



Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

BAWMitteilungen Nr. 93

Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau

Karlsruhe Februar 2011



BAWMitteilungen

Nr. 93

**Bautechnische und geotechnische
Aspekte beim Schleusenbau**

Herausgeber

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Postfach 21 02 53
76152 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-0
Fax: 0721 9726-4540

info@baw.de
www.baw.de

Übersetzung, Nachdruck – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers: © BAW 2011

Inhalt

Reschke, T.	7
Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton – Probemaßnahme Schleuse Feudenheim	
Meinhold, W.	29
Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau – Untersuchungen zum Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen	
Steffens, M. • Anna, F. • Enders, U.	39
Schleusen-Stemmtore in faserverstärkter Kunststoff-Bauweise	
Bödefeld, J. • Reschke, T.	49
Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei Verkehrswasserbauten	
Herten, M. • Saathoff, J.	61
Geotechnische Aspekte bei der Planung und beim Bau der neuen Schleuse Bolzum am Stichkanal Hildesheim	
Montenegro, H. • Hekel, U.	69
Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter	
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben	79



Editorial

Schiffsschleusen zählen zu den wichtigsten verkehrswasserbaulichen Anlagen im Netz der Bundeswasserstraßen. Die Bauzeit der mehr als 300 in Betrieb befindlichen Schleusenanlagen reicht vom frühen 19. Jahrhundert bis heute. Schleusen sind im Regelfall besonderen Einwirkungen und hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Sie müssen allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen und jederzeit zuverlässig funktionieren. Robustheit und Langlebigkeit spielen bei Schleusenanlagen eine herausragende Rolle.

All diese Aspekte spiegeln sich in den Aufträgen der Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes an die BAW wider. Insofern nehmen Beratung und Begutachtung durch die BAW bei Fragen des Betriebs, der Instandsetzung und des Neubaus von Schleusen einen breiten Raum ein. Innovative Forschungsarbeiten der BAW zu diesen Themen liefern wichtige Grundlagen für die spätere Projektbearbeitung. Die BAW-Mitteilungen Nr. 93 informieren über Forschungsergebnisse und geben gleichermaßen Einblick in aktuelle Projekte, wobei die sechs Beiträge auf bautechnische und geotechnische Aspekte fokussiert sind.

Wegen der ungünstigen Alterstruktur der Anlagen werden Maßnahmen zur Erhaltung von Schleusenbauwerken in den nächsten Jahren weiter an Bedeutung gewinnen. Bei Einkammer-Schleusen besteht die Herausforderung darin, die Bauarbeiten unter laufendem Schiffsbetrieb durchzuführen, der nur kurze tägliche Sperrzeiten erlaubt. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurde die Instandsetzung mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton untersucht und in der Praxis erprobt.

Vor allem ältere Schleusen verfügen kammerseitig vor dem Untertor über keinen ausreichenden Stoßschutz gegen Schiffsanfahrung. Ergebnisse einer Forschungsarbeit über das Tragvermögen von Stemmtoren bei Schiffsanfahrung und Möglichkeiten zur Optimierung der Torkonstruktion lassen erkennen, dass bestehende

Schleusen bei einer Torerneuerung sicherheitstechnisch verbessert werden können.

Im Rahmen eines weiteren Forschungsvorhabens wurde nachgewiesen, dass mit dem im Schiffbau schon lange bewährten Faser-Kohlenstoff-Verbund- (FKV-) Werkstoff - eine landläufige Variante sind die glasfaserverstärkten Kunststoffe GfK - Stemmtore für Kleinschiffahrtsschleusen hergestellt werden können. Durch den Fertigungsprozess bei FKV-Bauteilen ist darüber hinaus eine weitestgehend standardisierte Herstellung der Schleusentore möglich.

Beim Abbruch massiver Wasserbauwerke fällt Material an, dessen Wiederverwendung als Recycling-Material auf der Grundlage aktueller Bemessungs- und Stoffnormen untersucht wurde. Ziel ist es, die Nachhaltigkeit bei massiven Wasserbauwerken wie z. B. Schleusen zu verbessern. Möglichkeiten und Grenzen bei Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen im Verkehrswasserbau werden aufgezeigt.

Beim Neubau von Schleusen sind vielfältige geotechnische und geohydraulische Untersuchungen und Berechnungen erforderlich. Insbesondere bei so komplexen Baugrundverhältnissen wie denen beim Bau der neuen Schleuse Bolzum stellt dies eine besondere Herausforderung dar. Ein Beitrag befasst sich mit den Baugrunderkundungen, der Auswahl des optimalen Standortes für eine sichere Gründung und des Baugrubenverbau, dem Messkonzept zur Überwachung der Baugrube sowie den Erfahrungen bei der Bauausführung. Im zweiten Beitrag wird speziell auf die Wasserhaltung für die Baugrube sowie auf die Anwendung der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter eingegangen.

