
 Figure 14: Physical models for determining the forces at the lock entrance at DST Duisburg

Wasserstraßenabschnittes durch einen Schiffsführer befahren, der sowohl das Schiff kennt als auch über die notwendige Ortskenntnis verfügt, um festzustellen, dass alle auftretenden Phänomene durch den Simulator wiedergegeben werden. Erst nachdem dies festgestellt wurde, beginnen die eigentlichen Untersuchungen.

Die Simulationsfahrten für die Projektbearbeitung werden dann von Schiffsführern durchgeführt. Soweit möglich werden mehrere (mindestens zwei) Schiffsführer eingesetzt. Die Simulationen werden so organisiert, dass sich die Schiffsführer nicht über ihre Meinungen und Erfahrungen austauschen können. Bei der Auswahl wird darauf geachtet, dass sie im Umgang mit den Schiffstypen Erfahrung haben. Gleichzeitig sollten sie teilweise über Ortskenntnis verfügen und zum Teil aus anderen Fahrtrevieren kommen. Damit kann der Grad der Erfahrung variiert werden. Diese Herangehensweise hat sich bewährt. So konnten seit Inbetriebnahme des Schiffsführungssimulators eine Reihe von Projekten erfolgreich bearbeitet werden.

Zum Beispiel wurde der Schiffsführungssimulator für eine fahrdynamische Bewertung der Situation im Bereich der Eisenbahnbrücke Hamm eingesetzt. Der Datteln-Hamm-Kanal (DHK) zweigt in Datteln vom Dortmund-Ems-Kanal ab, verläuft annähernd parallel zur Lippe durch Hamm. Im Bereich der Brücke verläuft die Lippe nördlich vom DHK nur durch das Brückenwiderlager und eine Hochwasserschutzmauer getrennt. Am Südufer des DHK befindet sich die Bundesstraße B61. Die DB-Projektbau GmbH Duisburg befasst sich derzeit u. a. mit den Planungen für einen Neubau der Hammer Eisenbahnbrücke. Im Rahmen dieses Prozesses stimmt die DB mit den Kreuzungsbeteiligten den zu berücksichtigenden Raumbedarf ab. Vor diesem Hintergrund war der unter fahrdynamischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten erforderliche Kanalquerschnitt festzulegen, der zukünftig der Schifffahrt zur Verfügung gestellt werden soll. Bemessungsschiffe sind das üGMS mit den Abmessungen 135 x 11,40 x 2,80 m bzw. ein Schubverband mit den Abmessungen 185 x 11,40 x 2,80 m. Die Durchfahrung erfolgt im Richtungsverkehr.

Voruntersuchungen mit dem Verfahren TRASSE ergaben, dass unter anderem der Trenndamm zwischen Lippe und Kanal verlegt und somit die Spannweite der Brücke vergrößert werden müsste. Um die in der Folge entstehenden enormen Baukosten zu verringern, wurden Alternativen mit Hilfe des Binnenschiffsführungssimulators untersucht, bei denen keine Anforderungen an die Geometrie der Brücke entstehen. So wurden ober und unterhalb der Brücke die Unterwasserböschungen entfernt und die Ufer zum Teil zurückverlegt. Diese Verbreiterung des Kanalprofiles bietet zusätzlichen Navigationsraum, wodurch die nautischen Verhältnisse für die Durchquerung für ein üGMS und für den 185 m langen Schubverband möglich werden. Beide Schiffsführer, die die Simulationsfahrten durchführten, gaben an, dass der Schwierigkeitsgrad den Schifffahrtstreibenden zuzumuten ist. Nach Angaben des Auftraggebers wurden Einsparungen im hohen zweistelligen Millionenbereich erzielt.

Auch bei der Ermittlung der Ursachen für die Havarie des Tankmotorschiffes WALDHOF auf dem Rhein am 13. Januar 2011 wurde der Simulator im Rahmen eines unabhängigen Verwaltungsverfahrens erfolgreich eingesetzt. So konnten auf der Grundlage der Radaraufzeichnungen der Revierzentrale in Oberwesel die Vorgänge an Bord des Schiffes rekonstruiert und letztendlich die Ursachen der Havarie ermittelt werden.

Neben den Untersuchungen zur Gestaltung von Schleusenvorhäfen, wie oben bereits berichtet wurde, erfolgt derzeit eine Bewertung der Sicherheit bei der Durchfahrt unter den Mainbrücken in Marktheidenfeld und in Lohr, wobei die Untersuchungen zu Marktheidenfeld kurz vor dem Abschluss stehen. Bei dieser im Jahr 1846 fertiggestellten und im zweiten Weltkrieg zum Teil zerstörten Brücke handelt es sich um eine Bogenbrücke, die denkmalgeschützt ist. Derzeit wird die Brücke von der Schifffahrt in der Berg und Talfahrt durch zwei getrennte, nebeneinander befindliche Bögen passiert. Das Bauwerk befindet sich im Bereich einer S-Kurve und ist insbesondere in der Talfahrt erst spät erkennbar. Bedingt durch die aufeinanderfolgenden Flusskrümmungen können die Schiffe vor der Durchfahrung der Brückendurchfahrtsbögen nicht gerade ausgerichtet werden. Ein Umstand, welcher die nautische Situation im Brückenbereich deutlich verschlechtert (Bild 15).

Der Pfeilerabstand beträgt im heutigen Zustand 23 m. Die bekanntgegebene Höhe von 6,04 m bei HSW bezieht sich auf eine Durchfahrtsbreite von 11,50 m. Die zu fordernde Durchfahrtshöhe am Main beträgt 6,40 m über HSW. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen HSW und hydrostatischem Stauspiegel beträgt 1,55 m.

Die Erfahrungen der letzten Jahre haben gezeigt, dass die Brücke einen sicherheitsrelevanten Engpass für die Großschifffahrt darstellt, insbesondere für Schiffe mit hohen Aufbauten, wie bei Fahrgastkabinenschiffen, die teilweise 6 m Durchfahrtshöhe zuzüglich Sicherheitsabstand in voller Schiffsbreite benötigen. Seit dem Jahr 2000 kam es zu insgesamt 13 offiziell gemeldeten und in der Unfalldatenbank registrierten Anfahrungen. Der Datenbank ist zu entnehmen, dass diese in der Hauptsache von Schubverbänden und Fahrgastkabinenschiffen verursacht wurden.

Im Verlauf der Untersuchungen wurden für verschiedene Abflussverhältnisse der Istzustand der Brücke sowie verschiedene Vorschläge für Baumaßnahmen zur Erhöhung der Sicherheit der Schifffahrt und zur Sicherung der Brücke gegen Schiffstoß untersucht. Dabei kamen



 Bild 15: Brücke Marktheidenfeld mit einem zu Tal fahrenden Schubverband (Quelle: Argonics GmbH)
 Figure 15: Marktheidenfeld Bridge with a push-tow unit sailing downstream (source: Argonics GmbH)



Bild 16:Simulation der Unterquerung der Mainbrücke in
Marktheidenfeld mit einem KabinenschiffFigure16:Simulation of the passage underneath the Main
Bridge in Marktheidenfeld with a cabin vessel

Frachtschiffe mit Längen von 110 m und 135 m, Schubverbände mit 185 m Länge und ein Kabinenschiff mit einer Länge von 135 m (Bild 16) zum Einsatz.

4.4 Ausblick über geplante Entwicklungen am Schiffsführungssimulator Outlook on future developments using the ship handling simulator

Aus heutiger Sicht kann gesagt werden, dass die Beschaffung des Schiffsführungssimulators und sein Einsatz auf dem Gebiet des Verkehrswasserbaus eine richtige Entscheidung war. Mit dem Simulator und den vorgenannten Trassierungswerkzeugen, angefangen mit der Graewe-Formel über TRASSE bis zum Simulator, steht eine Werkzeugpalette zur Verfügung, mit der vielfältige fahrdynamische Fragestellungen beantwortet werden können. Im Laufe der Zeit hat es sich gezeigt, dass die enthaltene PlugIn-Schnittstelle geeignet ist, um Teilmodelle auszutauschen und durch BAW-eigene Entwicklungen zu ersetzen, die den verkehrswasserbaulichen Fragestellungen besser gerecht werden. Mit dem Upgrade von der ANS5000 auf ANS6000 wurde diese Schnittstelle in ihrer Leistungsfähigkeit noch deutlich erweitert.

Seit der Inbetriebnahme des Simulators wurde das enthaltene Teilmodell für ein Bugstrahlruder ersetzt durch ein Modell, welches den baulich bedingten Flachwassereinfluss berücksichtigt. Da bei den in der Binnenschifffahrt üblichen Bugstrahlrudern das Wasser meist unter dem Schiff angesaugt wird, reduziert sich die erzeugbare Querkraft mit geringer werdendem Flottwasser unter dem Schiff. Gegenwärtig wird das im Auftrag der BAW entwickelte Wellenmodell BoWave 2D getestet, welches die schiffsinduzierten Wellen und deren Ausbreitung rechnet. Dieses Modell, welches zur Beschleunigung der Rechenzeiten die Grafikkarte eines separaten Rechners ausnutzt, kann neben einem Offline-Betrieb (die Steuerung der Schiffe erfolgt durch eine Skriptdatei) auch online mit dem Simulator gekoppelt werden. Mit Hilfe der PlugIn-Schnittstelle werden die notwendigen Steuerungsdaten wie Positionsdaten, Ruderwinkel und Propellerdrehzahl über die PlugIn-Schnittstelle an den Grafikkartenrechner geliefert. Die Berechnung und Darstellung der berechneten Wellen erfolgt in Echtzeit. Allerdings ist in diesem Betriebsmodus die Größe des Fahrtrevieres noch stark begrenzt. Neben den Validierungstests wird derzeit an der Rechengeschwindigkeit gearbeitet, um die Fahrgebiete, in denen das Modell eingesetzt werden kann, zu vergrößern.

Zurzeit wird im Rahmen einer Kooperation mit der Universität Duisburg/Essen das fahrdynamische Modell verbessert. Hierbei werden Methoden zur Bestimmung der schiffspezifischen hydrodynamischen Koeffizienten mit Hilfe von numerischen Strömungssimulationen auf Basis der Lösung der Navier-Stokes Gleichungen untersucht – auch unter dem Begriff Computational Fluid Dynamics (CFD) bekannt. Die Methode bietet die Möglichkeit, auch den Einfluss veränderlicher Wassertiefen auf die Koeffizienten zu untersuchen und mit dem fahrdynamischen Modell zu synchronisieren. Umfangreiche Experimente mit physikalischen Maßstabsmodellen dienen als Validierungsgrundlage für die numerischen Berechnungen.

In Vorbereitung des Projektes zur Untersuchung der Gestaltung von Schleusenvorhäfen wurde festgestellt, dass das Kollisionsmodell des Schiffsführungssimulators die Kollision nicht so hoch auflöst, wie es eine Simulation der Fahrt eines Binnenschiffes entlang der Gleitmole erfordert. Der ANS6000 bietet hier neue Möglichkeiten. Gegenwärtig wird in Zusammenarbeit mit dem Hersteller des Simulators an der Verbesserung des Modells gearbeitet, indem eine hochaufgelöste dreidimensionale Kollisionserkennung entwickelt wird, mit deren Hilfe die Wirkung von Gleitmolen simuliert werden kann.

5 Literatur References

BAW (2014): Optimierung der Befahrbarkeit von Flüssen. Forschungsbericht Nr. A39530410035, BAW, Karlsruhe.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2011): Richtlinien für Regelquerschnitte von Binnenschifffahrtskanälen.

Dettmann, T. (1998): Ein Beitrag zur Berechnung von Fahrrinnenverbreiterungen in Kanal- bzw. Flusskrümmungen bei niedrigen Fließgeschwindigkeiten. Binnenschifffahrt, Nr. 23, S. 38-40.

Dettmann, T.; Jurisch, R. (2001): Bemessung von Fahrrinnenbreiten in Kanälen und Flüssen. Binnenschifffahrt, Nr. 6, S. 72-75.

Dettmann, T.; Zentgraf, R. (2002): Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern. In: BAWMitteilungen Nr. 84, S.127-140.

Graewe, H. (1971): Beitrag zur Frage der Bemessung von Fahrwasserverbreiterungen in Kanal- und Flusskrümmungen. Die Bautechnik, Nr. 1, S. 1-6.

Heinzelmann, C.; Dettmann, T.; Zentgraf, R. (2009): Hydraulisch-fahrdynamische Modelle zur Optimierung der Befahrbarkeit von Binnenwasserstraßen. Wasserwirtschaft, 4/2009, S. 38–41.

Hess, J. L.; Smith, A. M. O. (1966): Calculation of Potential Flow About Arbitrary Bodies. Pegamon Presser, New York.

Kirchhoff, G. (1897): Vorlesungen über mathematische Physik. Verlag B.G. Teubner. Leipzig.

Kolarov P.; Dettmann T. (2008): Entwicklung eines Verfahrens zur Beschreibung der Fahrdynamik von Binnenschiffen in zweidimensionalen, tiefengemittelten Strömungsfeldern. Der Ingenieur, Nr. 3, S. 14-17.

Kolarov, P. (2006): Simulation von Schiffsbewegungen im Fließgewässer. Dissertation, Universität Rostock. Mucha, P.; Dettmann, T. (2015): Investigation of ship hydrodynamics during lock approaches and entries and consideration in ship handling simulations. Congrès SHF, Paris.

Puls, D. (1987): Steuerverhalten. In: Seemannschaft 3, Schiff und Manöver, Transpressverlag, Berlin.

Zentgraf, R.; Harlacher, D. (2007): 1D-HN-Modelle Iffezheim–Lobith, Operatives Dynamisches Modell. BAWBericht, Karlsruhe.

PROGHOME – Software für Anwendungen im Küstenwasserbau

PROGHOME – Software for Coastal Engineering Applications

Dr.-Ing. Günther Lang, Bundesanstalt für Wasserbau

Zur Erledigung der fachwissenschaftlichen Aufgaben in den Referaten Ästuarsysteme I und II werden maßgeschneiderte IT-gestützte Methoden für die Bereiche Datenaufbereitung, Simulation (Hydrodynamik, Transport von gelösten und suspendierten Stoffen, Morphodynamik, Seegang), Analyse und Visualisierung benötigt.

Die IT-gestützten Methoden werden in der Softwaresammlung PROGHOME (PH) zusammengefasst. Hierbei wird der Code in Modulen, Paketen, externen Schnittstellen und Anwendungen strukturiert aufbereitet. Alle Komponenten werden kontinuierlich gepflegt und weiterentwickelt. Bei der Entwicklung wird Fortran und teilweise MATLAB verwendet.

Die Softwaresammlung PH hat maßgeblich zur erfolgreichen Einführung und routinemäßigen Verwendung numerischer Methoden in den küstenwasserbaulich ausgerichteten Referaten der BAW beitragen. Mit Unterstützung der in PH vorhanden Methoden konnten im Laufe der Jahre 200 Gutachten, u. a. für mehrere Planfeststellungsverfahren an Ems, Jade-Weser, Elbe sowie im Nord- und Ostseeraum, erfolgreich abgeschlossen werden. Ca. 30 Mitarbeiter nutzen PH bei ihrer täglichen Arbeit.

Die Entwicklung der in PH abgelegten Software ist ein in die Referate Ästuarsysteme I und II eingebetteter strukturierter Prozess. Sie steht in ständigem Bezug zu laufenden und anstehenden Aufgaben. Damit ist PH Teil der Wissensallmende der BAW.

Tailor-made IT-based applications are used within the sections Estuary Systems I and II for data preparation, simulation of hydrodynamics, transport of dissolved and suspended matter, waves and morphological evolution as well as for data analysis and visualization. All methods belong to a collection of software known as PROGHOME (PH). The code of PH is organized into modules, packages, external interfaces and applications. All components are continuously maintained and developed. Fortran is mainly used but also MATLAB.

PH has had a decisive influence on the successful introduction of numerical methods in the Department of Hydraulic Engineering in Coastal Areas. Around 200 assessment reports are based on the use of PH methods. Several land use planning procedures have been successfully carried through for the Ems, Jade-Weser and Elbe estuaries, parts of the North Sea and the Baltic Sea. About 30 engineers employ PH on a daily basis.

The development of PH is a structured process, embedded in BAW's sections Estuary Systems I and II, involving a permanent exchange with ongoing and pending tasks. PH contributes to BAW's knowledge commons.

1 Einführung Introduction

Zur Erledigung der fachwissenschaftlichen Aufgaben in den Referaten Ästuarsysteme I und II werden maßgeschneiderte IT-gestützte Methoden für die Bereiche Datenaufbereitung, Simulation (Hydrodynamik, Transport von gelösten und suspendierten Stoffen, Morphodynamik, Seegang), Analyse und Visualisierung benötigt.

In den späten 1980er- und frühen 1990er-Jahren wurden in der Dienststelle Hamburg der Bundesanstalt für Wasserbau die bis dahin genutzten großmaßstäblichen physischen (analogen) Ästuarmodelle (insbesondere für Ems, Jade-Weser, Elbe) Schritt für Schritt durch (digitale) numerische Modelle ersetzt. Zu diesem Zweck wurden IT-Verfahren für *Preprocessing*, *Simulation* und *Postprocessing* entwickelt und einer zunehmend wachsenden Gruppe von Mitarbeitern zur Verfügung gestellt. Neben der Erfüllung der rein funktionalen Anforderungen sollten die IT-Verfahren auch folgenden Kriterien genügen:

- Für die Bearbeitung der Aufträge der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) werden einheitliche, also vom Mitarbeiter unabhängige (Software-) Methoden eingesetzt.
- Quellen und ausführbare Programme stehen unter Versionskontrolle.
- Durch einen generischen Programmierstil werden verschiedene hydro-numerische HN-Verfahren und beliebige ortsspezifische Modelle unterstützt.
- Die Entwicklung orientiert sich einerseits an den strategischen Zielen der BAW und andererseits eng an dem aus WSV-Aufträgen resultierenden Bedarf.
- Soweit möglich tragen die den WSV-Auftrag bearbeitenden Mitarbeiter selbst zur (Weiter-) Entwicklung der Methoden bei.
- Anwendungen Dritter werden integriert. Ihre Ergebnisse können in gleicher Weise wie diejenigen hausinterner Entwicklungen weiterverarbeitet werden.

Mit Aufbau, Wartung und Weiterentwicklung der Softwaresammlung wurde Anfang der 1990er-Jahre begonnen.

Die IT-gestützten Methoden werden in der Softwaresammlung PROGHOME (PH) zusammengefasst. Hierbei wird der Code in Modulen, Paketen, externen Schnittstellen und Anwendungen strukturiert aufbereitet. Alle Komponenten werden kontinuierlich gepflegt und weiterentwickelt. Bei der Entwicklung werden Fortran und teilweise MATLAB verwendet.

2 Programmierkonzept Programming concept

Im Folgenden wird das heute gültige Konzept für PH vorgestellt.

2.1 Programmiersprache Programming language

Die zu PH gehörenden Anwendungen werden i. W. in Fortran entwickelt. In den Anfangsjahren wurde als Standard FORTRAN77 genutzt. Ende der 1990er-Jahre fand der Umstieg auf Fortran 90 statt (Adams et al., 1992). In den späteren Jahren wurden zunehmend Elemente von Fortran 95 (PURE, ELEMENTAL, usw.) genutzt (Adams, 1997). Aufgrund der Rückwärtskompatibilität von Fortran-Standards sind die in die Softwareentwicklung getätigten Investitionen langfristig gesichert.

2.2 Programmierstil Programming style

In PH wird zusätzlich zur Verwendung einer einheitlichen Programmiersprache auf einen einheitlichen Programmierstil geachtet. Dessen Einhaltung wird durch die Bereitstellung von Templates (Fortran-Musterdateien) für verschiedene Aufgabenstellungen erleichtert. Insbesondere wird eine einheitliche Methode zur Fehlerbehandlung eingesetzt. Eine wichtige Voraussetzung für die Erstellung von Komponentensoftware.

Durchgängig wird IMPLICIT NONE benutzt. Alle benutzten Variablen müssen explizit deklariert werden. Zufällige Tippfehler in Variablennamen werden schon vom Compiler aufgedeckt.

Die zu PH gehörendenden Anwendungen werden generisch formuliert. D. h., jede Anwendung kann Ergebnisse für unterschiedliche ortsspezifische Modelle, verschiedene mathematische Verfahren, sowie verschiedene geophysikalische Größen verarbeiten.

2.3 Software-Komponenten Software components

Der in PH abgelegte Code wird in den nachfolgend beschriebenen Komponenten aufbewahrt. Als Ergebnis entsteht eine hierarchisch gegliederte Gesamtstruktur. Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Komponenten werden minimiert. So werden z. B. unterschiedliche Funktionalitäten wie IO, Simulation, Analyse und Visualisierung voneinander getrennt. Dies erhöht die Flexibilität der Verwendung von Software.

2.3.1 Modul Module

Im Normallfall wird der Programmcode in (Fortran-) Modulen zusammengefasst (siehe Bild 1). Da sich Module nicht wechselseitig aufrufen dürfen, befördert dies eine klare, an funktionalen Kriterien orientierte hierarchische Softwarearchitektur.

Konzepte der objektorientierten Programmierung (Kapselung von Daten und Methoden) stehen auf diesem Wege im Umfeld von Fortran zur Verfügung. Ferner prüft der Compiler bei Aufrufen von Modulmethoden Datentyp und Gestalt der Aktual- und Formalparameter auf Konsistenz.

Fortran-Modul	1
Deklarationsteil IMPLICIT NONE TYPE <module type=""></module>	
Datentyp-Definitionen, Konstante und Variablen, deren Gültigkeitsbereich das Modul ist. Deren Sichtbarkeit kann nach Außen mit PUBLIC oder PRIVATE modifiziert werden.	
CONTAINS	
INITÖffentliche MethodenCLEARNEWAlle Unterprogramme undKILLFunktionen auf die auch vonGETaußerhalb des ModulsSETzugegriffen werden soll.	
Private Methoden Alle Unterprogramme und Funktionen deren Gültigkeitsbereich auf das Modul beschränkt ist.	
 Bild 1: Schematische Darstellung eines Fortran-Moduls Deklarationsteil, öffentliche sowie private Metho den. Module bilden die Basis von PH. Figure 1: Schematic representation of a Fortran module. Declarative section, private as well as public methods. Modules are essential in PH.)-

In einem Modul können Daten, Typdefinitionen und Methoden (Unterprogramm oder Funktion, Operatoren auf selbst definierten Datentypen) enthalten sein. Die Sichtbarkeit von Methoden und Daten kann durch Verwenden der Attribute PUBLIC und PRIVATE gezielt beeinflusst werden. In PH stellen Module die wichtigste Struktur dar, in der eng zusammengehörender Code abgelegt wird. Mehrere Module können in einer (Basis-) Bibliothek oder einem Paket zusammengefasst werden.

Typische Modul-Schnittstellen beginnen mit INIT, CLEAR, SET, GET, NEW und KILL.

2.3.2 Paket Package

In PH stellt ein Paket eine Sammlung (funktional) eng zusammen gehörender Module dar (siehe Bild 2).

Jedes Paket enthält genau ein Schnittstellen-Modul bzw. UI-Modul (UIM) mit öffentlichen Methoden zur Kommunikation mit anderen Softwarekomponenten, z. B. GET- und SET-Methoden zum Holen und Setzen von Daten.

Die eigentliche Funktionalität des Pakets ist in beliebig vielen weiteren (Service-) Modulen enthalten. Die Dienste dieser Module dürfen von anderen Softwarekomponenten ausschließlich über das UI-Modul des Pakets genutzt werden.

In PH dürfen sich Pakete i. d. R. nicht auf direktem Wege verwenden. Allerdings können Pakete externe Schnittstellen nutzen, z. B. für den Import- und Export von Daten in beliebigen Dateiformaten. Mit diesem Ansatz können z. B. Simulationspakete unabhängig von den Methoden zur Ein- und Ausgabe von Daten oder zur Visualisierung der Simulationsergebnisse formuliert werden. Von Dritten entwickelte (Simulations-) Software wird, soweit möglich und sinnvoll, hinter entsprechend gestalteten UI-Modulen PH-konform integriert.

Typische Paket-Schnittstellen beginnen mit INIT, CLEAR, GET, SET, START, RUN und STOP.



Bild 2: Schematische Darstellung eines Software-Pakets. UI-Modul mit den offentlich zuganglichen Paket-Methoden.
 Mehrere Service-Module sowie ein Daten-Modul. Die Pfeile bezeichnen die USE-Einbindung.
 Figure 2: Schematic representation of a software package. UI module with public available package methods. Different service modules in combination with a data module. Arrows indicate Fortran USE association.

2.3.3 Externe Schnittstelle External interface

In PH handelt es sich bei einer externen Schnittstelle um ein externes, formalparameterfreies Unterpro-

gramm, welches dem Austausch von Informationen und Daten zwischen verschiedenen Paketen dient (siehe Bild 3). Hierfür werden die in den jeweiligen Ul-Modulen der Pakete vorhandenen PUBLIC Methoden benutzt.

	Schnittstellen-Modul Paket 1
	Öffentliche Methoden
IN	IT_P1 CLEAR_P1 GET_P1 SET_P1 START_P1 RUN_P1 STOP_P1
	Fortran USE Einbindung
	Externe Schnittstelle
CA	LL SET_P1 (GET_P2 ()) Verknüpfung eigenständiger Pakete über externe, parameterfreie Schnittstellen-Unterprogramme. Hier für den Transfer von Daten aus Paket 2 nach Paket 1, wie dies z. B. bei der Ausgabe von Daten in ein bestimmtes Dateiformat erforderlich ist.
IN	IT_P2 CLEAR_P2 GET_P2 START_P2 RUN_P2 STOP_P2 Öffentliche Methoden

Bild 3: Schematische Darstellung der Verwendung eines externen Schnittstellenprogramms. Es dient insbesondere dem Datenaustausch zwischen eigenständigen Software-Paketen. Die Pfeile bezeichnen die USE-Einbindung.
 Figure 3: Schematic representation of an external interface subroutine. This type of programming construct is essentially used for data transfer between independent software packages. Arrows indicate Fortran USE association.

2.3.4 Anwendung Application

Eine Anwendung besteht aus einem Hauptprogramm und weiteren programmspezifischen Modulen. Ferner

können die in anderen Paketen definierten Methoden direkt über deren jeweilige UI-Module verwendet werden. Zusätzlich werden Methoden einer Basisbibliothek (Sammlung grundlegender Module) genutzt (siehe Bild 4).



 Bild 4: Schematische Darstellung eines Anwendungsprogramms (nicht alle Möglichkeiten werden gezeigt). Die Anwendung verfügt über mehrere anwendungsspezifische Module und greift auch auf Methoden eines Software-Pakets zu, welches wiederum über ein externes Schnittstellenprogramm mit einem anderen Paket kommuniziert. Methoden der Module der Basisbibliothek dürfen von allen Programmkomponenten aus genutzt werden. Die Pfeile bezeichnen die USE-Einbindung.

Figure 4: Schematic representation of an application program (not all options are shown). The application owns several modules and also makes use of methods defined in a software package. The latter package communicates with another software package via an external interface subroutine. Methods defined in modules of the base library are allowed to be used from all software components. Arrows indicate Fortran USE association.

2.4 Fehlerbehandlung Error handling

Es wird eine einheitliche Methode zur Fehlerverarbeitung eingesetzt. Im Falle eines vom Programm erkannten Laufzeitfehlers wird zunächst eine Fehlermeldung generiert und die Kontrolle über die weitere Ausführung an die rufende Einheit zurückgegeben. Der verbleibende Programmteil wird je nach Fehlersituation verkürzt abgearbeitet, bis das normale Programmende erreicht wird. Ein Abbruch des Programmlaufs an beliebiger Stelle wird hierdurch vermieden. Dies ist insbesondere für interaktive Anwendungen von Bedeutung.

Dem Anwendungsprogrammierer stehen verschiedene Methoden zur Verfügung, um Fehlermeldungen zu erzeugen, zu löschen oder Abfragen auf Fehler durchzuführen. Eine einheitliche Methode der Fehlerbehandlung ist essentiell für die Verwendung von Komponentensoftware.

2.5 Konfigurationsdatei Configuration file

Um Flexibilität und Erweiterbarkeit der in PH vorhandenen Software zu erhöhen werden sogenannte Konfigurationsdateien eingesetzt. Hierbei handelt es sich i. d. R. um ASCII-Dateien, die vom Anwendungsprogrammierer zusätzlich bereitgestellt werden. Darin sind Informationen enthalten, die von einzelnen Softwarekomponenten gelesen und ausgewertet werden. Beispiele:

- Zusammenhang zwischen physikalischer Einheit, z. B. g cm⁻³, und den Basiseinheiten des SI-Systems;
- Beschreibung von Methode, Eingangs- und Ergebnisdaten f
 ür die Analyse von Berechnungsergebnissen.

Auf diesem Wege können Leistungserweiterungen ohne Eingriffe in den Code erreicht werden.

2.6 Optimierung Optimization

Durch Laufzeitmessungen wird versucht, Flaschenhälse im Codeverlauf zu lokalisieren und zu eliminieren (serielle Optimierung). Des Weiteren werden moderne Fortran-Konstrukte wie WHERE, FORALL sowie PURE und ELEMENTAL Unterprogramme verwendet. Diese können besonders einfach parallelisiert werden.

Für die (*Shared Memory*) Parallelisierung werden Open-MP-Direktiven in den Code eingestreut. Die Portabilität des (parallelen) Codes ist bei Übergang auf andere Rechner- und Compiler-Plattformen gewährleistet.

3 Bestandteile von PH Components of PH

3.1 Basisbibliothek Base library

In der Basisbibliothek werden grundlegende, in einzelnen Modulen definierte Datentypen und Methoden zusammengefasst. Die Methoden der Basisbibliothek dürfen von allen anderen Komponenten (Modulen, Paketen, externen Schnittstellen und Anwendungen) jederzeit verwendet werden. Hierzu zählen:

- Globale Konstante (π, e, usw.),
- Fehlerbehandlung,
- Datums- und Zeitrechnung,
- Koordinatentransformation gemäß NTv2 (UTM, Gauß-Krüger, geografische Koordinaten) sowie
- Objekte und Methoden für Daten- und Metadaten.

Derzeit sind in der Basisbibliothek ca. 60 Module enthalten.

3.2 Pakete Package

Eine größere Gruppe von Paketen steht für die IO von Daten in unterschiedlichen Dateiformaten zur Verfügung. Beispiele:

- Lesen und Schreiben von Gitternetzen in verschiedenen (HN-) verfahrensspezifischen Formaten sowie Transformation zwischen verschiedenen Gitterformaten;
- Lesen und Schreiben von Daten und Metadaten aus/in Dateien des Typs BDF, NetCDF und BOEWRT (ASCII-Dateiformat);

 Lesen, Verifizieren und Transferieren von Daten aus (anwendungsspezifischen) Eingabesteuerdaten. Die aktuelle, vom Nutzer bereit gestellte Version der Datei wird mit einer vom Anwendungsprogrammierer erstellten abstrakten Definition derselben verglichen. Bei Inkonsistenzen werden Fehlermeldungen erzeugt.

In einer weiteren Gruppe von Paketen werden unterschiedliche Simulationsverfahren vorgehalten. Es handelt sich hierbei i. W. um die Berechnungskerne verschiedener, teilweise extern entwickelter HN-Verfahren. Beispiele:

- Hydrodynamik (UnTRIM und UnTRIM2),
- Morphodynamik (SEDIMORPH),
- Baggern und Verklappen (DREDGESIM),
- Seegang (K-MODELL) und
- Zustandsgleichung.

Bei der PH-konformen Integration Software Dritter werden insbesondere die Fehlerbehandlung sowie die Datums- und Zeitrechnung angeglichen. Außerdem werden die Dateiformate für den Import und Export von Daten, z. B. (Anwender-) Eingabesteuerdaten, Anfangsund Randbedingungen sowie Berechnungsergebnisse an die in PH gebräuchlichen Formate angepasst.

Derzeit sind mehr als 20 Pakete Bestandteil von PH.

3.3 Anwendungen Applications

Auf Grund der großen Zahl verfügbarer Anwendungen werden nachfolgend nur einige wenige exemplarisch aufgeführt.

3.3.1 Preprocessing *Pre-processing*

Bei der Aufbereitung von Messdaten unterstützen die Programme ADCP2BDF und ADCP2PROFILE die Konversion von mit ADCP gemessenen Daten in das BDF-Dateiformat. Die konvertierten Daten können anschließend in gleicher Weise wie Simulationsergebnisse visualisiert werden. Eine Umwandlung von BDF nach NetCDF ist mit DATACONVERT möglich. DATA- CONVERT unterstützt zusätzlich eine Konversion gemessener Zeitreihen nach NetCDF.

Häufig liegen Koordinaten von Daten und Gitterpunkten in unterschiedlichen Koordinatensystemen vor. Die Anwendung GEOTRANSFORMER unterstützt die Konversion in ein gemeinsames Ziel-Koordinatensystem (UTM, Gauß-Krüger, geografische Koordinaten).

Gitternetze der Verfahren UnTRIM und UnTRIM2 können mit Hilfe des von der Firma Smile Consult entwickelten Gitternetzgenerators erzeugt werden.

3.3.2 Simulation Simulation

Zur Simulation von Hydrodynamik, Seegang und Morphodynamik können verschiedene HN-Verfahren eingesetzt werden. Zum einen sind dies die Anwendungen UnTRIM und UnTRIM2 (mit SubGrid) in Verbindung mit den Paketen SEDIMOPRPH, DREDGESIM und K-MO-DELL. Zum anderen die Verfahren Delft3D sowie DFlow FM (in Erprobung). Die Gültigkeitsbereiche der Verfahren sind vergleichbar.

3.3.3 Postprocessing Post-processing

Im Postprocessing stehen für in dem NetCDF Dateiformat vorliegende Daten insbesondere die Programme NCAUTO (einfache Extremwertstatistik), NCANALYSE (Analysemethoden), NCAGGREGATE (Aggregation), NCDELTA (Differenzen) sowie NCPLOT bzw. DAVIT (Visualisierung) zur Verfügung. Für in dem BDF-Dateiformat vorliegende Daten gibt es eine vergleichbare Serie von Programmen.

Neben den i. W. auf Fortran basierenden Postprozesssoren wurden in jüngerer Vergangenheit auf der Basis von MATLAB einige Anwendungen (*Stand-Alone Application*, ohne MATLAB-Lizenz verwendbar) in PH integriert. Hierzu zählen INSPECT_CONTROL_VOLUMES und DISPLAY_CONTROL_VOLUMES für Kontrolle und Auswertung aggregierter Daten.

Durch die Anwendung TAYLORDIAGRAM wird der Mitarbeiter bei Kalibrierung und Validierung unterstützt. Mit DISPLAY_PERCENTILES können profilorientierte Daten statistisch ausgewertet werden.

4 Datenmanagement Data management

Zum Datentransport werden möglichst wenige einheitliche Datei- und Metadatenformate benutzt. Auf die wichtigsten wird nachfolgend kurz eingegangen.

4.1 Eingabesteuerdateien User input data file

Die meisten der in PH abgelegten Anwendungsprogramme benötigen eine vom Anwender erstellte (ASCII-) Eingabesteuerdatei. Lesen, Verifikation und Transfer der Daten werden mit Methoden des Pakets DIC_IO bewerkstelligt. Eine Eingabesteuerdatei kann dabei aus einer beliebigen Anzahl von Blöcken bestehen. Jeder Block kann beliebig viele Keys enthalten.

Zu jedem Typ von Eingabesteuerdatei gibt es eine abstrakte Vorlage, die sogenannte DICO-Datei, in welcher der Aufbau der Datei, zulässige Blöcke, zulässige Keys, Wertebereich, zulässige Beziehungen zwischen verschiedenen Parametern sowie weitere Bedingungen beschrieben werden. Die vom Anwender manuell erstellte Datei stellt eine konkrete Realisierung der abstrakten Vorlage dar. Mit Methoden des Pakets DIC_IO werden zunächst die abstrakte Vorlage und danach die konkrete Realisierung der Datei gelesen. Bei der Verifikation wird der aktuelle Inhalt mit der abstrakten Vorgabe verglichen. Unzulässige Abweichungen führen zur Erzeugung von Fehlermeldungen und damit i. d. R. zum Abbruch der Programmausführung.

Durch Konzentration der hierfür erforderlichen Methoden in dem Paket DIC_IO kann dessen Funktionalität bei der Erstellung eines neuen Anwendungsprogramms in einfacher Weise wiederverwendet werden.

4.2 Binare Dateiformate Binary data formats

Für den Transport großer Datenmengen zwischen verschiedenen Anwendungen sind binäre (Direktzugriffs-) Dateiformate unverzichtbar. Sowohl in Bezug auf den Plattenplatzbedarf (bei gleicher Datenmenge) als auch hinsichtlich der Zugriffsgeschwindigkeit haben binäre Dateiformate deutliche Vorteile gegenüber ASCII-Dateien.

Aus diesen Gründen wurde Anfang der 1990er-Jahre das PH-spezifische Binäre Direktzugriffs Format (BDF) entwickelt. Darin können alle Simulations- und Analyseergebnisse abgelegt werden. Die Informationen zu den Koordinaten sowie zur Topologie des Berechnungsgitters werden allerdings in separaten Dateien vorgehalten. In der BDF-Datei ist ein Verweis auf die zugehörige Gitterdatei enthalten. Da die Datenhaltung in BDF knotenorientiert ist, müssen alle an anderen Orten vorliegenden Daten (Kante, Zelle) vor ihrer Speicherung in BDF auf die Knoten interpoliert werden.

Zukünftig soll das international weit verbreitete binäre Dateiformat NetCDF (Unidata, 2015) das neue Rückgrat zur Speicherung von binären Daten werden. Im Gegensatz zu BDF können Daten für beliebige Positionen (Knoten, Kante, Zelle) zusammen mit den jeweiligen Koordinaten und Informationen zur Topologie des Berechnungsgitters in einer Datei abgelegt werden. Hierdurch werden mögliche Inkonsistenzen sicher vermieden, die durch eine Speicherung zusammengehörender Informationen in verschiedenen Dateien entstehen können. Ein weiterer Vorteil von NetCDF besteht darin, dass die Daten plattformunabhängig abgelegt sind, sodass sie überall gelesen und geschrieben werden können. NetCDF Implementierungen für verschiedene Rechnerplattformen sind frei verfügbar. Eine Online-Kompression von Daten wird ebenfalls unterstützt. Hierdurch wird der erforderliche Plattenplatzbedarf schon zur Laufzeit der Anwendung minimiert.

Die Umstellung der zu PH gehörenden Anwendungen auf NetCDF ist derzeit noch nicht vollständig abgeschlossen.

4.3 Metadaten Meta data

Die Verwendung einheitlicher Metadaten erlaubt den Anwendungen eine flexible Reaktion auf die vom Anwender bereit gestellten Daten (Erkennen der physikalischen Größe, Ort und Zeit, physikalische Einheit, intensive oder extensive Größe). Metadaten sind daher eine wichtige Voraussetzung der *generischen* Code-Entwicklung. Ursache für den Abbruch des Programmlaufes zu beseitigen.

Für die in BDF abgelegten Daten wurde bisher ein eigener Satz von Metadaten verwendet. Mit Übergang zu NetCDF werden UGRID CF Metadaten benutzt (Signell und Snowden, 2014; UGRID Conventions, 2016). Für eine geophysikalische Variable wie den Wasserstand werden typischer Weise folgende Metadaten genutzt: Bezeichnung; physikalische Einheit; Wert zum Kennzeichnen ungültiger Daten; Bedeutung der Variable bzgl. der Dimensionen Zeit und Ort zur Unterscheidung von intensiven und extensiven Größen; beigeordnete Gewichte (Volumen, Fläche, Länge); Koordinatenvariablen; Hinweise auf Position (Knoten, Kante, Zelle) im Gitter; zugehöriges Gitternetz; Koordinatentransformation.

Daneben existieren globale Metadaten, die für den gesamten Dateiinhalt gelten: *Universal Unique Identifier* (UUID); Erzeugungsdatum der Datei; Geschichte der Datengenese; Zeitraum verfügbarer Daten; Umrandungspolygon. Die UGRID CF Metadaten werden in Zusammenarbeit mit Deltares (Delft) verwendet.

5 Qualitätssicherung Quality assurance

5.1 Laufzeit-Checks Runtime checks

Im Code aller PH-Anwendungen werden in der Startphase umfangreiche Tests ausgeführt, mit deren Hilfe die Konsistenz der aus verschiedenen (Daten-) Quellen zusammengeführten Informationen sichergestellt wird. Zunächst werden alle vom Anwender in der Eingabesteuerdatei gemachten Angaben überprüft (Paket DIC_ IO). Danach werden die Inhalte der vom Anwender spezifizierten Dateien auf Eignung (Zeitraum, physikalische Größe, Ort) kontrolliert. Diese Tests stellen sicher, dass eine Anwendung nur mit sinnvoll zusammenpassenden Daten ausgeführt werden kann.

Im Fehlerfall erhält der Anwender eine lesbare und (hoffentlich) verständliche Fehlermeldung. Die Programmausführung wird beendet. Mit diesen Informationen ist der Anwender zumeist selbstständig in der Lage, die

5.2 Versionskontrolle Version control

Alle in PH abgelegte Software unterliegt der Versionskontrolle. Frühere Zustände lassen sich ebenso wie Unterschiede zwischen verschiedenen Versionen jederzeit rekonstruieren. Zusätzlich enthalten die freigegebenen ausführbaren Anwendungen (*Executables*) in ihrem Namen eine Datumsangabe. Alte *Executables* werden nicht gelöscht.

Bei lang laufenden WSV-Projekten in Zusammenhang mit Planfeststellungsverfahren kommt es häufig vor, dass frühere, teilweise mehr als 10 Jahre zurückliegende Simulationsrechnungen, wiederholt oder ergänzt werden sollen. PH gewährleistet, dass dies möglich ist.

5.3 Vier-Augen-Prinzip Two-man rule

Vor Veröffentlichung eines neuen *Executables* werden die Ergebnisse der neuen Version mit denen früherer Versionen verglichen. Bei komplexeren Änderungen werden i. d. R. verschiedene Mitarbeiter gebeten, einige ihrer früheren Anwendungsrechnungen mit der neuen Version vor Installation derselben zu wiederholen. Das praktizierte Vier-Augen-Prinzip reduziert die Wahrscheinlichkeit, dass Fehler unentdeckt bleiben, indem die zur Installation anstehende Version in verschiedenen Nutzungsszenarien erprobt wird.

5.4 Null Toleranz gegenüber Fehlern Zero error tolerance

Das wichtigste Prinzip nach Freigabe einer Anwendung: Keine Toleranz gegenüber (bekannten) Fehlern. Jeder Fehler wird eliminiert. Je nach Schweregrad und Konsequenzen wird mit der Suche nach den Ursachen und deren Behebung unverzüglich begonnen. Die nachteiligen Auswirkungen für WSV-Projekte bleiben damit auf das unvermeidbare Minimum beschränkt. Die meisten Fehler können innerhalb von 1 bis 3 Tagen eliminiert werden.

5.5 Verarbeitungsgeschichte von Daten Data processing history

Die in einer Datei liegenden Daten haben typischer Weise eine Verarbeitungsgeschichte. Beispiel: Zunächst werden Daten von einem Simulationsprogramm erzeugt; danach werden sie von einem Analyseprogramm weiterverarbeitet; schließlich werden noch Differenzen zu einem anderen Datensatz gebildet.

In UGRID CF NetCDF Dateien wird die Verarbeitungsgeschichte in den Metadaten festgehalten. Hierfür wird das CF History-Attribut benutzt, dem bei jedem Verarbeitungsschritt ein neuer Eintrag hinzugefügt wird. Jeder Eintrag enthält folgende Angaben:

- Datum und Uhrzeit der Ausführung der Anwendung,
- Name des Executables und
- Name der Eingabesteuerdatei.

Mit diesen Angaben kann der Nutzer der Daten die Entwicklungsgeschichte des Datensatzes in groben Zügen nachvollziehen. Insbesondere sind ihm die zur Erzeugung und Weiterverarbeitung der Daten benutzen Programmversionen bekannt. Zukünftig sollen auch Metadaten des BAW-Projektes "Datenmanagement und Qualitätssicherung" (DMQS) unterstützt werden.

5.6 Eingabesteuerdatei Input data file

Die meisten der zu PH gehörenden Anwendungen erfordern für ihre Ausführung keine interaktive Wechselwirkung mit dem Anwender. Typischer Weise stellt der Anwender eine ASCII-Eingabesteuerdatei zur Verfügung, in der alle für die Programmausführung erforderlichen Angaben abgelegt sind. Damit ist die Eingabesteuerdatei zugleich eine Art Protokoll und somit auch ein Element der Qualitätssicherung.

Darüber hinaus erleichtern Eingabesteuerdateien die Wiederholung eines Programmlaufes mit identischen oder unterschiedlichen Daten. Sie leisten damit einen positiven Beitrag zur Arbeitseffizienz.

5.7 Erfahrungstausch mit Dritten Know-How transfer with third parties

Regelmäßig nehmen im Umfeld von PH tätige Mitarbeiter an dem *International UnTRIM User Meeting* teil, welches seit 2003 jährlich stattfindet. Zu diesen Treffen kommen UnTRIM-Anwender aus Nordamerika und Europa sowie verschiedene Experten für numerische Methoden der Universitäten Trient, Delft und München zusammen. Die Mischung der Teilnehmer stellt sicher, dass lebhaft (auch) über modellübergreifende Themen diskutiert wird und "Selbstbeweihräucherung" keine Rolle spielt.

Verschiedene Mitarbeiter nutzen darüber hinaus die jährlich an der Universität Trient stattfindende zweiwöchige *Winter School on Numerical Methods* als Weiterbildung über die Grundlagen der numerischen Modellierung.

Zusätzlich bestehen regelmäßige Kontakte zu Mitarbeitern von Deltares (Delft), insbesondere bezüglich der HN-Verfahren Delft3D und DFlow FM sowie UGRID CF NetCDF Dateien.

6 Information der Nutzer User information

6.1 BAWiki BAWiki

Alle zu PH gehörenden Anwendungen sind in dem BAWiki dokumentiert (http://wiki.baw.de). Auf diese Informationen kann auch aus dem Internet zugegriffen werden. Die Informationen liegen in Deutsch und Englisch vor. Die Funktionalität jeder Anwendung wird kurz beschrieben. Verknüpfungen zu Vor- und Nachlaufprogrammen sind vorhanden. Ebenso Verknüpfungen zu den wichtigsten von der Anwendung benutzten Dateiformaten. Die Ansprechpartner für das Programm werden genannt. Darüber hinaus enthält das BAWiki Informationen zu übergeordneten Themen wie z. B. "Mathematische Verfahren" oder "Analyse von Berechnungsergebnissen".

6.2 Muster-Dateien Template files

Um ein PH-Programm anwenden zu können, wird i. d. R. eine vom Anwender auszufüllende Steuerdatei benötigt. Zu jedem Anwendungsprogramm stehen hierfür BAW-intern Musterdateien zur Verfügung. Darin werden der Aufbau der Datei und die Bedeutung der einzelnen Abschnitte (Block, Key) sowie Einschränkungen beschrieben. Mit einer Kopie der Musterdatei kann der Anwender diese lokal seinen Bedürfnissen anpassen.

6.3 Info-E-Mail Informative e-mail messages

Über neue Programme und neue Versionen werden alle PH-Anwender via E-Mail benachrichtigt (Info-E-Mail). Diese informieren insbesondere über funktionale Erweiterungen oder die Beseitigung von Fehlern und deren Konsequenzen für früher mit dem Programm erzeugte Ergebnisse.

Alle Info-E-Mails werden auf dem (*Basic Support for Cooperative Work*) BSCW-Server in dem Arbeitsbereich "Proghome" archiviert. Dadurch ist es jederzeit möglich, sich über die Versionsgeschichte einer Anwendung zuverlässige Informationen zu verschaffen. Diese Informationen sind allen zugänglich, die Zugriff auf den Arbeitsbereich des BSCW-Servers haben.

Ab dem 01.01.2017 wird diese Archivierung unter dem SAP-System AdeBA (Ablaufoptimierung durch elektronische Bearbeitung von Akten) erfolgen.

6.4 TV12 TV12

In unregelmäßigen Abständen werden zu besonders wichtigen PH-Anwendungen Vortragsveranstaltungen mit Diskussion durchgeführt. Diese werden als *Talk vor Zwölf* (TV12) bezeichnet. Auf diesen Veranstaltungen berichten die Entwickler über neu verfügbare Funktionalitäten und deren richtige Verwendung oder über signifikante Unterschiede zur früheren Versionen. Die Nutzer haben dabei die Möglichkeit zur Diskussion mit den Entwicklern.

7 Eingebettete Entwicklung Embedded development

Die Steuerung von Entwicklung und Pflege der in PH verfügbaren Software findet nicht in einer separaten Organisationseinheit (Referat, Abteilung), sondern in der PH-Arbeitsgruppe (PH-AG) statt. Die PH-AG besteht aus 10 bis 12 Mitarbeitern der Referate Ästuarsysteme I & II. Der überwiegende Teil dieser Mitarbeiter ist sowohl in WSV-Projekten als auch in PH-Projekten involviert. Hierdurch ergibt sich eine gute Verknüpfung von Anwendung und Entwicklung der PH-Software. Die PH-AG ist ein Beispiel für eingebettete Pflege und Entwicklung von Software.

Der durchschnittlich zu leistende Zeitaufwand für Pflege, Entwicklung und Dokumentation beträgt im Mittel drei Personaljahre im Arbeitsjahr (ermittelt auf Basis der Jahre 2007 bis 2015). Hinzu kommen Zeiten für größere Neu- oder Weiterentwicklungen, die in separaten Forschungs- und Entwicklungsprojekten der BAW durchgeführt werden.

7.1 PH-Arbeitstreffen PH workshops

Wichtigste Einrichtung zur Steuerung der Entwicklung sind PH-Arbeitstreffen, die im zweimonatlichen Turnus stattfinden. An diesen Veranstaltungen nehmen alle Mitglieder der PH-AG sowie weitere Unterstützer und/ oder Interessierte teil. Die Mitglieder informieren sich gegenseitig über abgeschlossene und beraten über anstehende Arbeiten. Die Ergebnisse der Treffen werden protokolliert und auf dem BSCW-Server archiviert (ab dem 01.01.2017 unter AdeBA).

7.2 Weitere Besprechungen Additional meetings

Wenigstens einmal im Jahr nehmen die Leiter der Referate Ästuarsysteme I und II sowie der Abteilungsleiter Dienststelle Hamburg (DH) an einem PH-Arbeitstreffen teil. Bei dieser Gelegenheit können die Referatsleiter über ihre Anforderungen an die weitere Entwicklung von PH berichten. Diese fließen in die Aufgabenliste der PH-AG ein. Deren Mitglieder geben bei dieser Zusammenkunft eine Übersicht der wichtigsten im vergangenen Jahr abgeschlossenen sowie noch laufenden Entwicklungen. Dieses Treffen dient insbesondere zur Verständigung über mittel- und langfristig zu erreichende Ziele.

Ergänzend finden in unregelmäßigen Abständen Besprechungen zwischen Referatsleitern, Abteilungsleiter und dem Leiter der PH-AG statt. Sie dienen zur Kommunikation kurzfristig erforderlicher Erweiterungen, wie sie im Laufe eines Jahres gelegentlich notwendig werden.

8 Entwicklungsgeschichte History of development

In den späten 1980er- und frühen 1990er-Jahren wurden in der DH die bis dahin genutzten großmaßstäblichen physischen (analogen) Ästuarmodelle (insbesondere für Ems, Jade-Weser, Elbe) Schritt für Schritt durch (digitale) numerische Modelle ersetzt. Zu diesem Zweck mussten IT-Verfahren für *Preprocessing, Simulation* und *Postprocessing* entwickelt und einer zunehmend wachsenden Gruppe von Mitarbeitern zur Verfügung gestellt werden.

8.1 1990 – 1999 1990 – 1999

Anfang der 1990er-Jahre wurden in der DH die HN-Verfahren FIDIRB (Backhaus, 1982; Duwe, et al. 1983) und TICAD (Holz et al., 1981; Nitsche, 1985; Holz und Lehfeldt, 1989) eingesetzt. Im Mittelpunkt stand die Simulation der tiefengemittelten Tidedynamik (Wasserstand, Strömungsgeschwindigkeit und Salzgehalt) sowie deren ausbaubedingte Änderungen durch Anpassungsmaßnahmen an verschiedenen Seeschifffahrtsstraßen. Die Anwendungen liefen auf Rechnersystemen des Typs CADMUS des Herstellers PCS. Eine Vernetzung der Rechnersysteme gab es (noch) nicht. Daten und Programme mussten auf Disketten oder Magnetbändern von Rechner zu Rechner transportiert werden.

Auf Grund des sehr hohen Rechenzeitbedarfs der o.g. Anwendungen wurde schrittweise die Hardware-Ausstattung verbessert. Zur Durchführung der Simulationen standen zunächst Compute-Server des Herstellers Alliant Computer Systems und (später) Cray Research zur Verfügung. Der Einstieg in diese Architektur erforderte eine Parallelisierung bzw. Vektor-Parallelisierung der Simulationsprogramme. Zeitgleich wurde ein erstes Ethernet-Kabel verlegt, über das der Compute-Server mit den Arbeitsplatzrechnern verbunden wurde. Mit Verfügbarkeit des Network File Systems (NFS) der Firma Sun Microsystems stand erstmals eine komfortable Möglichkeit für den entfernten Zugriff auf Daten und Programme "über das Netz" zur Verfügung.

In diese Zeit fällt die Einrichtung von PH. Der Name PROGHOME ergab sich bei der Suche nach einem Wurzelverzeichnis für eine **PROG**rammsammlung durch Verknüpfen mit der klassischen Bezeichnung für das **HOME**-Verzeichnis auf Unix-Systemen. So wurde PROGHOME zur Heimat der in der DH eingesetzten wasserbaulichen Software. Auch weil frühzeitig erkannt wurde, dass generische Anwendungen, also für verschiedene Modellgebiete und Modellverfahren einsetzbare Programme, eine notwendige Voraussetzung für die einheitliche, zuverlässige, reproduzierbare und effiziente Bearbeitung von WSV-Projekten sind.

In den Folgejahren wurden die Anwendungen FIDISOR und TICAD von TRIM2D (Casulli, 1990; Cheng et al., 1993) und TELEMAC2D (Hervouet, 2000; Hervouet und Bates, 2000) abgelöst. Parallel dazu wurden verschiedene Programme für die Analyse der Berechnungsergebnisse sowie zu deren Visualisierung entwickelt. Für die Visualisierungsmethoden wurde der erste ISO-Standard für Computergrafik Graphical Kernel System GKS (Hopgood et al., 1983) benutzt. Zur effizienten Speicherung von Daten und Metadaten wurde das BDF Dateiformat entwickelt.

Programme und Dateien wurden als Programm- und Dateikennblätter auf Papier dokumentiert. Mit Verfügbarkeit eines lokalen WWW-Servers Mitte der 1990er-Jahre wurden die Kennblätter in elektronischer Form als HTML-Dokumente aufbereitet. Diese Inhalte wurden einige Jahre später auf den Server der Dienststelle Ilmenau verlagert (heute DLZ-IT im ITZBund).

In der zweiten Hälfte der 1990er-Jahre wurde das dreidimensionale Verfahren TRIM3D (Casulli und Cattani, 1994; Casulli und Stelling, 1998) in PH integriert. Damit konnten die für Ästuare wichtigen baroklinen Effekte in ihrem Einfluss auf Strömung und Transport berücksichtigt werden. Optional konnte auch mit nicht-hydrostatischer Druckverteilung gearbeitet werden. Alle in dieser Zeit genutzten, von Dritten entwickelten HN-Verfahren wurden in PH integriert. Auf diesem Wege wurde gewährleistet, dass die Ergebnisse der Verfahren in gleicher Weise weiter verarbeitet werden konnten. Für jedes WSV-Projekt konnte dasselbe Leistungsspektrum bei Analyse und Visualisierung angeboten werden.

Die zu PH gehörende Software wurde in dieser Zeit in FORTRAN77 geschrieben. Ende der 1990er-Jahre wurden erste Experimente mit Fortran 90 durchgeführt.

Über *Highlights* aus PH wurde in den Jahren 1992 bis 2003 in der DH-internen Zeitschrift Supercomputing News (SCN) berichtet, die vierteljährlich herausgegeben wurde.

8.2 2000 – 2009 2000 – 2009

In dieser Dekade wird die dreidimensionale Simulation der Tidedynamik Schritt für Schritt zum Standard bei der Bearbeitung von WSV-Projekten. Das HN-Verfahren TRIM3D wurde durch UnTRIM (Casulli und Walters, 2000; Casulli und Zanolli, 2002) ersetzt. Hiermit war auch ein Übergang von strukturierten zu unstrukturierten Gitternetzen verbunden. Zur Unterstützung von Un-TRIM wurde daher die Firma Smile Consult (Hannover) mit der Entwicklung des Gitternetzgenerators JaNET beauftragt.

Weitere physikalische Prozesse werden seit dieser Zeit bei der Simulation berücksichtigt. So wurde als Seegangsmodell das K-MODELL (Schneggenburger et al., 2000) in Kooperation mit dem Helmholtz-Zentrum Geesthacht (HZG) in PH integriert. Für die morphodynamische Simulation wurden SEDIMORPH (Malcherek et al., 2005; Weilbeer, 2008) und DREDGESIM (Maerker, 2013) in Zusammenarbeit mit der UniBW München entwickelt.

Um die mit Fortran 90 sowie Fortran 95 verfügbaren Möglichkeiten optimal nutzen zu können wurde von der PH-AG ein Konzept für neu zu entwickelnde Software entworfen. Die wesentlichen Gedanken dieses Konzepts wurden in den Abschnitten 3 und 4 vorgestellt. Die Verwendung von Modulen, Paketen und externen Schnittstellen in Verbindung mit einer Basisbibliothek sind bis heute Grundlage der Softwareentwicklung in PH. Als alternatives, international weit verbreitetes HN-Verfahren wurde Delft3D (Roelvink und Van Banning, 1995) beschafft und an die in PH gebräuchlichen Dateiformate angeschlossen. WSV-Aufgaben können somit auch parallel mit verschiedenen Simulationsverfahren untersucht werden.

Die Hardware-Ausstattung wurde im Fünf-Jahres-Rhythmus immer wieder erneuert. Im Grundsatz blieb es bei der in den 1990er-Jahren gefundenen Arbeitsteilung: Auf einem zentralen Compute-Server laufen die Anwendungen mit hohem CPU-Zeitbedarf (Simulation, Analyse). Auf lokalen Arbeitsplatzrechnern, heute kombinierte Windows-/Linux-PCs, werden Teile des Preund Postprocessings abgewickelt. Für den Umstieg auf Linux-PCs wurde GKS nach Linux portiert.

8.3 2010 – heute 2010 – today

Anfang des Jahres 2010 ging ein neuer WWW-Auftritt der BAW in Betrieb. Bei dieser Gelegenheit wurden alle PH-spezifischen Inhalte aus dem Content Management System (CMS) des WWW-Servers in das BAWiki überführt. Seither stehen die für PH relevanten Informationen in einer zeitgemäßen, pflegeleichten Form zur Verfügung.

Das mathematische Verfahren UnTRIM2 (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011; Sehili et al., 2014) wurde als Nachfolger von UnTRIM in PH integriert. UnTRIM2 ermöglicht die Verarbeitung subgridskaliger Topografie (Variation der Topografie unterhalb der Auflösung des Berechnungsgitters) und in den Wasserkörper eingetauchter Objekte. In diesem Zusammenhang wurde die Firma Smile Consult (Hannover) mit einer Erweiterung des Gitternetzgenerators JaNET beauftragt.

Zur Erweiterung des Gültigkeitsbereichs der verfügbaren Simulationsverfahren wurde DELWAQ (Postma, 1989) als Modell zur Simulation der Wasserqualität mit UnTRIM2 verknüpft. Darüber hinaus wurde mit der Erprobung des HN-Verfahrens DFlow FM begonnen (Jagers et al., 2014).

Zukünftig werden Simulations- und Analyseergebnisse in UGRID CF NetCDF Dateien gespeichert. Für den Übergang von BDF nach UGRID CF NetCDF werden die Simulationsverfahren sowie wichtige Postprocessoren schrittweise für UGRID CF NetCDF ertüchtigt. Einige der vorhandenen Anwendungen müssen dabei einem Re-Engineering unterzogen werden.

9 Beispiele Examples

9.1 Sicherheit und Effizienz Safety and efficiency

Die Leistungsfähigkeit der in PH enthaltenen Software sei an folgendem Beispiel skizziert: Bei einer Simulation mit dem mathematischen Verfahren UnTRIM soll der zeitvariable Wind und Luftdruck über dem Modellgebiet berücksichtigt werden. Die hierfür erforderlichen meteorologischen Daten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) sind in einer NetCDF Datei abgelegt. CF Metadaten beschreiben deren Inhalt (physikalische Größe, physikalische Einheit, Wind in rotierten geografischen Komponenten, benutztes Koordinatensystem usw.).

Um diese Daten innerhalb der Simulation verwenden zu können muss der Anwender ausschließlich den Namen der Datei in der Eingabesteuerdatei von UnTRIM einfügen. Alle weiteren Schritte übernimmt die in PH zum Lesen der Randwerte vorhandene Software. Zunächst werden verschiedene Tests durchgeführt: Korrekte Daten (Wind und Luftdruck) enthalten. Korrekter Zeitraum (Simulationszeitraum) enthalten. Liegen die Daten, nach geeigneter (automatischer) Transformation der Koordinaten, für das gesamte Modellgebiet (Gitternetz) vor.

Danach werden termingerecht, also für die Simulationszeitpunkte, die erforderlichen Daten gelesen und auf die Orte des Berechnungsgitters interpoliert. Bei vektoriellen Komponenten muss ggf. auch noch eine Transformation aus dem rotierten geografischen System in die Windkomponenten Nord und Ost durchgeführt werden.

In dieser Situation kann der Anwender nichts falsch machen. Alle erforderlichen Tests und Transformationen erfolgen (für ihn) unsichtbar im Hintergrund. Die PH-Software garantiert die korrekte Verwendung der Daten und verbessert damit Sicherheit und Arbeitseffizienz.

9.2 Einheitliches Postprocessing Unified post-processing

Verschiedene Simulationsprogramme legen ihre Ergebnisse an den jeweils originalen Positionen (Knoten, Kante, Zelle) in UGRID CF NetCDF Dateien ab. Mehrere der in PH verfügbaren Postprocessoren sind in der Lage, diese Daten an den originalen Positionen, also unverfälscht, weiter zu verarbeiten.

Unter Verwendung von NetCDF als Träger der Daten und UGRID CF als Metadatenstandard können alle Simulationsergebnisse ohne weitere Kompromisse in gleicher Weise verarbeitet werden.

Dies ist heute für die Anwendungen UnTRIM und Un-TRIM2 (inklusive der Pakete SEDIMORPH und K-Modell) sowie DELWAQ und DFlow FM möglich.

Eine schematische Darstellung dieses Sachverhalts ist in Bild 5 für die Anwendungsgebiete Aggregation, Analyse, Differenzberechnung sowie Visualisierung und Statistik zu sehen.

Jedes mathematische Verfahren kann seine Ergebnisse im Prinzip UGRID CF konform in NetCDF Dateien ablegen. Die heute vorhandenen Postprozessoren sollten damit auch die entsprechenden Ergebnisse neuer, heute noch nicht genutzter HN-Verfahren verarbeiten können. Der Übergang zu UGRID CF NetCDF trägt dazu bei, dass die in die Software getätigten Investitionen langfristig gesichert sind.



Bild 5: Einheitliche Weiterverarbeitung von Daten verschiedener Simulationsverfahren unter durchgängiger Verwendung des UGRID CF NetCDF Datei- und Metadatenstandards. Dargestellt für Aggregation, Analyse, Differenzberechnung, sowie Visualisierung und Statistik von Daten. Die blauen Pfeile bezeichnen den Datenfluss.

Figure 5: Unified post-processing for different numerical models. UGRID CF NetCDF data files are used throughout for transport of data as well as metadata. Shown here for aggregation, analysis, computation of differences as well as visualization and statistics of data. Blue arrows indicate data flow.

9.3 Naturprozesse verstehen Understanding nature

Neben theoretischen Überlegungen sowie Beobachtungen (Messungen) in der Natur oder im Experiment stellt die numerische Simulation eine dritte Säule für den Gewinn von Erkenntnissen über Vorgänge in der Natur dar. Einer der großen Vorteile numerischer Methoden besteht darin, dass mit ihnen große Mengen (synoptischer) konsistenter Daten (Wasserstand, Strömungsgeschwindigkeit, Salzgehalt, usw.) erzeugt werden können. Datenlücken, Inhomogenität der Daten, wie bei Messgeräten nicht unüblich, treten nicht auf. Durch den Einsatz geeigneter Analysemethoden (Lang, 2003) können gezielt einzelne Aspekte der natürlichen Dynamik herausgearbeitet und in einer Kenngröße dargestellt werden. Mit Hilfe unterschiedlicher Kenngrößen kann ein und dasselbe Phänomen von verschiedenen Seiten beleuchtet werden.

Die Analysemethoden tragen damit sowohl zum besseren Verständnis natürlicher Prozesse als auch zur Qualitätskontrolle und Plausibilisierung der von HN-Verfahren erzeugten Ergebnisse bei, falls unterschiedliche Sichten auf dasselbe Problem ein konsistentes und widerspruchsfreies Bild liefern. Dieser Aspekt soll mit Hilfe der Analysegrößen "Kenterpunktabstand bei Flutstromkenterung" (siehe Bild 6) und "Mittlerer Energiefluss aus (Störungs-) Druckarbeit der Tidewelle" (siehe Bild 7) illustriert werden.

Für die Ästuare an der Nordsee ist allgemein bekannt, dass die aus der Nordsee einlaufende Tidewelle entlang ihres Weges durch das Ästuar an vielen Stellen reflektiert wird (Wehr am Ende des Ästuars, Veränderungen der Breite oder Tiefe). Die lokale Tidedynamik ist damit das Resultat wenigstens einer einlaufenden und einer auslaufenden (reflektierten) Welle. Die relative Intensität von einlaufender und auslaufender Welle kann u. a. an der zeitlichen Verschiebung der Flutstromkenterung (Kf) gegenüber dem Zeitpunkt des Tidehochwassers (Thw) abgelesen werden. Je größer der Zeitunterschied, desto schwächer die Intensität der reflektierten Welle. Desto kleiner der Zeitunterschied, umso größer die Intensität der reflektierten Welle. Für eine fortschreitende, nicht reflektierte Tidewelle beträgt der Zeitunterschied in etwa ¼ der Tidedauer, also etwas mehr als drei Stunden.

In Bild 6 können wir für das Emsästuar ablesen, dass in dem nördlich der Ostfriesischen Inseln (Borkum, Juist,

Norderney) liegenden Teil der Nordsee Kf teilweise um mehr als zwei Stunden gegenüber dem lokalen Thw verschoben ist. Dies lässt darauf schließen, dass die hier von West nach Ost fortschreitende Tidewelle nur in geringem Maße reflektiert wird. In einer solchen Welle wird Energie aber im Mittel nur in einer Richtung, der Ausbreitungsrichtung der Welle transportiert. In Bild 7 können wir für diesen Teil des Modellgebiets sehen, dass dort die residuellen (mittleren) Energietransporte der Welle teilweise mehr als 50 kW m⁻¹ betragen.

Dieses Bild ändert sich, wenn wir in das innere Ästuar, in Richtung Emden blicken. Der residuelle (mittlere) Energietransport wird in Richtung Emden kleiner als 20 kW m⁻¹ (siehe Bild 7). Gleichzeitig gehen die Eintrittszeitdifferenzen des Kf gegenüber dem Thw auf weniger als 45 Minuten zurück. Beide Informationen sind konsistent und deuten auf eine in diesem Gebiet deutlich stärkere Reflexion der Tidewelle als in dem nördlich der Ostfriesischen Inseln gelegenen Teil hin. Dies ist auch zu erwarten, da die Tidewelle im inneren Ästuar an den topografischen Höhenunterschieden und an den festen (Modell-) Rändern reflektiert wird.



 Bild 6: Kenterpunktabstand Flutstrom (Kf) vom lokalen Tidehochwasser (Thw) in der Außenems.
 Figure 6: Dislocation of flood slack (Kf) from local tidal high water in the Ems estuary.



 Bild 7:
 Residueller (mittlerer) Energiefluss aus (Störungs-)

 Druckarbeit der Tidewelle in der Außenems.

 Figure 7:
 Residual (mean) energy flux due to (perturbation)

 pressure work of the tidal wave in the Ems estuary.
10 Diskussion Remarks

Die Softwaresammlung PH hat maßgeblich zur erfolgreichen Einführung und routinemäßigen Verwendung numerischer Methoden in den küstenwasserbaulich ausgerichteten Referaten der BAW beigetragen. Mit Unterstützung der in PH vorhandenen Methoden konnten im Laufe der Jahre 200 Gutachten, u. a. für mehrere Planfeststellungsverfahren an Ems, Jade-Weser, Elbe sowie im Nord- und Ostseeraum, erfolgreich abgeschlossen werden. Ca. 30 Mitarbeiter nutzen PH bei ihrer täglichen Arbeit.

Durch das Prinzip "Null Toleranz gegenüber Fehlern" erreicht die in PH-Software einen hohen Grad an Zuverlässigkeit. Treten Fehler auf, so können die meisten davon in kurzer Zeit (1 bis 3 Bearbeitungstage) beseitigt werden. Negative Einflüsse auf die Bearbeitung von WSV-Projekten werden dadurch minimiert. Kein Projekt ist in den vergangenen 25 Jahren an Softwareproblemen gescheitert. Auch in sehr lange laufenden Projekten können ältere Ergebnisse reproduziert und ergänzt werden.

Durch die kontinuierliche Verbesserung vorhandener Methoden bleiben Investitionen in früher getätigte Entwicklungen langfristig erhalten. Das Knowhow der Mitarbeiter bleibt gesichert. Eine weit reichende Unabhängigkeit (Autonomie) von externen Lieferanten bei Kernkompetenzen ist gewährleistet.

Die Verwendung einheitlicher Methoden verbessert die interne Kommunikation und ist konform mit dem Leitbild der BAW: "Wir arbeiten kollegial, offen, und referatsübergreifend zusammen – selbstständiges Handeln und die Übernahme von Verantwortung wird gefordert und gefördert." Unnötige Doppelarbeit wird vermieden. Einheitliche Methoden sind außerdem eine essentielle Voraussetzung für jede erfolgreiche Qualitätssicherung.

Die Entwicklung der in PH abgelegten Software ist ein in die Referate Ästuarsysteme I und II eingebetteter strukturierter Prozess. Sie steht in ständigem Bezug zu laufenden und anstehenden Aufgaben. Damit ist PH Teil der Wissensallmende der BAW.

11 Danksagung Acknowledgment

Besonderer Dank gilt denjenigen Mitarbeitern, die jeweils über mehrere Jahre hinweg an der Entwicklung von PH beteiligt waren: Frank Bergemann, Andreas Cordts, Benjamin Fricke, Jens Jürges, Andreas Malcherek, Elisabeth Rudolph, Peter Schade, Dirk Schrödter, Reiner Schubert, Aissa Sehili, Guntram Seiß, Susanne Spohr, Ingrid Uliczka, Alexander Weber, Denise Wehr und Holger Weilbeer.

Auch die beste Software kann nicht ohne zuverlässige IT-Infrastruktur funktionieren. Deshalb Dank an Gunnar Beimgraben, Marcus J. Boehlich, Thomas Damrau, Ralf K. Fritzsch, Rainer Garbatz und Dieter Hörner.

12 Literatur References

Adams, J. C.; Brainerd, W. S.; Martin, J. T.; Smith, B. T.; Wagener, J. L. (1992): Fortran 90 Handbook (Vol. 32). New York: McGraw-Hill.

Adams, J. C. (1997): Fortran 95 handbook: complete ISO/ANSI reference. MIT press.

Backhaus, J. O. (1982). A semi-implicit scheme for the shallow water equations for application to shelf sea modelling. Continental Shelf Research, 2 (4), S. 243-254.

Casulli, V. (1990): Semi-implicit finite difference methods for the two-dimensional shallow water equations. Journal of Computational Physics, 86 (1), S. 56-74.

Casulli, V.; Cattani, E. (1994): Stability, accuracy and efficiency of a semi-implicit method for three-dimensional shallow water flow. Computers & Mathematics with Applications, 27 (4), S. 99-112.

Casulli, V.; Stelling, G. S. (1998): Numerical simulation of 3D quasi-hydrostatic, free-surface flows. Journal of Hydraulic Engineering, 124 (7), S. 678-686.

Casulli, V.; Walters, R. A. (2000): An unstructured grid, three-dimensional model based on the shallow water equations. International journal for numerical methods in fluids, 32 (3), S. 331-348.

Casulli, V.; Zanolli, P. (2002): Semi-implicit numerical modeling of nonhydrostatic free-surface flows for environmental problems. Mathematical and computer modelling, 36 (9), S. 1131-1149.

Casulli, V. (2009): A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 60 (4), S. 391-408.

Casulli, V.; Stelling, G. S. (2011): Semi-implicit subgrid modelling of three-dimensional free-surface flows. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 67 (4), S. 441-449.

Cheng, R. T.; Casulli, V.; Gartner, J. W. (1993): Tidal, residual, intertidal mudflat (TRIM) model and its applications to San Francisco Bay, California. Estuarine, Coastal and Shelf Science, 36 (3), S. 235-280.

Duwe, K. C.; Hewer, R. R.; Backhaus, J. O. (1983): Results of a semi-implicit two-step method for the simulation of markedly nonlinear flow in coastal seas. Continental Shelf Research, 2 (4), 255-274.

Hervouet, J. M. (2000): TELEMAC modelling system: an overview. Hydrological Processes, 14 (13), S. 2209-2210.

Hervouet, J. A.; Bates, P. (Ed.) (2000): The Telemac Modelling System. Special Issue of Hydrological Processes. Volume 14, Issue 13, S. 2207-2363.

Holz, K.-P.; Nitsche, G.; Wetzel, V. (1981): Verifikation eines numerischen Tidemodells. Zeitschrift für Wasserwirtschaft, 71 (10), S. 289-294.

Holz, K.-P.; Lehfeldt, R. (1989): Erstellung eines hydrodynamisch-numerischen Modells für die Außenems. Schlussbericht vom 20.11.1989, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, 85 Seiten.

Hopgood, F. R. A.; Duce, D. A.; Gallop, J. R. (1983): Introduction to the graphical kernel system (GKS). Automatic Programming Information Centre (APIC) Studies in Data Processing, London: Academic Press, 1983, 1. Jagers, B.; Rego, J. L.; Verlaan, M.; Lalic, A.; Genseberger, M.; Friocourt, Y.; van der Pijl, S. (2014): A Global Tide and Storm Surge Model with a Parallel Unstructured-Grid Shallow Water Solver. In AGU Fall Meeting Abstracts (Vol. 1, p. 05).

Lang, G., (2003): Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, (86), S. 101-108.

Maerker, C. (2013): Die numerische Simulation von Nassbaggerstrategien im Kontext der Optimierung von Unterhaltungsmaßnahmen für die Schifffahrt. Doktorarbeit, Universitätsbibliothek der Universität der Bundeswehr, München.

Malcherek, A.; Piechotta, F.; Knoch, D. (2005): Mathematical Module Sedimorph – Validation Document. Technischer Bericht. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe-Hamburg.

Nitsche, G. (1985): Explizite Finite-Elemente-Modelle und ihre Naturanwendung auf Strömungsprobleme in Tidegebieten. Bericht Nr. 19, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, 119 Seiten.

Postma, L. (1989): DELWAQ – DELft WAter Quality model. Bericht, Delft Hydraulics, Delft, The Netherlands.

Roelvink, J. A.; Van Banning, G. K. F. M. (1995): Design and development of DELFT3D and application to coastal morphodynamics. Oceanographic Literature Review, 11 (42), S. 925.

Schneggenburger, C.; Günther, H.; Rosenthal, W. (2000): Spectral wave modelling with non-linear dissipation: validation and applications in a coastal tidal environment. Coastal Engineering, 41 (1), S. 201-235.

Sehili, A.; Lang, G.; Lippert, C. (2014): High-resolution subgrid models: background, grid generation, and implementation. Ocean Dynamics, 64 (4), 519-535.

Signell, R. P.; Snowden, D. P. (2014): Advances in a distributed approach for ocean model data interoperability. Journal of Marine Science and Engineering, 2 (1), 194-208.

UGRID Conventions (2016): Unstructured Grid Metadata Conventions Home Page. Online verfügbar: https://github.com/UGRID-conventions/UGRID-conventions (zugegriffen am 21. März 2016).

Unidata (2015): netcdf library version 4.3.3.1 of Dec 16 2015 14:04:36. Boulder, CO: UCAR/Unidata Program Center. Available from http://www.unidata.ucar.edu/ downloads/netcdf/index.jsp (zugegriffen am 21. März 2016).

Weilbeer, H. (2008): Numerical simulation and analyses of sediment transport processes in the Ems-Dollard Estuary with a three-dimensional model. Proceedings in Marine Science, 9, S. 447-462.

13 Sonstige Referenzen Other References

Zu den im Text aufgeführten Methoden und Dateien aus PH finden sich auf dem BAWiki http://wiki.baw.de/ weitere Informationen. Als Einstieg sind insbesondere nachfolgend aufgezählten Seiten geeignet:

- Dateikennblätter http://wiki.baw.de/de/index.php/
 Dateikennbl%C3%A4tter
- Programmkennblätter http://wiki.baw.de/de/index. php/Programmkennbl%C3%A4tter

Von diesen Seiten aus führen Links zu allen wichtigen Anwendungen und Dateiformaten.

Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße im Küstenbereich – Ein Überblick wissenschaftlicher Methoden

Interaction of Ships and Waterways in Coastal Areas – A Review of Scientific Research Methods

Dr. rer. nat. Frank Kösters, Dr.-Ing. Klemens Uliczka, Dr.-Ing. Carl-Uwe Böttner, Marko Kastens, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße ist sowohl ein wesentlicher Faktor für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs, als auch für die wirtschaftliche Unterhaltung der Seehafenzufahrten. Für den Küstenbereich sind die damit verbundenen Fragestellungen in der Fachaufgabe "Wechselwirkung Seeschiff-Seeschifffahrtsstraße" (WSS) gebündelt. Anhand des Squats, des geschwindigkeitsabhängigen Absenkens des Schiffs in dem selbst erzeugten Wellensystem, werden die eingesetzten wissenschaftlichen Methoden aus Messungen in der Natur, Messungen im hydraulischen Modell, Untersuchungen im numerischen Modell und mit dem Schiffsführungssimulator vorgestellt.

The interaction of ships and waterways is a main factor for ensuring safety and ease of navigation and the economic maintenance of the approach channels. For coastal areas scientific questions related to this task are bundled in the task "Interaction between seagoing ships and sea waterways" (WSS). Taking squat as an example, the scientific methods applied are illustrated. These include measurements in the field and in the hydraulic model, numerical model investigations and the application of ship handling simulations.

1 Einleitung Introduction

Die Zunahme des Güterverkehrs auf den Seeschifffahrtsstraßen in den letzten Jahrzehnten hat zur Fahrt größerer und stärker motorisierter Schiffe auf den Seehafenzufahrten geführt. Dadurch hat die Fragestellung der Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße an Bedeutung gewonnen und ist bei wasserbaulichen Fragestellungen zu betrachten. Die Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße ist für den Bereich der Seeschifffahrt in Bild 1 schematisch dargestellt. Die Abbildung zeigt die zu betrachtenden Bereiche für den Verkehrswasserbau, die die Belastung der Ufer (1), die Belastung der Sohle (2), die Beeinflussung der Schiffsdynamik (3) und die gegenseitige Beeinflussung der Schiffe (4) umfassen.

Dieser Artikel gibt im Folgenden einen Überblick über die im Themenfeld Wechselwirkung Seeschiff-Seeschifffahrtsstraße (WSS) relevanten Fragestellungen und die bei deren Bearbeitung eingesetzten Methoden. Der Squat¹ soll hier als exemplarisches, allen Methoden und Fragestellungen gemeinsames Phänomen dienen. Abschnitt 2 stellt die historische Entwicklung der Fachaufgabe WSS dar, Abschnitt 3 erläutert Messungen und Untersuchungen in der Natur, die z. B. zur direkten Bestimmung des momentan auftretenden Squats eingesetzt werden. Im vierten Abschnitt werden Untersuchungen im physikalischen Modell vorgestellt, im fünften Abschnitt Untersuchungen im numerischen Modell. Im sechsten Abschnitt erfolgt dann die Darstellung der Weiterentwicklung bei der Methode der Schiffsführungssimulation.

2 Rückblick zur historischen Entwicklung der Fachaufgabe WSS Review on the historical development of the task WSS

Die heutigen Arbeiten der BAW zur Fachaufgabe WSS können sich in ihrer Tradition noch auf das Fachwissen aus der Zeit der Vorgängerorganisation der BAW, der 1903 gegründeten Königlichen Versuchsanstalt für

Squat: Geschwindigkeitsabhängige Absenkung des Schiffs mit dem selbst erzeugten, langperiodischen Wellensystem = Verringerung der Kielfreiheit



Bild 1: Schematische Darstellung der Interaktion von Schiff und Wasserstraße mit schiffserzeugter Belastung der Ufer (1) und der Sohle (2), Beeinflussung der Schiffsdynamik (3) und der Schiff-Schiff Interaktion (4)
 Figure 1: Schematic representation of the interaction of ship and waterway showing ship-induced stress on banks (1) and the river bed (2), influence on ship dynamics (3) and ship-ship interaction (4)

Wasserbau und Schiffbau in Berlin, beziehen (Oebius, 1998). Der Name der damaligen Institution wies schon auf die erforderliche, enge interdisziplinäre Zusammenarbeit der beiden Fachdisziplinen Wasserbau und Schiffbau hin, die mit der Veröffentlichung des damaligen Leiters Regierungs- und Baurat Krey zur "Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser" dokumentiert wurde (Krey, 1913).

Die Fachaufgabe WSS entstand, als vor etwa 25 Jahren die Fahrt größerer und stärker motorisierter Schiffe auf annähernd gleichbleibenden Seeschifffahrtsstraßen Prognosen zur zukünftigen Uferbelastung erforderten. Die schiffserzeugten Wellen und Strömungsbelastungen wurden zunächst als Eingangsgröße für die Bemessung und Überprüfung der Stabilität der Ufersicherungen in Verbindung mit analytischen und empirischen Ingenieuransätzen prognostiziert und anhand von Beweissicherungsmessungen in der Natur teils bestätigt. Nach diesen Messungen in der Natur wurden erste Systemversuche in einem kleinmaßstäblichen Modell im Wellenbecken der BAW Dienststelle Hamburg (BAW-DH) mit der Nachbildung eines schiffserzeugten Rollbrechers zur Optimierung von Ufersicherungen und der Bemessung von Schüttsteinvorlagen durchgeführt (Maßstab 1: 10; bewegliches Sohlenmaterial).

Mit den Planungen der Ausbaumaßnahmen der Zufahrten u. a. zu den Seehäfen Rostock und Hamburg in den 90er-Jahren rückten die schiffserzeugten Belastungen auch in den Fokus der öffentlich-rechtlichen Plangenehmigungsverfahren, sodass Modellversuche in Teilmodellen mit Maßstäben von 1: 40 zur Grundlage der Prognose der ausbaubedingten Änderungen der schiffserzeugten Belastungen wurden. Umfangreiche Beweissicherungsmessungen in der Natur zur Erfassung lokaler Schiffswellenbelastungen auf Ufer, Kaianlagen und Deckwerke nach dem Ausbau und nach veränderter Flottenstruktur schlossen sich u. a. am Seekanal Warnemünde, der Außenweser bei Imsum und entlang der Unterelbe an, da u. a. der Interessenskonflikt zwischen optimaler wirtschaftlicher Nutzung der Seeschifffahrtsstraßen und deren Anliegern wie z. B. Werften und Sportboothäfen zu Kontroversen und Klagen über schiffsinduzierte Schäden führte.

Die Entwicklung von numerischen Verfahren im Schiffbau für Tiefwasserbedingungen wurde hinsichtlich eines möglichen Einsatzes als Prognosemethode von schiffserzeugten Belastungen bei Ausbauvorhaben verfolgt und durch die Kooperation mit internationalen Partnern für Flachwasserbedingungen geprüft (Nwogu, 1997; Chen und Uliczka, 1999). Auch wenn die Ergebnisse numerischer Modellverfahren vorerst nicht die Aussageschärfe der hydraulischen Modellversuche erreichten, wurde im Rahmen von Forschungs und Entwicklungsvorhaben der BAW die Weiterentwicklung verschiedener numerischer Modellverfahren u. a. bei der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau Duisburg (VBD), jetzt Entwicklungszentrum für Schiffstechnik und Transportsysteme (DST), sowie später mit dem Büro FutureShip, Potsdam, sowie dem Germanischen Lloyd, Hamburg, unterstützt, um langfristig mit dieser Methode die hydraulischen Modellversuche, wenn nicht zu ersetzen, so zumindest zu ergänzen. Seit 2010 werden in der BAW-DH numerische Verfahren zur Bearbeitung von Fragenstellungen der WSS eingesetzt.

Mit erneuten Anträgen der Seehäfen zur Anpassung der Seeschifffahrtsstraßen an den expandierenden Schiffsverkehr Anfang dieses Jahrhunderts wurde neben der wiederkehrenden Frage der möglichen ausbaubedingten schiffserzeugten Belastungsänderungen auch die Überprüfung der Bemessungsansätze zur erforderlichen Fahrrinnentiefe und hier besonders der bisher verwendete Squat-Ansatz diskutiert. Mit der zunehmenden Länge und Breite der bemessungsrelevanten Containerschiffe und deren möglicherweise verändertem Squatverhalten wurde der Augenmerk verstärkt auf die geschwindigkeitsabhängige Schiffsdynamik bei Revierfahrt gerichtet und dazu die große Versuchshalle der BAW-DH mit einem festen Schiffswellenbecken von 100 m Länge und 35 m Breite für eine maximal mögliche "Flachwassertiefe" von 0,7 m ausgestattet.

Die umfassenden Systemversuche im Schiffswellenbecken zum Einfluss der Schiffslänge, der Unterwasserbathymetrie sowie des Wasserstraßenquerschnitts auf das Squatverhalten verschiedener, damals außergewöhnlich großer, Containerschiffe wurden annähernd zeitgleich durch ein umfangreiches Messprogramm auf der Unterelbe begleitet und die Ergebnisse der Modellversuche zusätzlich fachlich abgesichert. Dabei wurde insbesondere der theoretisch zwar bekannte, aber jetzt aufgrund der größeren Schiffsbreiten immer wesentlichere Einfluss des Querschnittsverhältnisses (Wasserstraßenquerschnitt zum eingetauchten Hauptspantquerschnitt) auch für den Squat nachgewiesen, der eine Überprüfung der Fahrrinnenbemessungsformel und die Verwendung einer abschnittsweise angepassten Squatformel erforderte. Die BAW empfahl dementsprechend die kontinuierliche Überprüfung der Fahrdynamik der aktuell verkehrenden Fahrzeuge in den Seeschifffahrtsstraßen als ständige Aufgabe der WSV, was etwa 10 Jahre später mit einem mehrjährigen Messprogramm auf der Unter- und Außenelbe zur Aktualisierung des Tidefahrplanprogramms Tideelbe von den Wasserstraßen- und Schifffahrtsämter Hamburg und Cuxhaven umgesetzt wurde. In diesem Rahmen leistet die BAW die fachliche Beratung sowie die Qualitätssicherung der Ergebnisse der durch Dritte durchgeführten Messkampagne.

Mit der Beteiligung der BAW an der Erstellung der verschiedensten Fachgutachten zu ausbaubedingten Änderungen, u. a. der schiffserzeugten Belastungen der Seeschifffahrtsstraßen, wurde auch die fachliche Absicherung des Bemessungsverfahrens der Fahrrinnenbreite u. a. unter Einsatz der Schiffsführungssimulation hinterfragt. Ausgewählte, für Aus- und Fortbildung der Nautiker zertifizierte, Simulatoren in Nordeuropa wurden, mit Unterstützung eines langjährig in der Schiffsführungssimulation erfahrenen Nautikers, im Rahmen eines Evaluierungsprozesses aufgesucht und mit deren Betreibern mehrmals ein international besetzter Workshop bei der BAW-DH durchgeführt. Im Wesentlichen wurden daraus Konzepte zur Optimierung der Schiffsführungssimulation für eine Bemessung und Befahrbarkeitsanalyse u. a. für die Belange der WSV erarbeitet (von Morgenstern, 2007a, 2007b, 2008). Die fachliche Konsequenz war zum einen die Beantragung und Beschaffung eines Schiffsführungssimulators bei der BAW zur Weiterentwicklung der Schiffsführungssimulation für die besonderen Belange der WSV sowie der BAW-interne Auftakt einer hardware-unabhängigen Hinterlegung der fahrdynamischen Module eines Simulators mit gemessenen oder berechneten Daten bei Revierfahrtbedingungen. Zum anderen wurde das Modellversuchswesen, neben der bisherigen Erfassung der schiffserzeugten Belastungen und der vertikalen Schiffsdynamik, zusätzlich auf die Messung von fahrdynamischen Kräften und Momenten in Maßstabsmodellen infolge der Schiff-Ufer- sowie der Schiff-Schiff-Interaktion ausgerichtet. Die Ergebnisse der entsprechenden Versuche wurden im Folgenden nicht nur direkt im Rahmen von Projekten verwendet, sondern bilden auch die Basis für die Validierung der numerischen Verfahren und die Schiffsführungssimulation. Damit waren die Voraussetzungen geschaffen, die Schiffsführungssimulation als weiteres Werkzeug zur Bearbeitung von Fragen der WSS zu etablieren.

3 Messungen in der Natur *Field measurements*

3.1 Einleitung Introduction

Messungen in der Natur sind für Untersuchungen zur WSS in unterschiedlichen Bereichen notwendig. Diese umfassen insbesondere die Bestimmung der IST-Situation schiffserzeugter Belastungen und dienen unter anderem auch der Beweissicherung nach durchgeführten Ausbaumaßnahmen. Weiterhin erfolgt die Messung des dynamischen Fahrverhaltens der Schiffe im Revier. Im Rahmen von Forschungsvorhaben werden auch weitergehende Fragestellungen wie z. B. der Einfluss der schiffserzeugten Strömungen und Wellen auf den Sedimenttransport untersucht.

Zu berücksichtigen ist dabei, dass Untersuchungen in der Natur nur den Ist-Zustand beschreiben können oder als Grundlage für weitergehende Betrachtungen in Verknüpfung mit Systemversuchen dienen. Eine Prognose, z. B. zum schiffsdynamischen Verhalten größerer, noch nicht verkehrender Fahrzeuge im Tideästuar oder zur schiffserzeugten Belastung durch zukünftig verkehrende Fahrzeuge bei Revierfahrt, bedarf des Einsatzes von z. B. hydraulischen Modellen nach Stand von Technik und Wissenschaft.

3.2 Schiffserzeugte Belastungen Ship-induced loads

Belastbare Aussagen zu lokalen schiffserzeugten Wellen und Strömungsbelastungen von Unterwasserböschungen, Ufer und Strombauwerken sowie von Deichsielen, Sportboothäfen und Kaianlagen an Seeschifffahrtsstraßen können nur anhand von Messungen in der Natur getroffen werden. Ausschlaggebend hierfür sind zum einen inhomogene Revierbedingungen und zum anderen Unterschiede in der Flottenstruktur des jeweiligen Seehafens. Entsprechende Untersuchungen erfordern in der Regel mehrwöchige Messkampagnen, um eine hinreichende Anzahl von Fahrzeugen aller Verkehrsklassen als repräsentative Stichprobe zu erfassen.

Aufgrund der Erfahrungen der BAW mit selbst durchgeführten Messungen zur schiffserzeugten Belastung von Seeschifffahrtstraßen, u. a. an der Tideelbe bei Schulau (BAW, 1992), an der Außenweser bei Imsum (BAW, 1994), sowie an der Trave unterhalb Lübecks (BAW, 1996; Bild 2), war es möglich, für zukünftige Aufträge die zu erbringende Leistung detailliert zu beschreiben und an Dritte zu vergeben.



Bild 2:Messkonfiguration zur Erfassung der schiffser-
zeugten Belastungen an der Trave (BAW, 1996)Figure 2:Measurement configuration to determine ship-
induced loads at the river Trave (BAW, 1996)

Beispiele für die Durchführung von Messkampagnen zur Erfassung schiffserzeugter Belastung von Seeschifffahrtsstraßen sind z. B. Beweissicherungsmessungen an der Außenweser bei Imsum (IM+P, 2002), Messkampagnen als Grundlage für BAW-Gutachten an der Unterweser (IMS, 2006) oder an der Unterelbe bei Hollerwettern (if, 2006). Bei den Vergaben dieser Mess-



 Bild 3: Unterschreitungshäufigkeit des örtlichen schiffserzeugten, langperiodischen Absunks an der Außenweser bei Imsum (aus IM+P, 2002)
 Figure 3: Probability distribution of the height of local ship-induced long-periodic primary waves at the outer Weser estuary in the area of Imsum (IM+P, 2002)

kampagnen an Dritte war die BAW nur noch beratend und qualitätssichernd für die beauftragenden Wasserstraßen- und Schifffahrtsämter tätig.

In den Ergebnisberichten der verschiedenen Ingenieurbüros wurden zur Beschreibung des Ist-Zustands der schiffserzeugten Belastung einer Wasserstraße die örtlichen kennzeichnenden Größen wie z. B. das langperiodische Primärwellensystem (Absunk und Primärwelle) sowie die kurzperiodische Sekundärwellenhöhe u. a. als Unterschreitungswahrscheinlichkeit über einen repräsentativen Zeitraum aufgetragen. Als Beispiel dazu sind in Bild 3 Ergebnisse zum Absunk der Beweissicherungsmessungen an der Außenweser bei Imsum dargestellt (IM+P, 2002).

Wurden die Ergebnisse der Messkampagnen vorerst lediglich zur Beschreibung des Ist-Zustands der schiffserzeugten Belastungen für die BAW-Gutachten herangezogen, entwickelte sich bei der BAW aufgrund der Diskussion zwischen den verschiedenen Fachbehörden der Ansatz, diese Unterschreitungswahrscheinlichkeiten, in der Verknüpfung mit Ergebnissen aus Systemversuchen in kleinmaßstäblichen hydraulischen

BAWMitteilungen Nr. 100 2017

Modellen, als Grundlage zur Prognose der zukünftig zu erwartenden ausbaubedingten Änderungen dieser Unterschreitungshäufigkeiten zu verwenden. Vorausgesetzt war dabei ein verändertes Fahrverhalten und Beladungsverhalten auch von Fahrzeugen, die von der Fahrrinnenvertiefung aufgrund ihres deutlich geringeren Tiefgangs nicht unmittelbar betroffen waren. Dieses auf Messungen in der Natur basierende Vorgehen wurde erstmals für die gutachterliche Bearbeitung der Vertiefung der Außenems angewandt, um den möglichen "worst case"-Einfluss einer Ausbaumaßnahme auf die ganzheitliche Belastungsänderung durch die gesamte künftige Flottenstruktur zu prognostizieren (BAW, 2012).