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



Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton – Probemaßnahme Schleuse Feudenheim

Dr.-Ing. Thorsten Reschke, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Ausgangssituation und Zielstellung

1.1 Instandsetzungsbedarf und -möglichkeiten

Ein Großteil der Schleusen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes hat ein Alter von mehr als 70 Jahren erreicht und entsprechend groß ist der Instandsetzungsbedarf an den Betonbauteilen dieser Bauwerke. Auf Grund der geringen Qualität der Altbetone, ihrer zumeist hohen Durchfeuchtung und den oft ausgeprägten Rissen und offenen Arbeitsfugen sind dünn-schichtige Instandsetzungssysteme in vielen Fällen ungeeignet. Bei der Betoninstandsetzung wird daher in der Regel der teilweise oder vollständige Ersatz der Schleusenkammerwände vorgezogen oder es werden Vorsatzschalen aus Ort- oder Spritzbeton mit Dicken von 30 cm und mehr ausgeführt. Insbesondere Ortbetonvorsatzschalen haben sich in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Maßnahme bei Kammerwandinstandsetzungen bereits vielfach bewährt. Ein großer Nachteil dieser konventionellen Instandsetzungsverfahren ist bisher, dass die betreffende Schleusenkammer für die Durchführung der Baumaßnahme ca. ½ bis 1 Jahr für die Schifffahrt gesperrt werden muss. Dies kann bei Wasserstraßen mit nur einer Schleusenkammer je Stauanlage zu einer Verlagerung des Transportaufkommens auf Schiene und Straße führen, das nur schwer wieder für die Wasserstraße zurück gewonnen werden kann.

Ziel war es daher, ein Bauverfahren für die Instandsetzung von 1-Kammer-Schleusenanlagen zu finden, welches bei Aufrechterhaltung der Schifffahrt „unter Betrieb“ realisierbar ist, sodass die ansonsten mehrmonatigen Sperrzeiten vermieden werden können.

1.2 Lösungsansätze für Instandsetzungen „unter Betrieb“

Bei Instandsetzungen „unter Betrieb“ sind bestimmte Randbedingungen einzuhalten insbesondere hinsichtlich:

- Der für die Arbeiten zur Verfügung stehenden (i. d. R. kurzen) Zeitfenster,
- der Baustelleneinrichtung bei laufendem Schleusenbetrieb,
- des freizuhaltenden Lichtraumprofils innerhalb der Kammer während der Arbeiten,
- einer evtl. Gefährdung der Schifffahrt.

Daraus ergeben sich besondere Anforderungen an den Betonabtrag sowie – bei den Verfahren unter Verwendung von Beton und Spritzbeton – auch an die Erhärtungscharakteristik dieser Materialien (schnelle Erhärtung innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeitfenster).

Grundsätzlich sind die nachfolgend aufgeführten Lösungsansätze denkbar, wobei die Machbarkeit unter den o. g. Randbedingungen teilweise eingeschränkt ist:

- (1) Vorsatzschale aus Ortbeton,
- (2) Vorsatzschale aus Spritzbeton,
- (3) Vorsatzschale aus Fertigteilen,
- (4) Vorsatzschale aus Spundwandprofilen,
- (5) Vorsatzschale aus Stahlprofilen.

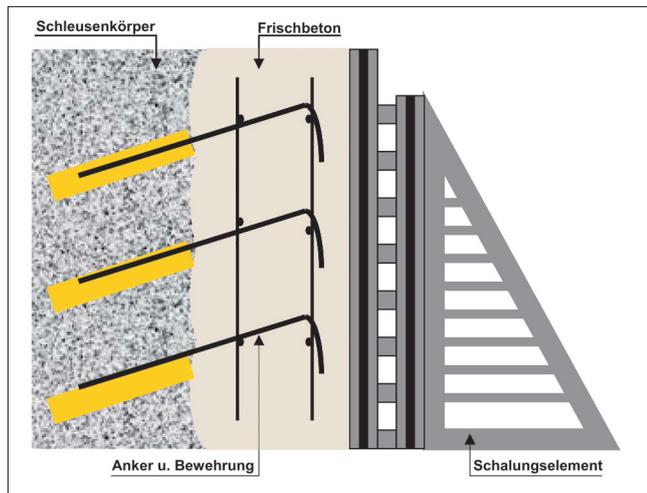


Bild 1: Vorsatzschale aus Ortbeton

Bei der Variante (1) besteht die Problematik insbesondere in dem Schalungselement, welches während der Schifffahrtsphasen entfernt werden muss (Bild 1). Ggf. ist eine Weiterentwicklung mit einem an der Wand verankerten Schalsystem möglich, was jedoch bei schwachen Altbetonen problematisch ist.