Als Beispiel ist in Bild 4 für den schiffserzeugten Absunk diese "worst case"-Betrachtung für große Fahrzeuge mit Tiefgängen *t* über *t* > 7,5 m an den verschiedenen Prognoseabschnitten der Außenems grafisch dargestellt. Basis der prognostizierten Unterschreitungswahrscheinlichkeiten waren die vom Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Emden beauftragten Messungen der schiffserzeugten Belastungen in der Außenems (IMS, 2010) sowie Systemversuche mit einem Modell des Bemessungsschiffs im Schiffswellenbecken der BAW-



Bild 4: Prognose der Unterschreitungshäufigkeiten des ausbaubedingten Absunks für Fahrzeuge mit t > 7,5 m an den Lokationen A (Emder Fahrwasser), B (Paapsand) und C (Borkum) (BAW, 2012)
 Figure 4: Forecast of probability distribution of drawdown for ships with t > 7.5 m at locations A (Emden navigation channel), B (Paapsand) and C (Borkum) due to adaption measure (BAW, 2012)

DH zur Ermittlung der geschwindigkeitsabhängigen prozentualen Belastungsänderungen.

Zur Prognose von ausbaubedingten Änderungen der schiffserzeugten Belastungen an Seeschifffahrtsstraßen reichen die Messungen in der Natur jedoch alleine nicht aus. Vielmehr ist hierfür folgendes Vorgehen zielführend:

- Erfassung des Ist-Zustands der schiffserzeugten Belastungen für charakteristische Abschnitte einer Seeschifffahrtsstraße über einen repräsentativen Zeitraum sowie Analyse der Flottenstruktur im Ist-Zustand.
- Prognose der Veränderung der Flottenstruktur hinsichtlich der maximalen Größen der Fahrzeuge und künftig am häufigsten verkehrenden Fahrzeuge zur Abschätzung der Belastungszunahme durch den Gesamtverkehr.

- Systemstudien im hydraulischen Modell nach Stand der Technik (Experimental Fluid Dynamics, EFD) und/oder numerische Berechnungen nach Stand der Technik (Computational Fluid Dynamics, CFD) zur Prognose der geschwindigkeitsabhängigen prozentualen Änderungen der Belastungskenngrößen durch das Bemessungsschiff sowie des am häufigsten verkehrenden Fahrzeugs.
- Verknüpfung der Prognoseergebnisse auf Grundlage fachwissenschaftlichen Expertenwissens mit den Ergebnissen aus Messungen des Ist-Zustands für die gesamte Flottenstruktur und ggf. ausgewählter maßgeblicher Teilmengen.
- Beweissicherungsmessungen nach der Ausbaumaßnahme über einen repräsentativen Zeitraum.

3.3 Schiffsdynamik im begrenzten Fahrwasser

Ship dynamics in shallow and confined waters

Wie im vorherigen Kapitel erwähnt, trat im Rahmen der neuen Ausbauplanungen neben der vorgestellten ausbaubedingten schiffserzeugten Belastung die Schiffsdynamik der längeren und breiteren Containerschiffe auf den Seeschifffahrtsstraßen in den Vordergrund. Diese wirkt sich maßgeblich auf die erforderlichen Abmessungen der Wasserstraße (Breite und Tiefe der Fahrrinne) aus. Zusätzlich zu umfangreichen kleinmaßstäblichen Systemversuchen in der Versuchshalle der BAW-DH waren zur Akzeptanz und Validierung der Modellergebnisse Messungen in der Natur zu Squat, Trimm und Krängungsverhalten bei Revierfahrt Teil eines Forschungsprojekts.

Mit Unterstützung der Hamburger Hafen und Logistik AG (HHLA) zur Kontaktaufnahme mit ausgewählten Reedereien und mit Kenntnis der Wasserstraßen- und Schifffahrtsämter Hamburg und Cuxhaven sowie der Lotsenbrüderschaft Elbe wurde eine Messkampagne an der Tideelbe als Forschungsprojekt eingerichtet, bei dem ab den Liegeplätzen im Hafen Hamburg bis zur Reviergrenze in der Nordsee die geschwindigkeitsabhängigen Kenngrößen der Schiffsdynamik erfasst wurden. Nach Stand der Wissenschaft wurden Daten von Precise Differential Global Positioning Systemen (PDGPS) und vom Voyage Data Recorder (VDR) an Bord mit Wasserstands-, Strömungs- und Dichtedaten an ausgewählten Querprofilen des Ästuars zusammen mit numerisch im "hindcast"-berechneten Tidedaten verschnitten (Maushake und Joswig, 2004).

Von Anfang 2003 bis Sommer 2004 wurden 12 Fahrten von zwei Containerschifftypen, der damaligen Hamburg-Express-Klasse von HAPAG LLOYD (9.500 TEU) sowie der YANG MING LINE (5.500 TEU) begleitet, die Schiffsdynamik erfasst und hinsichtlich der maßgebenden Kenngrößen zur Überprüfung ausgewählter Berechnungsansätze analysiert. Weitergehende Analysen betrafen u. a. das konstruktionsspezifische Fahrverhalten moderner Containerschiffe bei eingetauchtem Spiegelheck sowie die Netto-Verkehrsspurbreite





Figure 5: Probability distribution for additional squat during ship encounters in the lower and outer Elbe estuary based on measurements in 2003/2004 (according to Uliczka/Kondziella, 2009)

der Containerschiffe in Abhängigkeit der Krümmungsradien der Fahrrinne der Tideelbe (u. a. Uliczka und Wezel, 2005).

Die Auswertung von über 120 Schiffsbegegnungen während der Messfahrten zeigte als eine Besonderheit das Maß sowie die damalige Unterschreitungshäufigkeit des zusätzlichen Squats bei Begegnungen auf der Unter- und Außenelbe (Bild 5; nach Uliczka und Kondziella, 2009).

Die damalige internationale Einführung von Transpondern für das Automatische Identifikationssystem (AIS) für große Seeschiffe und die Überprüfung der daraus resultierenden verkehrswasserbaulichen Verwendungsmöglichkeiten gab der BAW grundlegende Anhaltspunkte zu einer späteren intensiven Nutzung dieser AIS-Signale für weitergehende wissenschaftliche Analysen bei verschiedensten Aufgabenstellungen an Seeschifffahrtsstraßen (u. a. Passierabstand zu Messgeräten, Passierabstand Schiff zu Schiff, Analyse der lokalen Flottenstruktur inkl. Fahrverhalten, Geschwindigkeitsband der Fahrzeuge im Revier; u. a. BAW, 2006).

Aufgrund der Erkenntnisse zum fahrdynamischen Verhalten verschiedener Schiffstypen aus der Messkampagne 2003 und 2004 empfahl die BAW, die Erfassung der Fahrdynamik großer Containerschiffe bei Revierfahrt als stetige Fachaufgabe in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung zu verankern (Uliczka und Wezel, 2005). So wurde als Grundlage für die Anpassung des Tidefahrplans der Elbe an die Entwicklung der Flottenstruktur 2012 das Projekt "Erfassung, Analyse und Vergleich des dynamischen Fahrverhaltens von größen und tiefgangsrelevanten Fahrzeugen auf Unter und Außenelbe" vom Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Hamburg unter Beteiligung der BAW an ein Ingenieurbüro ver-



Bild 6: Squat in Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeit durchs Wasser jeweils am Heck von drei Passagen einer AgF-Containerschiffsklasse bei Revierfahrt auf der Unter und Außenelbe



geben. Die BAW agiert dabei als Geschäftsstelle und führt die Qualitätssicherung der Ergebnisse durch. In diesem Projekt wurden zwischen 2012 und 2016 mehr als 21 Messfahrten betreut sowie fachwissenschaftlich begleitet (Behm und Jansch, 2015). Die von WSV und BAW vorgegebenen Genauigkeitsanforderungen an die Messergebnisse erforderten die Verknüpfung neuester Technologie sowohl zur Erfassung der Schiffsbewegung im Tideästuar durch mehrere Global Navigation Satellite Systeme (GNSS) als auch in der Erfassung der schiffsbegleitenden Strömungsmessung.

Die Notwendigkeit der Aktualisierung des Tidefahrplans für die Elbe verdeutlicht eine Auswertung der BAW im Rahmen ihrer Qualitätssicherung (Bild 6) beispielhaft für drei Passagen außergewöhnlich großer Fahrzeuge (AgF). Mit zunehmender Fahrt durchs Wasser nimmt die vertikale Streuung des maximalen Squat am Heck unverkennbar zu (z. B. ergibt sich für v_{sdw} = 7 m/s = 13,6 kn ein Squat zwischen 0,27 m < $\rm S_{_{HECK}}$ < 1,0 m), was den Einfluss der Querschnittsverhältnisse bei Revierfahrt auf die Schiffsdynamik insbesondere für sehr große Fahrzeuge verdeutlicht. Bei der Verwendung von Berechnungsansätzen zur Erstellung eines Tidefahrplans für die Revierfahrt sehr großer Fahrzeuge, ist dies z. B. durch eine abschnittsweise Anpassung von Vorfaktoren des gewählten Berechnungsansatzes zu berücksichtigen.

Einen Sonderfall der Revierfahrt stellt dabei die Überführung von Werftschiffen dar. Diese wurde beispielsweise mit der damaligen Volkswerft Stralsund und dem WSA Stralsund, im Rahmen der Untersuchungen zum zweiten Ausbau der Ostansteuerung Stralsund betrachtet. Ziel war es, die mit neuartiger Bauform auf Geschwindigkeit optimierten Schiffe hinsichtlich des fahrdynamischen Verhaltens messtechnisch zu begleiten, auszuwerten und darzustellen. Bild 7 zeigt beispielhaft die Überführung eines Containerschiffs.

Durch eine gemeinsame Bewertung der Daten konnten zusätzliche Hinweise zur Bemessung der erforderlichen Fahrrinnenabmessungen der Ostansteuerung Stralsund gewonnen werden.



 Bild 7: Überführung eines Werftschiffes in der Ostansteuerung Stralsund
 Figure 7: Transfer of a shipyard-built boat in the eastern approach channel of Stralsund

3.4 Weitere Wechselwirkungen bei Revierfahrt Other interactions in shallow and confined waters

Weitere aktuelle Messungen in der Natur, die im Zusammenhang mit der Fachaufgabe WSS im Rahmen von Forschung- und Entwicklung (FuE) derzeit von der BAW als Pilotprojekte selbst oder in Kooperation mit Partnern der WSV und von Universitäten bearbeitet werden sind:

• FuE-Projekt "Schiffserzeugte langperiodische Belastung zur Bemessung der Deckschichten von Strombauwerken an Seeschifffahrtsstraßen", Pilotversuch zur Stabilität von optimierten Strombauwerken im Unterelbeabschnitt Juelssand: Das Pilotprojekt wird in Zusammenarbeit mit dem Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Hamburg ausgeführt, wobei die BAW das Monitoring der ertüchtigten Strombauwerke übernommen hat (u. a. Uliczka und Gätje, 2015; BAW, 2015). Neben der kontinuierlichen Erfassung der langperiodischen schiffserzeugten Belastungen an den verschiedenen Buhnenbauwerken werden ausgewählte Buhnen bei jedem Tideniedrigwasser von einem autarken Messpfahl aus mit einem 3D-Scanner vermessen und die zeitabhängigen Strukturänderungen infolge schiffserzeugtem Wellenüberlauf analysiert. Als Kooperationspartner zur Entwicklung des "Automatisierten geodätischen Monitoring von Strombauwerken an der Tideelbe bei Juelssand" wurde das Labor für Photogrammetrie & Laserscanning der HafenCity Universität Hamburg gewonnen (u. a. Tschirschwitz et al., 2016).

FuE-Projekt "Schiffserzeugter Sedimenttransport in Seeschifffahrtsstraßen", Messungen in der Natur im Nahfeld von Schiffspassagen: Im Rahmen der Diskussion des tidebedingten Sediment-Regimes im Elbeästuar stellte sich die Frage nach dem Anteil der immer größer werdenden Fahrzeuge am residuellen Sedimenttransport (BAW, 2011). Das hierzu von der BAW erstellte Forschungskonzept sah u.a. im ersten Schritt Messungen in dem Nordostsee-Kanal (NOK) als stehendes Gewässer vor, um in-situ Messsysteme im "Klarwasser" zu überprüfen sowie Hinweise zum Prozessverständnis der schiffserzeugten Schwebstoff und Sedimentdynamik zu erhalten (Kondziella et al. 2013; Uliczka und Kondziella, 2013). Im Rahmen eines Forschungsvertrags mit dem Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurden die bisher vorliegenden Daten aus Messungen am NOK mit verschiedensten statistischen Verfahren analysiert sowie verschiedene empirisch-analytische Ingenieuransätze als Proxy zur Beschreibung des schiffserzeugten Sedimenttransports geprüft (u. a. Jensen et al., 2015). In einem zweiten Schritt wurden in 2015 an sechs Stationen in der Fahrrinne der Tideelbe unterhalb Hamburgs weitere umfangreiche Messungen von Wasserstand, Strömungsgeschwindigkeit und Trübung vorgenommen, um schiffserzeugte Ereignisse zum Sedimenttransport im Kontext zum natürlichen tidebedingten Sedimentregime zu bewerten.

4 Untersuchungen im hydraulischen Modell

Hydraulic model investigations

4.1 Einleitung Introduction

Wurden zur Erfassung des jeweiligen Ist-Zustands in den Seeschifffahrtsstraßen Messungen in der Natur eingesetzt, konnte aufgrund von seit mehr als 100 Jahren anerkannten Modellgesetzen die Methode des hydraulischen Modellversuchs in hinreichendem Maßstab zur Prognose der Wechselwirkung zukünftig verkehrender Seeschiffe mit einer entsprechend anzupassenden Seeschifffahrtsstraße verwendet werden. Die Anforderungen aus der WSV führten beim hydraulischen Modell parallel zu einer ähnlichen Methodenentwicklung wie bei den Messungen in der Natur: Stand vorerst die Prognose schiffserzeugter Wellenund Strömungsbelastung von Uferdeckwerken und Hafenanlagen aufgrund von Ausbaumaßnahmen im Fokus, lag der Schwerpunkt anschließend mit dem querschnittsabhängigen Squat und Trimm auf der vertikalen Schiffsdynamik. Mit Einführung der Bemessung und Befahrbarkeitsanalyse eines Reviers am Schiffsführungssimulator führte dies zur derzeit vordringlichen Erarbeitung von erforderlichen Grundlagendaten im hydraulischen Modell mit der Erfassung von Querkräften und Giermomenten auf das Schiff u. a. bei der Passage von unterschiedlichen Unterwasserböschungen oder während der Begegnung mit anderen AgF-Fahrzeugen.

4.2 Schiffserzeugte Belastungen Ship-induced loads

Mit dem Ausbau der Zufahrt zum Seehafen Rostock waren umfangreiche bauliche Änderungen im Bereich der Molensysteme und des Seekanals Warnemünde erforderlich, sodass zur Prognose der ausbaubedingten Änderung sowohl der Seegangsbedingungen als auch der schiffserzeugten Wellen und Strömungsbelastungen Untersuchungen in einem hydraulischen Modell erforderlich wurden (Bild 8; BAW, 1997).



Bild 8:	Passage eine konventionellen Massengutschiffs
	im hydraulischen Modell der Zufahrt zum See-
	hafen Rostock Ausbauvariante (Maßstab 1:40)
	(BAW, 1997)

Figure 8: Passage of a conventional bulk carrier in the hydraulic model of the approach channel of the harbor Rostock – Layout with adaption (scale 1:40) (BAW, 1997) Die Seegangs und Fahrversuche im Flächenmodell (ca. 90 m x 40 m; Maßstab 1 : 40) lieferten Ergebnisse u. a. zu den kurz und langperiodischen Änderungen der Schiffswellenbelastungen im Seekanal selbst sowie z. B. im Alten Strom, den Jachthäfen, den Kaianlagen sowie dem Ostufer und dem Werfthafen bei verschiedenen Molenvarianten. Untersucht wurden die geschwindigkeitsabhängigen Belastungsänderungen vor und nach dem Ausbau durch die Passagen von Massengutschiffen zwischen 45.000 dwt² bis 120.000 dwt sowie einer Großfähre an 19 Pegel und sieben Strömungspositionen (BAW, 1997). Variiert wurden zudem die Schiffstiefgänge sowie die Fahrrinnentiefe im Seekanal.

Mit der Beauftragung durch das Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brunsbüttel 1997 u. a zur Bewertung der probeweise eingeführten Begegnungsziffer³8 aus wasserbaulicher Sicht sowie zur Abschätzung der Belastung auf das Erosionsverhalten der Böschungen am Nord-Ostsee-Kanal war die Herausforderung gegeben, in einem hydraulischen Modell Begegnungssituationen nachzufahren, um neben der schiffserzeugten Belastung bei Einzelfahrten sowie Begegnungen und Überholvorgängen das Squatverhalten der jeweiligen Verkehrsgruppe (VG) zu ermitteln (BAW, 1998). Einen Eindruck der Messkonfiguration sowie einer Begegnungssituation VG 5 mit VG 4 im Modell des Nord-Ostsee-Kanals (beide t = 7,5 m; $v_S \approx 15$ km/h) vermittelt das Foto in Bild 9.

Eines der in der Folgezeit von den Wasserstraßenund Schifffahrtsämtern am Nord-Ostsee-Kanal am häufigsten nachgefragtes Ergebnis war eine im Gutachten der BAW zusammengestellte Tabelle mit den maximalen schiffserzeugten Absunkwerten und Rückstromgeschwindigkeiten für den simulierten Begegnungsverkehr bei verschiedenen Tiefgängen und den jeweils zugelassenen maximalen Schiffsgeschwindigkeiten ($v_s = 12$ km/h und 15 km/h). Die Orientierung an den geschwindigkeitsabhängigen Ergebnissen der schon vorab zugelassenen Begegnungsziffer 7 ermöglichte u. a. die Abschätzung von maximalen schiffserzeugten Belastungen bei weiteren denkbaren Fahrsituationen.

Die Gutachten der BAW zu den ausbaubedingten Ände-





hydraulic model of the Kiel Canal (BAW, 1997)

rungen der schiffserzeugten Belastungen lieferten neben der Angabe der Ist-Größen u. a. Aussagen zu den Belastungsänderungen für "worst-case"-Situationen (u. a. Bemessungsschiff, maximaler Tiefgang bei Thw und Tnw, geringer Passierabstand vom Fahrrinnenrand) als Grundlage für weitergehende UVU⁴-Studien Dritter (u. a. BAW, 2006).

Das aktuelle Prognoseverfahren im Rahmen von Ausbaumaßnahmen sieht vor, dass die in der Natur in charakteristischen Abschnitten gemessenen Unterschreitungshäufigkeiten der schiffserzeugten Kenngrößen mit wiederum auf der sicheren Seite liegenden geschwindigkeitsabhängigen prozentualen Änderungen aus Systemstudien im hydraulischen Modell multipliziert werden, z. B. angewandt im Rahmen der Untersuchungen zur geplanten Außenems-Vertiefung (BAW, 2012).

Neben der Ermittlung der geschwindigkeitsabhängigen Belastungsgrößen des Bemessungsschiffs bei tideabhängiger und tideunabhängiger Fahrt (Bild 10; PanMax-Schiff $c_{\rm B}$ = 0,6), wurde der Einfluss der Tiefgangszunahme ohne und mit Vertiefungsmaßnahmen, der Einfluss der Völligkeit vergleichbarer Schiffe sowie die Wirkung von Änderungen des Wasserstands und der Kielfreiheit ermittelt.

² dwt: deadweight tonnage = Gesamttragfähigkeit

³ Begegnungsziffer: Summe der jeweiligen Verkehrsgruppe (VG) am NOK z. B. BZ 8 = VG3 mit VG5

⁴ UVU: Umwelt-Verträglichkeits-Untersuchung



Bild 10: Systemversuche zum schiffserzeugten Absunk bei tideabhängiger und tideunabhängiger Fahrt für den Ausbau der Außenems (BAW, 2012)

Figure 10: Systematic trials for ship-induced drawdown for tide-dependent and tide-independent cruise for the adaption of the Outer Ems (BAW, 2012)

4.3 Schiffsdynamik bei Revierfahrt

Ship dynamics in shallow and confined waters

Erste Untersuchungen zum fahrdynamischen Verhalten von Schiffen bei Revierfahrt (Squat und Trimm) wurden bei der BAW in den hydraulischen Modellen zur Fahrrinnenanpassung der Elbe sowie zum Nord-Ostsee-Kanal vorgenommen, sowie deren Ergebnisse mit vergleichenden Betrachtungen zu diesen Revieren veröffentlicht (Uliczka, 2000). Das damals verwendete geometrischen Messverfahren nach Eryuzlu et al. (1994) wurde ab den Systemversuchen zum dynamischen Fahrverhalten von sehr großen Containerschiffen (Flügge und Uliczka, 2001) durch bis heute eingesetzte kontinuierlich aufzeichnende schiffsgestützte Laserzielplatten ersetzt.

Das FuE-Versuchsprogramm zur Schiffsdynamik umfasste den Einfluss der Schiffslänge sowie von Unterwasserdünen in seitlich unbegrenztem Flachwasser und die Wirkung von seitlich eingeschränkten Fahrrinnen verschiedener Querschnittsverhältnisse (Revierfahrt) auf Squat und Trimm.

Ein ausgewähltes Ergebnis von umfangreichen Systemversuchen für verschiedenste Querschnittsverhältnisse bei mittiger und außermittiger Fahrt ist als Grafik in Bild 11 aufgetragen. Dargestellt sind geschwindigkeitsabhängige Squatkurven für Bug und Heck und daraus abzulesende Trimmänderungen für verschiedene schematisch dargestellte Versuchsserien (Uliczka et al., 2004).

Die Grafik verdeutlicht zum einen die geschwindigkeitsabhängige achterliche starke Vertrimmung bei engen Querschnitten, zum anderen z. B. bei v_s \approx 13 kn eine Zunahme des Heck-Squats um etwa einen halben Meter im Vergleich zum seitlich unbegrenztem Flachwasser (Bild 11; rote und hellblaue Linien).





Figure 11: Effect of laterally confined shallow water areas on squat and trim of a large container vessel in comparison to laterally unrestricted shallow water (Uliczka et al., 2004)

4.4 Kräfte auf das Schiff bei Revierfahrt Forces acting on the ship in shallow and confined waters

Mit der Beauftragung der BAW zur Optimierung der Schiffsführungssimulation für die Belange der WSV aufgrund der Ergebnisse des FuE-Projekts zu den Möglichkeiten und Grenzen der Schiffsführungssimulation für die Bemessung und Befahrbarkeitsanalyse von Seeschifffahrtsstraßen (u. a. von Morgenstern, 2007b) lag der Schwerpunkt der Untersuchungen im hydraulischen Modell ab etwa 2009 auf der Erfassung der Kräfte auf große Fahrzeuge bei Revierfahrt.

Als Datenbasis für die modulare Implementierung in die Schiffsführungssimulation wurden die Querkräfte und Giermomente bei verschiedensten Randbedingungen im hydraulischen Modell ermittelt. Variiert wurden im Schiffswellenbecken u.a. Schiffsgröße, Kielfreiheit, Passierabstand, Böschungsneigung (u. a. Uliczka und Kondziella, 2009).

Einen Eindruck der Messkonfiguration zur Erfassung von Kräften und Giermomenten bei Revierfahrt vermittelt das Foto der Fahrt eines selbstfahrenden Containerschiff-Modells nahe einer flach geneigten Uferböschung (Bild 12).

Derzeit laufen im Auftrag der WSV im Schiffswellenbecken der BAW-DH Untersuchungen zur Ermittlung der dynamischen Kräfte und Giermomente bei der Begegnung von AgF-Containerschiffen. Diese dienen als Datenbasis für die Optimierung der Schiffsführungssimulation bei Revierfahrt. Dabei werden EFD-Versuche mit Modellen der großer Containerschiffe (Breite 46 m < b < 59 m) mit u. a. verschiedenen Geschwindigkeiten, Tiefgängen und Passierabständen vorgenommen.



Bild 12: Modelkonfiguration bei der Erfassung von Querkräften und Giermomenten am Schiff u. a. bei der Passage verschiedener Uferformen

Figure 12: Model configuration for the recording of transverse forces and yaw moment at the ship e.g. for passing different types of bank

4.5 Manövrieren im Flachwasser Manoeuvring in shallow and confined waters

Erste Vorversuche zu Freifahrten im Schiffswellenbecken zur Erfassung der Schiffsdynamik bei Standard-Z-Manövern wurden im Rahmen einer Diplomarbeit bei der BAW durchgeführt und für die Schiffsführungssimulation aufbereitet (Sponholz, 2011).

Die Weiterentwicklung der Messtechnik hinsichtlich der dreidimensionalen Erfassung der Schiffsdynamik bei Freifahrten im hydraulischen Modell (Bild 13) ermöglichte die Analyse der erfassten Bewegungen für die Bestimmung ausgewählter Parameter der Schiffsführungssimulation.

Systematische standardisierte Freifahrtversuche im hydraulischen Modell u. a. mit verschiedenen Schiffsgrößen und Typen sowie Kielfreiheiten sind zur Abschätzung der Flachwasserparameter für die Optimierung der Schiffsführungssimulation bei Revierfahrt vorgesehen.



Bild 13: Freifahrten im Schiffswellenbecken zur Erfassung der dreidimensionalen Schiffsdynamik bei Standard-Z-Manövern

Figure 13: Free manoeuvring in the ship wave basin for detecting the three-dimensional ship dynamics with standard zig zag manoeuvres

5 Untersuchungen im numerischen Modell Numerical model investigations

5.1 Einleitung Introduction

Die Wellenbildung und die Schiffsdynamik sind Strömungsphänomene und durch Lösung der Impuls-, Energie- und Massengleichungen für Wasser oder Luft berechenbar. Hierbei ist günstig, dass beide Medien weitgehend Newtonsche Rheologie aufweisen. Damit sind die Gleichungen, die Stokes 1878 vorschlug, anwendbar. Bei den Geschwindigkeiten die für Schiffe in den Ästuaren interessant sind, ist weiterhin für die Berechnung der Strömungszustände begünstigend, dass sich beide Fluide annähernd inkompressibel verhalten. Dadurch lassen sich die Impulsgleichungen getrennt (entkoppelt) von den anderen beiden Gleichungen lösen. Dennoch bleibt die Schwierigkeit der Lösung der sogenannten Navier-Stokes-Gleichungen, dass sie in den drei Raumrichtungen gekoppelt sind und im Allgemeinen nicht geschlossen lösbar sind. Eine näherungsweise, iterative Lösung ist möglich, erfordert aber bei den Strömungen, die hier betrachtet werden müssen, einen so hohen numerischen Aufwand, dass die derzeit schnellsten Rechner mehrere Jahrhunderte für die Lösung benötigten.

Ingenieursmäßige Ansätze sind daher die einzige Möglichkeit, Strömungsvorgänge zu berechnen. Reynolds hat schon früh festgestellt, dass bei Körpern, die sich durch ein ruhendes Medium (Fluid) bewegen, die Strömungsphänomene auf einen engen Bereich nahe der Oberfläche des Körpers beschränkt bleiben. Diese Beobachtung war der Auslöser für die Grenzschicht-Forschung und zugleich Wegbereiter für einen wesentlich einfacheren Ansatz zur Berechnung der Strömungsvorgänge. Es werden lediglich die Euler-Gleichungen für die Bewegung des Fluids gelöst, das bedeutet jegliche Zähigkeit vernachlässigt. Streng genommen ist dieser Ansatz nur für Suprafluide wie flüssiges Helium physikalisch gültig, in guter Näherung aber auch außerhalb der Grenzschicht um den Körper. Die Euler-Gleichungen haben eine mathematisch wohlbekannte Form, sie sind Vertreter der Poisson-Gleichungen und ähneln damit den Gleichungen für das Gravitationsfeld oder elektrostatische und magnetische Felder. Da sich mit den Feldlinien elektrostatischer Felder Strömungen um rotationssymmetrische Körper darstellen lassen, spricht man auch von Potenzialströmungen. Der große Vorteil liegt in der guten Lösbarkeit dieser Gleichungen. Moderne Computer benötigen selbst für Strömungsgebiete großer räumlicher Ausdehnung und komplexer Geometrien nur Sekundenbruchteile zur Lösung. Dieser Ansatz ist folglich vor allem bei Strömungsuntersuchungen, bei denen unter einer großen Variantenzahl ausgewählt werden soll, wie es beispielsweise bei Formoptimierungen vorkommt, das Mittel der Wahl. Für die Vorhersage des Squat in Wasserstraßen erschien dieser Ansatz auch sehr attraktiv, da er die Möglichkeit bietet, in relativ kurzer Zeit sehr viele unterschiedliche Schiffsformen bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten und Wasserstraßenquerschnitten berechnen zu können. Dieser Ansatz wurde in der BAW über Jahre verfolgt. Für die WSV relevanten Fragestellungen zeigte sich jedoch, insbesondere für die Bereiche mit sehr geringer Kielfreiheit oder großer Verblockung der Wasserstraßenquerschnittsfläche durch den Rumpf des Schiffes in denen Squat dominant wird, dass die Zähigkeitseffekte an Einfluss zunehmen und ein erweiterter Berechnungsansatz zu wählen ist (Böttner et al., 2011).

Anfangs nur zum Vergleich und zur Unterstützung der Ermittlung von potenzialtheoretischen Ansätzen vorgesehen, zeigte sich schnell die Leistungsfähigkeit von Lösern der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes Gleichungen (RANSE, "Reynolds averaged Navier-Stokes equations"). Die Konsequenz aus dieser Untersuchung war dann, dass an der BAW für schiffsdynamische Untersuchungen im Kontext der Fachaufgabe Wechselwirkung Seeschiff-Seeschifffahrtsstraße ein Verfahren aus der Familie der RANSE-Löser eingeführt wurde. Zum Einsatz kommt ein kommerzielles Produkt aus der numerischen Strömungsmechanik (CFD), das sehr verbreitet ist in den Bereichen Schiffbau, Luft- und Raumfahrttechnik sowie weiterer Technologiesektoren.

Die Methode der CFD-Berechnung in der Fachaufgabe Wechselwirkung Seeschiff-Seeschifffahrtsstraße wurde im Rahmen eines FuE-Projektes in der BAW-DH eingeführt. Das Kernziel war die Berechnung der schiffsdynamischen Parameter Squat und Trimm⁵ von großen Seeschiffen im seitlich begrenzten Flachwasser. Neben der Schiffsdynamik wird derzeit auch die dynamische Belastung durch Schiffswellen untersucht. Beide Untersuchungsbereiche werden im Folgenden kurz vorgestellt.

5.2 Validierung der schiffsdynamischen Parameter Squat und Trimm Validating the ship dynamic parameters squat and trim

Als neu eingeführte Methode wurde die Belastbarkeit der CFD Ergebnisse durch einen Vergleich mit Messungen im Schiffswellenbecken im Sinne einer Validierung geprüft. Damit können mögliche Defizite aufgedeckt und der Aufwand realistisch eingeschätzt werden.

Die zur Validierung verwendeten Messungen stammen aus einer Versuchsserie, die im Jahr 2001 im Schiffswellenbecken der BAW-DH durchgeführt wurden (Uliczka et al., 2004). Der Versuchsaufbau im CFD-Modell entspricht im Wesentlichen dem Aufbau im Schiffswellenbecken (s. Bild 14). Ein wesentlicher Unterschied betrifft das Bezugssystem. Da im CFD-Modell mit der verwendeten Morphertechnik nur geringe Bewegungen wiedergegeben werden können, wurde das Schiff im CFD-Modell teilgefesselt und vom Wasser angeströmt. Im hydraulischen Experiment fährt das Schiff durch ruhendes Wasser und wird selbstpropulsiv angetrieben.

Die Versuchsbedingungen mit der seitlichen Begrenzung und vor allem der geringen Kielfreiheit ("Under

⁵ Trimm bezeichnet die Rotation um die Querachse (Stampfen)



Bild 14: Schematischer Querschnitt durch den Versuchsaufbau; die Zahlen in rot entsprechen sowohl dem hydraulischen als auch dem CFD-Simulationsmodell im Maßstab 1: 40, die schwarzen Zahlen entsprechen den realen Verhältnissen
Figure 14: Schematic cross section of the experimental setup; the numbers in red correspond to the hydraulic as well as the CFD model at a scale of 1: 40, the black numbers correspond to conditions in nature

Keel Clearance", UKC, s. Bild 14) stellen den numerischen Versuchsaufbau vor erhebliche Herausforderungen.

Es musste aus numerischen Gründen verhindert werden, dass das Schiff vor allem während der Einschwingphase die Modellgrenze an der Sohle berührt. Dem Problem begegnet wurde mit einer Randwertsteuerung, die die Simulation über Zwischenschritte an die gewünschte Anströmgeschwindigkeit führt. Mit diesem Vorgehen wurde die Diskrepanz zwischen den Anfangsbedingungen in Bezug auf die Lage des Schiffes und den Randbedingungen verringert, sodass die Simulationen zwar mit höherem Aufwand aber ohne technische Fehler durchgeführt werden konnte.

Ein Teilergebnis für das Querschnittsverhältnis von n = 10 mit einem Postpanmax-Containerschiff (Länge 360 m, Breite 55 m, Tiefgang 16 m) zeigt Bild 15. Das Querschnittsverhältnis ist gleich dem Verhältnis zwischen der benetzten Querschnittsfläche des Kanals und der eingetauchten Hauptspantfläche des Schiffs. Die Ergebnisse für das Verhältnis n = 10 entsprechen dem kleinsten Wert der Versuchsserie und spiegeln damit die sehr engen Bedingungen für Seeschifffahrtsstraßen wider.

Der im Modellmaßstab 1 : 40 berechnete Hecksquat entspricht in etwa dem gemessenen Hecksquat mit wenigen Millimetern Abweichung (vgl. Bild 15). Die Abweichung des Bugsquats ist größer, jedoch nicht so kritisch, da der Gesamtsquat der größten Absenkung des Schiffs und damit dem Hecksquat entspricht. Bei der Interpretation der Ergebnisse muss berücksichtigt werden, dass das CFD-Modell keinen Propeller hat. Dieser





würde durch die zusätzliche Beschleunigung des Wassers zu einer weiteren Absenkung des Wasserspiegels und damit des Squats führen.

Der Berechnungsaufwand für diese Simulation ist erheblich und beträgt etwa sieben Tage auf dem derzeitigen Hochleistungsrechner der BAW-DH mit 32 CPU-Kernen für ein Berechnungsnetz aus ca. 2 Mio. Zellen.

5.3 Berechnung eines Wellenfeldes in seitlich begrenzten Flachwasser *Simulation of a wave field for laterally confined shallow water conditions*

Die dynamische Berechnung des schiffserzeugten Wellenfeldes ist im Hinblick auf die Uferbelastung durch Schiffswellen ein weiteres Untersuchungsfeld, das perspektivisch mit numerischen Methoden untersucht werden soll. Hier ist zunächst die Plausibilität der Simulationsergebnisse zu prüfen. Im Gegensatz zur Schiffsdynamik liegt der Fokus damit nicht auf der Schiffsumströmung sondern auf der Entstehung und Ausbreitung der Wellen bzw. auch der Interaktion der Welle mit einer abgeflachten Böschung. Entsprechend dieser veränderten Aufgabenstellung müssen die begrenzten Ressourcen im Simulationsmodell umverteilt werden. Das Schiff wurde in allen sechs Freiheitsgraden gefesselt, sodass kein Berechnungsaufwand für die dynamische Schwimmlage mehr aufgebracht werden musste. Im Gegenzug wurde das Berechnungsgitter vor allem an der Böschung stark verfeinert, um die dortigen Strömungsvorgänge ausreichend aufzulösen. Die Berechnung erfolgte bis zur Konvergenz von Längskraft und Wasserständen an mehreren Beobachtungspunkten.



(top view) with an aspect ratio n = 10 and a flow velocity of 1.5 m/s in the 1 : 40 scale model

Eine Simulation mit ca. 10 Mio. Zellen auf 128 CPU-Kernen benötigte ca. acht Stunden. Ein Ergebnis der Strömungsgeschwindigkeiten an der Wasseroberfläche zeigt Bild 16. Die Strömungsfäden an der Oberfläche sind mit der Linienintegralfaltungsmethode (engl. LIC, line integral convolution) sichtbar gemacht. Gut erkennbar ist eine Welle am Heck des Schiffs, die sich bis zur Böschung im Nachstrom hinzieht.

Die Strömung vollzieht im Böschungsbereich eine horizontale Rotationsbewegung, die auch in Modellversuchen bei entsprechend hohen Geschwindigkeiten des Schiffs beobachtet werden kann. Die Simulationsergebnisse stimmen insgesamt mit Beobachtungen gut überein und können als plausibel eingestuft werden, im nächsten Schritt ist ein detaillierter Vergleich mit Messungen als Modellvalidierung erforderlich.

5.4 Simulation der Schiff-Schiff-Interaktion Simulation of ship-ship interaction

Neben der Dynamik des einzelnen Schiffs können auch Schiff-Schiff-Interaktionen untersucht werden. Analysierte Parameter sind hierbei insbesondere die wirkenden Kräfte und Momente von zwei sich begegnenden Schiffen, die mit EFD-Messungen im Schiffswellenbecken verglichen werden können. Die CFD-Methode wird derzeit parallel zu den hydraulischen Versuchen (EFD) eingesetzt, um diese im Hinblick auf weitere Varianten zu ergänzen und damit den Zeitbedarf der Untersuchungen im Schiffswellenbecken zu verkürzen. Die Ergebnisse der CFD-Simulationen zusammen mit den Ergebnissen aus den Schiffswellenbecken (EFD) bilden eine Datenbasis für den Schiffsführungssimulator.

Die numerischen Herausforderungen bei Untersuchungen zu dieser Fragestellung liegen zum einen wieder in der geringen Kielfreiheit und zum anderen in der effizienten Abbildung der Fahrt beider Schiffe im ruhenden Wasser. Zur Abbildung der Bewegung kommt eine neue Softwaretechnik mit dem Namen Overset zum Einsatz. Diese erlaubt es auch große Bewegungen abzubilden. Damit kann auf einen Wechsel des Bezugssystems verzichtet werden. Sowohl die geringe Kielfreiheit als auch die neue Softwaretechnik erfordern sehr viele Berechnungsressourcen, da die Berechnungsnetze zwischen 20 und 30 Mio. Zellen betragen und der Zeitschritt durch die Softwaretechnik und die verwendeten Berechnungsnetze bei diesen Simulationen auf eine Zeitschrittweite von etwa 20 ms begrenzt ist.

5.5 Simulation des Propellerstrahls Simulation of the propeller

Der Fokus zukünftiger Arbeiten liegt unter anderem auf der Abbildung des Propellerstrahls, der bisher nicht berücksichtigt werden konnte. Die Integration eines Propellers kann in Form unterschiedlicher Propellermodelle erfolgen und soll in CFD-Simulationen getestet und nach Möglichkeit validiert werden. Durch den Einsatz eines Propellers kann eine realitätsnähere Schiffsumströmung berechnet werden. In Kombination mit der Oversettechnik ist es damit dann erstmals möglich sehr ähnliche Versuchsbedingungen wie im Schiffswellenbecken herzustellen: ein selbstangetriebenes Schiff, dass durch ruhendes Wasser fährt.

6 Untersuchungen im Schiffsführungssimulator Ship handling simulator investigations

6.1 Einleitung Introduction

Die sichere Führung großer Fahrzeuge, zu Land, in der Luft und zu Wasser, erfordert Umsicht, Können und Erfahrung. Das grundlegende Wissen wird dabei in spezialisierten Schulen erworben. Die Erfahrung kann nur "erfahren" werden. Da große Fahrzeuge, wie Passagierflugzeuge und Handelsschiffe, im Betrieb zu aufwändig und kostspielig sind für einen Fahrschulbetrieb, besteht der Bedarf an Übungsmöglichkeiten. Für den Schiffsführer gibt es zwei Möglichkeiten, die beide angeboten werden. Zum einen kann auf einer Art Verkehrsübungsplatz im Maßstab 1 : 10 oder kleiner in extra hierfür eingerichteten Wasserstraßen und Becken gefahren werden. Prominente Beispiele hierfür sind in Europa Port Revel in Frankreich und Ilawa in Polen, es gibt weitere Einrichtungen auf der ganzen Welt.

Als Nachteil dieser Methode gilt der Einfluss von Maßstabseffekten. Bedingt durch den Modellmaßstab laufen alle Vorgänge beschleunigt um den Faktor Wurzel aus dem Modellmaßstab ab, also bei den sehr großen Anlagen mit Maßstab 1: 20 etwas mehr als dreimal kürzer als in Realität, bei kleineren Anlagen entsprechend schneller. Außerdem ist die Instrumentierung der Modellschiffe der echten Schiffe bestenfalls rudimentär nachgebildet. In diesen beiden Punkten ist die zweite Möglichkeit, ein computergestützter Schiffsführungssimulator mit Full-Mission-Bridge-Ausstattung, deutlich überlegen.

Mittlerweile sind auf den Schiffsbrücken in Schiffsführungssimulatoren Echt-Konsolen mit vollständiger "Integrated-Bridge" Instrumentierung aus Echtgeräten Standard. Da der Simulator im Naturmaßstab modelliert, gibt es keine Maßstabseffekte. Schwachpunkt dieses Ansatzes ist die Naturtreue der numerischen Berechnungen. Der Simulator kann nur so realistisch sein, wie das Modell zur Manöverprognose und Berechnung der Fahrdynamik die natürlichen Verhältnisse berechnen und abbilden kann.

Der erste Schiffsführungssimulator entstand in Japan, 1970 wurde er an der Hiroshima University in Betrieb genommen (Hasegawa, 2010). Der Schiffsführer schaute auf eine von einem Projektor von hinten angeleuchtete Leinwand und hatte ein Steuerrad als Eingriffsmöglichkeit. 1974 gab es bereits eine gekrümmte Leinwand mit 180° Sicht und einem stilisierten Brückenlayout. Der prinzipielle Aufbau des Schiffsführungssimulators hat sich seit dem kaum verändert, die eingesetzte Technik ist aber ständig leistungsfähiger geworden, sodass der Grad der Realitätstreue kontinuierlich gesteigert werden konnte. Schiffsführungssimulatoren basieren meist auf Ansätzen zur Manöverprognose, die ursprünglich entweder für Autopilot-Anlagen oder zur Vorhersage der Manövrierfähigkeit eines Entwurfes entwickelt wurden. Daher wurden Simulatoren recht früh genutzt, um erfahrenes nautisches Personal an kompliziert oder ungewöhnlich zu führende Schiffe heranzuführen. Große Tankschiffe sind bekannte Vertreter solcher Schiffe und waren Gegenstand erster Spezialtrainings an Schiffsführungssimulatoren.

Bei der Planung und Vorbereitung großer wasserbaulicher Vorhaben ist es ein naheliegender Wunsch, die Wasserstraße oder die Hafenzufahrt, Schleuseneinfahrt, vor der Realisierung bereits testen und befahren zu können. Dieses bietet die Schiffsführungssimulation durch ihren "Virtual Reality" Ansatz. Die Bauwerke können bereits in der Planungsphase vom Wasser aus betrachtet und die Wasserstraßen virtuell befahren werden. Daher ist seit Mitte der 1990er-Jahre die Überprüfung großer Baumaßnahmen in der Planungsphase mit einer Schiffsführungssimulation weltweit üblich. 1992 erschien ein Handbuch zur Simulation für die Überprüfung wasserbaulicher Maßnahmen (Webster, 1992). Viele Empfehlungen darin haben noch Gültigkeit, andere wurden durch die rasante technische Entwicklung überholt.

6.2 Schiffsführungssimulation an der BAW in Hamburg Ship handling simulation at BAW in Hamburg

In Hamburg werden eine Full-Mission-Bridge mit Echtgeräten (Bild 17) und eine zweite, nur minimal ausgestattete Brücke für Forschungs- und Entwicklungszwecke betrieben. Wesentlicher Einsatzzweck ist die Überprüfung bestehender Berechnungsmodelle bezüglich deren Genauigkeit bei der Bemessung und Befahrbarkeitsanalyse. Parallel dazu entwickelte Ergänzungen und Anpassungen der fahrdynamischen Modelle für die Fahrt im flachen und begrenzten Fahrwasser werden auf diesem Fahrstand installiert und in der Umgebung einer vollständig ausgestatteten Brücke in einer Schiffsführungssimulation ausführlich getestet. Anschließend werden diese Modelle der WSV zur Verfügung gestellt, um an großen Simulator-Anlagen von Auftragnehmern bei der Durchführung von Schiffsführungssimulationen zur Überprüfung wasserbaulicher Maßnahmen zum Einsatz zu kommen.



Bild 17: Forschungs- und Entwicklungsumgebung Schiffsführungssimulator bei der der BAW, Dienststelle Hamburg

Figure 17: Research and development environment: the ship handling simulator at BAW, Hamburg Office

Generell steht die BAW der WSV als Berater zu allen fachlichen Fragen rund um die Schiffsführungssimulation an der Küste zur Verfügung. Neben der Entwicklung angepasster fahrdynamischer Modelle umfasst die Beratung auch die Unterstützung bei der Ausschreibung und Durchführung von Vergaben von nautischen Untersuchungen, hydrodynamischen Gutachten, Beratung bei der Anerkennung von Simulator-Betreibern für die Belange der WSV und die fachliche Bewertung von Manövermodellen.

Der Schiffsführungssimulator in Hamburg wird neben der Forschungs- und Entwicklungstätigkeit auch für sogenannte "Fast-Time-Simulationen" eingesetzt. Diese laufen ohne Berücksichtigung des Faktors Mensch ab. Es geht hierbei um die Einschränkung der später zu untersuchenden Fälle, für die eine vollständige Schiffsführungssimulation in Echtzeit mit erfahrenen Nautikern notwendig ist. Dieser Ansatz erlaubt die Durchführung von Fahrten in wesentlich kürzerer Zeit und damit die Untersuchung einer relativ großen Anzahl unterschiedlicher Randbedingungen. Dadurch wird eine gezielte Auswahl beispielsweise an Windstärken und -richtungen möglich, die in einer vollständigen Simulation untersucht werden müssen.

Diese Vorab-Auswahl spart Zeit und Kosten, indem sie die Gesamtzahl an Fahrten in einer vollständigen Full-Mission-Simulation reduziert.

6.3 Forschung für den Schiffsführungssimulator im Küstenbereich Research for ship handling simulation in coastal areas

Aus den eingangs genannten Aufgaben der BAW rund um die Schiffsführungssimulation ergeben sich mehrere Forschungsfelder und fachliche Fragestellungen, die bearbeitet werden müssen. Das Themenfeld umfasst alle Aspekte der Schiffsführungssimulation, von den schiffbaulichen Versuchen, über die Planung einer Schiffsführungssimulation mit wasserbaulicher Zielstellung bis hin zu der Auswertung und Interpretation von einzelnen Fahrten am Simulator.

Da Schiffsführungssimulatoren primär für die Fahrt im tiefen Wasser entwickelt wurden, ist der für die WSV relevante Anwendungsfall der Revierfahrt im flachen und seitlich begrenzten Wasser generell nicht zufriedenstellend abgebildet. Die Arbeit der BAW zielt daher darauf ab, diese Lücke durch angepasste Modelle und Verfahren zu schließen.

Eine ganz grundlegende Frage betrifft die Manövriermodellierung. Sie ist die Basis eines Schiffsführungssimulators, durch sie werden die Reaktionen des virtuellen Schiffs zu jedem Zeitpunkt in der Simulation festgelegt. Ist für Ausbildungs- und Trainingszwecke eine Annäherung an das reale Verhalten eines bestimmten einzelnen Schiffs ausreichend, so muss dies nicht für eine Simulation zur Bemessung oder Befahrbarkeitsanalyse gelten. In dem ersten Fall reicht es, wenn die im Simulator erkennbare Fahrdynamik fahrzeugtypisch und realistisch erscheint. Im anderen Fall ist eine sehr hohe Naturähnlichkeit gefordert, da sie zur Bemessung eines Streckenabschnitts oder zur Entscheidung über die Befahrbarkeit eines ganz konkreten Schiffes eine gültige Aussage erlauben muss. Bei dem Schiffsführungssimulator der BAW in Hamburg werden bei allen schiff- und wasserbaulichen Modellversuchen zugleich hydrodynamische Kräfte und dynamische Daten wie Schwimmlagen erfasst und für die Entwicklungen am Schiffsführungssimulator ausgewertet. Experimentelle Messwerte sind die Messlatte, die gelegt wird, wenn Manövriermodelle oder numerische Strömungssimulationen zur Bewertung kommen. Sie werden aber auch zur Einschätzung der technischen Betreiberkompetenz bei den Prüfprozeduren in Rahmen der Bewerberauswahl bei Ausschreibungen von Schiffsführungssimulationen durch die WSV eingesetzt.

Die meisten Messfahrten im hydraulischen Modell der BAW erfolgen längs zu einer Böschung, da sie Bestandteil von Untersuchungen zur Belastung einer Wasserstraße im Rahmen von Planfeststellungsverfahren sind. Dadurch stehen für die Schiffsführungssimulation der Revierfahrt Werte zu Bank-Kräften und Bank-Momenten über eine große Bandbreite von Abständen zum Böschungsfuß, Geschwindigkeiten, Schiffstypen, Tiefgängen, Wasserständen und nicht zuletzt Böschungsneigungen zur Verfügung. Diese werden systematisch ausgewertet und bilden anschließend die Grundlage der Entwicklung eines abgesicherten Modells der Schiff-Bank-Interaktion in der Schiffsführungssimulation. In gleicher Weise entstand eine umfangreiche Datenbank an Werten zum Squat, die damit ebenfalls Quelle abgesicherter Werte zur Kalibrierung der Modelle im Simulator ist.

Weitere grundlegende Untersuchungen betreffen die Sensitivität des Manövrierverhaltens eines Containerschiffs auf Änderungen der Schwimmlagen. Dazu wurden die vollständigen Sätze an Abkowitz-Koeffizienten (Abkowitz, 1964) für die Manöverprognose bei vorlichem und achterlichem Trimm und unterschiedlichen Tiefgängen berechnet und verglichen. Davor wurden ähnliche grundlegende Untersuchungen für Aspekte der Kielfreiheit durchgeführt. Beispielsweise wurden der Einfluss der Kielfreiheit auf die Ruderwirksamkeit, die Bedeutung der Schräganströmung bei Drift-Fahrt für die Ruderwirksamkeit und der Längswiderstand bei unterschiedlichen Graden der Verblockung eines Wasserstraßenquerschnitts durch die Hauptspantfläche des Schiffes untersucht.

Aus diesen und weiteren Untersuchungen stehen nun die Daten bereit, die angepasst an die Bedürfnisse der WSV Ergänzungen im Manövriermodell des Simulators einbringen.

Zukünftig ist vorgesehen, Manöver direkt mit den physikalischen Modellen durchzuführen und zu vermessen. Das dazu notwendige Vorgehen aus einer Serie von freimanövrierenden Fahrten, deren anschließende Auswertung und die Einstellung des fahrdynamischen Modells in der Schiffsführungssimulation mit möglichst genauer Übereinstimmung der Manöver wurde bereits exemplarisch durchgeführt (Sponholz, 2011). Der Vergleich von Messdaten mit dem fahrdynamischen Verhalten des Simulators ist in Bild 18 dargestellt.







Aktuell begonnen wurde das FuE-Projekt Safe-Zone, in dem der Binnen- und der Seeschiffsimulator der BAW und ein externer Betreiber eines Simulators, MTC Hamburg, gemeinsam forschen. Ziel des Projekts ist die Entwicklung einer automatisierten Analyse einer nautischen Situation in der Schiffsführungssimulation. Hierfür wird zunächst eine Datenbankanbindung an den Simulator erstellt. Die Auswertung der hier gespeicherten Daten wird dann eine objektive Ergänzung und zusätzliche Kriterien zu der weiterhin unverzichtbaren Einschätzung durch erfahrene Nautiker (das sogenannte "Expert-Rating") liefern. Das Ergebnis der Auswertung soll gemeinsam mit den durchgeführten Fahrten in derselben Umgebung (elektronische Seekarte) dargestellt werden. Dadurch können die automatisierten Auswertungen in die abschließende Bewertung der einzelnen Fahrten durch alle beteiligten Nautiker, das sogenannte Debriefing, einbezogen werden. Hiermit soll bei einer Bemessung oder Befahrbarkeitsanalyse die Möglichkeit geschaffen werden, zusätzlich zum Expert-Rating weitere Kriterien zum Nachweis der Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Seeverkehrs anzulegen.

7 Zusammenfassung und Ausblick Conclusion and Outlook

Die Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße ist sowohl ein wesentlicher Faktor für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs (Fokus Schiff), als auch für die wirtschaftliche Unterhaltung der Seehafenzufahrten (Fokus Wasserstraße). Die Fahrt im flachen und seitlich begrenzten Fahrwasser beeinflusst die Schiffsdynamik, insbesondere den für die maximal zulässigen Tiefgänge relevanten Squat. Diese geschwindigkeitsabhängige Absenkung des Schiffs mit dem selbst erzeugten Wellensystem wurde in Messungen in der Natur und im hydraulischen Modell für unterschiedliche Schiffstypen bestimmt. Damit konnten wesentliche Beiträge für die Bestimmung der maximal zulässigen Tiefgänge in den Seehafenzufahrten geleistet werden.

Die nur sehr aufwändig durchzuführenden Messungen werden heute durch Simulationen mit numerischen Modellen ergänzt. So können auf Basis gemessener Referenzdatensätze weitere Varianten auch numerisch untersucht werden. Diese Entwicklung wird sich in der Zukunft fortsetzen und es wird möglich sein weitere Untersuchungsfelder abzudecken. Derzeitiger Forschungsschwerpunkt der BAW ist dabei die Interaktion zwischen Schiffen sowie die Abbildung des Propellers.

Die Beeinflussung der Schiffsdynamik durch die Wasserstraße selbst ist insbesondere bei der Fahrrinnenbemessung zu berücksichtigen. Diese Aufgabe wird heute ebenfalls überwiegend auf Basis von Simulationen, in diesem Fall mit einem Schiffsführungssimulator, durchgeführt. Damit dieser belastbare Ergebnisse liefern kann, ist eine naturähnliche Abbildung der physikalischen Prozesse notwendig. Hier wurden in der Vergangenheit wesentliche Verbesserungen erzielt, indem die Erkenntnisse aus den hydraulischen Modellversuchen in geeignet parametrisierter Form für die Schiffsführungssimulation zur Verfügung gestellt wurden. Für die notwendige Fortsetzung dieser Arbeiten sind wiederum weiterführende Untersuchungen im hydraulischen bzw. im numerischen Modell erforderlich.

Neben der Sicht auf das Schiff ist die Wirkung der Schiffe als maßgebliche Belastungsgröße der Ufer wesentlicher Bestandteil der Fachaufgabe "Wechselwirkung Seeschiff-Seeschifffahrtsstraße". Insbesondere im Hinblick auf eine wirtschaftliche Unterhaltung der Wasserstraßen gewinnt diese mit steigenden Schiffsgrößen weiter an Bedeutung hinzu. Die Untersuchung der Wirkung von Schiffswellen wurde in der Vergangenheit insbesondere im Zusammenhang mit den Ausbauten der Seehafenzufahrten untersucht und deren ausbaubedingte Änderungen bestimmt. Die Erfahrungen aus diesen Untersuchungen, zusammen mit den Ergebnissen aus dem gezielten Monitoring einzelner Buhnen-Bauwerke, werden zukünftig die Entwicklung neuer, probabilistischer Bemessungsansätze erlauben.

Die hier übersichtsartig dargestellten Anwendungsfälle aus dem Bereich der Wechselwirkung Schiff-Wasserstraße im Küstenbereich zeigen die hohe Bedeutung dieser Fachaufgabe für die Schifffahrt und das Management der Wasserstraßen. Gleichzeitig wurde die heute eingesetzte methodische Vielfalt aus Messungen in der Natur und im hydraulischen Modell, sowie die Untersuchung mit numerischen Methoden und der Schiffsführungssimulation sowie deren Weiterentwicklungspotenzial aufgezeigt.

8 Literatur References

Abkowitz, M. A. (1964): Lectures on Ship Hydrodynamics – Steering and Manoeuvrability. HyA Report HY-5.

BAW (1992): Schiffswellenuntersuchungen Hafen Schulau. BAW-Nr. 84407/8.

BAW (1994): Ausbau der Außenweser auf SKN –14 m, Seegangs- und Schiffswellenuntersuchungen in der Außenweser vor der Wurster Küste. BAW-Nr. 9253 3381.

BAW (1996): Naturmessungen zur Ermittlung schiffserzeugter Belastung der Untertrave durch die MS "Finnhansa" mit geotechnischer Beurteilung. BAW-Nr. 94 52 3419.

BAW (1997): Ausbau der Zufahrt zum Seehafen Rostock – Ermittlung und Bewertung ausbaubedingter Änderungen von schiffserzeugten Belastungen. BAW-Nr. 93 52 3410b.

BAW (1998): Erosionsverhalten von Böschungen am NOK – Untersuchungen im hydraulischen Modell zur Ermittlung schiffserzeugter Belastungen. BAW-Nr. 97 52 3449.

BAW (2006): Anpassung der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe an die Containerschifffahrt Ausbaubedingte Änderungen der schiffserzeugten Belastungen. BAW-Nr. A3955 03 10062 – H.1d. BAW (2011): Schiffserzeugter Sedimenttransport (SeST). Forschungskompendium Verkehrswasserbau der BAW, S: 258-261.

BAW (2012): Vertiefung der Außenems bis Emden – Prognose der ausbaubedingten Änderungen der schiffserzeugten Belastungen. BAW-Nr. A39550210121.

BAW (2015): Pilotprojekt zur Stabilität von optimierten Strombauwerken. BAW Geschäftsbericht 2014.

Behm, J.; Jansch, H. (2015): Anforderung der Seeschifffahrt – Optimale Nutzung der Bundeswasserstraße Elbe. Vortrag BAW-Kolloquium.

Böttner, C.-U.; Uliczka, K.; Heimann, J (2011): Numerical Prediction of Squat of large Container Carriers on Waterways. Proceedings MARINE CFD, March 2011, London, UK.

Chen, X-N.; Uliczka, K. (1999): On Ships in Natural Waterways. Proceedings International Conference on Coastal Ships and Inland Waterways. © The Royal Institution of Naval Architects (RINA).

Eryuzlu, P.; Cao, Y. L.; D'Agnolo, F.(1994): Underkeel Requirements for Large Vessels in Shallow Waterways. 28th Int. Navigation Congress of PIANC, Section II-2.

Flügge, G.; Uliczka, K. (2001): Dynamisches Fahrverhalten und Wechselwirkungen mit der Fahrrinnensohle von sehr großen Containerschiffen unter extremen Flachwasserbedingungen. HANSA, 138. Jhg., Nr. 12, S. 60-67.

Hasegawa, K. (2010): Low Speed Manoeuvring and New Aspects of Manoeuvring in Port Area – Thirty Years Research Review. Invited Lecture, CAMS2010, Intern. Conference, September 2010, Rostock, Germany.

if (2006): Naturmessungen zur schifferzeugten Belastung des Deichsiels Hollerwettern. Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Fittschen, Hamburg.

IM+P (2002): Schiffswellenmessungen in der Aussenweser – Beweissicherung. Bericht Nr. 140, Ingenieurbüro Dr.-Ing. Manzenrieder und Partner GbR, Oldenburg. IMS (2006): Naturmessungen zur schiffserzeugten Belastung der Unterweser – Gutachten zur Erfassung des Ist-Zustandes schiffserzeugter Belastungen der Unterweser. Bericht Nr. 9013-02a, IMS Ingenieurgesellschaft mbH.

IMS (2010): Vertiefung der Außenems – Schiffserzeugte Wellen- und Strömungsbelastungen. Gutachten zur Erfassung des Ist-Zustandes. IMS Ingenieurgesellschaft mbH, Bericht Nr. 90141-02 / 30.04.2010, Hamburg.

Jensen, J.; Kelln, V.; Niehüser, S.; Arns, A.; Uliczka, K.; Kondziella, B. (2015): Entwicklung empirisch-analytischer Ansätze als Proxy für schiffserzeugten Sedimenttransport an Seeschifffahrtsstraßen. Tagungsband HTG-Kongress 2015, S. 231-240.

Kondziella, B.; Böder, V.; Prokoph, A.; Sauer, A. (2013): Forschung und Entwicklung zum schiffserzeugten Sedimenttransport (SeST) im NOK und in der Elbe. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Tagungsband Veranstaltungen 5/2013.

Krey, H. (1913): Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser. Sonderabdruck aus der Zeitschrift "Schiffbau", XIV. Jhg., Verlag Carl Marfels AG, Berlin.

Maushake, C.; Joswig, S. (2004): Messung von Squat, Trimm und Krängung sehr großer Containerschiffe im Rahmen von Grundsatzuntersuchungen auf der Elbe. Hydrographische Nachrichten Nr. 072, Deutsche Hydrographische Gesellschaft.

Nwogu, O. G. (1997): Numerical Model Study of Ship-Induced Waves and Currents in the Elbe Estuary. Canadian Hydraulics Centre, Controlled Technical Report HYD-CTR-039, Anlagen A-E.

Oebius, H. (1998): Ein Abriss der Geschichte der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, zwischen 1884 und 1945. Mitteilungsblatt der BAW Nr. 78, S. 27-44.

Sponholz, J. (2011): Optimierung der Flachwasser – Manövriereigenschaften eines Schiffsmodells des Ship Handling Simulator auf Grundlage einer Serie von Versuchsfahrten mit einem Maßstabsmodell. Diplomarbeit, Hochschule Bremen. Tschirschwitz, F.; Mechelke, K.; Jansch, H.; Kersten, Th. (2016): Entwicklung und Betrieb eines automatisierten Laserscanning-Systems zum Monitoring von Buhnen an der Elbe. Tagungsband 15. Oldenburger 3D-Tage, IAPG JadeHochschule.

Uliczka, K. (2000): Zum Squat im hydraulischen Modell. Tagungsband Squat-Workshop, FH Oldenburg/ Elsfleth.

Uliczka, K.; Kondziella, B.; Flügge, G. (2004): Dynamisches Fahrverhalten sehr großer Containerschiffe in seitlich begrenztem extremen Flachwasser. HANSA, 141. Jhg., Nr. 1, S. 59-65.

Uliczka, K.; Wezel, M. (2005): Dynamisches Fahrverhalten großer Containerschiffe bei Revierfahrt auf der Unter- und Außenelbe. Tagungsband HTG-Kongress 2005.

Uliczka, K.; Kondziella, B. (2009): Research on Ship Dynamics of large Containerships in confined Fairways. Conference Proceedings International Conference on Ship Manoeuvring in shallow and confined Water: Bank Effects, Edit. K. Eloot et M. Vantorre, © RINA/Ghent University/FHR.

Uliczka, K.; Kondziella, B. (2013): Auswirkungen der Schiffsgrößenentwicklung auf Seeschifffahrtsstraßen. Vortrag beim BAW-Kolloquium am 19.09.2013.

Uliczka, K.; Gätje, B. (2015): Wechselwirkung Seeschiff / Seeschifffahrtsstraße – Pilotprojekt zur Stabilität von optimierten Strombauwerken im Unterelbeabschnitt Juelssand. Vortrag beim BAW-Kolloquium am 18.06.2015.

Von Morgenstern, H. (2007a): Usability and Limitations of Ship Handling Simulators for the Fairway Design Process. Expertise.

Von Morgenstern, H. (2007b): Usability and Limitations of Ship Handling Simulators for the Fairway Design Process – Möglichkeiten und Grenzen von Schiffsführungssimulatoren für die Anwendung bei Bemessungsaufgaben in Seeschifffahrtsstraßen. PART/ TEIL B. Expertise.

Von Morgenstern, H. (2008): Beitrag zur Qualitätsprüfung von Schiffssimulatoren durch die BAW. Teil A bis E, Expertise. Webster, W. C., Editor (1992): Shiphandling Simulation – Application to Waterway Design. National Academy Press, Washington D.C., USA. Kösters et al.: Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße im Küstenbereich – Ein Überblick wissenschaftlicher Methoden

Ermittlung der Kräfte bei Ankerwurf auf Kreuzungsbauwerke

Determination of the Forces Acting on Crossing Structures During Anchor Drop

Dipl.-Ing. Holger Becker, Bundesanstalt für Wasserbau

Ausgehend von der aktuellen Problematik an einem Straßentunnel unter dem Nord-Ostsee-Kanal wurden Untersuchungen zur Bestimmung der Einwirkung aus Ankerwurf auf Kreuzungsbauwerke unter Wasserstraßen durchgeführt. Neben dem Studium von international verfügbarer Literatur zu artverwandten Themen waren Ankerwurfversuche an eigenen Schiffen der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) zur Bestimmung der Ankerfallgeschwindigkeit wesentlicher Bestandteil. Die Auswertung der Versuche mündete in einen verallgemeinerten rechnerischen Ansatz zur Bestimmung der Ankerfallgeschwindigkeit. Durch numerische Simulationen konnte anschließend die Beanspruchung auf das Kreuzungsbauwerk bestimmt werden. Die Ermittlung der Beanspruchung mit vereinfachten Mitteln soll in einem weiteren Schritt versuchsgestützt kalibriert und ebenfalls verallgemeinert werden.

Various studies have been carried out to determine the impact of dropped anchors on crossing structures under waterways, taking the current problem of a road tunnel underneath the Kiel Canal as a starting point. In addition to an investigation of the international literature already available on similar topics, anchor drop tests on the German Federal Waterways and Shipping Administration's own vessels to determine the anchor velocities also played an important role. The evaluation of the tests yielded a generalized computational method for determining anchor velocities. The stresses acting on the crossing structure were subsequently determined by means of numerical simulations. A simplified determination of these stresses will be calibrated and likewise generalized in a further step with the help of tests.

1 Einleitung Introduction

Notsituationen in der Schifffahrt können trotz Ankerwurfverbots oftmals zum Werfen eines Ankers führen. Für Kreuzungsbauwerke unter der Wasserstraße, wie z. B. Düker, Tunnel- oder Unterführungsanlagen, ergibt sich hieraus ein Gefährdungspotenzial, welches im Schadensfall die Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes einschränkt (z. B. Volllaufen eines Tunnels mit Wasser) und bei Kanälen ferner zum Leerlaufen einer ganzen Kanalstrecke führen kann.

Während in der Vergangenheit eine Vielzahl von Untersuchungen zum Thema des auf dem Grund schleppenden Ankers durchgeführt wurde, sind solche zu Aufprallgeschwindigkeiten bzw. -kräften von Ankern nur in geringem Maß vorhanden. Sowohl in den Veröffentlichungen als auch in den international teilweise vorhandenen Bemessungsansätzen variieren die Angaben hierzu sehr deutlich, was zu einer sehr großen Streubreite im Bemessungsergebnis für das jeweilige Bauwerk führt. Bisher erfolgte daher bei der Neuprojektierung von unterirdischen Kreuzungsbauwerken ein frei gewählter Ansatz der Auftreffgeschwindigkeit, aus welcher dann in Abhängigkeit von der Bauwerksgeometrie und weiteren Randbedingungen eine individuell geprägte statisch anzusetzende Ersatzlast ermittelt wurde. Während ein Neubau mittels der neu zu planenden Konstruktion hierauf abgestimmt werden kann, erfordert die Nachrechnung einer bestehenden Anlage einen realitätsnahen Ansatz, da hier vielfach in der Bemessung auf einen Ansatz des Lastfalles Ankerwurf verzichtet wurde und entsprechende Tragfähigkeitsreserven nur begrenzt vorhanden sind.

Primäres Ziel und Auslöser des Forschungsvorhabens ist die projektbezogene Ermittlung der Beanspruchung aus Ankerwurf auf den bestehenden Straßentunnel unter dem Nord-Ostsee-Kanal (NOK) in Rendsburg. Hierzu ist die realitätsnahe Ermittlung der Ankergeschwindigkeit im Wasser sowie der Energieumwandlung im Überdeckungsmaterial und der hieraus resultierenden Beanspruchung der Tunneldecke notwendig. Neben der projektbezogenen Ermittlung sollen die sich ergebenden Ansätze zur grundsätzlichen Anwendung auf Kreuzungsbauwerke vornehmlich im Binnenbereich verallgemeinert werden.

2 Festlegung der Bemessungsankergröße Specification of the anchor's design size

2.1 Allgemeines General

Für verschiedene Wasserstraßen – so auch für den NOK – liegen Statistiken zu Schiffsverkehr sowie Unfällen vor. Während am NOK erstere sogar mit dem Namen der passierenden Schiffe geführt werden, erfasst dort die Unfallstatistik nur die gemeldeten Fälle nach Bruttoraumzahlgruppe mit Unfallort und -ursache. Zwar werden hierbei auch die Schiffstypen miterfasst; allerdings lassen sich aus den vorliegenden Angaben zu Unfällen keine direkten Zuordnungen zu beteiligten Ankergrößen herstellen, sodass nur eine ungefähre Bandbreite der Ankergewichte den Unfällen zugeordnet werden kann.

Aufgrund der Praxis des Ankerwerfens sowie der Vorgehensweise bei einem Unfall ist ein grundsätzlicher Kausalzusammenhang zwischen Unfall und Ankerwurf nicht vorhanden; schließlich wird nur ein Bruchteil der Unfälle überhaupt zum Werfen eines Ankers geführt haben. Da Angaben hierzu in der Statistik nicht enthalten sind, können nur Mutmaßungen angestellt werden. Gleichzeitig ist die Dunkelziffer der Unfälle, welche nicht gemeldet wurden, unbekannt. Ebenso unbekannt sind die Fälle, bei denen es zum Ankerwurf kam, es sich aber aufgrund fehlender Schäden um keinen Unfall handelt und sie daher auch nicht gemeldet wurden. Somit existiert leider keine Statistik über Ankerwürfe. Allerdings wird davon ausgegangen, dass zumindest eine qualitative Korrelation zwischen Verteilung und Anzahl der Unfälle und derer von Ankerwürfen über die Strecke vorhanden ist. Auch quantitativ wird eine ähnliche Größenordnung vermutet, weshalb im Folgenden die Unfallzahlen der betrieblichen Schifffahrt als Datengrundlage auf Basis einer Analogie für Ankerwurf herangezogen werden. Somit können die nachfolgenden Ansätze nur als Versuch gewertet werden, eine zahlenmäßig greifbare Ankergröße für die Bemessung zu erhalten.

In Vrouwenfelder et al. (2004) wird für eine "belebte" Wasserstraße (der NOK ist hierunter einzuordnen) ein Erwartungswert für einen Ankerwurf über einem Tunnel von ein Mal in 100 bis 1.000 Jahren ausgegangen. Nach Auswertung der Unfallzahlen und Festlegen des Bemessungsankers soll dieser Wert anhand der Unfallwahrscheinlichkeit über dem Tunnel überprüft und so die Zulässigkeit der Analogie zwischen Unfallstatistik und Ankerwurf verifiziert werden.

Die Zuordnung der in der Statistik aufgelisteten Schiffsgröße zu Ankergröße ist leider oft nicht eindeutig möglich, wenngleich anhand der Vorschriftenwerke der Klassifizierungsgesellschaften zumindest eine näherungsweise Zuordnung getätigt werden kann.

2.2 Bemessungsanker am Beispiel NOK Design anchor taking the example of the Kiel Canal

Der Ankerwurf wird in Anlehnung an DIN EN 1991-1-7 (2010) in Verbindung mit dem Nationalen Anhang als außergewöhnliche Einwirkung definiert, deren Überschreitungs-Wahrscheinlichkeit weniger als $p = 10^{-4}$ pro Jahr betragen soll.

Ausgehend von der Verteilung der Unfälle über die freie Strecke (= Kanalstrecke zwischen den Eingangsschleusen in Brunsbüttel und Kiel-Holtenau, Länge: 96,36 km) ermittelt sich aktuell eine Größe von 6,3 t als Bemessungsanker. Dabei liegt die Jährlichkeit des Auftretens eines Ankerwurfes über dem Tunnel Rendsburg bei 93,6 Jahren und unterschreitet somit geringfügig die in [L69] angegebene untere Grenze von ein Mal in 100 Jahren. Kommt in umgekehrter Weise diese untere Grenze zum Ansatz, so ermittelt sich der aktuelle Bemessungsanker zu 6,2 t.

Unter Berücksichtigung von Deckenbereichen höherer Tragfähigkeit gegenüber Bereichen mit für diese Ankergröße nicht ausreichender Tragfähigkeit konnte im weiteren Verlauf der Bearbeitung die Bemessungsankergröße noch weiter reduziert werden. Bei Annahme einer aus der Statistik hergeleiteten zukünftigen Entwicklung der Unfallzahlen wurde für den in Bezug auf den Straßentunnel Rendsburg planerisch festgelegten Prognosehorizont von 40 Jahren letztendlich der Bemessungsanker zu 6,0 t bestimmt.

3 Ankerfallgeschwindigkeit im Wasser Anchor velocity in the water

3.1 Vorbemerkungen Preliminary remarks

Für den Aufprall eines Objektes kann nach American Bureau of Shipping (2013) folgende Energiebilanz erstellt werden:

 $E_k = E_d + E_s + E_a$

mit: $E_k = 0,5 * m * v^2$ kinetische Energie unmittelbar vor dem Aufprall

- *E_a*: durch elastische/plastische Verformung des fallenden Objekts aufgenommene Energie
- *E*_s: durch elastische/plastische Verformung der getroffenen Konstruktion aufgenommene Energie
- *E*_{*a*}: Energieabsorption durch ggf. vorhandene Schutzschichten

In den meisten Fällen eines eher harten Stoßes (wie auch beim Ankerwurf) kann E_d , die Energieaufnahme durch das fallende Objekt, vernachlässigt werden. Die Definition eines harten Stoßes wird hier entsprechend Eibl et al. (1988) gewählt, wonach die kinetische Energie der stoßenden Masse praktisch vollständig in Deformationsarbeit des gestoßenen Körpers umgesetzt wird.

Die Ermittlung von E_s und E_a bereitet in der Praxis Schwierigkeiten, da eine entsprechende Ermittlung komplexe nichtlineare FEM-Simulationen erfordert. Daher werden oftmals nach American Bureau of Shipping (2013) Näherungsformeln in Form von existierenden geschlossenen Gleichungen oder empirischen Tafeln bzw. Diagrammen verwendet.

In Det Norske verita, (2010a) wird der Masse des fallenden Objektes noch die hydrodynamische Masse a aus der erzwungenen Wasserbewegung hinzuaddiert, da diese Zusatzmasse beim Aufprall ebenfalls abgebremst wird, sodass die kinetische Energie dort angegeben wird zu

$$E_{kin} = 0,5 * (m + a) * v^2,$$

wobei m als Masse des fallenden Objekts angegeben wird.

Im Fall von Gegenständen mit großen Flächen quer zur Fallrichtung (z. B. Container) ergibt die Berücksichtigung eine signifikante Vergrößerung der kinetischen Energie. Nähere Angaben zur Ermittlung der hydrodynamischen Masse a werden in Det Norske veritas (2010b) gegeben:

$$a = \rho_w * C_a * V$$

mit:	ρ_w :	Dichte des Wassers in [kg/m³]
	C_a :	Formbeiwert gemäß Tabelle 1
	<i>V</i> :	Volumen des Objektes (bzw. des verdrängten Wassers)

In Det Norske veritas (2010a) findet sich ein Ansatz zur Ermittlung der Energiedissipation eines Bohrgerätes beim Aufprall. In Bezug auf Ankerwurf kann davon ausgegangen werden, dass aufgrund der geringen Fläche quer zur Fallrichtung die hydrodynamische Masse eine untergeordnete Rolle spielt.

Wesentlicher Eingangswert zur Ermittlung der auftreffenden kinetischen Energie ist neben der Masse m des fallenden Objektes die Auftreffgeschwindigkeit v. In der Literatur wird verschiedentlich die Geschwindigkeitsentwicklung von Gegenständen bei einem Fall im Wasser beschrieben. Der Fallkraft ist dabei eine Widerstandskraft entgegengesetzt, welche mit zunehmender Geschwindigkeit ansteigt. Haben beide Kräfte die gleiche Größe, findet keine Geschwindigkeitszunahme mehr statt, da die Kräfte im Gleichgewicht sind. Dadurch ergibt sich nach Det Norske veritas (2010b) für die Grenzgeschwindigkeit v, im Wasser:

$$(m - V * \rho_w) * g = 0,5 * \rho_w * C_d * A * v_t^2$$

bzw.

$$v_t = \sqrt{\frac{(m - V * \rho_w) * g}{0, 5 * \rho_w * C_d * A}}$$

mit:	m:	Masse des Ankers in [kg]	

V: Volumen des An	kers in [m ³]
-------------------	---------------------------

- ρ_{w} : Wichte des Wassers in [kg/m³]
- *C*_d: Formbeiwert gemäß Tabelle 1
- A: projizierte Objektfläche quer zur Fallrichtung in [m²]

Objekt- kategorie	Beschreibung	C _d	C _a
1 – 3	schlanke Form	0,7 – 1,5	0,1 – 1,0
4 – 7	quaderförmig	1,2 – 1,3	0,6 – 1,5
1 – 7	gemischte Form	0,6 – 2,0	1,0 – 2,0

Tabelle 1: Formbeiwerte C_d und C_a aus Det Norske veritas (2010b)

Table 1:Shape factors Cd and Ca from (Det Norske
veritas, 2010b)

In Tabelle 1 werden Werte für C_d angegeben in Abhängigkeit der Körperform, wobei hier nur grob in schlank, quaderförmig und Mischform zwischen den beiden vorgenannten unterschieden wird. Die gebräuchlichen Anker, welche nachfolgend noch vorgestellt werden, sind von der Form aufgrund ihrer Grundplatte im Bereich der Flunkenausbildung zwar nicht unbedingt als schlank zu bezeichnen, mit Sicherheit aber auch nicht quaderförmig. Daher werden sie in den Bereich zwischen schlank und Mischform eingeschätzt, was C_d-Werten von ca. 0,7 bis 2,0 entspricht. Entsprechend groß ist somit die Variationsbreite der hiermit ermittelten Geschwindigkeiten. Unter Annahme einer für gängige 6,0-t Anker abgeschätzten mittleren Fläche von 2,0 m², welche gegen das Wasser bewegt wird, ergeben sich Grenzgeschwindigkeiten zwischen 5,07 und 8,57 m/s.

Speziell für Anker finden sich in der Literatur diverse Angaben zur Grenzfallgeschwindigkeit im Wasser, welche in Tabelle 2 zusammengestellt sind:

Die rechnerische Ermittlung in van Aanhold et al. (1995) für einen 18-t-Anker beruht auf den Angaben aus dem Handbuch Anker der Firma Vryhof Anchor, Ausgabe 1990, Vorgängerauflage zu Vryhof anchors (2005). Dort wurde die dem Wasser ausgesetzte Widerstandsfläche mit

$$A = c_A * m_{Anker}^{2/3}$$

allgemein angegeben, wobei die Werte von c_A für unterschiedliche Ankertypen aufgeführt werden. Diese reichen von 0,0040 (Danforth) bis 0,0099 (US Navy). Eingesetzt in o. g. Formel für die Grenzgeschwindigkeit ergibt sich:

$$v_{t} = \sqrt{\frac{(\rho_{St.} - \rho_{w}) * g}{0, 5 * \rho_{St.} * \rho_{w} * C_{d} * c_{A}}} * m^{\frac{1}{6}}$$

Literaturstelle	Bemerkungen	Grenzgeschwindigkeit [m/s]
(de Vries, 1988)	aus Fallversuchen für den Metrotunnel in Rotterdam	7,0
(Wens et al., 1992)	Angabe für Bemessungsanker von 18 t für den Liefkenshoektunnel	7,0 – 8,0
(Rabe, 1989)	Bemessungswert für Bau des Emstunnels bei Leer	5,0
(van Aanhold et al., 1995)	berechnet nach Auswertung verschiedener Anker- typen für einen 18-t-Anker	5,5 – 8,6
(Vrouwenfelder et al., 2004)		7,0 – 9,0

Tabelle 2:Grenzgeschwindigkeiten im Wasser für Ankerwurf aus der LiteraturTable 2:Limit velocities in water of dropped anchors specified in the literature

Wird für die Masse des Ankers anstelle von 18.000 kg die für den Tunnel Rendsburg maßgebende Bemessungsankergröße von 6.000 kg eingesetzt, verringern sich die Grenzgeschwindigkeiten der in Tabelle 2 angegebenen Spanne in van Aanhold et al. (1995) auf 4,60 m/s bis 7,20 m/s. Für die Berechnung wurde nach van Aanhold et al. (1995) der C_d-Wert 1,5 verwendet.

Insgesamt ist festzustellen, dass mit nun vorhandenen Werten für die Grenzgeschwindigkeit von 4,60 m/s bis 9,0 m/s eine große Spanne besteht. Auch ist unklar, inwieweit bei den bisher durchgeführten Ankerwurfversuchen Einflüsse aus der Führung der Ankerkette auf dem Schiff mit Reibung an Klüse, Umlenkrollen oder Führungsschienen, Kettennuss und Ankerspill, usw. berücksichtigt wurden. Da neben der Ankermasse die Geschwindigkeit wesentlichen Einfluss auf die Größe der aufschlagenden Energie bzw. des Impulses hat, waren Ankerwurfversuche notwendig, die nachfolgend beschrieben werden.

3.2 Ankerwurfversuche Anchor drop tests

Die Ankerwurfversuche wurden daraufhin an WSVeigenen Schiffen mit Ankergrößen von 1.280 kg bis 4.300 kg durchgeführt. Dabei betrugen die vorhandenen Wassertiefen ca. zwischen 12,0 m und 40,0 m. Konzeption und Durchführung der Weg- und Fallgeschwindigkeitsmessung am Ankerspill erfolgte durch das Referat Technischer Support der BAW Karlsruhe.

Dabei wurde die abgelaufene Kettenlänge sowie die Fallgeschwindigkeit indirekt über die Messung der Winkelgeschwindigkeit der Kettennuss ermittelt, die durch die hindurchlaufende Ankerkette in Rotation versetzt wird. Das gewählte Messverfahren entspricht im Wesentlichen dem, wie es auch bei ABS-Systemen zu finden ist. Der verwendete Hall Sensor KMI15/1 von Philips wird z. T. auch in solchen Systemen verbaut.

Wie Bild 1 zeigt, wurden auf der Bremsscheibe des Ankersystems äquidistant angeordnete Neodymmagnete angebracht und der Hallsensor in geringem Abstand fixiert. Die durchlaufenden Magnete lassen den Sensor schalten. Aus der Frequenz des Rechtecksignals am Sensorausgang konnte die Geschwindigkeit der durchlaufenden Ankerkette berechnet werden. Zur



Bild 1:Bremsscheibe mit Magneten und HallsensorFigure 1:Brake disc with magnets and Hall sensor

Kalibrierung des Systems wurde nach jedem Aufbau eine Testlänge abgesenkt und die Anzahl der Impulse protokolliert. Ebenso erfolgte nach jedem Fallversuch beim Hochziehen des Ankers eine Rückwärtszählung der Impulse.

Das Ausgangssignal wurde mit dem Spider 8 der Firma HBM erfasst und mit der Messsoftware BEAM der Firma AMS protokolliert, mit der anschließend auch die Ganglinie dargestellt werden konnte.

3.3 Auswertung der Versuche und Berechnungsansatz Evaluation of the tests and computational approach

3.3.1 Allgemeines General

Durch die indirekte Messung können der tatsächlichen Ankergeschwindigkeit noch weitere Einflüsse überlagert sein, wie z. B. Schwingungen der Kette im freien Kettenbereich zwischen den Führungen oder auch ein Vorlaufen der Kette beim Abbremsen des Ankers. Somit ist eine eindeutige Zuordnung der Geschwindigkeit zu der des Ankers leider nur bedingt möglich; dies erfordert daher eine eingehende Beschäftigung und sorgfältige Interpretation der vorhandenen Messwerte.

Grundsätzlich können die jeweiligen Versuche in drei Phasen unterteilt werden:

- Die Luftphase: Der Anker fällt aus der Klüse bis zur Wasseroberfläche (Fallstrecke h,, s. Bild 2).
- Die Wasserphase: Nach dem Durchdringen der Wasseroberfläche bewegt sich der Anker bis zum Grund (Fallstrecke h₂, s. Bild 2).
- Die Grundphase: Der Anker trifft auf dem Grund auf, die Ankerkette läuft bis zur Betätigung der Bandbremse nach.

In der Luftphase wird die anteilige potenzielle Energie E_{pot} von Anker und Ankerkette in kinetische Energie E_{kin} beider Elemente sowie Rotationsenergie E_{rot} der drehenden Teile von Ankerspill und Umlenkrollen umgewandelt. Gleichzeitig wird ein Teil der Energie durch Reibung in den Lagern von Ankerspill und Umlenkrollen sowie der Kette an Führungselementen (z. B. Durchtrittsrohr aus der Kettenkammer, Kettenführung bei Umlenkrolle, Ankerklüse) und Luftwiderstand dem Ankersystem entzogen.

Der Reibungsanteil ist im Wesentlichen konstruktiv bedingt und kann daher je nach Bauart deutlich variieren. Daher ist für diesen Anteil zunächst nur eine grobe Abschätzung möglich. Hinzu kommt, dass diese Phase mit dem Entspannen der Bandbremse durch händisches Aufdrehen beginnt. Sobald hierbei die potenziel-



Bild 2:Längenbezeichnung AnkerwurfFigure 2:Length dimension of a dropped anchor

le Energie die noch vorhandene Restreibungsenergie der Bremse überwindet, setzen sich Anker und Ankerkette in Bewegung. Hierdurch ist bis zur vollständigen Lösung der Bremse noch ein weiterer Widerstand vorhanden, der sich in den Untersuchungsschiffen durch eine mehr oder weniger ausgeprägte flachere Neigung im Geschwindigkeit-Weg-Diagramm zu Beginn der Luftphase bemerkbar macht.

Ebenfalls nur näherungsweise zu ermitteln ist die Rotationsenergie, da detaillierte Baupläne der Ankerspills nicht vorliegen, wohingegen der Anteil der verhältnismäßig kleinen Umlenkrollen über der Ankerklüse vernachlässigt werden kann. Beide Anteile (Reibung und Rotation) können allerdings anhand der vorhandenen Messwerte im Vergleich der Energiebilanzen der unterschiedlichen Phasen zumindest in guter Näherung ermittelt werden.

Bei der Ermittlung des Energieverlustes aus dem Luftwiderstand ist der für den Anker bisher bestenfalls nur vage bekannte C_d -Wert erforderlich. Eine Parameterstudie ergab einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Energiebilanz: Exemplarisch konnte bei einer Versuchsreihe der Anteil aus dem Luftwiderstand gegenüber der potenziellen Energie für den Fall in der Luft prozentual zu unter 0,2 % ermittelt werden. Damit ist der vernachlässigbare Einfluss des Luftwiderstandes nachgewiesen, sodass eine genaue Ermittlung des C_d -Wertes in dieser Phase unterbleiben kann.

Die Wasserphase beginnt mit dem Eintauchvorgang des Ankers in das Wasser. Auf die Behandlung des eigentlichen Eintauchvorganges mit Wasserverdrängung bis zur vollständigen Umhüllung des Ankerkörpers mit Wasser als eigenständige Phase wird vereinfachend verzichtet, da hieraus für die rechnerische Nachbetrachtung der Ankerwurfversuche keine entscheidenden Auswirkungen auf die Grenzgeschwindigkeit zu erwarten sind, wenngleich es hierdurch zumindest teilweise zu einer Verschiebung im Geschwindigkeit-Weg-Diagramm kommen kann, was im Vergleich Messung zu Berechnung festgestellt werden konnte (s. hierzu im Vergleich die exemplarischen Messwertvergleiche in Bild 3 und Bild 4). Effekte wie der Energieverlust durch Verdrängung des Wassers beim Aufprall (egal ob mit Oberflächenspannung des Wassers oder mit der Trägheit des Wassers argumentiert), die Änderung der Geschwindigkeit bei gleichbleibender kinetischer Energie

bis zur vollständigen Wasserumhüllung des Ankers bei sich allmählich aufbauendem Wasserwiderstand oder Kavitationseffekte beim schnellen Eintauchen unmittelbar an den rückseitigen Ankeroberflächen mit anschließender Bildung von Sekundärspritzer (auch eine Form der Energievernichtung) erschweren eine realitätsnahe rechnerische Erfassung des unmittelbaren Eintauchvorgangs bzw. machen eine solche für den Einzelfall praktisch unmöglich.

Unter der somit getroffenen Annahme einer zum Eintauchzeitpunkt vollständig wirksamen Wasserumhüllung des Ankers ergibt sich zu Beginn dieser Phase folgende im Ankeranlagensystem zu diesem Zeitpunkt vorhandene Energie:

$$E_{kin,Anker,1} + E_{kin,Kette,1} + E_{rot,1} + E_{pot,Anker,2} + E_{pot,Kette,2}$$

mit

 der kinetischen Energie des Ankers nach dem Eintauchen:

$$E_{kin,Anker,1} = \frac{1}{2} * m_{Anker} * v_1^2$$

Die nicht näher quantifizierbaren Energieverluste im Zusammenhang mit dem Eintauchvorgang im Wasser (Entstehung von Primär-, und Sekundärspritzer) werden außer Acht gelassen. v_1 bezeichnet die Ankergeschwindigkeit beim Eintritt in das Wasser.

• der kinetischen Energie der Ankerkette:

$$E_{kin,Kette,1} = \frac{1}{2} * m_{Kette} * (h_1 + s_0) * v_1^2$$

• der Rotationsenergie am Ankerspill:

$$E_{rot,1} = \frac{1}{2} * J_x * \omega_1^2$$

• der verbliebenen potenziellen Energie des Ankers:

$$E_{pot,Anker,2} = \frac{\rho_{Stahl} - \rho_{Wasser}}{\rho_{Stahl}} * m_{Anker} * g * h_2$$

mit h_2 als Höhe von Wasseroberfläche bis zum Grund (Wassertiefe).

Der Bruch
$$\frac{\rho_{Stahl} - \rho_{Wasser}}{\rho_{Stahl}}$$

beschreibt die durch den Auftrieb reduzierte Masse des Ankers.

 der verbliebenen potenziellen Energie der Ankerkette:

$$E_{pot,Kette,2} = m_{Kette} * g * h_1 * h_2$$

+ $\frac{1}{2} * \frac{\rho_{Stahl} - \rho_{Wasser}}{\rho_{Stahl}} * m_{Kette} * g * h_2^2$

Bremsend wirken nach wie vor der schon in der Luftphase beschriebene Reibungswiderstand sowie der nun anstelle des Luftwiderstandes vorhandene Wasserwiderstand. Dieser wirkt zunächst auf den Anker und wird bei idealem (senkrecht ausgerichtetem) Ankerfall über die Fläche A seiner Grundplatte beschrieben zu

$$E_{WW,Anker,2} = \frac{1}{2} * A * C_d * \rho_{Wasser} * \int_0^{h_2} v_2(s_2)^2 * ds_2$$

Weiterhin wirkt auch auf die Kette eine Widerstandskraft des Wassers, welche sich aus Elementen des Staudrucks und aus solchen des Reibungswiderstands entsprechend dem Stoke'schen Gesetz zusammensetzt. Eine realistische Ermittlung beider Bestandteile ist nur sehr vage möglich, zumal sich die Kette ja im "Windschatten" des Ankers befindet, der zumindest im anfänglichen Teil der Kette diese Widerstandskraft deutlich reduziert.

Auch die Kettenglieder liegen zueinander im "Windschatten"; dieser kann näherungsweise nach dem für Auswertealgorithmen gut greifbaren rechnerischen Ansatz der alten Windnorm DIN 1055-4 (Ausgabe 03-2005) berücksichtigt werden.

Die Ermittlung eines prozentualen Abminderungsfaktors ξ im Verhältnis zu der sich im Wasser befindenden Kettenlänge s₂ zur Berücksichtigung des "Windschattens" des Ankers, erfolgte nur in grober Abschätzung. Ausschlaggebend für die fehlende Vertiefung war die geringfügige Auswirkung eines solchen Abminderungsfaktors auf das Endergebnis. Wie anhand einer Parameterstudie gezeigt werden konnte, beträgt der Wasserwiderstand der Kette weniger als 10 % vom Wasserwiderstand des Ankers. Bei dieser Größenordnung kann ein zu verallgemeinernder Abminderungsfaktor aus den Versuchsdaten der begrenzten Anzahl von nur vier Versuchsschiffen nicht hinreichend belastbar eliminiert werden. In Abhängigkeit der untersuchten Wassertiefe wurde daher ein abgeschätzter Wert zwischen 0,5 (bei kleinen Wassertiefen) bis 1,0 (bei großen Wassertiefen) gewählt. Hierdurch konnte jeweils eine hohe Übereinstimmung der Berechnung mit den Messergebnissen erzielt werden. Kleine Variationen dieses Wertes hatten keinen spürbaren Einfluss auf das Ergebnis, sodass der Verzicht auf eine exakte Ermittlung des Abminderungsfaktors gerechtfertigt werden kann.

Die in der unten vorgestellten Grundphase in voller Größe auf die Kette wirkende Wasserwiderstandsenergie errechnet sich entsprechend den vorgenannten Überlegungen zu:

$$E_{WW,Kette,2} = \frac{1}{2} * (1 + \eta + \left(\frac{h_2}{8 * d_K} - 2\right) * \eta^2) \\ * \left(1 - \frac{A_{K,x}}{A_{K,ges}}\right) * 2 * 3,6 * d_K^2 * \rho * C_d \int v_2(s_2)^2 * ds_2$$

mit:

- η : Abschattungsfaktor gemäß DIN 1055-4 (03/2005); bei den üblicherweise vorhandenen Kettenabmessungen: $\eta \sim 0.5$
- h_2 : Wassertiefe bis zum Grund in [m]
- d_{K} : Kettennenndurchmesser in [m]
- $A_{K,ges}$: Doppelte vertikale Projektionsfläche eines senkrecht hängenden Kettengliedes
- $A_{K,x}$: Überschneidungsfläche zweier unmittelbar aufeinanderfolgenden senkrecht hängenden Kettenglieder in der vertikalen Projektionsfläche
- P: Rohdichte des Wassers, im Allgemeinen 1000 kg/m³

Während der Staudruck vom Quadrat der Geschwindigkeit abhängig ist, berechnet sich der Reibungswiderstand gemäß Stokes in dessen Grundgleichung zu

$$F_{R} = 6 * \pi * r * \eta * v$$

mit der Geschwindigkeit v nur in der ersten Potenz und r als äquivalente Ersatzkugel. η ist in dieser Gleichung

die dynamische Viskosität, welche bei 20°C warmen Wasser 1,0*10⁻³ [Pa*s] beträgt. Da die hieraus ermittelten Reibungswerte vernachlässigbar gering sind, wird der Stoke'sche Reibungsanteil nicht weiter betrachtet.