Die Variante (2) ist auch bei den vorgesehenen kurzen Zeitfenstern (Arbeiten nur während der Nacht, ca. 8 h) machbar, sofern entsprechend schnell erhärtende Spritzbetone zur Verfügung stehen.

Theoretisch sind auch die Instandsetzungsvarianten (3), (4) und (5) denkbar. Für die praktische Umsetzung sind hier allerdings noch grundlegende, meist auch objektspezifische Überlegungen zur baulichen Ausbildung (z. B. Verankerung) notwendig, sodass diese im Zusammenhang mit der Probeinstandsetzung nicht weiter verfolgt wurden.

1.3 Ausgewähltes Instandsetzungskonzept und Probeinstandsetzung

Als Instandsetzungskonzept wurde – in Anlehnung an die klassische und bewährte Bauweise – die Variante (2) „Vorsatzschale aus Spritzbeton“ (Bild 2) in Verbindung mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton favorisiert. Bei dieser Variante war auf Grund umfangreicher Voruntersuchungen zu erwarten, dass die Vorsatzschale bereits wenige Stunden nach ihrer Herstellung wieder belastet werden kann sowie die Dauerhaftigkeit für alle relevanten Beanspruchungen sichergestellt ist.

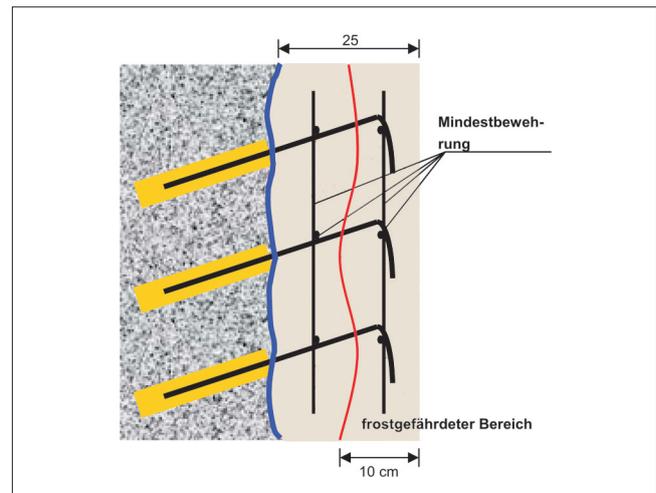


Bild 2: Vorsatzschale aus Spritzbeton

Die Eignung des neuen Instandsetzungsverfahrens wurde im Rahmen einer Probeinstandsetzung an der mittleren Schleusenammer der Eingangsschleuse Feudenheim am Neckar unter Praxisbedingungen untersucht. Mit dem Versuch wurde die Durchführbarkeit an einem Kammerwandblock für alle wesentlichen Arbeitsschritte wie Abtrag des Altbetons, Einbau von Verankerung und Bewehrung, Herstellung und Einbau des Spritzbetons sowie Einbau von Ausrüstungsteilen überprüft. Die Bauausführung erfolgte durch eine auf Instandsetzungen spezialisierte Fachfirma (W+S Bau GmbH, Kassel). Die Maßnahme wurde von der BAW eng begleitet sowie aus Sicht der bauausführenden Firma und des Auftraggebers ausführlich dokumentiert [1], [2].

2 Randbedingungen

2.1 Baulicher Zustand des Bauwerks

Ausschlaggebend für die Wahl der mittleren Schleusenammer Feudenheim waren vornehmlich die beiden folgenden Punkte:

- Die Kammerwände der mittleren Schleusenammer Feudenheim befinden sich in einem schlechten baulichen Zustand. Die mittlere Kammer weist die für Schleusen dieses Alters typischen Schäden auf und ist dringend instandsetzungsbedürftig (siehe Bild 3). Die grundsätzliche Notwendigkeit zur Instandsetzung der mittleren Schleusenammer war bereits 1988 in einem Gutachten der BAW festgestellt worden. Mit dem Versuch konnte also ein Beitrag zur notwendigen Instandsetzung der Kammer geleistet werden.



Bild 3: Zustand der Kammerwand vor der Instandsetzung

- Die in Feudenheim vorhandenen drei Schleusenkammern boten Gewähr dafür, dass auch im Falle nicht vorhersehbarer Schwierigkeiten und Probleme bei der Umsetzung des Versuchs eine Sperrung der mittleren Schleusenkammer nicht zu einer Beeinträchtigung der Schifffahrt führen würde.