Somit kann für den Zeitpunkt unmittelbar vor Auftreffen des Ankers auf dem Grund ebenfalls die Energiebilanz aufgestellt werden:

$$E_{kin,Anker,1} + E_{kin,Kette,1} + E_{rot,1} + E_{pot,Anker,2} + E_{pot,Kette,2}$$
$$-E_{R,2} - E_{WW,Anker,2} - E_{WW,Kette,2}$$
$$= E_{kin,Anker,2} + E_{kin,Kette,2} + E_{rot,2}$$

mit:

 $E_{R,2} = F_R * h_2$ Reibungsenergie bzw. Energieverlust infolge der Reibungskraft F_R an den Umlenk- und Leitungsstellen der Ankerkette während der Wasserphase (Phase 2).

$$\begin{split} E_{kin,Anker} & \text{Kinetische Energie des Ankers bei Er-} \\ = \frac{1}{2} * m_{Anker*v_2^2} & \text{reichen des Grundes mit der Geschwin-} \\ \text{digkeit } v_2 = v(s_2 = h_2). \end{split}$$

$$E_{kin,Kette,2} = \frac{1}{2} * m_{Kette} * (h_1 + s_0 + h_2) * v_2^2$$

Kinetische Energie der Ankerkette beim Auftreffen des Ankers auf dem Grund.

$$E_{rot,2} = \frac{1}{2} * J_x * \omega_2^2$$

Rotationsenergie der drehenden Teile am Spill mit dem Trägheitsmoment J_x [kg*m²] beim Auftreffen des Ankers auf dem Grund.

$$\omega_2 = \frac{v_2}{r}$$

Winkelgeschwindigkeit zum Zeitpunkt des Auftreffens des Ankers auf dem Grund mit dem Radius r der Kettennuss bis zur Systemlinie der über sie laufenden Kette.

Nach Eichung der Größen für die Reibung und die Rotation anhand der Messwerte in der Grundphase kann die Energiebilanz kurz vor Auftreffen des Ankers auf dem Grund im ausgeschriebenen Zustand nach C_d aufgelöst werden, sodass sich ein für den jeweiligen Fall wirksamer C_d -Wert ermitteln lässt. Bei diesem Wert handelt es sich um den Mittelwert während des Fallvorgangs. Es ist nicht davon auszugehen, dass der Anker im Wasser in gleichmäßig aufgerichteter Position fällt. Vielmehr wird er – auch in Abhängigkeit von der Stellung der Flunken gegenüber dem Stiel und dem Einfluss der Ankerkette – eine strömungsbedingte Ablenkung erfahren und ggf. Pendelbewegungen ausführen, sodass es zu einer permanenten Änderung der projizierten Fläche kommt, welche senkrecht zur Strömungsrichtung den Wasserwiderstand aktiviert. Für eine exakte Bestimmung des C_d -Wertes mittels statistischer Auswertung wäre jeweils eine deutlich größere Anzahl von Wurfversuchen nötig gewesen, was allerdings zu einer stärkeren Betriebsbeeinträchtigung der freundlicherweise zur Verfügung gestellten Versuchsschiffe geführt hätte. Daher sind die ermittelten C_d -Werte als Näherungswert zu betrachten.












Mit dem Auftreffen des Ankers auf dem Grund beginnt die Grundphase. Hierbei wird der Anker deutlich schneller abgebremst als die auf die Kette wirkenden Bremskräfte (Reibung im Bereich der Ankeranlage sowie Wasserwiderstand auf die Kette), sodass die Kette weiter nachläuft. Gleichzeitig befindet sich der Anker an einem Fixpunkt am Grund, während das Schiff durch vorhandene Strömungen beeinflusst eine Bewegung gegenüber diesem Fixpunkt ausführt. Unmittelbar nach dem Auftreffen des Ankers ist diese Bewegung in den Messwerten noch unbedeutend; mit zunehmendem Abstand von diesem Fixpunkt und nachlassender Geschwindigkeit der Kette überlagert sich die aus der Schiffsbewegung resultierende Geschwindigkeit mit der Ablaufgeschwindigkeit der Kette, bei gleichzeitiger Zunahme der potenziellen Kettenenergie infolge Schrägstellung der Kette und damit verbundener größerer Kettenlänge zwischen Ankerklüse und Grund.

Ein Vergleich von Berechnung und Messung mit Eichung der Werte zu Rotation und Reibung konnte daher nur zum Zeitpunkt unmittelbar nach Auftreffen des Ankers auf dem Grund stattfinden, da hier der aus dem oben beschriebenen Effekt resultierende Fehler vernachlässigbar ist. Im weiteren Verlauf stellt sich dann eine zunehmende Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung ein (s. Bild 3 und Bild 4). Über die Energiebilanz unmittelbar nach Auftreffen des Ankers auf dem Grund

$$E_{kin,Kette,2} + E_{rot,2} + E_{pot,Kette,3} - E_{R,2} - \Delta E_{kin,Kette}$$
$$-E_{WW,Kette,3} = E_{kin,Kette,3} + E_{rot,3}$$

erfolgte die Eichung der Parameter für die Reibung ($E_{_{R,2}}$) und die Rotation ($E_{_{rot,2}}$ bzw. $E_{_{rot,3}}$); Index 2 bezeichnet hierbei den Zustand zum Ende der Wasserphase, Index 3 den sich in der Grundphase sich entwickelnden Zustand.

3.3.2 Ergebnisse *Results*

Der Mittelwert für C_d über alle Versuchsschiffe konnte zu 1,02 ermittelt werden, der mittlere Verhältniswert von Reibungskraft zu Ankermasse zu 4,10 N/kg. Aus den für die einzelnen Schiffe gemittelten Rotationsfaktoren R kann näherungsweise ein Zusammenhang in Abhängigkeit zur Ankermasse m_A erfolgen, wie aus Bild 5 ersichtlich.





Ebenfalls kann für die über dem Wasserspiegel vorhandene Fallhöhe h₁ näherungsweise eine Abhängigkeit von der Ankermasse festgestellt werden, s. Bild 6.



Bild 6: Fallhöhe h, über Wasser in Abhängigkeit zur Ankermasse m_A
Figure 6: Drop height h, above the water as a function of the anchor mass m_A

Sowohl die Trendgleichung zu R als auch die zu h₁ sind aufgrund der geringen Anzahl der Versuchsschiffe mit Unsicherheiten verbunden. Durch Versuche an verschiedenen weiteren Schiffen wäre es möglich, eine genauere Spezifizierung der beiden Trendlinien vorzunehmen, welche derzeit vereinfacht als lineare Gleichung angenommen wurden.

Die verallgemeinerte Gleichung zur Ermittlung der Ankergeschwindigkeit v₂ im Wasser lautet:

$$\begin{aligned} v_{2}(s_{2}) &= \left(\frac{0.5 * m_{A} * v_{1}^{2} + 0.5 * m_{K} * (h_{1} + s_{0}) * v_{1}^{2} + 0.5 * R * v_{1}^{2} - F_{R} * s_{2} + 0.873 * m_{A} * g * s_{2}}{0.5 * m_{A} + 0.5 * m_{K} * (s_{0} + h_{1} + s_{2}) + 0.5 * R} \right. \\ &+ \frac{m_{K} * g * (h_{1} * s_{2} + 0.5 * 0.873 * s_{2}^{2}) - 0.5 * A_{A} * \rho * C_{d} * \int v_{2}(s_{2})^{2} ds_{2}}{0.5 * m_{A} + 0.5 * m_{K} * (s_{0} + h_{1} + s_{2}) + 0.5 * R} \\ &- \frac{0.5 * \xi * C_{d} * \rho * 6.2 * d_{k}^{2} * \int \left(\left(1 + \eta + \left(\frac{s_{2}}{8 * d_{k}} - 2\right) * \eta^{2}\right) * v_{2}(s_{2})^{2} \right) * ds_{2}}{0.5 * m_{A} + 0.5 * m_{K} * (s_{0} + h_{1} + s_{2}) + 0.5 * R} \end{aligned} \right)^{0.5} \end{aligned}$$

mit:

- m_A : Masse des Ankers in [kg]
- m_{K} : Masse der Ankerkette in [kg/m]
- h_1 : Fallhöhe von Ankerklüse bis Wasseroberfläche
- *s*₀: Länge des sich zwischen Kettenkammer und Ankerklüse befindenden Kettenteils
- *S*₂: Falltiefe im Wasser in [m], s. Bild 2
- R: Faktor zur Beschreibung des Rotationsanteils: $R = \frac{J_x}{r^2}$
- F_{R} : Reibungskraft der Kette an den Umlenk- und Leitungsstellen in [N].
- $A_{\rm A}$: Projektionsfläche des Ankers senkrecht zur Fallrichtung in [m²]
- ρ : Wichte des Wassers in [kg/m³]
- C_d : Faktor des formabhängigen Strömungswiderstandes
- ξ : prozentualer Faktor zur Entwicklung des Wasserwiderstandes der Kette über die Länge h₂.
- d_k : Kettennenndurchmesser in [m]
- η : Abschattungsfaktor; bei den üblicherweise vorhandenen Kettenabmessungen: ≈ 0.5

In einem weiteren Schritt werden die aus den Versuchen abgeleiteten Werte und Trendlinien zum Strömungswiderstandwert C_{d} , der gemittelter Ansatz für

die Reibungskraft F_{R} , der nach Bild 5 ermittelter Rotationsfaktor R und die über dem Wasserspiegel ermittelte Fallhöhe h_1 (s. Bild 6) sowie die Projektionsfläche A_A des Ankers (s. Bild 7) approximativ zum Ansatz gebracht:

$$A_{A} = 0,0061 * m_{A}^{0.666}$$

$$F_{R} = 4,1 * m_{A}$$

$$R = 0,2642 * m_{A} + 686,61$$

$$h_{1} = 0,0013 * m_{A} + 0,427$$

Um die Zulässigkeit dieser Approximationen in ihren Auswirkungen auf die berechnete Ankergeschwindigkeit besser beurteilen zu können, blieb eine Approximation des Kettendurchmessers d_k und des Kettengewichtes m_k zunächst unberücksichtigt:

$$d_{K} = 0,9848 * m_{A}^{0.5027}$$
$$m_{K} = 0,0223 * m_{A} - 0,0869$$

Vorberechnungen haben gezeigt, dass die aus den verschiedenen Kettengütenklassen resultierenden Unterschiede im Kettengewicht für die weitere Geschwindigkeitsentwicklung von Bedeutung sind, und die Wahl des jeweiligen Gewichts einer Kette der hierzu ungünstigsten Güte K1 bei den Versuchsschiffen mit Güteklasse K2 oder K3 einen zu ungünstigen Geschwindigkeitsverlauf nimmt. Daher kamen bei der vergleichenden Berechnung noch die tatsächlich vorhandenen Daten der Ankerkette zum Ansatz.

Die somit teilweise approximierte bzw. auf die Variable m_A verallgemeinerte Gleichung lautet:

$$\begin{split} v_2(s_2) &= \left(\frac{0.5*m_A*v_1^2+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0)*v_1^2}{0.5*m_A+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0+s_2)+0.5*(0.2642*m_A+686.61)}\right.\\ &+ \frac{0.5*(0.2642*m_A+686.61)*v_1^2-4.1*m_A*s_2+0.873*m_A*g*s_2}{0.5*m_A+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0+s_2)+0.5*(0.2642*m_A+686.61)}\right.\\ &+ \frac{m_K*g*((0.0013*m_A+0.427)*s_2+0.5*0.873*s_2^2)}{0.5*m_A+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0+s_2)+0.5*(0.2642*m_A+686.61)}\\ &- \frac{0.5*0.0061*m_A^{0.666}*\rho*C_d*\int v_2(s_2)^2 ds_2}{0.5*m_A+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0+s_2)+0.5*(0.2642*m_A+686.61)}\\ &- \frac{0.5*\xi*C_d*\rho*6.2*d_k^2*\int \left(\left(1+\eta+\left(\frac{s_2}{8*d_k}-2\right)*\eta^2\right)*v_2(s_2)^2\right)*ds_2}{0.5*m_A+0.5*m_K*(0.0013*m_A+0.427+s_0+s_2)+0.5*(0.2642*m_A+686.61)}\right)\right)^{0.5} \end{split}$$

Die Nachrechnung der Ankerwurfversuche durch die approximierte Gleichung zeigte ebenfalls eine hohe Übereinstimmung mit den Messwerten. Für die praktische Anwendung allerdings ist Größe und Form der Gleichung nur bedingt geeignet, weshalb ein empirischer Ansatz entwickelt wurde. Dieser ist in seinem Anwendungsbereich auf Wassertiefen s₂ von 4,0 m bis 20,0 m sowie auf Anfangsgeschwindigkeiten beim Eindringen in das Wasser zwischen 0 m/s und 10 m/s begrenzt:

$$v_2(m_A, s_2, v_1) = \alpha * m_A^{\beta}$$



- Bild 7: Vertikale Projektionsfläche A_A eines Ankers (Typ Spek) in Abhängigkeit von m_A nach Auswertung von (Germanischer Lloyd, 2012; Vryhof anchors, 2005; Aeromarine Equipments Supply Pvt, 2009; Seacat – Schmeding International GmbH, 2011; Wortelboer, 2015)
- Figure 7: Vertical projection area A_A of an anchor (type: Spek) as a function of m_A according to an evaluation by (Germanischer Lloyd, 2012; Vryhof anchors, 2005; Aeromarine Equipments Supply Pvt, 2009; Seacat – Schmeding International GmbH, 2011; Wortelboer, 2015)

Die Werte α und β sind Polynomfunktionen dritten Grades, abhängig von der Anfangsgeschwindigkeit v₁ und der Falltiefe s.:

$$\alpha(s_2, v_1) =$$

$$a(s_2) * v_1^3 + b(s_2) * v_1^2 + c(s_2) * v_1 + d(s_2)$$

$$\beta(s_2, v_1) =$$

$$e(s_2) * v_1^3 + f(s_2) * v_1^2 + f(s_2) * v_1 + h(s_2)$$

Darin sind die Faktoren a, b, c, e, f, g sowie die Konstanten d und h ebenfalls Polynomfunktionen dritten Grades, welche nur noch von der betrachteten Falltiefe s_2 abhängig sind:

$$\begin{split} a(s_2) &= 1,1133 * 10^{-6} * s_2^3 - 4,8233 * 10^{-5} * s_2^2 \\ &+ 6,9840 * 10^{-4} * s_2 - 0,0037 \\ b(s_2) &= -2,1404 * 10^{-5} * s_2^3 + 9,7249 * 10^{-4} * s_2^2 \\ &- 1,4836 * 10^{-2} * s_2 + 0,0820 \\ c(s_2) &= -1,1535 * 10^{-5} * s_2^3 + 5,2009 * 10^{-4} * s_2^2 \\ &- 7,5549 * 10^{-3} * s_2 + 0,0378 \\ d(s_2) &= 7,2305 * 10^{-5} * s_2^3 - 2,8377 * 10^{-3} * s_2^2 \\ &+ 3,6045 * 10^{-2} * s_2 + 0,9767 \\ e(s_2) &= 5,5678 * 10^{-9} * s_2^3 - 4,8400 * 10^{-8} * s_2^2 \\ &- 5,4000 * 10^{-6} * s_2 + 0,0001 \\ f(s_2) &= -3,3074 * 10^{-7} * s_2^3 + 1,3282 * 10^{-5} * s_2^2 \\ &- 1,2290 * 10^{-4} * s_2 - 0,0006 \\ g(s_2) &= 4,8961 * 10^{-6} * s_2^3 - 2,1822 * 10^{-4} * s_2^2 \\ &+ 3,1601 * 10^{-3} * s_2 - 0,0153 \\ h(s_2) &= 6,7393 * 10^{-6} * s_2^3 - 3,8997 * 10^{-4} * s_2^2 \\ &+ 8,405 * 10^{-3} * s_2 + 0,1374 \end{split}$$



Bild 8: Funktion der α -Werte in Abhängigkeit von s₂ und v₁ Figure 8: α values as a function of s₂ and v₁



Bild 9: Funktion der β -Werte in Abhängigkeit von s₂ und v₁ Figure 9: β values as a function of s₂ and v₁

Entweder durch schrittweises Lösen dieser Gleichungen zur Ermittlung der Werte α und β oder deren Ablesen aus Bild 8 und Bild 9 ist es möglich, für den angegebenen Anwendungsbereich über

$$v_2(m_A, s_2, v_1) = \alpha * m_A^{\beta}$$

die Fallgeschwindigkeit eines Ankers im Wasser in Abhängigkeit von m_{a} zu ermitteln.

Die Nachrechnung der durchgeführten Ankerwurfversuche bestätigt die Gültigkeit der empirischen Gleichung. Gleichzeitig zeigt sich dabei auch der zu Beginn dieses Abschnittes angegebene Geltungsbereich, außerhalb dessen ein deutliches Abweichen der mit der empirischen Formel erzeugten Kurve von den Messwerten bzw. den bisherigen analytischen oder semi-analytischen Berechnungsergebnissen vorhanden ist.

Ein Vergleich von Messwerten, analytischer/semianalytischer Nachrechnung sowie empirischer Formel an exemplarisch ausgewählten Versuchen zeigen die Bilder 10 bis 13.



Bild 10: Vergleich Berechnung 4 (empirisch) zu Messung und analytischer/semi-analytischer Nachrechnung (Berechnung 1 bis 3) in Versuch Neuwerk 5

Figure 10: Comparison of calculation 4 (empirical) with the measurement and the analytical/semi-analytical recalculation (calculations 1 to 3) in the Neuwerk 5 test



Bild 11: Vergleich Berechnung 4 (empirisch) zu Messung und analytischer/semi-analytischer Nachrechnung (Berechnung 1 bis 3) in Versuch Mellum 4

Figure 11: Comparison of calculation 4 (empirical) with the measurement and the analytical/semi-analytical recalculation (calculations 1 to 3) in the Mellum 4 test



Bild 12: Vergleich Berechnung 4 (empirisch) zu Messung und analytischer/semi-analytischer Nachrechnung (Berechnung 1 bis 3) in Versuch Nordsee 5

Figure 12: Comparison of calculation 4 (empirical) with the measurement and the analytical/semi-analytical recalculation (calculations 1 to 3) in the North Sea 5 test



Bild 13: Vergleich Berechnung 4 (empirisch) zu Messung und analytischer/semi-analytischer Nachrechnung (Berechnung 1 bis 3) in Versuch Scharhörn 1

Figure 13: Comparison of calculation 4 (empirical) with the measurement and the analytical/semi-analytical recalculation (calculations 1 to 3) in the Scharhörn 1 test

Hinsichtlich der Wahl der Anfangsgeschwindigkeit v_1 bei Auftreffen des Ankers auf die Wasseroberfläche zeichnet die Auswertung der Messungen leider kein klares Bild. Das Auflösen der Energiebilanz für die Luftphase nach der Geschwindigkeit v_1 beim Erreichen der Wasseroberfläche ergibt:

$$v_1 = \sqrt{2 * \frac{m_A * g * h_1 + 0, 5 * m_K * g * h_1^2 - F_R * h_1}{m_K * (h_1 + s_0) + W * h_1 + m_A + R}}$$

mit:
$$W = A_A * \rho * C_d$$

Da die Ankerprojektionsfläche in vertikaler Richtung für den gewählten Spek-Anker in etwa der Funktion entspricht (s. Bild 7; aus der Vorgängerauflage zu Vryhof anchors, 2005) kann mit der Luftdichte $\rho \approx 1,204 \text{ kg/m}^3$ und dem ermittelten mittleren Strömungsbeiwert C_d = 1,02 der Faktor W in Abhängigkeit von m_A ausgedrückt werden:

$$W = 0,0061 * m_A^{0.666} * 1,204 * 1,02$$

= 7,491 * 10⁻³ * m_A^{0.666}

Da dieser Bestandteil in oben genannter Gleichung allerdings eine untergeordnete bzw. vernachlässigbare Größe darstellt, kommt – im Gegensatz zur zuvor untersuchten Situation im Wasser – der korrekten Wahl der Reibungskraft F_R und dem Rotationsfaktor R eine wesentlich größere Bedeutung zu. Beide sind in den Messungen allerdings noch mit Unsicherheiten verbunden, welche durch einen größeren Versuchsumfang zu verbessern wären. Dennoch konnte bei der Nachrechnung der durchgeführten Ankerwurfversuche auch hier eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten erzielt werden.

Eine Parameterstudie zeigte allerdings, dass die Auswirkungen der Wahl von v_1 auf die Ankergeschwindigkeit in einer betrachteten Wassertiefe von eher geringer Bedeutung sind. Für die Situation am NOK wird für den Bemessungsanker die Anfangsgeschwindigkeit v_1 zu 7,78 m/s abgeschätzt. Gemäß dem empirischen Ansatz ermittelt sich in der Tiefe von 12,5 m somit eine Ankergeschwindigkeit von 5,90 m/s. Allerdings deuten weitere Untersuchungen an, dass es durch die vereinfachte Ermittlung des Korrekturfaktors A zur Beschreibung des Integrals des Wasserwiderstandes auf den Anker in dem Tiefenbereich um 12,0 m bei größeren Ankern zu einer Unterschätzung der Ankergeschwindigkeit nach der empirischen Gleichung kommt.

Die von der Überdeckung und der Tunneldecke aufzunehmende Energie lässt sich zu

$$E = \frac{1}{2} * 6000 * 5,90^2 * 10^{-3} \approx 104 \, kJ$$

ermitteln.

4 Beanspruchung des Kreuzungsbauwerks Stresses acting on the crossing structure

4.1 Beschreibung des Eindringvorgangs und der Folgen Description of the entry process and its impacts

Das Eindringverhalten des Ankers in die Überschüttung geschieht zunächst über ein plastisches Verhalten des Bodenmaterials mit entsprechenden Umlagerungen der im betroffenen Bereich vorhandenen Materialpartikel. In dieser Phase wird ein Teil der Energie des Ankers in Reibungsenergie zwischen den Partikeln sowie kinetischer und teilweise potenzieller Energie der bewegten Partikel umgewandelt. Mit abnehmender Energie des Ankers und mit zunehmender Tiefe wachsendem Widerstand des Bodens wird – sofern eine ausreichende Überschüttungshöhe vorhanden ist – der Übergang vom plastischen zum elastischen Verhalten des Überschüttungsmaterials erreicht. Bedingt durch die soeben beschriebene Energieumwandlung wird in dieser plastischen Phase nur ein verhältnismäßig geringer Energieanteil an die Tunneldecke weitergeleitet. Je effektiver das vorhandene Material ein Eindringen zulässt, desto weniger Energie muss in der anschließenden elastischen Phase durch die Tunneldecke aufgenommen werden.

Die zu Beginn der elastischen Phase noch vorhandene Restenergie des Ankers wird über die elastische "Federwirkung" bzw. Kompression des Bodens aufgenommen bzw. der Anker über die Weglänge der Kompressi-

on abgebremst. Der hierbei in den Boden eingetragene Impuls läuft als sich in Abhängigkeit vom vorhandenen Überschüttungsmaterial ausbreitende Druckwelle nach unten und trifft dort auf die Tunneldecke. Durch diese wird die Welle transmittiert und an der Deckenunterseite reflektiert. Infolge der Reflexion entstehen Zugspannungen im Beton, welche bei Überschreitung der aufnehmbaren Zugspannungen zu Abplatzungen vorwiegend im Bereich der Betondeckung führen können; eine netzartig vorhandene untere Bewehrungslage kann hierbei als "Auffangnetz" für den oberhalb vorhandenen Beton dienen und daher die Abplatzungstiefe reduzieren, sofern die Bewehrung selbst nicht plastifiziert oder gar versagt. Dieses ist der Fall, wenn durch den Aufprall die Querkraft- oder Biegetragfähigkeit der Stahlbetondecke überschritten wird.

4.2 Numerische Erfassung des Eindringvorgangs *Numerical description of the entry process*

Besonders zur Beschreibung der plastischen Phase des Eindringvorgangs wird zur Modellierung des Bodens ein Materialmodell benötigt, welches ein realitätsnahes Fließverhalten aufzeigt und gleichzeitig die Energieumwandlung in dieser Phase ausreichend beschreibt. Aufgrund der hierbei zu erwartenden hohen Verzerrungsrate erfordert dies eine Vorgehensweise, welche gemäß Keuser et al. (2012) neben dem Kräftegleichgewicht auch die Energie- und die Massenerhaltung berücksichtigt. Mit den im Bereich des Bauingenieurwesens üblichen FEM-Programmen, die auf einem netzbasierten Elementschema mit fester Ankoppelung des Materials (Lagrange-Elemente) beruhen, sind diese Voraussetzungen nicht gegeben. Der Grund hierfür liegt in erster Linie in numerischen Instabilitäten bei großen Elementverzerrungen. Für eine Weiterführung der Berechnung müsste der Vorgang einer sogenannten Erosion stattfinden, der Löschung der betroffenen Elemente, was wiederum Auswirkung auf die Energie- und Massenbilanz hätte mit nicht akzeptablem Einfluss auf die Ergebnisgenauigkeit (Gebbeken und Linse, 2009).

Daher werden für die numerische Simulation solcher hochdynamischer Fälle sogenannte Hydrocodes verwendet, bei denen zusätzlich zum Kräftegleichgewicht herkömmlicher FEM-Programme auch die Gleichgewichtsbedingungen zur Massen- und Energieerhaltung aufgestellt werden. Die Modellierung des Überschüttungsmaterials kann geeigneterweise durch die SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics)-Methode erfolgen. Mit dieser Methode können große Verzerrungen bzw. Verformungen sowie entstehende Risse abgebildet werden. Im Gegensatz zu den FEM-Verfahren wird das Material nicht als Element abgebildet, sondern als massenbehaftete Partikel, welche sich im Laufe der Berechnung auch voneinander lösen können. Die Grundlage hierfür liegt in einer Wichtungsfunktion, die in Abhängigkeit vom Abstand der jeweiligen Partikel deren gegenseitige Beeinflussung bestimmt. Aufgrund der starken Nichtlinearitäten arbeiten die entsprechenden Programmsysteme mit einem expliziten Lösungsverfahren, welches eine Berechnung mit kleinen Zeitschritten erfordert. Damit das Lösungsverfahren stabil ablaufen kann, müssen diese kleiner als der sogenannte kritische Zeitschritt sein, welcher durch das CFL (Courant-Friedrich-Lewy)-Kriterium

$$\Delta t \le \frac{\Delta x}{u}$$

beschrieben wird; Δx steht hierbei für die kürzeste Elementlänge und u für die höchste Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der zu untersuchenden Materialien.

Da in der BAW für die Beschreibung von hochdynamischen Impakt-Vorgängen im wassergesättigten Boden sowie der anschließenden Interaktion zwischen Überschüttung und Tunneldecke mit dynamischen Verlauf keine entsprechende Software vorhanden ist, wurde das Institut für Mechanik und Statik, Lehrstuhl für Statik, Herr Prof. Dr.-Ing. habil. N. Gebbeken, der Universität der Bundeswehr in München beauftragt, entsprechende numerische Simulationen durchzuführen.

Im Vordergrund stand dabei eine schrittweise Optimierung der zu treffenden Maßnahmen am Straßentunnel Rendsburg, weshalb die Beauftragung iterativ in mehreren Schritten erfolgte, jeweils abhängig vom Ergebnis der zuvor erfolgten Untersuchungen. So ergab sich für den Auftraggeber in Zusammenarbeit mit den Bearbeitern des Lehrstuhls für Statik bei der Universität der Bundeswehr die Möglichkeit einer jeweils möglichst klaren Aufgabenstellung und entsprechender Kalkulation.

Im Zuge der Bearbeitung konnte aufgrund der Dringlichkeit der Angaben für die Ankersicherung über dem Straßentunnel Rendsburg für die vorhandenen Randbedingungen keine Validierung der Berechnungsergebnisse anhand von Modellversuchen stattfinden, sodass die in nachfolgenden Abschnitten für den Straßentunnel Rendsburg präsentierten Ergebnisse letztendlich noch rein theoretischer Natur sind.

4.3 Erkenntnisse aus den rechnerischen Untersuchungen *Insights derived from the computational studies*

Die Untersuchung des Zustandes nach dem geplanten Kanalausbau ergab, dass für die Bereiche der Blockfugen des Tunnelmittelstückes teilweise keine ausreichende Tragfähigkeit bei Ankerwurf vorhanden ist. Daraufhin wurden als Schutzschicht, respektive Verstärkungsmaßnahme über der Überschüttung, folgende Materialien mit der zugehörigen Plattendicke untersucht:

- Stahlblech 25 bzw. 35 mm
- Beton 20 bzw. 30 cm
- Faserbeton 15 bzw. 25 cm
- Ducon 8 bzw. 12 cm (hochfester Beton, feinmaschig bewehrt)

Zur Untersuchung der Schutzschichten wurden sowohl gerades als auch schräges Auftreffen des Ankers untersucht. Hierbei konnte für den Fall des schrägen Auftreffens nachgewiesen werden, dass alle Schutzmaßnahmen eine Verbesserung gegenüber dem für den geplanten Zustand ohne Schutzschicht berechneten Szenario des völligen Durchdringens der Überschüttung und Aufschlagen auf der Tunneldecke darstellen.

Bei geradem Auftreffen des Ankers zeigte sich, dass steife Schutzschichten sogar eine Erhöhung der Belastung auf der Tunneldecke bewirken, da infolge der steifen Überdeckung des Überschüttungsmaterials dieses fast nicht mehr die bisher durch Verformungsarbeit absorbierte Energie aufnimmt. Der auf der starren Schutzschicht auftreffende Stoß wird dabei mit nur geringer Dämpfung an das Überschüttungsmaterial und anschließend an die Tunneldecke weitergegeben. Dünnere Schutzschichten hingegen lassen eine Verformung zu, welche dann auch zu Verformungsarbeit im Sand mit entsprechender Energieabsorption führen. Aus diesem Grund eignen sich nur dünne Stahlplatten als Schutzschicht, allerdings mit einer Ausnutzung von 117 % in Bezug auf die Querkraftbemessung.

Daraus ergibt sich, dass ein optimaler Schutz nur bei Umsetzung der kinetischen Energie in Verformungsarbeit der Überdeckung während des Impakts erreicht werden kann. Es sind daher tendenziell weiche Schutzmaßnahmen zu wählen, welche durch Verformungsarbeit möglichst viel Energie absorbieren.

Da eine daraufhin gewählte Schutzschicht aus quaderförmigen Betonblocksteinen zunächst ein ungünstigeres Ergebnis erbrachte als die oben untersuchte Schutzschicht aus Stahlblech, gleichzeitig aber ein tendenziell vorteilhaftes Verhalten andeutete, wurde eine Schutzschicht aus unten angespitzten Blocksteinen (s. Bild 14) numerisch simuliert. Hierdurch wird bei einem Aufprall die Sandschicht nicht wie im Fall der quaderförmigen Betonblöcke fast ausschließlich vertikal belastet, sondern es wird eine seitliche Verdrängung, evtl. im Zusammenhang mit einem Grundbruch an der verbliebenen Grundfläche (10 cm x 10 cm) erzeugt. Den Fugenspalt zwischen den Blöcken legte man auf 50 mm fest.



Bild 14: Geometrie der "angespitzten" Betonblöcke aus (Gebbeken und Linse, 2014)
Figure 14: Geometry of the "pointed" concrete blocks from (Gebbeken and Linse, 2014)

Aufgrund der in den Sand einbindenden Pyramiden kam es zu Problemen bei der Modellierung des Sandes mit SPH-Partikeln, da im verwendeten Programmsystem derart komplexe Geometrieformen nicht modelliert werden konnten. Es musste daher eine Modellierung des Sandes mit Euler-Elementen erfolgen, deren grundsätzliche Tauglichkeit im vorliegenden Fall durch Vergleichsrechnungen (mit vereinfachter Geometrie) mit SPH-Partikeln weitgehend nachgewiesen werden konnte. Das Modell ist in Bild 15 dargestellt.

Im Gegensatz zu Lagrange-Elementen ist bei Euler-Elementen die Masse nicht an die Netzstruktur bzw. die Elemente gekoppelt, sondern kann durch das Netz hindurchströmen. Die aus der Fluiddynamik entstammenden FE-Methoden mit Euler-Elementen werden daher vor allem zur Abbildung von Strömungsvorgängen oder zur Berechnung der Ausbreitungen von Luftstoßwellen verwendet (Keuser et al., 2012).

Die Simulation ergab deutlich geringere vertikal auf die Tunneldecke einwirkende Druckspannungen, sodass sich nur noch geringe, in ihrem Ausmaß tolerierbare Überschreitungen der Tragfähigkeit ergaben.



Bild 15:Simulationsmodell zum Nachweis der angespitz-
ten Betonblöcke aus (Gebbeken und Linse, 2014)Figure 15:Simulation model for verifying the pointed con-
crete blocks from (Gebbeken and Linse, 2014)

Entsprechend der Bewertung in (Gebbeken und Linse, 2014) ist die Verwendung von angespitzten Betonblöcken sowohl aus Gesichtspunkten der Standsicherheit als auch der Dauerhaftigkeit geeignet, die Beanspruchung der Tunneldecke durch Ankerwurf so weit zu reduzieren, dass Schäden an der Decke sowie ein Versagen der Tunnelkonstruktion nicht zu erwarten wären.

5 Weiterer Ausblick Outlook

Während die projektbezogene Untersuchung zum Straßentunnel Rendsburg abgeschlossen ist, steht derzeit die Verallgemeinerung der Beanspruchung auf Kreuzungsbauwerke vornehmlich im Binnenbereich noch aus. Speziell sind dies folgende Bearbeitungsschritte:

- Verallgemeinerte numerische Simulationen mit Variation von Überschüttungsdicke, Bodenkennwerten und Auftreffgeschwindigkeit,
- Verifizierung bzw. Kalibrierung der Simulationen durch großmaßstäbliche Versuche,
- Auswertung der Versuche und Entwicklung des allgemeinen Berechnungsansatzes.

Ergänzungsbedarf in der bisherigen Bearbeitung wird in den Ankerwurfversuchen an nur vier Schiffen gesehen, welche letztendlich als Grundlage zur Herleitung der Gleichung für die Ankerfallgeschwindigkeit im Wasser dienten. Für eine repräsentative Auswahl ist die Anzahl der Schiffe zu gering, was jedoch den vorhandenen bzw. möglichen zeitlichen und finanziellen Ressourcen geschuldet war. Es wäre daher wünschenswert, bei Gelegenheit die Ankerwurfversuche entsprechend zu ergänzen zur Erzielung eines größeren Vertrauensniveaus.

In einem Folgevorhaben sollen die ausstehenden Punkte bearbeitet und das Gesamtvorhaben zum Abschluss gebracht werden.

6 Literatur References

Aeromarine Equipments Supply Pvt, Ltd (2009): http:// www.aeromarineindia.com/products/anchors_chains. htm, Mumbai, Indien.

American Bureau of Shipping (2013): Guidance Notes on: Accidental Load Analysis and Design for Offshore Structures, Eigenverlag, Houston.

Det Norske veritas (2010a): Recommended practice DNV-RP-C204: Design against accidental loads.

Det Norske veritas (2010b): Recommended practice DNV-RP-F107: Risk assessment of pipeline protection.

de Vries S. B. (1988): Ships and tunnels: Particular Loads. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 3, No. 4, pp. 369-373.

Eibl J.; Henseleit O.; Schlüter F.-H. (1988): Baudynamik. Betonkalender 1988, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Gebbeken N.; Linse T. (2009): Gutachten Nr. G 090601 "Ankerwurf im Nord-Ost-See-Kanal über dem Straßentunnel Rendsburg", Eigenverlag, Neubiberg.

Gebbeken N.; Linse T. (2014): Ergänzungsgutachten "Optimierung der Schutzüberdeckung aus Betonblocksteinen gegen Ankerwurf", Eigenverlag, Neubiberg.

Germanischer Lloyd (2012): Klassifikations- und Bauvorschriften des Germanischen Lloyd: I Schiffstechnik, 1 Seeschiffe, 2 Schiffskörper, Hamburg.

Keuser M.; Gebbeken N.; Linse T.; Wensauer R. (2012): Betonstrukturen unter Explosion und Impakt. Betonkalender 2012, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Rabe D. et al. (1989): Planung und Ausschreibung des Emstunnels bei Leer. Bauingenieur 64, Springer-Verlag.

Seacat – Schmeding International GmbH (2011): http://www.seacat-schmeding.com/en/anchors.html, Hamburg.

van Aanhold, J. E.; Hoiseth K.; Nauta P.; Raijmakers, T. M. J.; Vrouwenvelder, A. C. W. M. (1995): Literatuurstudie vallend anker op tunneldak. TNO-rapport 95-WEC-R0845, TNO Bouw, Delft.

Vrouwenfelder, T.; Krom, A.; Weerheim, J.; Hoeksma, J.; Høj, N. P.; Schepper, L. (2004): Identification and quantification of hazards, Durable and reliable tunnel structures DARTS R4.1.

Vryhof anchors (2005): Vryhof anchor manual, Krimpen ad Yssel, Niederlande, 2005.

Wens, F.; Meyvis, L.; van Eerdenbrugh, C.; de Saint Aubain, G.; Pauwels, W.; Elskens, F. (1992): Liefkenshoektunnel, Protection of the tunnel against damage caused by ship anchors by means of asphalt mattresses. 10th International Harbour Congress, Antwerpen.

Wortelboer (2015): http://www.wortelboer.nl/products/ ?c=12, Rotterdam, Niederland.

Zuverlässigkeitsanalysen für die morphodynamische Modellierung von Binnenwasserstraßen

Reliability Analysis for Morphodynamic Modelling of Inland Waterways

Dr.-Ing. Rebekka Kopmann, BAW Jan Riehme, Prof. Dr. Uwe Naumann, RWTH Aachen

Die Untersuchung der morphodynamischen Entwicklung von Binnenwasserstraßen zur Bewertung der Wirkungsweise flussbaulicher Maßnahmen erfolgt in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) oft durch die Verwendung von mehrdimensionalen numerischen morphodynamischen Modellen. Die Vielfalt und enorme Komplexität der morphodynamischen Phänomene (durch Rückkopplungsprozesse zwischen Strömung und sich umlagernder Sohle) und deren phänomenologische Beschreibung mittels semi-empirischer Gleichungen werfen insbesondere bei großen Untersuchungsgebieten sowie langen Untersuchungszeiträumen die Frage nach der Genauigkeit der numerischen Modellierung auf. Diese wird von verschiedenen Unsicherheiten bestimmt, von denen die Parameterunsicherheit, also z. B. die natürliche Variabilität der Korngrößenverteilung, einen großen und schlecht quantifizierbaren Beitrag leistet. Es ist daher sinnvoll, mit Hilfe von Zuverlässigkeitsanalysen die Größe der Parameterunsicherheiten abzuschätzen und ihre Wirkung auf die Modellergebnisse zu ermitteln.

In einem Forschungs- und Entwicklungs (FuE) -Projekt der BAW wurden in Zusammenarbeit mit Universitäten, Instituten und Ingenieurbüros verschiedene Zuverlässigkeitsmethoden getestet und auf Labormodelle und Flussmodelle angewendet. Zwei der Zuverlässigkeitsmethoden, die First-Order-Second-Moment-Methode (FOSM-Methode) und die Monte-Carlo-Methode (MC-Methode), werden hier vorgestellt. An einem Laborbeispiel mit Buhnen wird die FOSM-Methode mit der deutlich aufwändigeren MC-Methode verglichen. Die Übereinstimmung der beiden Methoden erwies sich als so gut, dass die Verwendung der zu FOSM etwa 250fach rechenintensiveren Monte-Carlo-Methode nicht gerechtfertigt scheint. An einem Flussmodell eines 10 km langen Rheinabschnittes wird die Verwendung einer Zuverlässigkeitsmethode generell vorgestellt und die Vorteile aus der Anwendung solch einer Methode herausgestellt. Ein Ergebnis sind Konfidenzintervalle der berechneten Sohlenhöhenänderungen mit deren Hilfe numerisch oder physikalisch unsichere Bereiche detektiert werden können. Bei Planungen auf Grundlage der Ergebnisse aus den morphodynamischen Modellierungen können nicht nur der wahrscheinlichste Wert, sondern auch die Variationsbreite infolge von Parameterunsicherheiten berücksichtigt werden. In den Bereichen sehr geringer Unsicherheiten, könnten beispielsweise die Sicherheitszuschläge der Freiborde verringert werden. Durch den Vergleich der Einflüsse der unterschiedlichen Parameter untereinander können die sensitivsten Parameter zeit- und ortsspezifisch bestimmt werden. Diese Informationen könnten genutzt werden, um gezielte Messungen in diesen Bereichen durchzuführen. Dies würde die Parameterunsicherheit reduzieren, was zu einer Verbesserung der Modellierungsgenauigkeit führt.

Der Einsatz der FOSM-Methode verspricht einen zusätzlichen praxisrelevanten Erkenntnisgewinn bei geringem Aufwand. Der standardisierte Einsatz von Zuverlässigkeitsmethoden vorrangig auf Basis der FOSM-Methode soll daher in der BAW in einem neuen Forschungsprojekt vorbereitet werden.

The analysis of morphodynamic river evolution is the basis for evaluation of river measures. In the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) more-dimensional numerical morphodynamic models are often used for this purpose. The diversity and enormous complexity of morphodynamic phenomena – due to exchange processes between flow and bottom – and their phenomena specific description with semiempirical equations bring a lot of uncertainty into the model. Especially for long-term and large scale models their reliability should be questioned. The reliability of a model is driven by different classes of uncertainties. The parameter uncertainty, which means the natural variability of data, delivers the main contribution. Reliability analyses are valuable estimating the amount of parameter uncertainty and calculating their effect to the model results.

In a BAW research project different reliability methods were investigated and applied on lab and river models in co-operation with universities, institutes and engineer's offices. Two of the reliability methods, the First Order Second Moment (FOSM) method and Monte Carlo (MC) method, are introduced here. At a lab experiment with groynes the FOSM method is compared to the clearly more costly MC method. The results of both methods turned out so similar that the use of MC method seems not justified, because it is 250-fold more computationally intensive compared to FOSM method.

The application of a reliability method is introduced in general by a river model of a 10-km-long Rhine stretch. The advantages from the use of such a method are highlighted. One result is the confidence intervals of the calculated bottom evolutions which help to detect numerical or physically uncertain areas. By planning on basis of the results from morphodynamic modelling not only the most likely value can be considered, but also the variation width as a result of parameter uncertainties. In the areas of low uncertainties, for example, the safety margin of the freeboards could be reduced. The most sensitive parameters can be determined by the comparison of the influence of the different parameters. This information could help determining places and times for additional measurements. This would reduce the parameter uncertainty and improve the model reliability.

The application of the FOSM method promises an additional increase of practical relevant expertise with low cost. Hence, the standardised application of reliability methods preferential on the basis of the FOSM method will be prepared in a new BAW research project.

1 Einleitung Introduction

Bei vielen durch die BAW durchgeführten Untersuchungen zur Wirkungsweise flussbaulicher Maßnahmen muss die morphodynamische Flussentwicklung einbezogen werden. Diese erfordert große Untersuchungsgebiete sowie lange Untersuchungszeiträume. Mehrdimensionale numerische morphodynamische Modelle haben inzwischen einen beachtlichen Entwicklungsstand erreicht und werden immer häufiger zur Lösung von instationären, großskaligen Problemen eingesetzt. Allerdings setzt eine erfolgreiche Anwendung dieser Verfahren ein grundlegendes Verständnis der physikalischen Phänomene sowie große Erfahrung in der numerischen Modellierung voraus. Dies ist bedingt durch die Vielfalt und enorme Komplexität der morphodynamischen Phänomene (insbesondere durch Rückkopplungsprozesse zwischen Strömung und sich umlagernder Sohle) und durch deren phänomenspezifische Beschreibung mittels semi-empirischer Gleichungen. Insbesondere bei großen Untersuchungsgebieten sowie langen Untersuchungszeiträumen stellt sich die Frage nach der Genauigkeit der numerischen Modellierung. Diese wird von den folgenden Faktoren bestimmt (vgl. z. B. Beck, 1987; Schmitt-Heiderich, 1995; BAW, 2002):

- Datenunsicherheit: Genauigkeit der Datenerhebung (Messverfahren, Umfang der Stichprobe)
- Parameterunsicherheit: Verteilung der Daten in der Natur (natürliche Variabilität der Daten, Zufälligkeit)
- Modellunsicherheit: Genauigkeit der Abbildung der Natur im Modell (Diskretisierung, Rechengenauigkeit, Modellstruktur, Parametrisierung bekannter Prozesse, Auswirkungen unbekannter Prozesse – Unsicherheit aus Mangel an Informationen über diese Prozesse, Annahmen)
- Strukturelle Unsicherheit: Kenntnis über die Bauwerke bzw. die abzubildende Struktur

Die Datenunsicherheiten, also die Genauigkeiten der Messverfahren und der Umfang der vorhandenen Messdaten sind oftmals (grob) bekannt. Die Genauigkeit von Fächerecholotpeilungen der Gewässersohle beispielsweise wird mit etwa +/-10 cm (BAW, 2008) angegeben. Wasserspiegelfixierungen können sogar mit einer besseren Genauigkeit durchgeführt werden. Problematisch sind morphologische Daten, wie z. B. die Kornzusammensetzung der Sohle, da der Stichprobenumfang für eine repräsentative Aussage bei weitem nicht ausreicht. Das liegt auch an der hohen natürlichen Variabilität der morphodynamischen Prozesse. Ihre messtechnische Erfassung ist sehr aufwändig und daher nur in Einzelfällen möglich. Die Parameterunsicherheit ist also meist nicht bekannt und wird zudem im numerischen Modell in aller Regel nicht berücksichtigt. Bild 1 veranschaulicht beispielhaft das Problem der Parameterunsicherheit für morphodynamische Modelle. Dargestellt sind gemessene Sieblinien an verschiedenen Positionen im Querschnitt in unterschiedlichen Querschnitten (Rh-km 734-760) und zu unterschiedlichen Zeitpunkten (2010-2012). Da die Messdichte oft so gering ist, dass sie für eine flächige Interpolation im Modellgebiet nicht ausreicht, wird die Anfangsverteilung der Kornverteilungen im Modellgebiet konstant angenommen und aus den vorhandenen Messungen gemittelt (siehe schwarze Linie in Bild 1). Die Abweichungen zu den einzelnen gemessenen Werten sind aber erheblich. Daher wird in einer Simulation, die auch als "Einschwemmen" bezeichnet wird, mit Hilfe des Modells eine flächige Anfangsverteilung der Sohlenzusammensetzung für die Austauschschicht und für die Unterschichten berechnet. Während die Kornzusammensetzung in der Austauschschicht sich schnell an die Strömungssituation anpasst, wird die Kornzusammensetzung in den Unterschichten nur sehr langsam verändert. Aus diesem Grund bleiben morphodynamische Modelle oft über den gesamten Simulationszeitraum geprägt durch die Anfangsbedingung. Zusätzlich gehört die Kornverteilung neben der Rauheit zu den sensitivsten Parametern. Diese Unsicherheit in den Eingangswerten hat einen erheblichen Einfluss auf das Modellierungsergebnis und darf nicht unberücksichtigt bleiben.

Mit Hilfe von Kalibrierung und Validierung kann für jede Untersuchung die integrale Modellunsicherheit abgeschätzt werden. Sofern die Modelle innerhalb ihrer Zulässigkeitsgrenzen angewendet werden, kann von einer ausreichenden Genauigkeit ausgegangen werden. Fehler in der Verwendung von Daten und im Modell selber können nicht ausgeschlossen, aber auch nur sehr schwer erkannt werden. Hier ist die Erfahrung des



Bild 1: Gemessene Sieblinien (Rh-km 734-760, 2010-2012) und angenommene Kornverteilung im numerischen Modell (graue Linie)

Figure 1: Measured grading curves (Rh-km 734-760, 2010-2012) and assumed grain distribution for numerical model (grey line)

Anwenders gefragt, der bei unplausiblen Werten eine Sensitivitätsuntersuchung oder Plausibilisierung der infrage kommenden Parameter vornehmen muss.

Strukturelle Unsicherheiten können einen erheblichen Einfluss haben, wenn beispielsweise Lage und Ausdehnung von Buhnen falsch angenommen werden. Mit entsprechenden Messungen können diese Einflüsse aber weitgehend reduziert werden.

Die Parameterunsicherheit verbleibt damit als größte und schwer bis gar nicht zu vermeidende Unsicherheit. Sie sollte mit Hilfe von Zuverlässigkeitsanalysen abgeschätzt und ihre Wirkung auf die Modellergebnisse ermittelt werden.

Im Rahmen des FuE Projektes der BAW "Untersuchung der Prognosefähigkeit von mehrdimensionalen Feststofftransportmodellen an spezifischen Fragestellungen aus dem Flussbau" wurden in Zusammenarbeit mit dem Institut Software and Tools for Computational Engineering (STCE) der RWTH Aachen, dem Fraunhofer Institut für Algorithmen und Wissenschaftliches Rechnen (SCAI), dem Lehrstuhl für Stochastische Simulation und Sicherheitsforschung für Hydrosysteme der Universität Stuttgart und dem Ingenieurbüro Merkel verschiedene Zuverlässigkeitsmethoden getestet: First-Order-Second-Moment (FOSM)-Methode, auf Konfidenzintervalle spezialisierte Monte-Carlo-CL (MC-CL)-Methode, Metamodellierung, Taylorreihenentwicklungen höherer Ordnung und Polynomiale Chaos Expansion. Der Fokus lag dabei auf FOSM- und Monte-Carlo-Methoden, die in Kapitel 2 dargestellt werden.

Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss von unsicheren Eingangsparametern auf das Ergebnis der numerischen Modellierung abzuschätzen. Es wurde also nur die Parameterunsicherheit untersucht und nicht die gesamte Modellierungsgenauigkeit. Die Zuverlässigkeitsmethoden wurden sowohl auf Labormodellen als auch auf Flussmodellen angewendet. Dabei wurden die Methoden verglichen und bezüglich ihres Anwendungsspektrums und ihrer Handhabbarkeit innerhalb einer Projektarbeit bewertet. Zwei Anwendungsbeispiele werden in Kapitel 3 vorgestellt und ihre Ergebnisse diskutiert.

2 Zuverlässigkeitsmethoden Reliability methods

2.1 General procedure

Um die Parameterunsicherheiten abzuschätzen, muss zunächst unabhängig von der Wahl der Zuverlässigkeitsmethode festgelegt werden, welche Eingangsparameter als unsicher angenommen werden. Diese müssen mit einer entsprechenden Wahrscheinlichkeitsverteilung belegt werden. Die einfachste Annahme ist eine Normalverteilung. Für die hier vorgestellte Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung ist dies auch eine Voraussetzung. Monte-Carlo-Methoden oder Metamodellierung können auch mit beliebigen Wahrscheinlichkeitsverteilungen angewendet werden. Dies ist vor allem für Parameter, die einen definierten Minimal- oder Maximalwert haben (z.B. Dicke der aktiven Schicht), sinnvoll. Um die Vergleichbarkeit zu der linearen Zuverlässigkeitsmethode zu behalten, wurden die meisten Untersuchungen trotzdem mit als normalverteilt angenommenen Parametern durchgeführt. Für die Beschreibung einer Normalverteilung reicht die Angabe des Mittelwertes p_i und der Standardabweichung \mathcal{O}_{vi} .

Mit Hilfe einer Zuverlässigkeitsmethode wird nun der Einfluss aus der Änderung der unsicheren Parameter auf das Ergebnis der numerischen Simulation berechnet. Das Ergebnis der Zuverlässigkeitsmethoden ist ein Konfidenzintervall oder für die Monte-Carlo-Methode und die Metamodellierung zusätzlich noch eine Wahrscheinlichkeitsverteilung der Ergebnisvariablen, also für morphodynamische Modelle in erster Linie die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der berechneten Sohlenlagen und Wasserständen.

2.2 First-Oder-Second-Moment-Methode First order second moment method

Die First-Order-Second-Moment (FOSM)-Methode gehört zu den Methoden erster Ordnung und ist für lineare bzw. schwach nichtlineare Probleme geeignet. Neben dem linearen Verhalten des Modells hinsichtlich der unsicheren Parameter ist die Annahme einer Normalverteilung für alle unsicheren Eingangsparameter und Ergebnisvariablen eine methodische Voraussetzung. Für eine Ergebnisvariable, hier als Beispiel die Wassertiefe $H_k = H(x_k, p_i)$, die von N verschiedenen unsicheren Eingangsparametern p_i und der räumlichen Lage x_k abhängt, wird eine Taylorreihenentwicklung von H_k bezüglich p_i bis zur ersten Ordnung durchgeführt (siehe auch Villaret et al, 2015). Mit FOSM kann die Varianz für die Wassertiefe am Knoten k bezüglich aller unsicheren Eingangsparameter abgeschätzt werden

$$Var(H_k) \simeq \frac{\partial H_k^T}{\partial p_i} \cdot Cov(p_i) \cdot \frac{\partial H_k}{\partial p_i}$$
(1)

wobei $\partial H_k/\partial p_i$ der Vektor der partiellen Ableitungen der Wassertiefe H_k bezüglich aller Parameter p_i ist. Dieser Vektor wird auch als Sensitivitäten oder Gradient bezeichnet. Die Kovarianzmatrix $Cov(p_i)$ zwischen allen unsicheren Parametern muss aus Messungen oder Literaturwerten abgeschätzt werden. Kann angenommen werden, dass die Parameter p_i untereinander nicht korreliert sind, vereinfacht sich die Berechnung der Varianz zu einer Summe über das quadrierte Produkt aus Sensitivitäten und Standardabweichung σ_{pi} der einzelnen Parameter p_i :

$$Var(H_k) \simeq \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial H_k}{\partial p_i} \cdot \sigma_{pi} \right)^2$$
⁽²⁾

Die Standardabweichung $\sigma(H_k)$ ergibt sich aus der Wurzel der Varianz der Ergebnisvariablen.

$$\sigma(H_k) \simeq \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial H_k}{\partial p_i} \cdot \sigma_{p_i}\right)^2}$$
(3)

Unter Annahme der Normalverteilung für unsichere Eingangsparameter können die Konfidenzintervalle, auch als Vertrauensbereiche bezeichnet, für die Ergebnisvariablen abgeleitet werden. Ein großes Konfidenzintervall bedeutet dabei eine stärkere Streuung der Ergebniswerte und zeigt damit eine größere Modellunsicherheit an. Das 68 % Konfidenzintervall entspricht dem Wert der Ergebnisvariablen H_k plus/minus der einfachen Standardabweichung $\sigma(H_k)$ der Ergebnisvariablen H_k . Das technisch relevante 95% Konfidenzintervall ergibt sich aus dem Mittelwert plus/minus der zweifachen Standardabweichung.

Mit Hilfe eines quadratischen Schätzers für Nichtlinearitäten aus der Second-Order-Reliability-Methode (SORM) kann der Grad der Nichtlinearität des Modells abgeschätzt werden (Nikitina et al., 2008).

$$\delta(H_k) \simeq \frac{1}{2} \max_k \left(\left| \frac{\partial^2 H_k}{\partial^2 p_i} \right| \cdot \sigma_{p_i}^2 \right) \ll \sigma(H_k)$$
⁽⁴⁾

Der quadratische Schätzer sollte sehr viel kleiner als die Standardabweichung sein. Ist dies nicht der Fall, sollten Methoden erster Ordnung nicht zur Anwendung kommen.

Die benötigten Sensitivitäten können zum einen mit Hilfe der Finiten Differenzen ermittelt werden – diese Methode wird auch Scatter Analyse oder Numerische Differentiation (ND) genannt – oder mit Hilfe von Algorithmischer Differentiation (AD). Letztere hat den Vorteil, dass die Sensitivitäten exakt ermittelt werden und nur ein einziger Simulationslauf pro unsicheren Parameter benötigt wird.

2.2.1 Ableitungen mittels Numerischer Differentiation Derivatives by numerical differentiation

Bei der Scatter-Analyse oder numerischen Differentiation wird die Ableitung der Ergebnisvariable bezüglich eines unsicheren Parameters numerisch mit Hilfe eines finiten Differenzenquotienten ermittelt. Es können Vorwärtsdifferenzen, Rückwärtsdifferenzen oder zentrale Differenzen verwendet werden.

Bei Vorwärts- oder Rückwärtsdifferenzen werden N+1 Simulationen für die N unsicheren Parameter p_i benötigt, bei denen jeweils die Differenz zwischen einem gestörten Funktionswert $H(x_k, p_i + h)$ und dem eigentlichen Funktionswert $H(x_k, p_i)$ durch die Störung hgeteilt wird. Für lineare oder nur schwach nicht-lineare Modelle kann als Störung die Standardabweichung σ_{pi} des Parameters p_i benutzt werden:

$$\frac{\partial H_k}{\partial p_i} = \frac{H(x_k, p_i \pm \sigma_{pi}) - H(x_k, p_i)}{\sigma_{pi}}$$
(5)

Zentrale Differenzen bieten eine höhere Genauigkeit, benötigen aber die doppelte Anzahl Simulationsläufe:

$$\frac{\partial H_k}{\partial p_i} = \frac{H(x_k, p_i + \sigma_{p_i}) - H(x_k, p_i - \sigma_{p_i})}{2\sigma_{p_i}} \tag{6}$$

Bei Numerischer Differentiation muss die Störung h so gewählt werden, dass zum einen die Sekante durch $H(x_k, p_i + h)$ und $H(x_k, p_i)$ möglichst parallel zur Tangente an $H(x_k, p_i + h)$ im Punkt x_k, p_i verläuft, und zum anderen die Auslöschung bei der Berechnung des Differenzenquotienten in floating-point-Arithmetik nicht zu groß wird. Für lineare Modelle kann die Störung so groß gewählt werden, dass Rundungsfehler eliminiert werden. Ist das Verhalten des Modells bezüglich der unsicheren Parameter nicht linear, wird durch die Verwendung der Standardabweichung σ_i als Störung des Wertes p_i in Gleichung (5) und (6) die Ableitung der Funktion $H_k = H(x_k, p_i)$ nicht mehr genau genug approximiert, wenn die Standardabweichung groß ist. In diesem Fall muss eine problemabhängige Störung verwendet werden.

Die Berechnung der Standardabweichung für die Ergebnisvariablen (Wasserstand, Sohlenhöhenänderung, Geschwindigkeiten) und der Konfidenzintervalle erfolgen dann entsprechend der oben aufgeführten Formeln.

2.2.2 Ableitungen mittels Algorithmischer Differentiation Derivatives by algorithmic differentiation

Algorithmische Differentiation (AD) ist eine Methode, um Ableitungen von Ergebnisvariablen numerischer Simulationsprogramme mit Maschinengenauigkeit zu berechnen. Oft sind nur wenige Anpassungen im originalen Programmcode notwendig, um ein differenziertes Modell zu erhalten.

AD beruht auf folgendem Prinzip: Das zu differenzierende Programm wird als Sequenz einzelner elementarer Operationen (+, -, *, /, exp, sin, ...) betrachtet, für die die Ableitungsregeln bekannt sind. Durch die Kettenregel der Differentiation werden die Ableitungen der einzelnen Operationen verknüpft.

Für die Differentiation erster Ordnung werden zwei grundsätzliche Modi unterschieden: das tangentenlineare Modell (TLM), auch Vorwärtsmodus genannt, und das adjungierte Modell bzw. der Rückwärtsmodus. Ableitungen höherer Ordnung können durch Kombination beider Modi berechnet werden.

Beim TLM wird bei der Auswertung jeder elementaren Operation gleichzeitig die Ableitung der Operation berechnet. Ein TLM ist immer dann sinnvoll, wenn der Einfluss von wenigen Parametern auf viele Ergebnisvariablen (z. B. die Sohlenhöhenänderung an jedem Gitterknoten) berechnet werden soll. Dies ist der Fall bei der beschriebenen Zuverlässigkeitsmethode FOSM. Wird der Einfluss eines einzelnen unsicheren Parameters gesucht, so ist eine Auswertung des TLM der Simulation ausreichend. Soll der Einfluss von N > 1 Parametern auf die Ausgabe bestimmt werden, ist eine N-fache Auswertung des TLM notwendig.

Die Anzahl der Gitterknoten liegt in der Praxis eher im Bereich von 100.000 und mehr. Solange die betrachteten unsicheren Parameter nicht so variabel sind, dass sie pro Knoten gewählt werden müssen, liegt die Anzahl der Ergebnisvariablen mehrere Größenordnungen über der Anzahl der unsicheren Parameter.

Ein adjungiertes Modell besteht aus zwei Teilen: Im Vorwärtslauf wird die ursprüngliche Simulation ausgeführt. Dabei werden alle Daten gespeichert, die für den anschließenden Rückwärtslauf der Simulation (das Durchlaufen der Sequenz elementarer Operationen in umgekehrter Reichenfolge) notwendig sind. Bei dieser Umkehrung der Simulation werden Ableitungen (Adjungierte) vom Resultat der einzelnen elementaren Operationen zu ihren Argumenten propagiert. Damit kann der komplette Gradient einer skalaren Ergebnisvariablen mit nur einer Auswertung eines adjungierten Modells berechnet werden (vgl. mit den N+1 bzw. 2N+1 Auswertungen bei numerischer Differentiation). Adjungierte Modelle kommen somit zur Anwendung, wenn der Einfluss von vielen Parametern auf wenige Zielgrößen gefragt ist. Dies ist der Fall bei Optimierungsaufgaben, wie beispielsweise der automatischen Modellkalibrierung: Als Optimierungsgröße wird hier z. B. die Norm der Abweichungen zwischen Messung und Rechnung verwendet.

Weitere Details zur Algorithmischen Differentiation finden sich bei Griewank und Walther (2008) und Naumann (2012).

Für Telemac wurde mit dem AD-enabled NAG Fortran Compiler (Naumann, Riehme, 2005; Naumann, NAG, 2015) eine algorithmisch differenzierte Version erstellt (Riehme, Naumann, 2015). Der AD-enabled NAG Fortran Compiler ist eine Erweiterung des kommerziellen Fortran Compilers der Numerical Algorithm Group Ltd.,Oxford, UK, die am Institut Software and Tools for Computational Engineering (STCE) der RWTH Aachen entwickelt wurde. Mit seiner Hilfe können sehr einfach differenzierte Modelle großer Fortran – Programmpakete mit nur wenigen Änderungen direkt aus dem ursprünglichen Quellcode erzeugt werden.

Die Ableitungen der elementaren Funktionen im Programmcode und ihre Verknüpfung durch die Kettenregel kann natürlich auch per Hand durchgeführt werden. Allerdings muss der differenzierte Code für jede neue Programmversion manuell nachgeführt werden. Das bedeutet einen erheblichen Aufwand, der oft nicht betrieben werden kann. Die Verwendung eines AD-Werkzeuges kann diesen Aufwand deutlich reduzieren, im Idealfall beschränkt sich dieser einfach auf die erneute Anwendung des AD-Werkzeuges auf die neue Version des Quelltextes.

2.3 Monte-Carlo-Methode Monte Carlo Method

Bei einer Monte-Carlo-Simulation werden eine Anzahl M Zufallswerte \tilde{p}_j für die unsicheren Eingangsparameter p_i generiert, sodass ihre Wahrscheinlichkeitsverteilung ausreichend genau abgebildet werden kann. Mit diesen Werten müssen dann M Simulationen $H(x_k, \tilde{p}_j)$ durchgeführt werden. Die Ergebnisse werden anschließend statistisch ausgewertet, sodass Wahrscheinlichkeitsverteilungen, Mittelwerte, Varianzen und Konfidenzintervalle der Ergebnisvariablen, wie z. B. der Sohlenhöhenänderung, abgeleitet werden können. Wird dabei M zu klein gewählt, so sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung nicht repräsentativ.

Die Varianz der Wassertiefe, abhängig von p_i unsicheren Eingangsparametern, wird folgendermaßen berechnet:

$$Var(H_k) \simeq \frac{1}{M-1} \sum_{j=1}^{M} (H_k(x_k, \tilde{p}_j) - H(x_k, p_i))^2$$
 (7)

Mit dieser Vorgehensweise gibt es keine Beschränkung bezüglich der Linearität des Systems, der Unabhängigkeit zwischen den Eingangsparametern oder der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Eingangsparameter. Der große Nachteil liegt in der Anzahl der notwendigen Simulationen, um die stochastische Natur des Verfahrens einzuschränken: Die Anzahl N der verwendeten

igkeit, die mit der Methode erreicht werden kann. Die daraus resultierende Simulationszeit für die in der BAW in Projekten verwendeten Flussmodelle ist in der Regel viel zu groß, als dass eine klassische Monte-Carlo-Methode zur Anwendung kommen könnte.

Zufallswerte \tilde{p}_i bzw. Simulationen bestimmt die Genau-

In Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer Institut SCAI wurde daher eine auf die Berechnung der Konfidenzintervalle spezialisierte Monte-Carlo-Methode (MC-CL) auf die Projekttauglichkeit untersucht (Nikitina, Clees, 2009a; 2009b). Es existieren weitere Techniken, um die Anzahl der Simulationsläufe unter Beibehaltung der Genauigkeit zu reduzieren, z. B. Latin Hypercube Sampling (Stein, 1987).

Für stark nichtlineares Modellverhalten schlägt das Fraunhofer Institut SCAI eine mittels einer speziellen, durch Metamodellierung mit Radialen Basisfunktionen (RBF) beschleunigten Monte-Carlo-basierten Zuverlässigkeitsmethode zur Berechnung der Konfidenzschranken (MC-CL) vor (Nikitina et al 2010). Diese Methode erlaubt es, das Konfidenzintervall direkt und unabhängig von der Standardabweichung zu berechnen. Nur für den Fall, dass die Ergebniswerte auch wieder normalverteilt sind, was bei linearen Funktionen der Fall ist, stehen die Standardabweichung und das Konfidenzintervall in Beziehung zueinander. Für stark nichtlineare Funktionen sind Standardabweichung und Konfidenzintervall nicht mehr äquivalent, nicht proportional und stehen nicht einmal funktionell miteinander in Beziehung. Mit Hilfe der MC-CL-Methode können die Konfidenzschranken approximativ bestimmt werden. Dafür wird die kumulative Verteilungsfunktion durch eine empirische kumulative Verteilungsfunktion ersetzt. Aus der empirischen Verteilungsfunktion können dann die Konfidenzschranken direkt abgelesen werden.

Die empirische Verteilungsfunktion nähert sich mit steigender Anzahl an Simulationen, also für steigend viel Datenmaterial zur statistischen Auswertung an die kumulative Verteilungsfunktion an. Die inverse Funktion der Verteilungsfunktion ergibt die entsprechenden (approximativen) Konfidenzintervalle. Wichtig ist dabei, dass die Werte der unsicheren Parameter zwar zufällig, aber sinnvoll verteilt sind, damit auch mit geringeren Anzahlen an Simulationen trotzdem statistische Aussagen getroffen werden können. Die Werte für die unsicheren Parameter werden mit einem eigenen Programm (Design of Experiment: DoE) generiert. Dabei muss eine andere Konfiguration gewählt werden, wenn die MC-CL-Untersuchung zusätzlich durch Metamodellierung auf Basis von radialen Basisfunktionen unterstützt werden soll. Anhand einer kleinen Anzahl (etwa 50 bis 100 Simulationen) wird ein Metamodell angelernt, mit dem anschließend eine große Anzahl (1.000 bis 10.000) von Auswertungen durchführt werden. Mit Hilfe der Metamodellierung können neben den Intervallschranken auch die resultierenden (approximierten) Verteilungsfunktionen ermittelt werden.

3 Anwendung der Zuverlässigkeitsanalyse auf hydro- und morphodynamische Modelle Application of reliability analysis to hydro- and morpohdynamic models

Exemplarisch werden Zuverlässigkeitsanalysen für zwei Anwendungen gezeigt. An einem Laborbeispiel mit Buhnen wird die lineare FOSM-Methode mit der deutlich aufwändigeren MC-Methode verglichen. An einem Flussmodell eines 10 km langen Rheinabschnittes wird die Verwendung einer Zuverlässigkeitsmethode vorgestellt und die Vorteile aus der Anwendung solch einer Methode herausgestellt. Beide Modelle wurden mit dem Programmsystem Telemac (www.opentelemac.org) simuliert.

3.1 Zuverlässigkeitsanalyse eines Labormodells Reliability analysis of a laboratory model

Für den Vergleich der beiden Zuverlässigkeitsmethoden FOSM und Monte-Carlo wurde ein BAW-Labormodell mit Buhnen ausgewählt. Dieses Modell bildet schematisiert einen Elbeabschnitt bei Schönberg als Halbmodell (mit halbiertem Querschnitt) mit einer moderaten Krümmung, acht Buhnen und fester Sohle in einem Maßstab von 1: 30 ab (Hentschel, Anlauf, 2001). Das Buhnenmodell ist gut 40 m lang und knapp 7 m breit und weist zwei Rauheitszonen auf. Der Flussschlauch und die Böschung zwischen Buhnenfeld und Vorland wurden im Labormodell mit Kies modelliert, Buhnen, Buhnenfelder und Vorland mit glattem Beton (siehe Bild 2).



Bild 2:Buhnenmodell mit zwei Rauheitszonen
(äquivalente Sandrauheit blau: 3 mm, rot: 2 mm)Figure 2:Groyne model with two roughness zones (equivalent sand roughness blue: 3 mm, red: 2 mm)

Mit dem Programm Telemac2D wurden die Wasserspiegel und Geschwindigkeiten für eine künstliche Hochwasserwelle von 3 h im Labormaßstab simuliert (Bild 3 oben). Es wurde der Einfluss der Rauheitsbeiwerte in den beiden Zonen auf die Wasserspiegellagen und die Geschwindigkeiten analysiert. Ausgehend von den kalibrierten Rauheitswerten als Mittelwerte und mit Standardabweichungen von 10% der Mittelwerte wurde eine Normalverteilung für die beiden Parameter angenommen (Bild 3 unten).

Der Vergleich der beiden Methoden wird in Bild 4 mit den berechneten Standardabweichungen der skalaren Geschwindigkeiten zu zwei Zeitpunkten mit umströmten Buhnen (im ansteigenden Ast der Welle nach 0,75 h und am Ende des Simulationszeitraumes nach 3 h) und bei maximalem Durchfluss nach 1,5 h mit überströmten Buhnen dargestellt.

Beide Methoden zeigen nahezu identische Ergebnisse mit maximalen Abweichungen kleiner 6·10⁻⁵ m/s. Die schlechtesten Übereinstimmungen treten zu den Zeitpunkten auf, bei denen der Wasserspiegel etwa auf Buhnenkopfhöhe ist. Durch das Trockenfallen und Wiederbenetzen der Knoten ist dieser Zeitpunkt numerisch labil. Insgesamt ist die Übereinstimmung der beiden Methoden aber so gut, dass es die Verwendung der zu FOSM etwa 250-fach rechenintensiveren MC-Methode nicht rechtfertigt.



- Bild 3: Künstliche Ganglinie des Zuflusses (oben) und Wahrscheinlichkeitsdichte der beiden Rauheitsparameter (unten)
- Figure 3: Artificial hydrograph of inflow (top) and probability density function of the two roughness parameters (bottom)

3.2 Zuverlässigkeitsanalyse eines morphodynamischen Rheinmodells Reliability analysis of a morphodynamic Rhine model

Als Anwendungsbeispiel wurde die 10 km lange Rheinstrecke zwischen Düsseldorf und Neuss ausgewählt. Dabei konnte auf ein kalibriertes morphodynamisches Modell zurückgegriffen werden (Backhaus et al., 2014). Bild 5 zeigt die Modellausdehnung (Rh-km 739–749)



Figure 4: Calculated standard deviation of the scalar velocities with FOSM and MC for non-submerged groynes after 0,75 h (top), for submerged groynes after 1,5 h (middle) and at final state after 3 h (bottom)

und die beiden starken Krümmungen, die das Projektgebiet dominieren.

Für die morphodynamische Modellierung einer künstlichen Hochwasserwelle von 25 Tagen (siehe Bild 6) wurde eine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt (Mai, 2015). Für die Simulationen wurden wie in Bild 7 dargestellt fünf verschiedene Rauheitszonen gewählt, die mit äquivalenten Sandrauheiten belegt wurden: Flussschlauch 0,1 m, Buhnen 0,3 m, Vorland 0,5 m, Wald 0,8 m



Bild 5:Projektgebiet Rhein-km 739 – 749 (Quelle der
DTK: DLZ für Geoinformation und Geodäsie)Figure 5:Project area Rhine-km 739 – 749 (Source of the
map: DLZ für Geoinformation und Geodäsie)

und bebaute Gebiete 1,0 m. Das Sohlenmaterial wurde mit zehn verschiedenen Kornklassen abgebildet. Die mittleren Korngrößen der jeweiligen Klassen und ihre Anfangsverteilung können Tabelle 1 entnommen werden. Die angenommenen Werte für die Rauheitszonen und Korngrößen wurden vorab durch Kalibrierung und Validierung ermittelt (Backhaus et al., 2014). Um den Einfluss der natürlichen Variabilität auf das Simulationsergebnis abschätzen zu können, wurden die fünf Rauheitskoeffizienten und zehn Korngrößen als normalverteilt angenommen. Als Mittelwert dienten die kalibrierten Werte, wobei die Standardabweichung einheitlich mit 10 % des Mittelwertes angenommen wurde (Bild 8).



Bild 6: Künstliche Hochwasserwelle Figure 6: Artificial flood hydrograph



Bild 7:RauheitszonenFigure 7:Roughness zones



Figure 8: Probability density function of the roughness parameters (top) and grain diameter classes (bottom)

Kornklasse	Korngröße [mm]	Volumenanteil [%]		
1	0,38	6,41		
2	0,75	8,99		
3	1,5	5,42		
4	3	6,12		
5	6	11,04		
6	12	17,12		
7	23,75	21,74		
8	38,25	12,09		
9	50,5	6,64		
10	59,5	4,43		

Tabelle 1:Mittlere Korngrößen und Anfangsverteilung der
zehn KornklassenTable 1:Mean grain diameter and initial distribution of

the ten grain classes

Bild 9 präsentiert das typische Ergebnis einer morphodynamischen Simulation. Die dargestellten Sohlenhöhenänderungen wurden mit den kalibrierten Werten für die 15 unsicheren Parameter berechnet. Als Folge der Hochwasserwelle kommt es hauptsächlich zu Anlandungen, vor allem im Nachlauf der beiden starken Krümmungen. Mit Hilfe der Zuverlässigkeitsanalyse wurden weitere Ergebnisse, wie z. B. die Konfidenzintervalle, für die Sohlenhöhenänderungen (Bild 10) generiert. Mit Hilfe der Konfidenzintervalle können nun Bereiche identifiziert werden, die mit einer höheren bzw. kleineren Sensitivität auf Änderungen der Eingangsparameter reagieren. Die größten Konfidenzintervalle liegen im Bereich der Furt zwischen den beiden Krümmungen und an den steilen rechten Ufern in der Stadtstrecke von Düsseldorf. Die exakte Lage der Furt ist stark abhängig von der Strömungssituation, was zu einem physikalisch bedingten großen Konfidenzintervall führt. An den steilen Ufern haben Umlagerungen im Querschnitt einen großen Einfluss auf die Sohlenhöhenänderungen. Zusätzlich verläuft dort die Wasser-Land-Grenze, die an steilen Gradienten oft zu numerischen Schwierigkeiten führt. In diesem Fall ist der Grund für die großen Konfidenzintervalle physikalisch und numerisch bedingt.

Das Konfidenzintervall in Bild 10 berücksichtigt die Einflüsse aller 15 unsicheren Parameter. Die Beiträge der einzelnen Parameter variieren hierbei örtlich und zeitlich. Von Interesse ist weiterhin, welche Parameter einen besonders großen Einfluss haben und welche mit dem Abfluss oder anderen Größen korrelieren. Bild 11 zeigt den zeitlichen Verlauf der Beiträge der fünf Rauheitsparameter zu der Standardabweichung der berechneten Sohlenhöhenänderungen über die Zeit. Die durchgezogenen Linien bezeichnen dabei die über die gesamte Fahrrinne gemittelten Werte und die gestri-



 Bild 9: Berechnete Sohlenhöhenänderungen infolge einer künstlichen Hochwasserwelle von 25 Tagen in einer 10 km langen Rheinstrecke bei Düsseldorf
 Figure 9: Calculated bed evolution due to an artificial flood event of 25 days of a 10 km long Rhine stretch near Düsseldorf



Bild 10: Konfidenzintervall (95 %) der berechneten Sohlenhöhenänderungen infolge von 15 unsicheren Eingangsparametern in einer 10 km langen Rheinstrecke bei Düsseldorf

Figure 10: Confidence interval of the simulated bed evolutions in respect to 15 uncertain input parameter of a 10 km long Rhine stretch near Düsseldorf



Bild 11: Beitrag der fünf Rauheitsparameter zu der Standardabweichung der berechneten Sohlenhöhenänderungen über die Zeit (durchgezogene Linie: gemittelt über die Fahrrinne, gestrichelte Linie: gemittelt Rh-km 744,95–745,05)

Figure 11: Contribution of the five roughness coefficients to the standard deviation of the simulated bed evolutions during time (solid line: averaged over ship channel, dashed line: averaged over Rh-km 744.95–745.05)



chelten Linien die über einen 100 m langen Fahrrinnenbereich bei Rh-km 745 gemittelten Werte.

Erwartungsgemäß hat der Rauheitsparameter im Flussschlauch den größten Einfluss. Dieser steigt bis zum Erreichen des höchsten Abflusses an und ist im ansteigenden Ast klar korreliert mit dem Abfluss. Nach einem leichten Rückgang stagniert der Wert. Die Rauheitsparameter für Buhnen, Vorland, Wald und bebaute Gebiete werden erwartungsgemäß erst nach der Überflutung des Vorlandes relevant. Die Rauheitsparameter für Wald und Buhnen haben den geringsten Anteil, was an den kleinen zugehörigen Flächen liegt (siehe Bild 6). Für den Bereich Rh-km 745 ist der Einfluss dieser beiden Rauheitszonen zu vernachlässigen, da das Gebiet etwa 5 km unterstrom des Waldgebietes liegt und nur einseitig Buhnen aufweist. Der glattere Verlauf für die gemittelten Werte über die Fahrrinne erklärt sich durch die größere Anzahl an Werten, die in die Mittelung eingehen.

Der zeitliche Verlauf der Beiträge von ausgewählten Korngrößen zu der Standardabweichung der berechneten Sohlenhöhenänderungen über die Zeit ist in Bild 12 dargestellt. Die durchgezogenen Linien bezeichnen dabei die über die gesamte Fahrrinne gemittelten Werte und die gestrichelten Linien die über einen 100 m langen Fahrrinnenbereich bei Rh-km 745 gemittelten Werte.

Dargestellt sind die drei Korngrößen mit dem größten Einfluss und die Korngröße mit dem geringsten Einfluss. Die Korngröße der Klasse 6 entspricht etwa der mittleren Korngröße des Sedimentgemisches von 10 mm und hat den zweitgrößten Anteil (vergleiche Tabelle 1). Damit ist diese Klasse sowohl hochbeweglich als auch überdurchschnittlich vorhanden. Klasse 7 wird erst bei hohen Abflüssen bewegt und erhält den starken Einfluss vor allem aufgrund des höchsten Anteils in der Kornverteilung. Klasse 5 wird zwar früher transportiert, ist aber nicht so stark vorhanden und unterliegt mit einer kleineren Korngröße als der mittleren dem "Hiding-Effekt". Der qualitative Verlauf der Korngrößen korreliert wiederum mit dem Abflussgeschehen. Die Standardabweichungen für den 100 m Bereich bei Rh-km 450 gehen mit abnehmendem Abfluss deutlich stärker zurück als bei der Mittelung über die gesamte Fahrrinne. Trotzdem bleibt die Abnahme nach dem Hochwasser stark verzögert im Vergleich zur Zunahme. Für die lokalen Auswertungen weisen die kleineren Kornklassen zwei Peaks auf, wobei der erste vor dem maximalen Hochwasser erreicht wird. Dies ist am stärksten ausgeprägt für Kornklasse 6 und gar nicht für Kornklasse 4. Diese Kornklassen reagieren auf den kleinen Rückgang in der Ganglinie nach acht Tagen (siehe Bild 6). Der vergleichsweise große Rückgang der Standardabweichung nach diesem ersten kleinen Peak in der Ganglinie deutet darauf hin, dass die Korrelation zur Ganglinie umso weniger ausgeprägt ist, desto größer der Abfluss ist. Dies deckt sich auch mit Naturbeobachtungen. Umlagerungen bei sehr großen Hochwasserereignissen sind prägend für das Gewässerbett und können zu einer Neugestaltung der Sohle führen. Die Standardabweichungen werden in der Folge nur wenig zurückgehen.

Die vorgestellten Betrachtungen der Beiträge der einzelnen Parameter zu der Standardabweichung zeigen die sensitivsten Parameter und ihre Wirkungsweise im Zusammenhang mit dem Abflussgeschehen auf, was zur Vertiefung des Prozessverständnisses beiträgt und für die Kalibrierung hilfreich ist.

4 Zusammenfassung und Ausblick Conclusions and outlook

Der Vergleich der beiden vorgestellten Zuverlässigkeitsmethoden an einem Laborbeispiel zeigt, dass die lineare FOSM-Methode zumindest für das gewählte Beispiel nahezu identische Werte berechnet wie die fast 250-fach rechenintensivere MC-Methode, bei der kein lineares Modellverhalten vorausgesetzt werden muss. Andere hier nicht dargestellte Ergebnisse an praxisrelevanten Beispielen (z. B. Kopmann und Brudy, 2011) bestätigen die Vergleichbarkeit der beiden Methoden. Der Verlauf der mit beiden Zuverlässigkeitsmethoden berechneten Sensitivitäten bleibt auch über einen längeren Simulationszeitraum qualitativ vergleichbar. Allerdings differieren die quantitativen Werte mit zunehmender Simulationszeit. Für typische Anwendungen morphodynamischer Modelle in der BAW werden Rechenzeiten auf dem zur Verfügung stehenden High Performance Computer (HPC) von mehreren Tagen benötigt. Für diese Rechenzeiten ist die MC-Methode trotz verschiedener optimierter Varianten nicht im Projektalltag einsetzbar. Die Erfahrung bei der morphodynamischen Modellierung in den letzten 10 Jahren hat gezeigt, dass die Rechenzeiten trotz stetig wachsender Rechenleistung der HPC konstant bleiben. Stattdessen vergrößern sich Ausdehnung des Modellgebiets, Simulationszeitraum und Gitterauflösung. Es ist davon auszugehen, dass die MC-Methode auch in absehbarer Zukunft für morphodynamische Modelle praxisrelevant nicht einsetzbar sein wird.

Am Beispiel einer Modellierung eines Rheinabschnittes wurde exemplarisch der Vorteil und Nutzen durch die Verwendung einer Zuverlässigkeitsmethode vorgestellt. Mit Hilfe der FOSM-Methode wurden anhand von großen Konfidenzintervallen numerisch oder physikalisch unsichere Bereiche detektiert. Diese zusätzliche Information kann z.B. die gezielte Gitterverfeinerung steuern und macht auf physikalisch sensitive Bereiche aufmerksam, sodass eine verbesserte Modellgenauigkeit und ein verbessertes Modellverständnis erreicht werden kann. Außerdem könnte die zusätzliche Information über die Variationsbreite infolge von Parameterunsicherheiten in Planungen einfließen, die aufgrund der numerischen Modellierungen erstellt werden sollen. Denkbar ist z.B. ein lokal angepasster Sicherheitszuschlag für Freiborde. Des Weiteren können mit Zuverlässigkeitsanalysen die sensitivsten Parameter zeit- und ortsspezifisch bestimmt werden. Diese Informationen könnten genutzt werden, um gezielte Messungen in diesen Bereichen zu bestimmten Zeitpunkten bzw. Abflüssen durchzuführen. Diese zusätzlichen Messungen reduzieren die Parameterunsicherheit, was zu einer Verbesserung der Modellgenauigkeit führt.

Ein weiterer sehr interessanter Aspekt ist die Verwendung der Sensitivitäten zur Kalibrierung. Es konnten bereits für kleine Laborbeispiele erfolgreich automatische Modellkalibrierungen durchgeführt werden (Schäfer, 2014). Dafür bietet sich der adjungierte Modus der algorithmischen Differentiation an. Für den praxisrelevanten Einsatz sind aber noch weitere Untersuchungen notwendig. Direkt einsetzbar hingegen sind die berechneten Sensitivitäten aus der FOSM-Methode bei der klassischen Kalibrierung, geben sie doch Hinweise darauf, welche Parameter in welchen Bereichen und zu welchen Zeitpunkten am sensitivsten sind.

Der vorgestellte Nutzen aus der Zuverlässigkeitsanalyse stützt sich ausschließlich auf quantitative Aussagen ab. Diese werden von der FOSM-Methode in gleicher Qualität geliefert, wie von der MC-Methode. Der Einsatz der FOSM-Methode verspricht also einen praxisrelevanten Erkenntnisgewinn bei geringem Aufwand. Der standardisierte Einsatz von Zuverlässigkeitsmethoden vorrangig auf Basis der FOSM-Methode wird in der BAW in einem aktuellen Forschungsprojekt etabliert.

5 Literatur References

BAW (2002): BAW-Bericht Monte-Carlo-Simulationen zur Ermittlung der Prognosefähigkeit von eindimensionalen Hec6-Modellen mit beweglicher Sohle (Elbe-Torgau). Bericht-Auftrags-Nr. 0.00.08167.00 Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BAW (2008): BAWMerkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

Backhaus, L.; Brudy-Zippelius, T.; Wenka, T.; Riesterer, J. (2014): Comparison of morphological predictions in the Lower Rhine River by means of a 2-D and 3-D model and in situ measurements. Proceedings of River Flow conference, Lausanne.

Beck, M. B. (1987): Water Quality Modeling: A Review of the Analysis of Uncertainty. Water Resources Research, Vol. 23, Nr. 8, pp. 1393–1442.

Griewank, A.; Walther, A. (2008): Evaluating Derivatives: Principles and Techniques of Algorithmic Differentiation. 2d ed. SIAM. Philadelphia.

Kopmann, R; Brudy-Zippelius, T. (2011): Using Reliability Methods for Quantifying Uncertainties in a 2D-Morphodynamic Numerical Model of River Rhine. Proceedings 2nd European IAHR conference, Munich. 27.–29.06.2012.

Mai, T. H. (2015): Application of reliability analysis methods to a numerical model of river Rhine. Masterthesis University of Stuttgart.

Melching, C. S.(1992): An improved first-order reliability approach for assessing uncertainties in hydrological modeling. Journal of Hydrology, 132, pp. 157-177.

Naumann, U. (2012): The Art of Differentiating Computer Programs – An Introduction to Algorithmic Differentiation. SIAM, Philadelphia.

Naumann, U.; Riehme, J. (2005): A differentiationenabled Fortran 95 compiler. ACM Trans-actions on Mathematical Software, 31(4):458–474, 2005. Naumann, U.; Numerical Algorithms Group Ltd. (NAG) (2015): dco/fortran : User Guide. The AD-enabled NAG Fortran Compiler: User Guide. Software and Tools for Computational Engineering (STCE), RWTH Aachen University, Germany.

Nikitina, L.; Nikitin, I.; Clees, T. (2008): Studie zur Zuverlässigkeitsanalyse morphodynamischer Modelle. Abschlussbericht zum Arbeitspaket (WP) 1. Fraunhofer Institut Algorithmen und Wissenschaftliches Rechnen SCAI.

Nikitina, L.; Clees, T. (2009a): Fallstudie für die Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Methode MC-CL. Abschlussbericht zum Arbeitspaket 2.1. Fraunhofer Institut Algorithmen und Wissenschaftliches Rechnen SCAI.

Nikitina, L.; Clees, T. (2009b): Entwicklung der Softwaretools CLcomp und DoE. Abschlussbericht zum Arbeitspaket 2.2. Fraunhofer Institut Algorithmen und Wissenschaftliches Rechnen SCAI.

Nikitina, L.; Nikitin, I.; Steffes-Iai, D.; Clees, T. (2010): Zuverlässigkeitsanalyse für stark nicht-lineare Funktionen y(x) mittels einer speziellen, durch RBF-Metamodellierung beschleunigten Monte-Carlo-basierten Methode zur CL-Berechnung. Abschlussbericht zum Arbeitspaket 2.3. Fraunhofer Institut Algorithmen und Wissenschaftliches Rechnen SCAI.

Riehme, J.; Naumann, U. (2015): Userguide : AD-Telemac2d v6p2. Unterstützung der Lösung hochdimensionaler nichtlinearer Optimierungsprobleme im Wasserbau mittels adjungierter Versionen von Sisyphe / Telemac. Abschlussbericht für die BAW, Karlsruhe. LuFG Informatik 12, RWTH Aachen University, Germany.

Schäfer, M. (2014): Erprobung von Optimierungsalgorithmen für die Kalibrierung eines Finite-Elemente Strömungsmodells auf Basis von Gradienten. Masterarbeit Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe.

Schmitt-Heiderich, P. (1995): Vorfluterbelastung aus städtischen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung von Unsicherheiten. Dissertation, Schriftenreihe Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Nr. 54. Stein, M. (1987): Large Sample Properties of Simulations Using Latin Hypercube Sampling. Technometrics 29, 143–151.

Villaret, C.; Kopmann, R.; Wyncoll, D.; Riehme, J.; Merkel, U.; Naumann, U. (2015): First-order Uncertainty Analysis using Algorithmic Differentiation of Morphodynamic Models. Computers & Geosciences. Kopmann et al.: Zuverlässigkeitsanalysen für die morphodynamische Modellierung von Binnenwasserstraßen

Ein effizienter semi-impliziter Subgrid-Ansatz für Strömungen mit freier Oberfläche auf hierarchischen Gittern

An Efficient Semi-Implicit Subgrid Method for Free-Surface Flows on Hierarchical Grids

Frank Platzek M. Sc., Deltares; Prof. Dr. Ir. Guus Stelling, TU Delft, Stelling Hydraulics; Dr.-Ing. Jacek Jankowski, Dr. rer. nat. Regina Patzwahl, Bundesanstalt für Wasserbau; Prof. Dr. Julie Pietrzak, TU Delft

Es wird eine neue Modellierstrategie zur Effizienzsteigerung rechenintensiver Simulationen von Flüssen vorgestellt. Der Ansatz kombiniert einen semi-impliziten Subgrid-Ansatz zur Berücksichtigung von hochaufgelösten Geländeinformationen auf gröberen Netzen mit einer auf Hierarchischen-Netzen basierenden Strategie. Diese Kombination führt zu einer Genauigkeitsund Effizienzsteigerung hydro-numerischer Flussmodelle sowohl im stationären als auch instationären Fall. Die hier präsentierte Arbeit beschränkt sich auf den stationären Fall und zeigt, dass der "Hierarchische-Gitter-Subgrid"-Ansatz zu einer bis zu 43-fachen Verringerung der Rechenzeiten führen kann. Zusätzlich gewährt die Methode einen direkten und automatisierten Einblick in das Gitterkonvergenzverhalten. Es werden die Effizienz und Anwendbarkeit des Ansatzes sowohl an einem schematischen Beispiel als auch an einem realen Flussmodell aufgezeigt. Diesem Beitrag liegt folgende Veröffentlichung zugrunde:

Platzek et al. (2015): An efficient semi-implicit subgrid method for free-surface flows on hierarchical grids. Int. J. Numer. Meth. Fluids 80 (12): S. 715-741. DOI: 10.1002/ fld.4172. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

A new modelling strategy for improving the efficiency of computationally intensive flow problems in environmental free-surface flows is presented. The approach combines a recently developed semi-implicit subgrid method with a hierarchical-grid solution strategy. The method allows the incorporation of high-resolution data on subgrid scale to obtain a more accurate and efficient hydrodynamic model. The subgrid method improves the efficiency of the hierarchical grid method by providing better solutions on coarse grids. The method is applicable to both steady and unsteady flows, although the particular focus here is on river flows with steady boundary conditions. There, the combined hierarchical grid-subgrid method reduces the computational effort to obtain a steady state with factors up to 43. Additionally, the method provides automatic insight in grid convergence. The efficiency and applicability of the method using a schematic test for the vortex shedding around a circular cylinder and a real-world river case study is demonstrated. This work is based on: Platzek et al. (2015): An efficient semi-implicit subgrid method for free-surface flows on hierarchical grids. Int. J. Numer. Meth. Fluids 80 (12): p. 715-741. DOI: 10.1002/ fld.4172. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

1 Einführung Introduction

Viele numerische Strömungssimulationen mit freier Oberfläche bilden dynamische Systeme ab, die nahe an einem stationären Zustand sind. Insbesondere bei großräumigen Flusssimulationen wird ein quasistationärer Zustand über einen konstanten Zufluss am oberstromigen und einen festen Wasserspiegel am unterstromigen Modellrand in Verbindung mit einem globalen Gleichgewicht zwischen Druckgradient und Sohlenreibung erreicht (z. B. Ge und Sotiropoulos, 2005; Lukacova-Medvidova und Teschke, 2006; Patzwahl et al., 2008; Jia et al., 2009; Paik et al., 2010; Kang et al., 2011).

Dabei ist zumeist eine Reihe von Topographieskalen – von Krümmungen und Mäandern bis hin zu Buhnen, Dünen und Riffeln – in der jeweiligen Problemstellung präsent. Stetige Fortschritte in der Fernerkundung (z. B. LIDAR) und anderer Messtechniken haben zu immer detaillierteren und genaueren Geländedaten und dem Anspruch, diese in den Modellierprozess einzubinden (z. B. Forzieri et al., 2011; Dottori et al., 2013), geführt. Um den Einfluss "aller" Geometrieskalen auf die Strömung korrekt abbilden zu können, ist (lokal) eine hohe Auflösung notwendig.

Beim Modellaufbau stehen sich in diesem Zusammenhang immer zwei Aspekte scheinbar unauflösbar gegenüber: Effizienz und Genauigkeit. Effizienz wird durch den Einsatz schneller Gleichungslöser und Parallelisierung der Methode erreicht. Für stationäre Berechnungen bedeutet effizientes Rechnen auch eine möglichst kurze Anlaufzeit (Spin-Up) zum Herstellen des Gleichgewichts zwischen den Randbedingungen und zum Dämpfen der Anfangsstörungen. Was die Genauigkeit anbelangt, können mit Ergebnissen auf verschiedenen Gittern Aussagen über die Gitterabhängigkeit von Lösungen und deren Konvergenz und damit auch über die Genauigkeit des Resultats gemacht werden.