Für die Erprobung wurde der Kammerblock H 5/5 – H 5/6 der mittleren Kammer ausgewählt, da er durch die darin zu ersetzenden Nischenpoller und die Steigleiter erhöhte Anforderungen an das Instandsetzungsverfahren stellte. Die Druckfestigkeit des Betons des Kammerwandblocks liegt im Mittel bei $7,6 \pm 3,5 \text{ N/mm}^2$, die Schwankungsbreite der Einzelwerte reicht von $2,8 \text{ N/mm}^2$ bis $66,0 \text{ N/mm}^2$. Für den rechnerischen Nachweis kann nur von der fiktiven Betonfestigkeitsklasse B 1,5 ausgegangen werden. Die Spaltzugfestigkeit beträgt im Mittel $0,60 \pm 0,59 \text{ N/mm}^2$. Bei diesen Kennwerten muss beachtet werden, dass nur die prüfbareren Teilstücke von Bohrproben untersucht werden konnten, ein nicht unwesentlicher Teil der Proben bestand aus Haufwerk.

2.2 Technische Anforderungen

Die Anforderungen an den Beton der Vorsatzschale ergeben sich aus der ZTV-W LB 219 [3]. Die Vorsatzschale muss demnach den folgenden über Expositionsklassen beschriebenen Einwirkungen standhalten:

- XC2: Bewehrungskorrosion infolge Carbonatisierung.
- XW2: Wechselnde Beanspruchung mit Süßwasser.
- XF3: Frost, hohe Wassersättigung.
- XM1: Schifffahrt, Eisgang.
- XRD: rückseitige Durchfeuchtung.

Die BAW hatte einen umfangreichen Anforderungskatalog aufgestellt, dem ein schnell erhärtender Spritzbeton für derartige Anwendungszwecke genügen muss. Hier stehen insbesondere die Festigkeiten und die Dauerhaftigkeitseigenschaften im jungen Alter (nach wenigen Stunden) im Vordergrund. Die wesentlichen Anforderungen der BAW bezüglich der Eignungsprüfungen für nicht bauaufsichtlich zugelassene Spritzbetonzemente bzw. die damit hergestellten Spritzbetone sind in Tabelle 1 aufgeführt.

In einem umfangreichen Untersuchungsprogramm im Vorfeld des Probeversuchs wurde nachgewiesen, dass der zur Anwendung vorgesehene Spritzbeton alle von der BAW definierten Anforderungen erfüllt. Basierend auf diesen Voruntersuchungen, den am alten Bauwerk ermittelten Materialkennwerten, der statischen Berechnung der neuen Betonvorsatzschale sowie aus der geplanten Herstelltechnologie (8 h Zeitfenster Betoneinbau, davon 4 h Erhärtungszeit bis zur Belastung) wurden die Mindestanforderungen an das Material für den Einsatz an der Schleuse Feudenheim wie folgt festgelegt:

- Mindestdruckfestigkeit nach 4 h (Mittelwert/ kleinster Einzelwert): $15 \text{ N/mm}^2 / 12 \text{ N/mm}^2$,
- Druckfestigkeit 28 d: $\geq 40 \text{ N/mm}^2$,
- Statischer E-Modul 28 d: $\leq 30.000 \text{ N/mm}^2$,
- Schwinden: Schwindmaß 180 Tage $\leq 1,0 \text{ mm/m}$; Schwindrinne keine Risse,
- Wassereindringtiefe 28 d: $< 30 \text{ mm}$.

Die Einhaltung dieser Kennwerte wurde an gesondert hergestellten Spritzplatten überprüft.

Bei der statischen Bemessung der Vorsatzschale war neben dem vollen Spaltwasserdruck die Überlagerung aus Last und Zwang zu Grunde zu legen. Die Bemessungsunterlagen wurden von der ARCADIS Consult GmbH aufgestellt und sind in [1] ausführlich dokumentiert. Es wurden die statischen Nachweise für die Vorsatzschale geführt sowie Angaben über deren Verankerung gemacht. Auf Grund der geringen Betongüte wurde festgelegt, die Tragfähigkeit der Vorsatzschalen-Anker durch Zugversuche im Bestand zu überprüfen.