In den letzten Jahrzehnten wurde viel an der Entwicklung von Methoden gearbeitet, die sich das Zusammenspiel zwischen den Skalen der vorkommenden Geometrien und der Gitterauflösung zu Nutze machen. Solche Ansätze arbeiten mit der groben Näherung einer Problemstellung, die kleinskalige Prozesse beinhaltet, und haben das grundsätzliche Problem der möglichst verlustfreien Vergröberung kleinskaliger Größen, wie z. B. Geometriedaten.

Davon unabhängig wurden Ansätze entwickelt, die die Nutzbarmachung von Informationen im Subgitterbereich, z. B. durch Mittelung der Informationen im Berechnungselement und Einführung einer Zell-Porosität, möglich machen und damit zu einer Erhöhung der Genauigkeit beitragen sollen (z. B. Olsen und Stokseth, 1995; Defina, 2000; Lane et al., 2004; Bates et al., 2006; McMillan und Brasington, 2007; Sanders et al., 2008; Cea und Vázquez-Cendón, 2010; Yu und Lane, 2011).

In jüngerer Zeit wurde ein neuer Subgrid-Ansatz entwickelt, der hochauflösende Geländedaten mittels Integration über die Berechnungszelle berücksichtigt (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011). Auf diese Weise wird auch für nichtlineare Terme, wie z. B. Volumen oder Sohlenreibung, ein genauer Zellmittelwert berechnet. Damit kann die Gitterabhängigkeit der Ergebnisse reduziert werden und, je nach Anwendung, der Einsatz von (sehr) groben Gittern ohne Genauigkeitsverlust möglich sein. Vor allem in Bereichen mit ausgeprägter Nass-Trocken-Dynamik (z. B. Wattgebiete) hat der Ansatz sowohl bei 2D- als auch 3D-Berechnungen große Vorteile (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011). Sie ist in das hydro-numerische Verfahren UnTRIM² – welches in der BAW in Anwendung ist – implementiert (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011). Ihre Effizienz gegenüber dem konventionellen UnTRIM-Modell (Casulli und Walters, 2000; Casulli und Zanolli, 2002) wurde bereits bei Sehili et al. (2014) nachgewiesen.

Die Methode wird in Bezug auf Genauigkeit, Effizienz und praktische Anwendbarkeit kontinuierlich weiterentwickelt. Darunter fallen z. B. verschiedene Ansätze zur Berücksichtigung von Sohlenreibung und Advektion bei flacher Strömung und lokale Gitterverfeinerung (Stelling, 2012; Volp et al., 2013).

Auf diesem Wissen aufbauend wurde eine Methode entwickelt, die diesen Subgrid-Ansatz (SG) mit einem Ansatz auf hierarchisch feiner werdenden Gittern (HG) zur effizienten Berechnung von Strömungen kombiniert (Abschnitt 2.2). Damit können die verschiedenen räumlichen (und deswegen auch zeitlichen) Skalen, welche komplexe Geometrien mit sich bringen, effektiv berücksichtigt werden und zu deutlichen Einsparungen bei der Rechenzeit führen.

Zusätzlich liefert die Methode ohne weitere notwendige Schritte alle Zutaten für eine Gitterkonvergenzstudie. Weiterhin kann die Methode zur effizienten Generierung von Startbedingungen für instationäre Berechnungen genutzt werden.

2 Der kombinierte Hierarchische-Gitter-Subgrid-Ansatz The combined hierarchical gridsubgrid method

Es wird eine neue effiziente Modellierstrategie vorgestellt, die den Subgrid-Ansatz, wie er von Casulli (2009) und Casulli und Stelling (2011) entwickelt und von Stelling (2012) und Volp et al. (2013) weiterentwickelt wurde, mit einer auf hierarchischen Gittern basierenden Lösungsmethode kombiniert. Dabei liefert der Subgrid-Ansatz die Grundlage für den hydrodynamischen Rechenkern. Bevor der kombinierte Ansatz in Kapitel 2.2 erläutert wird, werden einige grundlegende Eigenschaften der Subgrid-Methode vorgestellt.

2.1 Der Subgrid-Ansatz The subgrid method

Mittels Subgrid-Ansätzen kann der Einfluss von Subgitter-skaligen Prozessen, wie z. B. topographische Variabilität, Turbulenz, Bauwerke oder Vegetation, in einer Berechnung berücksichtigt und die Genauigkeit der Verfahren auf groben Netzen verbessert werden.

Nach Kenntnis der Autoren war Casulli (2009) der Erste, der Subgrid-Effekte mit einem integralen Ansatz über Rechenzellen und -kanten berücksichtigte. Mit einem semi-impliziten Verfahren löst Casulli (2009) die Flachwassergleichungen, indem er die Impulsgleichungen in der Kontinuitätsgleichung substituiert. So ergibt sich normalerweise ein lineares Gleichungssystem für die freie Oberfläche. Bei Anwendung des Subgrid-Ansatzes führt dieses Verfahren aber zu einem nichtlinearen Gleichungssystem, was zu einer genaueren Abbildung des Trockenfallens und Überflutens führt.

Die Impulsgleichungen im Subgrid-Ansatz können auf verschiedene Weisen abgeleitet werden: (a) mit tiefen- und kantengemittelten Geschwindigkeiten wie in Casulli (2009), (b) mit Subgrid-Geschwindigkeiten wie in Casulli und Stelling (2011) oder (c) mit Volumengemittelten Geschwindigkeiten wie in Stelling (2012) und Volp et al. (2013). Auf strukturierten Vierecksnetzen ist der Ansatz von Casulli und Stelling (2011) sehr geeignet für eine Kombination mit einem Lösungsverfahren auf Hierarchischen-Netzen (Kapitel 2.2). Der Einfachheit halber wird der 3D-Ansatz von Casulli und Stelling (2011) im 2D-tiefengemittelten Modus angewendet.

Die Strömungsgleichungen werden auf einem rechteckigen Netz mit konstanten Gitterweiten Δx und Δy diskretisiert. Das Gitter hat *I* Zellen in der *x*-Richtung und *J* Zellen in der *y*-Richtung. Dabei wird eine versetzte ("staggered") Positionierung von Variablen benutzt, d. h. Wasserspiegel ζ und horizontale Viskosität v_h sind im Zellzentrum und die Geschwindigkeitskomponenten *u* und *v* auf Kanten definiert (siehe Bild 1).

In konventionellen Verfahren wird angenommen, dass Variablen wie Tiefe, Rauheit und Geschwindigkeit einen Wert pro Zelle oder Kante haben. Mit dem Subgrid-Ansatz gilt dies nur für den Wasserspiegel und das Zellvolumen. Andere Variablen dürfen innerhalb von Zel-



Bild 1:Darstellung von Rechenzellen mit Subgrid-Topographie, in diesem Fall mit 4 x 4 Subgrid-Zellen pro Rechenzelle.
Die freie Oberfläche ist auf dem Rechennetz definiert, die Topographie auf Subgrid-Ebene, wobei trockene
Sub-Zellen möglich sind. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Figure 1: Illustration of two computational cells with topography defined on subgrid level, using in this case 4 x 4 subgrid cells per computational cell. The water level is defined on computational grid level. The topography can vary on subgrid level, allowing the occurrence of dry subcells. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

len (z. B. Sohlenhöhe oder turbulente Wirbelviskosität) oder an Kanten entlang (z. B. Sohlenhöhe, Rauheit und Geschwindigkeit) variieren. Dieses Prinzip ist in Bild 1 für zwei Rechenzellen mit Subgrid-Topographie dargestellt. Im Bild 1 hat die linke Zelle eine trockene Subzelle. Auch sind die kantengemittelten und die Subgrid-Geschwindigkeitsvektoren sowie die Querschnittsfläche zwischen den Zellen dargestellt. Anstelle einer konventionellen Berechnung der kantengemittelten Geschwindigkeiten werden mit dem Subgrid-Ansatz aus Casulli und Stelling (2011) die Subgrid-Geschwindigkeiten entlang einer Rechenkante berechnet.

Das Zellvolumen und die mit Wasser bedeckte Oberfläche einer Zelle sind abhängig von der Subgrid-Sohlentopographie und dem Wasserspiegel und werden aus diesem Grund durch Integration über diese Zelle berechnet. Das teilweise Trockenfallen einer Zelle ist dabei möglich, wie in Bild 1 zu erkennen ist.

Verschiedene Beispiele aus Casulli (2009), Casulli und Stelling (2011), Stelling (2012), Volp et al. (2013) und Sehili et al. (2014) zeigen, dass auf relativ groben Netzen mit Subgrid-Ansatz fast die gleichen Ergebnisse wie auf feinen Netzen generiert werden können, allerdings mit signifikant reduzierten Rechenzeiten. Dadurch, dass keine Mittelung von hochaufgelösten Daten stattgefunden hat, werden die Volumen und die nassen und durchströmten Flächen mit Hilfe des Subgrid-Ansatzes zusätzlich mit höherer Genauigkeit berechnet. Das führt dazu, dass auch schmale (Subgrid-)Rinnen trotz einer geringen Gitterauflösung noch durchströmt werden können. Außerdem wird die Uferlinie auf Subgrid-Ebene bestimmt, wodurch Trockenfallen und Überfluten mit geringer Abhängigkeit vom Rechennetz abgebildet und die Strömung automatisch am Ufer entlang geführt wird, wie auch von Stelling (2012) und Volp et al. (2013) für die Strömung durch eine Krümmung gezeigt wurde. Sehili et al. (2014) haben gezeigt, dass die Rechenzeiten für ein Ästuarsystem mit dem hydro-numerischen Verfahren UnTRIM2 (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011), in welchem der Subgrid-Ansatz implementiert ist, im Vergleich zum Standard-UnTRIM-Verfahren (Casulli und Walters, 2000; Casulli und Zanolli, 2002) um einen Faktor 15- 20 reduziert werden können.

2.2 Der Hierarchische-Gitter-Ansatz The hierarchical grid approach

Ziel ist es, hydronumerische Problemstellungen mit konstanten Randbedingungen effizient zu lösen. Dabei interessiert die Lösung an sich. Darüber hinaus soll aber auch bestimmt werden, ob das verwendete Gitter zu fein oder zu grob ist. Um das festzustellen, wird normalerweise das gleiche Problem mit verschiedenen Gitterauflösungen gerechnet, es wird also eine Gitterkonvergenzstudie, gegebenenfalls mit Hilfe einer Gitterhierarchie, durchgeführt.

Der Subgrid-Ansatz, wie er in Kapitel 2.1 beschrieben wird, führt auf gröberen Gittern nur dann zu ausreichender Genauigkeit, wenn kleinskalige Subgrid-Topographien (z. B. Buhnen) lokal keine nennenswerten Energieverluste oder Strömungsumlenkung verursachen. In solchen Fällen kann der Subgrid-Ansatz unzureichend sein und sind höhere Auflösungen erforderlich. Für Berechnungen auf hochaufgelösten Netzen kann der Spin-Up aber einen wesentlichen Teil der Gesamtrechenzeit in Anspruch nehmen.

Diese zwei Gedankenstränge kombinierend wurde eine Methode entwickelt, die speziell guasistationäre Berechnungen für Flussmodelle deutlich beschleunigen kann. Bei einer konventionellen Berechnung wird eine quasistationäre Lösung auf einem (feinen) Gitter erzielt, indem solange gerechnet wird, bis die zeitliche Variation einer bestimmten Größe unterhalb eines vorher definierten Grenzwerts liegt. Dieser Vorgang wird als Conventional Time Stepping (CTS) bezeichnet. Die hier vorgestellte Methode geht einen anderen Weg, der in Bild 2 schematisch erläutert wird. Zunächst wird das (feine) "Ursprungs"-Problem P1 auf dem feinsten Gitter 1 rekursiv zu einer Hierarchie von Gittern vergröbert (C). Das letzte Gitter in der Hierarchie (hier: Gitter 6) erlaubt dann die schnelle Berechnung eines quasistationären Zustands mittels Zeitschrittverfahren (Time Stepping, TS). Anschließend wird die Lösung (S6 im Beispiel) auf das nächst-feinere Gitter (Gitter 5) interpoliert, d. h. die Berechnung des Problems P5 wird mit einer sehr guten Näherungslösung initialisiert.



Bild 2: Der Hierarchische-Gitter-Ansatz, inklusive Vergröberung (C) des originären Problems (P1), das Zeitschrittverfahren (TS) auf einer Reihe von hierarchischen Gittern und Interpolation (I) des Ergebnisses auf das nächstfeinere Gitter. Die gepunktete Linie stellt das konventionelle Zeitschrittverfahren (CTS) auf einem Gitter dar. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Figure 2: The hierarchical grid algorithm showing the coarsening (C) of the original problem (P1), the time stepping (TS) on the series of hierarchical grids and the interpolation (I) of the solution to the next finer grid. The dotted arrow shows the conventional time stepping (CTS) algorithm on a single grid. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Dieser Vorgang wird rekursiv wiederholt bis Gitter 1 erreicht ist oder sich die Lösung nach einem Wechsel von einem auf das nächstfeinere Gitter innerhalb gegebener Grenzen nicht mehr verändert. Im letzteren Fall kann dann davon ausgegangen werden, dass Gitterkonvergenz erreicht ist. Nach der Interpolation der Lösung S2 auf Gitterebene 1 ist ein modifiziertes Problem ($\widetilde{P1}$) entstanden. Es kann als verbesserte Startbedingung für das Problem P1 auf dem ursprünglichen Gitter betrachtet werden. In Kapitel 4 wird gezeigt, dass diese Modellierstrategie den erforderlichen Rechenaufwand beträchtlich verringern kann und Einblicke in Gitterkonvergenz mittels einer Ergebnisserie auf einer Folge von hierarchischen Gittern liefert.

Die Effizienz der hierarchischen Gitter lässt sich durch ein einfaches Beispiel erläutern. Bei einer vierfachen (2 x 2) Vergröberung kann der Zeitschritt in der Regel verdoppelt werden. Da sich die Elementzahl um einen Faktor 4 verringert hat, ergibt sich eine Beschleunigung der Berechnung um den Faktor 8. Für alle weiteren Vergröberungsschritte gilt das rekursiv. Daraus ergibt sich auch sofort eine Strategie für möglichst effizientes Rechnen, nämlich so viel "Arbeit" wie möglich auf den groben und damit "billigen" Gittern verrichten zu lassen.

Innerhalb des Hierarchische-Gitter-Algorithmus ist das gröbste Gitter *I^{max}* ein frei wählbarer Parameter. Außerdem kann der Modellierer entscheiden, wann ein Ergebnis an ein nächstfeineres Gitter übergeben wird. Entweder findet die Übergabe nach Erreichen eines vorher definierten Stationaritätskriteriums oder nach Abarbeiten einer festen Anzahl von Zeitschritten oder Simulationszeit statt. Zwei Punkte sind wichtig in diesem Vorgehen: Vergröberung des Problems sowie die Interpolation der Ergebnisse von einem auf das nächstfeinere Gitter. Beide Punkte werden in den folgenden Kapiteln besprochen.

2.2.1 Vergröberung Coarsening

Die Vergröberung des Problems vom originären Gitter 1 auf die weiteren Gitterebenen innerhalb des hier vorgestellten Hierarchische-Gitter-Ansatzes unterscheidet sich von einem konventionellen Vorgehen. Mit der Verwendung der Subgrid-Methode werden Topographie und Rauheitsparameter auf allen Gitterebenen numerisch integral oder summierend berücksichtigt. Das ist vor allem bei der Topographie sehr wichtig, da mit diesem Vorgehen auf allen Gittern so gut wie das gleiche Volumen betrachtet wird (siehe auch Kapitel 4).

Außerdem ermöglicht dieser Ansatz die Berücksichtigung von Subgitter-skaligen Topographieelementen bereits auf sehr groben Gittern, wie in Bild 3 veranschaulicht wird. Ähnliches gilt für den nichtlinearen Rauheitsterm. Seine Berücksichtigung auf Subgrid-Niveau führt zu einer genaueren Reproduktion seiner Wirkung, wie Casulli und Stelling (2011), Stelling (2012) und Volp et al. (2013) in ihren Arbeiten gezeigt haben. All das macht das Modell weniger empfindlich bezüglich der Gitterauflösung. Das Vergröbern mit dem hier vorgestellten kombinierten Ansatz beinhaltet lediglich eine Verlagerung der Auflösung vom Rechengitter auf das Subgrid. Wird ein Rechengitter dyadisch (z. B. 2 x 2) vergröbert, bleiben die absolute Subgrid-Auflösung und die Topographie unverändert, nur die Anzahl Subgrid-Zellen pro Rechenzelle erhöht sich (siehe auch Bild 3).



- Bild 3: Vergröberung eines achtzelligen 1D-Gitters (Gitterebene /) auf ein vierzelliges (Gitterebene /+1); a) konventionelle Vergröberung; b) Vergröberung mit Subgrid-Topographie. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.
- Figure 3: Illustration of 1D grid coarsening of an 8-cell grid (level I) to a 4-cell grid (level I+1); a) conventional grid coarsening; b) coarsening with (2-cell) subgrid topography. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

2.2.2 Interpolation Interpolation

Der zweite sehr wichtige Teilaspekt innerhalb der Methode ist die Übertragung oder Interpolation der Lösung von einem Gitter auf das nächstfeinere Gitter. Dabei muss zwischen der Interpolation des Wasserspiegels (zellzentriert) und der Fließgeschwindigkeiten (kantenbasiert) unterschieden werden. Nachdem die Lösung auf einem Gitter errechnet wurde, sollen die Werte für den Wasserspiegel derart auf das nächstfeinere Gitter übertragen werden, dass möglichst geringe Störungen in dieses Modell mit übertragen werden. Da das Wasserspiegelgefälle bzw. der Druckgradient die bestimmende Antriebsgröße ist, wurde eine Methode gewählt, die, basierend auf linearer Interpolation in Dreiecken, die berechneten Wasserspiegelgradienten erhält.

Auf dem groben Netz sind die Subgrid-Geschwindigkeiten entlang der Zellkanten vorhanden. Diese können über halbe Kanten integriert werden, um die Geschwindigkeiten auf denjenigen Kanten des feineren Netzes zu bestimmen, die mit den Kanten des gröberen Gitters zusammenfallen. Für die vier Kanten, die folglich innerhalb der Zelle des gröberen Gitters liegen, wird pro Zelle eine bilineare Interpolation der Geschwindigkeiten des groben Gitters durchgeführt. Die eingetragenen Störungen sind ausreichend klein und sind innerhalb einiger weniger Zeitschritte aus dem System herausgerechnet.

3 Numerische Experimente Numerical experiments

Die in Kapitel 2.2 beschriebene Hierarchische-Netze-Subgrid-Methode (HGSG) wird für zwei quasistationäre Beispiele angewandt. Obwohl die Randbedingungen jeweils stationär sind, zeigen beide Beispiele lokal instationäres Verhalten. Beispiel 1 ist ein häufig zur numerischen Simulation herangezogenes Strömungsphänomen, bekannt als die "von Kármánsche Wirbelstraße", und Beispiel 2 ist eine Fallstudie des Elbe-Abschnitts Lauenburg – Geesthacht. Da diese Untersuchung nicht darauf abzielt, das genaueste Resultat zu erhalten, sondern die positiven Eigenschaften der Methode in Bezug auf die Flussmodellierung herauszuarbeiten, ist das hier verwendete numerische Verfahren einfach gehalten: Es ist 2D-tiefengemittelt, ein einfaches UpWind-Verfahren berechnet die Advektion und Turbulenz wird mit Hilfe konstanter turbulenter Viskosität berücksichtigt.

Beide Beispiele werden mit dem identischen Verfahren, aber in drei möglichen Konfigurationen gerechnet. Die Referenzrechnung ist eine konventionelle Rechnung auf einem Gitter (Conventional Time Stepping, CTS). In Konfiguration 2 wird die komplette Methode HGSG angewendet und in Konfiguration 3 wird der Hierarchische-Netz-Ansatz ohne Subgrid (HG) verwendet. Bild 3 veranschaulicht das Vorgehen. In Konfiguration 3 (Bild 3 a) wird für die gröberen Gitter jeweils die Topographie gemittelt. In Konfiguration 2 (Bild 3 b) hingegen kann durch die Subgrid-Methode in allen Netzen die gleiche Topographie zum Einsatz kommen.

In den hier gezeigten Beispielen wird mit einer Gittertiefe von I^{max} = 6 Ebenen gerechnet. Gitterebene 1 hat dabei die gleiche Auflösung wie das unterliegende Subgrid. Sowohl für HGSG- als auch HG-Berechnungen werden Ergebnisse für alle sechs Ebenen (Ergebnisse S6-S1 in Bild 2) generiert. In allen Berechnungen wird der Zeitschritt Δt^n dynamisch so bestimmt, dass ein, unter Stabilitätsbedingungen vorher festgelegtes, Strömungs-Courant-Kriterium von C = 0,7 unter Verwendung der höchsten Geschwindigkeit im Modell für jeden Zeitschritt n eingehalten wird. Auf einem viermal (2 x 2) gröberen Netz kann somit mit einem zweimal größeren Zeitschritt und somit achtmal schneller gerechnet werden.

3.1 Die von Kármánsche Wirbelstraße The von Kármán vortex street

Das wohlbekannte Beispiel der von Kármánschen Wirbelstraße gilt auch in der Flussmodellierung als praxisnahes Experiment, da es z. B. hinter Brückenpfeilern oder an Buhnenköpfen zu derartigen Ablösungen kommt. Die Ausgangsströmung ist zunächst völlig symmetrisch. Da in dieser Untersuchung kein hochwertiges Turbulenzmodell zum Einsatz kommt, könnte zunächst vermutet werden, dass das verwendete Verfahren keine solchen Ablösungen berechnen kann.

In der Flussmodellierung (*Re* >> 100) ist die Gitterauflösung in der Regel nicht so fein, dass turbulente Strömungsmuster, wie z. B. Ablösung hinter einem Buhnenkopf, detailliert berechnet werden können. Ziel des Experiments ist es deshalb nicht, festzustellen, wie genau unser Modell die Wirbelstraße berechnen kann, sondern zu zeigen, wie gut und effizient der HGSG-Ansatz dabei helfen kann, den Einfluss von Gitterkonvergenz und gitterabhängiger numerischer Diffusion zu untersuchen und Lösungen schon auf groben Gittern zu verbessern.

Das Modellgebiet läuft von x = 0 bis 100 m (West-Ost) und von y = 0 bis 100 m (Süd-Nord). Bei x = 20 m, y =50 m befindet sich ein Kreiszylinder mit einem Durchmesser von D = 4 m. Im zentralen Teil, zwischen y =25 m und y = 75 m hat der Kanal eine konstante Sohlenhöhe von z = -4 m. Um dem Kanal einen trapezoidalen Querschnitt mit trockenen Gebieten am nördlichen und südlichen Rand zu geben, steigt der Boden zu den Rändern hin über 25 m auf eine Sohlenhöhe von z = 1 m an. Der initiale Wasserspiegel ζ^{o} liegt bei z = 0 m. Diese Geometrie unterdrückt Reflektionen von den seitlichen Rändern in das Modellgebiet hinein und die hinter dem Zylinder entstehenden Wirbelablösungen werden nicht oder nur minimal gestört.

Am Einlauf auf der westlichen Seite wurde ein Abfluss von $Q_{in} = 250 \text{ m}^3$ /s (das resultiert in einer mittleren Geschwindigkeit von $u_{in} \sim 1 \text{ m/s}$ in der Kanalmitte) und am östlichen Rand wird ein konstanter Wasserspiegel ζ_{out} auf z = 0 m definiert. Es wurde ein einheitlicher Chézy-Wert von $C_z = 65 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ ($\gamma = g/(C_z)^2$) sowie eine konstante horizontale Viskosität von $v_h = 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ festgelegt. Aus der mittleren Fließgeschwindigkeit von $u \sim 1$ m/s resultiert eine Durchströmzeit $T_f = L/u \sim 100 \text{ s}.$

Die Topographie wird auf einem 1024 x 1024-Gitter definiert. Die Elementgröße beträgt somit $\Delta x = \Delta y = 0,098$ m. Diese Auflösung soll dem Subgrid-Level entsprechen und ist gleichzeitig die feinste Gitterauflösung, auf der das letzte Ergebnis (S1 auf Gitter 1, Bild 2) berechnet wird. Da der Kreiszylinder auf rechteckigen Gittern abgebildet werden muss, ist er kein rundes Objekt mehr. Der Einfluss dieser Vereinfachung auf das Ergebnis und dessen Gitterabhängigkeit werden in Kapitel 4 vorgestellt und diskutiert. Die fünf gröberen Gitter der Hierarchie werden durch rekursives 2 x 2-Vergröbern erzeugt. Die daraus folgenden Auflösungen sind der Tabelle 1 zu entnehmen. Um in dem hier verwendeten einfachen 2D-Modell den Einfluss von Wandrauheit zu simulieren, wurde die Sohle der an den Zylinder angrenzenden Subgrid-Zellen um 20 cm (~ 5 % der Gesamtwassertiefe) angehoben.

Gitter-	Rechen-	Subgrid-	Gitterweite	Endzeit	Zeitschrittlänge
ebene <i>l</i>	zellen N	Auflösung	$\Delta x, \Delta y$ [m]	T [s]	Δt [s]
6 (gröbste)	1150 (32×32)	32×32	3.125	700	≈ 2
5	4346 (64×64)	16×16	1.562	1200	≈ 1
4	16884 (128×128)	8×8	0.781	1600	≈ 0.5
3	66534 (256×256)	4×4	0.391	1800	≈ 0.25
2	264138 (512×512)	2×2	0.195	1900	≈ 0.12
1 (feinste)	1052564 (1024×1024)	1×1	0.098	2000	≈ 0.06

Tabelle 1: Die von Kármánsche Wirbelstraße: Anzahl Rechenzellen N (und Maße des rechteckigen Basisnetzes), Subgrid-Auflösung pro Zelle, Endzeit T, durchschnittlicher Zeitschritt Δt pro Gitterebene / für die Hierarchische-Gitter-Rechnungen. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Table 1: Vortex shedding behind a circular cylinder: Number of computational cells N (and rectangular base grid dimensions), subgrid resolution per cell, end time T, and average time step Δt per grid level I for the hierarchical grid computations. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Für dieses Experiment werden zwei Referenzrechnungen (CTS) auf Gitter 1 und auf Gitter 2 erzeugt. Die Simulationszeit beträgt $T_{CTS} = 750$ s ($T_{CTS} \sim 7,5T_f$, T_f : Durchströmzeit). Die Wirbelablösung beginnt nach ca. 500 s Simulationszeit auf Gitter 1 (Spin-Up von $\sim 5T_f$) und nach 550 s auf Gitter 2 (Spin-Up von $\sim 5,5T_f$). Für die Berechnungen auf den hierarchischen Gittern wird eine Gesamtsimulationszeit von T = 2000 s ($T \sim 20T_f$) verwendet. Da die instationäre Ablösestruktur einer Stationaritätsbedingung entgegensteht, erfolgte die Aufteilung, nach Voruntersuchungen, in feste Zeitintervalle. Die Aufteilung der Simulationszeit auf die einzelnen Gitter innerhalb der Hierarchie ist der Tabelle 1 zu entnehmen.

Es ist zu beachten, dass auf dem feinsten Gitter nur eine Simulationszeit von 100 s ($\sim T_f$) nötig war, um eine ausreichend lange Zeitreihe für eine Frequenzanalyse zu erhalten. Die Ergebnisse werden in Kapitel 4.1 diskutiert.

3.2 Fallstudie: Die Elbe zwischen Lauenburg und Geesthacht *Case study: Elbe River from Lauenburg to Geesthacht*

Die zweite Fallstudie beschäftigt sich mit dem ca. 15 km langen Abschnitt der Elbe zwischen Lauenburg und Geesthacht (El-km von 570-585) einschließlich der bis zu 2,5 km weiten Vorländer (Bild 4). Im Bereich der Schleuseneinfahrt Geesthacht kommt es Wehrarm-seitig zu starker Kolkbildung und im Abzweig Richtung Schleuse zu Wirbelablösungen. Es werden berechnete mit gemessenen Geschwindigkeitsverteilungen im Schleusenarm verglichen. Es wird gezeigt, dass das Ergebnis auf dem feinsten Gitter mit deutlich reduzierten Rechenzeiten erreicht werden kann und der HGSG-Ansatz gleichzeitig eine Gitterkonvergenzstudie mitliefert.

Am Modelleinlauf bei Lauenburg wird ein konstanter Abfluss von $Q_{in} = 1710 \text{ m}^3$ /s (mittlere Geschwindigkeit $|\bar{u}| \sim 1,5 \text{ m/s}$ und eine Durchströmzeit von $T_f = L/|\bar{u}| \sim$ 3 h) angesetzt. Für diesen Abfluss liegen Geschwindigkeitsmessungen zur Validierung der Resultate vor. Am Modellauslauf, am Wehr Geesthacht, wird ein fester Wasserspiegel von $\zeta_{out} = 4,3 \text{ m}$ vorgegeben. Dieser Wert entspricht Messwerten für den gewählten Abfluss. Es wurde ein einheitlicher Manning-Wert von $n = 0,03 \text{ m}^{1/3}$ /s ($\gamma = gn^2/H^{1/3}$) sowie eine konstante horizontale Viskosität von $v_h = 10^{-4} \text{ m}^2$ /s festgelegt. Als Startbedingung für die freie Oberfläche wird ein von Lauenburg (5,7 m) nach Geesthacht (4,3 m) linear geneigter Wasserspiegel ζ^0 gewählt. Die Startgeschwindigkeit beträgt 0 m/s.

Das digitale Geländemodell mit einer Auflösung von 2 x 2 m (fast 3 Mio. Datenpunkte) wurde auf ein strukturiertes Grundgitter mit 7.616 x 1.056 Elementen, welches das Modellgebiet abdeckt (Bild 4), interpoliert. Die 2 x 2 m Auflösung entspricht der Auflösung auf Subgrid-Level, auf welcher Topographie und Rauheit definiert sind, und ist gleichzeitig die feinste Gitterauflösung auf welcher das letzte Ergebnis (S1 auf Gitter 1, Bild 2) berechnet wird. Bild 4 kann man entnehmen, dass kleinskalige Topographie wie Buhnen oder Sohlenformen in dieser Auflösung abgebildet werden.



Bild 4: Das Elbe Modell: Digitales Gelände-Modell (DGM) auf Subgrid-Auflösung (2 x 2 m) für die Elbe zwischen Lauenburg und Geesthacht. Das 3D-Detailbild ist 10-fach überhöht dargestellt. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.
Figure 4: The Elbe River model: Digital Terrain Model (DTM) on subgrid resolution (2 x 2 m) for the Elbe River between the city of Lauenburg and the weir at Geesthacht. The 3D detail figures of the topography are ten times vertically exaggerated, compared to the horizontal scale. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Für die Referenzberechnung (CTS) beträgt der Simulationszeitraum T = 16,7 h ($T \sim 5,5$ T_f). Er wurde anhand von Tests bestimmt. Für die Berechnungen auf den hierarchischen Gitter wird eine Gesamtsimulationszeit von T = 55,6 h ($T \sim 18,5$ T_f) verwendet. Die Aufteilung der Simulationszeit auf die einzelnen Gitter innerhalb der Hierarchie ist der Tabelle 2 zu entnehmen. Alle Zellen, die außerhalb des Modellgebiets liegen, werden vor Beginn der Rechnung aus dem Gitter eliminiert. Dadurch wird die Anzahl Zellen deutlich verringert. Die Zahl aktiver Zellen im Gitter kann Tabelle 2 ebenso wie die verwendeten Zeitschritte Δt für die jeweiligen Gitter entnommen werden.

Da die feineren Gitter lokale Instationaritäten ausbilden, wurde für den Übergang von einem zum nächstfeine-

Gitter- ebene <i>l</i>	Rechen- zellen N	Subgrid- Auflösung	Gitterweite $\Delta x, \Delta y$ [m]	Endzeit T [h]	Zeitschrittlänge Δt [s]
6 (gröbste)	2958 (213×33)	32×32	64	13.9	≈ 31
5	11185 (426×66)	16×16	32	25.0	≈ 18
4	43484 (852×132)	8×8	16	36.1	pprox 7.7
3	171477 (1904×264)	4×4	8	44.4	≈ 3.4
2	681012 (3808×528)	2×2	4	50.0	≈ 1.5
1 (feinste)	2714156 (7616×1056)	1×1	2	55.6	≈ 0.6

Tabelle 2:Das Elbe Modell: Anzahl Rechenzellen N (und Maße des rechteckigen Basisnetzes), Subgrid Auflösung pro Zelle,
Endzeit T, durchschnittlicher Zeitschritt Δt pro Gitterebene I für die Hierarchische-Gitter-Rechnungen. Für die
HG-Serie sind nur die Endzeiten zum Erreichen eines (quasi-) stationären Zustands auf den zwei feinsten Gittern
unterschiedlich: T2 = 52,8 h und T1 = 61,1 h. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Table 2: The Elbe River model: Number of computational cells (and rectangular base grid dimensions), subgrid resolution per cell, end time T, and average time step Δt per grid level I for the HGSG computation. For the HG computation, only the end times for the two finest grids are different: T2 = 52.8 h and T1 = 61.1 h, to obtain (quasi-)stationary solutions. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.
ren Gitter keine Stationaritätsbedingung, sondern eine, auf Tests beruhende, feste Simulationszeit pro Gitterebene gewählt. Die Ergebnisse werden in Kapitel 4.2 diskutiert.

4 Ergebnisse Results

Es werden die Ergebnisse der Referenzberechnung mit den Rechenserien HG und HGSG verglichen. Das umfasst sowohl die Genauigkeit der Ergebnisse, deren Gitterabhängigkeit sowie die Rechenzeit für die verschiedenen Ansätze. Alle Rechnungen wurden auf einem Intel Xeon E5-2670 (2.6 GHz) CPU mit 20 MB L2 Cache durchgeführt.

4.1 Die von Kármánsche Wirbelstraße The von Kármán vortex street

Unter Verwendung des Zylinderdurchmessers berechnet sich die Reynolds-Zahl für dieses System zu $Re = uD/v_h \sim 40.000$ und liegt damit im Bereich turbulenter Strömungen. Im Folgenden wird gezeigt, dass die numerische Reynoldszahl jedoch aus verschiedenen Gründen sehr viel niedriger ist. Da der Fokus auf Einfluss der Gitterauflösung auf die numerische Diffusion liegt, wurde ein relativ niedrigen Wert für die horizontale Viskosität gewählt. Das ist erlaubt, da u. a. Roshko (1954) gezeigt hat, dass sich der Charakter einer Zylinderumströmung im Bereich $Re \sim 300$ bis $Re \sim 100.000$ nicht mehr wesentlich verändert.

Der hier vorgestellte Ansatz gibt für jedes Gitter innerhalb der Hierarchie Auskunft über die effektiven Reynoldszahlen. Es wird auch gezeigt, dass die auf den feineren Gittern berechneten Reynoldszahlen in den oben erwähnten und angestrebten Bereichen liegen.

Es werden Strömungsmuster, der Fließwiderstand des Zylinders, die Ablösefrequenz sowie die CPU-Zeit verglichen.

Bild 5 stellt die Geschwindigkeit *u* in *x*-Richtung im letzten Zeitschritt der jeweiligen Gitterebene dar. Links sind die Berechnungsergebnisse für Ansatz HG und rechts die Ergebnisse für den Ansatz HGSG dargestellt. Um die Gitterauflösung sowie die Abbildung des Zylinders in der Serie HG zu veranschaulichen, sind die Gitterzellen im Innern des Zylinders (inaktive Zellen) dargestellt.

Es wird deutlich, dass die abgebildete Geometrie über die Gitterebenen in Serie HG veränderlich ist (z. B. Bild 7, HG-Gitter *I* = 6 bis 4). Das bringt eine Reihe interessanter Aspekte mit sich (Bild 5). Für die HGSG-Serie werden nur die Elemente innerhalb des Zylinders dargestellt, welche vollständig trocken sind.



Bild 5: Die von Kármánsche Wirbelstraße: U-Geschwindigkeiten für Ergebnisse S6 bis S1 auf den 6 hierarchischen Gittern. Links: ohne Subgrid-Topographie; rechts: mit Subgrid-Topographie. Schwarzer Punkt (x = 25 m, y = 51 m): Extraktionspunkt für Zeitreihen zur Frequenzanalyse (siehe Bild 6). Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Figure 5: The von Kármán vortex street: Solutions S6 to S1 for the u-velocity on the six grid levels in the hierarchical grid algorithm, without subgrid topography (left), with subgrid topography (right). The point (at position x = 25 m, y = 51 m) is indicated where the time series of u-velocity was probed for the frequency analysis (see Figure 6). Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Auf der gröbsten HG-Gitterebene (*I* = 6) wird der Zylinder als ein aus zwei Gitterelementen bestehendes, quer liegendes Rechteck angenähert. Vor dem Hindernis entsteht ein deutlicher Staupunkt und in seinem Schatten bildet sich eine große stabile Ablösezone aus (Bild 5, S6, links). In der HGSG-Serie wird auf dieser Gitterebene keine Zelle komplett blockiert. Vier Zellen sind teilweise trocken. Diese stellen für die Strömung aber nur ein geringes Hindernis dar. Es bilden sich weder Ablösezone noch Staupunkt (Bild 5, S6, rechts).

Auf Ebene 5 der HG-Serie, wird der Zylinder als ein aus 2 x 3 Zellen bestehendes, längs ausgerichtetes Hindernis approximiert. Das Hindernis ist schlanker, entsprechend sind Staupunkt und Ablösezone weniger stark ausgeprägt (Bild 5, S5, links). In der HGSG-Serie sind zwei Zellen trocken und alle umliegenden teilweise trocken. Das führt zu verringerten Volumen und Abflussquerschnitten. Es entsteht eine Ablösezone, die aufgrund der hohen numerischen Diffusion stationär ist (Bild 5, S6, rechts). Dies entspricht einer kleinen effektiven Reynolds-Zahl.

Auf Ebene 4 bildet sich aufgrund der immer noch groben geometrischen Abbildung des Zylinders im Gitter und der nun bereits reduzierten numerischen Diffusion in der HG-Serie eine Wirbelstraße. In der HGSG-Serie zeigt sich der Beginn einer leichten Asymmetrie in der Ablösezone. Auf Ebene 3 zeigt sich in beiden Rechenserien eine – scheinbar – sehr ähnliche Wirbelablösung hinter dem Zylinder. Erst Frequenzanalysen zeigen die Unterschiede (siehe Bild 6).

Auf Ebene 1 und 2 sind die Resultate sehr ähnlich. Die Geometrie scheint nun in beiden Serien gleich gut abgebildet zu sein und die numerische Diffusion ist soweit zurückgegangen, dass eine effektive Reynolds-Zahl erreicht wird, bei der sich die Charakteristik der Wirbelablösungen nur noch unwesentlich ändert (Roshko, 1954).

Die Rechenserie zeigt, dass die Subgrid-Methode die Rauheit eines Hindernisses, welche aus der Abbildung im Gitter resultieren kann (HG-Ebene 6–4) erheblich vermindern kann (HGSG-Ebene 6–4). Wird die Rauheit durch das Subgrid unterschätzt, kann immer Rauheit hinzugefügt werden, Rauheit zu reduzieren ist wesentlich schwerer.





Zu einer Frequenzanalyse der generierten Wirbel wurde in einem Punkt in der Ablösezone (x = 25 m, y = 51 m) jeweils eine Zeitreihe für die Geschwindigkeit *u* für jede Gitterebene erstellt und eine Fouriertransformation durchgeführt. Das Ergebnis sowie die Zeitreihen (beides auch für die Referenzrechnungen) sind in Bild 6 dargestellt.

Die Zeitreihen für die Ebene 6 und 5 zeigen, wie schon Bild 5 zu entnehmen, keinerlei periodisches Verhalten. Auch auf Ebene 4 ist die Periodizität nur schwach entwickelt. Auf Ebene 3 der HG-Serie zeigt sich bei einer Frequenz von f = 0,04 Hz ein deutliches Signal, dass sich auf den weiteren Ebenen hin zu f = 0,05 Hz verschiebt. In der HGSG-Serie entwickelt sich das Spektrum über die Ebenen 3–1 hin zu der dominierenden Frequenz von f = 0,05 Hz. Das bezieht auch die höheren Harmonischen mit ein.

Der Vergleich mit den Referenzrechnungen zeigt eine Übereinstimmung mit den Berechnungen auf den hierarchischen Gitterebenen 1 und 2. Bei den hier verwendeten Simulationszeiten entwickeln sich die höheren Harmonischen für die HG-Serie nur auf dem feinsten Gitter.

Die Strouhal-Zahl *St* beschreibt das Verhältnis zwischen Frequenz *f*, der charakteristischen Länge (hier Durchmesser des Zylinders) und der Fließgeschwindigkeit *u* (z. B. Roshko, 1954; Tai und Zhao, 2003). Für die hier untersuchte Geometrie ergibt sich eine Strouhal-Zahl St = fD/U = 0,2. Dieser Wert stimmt mit Werten, beschrieben in Roshko (1954) sowie Tai und Zhao (2003), für die hier untersuchten Reynolds-Zahl-Bereiche überein. Diese Ergebnisse (sowie Bild 5) zeigen, dass die Lösung auf Gitterebene 2 bereits als hinreichend genau betrachtet werden kann.

Die Berechnungszeiten im Verhältnis zur Referenz können Tabelle 3 entnommen werden. Die HG-Serie ist in diesem Test am effizientesten. Die Lösung auf Gitter 2 wird 43-mal schneller erreicht als in der Referenzberechnung. Die HGSG-Serie erreicht eine genaue Lösung 36-mal schneller als die Referenz. Die leicht erhöhte Berechnungszeit folgt aus einer höheren Zahl von Newton-Iterationen (1 in HG und 2-3 in HGSG) pro Zeitschritt aufgrund des Nass-Trocken-Fallens in den Randbereichen des Gebietes.

4.2 Fallstudie: Die Elbe zwischen Lauenburg und Geesthacht *Case study: Elbe River from Lauenburg to Geesthacht*

Die Berechnungsergebnisse des Elbe-Modells wurden sowohl untereinander als auch mit Messergebnissen, darunter auch der Wasserspiegel, verglichen. Bild 7 zeigt die Stromlinien sowohl der gemessenen als auch der berechneten Geschwindigkeitsfelder in der Nähe der Einfahrt zum Schleusenkanal. Drei Rezirkulationszonen (RZ) und eine Beschleunigungszone (AZ), nahe einem großen Kolk, wurden im Messfeld identifiziert und in der Abbildung markiert. In Bild 7 werden die Ergebnisse der Referenzrechnung (rechts, oben) mit den Ergebnissen der HG-Serie (links, Mitte und unten) und der HGSG-Serie (rechts, Mitte und unten) gegenübergestellt. In der mittleren Reihe sind die Resultate S3 auf Gitterebene 3 (Auflösung von 8 x 8 m) dargestellt. In der unteren Reihe sind die Resultate S1 auf Gitterebene 1 (Auflösung von 2 x 2 m) dargestellt.

Vergleicht man die Ergebnisse mit denen der Messungen (links, oben) zeigen sich kaum Unterschiede, auch nicht für die Gitterebene 3. Daraus lässt sich schließen, dass die strömungsprägenden Geometrien bereits in dem 8 x 8 m Gitter ausreichend repräsentiert sind, jedoch mit erheblich verringertem Rechenaufwand erzeugt werden können.

Für alle Berechnungen wurde das Gesamtvolumen ermittelt (Referenz: $V^{ref} = 2,7455 \cdot 10^7 \text{ m}^3$, HG-Serie: $V^{HG} = 2,7594 \cdot 10^7 \text{ m}^3$, HGSG-Serie: $V^{HGSG} = 2,7449 \cdot 10^7 \text{ m}^3$).

Konfiguration	Simulierte Zeit T [s]	CPU-Zeit T_{CPU} [h]	Speed-up Faktor S
Referenzrechnung	750	9.2	1
HG $S1$	2000	1.2	7.5
S2	1900	0.2	43.3
HGSG $S1$	2000	1.5	6.2
S2	1900	0.3	36.7

Tabelle 3: Die von Kármánsche Wirbelstraße: Simulierte Zeit *T*, CPU-Zeit *T_{CPU}* und Speed-up Faktor *S*, normiert auf die Referenzrechnung, für die verschiedene Berechnungen. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.
 Table 3: The von Kármán vortex street: simulated time T, CPU time and speed-up factor S with respect to the reference run, for the different computations. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.



Bild 7: Das Elbe-Modell: Aus dem Geschwindigkeitsfeld abgeleitete Stromlinien. Oben links: Stromlinien aus gemessenem Feld mit Sohlentopographie im Hintergrund. Oben rechts: Referenzrechnung nach *T* = 16,7 h simulierte Zeit. Mittlere und untere Reihe: Ergebnisse S3 und S1 für den HG (linke Spalte) und HGSG (rechte Spalte) Berechnungen auf Gitterebene 3 und 1. Die Rezirkulationszonen (RZ) und Beschleunigungszone (AZ) sind aus den Messdaten abgeleitet. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Figure 7: The Elbe River model: streamlines derived from the velocity field. Top left: measured streamlines (the background depicts the topography). Top right: results of the reference computation after at T = 16.7 h of simulated time; Middle and bottom row: solutions S3 and S1 for the HG (left column) and HGSG runs (right column) on grids 3 and 1. Recirculation (RZ) and acceleration zones (AZ) are indicated as identified in the field measurements. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.





Figure 8: The Elbe River model: percentual volume difference ΔV (%) with the steady-state volume in the river. Indicated are the CPU times at the end times of the computations. Note the logarithmic scale on the vertical axis. HGSG: Hierarchical-Grid-Subgrid. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Es unterscheidet sich für die HG- und die HGSG-Serie von der Referenzrechnung um 0,5 % bzw. 0,023 %. Die Untersuchung der Entwicklung der Gesamtvolumen über die Rechendauer zeigt, dass die Referenzrechnung, obwohl bereits als stationär klassifiziert, immer noch langwellige Störungen im System enthält, während diese in den HG- und HGSG-Serien bereits vollständig aus dem System entfernt sind (siehe Bild 8). Anhand von Wasserspiegellängsschnitten kann gezeigt werden, dass das unterliegende Subgrid die Interpolation (siehe Kapitel 2.2) von gröberen auf das nächstfeinere Gitter mit deutlich reduzierten Störungen erlaubt (Bild 8). Damit wird die Zeit, solche Störungen heraus zu rechnen, deutlich gekürzt. Das macht sich positiv in der Gesamtrechenzeit bemerkbar.

Konfiguration	Simulierte Zeit T [h] CPU-Zeit T_{CPU} [h] Speed up Faktor S (auf Referenzrechnung normiert)				
	Volumendiffe	erenz ΔV zum s	stationären Zust	and	
	$\Delta V = 1 \%$	ΔV = 0.1 %	ΔV = 0.01 %	$\Delta V = 0.001$ %	
Referenz-	T = 2.8	T = 5.9	T = 9.2	T = 12.5	
rechnung	$T_{CPU} = 23.3$	$T_{CPU} = 46.0$	$T_{CPU} = 69.0$	$T_{CPU} = 90.5$	
HG	T = 47.5	T = 56.1	T = 59.3	T = 60.8	
	$T_{CPU} = 6.2$	$T_{CPU} = 35.2$	$T_{CPU} = 59.2$	$T_{CPU} = 70.5$	
	S = 3.8	S = 1.3	S = 1.2	S = 1.3	
	$(\Delta V \text{ erreicht auf Gitter 2})$	(Δ)	V erreicht auf Gi	tter 1)	
HGSG	T = 38.3	T = 51.3	T = 53.6	T = 54.4	
	$T_{CPU} = 1.3$	$T_{CPU} = 20.5$	$T_{CPU} = 39.8$	$T_{CPU} = 46.6$	
	S = 17.7	S = 2.2	S = 1.7	S = 1.9	
	$(\Delta V \text{ erreicht auf Gitter 3})$	(Δ)	V erreicht auf Gi	tter 1)	

Tabelle 4: Das Elbe-Modell: Simulierte Zeit T, CPU-Zeit T_{CPU} und auf Referenzrechnung normierter Speed-up Faktor S für drei
verschiedene ΔV des Gesamtvolumens im Fluss im stationären Zustand. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.Table 4:The Elbe River model: simulated time T, CPU time TCPU and speed-up factor S with respect to the reference run,
for three different values of the difference ΔV in total volume in the river with respect to the final steady-state
volume. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.





Figure 9: The Elbe River model: time series of water level at Elbe kilometre (Elbe-km) 570. Top: water level versus simulated time. Bottom: water level versus CPU time. Indicated by the thick cyan line is the final steady state water level of $\zeta = 6.4401$ m, which is reached by all three computations. HGSG: Hierarchical-Grid-Subgrid. Copyright © 2015 John Wiley & Sons, Ltd.

Tabelle 4 analysiert die CPU-Zeiten für alle Berechnungen. Als Bezugsgröße dient hier eine definierte Abweichung ΔV vom Gesamtvolumen: $\Delta V = 1\%$, $\Delta V = 0,1\%$, ΔV = 0,01 % und $\Delta V = 0,001\%$ (im 2 x 2 m Gitter entspricht ein $\Delta V = 0,01\%$ einer Wasserspiegeldifferenz von 0,25 mm pro Zelle). Die HGSG-Serie erreicht die $\Delta V =$ 1 % Volumenabweichung schon auf Netz 3 und ist damit 18-mal schneller als die Referenzrechnung. Die HG-Serie erreicht diesen Zustand erst auf Netz 2 und ist damit nur viermal schneller. Die Volumenabweichungen unter 1 % werden in beiden Serien erst auf dem feinsten Netz erreicht. Die Rechenzeit halbiert sich im besten Fall. Die Betrachtung der Wasserspiegel-Entwicklung in einem nahe dem Einlauf liegenden Punkt des Modells (hier: El-km 570) über die Zeit (Bild 9) zeigt deutlich, dass die HG- und HGSG-Serie die endgültige Wasserspiegellage $\zeta = 6,4401$ m sehr viel schneller erreichen als die Referenzrechnung. Außerdem ist zu erkennen, dass der Wasserspiegel der HG-Serie (Ebene 6 – 4) zunächst deutlicher vom Endwert abweicht als jener der HGSG-Serie und sich erst über die feineren Gitter an diesen Wert "heran"rechnen muss. Auch hier zeigt sich der Vorteil der Subgrid-Methode. Das Beispiel macht deutlich, dass der Hierarchische-Gitter-Ansatz auf eine einfache Art Konvergenzstudien erlaubt. Kombiniert mit Subgrid kann ein angestrebter stationärer Zustand sehr viel schneller erreicht werden, da die Volumen von Anfang an korrekter abgebildet und Störungen, die durch den Übergang von einem auf das nächst-feinere Gitter entstehen, minimiert werden können.

5 Diskussion Discussion

Die in den vorangegangenen Kapiteln diskutierten Ergebnisse zeigen, dass der Hierarchische-Gitter-Subgrid-Ansatz zu einer deutlichen Verringerung des rechnerischen Aufwandes ohne Verlust an Genauigkeit führt. Mit dem Subgrid-Ansatz zeigen die Lösungen auf den gröberen Gittern innerhalb der Hierarchie deutlich weniger Unterschiede zu der Lösung auf dem feinsten Gitter als ohne. Auch der Interpolationsschritt von einem auf das nächstfeinere Netz gelingt mit Subgrid störungsfreier als ohne.

Am Beispiel der von Kármánschen Wirbelstraße konnte gezeigt werden, dass ohne bzw. mit Subgrid zwei verschiedene Probleme behandelt werden. In der Rechenserie ohne Subgrid veränderte sich das Hindernis von einem Rechteck auf dem gröbsten Gitter über ein sehr raues Vieleck hin zu einem durch ein relativ glattes Vieleck approximierten Zylinder auf dem feinsten Gitter. Entsprechend veränderten sich die Strömungsbilder (Ablösezonen und Staupunkte) über die Gitterebenen. Mit Subgrid wird die Geometrie immer gleich abgebildet, nur die Gitterauflösung bestimmt den Detailgrad des Ergebnisses bezüglich des Strömungsbildes.

Am Beispiel des Elbe-Modells konnte gezeigt werden, dass eine stationäre Lösung 18-mal schneller als in der Referenzrechnung gefunden werden kann (tolerierte Abweichung vom Gesamtvolumen < 1 %). Dieses Resultat wurde auf einem 16-mal gröberen Netz mit unterliegender Subgrid-Topographie erreicht. Auch wenn sich die Geschwindigkeitsfelder in den gezeigten Beispielen nicht wesentlich unterscheiden, zeigen Analysen der Volumina und der Wasserspiegel Unterschiede in der Genauigkeit und im Konvergenzverhalten. Dieses verbesserte Konvergenzverhalten kann z. B. dafür genutzt werden, einen sehr genauen Startzustand auch für instationäre Berechnungen mit deutlich reduziertem rechnerischen Aufwand zu generieren. Die Spin-Up-Phase des numerischen Modells, oft ein wesentlicher Teil der Gesamtrechenzeit, wird schneller durchlaufen. Ein wichtiger Schritt hierbei ist der Übergang von einem auf das nächstfeinere Netz. Obwohl das Subgrid dafür sorgt, dass die Geometrie im Gegensatz zu einem reinen hierarchischen Gitter auf allen Gittern gleich ist, kann es bei falsch gewählter Interpolationsmethode zu Initialstörungen kommen, die wieder "heraus"gerechnet werden müssen – der Vorteil der verkürzten Spin-Up-Phase ist dann vergeben, vor allem bei den feineren und teureren Netzen in der Hierarchie. Der hier gewählte Interpolationsansatz zeigte die gewünschten Eigenschaften (siehe Bild 9).

Eine weitere Verbesserung des Ansatzes könnte durch lokale Gitterverfeinerung basierend auf räumlichen und zeitlichen Gradienten der Lösung, der Geometrie und/ oder der wirkenden Kräfte innerhalb des Hierarchischen-Gitter-Ansatzes bringen. Ein Quad-Tree-Ansatz wie bei Stelling (2012) verwendet, kann zu einer noch effizienteren Lösungsmethode führen.

Der hier vorgestellte kombinierte Ansatz wurde auf die 2D-tiefengemittelte Flachwassergleichung angewandt. Eine Erweiterung auf 3D ist jedoch möglich. Eine Herausforderung besteht in diesem Fall in der möglichst konservativen (störungsfreien) Interpolation der vertikalen Beiträge beim Übergang von einem auf das nächstfeinere Netz. Der hier vorgestellte Ansatz wurde auf einem strukturierten Rechtecksgitter verwendet. Der Subgrid-Ansatz wurde bereits erfolgreich auf unstrukturierten Netzen eingesetzt (Casulli, 2009; Casulli und Stelling, 2011; Sehili et al., 2014). Eine Erweiterung des Hierarchische-Gitter-Ansatzes bedeutet vor allem, einen geeigneten Vergröberungsalgorithmus entweder unter bereits existierenden Techniken (z. B. Agglomeration bei Algebraischem Mehrgitter (AMG)) zu finden oder zu entwickeln. Auch die Interpolation wäre in diesem Fall noch mal zu überarbeiten.

Strukturierte Gitter bieten große Vorteile, u. a. Genauigkeiten höherer Ordnung, einfache Implementierung (sowohl seriell als auch parallel), einfache Netzgenerierung. Auf der anderen Seite sind sie unflexibel in Bezug auf die Abbildung komplexer Geometrien und die Elementzahl wird schnell sehr groß. Da die Topographie mit großem Detail im Subgrid abgebildet werden kann (gegebenenfalls mit lokaler Gitterverfeinerung an Geometrieelementen wie Buhnen und Wehren), müssen die Nachteile, die mit der Verwendung von strukturierten Gittern einhergehen bzw. in Verbindung gebracht werden, überdacht werden. Weitere Untersuchungen, auch im Vergleich mit Cut-Cell-Methoden und den Unstrukturierte-Gitter-Methoden sind notwendig, um geeignete Anwendungen für eine solche Strukturierte-Gitter-Methode herauszuarbeiten.

6 Schlussfolgerungen Conclusion

Es wurde eine neue Modellierstrategie zur Effizienzsteigerung rechenintensiver Simulationen von Flüssen vorgestellt. Die Methode stellt eine Erweiterung des Subgrid-Ansatzes dar, der hochauflösende Subnetz-Information der Topographie und Rauheit auf gröberen Netzen erlaubt. Die unterschiedlichen räumlichen und zeitlichen Skalen, wie sie in einer typischen Flussmodellierung anzutreffen sind, können mittels Anwendung einer Reihe von hierarchischen Gittern, vor allem in Kombination mit Subgrid, effizient berücksichtigt werden. Der Subgrid-Ansatz verbessert bereits die Lösungen auf den groben Gittern (der Hierarchie) und erhöht so die Genauigkeit und Effizienz insgesamt. Es konnte gezeigt werden, dass sich im Vergleich zu konventionellen Methoden eine Beschleunigung bis zu einem Faktor von 43 (von Kármánsche Wirbelstraße) bzw. 18 (Elbe-Modell mit 2,7 Mio. Elementen) erreichen lässt.

Neben der erreichten Effizienzsteigerung kann die Methode hervorragend zur Studie von Gitterkonvergenz für eine zu untersuchende Problemstellung herangezogen werden und damit dem Modellierer helfen, die geeignete Gitterauflösung zu bestimmen.

Des Weiteren kann der Ansatz auch zur schnellen und sehr genauen Generierung von Anfangszuständen instationärer Berechnungen verwendet werden. Mögliche Verbesserungen sind die Erweiterung auf 3D, auf unstrukturierte Gitter sowie die Berücksichtigung lokaler Gitterverfeinerung.

7 Literatur References

Bates, P. D.; Wilson, M. D.; Horritt, M. S.; Mason, D.C.; Holden, N.; Currie, A. (2006): Reach scale floodplain inundation dynamics observed using airborne synthetic aperture radar imagery: Data analysis and modelling. Journal of Hydrology 328 (1-2), S. 306-318.

Casulli, V. (2009): A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. International Journal for Numerical Methods in Fluids 60 (4), S. 391-408.

Casulli, V.; Stelling, G. S. (2011): Semi-implicit subgrid modelling of three-dimensional free-surface flows. International Journal for Numerical Methods in Fluids 67 (4), S. 441-449.

Casulli, V.; Walters, R. (2000): An unstructured grid, three-dimensional model based on the shallow water equations. International Journal for Numerical Methods in Fluids 32 (3), S. 331-348.

Casulli, V.; Zanolli, P. (2002): Semi-implicit numerical modeling of nonhydrostatic free-surface flows for environmental problems. Mathemetical and Computer Modelling 36 (9-10), S. 1131-1149.

Cea, L.; Vázquez-Cendón, M. E. (2010): Unstructured finite volume discretization of two-dimensional depthaveraged shallow water equations with porosity. International Journal for Numerical Methods in Fluids 63 (8), S. 903-930.

Defina, A. (2000): Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas. Water Resources Research 36 (11), S. 3251-3264.

Dottori, F.; Baldassarre, G. D.; Todini, E. (2013): Detailed data is welcome, but with a pinch of salt: Accuracy, precision, and uncertainty in flood inundation modeling. Water Resources Research 49, S. 6079-6085.

Forzieri, G.; Degetto, M.; Righetti, M.; Castelli, F.; Preti, F. (2001): Satellite multispectral data for improved floodplain roughness modelling. Journal of Hydrology 407 (1-4), S. 41-57. Ge, L.; Sotiropoulos, F. (2005): 3D unsteady RANS modeling of complex hydraulic engineering flows. I: numerical model. Journal of Hydraulic Engineering 131 (9), S. 800-808.

Jia, Y.; Xu, Y.; Wang, S. S. Y. (2009): Numerical study of flow affected by bendway weirs in Victoria Bendway, the Mississippi River. Journal of Hydraulic Engineering 135 (11): S. 902-916.

Kang, S.; Lightbody, A.; Hill, C.; Sotiropoulos, F. (2011): High-resolution numerical simulation of turbulence in natural waterways. Advances in Water Resources 34 (1): S. 98-113.

Lane, S. N.; Hardy, R. J.; Elliott, L.; Ingham, D. B. (2004): Numerical modeling of flow processes over gravellysurfaces using structured grids and a numerical porosity treatment. Water Resources Research 40 W01302, S. 1-18.

Lukacova-Medvidova, M.; Teschke, U. (2006): Comparison study of some finite volume and finite element methods for the shallow water equations with bottom topography and friction terms. Journal of Applied Mathematics and Mechanics 86(11), S. 874-891.

McMillan, H. K.; Brasington, J. (2007): Reduced complexity strategies for modelling urban floodplain inundation. Geomorphology 90 (3-4), S. 226-243.

Olsen, N.; Stokseth, S. (1995): Three-dimensional numerical modelling of water flow in a river with large bed roughness. Journal of Hydraulic Research 33 (4), S. 571-581.

Paik, J.; Escauriaza, C.; Sotiropoulos, F. (2010): Coherent structure dynamics in turbulent flows past in-stream structures: Some insights gained via numerical simulation. Journal of Hydraulic Engineering 1(1), special issue on river flow hydrodynamics: physical and ecological aspects: S. 1-53.

Patzwahl, R.; Jankowski, J. A.; Lege, T. (2008): Very high resolution numerical modelling for inland waterway design. In: Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics 2008 (River Flow 2008), IAHR, Izmir, Turkey. Roshko, A. (1954): On the development of turbulent wakes from vortex streets. NACA Report 1191.

Tai, C. H.; Zhao, Y. (2003): Parallel unsteady incompressible viscous flow computations using an unstructured multigrid method. Journal of Computational Physics 192 (1), S. 277-311.

Sanders, B. F.; Schubert, J. E.; Gallegos, H. A. (2008): Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling. Journal of Hydrology 362 (1-2), S. 19-38.

Sehili, A.; Lang, G.; Lippert, C. (2014): High-resolution subgrid models: background, grid generation, and implementation. Ocean Dynamics 64(4), S. 519-535.

Stelling, G. (2012): Quadtree flood simulations with subgrid digital elevation models. Proceedings of the ICE -Water Management 165 (10), S. 567-580.

Volp, N. D.; van Prooijen, B. C.; Stelling, G. S. (2013): A finite volume approach for shallow water flow accounting for high-resolution bathymetry and roughness data. Water Resources Research 49 (7), S. 4126-4135.

Yu, D.; Lane, S. N. (2011): Interactions between subgridscale resolution, feature representation and grid-scale resolution in flood inundation modelling. Hydrological Processes 25 (1), S. 36-53.

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau: ISSN 0572-5801

1/53	Jambor	Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung
	Burghart	Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt
	Türk	Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanla-
		gen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren
	Zweck	Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff
	Canisius	Aus der Arbeit der Bundesanstalt
	Liebs	Ausbau der Unteren Hunte
	Schleiermacher	Sicherung der Schiffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung
		bei Passau
	Boos	Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius	Technische Entwicklung im Wasserbau
	Pichl	Der Ortungstachygraph und seine Anwendung
	Burghart/Gehrig	Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen
	Davidenkoff	Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben
	Sagawe	Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbau-
		lichen Modellversuchen
	Zweck	Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues
	Wehrkamp	Ein neues Flußprofilmeßgerät
	Liebs	Abzweigung einer verhältnisgleichen Teilwassermenge an einem Meßwehr
	Schleiermacher	Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler
	Zweck	Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II)
	Meenen	Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor	Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung
		von Schwingungen im Kanal
	Herr	Spülvermögen bei Verschlammung und Geschiebeablagerung in einem
		Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle
	Wehrkamp	Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz
	Davidenkoff	Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung
	Zweck	Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius	Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955
	Niebuhr	Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I)
	Schleiermacher	Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle
	Gehrig	Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch
	Poggensee	Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung

5/55	Zweck/Davidenkoff	Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Buhnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvor- häfen und Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher Niebuhr Davidenkoff Liebs Jambor	Strömungsmessung mit einem Kreiszylinder Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in Wasserläufen Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II) Versuch einer morphologischen Begründung von Rauhigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransport- vermögen
10/58	Magens	Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhäfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel Steinfeld	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff	Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schweb- stoffablagerungen in Flußhäfen Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden

14/60	Gehrig/Herr	Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren
	Davidenkoff	von Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probe- belastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
21/64	Naujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zufluß- menge zu einem artesischen Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW "Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Bau- grube in offenen Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Be- lastungen im Sand Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplanturbinen auf die Schiffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor	Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasser- wellen auf senkrechte Wände

24/66	Zweck Davidenkoff/Franke	Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungs- möglichkeiten Räumliche Sickerströmung in eine umspundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte
	Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor Samu Ruck	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte auf senkrechte Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schiffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolksickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel	Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
	Jurisch Sindern/Rohde	Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
	Harten Dietz	Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/Vollmers Dorer Dietz Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung am Beispiel der BAB- Mainbrücke Eddersheim Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr	Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer recht-
	Ache	eckigen Glasrinne Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungs- körper einer Leuchtbake
	Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiekbusch	Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Poren- wasserdruckgebern beim Scherversuch

32/72	Franke/Bernhard Felkel Giese	Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohldruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmar- kierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödten Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Fra- ge, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhäfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundschwellen und Schiffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schiffahrtsstraße
37/75	Tödten Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm – Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stütz- wand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina Dietz	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar Eiderdamm – Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden – Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell
41/77	Armbruster Döscher	Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl Die Suspensionswand

41/77	Feddersen Franko/Garbrocht	Querbelastete Verankerungen Drei Serien von Probabalactungen an Großbahrnfählen in Sand Ziel
	Fidlike/Galbiecht	Methode -Ergebnisse
	Franke/Schuppener	Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk
	Hauß	Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik
	Kiekbusch	Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch
	Ruck	Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform
	Sagawe	Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven
	Schulz	Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
42/77	Hein	Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer
	Knieß	Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen
	Hein	Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
43/78	Dietz	Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg
	Knieß	Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen
44/79	Pulina Jurisch	Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
46/80	Garbrecht Liebig	Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele - Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen
		Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen
	Franke	Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Schlwasserdruckes unter Offshore-Elachgründungen
	Armbruster	Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl - Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand
47/80	Felkel	Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	Das Tideregime der Elbe – Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
49/81	Pulina/Voigt	Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen
50/81	Schulz Gehrig Knieß	Zur Festigkeit überverdichteter Tone Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges Schütten von Steinen unter Wasser

50/81	Wulzinger	Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
51/82	Pulina/Voigt	Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse
	Kemnitz	Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe
	Hein/Klein	Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emder Hafenwasser
52/83	Pulina/Voigt Knieß	Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau Untersuchung zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Uferdeckwerken an Wasserstraßen
53/83	Knieß	Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen
54/84	Dorer	Ähnlichkeit bei flußbaulichen Modellen
55/84	Knieß Wagner Hein Hallauer	Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen Die Untersuchung von Stahlwasserbauten Korrosion über und unter dem Wasserspiegel Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken
	Abromeit	Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasser- straßen in der BRD
	Knieß/Köhler	Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbund- festgkeit und Wasserdurchlässigkeit
	Kellner/Annuß/	Kurzberichte über Arbeiten des Referats "Meßtechnik"
	Kretschiner	
56/85	Schulz	Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen
	Schuppener	Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau
	Konier	straßen – Stabilität loser Steinschüttungen
57/85	Armbruster Pulina/Voigt	Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
58/86	Dorer	Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen
	Schulz	Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen
	Hallauer	Vergußstoffe für Uferdeckwerke
	Eißfeldt	Standsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaie Cuxhaven
	Reiner/Schuppener	Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen
	Knieß	Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern
59/86	Samu	Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emder Fahrwasser und Emder Hafen
	Armbruster/Venetis	Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser
	Müller/Renz	Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen

59/86	Hein	Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal	
60/87	Rohde	25 Jahre Außenstelle Küste	
	Dietz	Untersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle Küste	
	Kiekbusch	Entwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAW	
	Schuppener	Erfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an Klei	
	Manzke	Erd- und grundbauliche Beratung beim Bau des Elbeseitenkanals	
	Schuppener/Eißfeldt	Standsicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke	
	Alberts	Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden	
	Harten	Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen	
	Giese	Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von	
		Abu Dhabi	
	Fahse	Traceruntersuchungen in der Natur	
	Samu	Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und	
	ouniu	des Krautsander Watts in der Unterelbe	
	lensen	Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der	
	Schoon	Nordseeküste	
61/87	Teil I: Beiträge zum Ehrenk	olloquium für Herrn Prof. Gehrig am 27. März 1987	
	Lohrberg	Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modell-	
		versuchswesens in der WSV	
	Garbrecht	Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum	
	Mosonvi	Geschiebeprobleme bei Hochdruckwasserkraftwerken	
	Vollmers	Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs	
	Nestmann/Bachmeier	Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen	
		des Flußbaus	
	Teil II:		
	Haferburg/Müller	Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden	
62/88	Weichert	Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung	
		für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien	
63/88	40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau		
64/88	Rohde-Kolloquium am 9. Ma	ai 1988	
	Keil	Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und	
		Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich	
	Holz	Moderne Konzepte für Tidemodelle	
	Vollmers	Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle	
	Festakt "40 Jahre Bundesa	nstalt für Wasserbau" am 8. November 1988	
	Knieß	Einführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88	
	Knittel	Ansprache anläßlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88	
	Lenk	Verantwortungsprobleme im Wasserbau	
	Vortragsveranstaltung "Um	welt und Wasserstraßen" am 8. November 1988	
	Zimmermann/Nestmann	Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur	
	Schulz	Standsicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen	
		eines naturnahen Flußbaus?	

64/88	Lankenau Reinhardt Kolb Larsen Kennedy	Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von Wasserstraßen Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges Project, Yangtse river, China
65/89	Schröder Flach Litzner	Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen
	Hallauer	Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten
	Baver	Finsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken
	Lamprecht	Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike
	Rassmus	Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)
	Roehle	Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung
	Wagner	von Stahlwasserbauverschlüssen Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung
		und Folgerungen
66/89	Mühring	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte
	Bartnik	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schiffahrtsdirektion West
	Paul, W.	Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar
	Paul, H. J.	Deckwerke unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten
	Möbius	Abrollen von Geotextilien unter Wasser
	Saggau	Deichschlußmaßnahme Nordstrander Bucht
	Laustrup	Dünensicherungsmaßnahmen an der dänischen Nordseeküste
	de Groot	Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken
	Oumeraci	Zur äußeren Beanspruchung von Deckschichten
	Richwien	Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen von Seedeichen
	Köhler	Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
	Bezuijen	Wasserüberdruck bei Betonsteindeckwerken
	Sparboom	Naturmaßstäbliche Untersuchungen an einem Deckwerk im Großen Wellenkanal
	Heerten	Analogiebetrachtungen von Filtern
	Hallauer	Baustoffe für Deckwerke
	Saathoff	Prüfung an Geotextilien
	Schulz	Uberblick über neue nationale und internationale Empfehlungen
67/90	Hein	Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser
	Kunz	Risikoorientierte Lastkonzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke
	Pulina/Voigt	Untersuchungen beim Umbau und Neubau von Wehranlagen an Bundeswasserstraßen
	Zimmermann	Zur Frage zulässiger Querströmungen an Bundeswasserstraßen

67/90	Tsakiris	Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern zur Inhaltserschließung von Dokumenten
68/91	Knieß	Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau
	Alf/Theurer	Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnen- schiffahrt in den neuen Bundesländern
	Schulz	Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden
	Ehmann	Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres
	Hamfler	Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase des Betons
	Hauß	Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau
	Köhler/Feddersen	Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton
69/92	Ohde	Nachdruck seiner Veröffentlichungen zu "Bodenmechanischen Problemen"
	Themenkreise	Bodenmechanische Kennwerte, Erddruck, Standsicherheit, Sonstige Pro- bleme und Gesamtdarstellungen
70/93	Knieß	90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau
	Pulina	Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungs- bauwerke an Bundeswasserstraßen
	Köhler u. a. m.	Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer Bildverarbeitung
	Kuhl	Die Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992
	Siebert	Simulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb Iffezheim
	Nestmann	Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim
71/94	Nestmann/Theobald	Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar
	Dietz/Nestmann	Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk
72/95	Vorträge zum OHDE-Kolloqu	ium "Prakische Probleme der Baugrunddynamik" am 14. September 1995
	Fritsche	Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten
	Huth	Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein
	Holzlöhner	Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke
	Schuppener	Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit
	Palloks/Zierach	Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären
	Haupt	Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen
	Zerrenthin/Palloks	Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von Fallversuchen
	Palloks/Dietrich	Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von Spundbohlen im Mergelgestein
	Huber	Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen
	Achilles/Hebener	Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Straßen-
		bahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung
73/95	Westendarp	Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbau- teilen des Eidersperrwerkes
	Dietz	Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk

73/95	Heibaum	Sanierung der Kolke am Eidersperrwerk - Geotechnische Stabilität von Deck- werk und Untergrund
74/96	Vorträge zum BAW-Kolloqui strecke der Elbe" am 9. Mär	um "Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosions- z 1995
	Faist	Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strom- baumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe
	Glazik	Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb von Mühlberg
	Faulhaber	Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe
	Schmidt	Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststoff- transport in der Erosionsstrecke
	Alexy	Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau von Grundschwellen in der Elbe bei Torgau
	Fuehrer	Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau
	Schoßig	Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer Brücken – praktische Durchführung -
	Kühne	Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)
75/97	Abromeit	Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine
	Alberts/Heeling	Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden - Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -
	Köhler	Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berech- nungsansätze
76/97	Vorträge zum BAW-Kolloqui und zur Amtseinführung vo	um zur Verabschiedung von LBDir a. D. Prof. DrIng. Schulz n LBDir DrIng. B. Schuppener am 18. Oktober 1996
	Krause	Ansprache anläßlich der Verabschiedung von Prof. DrIng. Schulz
	Schwieger	Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen
	Köhler	Boden und Wasser - Druck und Strömung
	Armbruster-Veneti	Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen
	Schulz	Rückblick auf 23 Jahre Geotechnik in der BAW
	Schuppener	Gedanken zu den zukünftigen Aufgaben der Geotechnik in der BAW
77/98	Armbruster-Veneti et al.	Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer
	Fuehrer	Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schiffahrt
	Jurisch	Untersuchung der Genauigkeiten von Tachymeter- und DGPS-Ortungen zur Ermittlung hydraulischer und hydrologischer Daten in Flüssen
	Lasar/Voigt	Gestaltung des Allerentlastungsbauwerkes I am MLK
78/98	50 Jahre Bundesanstalt für	Wasserbau
79/98	Vorträge zum gemeinsamer "Eisbildung und Eisaufbruch	n Kolloquium von BAW und BfG n auf Binnenwasserstraßen" am 26. Mai 1998
	Heinz	Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Fis
	Barjenbruch	Wärmehaushalt von Kanälen

79/98	Klüssendorf-Mediger	Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen
	Brydda	Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen
		Kanälen
	Busch	Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd
	Voß	Eisbildung und Eisaufbruch auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost
	Rupp	Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei
		Eisbedeckung
	Kaschubowski	Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen
	Sachs	Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren
	Alexy	Eisdruck auf Kanalbrücken
	Alexy	Optimierung der Eisabführung an Brücken
80/99	Vorträge zum BAW-Kolloqi am 14. Oktober 1999	uium "Donauausbau Straubing-Vilshofen / vertiefte Untersuchungen"
	Kirchdörfer	Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Ziele, Varianten, Organisationsstruktur
	Hochschopf	Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen -
		Baumaßnahmen Naturversuch Sohlendeckwerk
	Jurisch/Orlovius	Durchführung und Rohdatenauswertung
	Strobl	Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände
		in der Schifffahrt
	Zöllner	Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau
		e. V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing - Vilshofen
	Neuner	Untersuchungen zu den horizontalen Sicherheitsabständen in einem mit
		Buhnen geregelten Flussabschnitt
	Nestmann	Luftmodelluntersuchungen zu Kolkverbaumaßnahmen
	Kellermann	Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - 1D-Modell-
		verfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorpholo-
		aische Änderungen
	Söhngen	Fahrdynamische Modelluntersuchungen
	Roßbach/Kauppert	Physikalischer Modellversuch Isarmündung
81/00	Dienststelle Ilmenau	
01,00	Diensistene innenau	
	Beuke	Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieur-
		wesen und Informatik
	Siebels	Wie kam es zum Standort Ilmenau
	KSP Engel und	Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
	Zimmermann Architekten	
	Siebels	Kunstwettbewerb für den Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
	Paul	Erwartungen der WSV an die BAW-Dienststelle in Ilmenau
	Bruns	Informations- und Kommunikationstechnik - Perspektiven und Visionen -
	Bruns	Zur Geschichte der Datenverarbeitung in der BAW
	Fleischer	Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten
	Palloks	Die Entwicklung der Aufgaben des Referats Baugrunddynamik (BD)
	Palloks	Bericht über das BAW - Kolloquium "Setzungen durch Bodenschwingungen"
		in der Außenstelle Berlin am 29. September 1999

82/00	Oebius	Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propeller-
		strahl auf die Wasserstraßen
	Zöllner	Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung
	Rieck/Abdel-Maksoud/	Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines
	Hellwig	Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt
	Fuehrer/Pagel	Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsge-
		schwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten
		Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN
	Willamowski	Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien
		zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der
		Unteren Saale
	Söhngen/Heer	Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport
		am Beispiel des Rheins bei Westhoven
	Abromeit	Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und
		Sanierungsmethode
	Alexy	Ermittlung der Kolktiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im
		Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe
	Faulhaber	Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren
	Hentschel/Kauther	Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geo-
		technischen Versuchswesen
	Gladkow/Söhngen	Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße
		in Flüssen
	Glazik	Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in
		den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam

83/01 Vorträge zum BAW-Kolloquium "Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?", Abschiedskolloquium für Herrn LBDir R. Wagner am 22. März 2001

Aster	Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?
Hermening	Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der
	Instandhaitung der Anlagen
Kunz/Bödefeld	Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement
Westendarp	Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen
Strobl/Wildner	Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton
Meinhold	Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten
Binder	Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten
D. L.	Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf
10 Jahre deutsch-russ Vorträge aus Symposi	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg
10 Jahre deutsch-russ Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 1 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache)
10 Jahre deutsch-russi Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für
10 Jahre deutsch-russ Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau
10 Jahre deutsch-russ Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow Armbruster	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik
10 Jahre deutsch-russi Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow Armbruster Kljujew	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik Deformationen der Schleusenkammerwände an der
Beuke 10 Jahre deutsch-russi Vorträge aus Symposi- und 11. Dezember 200 Butow Armbruster Kljujew	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik Deformationen der Schleusenkammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße
Beuke 10 Jahre deutsch-russi Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow Armbruster Kljujew Ogarjow/Koblew	ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg 11 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik Deformationen der Schleusenkammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße
Beuke 10 Jahre deutsch-russi Vorträge aus Symposi und 11. Dezember 200 Butow Armbruster Kljujew Ogarjow/Koblew Radionow	 ische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, en 9. September 2001 in Sankt Petersburg in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache) Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik Deformationen der Schleusenkammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße Rekonstruktion des Moskau-Kanals

84/02

84/02	Bödefeld	Auswertung der Bauwerksinspektion
	Dettmann/Zentgraf	Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern
	Kemnitz	Modellierung des Geschiebetransports in Flüssen
	Kemnitz	Untersuchung von Schleusenfüllsystemen am Beispiel der neuen Hafen-
	1	Schleuse Magdeburg
	Lausen	Numerische 3D-Simulation der Moseistaustute Lehmen
	Odenwald	bau Uelzen II im Elbe-Seitenkanal
	Paul	Donauausbau Straubing - Vilshofen
	Stenglein	Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein
85/02	Oberflächendichtungen an S	ohle und Böschung von Wasserstraßen
	Empfehlungen zur Anwendu	ng von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
	Kolke an Gründungen / Scou	r of Foundations - Workshop 5 der XV. Internationalen Tagung über Boden-
	mechanik und Geotechnik in	Istanbul im August 2001 (in deutscher und englischer Sprache)
	Annandale et al.	Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies
	Heibaum	Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkschutz /
		Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures
	Richardson et al.	Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA /
		United States Practice for Bridge Scour Analysis
	Schiffbautechnisches Kollo	quium der Bundesanstalt für Wasserbau am 24./25. April 2002
	Bielke	Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von
		Wasserfahrzeugen
	Dobinsky/Sosna	Einsatz dieselelektrischer Schiffsantriebe
	Lenkeit/Stryi	Modernisierung der Fähren entlang des NOK
	Stumpe	Verlängerung MzS MELLUM
	Garber	Entwicklung eines Sandhobels
	Claußen	Entwickung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen
		(Typ Spatz)
	Kühnlein	Modellversuchswesen im Schiffbau
	Germer	Antifouling (TBT-Alternativen)
	Christiansen	Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle
	Hoffmann	Fächerlot- und Sonarsysteme
	Preuß	Einsatz von AIS/VDR an Bord
86/03	Themenschwerpunkt: Wass	serbau im Küstenbereich
	Jürges/Winkel	Ein Beitrag zur Tidedynamik der Unterems
	Lang	Ein Beitrag zur Tidedynamik der Innenjade und des Jadebusens
	Schüttrumpf/Kahlfeld	Hydraulische Wirkungsweise des JadeWeserPorts
	Schubert/Rahlf	Hydrodynamik des Weserästuars
	Boehlich	Tidedynamik der Elbe
	Seiß/Plüß	Tideverhältnisse in der Deutschen Bucht
	Winkel	Das morphologische System des Warnow-Ästuars
	Rudolph	Sturmfluten in den deutschen Ästuaren
	Liebetruth/Eißfeldt	Untersuchungen zur Nautischen Sohle
	Uliczka/Kondziella	Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter
		Flachwasserbedingungen

86/03	Bielke/Siebeneicher	Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen
	Heyer	Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau
	Lang	Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet
	Weilbeer	Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen
		in Ästuaren
	Malcherek	Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell:
		Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung
	Vierfuss	Seegangsmodellierung in der BAW
87/04	Grundlagen zur Bemessung	g von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen
88/05	Principles for the Design of	Bank and Bottom Protection for Inland Waterways
	(Englische Fassung des Mit	teilungsblatts Nr. 87/2004)
89/06	Massive Wasserbauwerke ı	nach neuer Norm
	Kunz	Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke
	Westendarp	Expositionsklassen von Wasserbauwerken
	Allers/Maier/Fleischer	Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld
	Bödefeld	Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe
	Becker	Bemessungsbeispiel für einen Durchlass (Stever-Durchlass) nach neuem
		Regelwerk
	Lünsmann/Linse;	Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg
	Bödefeld	
	Westendarp	Hinweise zu Beton und Betonausführung bei Wasserbauwerken
	Literatur	
90/07	Wasserbauliches Versuchs	wesen
	Grimm/Kemnitz/	Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen
	Seiter/Sengstock/Voigt	und Wehren
	Hentschel	Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle
	Faulhaber	Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher
		Fragestellungen
	Maas/Mulsow/Putze	Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten
		Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen
	Weitbrecht/Muste/	Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und
	Creutin/Jirka	Feldmessungen

Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen	
Gebhardt	Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und
	Betriebserfahrungen
Gabrys	Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren

einer Kiessohle

3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen

Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum

Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen

Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen

und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen

Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse

Physikalische Modellierung von Kolkprozessen

Henning/Sahrhage/

Söhngen/Dettmann/

Hentschel

Hentschel

Wenka/Köhler

Ettmer

Neuner

91/07

91/07	Maisner	Werkstoffe für Schlauchmembrane
	Gebhardt/Kemnitz	Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren
	Meine	Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr
		Marklendorf; Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen
	Reuter	Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines
		Schlauchwehres
	Kamuf	Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus
	Gebhardt/Stamm	Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen
	Poligot-Pitsch/Moreira	The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates
92/10	Bödefeld	Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrata- tionswärme

BAWMitteilungen: ISSN 2190-9199

93/11 Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau

	Reschke	Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton -
		Probemaßnahme Schleuse Feudenheim
	Meinhold	Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau – Untersuchungen zum
		Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen
	Steffens/Anna/Enders	Schleusen-Stemmtore in faserverstärkter Kunststoff-Bauweise
	Bödefeld/Reschke	Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei
		Verkehrswasserbauten
	Herten/Saathoff	Geotechnische Aspekte bei der Planung und beim Bau der neuen
		Schleuse Bolzum am Stichkanal Hildesheim
	Montenegro/Hekel	Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung
		der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter
94/11	Geohydraulische Aspekte b	ei Bauwerken der WSV
	Odenwald	Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt
		Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen
	Schuppener	Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2011
		– Grundlagen von Dämmen an Bundeswasserstraßen
	Odenwald	Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an
		Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011
	Laursen	Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt
		"Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen"
	Odenwald	Numerische Berechnung der Dammdurchströmung
	Ratz/Odenwald	Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken
		in Kanaldämmen
	Fuchs	Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals
	Laursen/Odenwald	Grundwassermessungen an der Mainschleuse Eddersheim
	Nuber/Lensing	Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen
	-	Kummersdorf und Neue Mühle
	Lensing/Laier	Grundsätze für eine Grundwasserbeweissicherung von
	-	Baumaßnahmen der WSV

95/12 "Johann-Ohde-Kolloquium", Karlsruhe, 7./8. Mai 2012

Heinzelmann	Begrüßung und Einführung
Kayser	Dimensionierung von Ufersicherungen mit Deckwerken unter Beachtung
	der Belastungsintensität
Fleischer/Eisenmann	${\sf M\"og} lichkeiten {\sf und} {\sf Grenzen} {\sf pflanzlicher} {\sf Ufersicherungen} {\sf an} {\sf Wasserstraßen}$
Mittelbach/Pohl	Böschungsdeckwerke unter Wellenbelastung
Zerrenthin	Erschütterungen und Setzungen bei Rammarbeiten
Wegener/Herle	Ermittlung von Scherdehnungen durch Schwingungsmessungen und numerische Berechnungen
Mittelbach/Konietzky/	Ultraschallmessungen bei Triaxialversuchen – Laborversuche und
Baumgarten	numerische Simulation
Nitzsche/Herle	Vergleich von gemessenen und numerisch nachgerechneten Verformun-
	gen bei spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen
Nacke/Hleibieh/Herle	Mechanisches Verhalten von Rüttelstopfsäulen in weichen Böden
Baumbach	Ergebnisse axial-zyklischer Belastungsversuche unter Schwell- und
	Wechsellasten an Mikropfählen in Ton
Bergholz/Herten	ProberammungenundProbebelastungenvonSpundwändenamDEK-Nord
Hekel/Odenwald	Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels
Schober/Odenwald	Der Einfluss eines Auflastfilters auf die Bruchmechanik beim hydraulischen Grundbruch

96/12 Automatisierte Abfluss- und Stauzielregelung

Schmitt-Heiderich	Motivation zum FuE-Vorhaben "Optimierungsverfahren für die Parametri-
	sierung von Reglern der automatisierten Abfluss- und Stauzielrege-
	lung (ASR)"
Hörter	Anforderungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung an die automa-
	sierte Abfluss- und Stauzielregelung (ASR)
Arnold/Schmitt-Heiderich/	Parametrisierung von Reglern zur automatisierten Abfluss- und Stauziel
Sawodny	regelung (ASR) – Stand von Wissenschaft und Technikl
Schmitt-Heiderich/	Der Einfluss der Stellorgane auf die Abfluss- und Stauzielregelung (ASR)
Gebhardt/Wohlfart	
Schmitt-Heiderich/	Der Einfluss der Regelstrecke Stauhaltung auf die Abfluss- und Stauziel-
Gebhardt	regelung (ASR)
Gebhardt/Schmitt-	Einfluss von Messgrößen auf die Regelgüte und Möglichkeiten zur
Heiderich/Zhang	Filterung relevanter Informationen
Wohlfart/Gebhardt	Automatisierung der Abfluss- und Stauzielregelung durch Model-Based
	Design und automatische Codegenerierung
Schmitt-Heiderich/	Verfahren zur Parametrisierung von PI-Reglern einer automatisierten
Belzner	Abfluss- und Stauzielregelung
Gebhardt/Wohlfart	Die automatische Regelung einer Stauhaltungskette – Von den Vorunter-
	suchungen bis zur Inbetriebnahme der automatisierten Modelstaustufen

97/13 Die Deichrückverlegung bei Lenzen an der Elbe

Faulhaber	Charakteristik der Elbe zwischen Havelmündung und Dömitz
Damm	Deichrückverlegung Lenzen-Wustrow – Geschichte und Umsetzung
	im Rahmen eines Naturschutzgroßprojektes

Schmidt	Die Deichrückverlegung Wustrow-Lenzen – Planung und Umsetzung		
	aus Sicht des Bauherrn		
Faulhaber/Bleyel/Alexy	Übersicht der hydraulisch-morphologischen Modelluntersuchungen		
	zwischen 1995 und 2010		
Alexy	Numerische Modelluntersuchungen zu den Auswirkungen der Deichrück-		
	verlegung Lenzen und von geplanten Verlandanpflanzungen		
Schmid/Niesler	Durchführung und Aufbereitung von Naturmessungen im Bereich		
	der Deichrückverlegung Lenzen		
Faulhaber	Zusammenschau und Analyse von Naturmessdaten		
Montenegro	Untersuchung des Wirkungszusammenhangs zwischen Abfluss-		
	dynamik und Grundwasser		
Rommel	Anthropogen beeinflusste Ufer- und Vorlandentwicklung an der		
	Unteren Mittelelbe		
Schneider	Historische Aspekte der wasserbaulichen Prägung des Abschnittes		
	um Lenzen		

98/15 Numerische Methoden in der Geotechnik

Schweiger/Tschuchnigg	Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mit der FE-Methode durch Reduktion	
	der Scherfestigkeitsparameter – Neue Erkenntnisse	
Hohberg	Standsicherheitsnachweis für Lehnenviadukte und Stützmauern an Berghängen	
von Wolffersdorff	Modellierung von Geogittern und deren Interaktion zum umgebenden	
	Boden mit numerischen Methoden	
Pucker	Zur Ermittlung von P-y-Kurven in granularen Böden mit der Finite-	
	Elemente-Methode	
Kaya/Grabe	Numerische Untersuchungen zur Bodenverschleppung und Spaltbildung	
	infolge Spundwandeinbringung in Dichtungsschichten	
Heins/Grabe/Hamann	Numerische Simulation einer Bodenverbesserungsmaßnahme infolge	
	Rütteldruckverdichtung	
Montenegro/Stelzer/	Parameterstudie zum Einfluss von Gasbläschen im Grundwasser auf	
Odenwald	Porenwasserdruck und effektive Spannung bei Auflast- oder Wasser-	
	spiegeländerungen	
Bauer/Reul	Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Sandeinlagerungen in	
	weichen bindigen Böden auf den Pfahlseitendruck	
Brinkgreve/Bürg/	Beyond the Finite Element Method in Geotechnical Analysis	
Andreykiv/Lim		
Hamad/Moormann	Dropping Geocontainers in Water	
Stefanova/Grabe	Numerische Simulationen der Boden-Wasser-Interaktion mittels eines	
	Zweiphasenmodells im Rahmen der Smoothed Particle Hydrodynamics	
	(SPH)	
Domes/Benz	Entwicklung eines numerischen Modells zur Simulation der Zementfiltra-	
	tion während der Herstellung von Verpressankern	
Henke/Hao/Matthiesen/	Numerische Untersuchungen zur Baugrube Schleuse Lüneburg unter	
Rother	Berücksichtigung des benachbarten Schiffshebewerks	
Benz/Wehnert	Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart – Simulation der Boden-Bauwerk-	
	Interaktion	

99/16 Johann-Ohde-Kolloquium, Karlsruhe, 1./2. Juni 2016

Heinzelmann	Begrüßung und Einführung		
Tang	Modeling of Soil Water Interaction Using OpenFOAM		
Stelzer	Zur Berücksichtigung der Kopplung von Grundwasserströmung und		
	Bodenverformung bei der numerischen Berechnung der Porenwasser-		
	druckverteilung		
Petzoldt/Konietzky	Numerische CFD-DEM-Analyse von Schüttsteindeckwerken an		
	Seeschifffahrtsstraßen		
Ewers	Porenströmung als Auslöser für Erosion?		
Wiebicke/Herle/	Optische Bestimmung der Struktur von Granulaten		
Andò/Viggiani			
Schwiteilo/Herle	Plausibilitätsbewertung von Laborversuchen zur Bestimmung von		
	Scherkennwerten		
Götz	Strukturerkundung und Kennwertermittlung mit Vertikal Seismischer		
	Profilierung (VSP)		
Wolf	Anwendung der 2D elastischen Wellenforminversion auf flachseismische		
	Felddaten		
Nitzsche/Herle	Ansatz zur Bestimmung einer dehnungsabhängigen Standsicherheit		
Hleibieh/Herle	Dynamische numerische Nachrechnung eines Zentrifugenversuches für		
	einen Erddamm aus verflüssigungsgefährdetem Boden		
Kostkanová/Strauß/	Abdichtung von Damm- und Deichkörpern mittels kunststoffbasierter		
Helbig/Tintelnot	Dichtungssysteme		
Uhlig/Herle	Auswertung von Drucksondierungen in Kippenböden		
Straßer/Döttling/Lensing/	Auswirkungen von Baumaßnahmen auf die Interaktion von Oberflächen-		
Liesch/Wang/Goldscheider	wasser und Grundwasser		

100/17 Kompetenz für die Wasserstraßen – Heute und in Zukunft Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW

Rahimi	Vereinfachtes Nachweiskonzept zur leistungsbezogenen Bemessung von Stahlbetonbauten hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion		
Binder	Korrosionsschutz für stählerne Brücken und Hochbauten in der Wasser- straßen und Schifffahrtsverwaltung (WSV)		
Heeling	Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspund- wänden in Häfen und an Wasserstraßen		
Straßer/Montenegro/	Hydrogeologische Untersuchungen im Bereich der Staustufe Hessigheim		
Odenwald/Blechschmidt/	am Neckar		
Liesch/Goldscheider			
Pfletschinger-Pfaff/	Mikrozellenversuche zur kleinskaligen Untersuchung von hydraulisch		
Kayser/Steeb	induziertem Partikeltransport in porösen Medien		
Thorenz/Belzner/	Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen		
Hartung/Schulze			
Dettmann	Fahrspurbreiten in Binnenwasserstraßen – Der Ansatz von Graewe bis zum Schiffsführungssimulator		
Lang	PROGHOME – Sofrware für Anwendungen im Küstenwasserbau		
Kösters/Uliczka/	Wechselwirkung von Schiff und Wasserstraße im Küstenbereich – Ein		
Böttner/Kastens	Überblick wissenschaftlicher Methoden		
Becker	Ermittlung der Kräfte bei Ankerwurf auf Kreuzungsbauwerke		

	Kopmann/Riehme/	Zuverlässigkeitsanalysen für die morphodynamische Modellierung von Binnenwasserstraßen	
	Naumann		
	Platzek/Stelling/Jankowski	Ein effizienter semi-impliziter Subgrid-Ansatz für Strömungen mit freier	
	Patzwahl/Pietrzak	Oberfläche auf hierarchischen Gittern	
101/17	in Vorbereitung		
	in voiberenang		

102/16	Schmidmeier	Dissertation

Zur Ermüdungsfestigkeit vollverschlossener Seile unter Biegung



Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur



Bundesanstalt für Wasserbau Kompetenz für die Wasserstraßen

Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe Tel.: +49 (0) 721 9726-0 · Fax: +49 (0) 721 9726-4540 Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg Tel.: +49 (0) 40 81908-0 · Fax: +49 (0) 40 81908-373

www.baw.de