Prüfgegenstand	Nr.	Prüfungen
Zementprüfungen nach EN 196	1	Hauptbestandteile
	2	Mahlfeinheit, Erstarren, Raumbeständigkeit, Druckfestigkeit, Mineralogische Zusammensetzung Zementstein
Betonprüfungen in Anlehnung an die DIBT-Zulassungsprüfung von Spritzbetonzementen mit Zusatzmittel	3	Druckfestigkeit ¹⁾ nach 4, 5, 6, 24 Stunden sowie 3, 7, 28, 90 Tage, 1 und 3 Jahre
	4.1	Schalllaufzeit und Spaltzugfestigkeit ²⁾ nach 4, 5, 6, 24 h
	4.2	Spaltzugfestigkeit ¹⁾ 3, 7, 28, 90 Tage, 1 und 3 Jahre
	5	E-Modul, statisch ¹⁾ nach 24 Stunden sowie 3, 28 Tage, 1 und 3 Jahre
	6	freies Schwinden 0, 1, 2, 3, 7, 14, 28, 56, 90, 180 Tage, 1 und 3 Jahre zusätzlich Schwindrinne
	7.1	Frostwiderstand nach dem CIF-Verfahren (Prüfbeginn 28 Tage)
weitergehende Betonprüfungen für die Bewertung der Eignung bezüglich der Dauerhaftigkeitsanforderungen an den Beton	7.2	Gefrierbeständigkeit ²⁾ nach 4 und 24 Stunden (Prüfkörper einem FTW unterziehen, anschließend vergleichend zu den Referenzkörpern aus 4.1 Prüfung der Schalllaufzeit und der Spaltzugfestigkeit)
	8	Wasseraufnahme bei 0 und 150 bar 90 Tage
	9	Quecksilberdruckporosimetrie 90 Tage
	10	WU-Prüfung 28, 90 Tage
	11	Carbonatisierung 28, 90, 180 Tage, 1 und 3 Jahre
<p>¹⁾ Mindestanforderungen an Festigkeitswerte des Spritzbetons</p> <ul style="list-style-type: none"> – Mindestdruckfestigkeit nach 4 Stunden: Mittelwert 15 N/mm² ; kleinster Einzelwert 12 N/mm² – Mindestspaltzugfestigkeit aus Druckfestigkeit ($\beta_{SZ} = 0,232 \beta_d^{2/3}$) – E-Modul 28 Tage ≤ 30.000 N/mm² (vergleichbar E-Modul Altbeton) <p>²⁾ Bewertungskriterien Spaltzugfestigkeit und Gefrierbeständigkeit bis 24 Stunden:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Erhöhung Laufzeit < 30 % gegenüber Referenzkörper – Verminderung Spaltzugfestigkeit < 30 % gegenüber Referenzkörper 		

Tabelle 1: Materialanforderungen im Rahmen der Eignungsprüfungen

2.3 Betriebliche Randbedingungen

Als wichtigste betriebliche Randbedingung wurde vor Beginn des Versuchs festgelegt, dass die Instandsetzung bis zum Unterwasserstand unter Aufrechterhaltung des Betriebs der Schleuse erfolgen sollte. Alle Arbeiten zur Herstellung der Vorsatzschale sollten daher in betriebsarmen Zeiten, d. h. in den Nachtstunden, ablaufen. Die Schleusenkammer war nach jeder Arbeitsschicht so zu verlassen, dass sie unmittelbar danach für einen gefahr- und reibungslosen Schiffsverkehr zur Verfügung stand. Zur Erfüllung dieser Forderung sollten alle Arbeiten von einem Ponton aus erfolgen, der bei Schichtbeginn in die Kammer einfährt und über die Regelung des Kammerwasserstandes auf die erforderliche Arbeitshöhe gebracht wird.

Das Gebot der Vermeidung jeglichen Risikos für die Schifffahrt hatte wegen der niedrigen Qualität des Altbetons für den Bauablauf die Konsequenz, dass die Vorsatzschale in 5 horizontalen Abschnitten von ca. 2 m Höhe, sog. „Lamellen“, schrittweise erstellt werden sollte. Gegen ein vollständiges Abfräsen der Kammerwandoberfläche vor Beginn der Verankerungs-, Bewehrungs- und Spritzbetonarbeiten sprach, dass der Altbeton bei diesem Vorgehen über längere Zeit den Belastungen aus wechselnden Wasserständen, mechanischen Belastungen und Temperaturwechseln ausgesetzt gewesen wäre. Möglicherweise herabfallende Betonbruchstücke und die zeitweise großflächig offen liegenden Anker und Bewehrung hätten eine Gefahr für die Schifffahrt bedeutet. Außerdem wäre das Risiko von Beschädigungen an der Vorsatzschale in Zwischenstadien ihrer Herstellung erhöht gewesen.

Für die oberen drei Lamellen wurden Zeitfenster von 8 h Dauer (22:00 Uhr bis 6:00 Uhr) festgelegt, außerhalb derer die Schleusenkammer nicht durch den Arbeitsponton belegt sein durfte. In den unteren beiden Lamellen sollten alle Arbeiten – bis auf den Auftrag des Spritzbetons – in 4 h Zeitfenstern erfolgen. Damit sollte erprobt werden, ob das Verfahren auch an Wasserstraßen mit höherem nächtlichen Verkehrsaufkommen anwendbar sein könnte. Um die Gesamtbauzeit nicht unnötig zu verlängern, wurden für eine Nacht zwei 4 h Zeitfenster zugelassen, die aber durch das Räumen der Baustelle und das Aus- und wieder Einfahren des Pontons voneinander zu trennen waren, um so einen 4 h Baubetrieb zu simulieren.

3 Ablauf der Instandsetzungsmaßnahme

3.1 Baustelleneinrichtung

Die Arbeiten begannen im September 2002 mit der Einrichtung der Baustelle. Die zur Ausführung der Arbeiten benötigte Baustelleneinrichtung bestand im wesentlichen aus folgenden Geräten (Bild 4).



Bild 4: Arbeitsponton mit Geräten

- Arbeitsponton 20,0 m x 9,0 m (bestehend aus drei Teilen à 20,0 m x 3,0 m) mit Baggermatten aus Kante-hölzern und Schuttwanne aus Stahlblech,
- Arbeitsboot,
- Hydraulikbagger Cat 312 mit Greifer oder Walzenfräse,
- Hydraulikbagger Cat 307 mit Meißel,
- Lader,
- 2 Zementsilos,
- Spritzanlage (Zementbunker, Vorlaufmischer, Spritzmaschine, 2 Tanks für Zugabemittel),
- Kompressor,
- Sandstrahleinrichtung,
- Bohrhämmer, Zwangsmischer, Mörtelmischer,
- Wohn-, Sanitär-, Aufenthalts- und Materialcontainer.

3.2 Betonabtrag

Der Abtrag des Altbetons erfolgte mit Hilfe von Walzenfräse und Meißel. Geräteträger waren zwei Hydraulikbagger vom Typ Caterpillar 312B und 307B. Die anfänglich verwendete Tellerfräse wurde nach zwei Tagen durch eine Walzenfräse ersetzt (Bild 5), da sie erhebliche Schwierigkeiten hatte, die harte Deckschicht (Torkret-Schicht) des Altbetons abzutragen.



Bild 5: Teller- und Walzenfräse

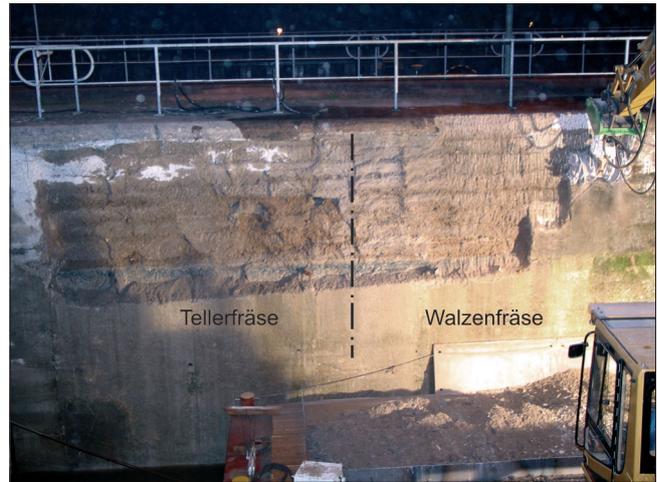


Bild 6: Anordnung der Schuttwanne, Fräsbild Teller- und Walzenfräse

Die Walzenfräse war in der Lage, die harte Deckschicht abzuheben und erreichte eine Fräsleistung von ca. $4 \text{ m}^2/\text{h}$, wobei eine ebenmäßigere Oberfläche erzielt wurde.

Der Hydraulikmeißel erwies sich im Bereich der Leiternische und der Nischenpoller wegen der dort vorhandenen besseren Betonqualitäten und der massiven Bewehrung (z. T. $\varnothing 28 \text{ mm}$) als unverzichtbar. Er wurde allerdings erst eingesetzt, nachdem ergebnislos versucht worden war, den obersten Poller mittels Presslufthammer und Fräse abzubrechen. Mit dem Hydraulikmeißel konnten die alten Poller aus Gussstahl durchweg ohne Probleme zerschlagen und anschließend die Anker sowie die umgebende Bewehrung abgebrannt werden.

Zur Aufnahme des herabfallenden Schutts war auf dem Ponton eine Schuttwanne aus Stahlblech in den Abmessungen $12 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$ hergestellt worden, deren eine Längsseite mit der Bordwand des Pontons abschloss (Bild 6). An dieser Seite besaß die Schuttwanne keine Seitenwand, sondern einen Fußanschlag aus aufgeschweißten Bewehrungsstählen, der die sog. „Schuttfangbleche“ ($3,0 \text{ m} \times 0,8 \text{ m}$) stützen sollte. Diese wurden in den Fußanschlag eingestellt und gegen die Wand gelehnt, sodass sie das entlang der Wand herabfallende Fräsgut in die Schuttwanne abwiesen. Es sammelte sich vor dem Fuß der Schuttfangbleche am Rand der Schuttwanne. Mit dem Fräskopf konnte es dann in der Schuttwanne verteilt werden, zeitraubende Handarbeit mit der Schaufel war aber immer erforderlich.

3.3 Anker und Bewehrung

3.3.1 Bemessung der Spritzbetonvorsatzschale

Die 25 cm starke Vorsatzschale wurde gemäß den Anforderungen der ZTV-W LB 219 [3] auf den vollen Spaltwasserdruck bemessen. Der Lastfall Spaltwasserdruck wurde für die Anker und der Lastfall Zwang für Biegebemessung zu Grunde gelegt. Für die Vorsatzschale wurde bei einer Betondeckung von 6 cm eine zweilagige, kreuzweise Bewehrung mit Stabstahl $\varnothing 16 \text{ mm}$, $a = 12,5 \text{ cm}$, berechnet. Die notwendigen Übergreifungsstöße an den Teilflächengrenzen wurden mit 56 cm berechnet.

3.3.2 Anker Ausbildung und -einbau

Gemäß der statischen Berechnung [1] musste eine Verankerung der Vorsatzschale über Stabanker in den Altbeton erfolgen. Um ein Schwingen der Bewehrung beim Spritzen zu vermeiden, wurden nach DIN 18551 vier Anker je m^2 Wandfläche vorgesehen. Die planmäßige Einbindetiefe der Anker in den Altbeton wurde über Zugversuche auf 65 cm festgelegt (die Prüfung erfolgte auf Verbundspannung sowie Materialversagen). Die Anker waren um 15° abwärts gegen die Horizontale geneigt einzubauen und zur Aufnahme der Verankerungskräfte hakenförmig abzubiegen.

Die Bohrungen zur Aufnahme der Stabanker wurden in einem Raster von $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ mit Bohrhämmern auf einen Durchmesser von 30 mm gebohrt (Bild 7). Wegen



Bild 7: Ankereinbau

der schwankenden Abtragstiefe variiert die Einbindetiefe der Anker zwischen 50 cm und 65 cm. Darin ist ein Vorhaltemaß von 10 cm bis 15 cm enthalten. Trotz der niedrigen Qualität des Altbetons und der Wasserwegigkeit der Kammerwand trat eine Wasserführung nur bei einem sehr geringen Anteil der insgesamt ca. 660 Bohrlöcher auf. Die fertigen Bohrungen wurden anschließend zur Reinigung von losen Bestandteilen und Bohrmehl mit Druckluft gründlich ausgeblasen.

Unmittelbar darauf folgte die Verfüllung der Bohrlöcher mit Ankermörtel. Die vollständige Füllung der Bohrlöcher wurde erreicht, indem der Mörtelschlauch bis auf den Boden der Bohrlöcher vorgeschoben und dann langsam wieder gezogen wurde. Nachfolgend wurden die Stabanker eingesetzt und an vorher gespannten Richtschnüren ausgerichtet. Auf der Höhe jeder Ankerlage wurde eine Richtschnur in der Flucht mit den Wandflächen der angrenzenden Kammerwandblöcke angebracht. Anhand der damit vorgegebenen Lage der fertigen Wandoberfläche wurden die Anker so tief in die Bohrlöcher eingesetzt, dass die angestrebte Betondeckung von 6 cm gewährleistet wurde. Es wurde ein schnell erhärtender Ankermörtel verwendet, der schon ca. 1 h nach Setzen der Anker den Einbau der hinteren Bewehrungslage zuließ.

Innerhalb einer 8 h Schicht konnten bei reibungslosem Ablauf mit fünf Personen auf ca. 30 m² Kammerwand die Bohrlöcher hergestellt, die Anker eingebaut und die hintere Bewehrungslage verlegt werden.

3.3.3 Bewehrungseinbau

Für den Einbau der hinteren Bewehrungslage wurde auf jeder Ankerlage ein horizontaler Bewehrungsstab angerödelt und drei weitere lose abgelegt. An den befestigten horizontalen Stäben konnten die vertikal verlaufenden Bewehrungsseisen angebinden werden, an denen wiederum die noch losen horizontalen Bewehrungsstäbe fixiert werden konnten (Bild 8). Dieses Vorgehen war zwingend, da ein späteres Einfädeln der horizontalen Stäbe hinter die vertikal verlaufenden Stäbe nicht möglich gewesen wäre. In den Überlappungsbereichen der Bewehrung war darauf zu achten, die horizontal verlaufenden Stäbe hinter die vertikale Bewehrung einzufädeln, bevor dies durch das Setzen neuer Anker unnötig erschwert würde.



Bild 8: Bewehrungseinbau

Die vordere Bewehrungslage wurde unmittelbar nach Abschluss des Einbaus der ersten Lage Spritzbeton verlegt. Der Zeitbedarf war i. A. etwas geringer, da die horizontalen Stäbe in der vorderen Bewehrungslage nicht hinter, sondern vor den vertikalen Stäben zu liegen kamen. Dies erleichterte die Verlegung.

3.4 Herstellung und Einbau des Spritzbetons

3.4.1 Spritzbetonanlage

Die Maschinenteknik zur Verarbeitung der schnell abbindenden Spritzbetongemische wurde so ausgewählt, dass sie das Material mit gleichmäßiger Zusammensetzung über den Verarbeitungszeitraum hinweg fördern konnte. Die eingesetzte Spritzbeton-Technik bestand im Wesentlichen aus einer Trockenspritzmaschine, einer Vorbefeuchtungs-Durchlaufmischer-Anlage, dem



Bild 9: Spritzbetonanlage auf dem Arbeitsponton

Vorlagesilo, den Vorlagebehältern für Zusatzmittel und Wasser und der Steuerung (Bild 9).

Das Vorlagesilo und die beiden Vorlagebehälter für Zusatzmittel und Wasser wurden während der Vorbereitungsphase zu den Spritzterminen befüllt. Hierzu wurde der Ponton in die erste Schleusenkammer verbracht und dort beladen. Das Trockengemisch wurde aus den beiden Standsilos auf dem Bauhof abgezogen und über einen Teleskopklader in das Vorlagesilo auf dem Ponton gefüllt. Zusätzlich notwendige Mengen wurden in big-bags gefüllt und während der Bearbeitung auf dem Ponton umgeladen. In die Vorlagebehälter wurde Wasser mit definierten Zusatzmittel für die Zugabestellen 1 und 2 abgefüllt.

Während des Spritzvorganges wurde das Trockengemisch vom Vorlagesilo aus kontinuierlich der Vorratskammer der Spritzbetonmaschine zugeführt. Die Zuführung erfolgte über die Vorbefeuchtungs-Durchlaufmischer-Anlage, die zusätzlich die Aufgabe hatte, dass Trockengemisch mit ca. 2 % – 3 % Wasser (Zugabestelle 1) anzureichern. Die Dosierung des Befeuchtungswassers erfolgte automatisch über eine vorein-

gestellte Wassermengenvorgabe. Die Regelung der Vorbefeuchtungsanlage wurde durch permanentes Abgleichen des Soll/Ist Wertes vorgenommen. Zur Vermeidung der Konsistenzveränderung, und damit des w/z-Wertes, wurde im Einlaufhals des Mixers eine Sonde installiert, die bei fehlendem Trockenmaterial-Nachlauf die gesamte Vorbefeuchtungsanlage abschalten konnte. Erst nach Sicherstellung des Trockenmaterial-Zulaufes war es möglich, die Anlage wieder in Betrieb zu nehmen.

Das zum Erhärten des Betons erforderliche Anmachwasser wurde erst an der Spritzdüse zugeführt (Zugabestelle 2). (Bild 10)

3.4.2 Spritzvorgang

Für Spritzbetonarbeiten waren grundsätzlich Zeitfenster von 8 h Dauer vorgesehen, damit nach dem Einbau des Betons, für den 4 h veranschlagt wurden, noch ausreichend Zeit für dessen Aushärtung zur Verfügung stand. Um den Rückprall beim Auftrag des Spritzbetons zu vermindern und das Risiko der Entstehung von Hohlräumen im Schatten von Bewehrungseisen (insbesondere im Stoßbereich) zu minimieren, erfolgte das Spritzen generell in zwei Lagen (Bild 11):

Erste Lage:

Nach dem Einbau der hinteren Bewehrungslage und einer Reinigung der Altbetonoberfläche von losem Material mittels eines Hochdruckreinigers wurde die erste Lage Spritzbeton auf den Altbeton aufgebracht, wobei die hintere Bewehrungslage ganz eingebettet wurde. Das Spritzen erfolgte aus einer Entfernung von ca. 1,5 m in vertikalen Streifen von ca. 1,5 m Breite, die nacheinander von unten nach oben aufgebaut wurden. Kantenschalung wurde lediglich an den Blockfugen verwendet. Eine Nachbearbeitung der ersten Lage Spritzbeton erfolgte nicht, da die Oberfläche vor dem Auftrag der zweiten Lage sandgestrahlt wurde.

Zweite Lage:

Aus Gründen eines optimierten Arbeitsablaufs wurde vor der 8 h Schicht, in deren erster Hälfte die zweiten Lage Spritzbeton aufgebracht werden sollte, der Abbruch für die folgende Lamelle vorgenommen. Dieser musste vorlaufend erbracht werden, damit nach dem Spritzbetonauftrag Bohr- und Ankerarbeiten ausgeführt werden konnten, da Abbrucharbeiten wegen

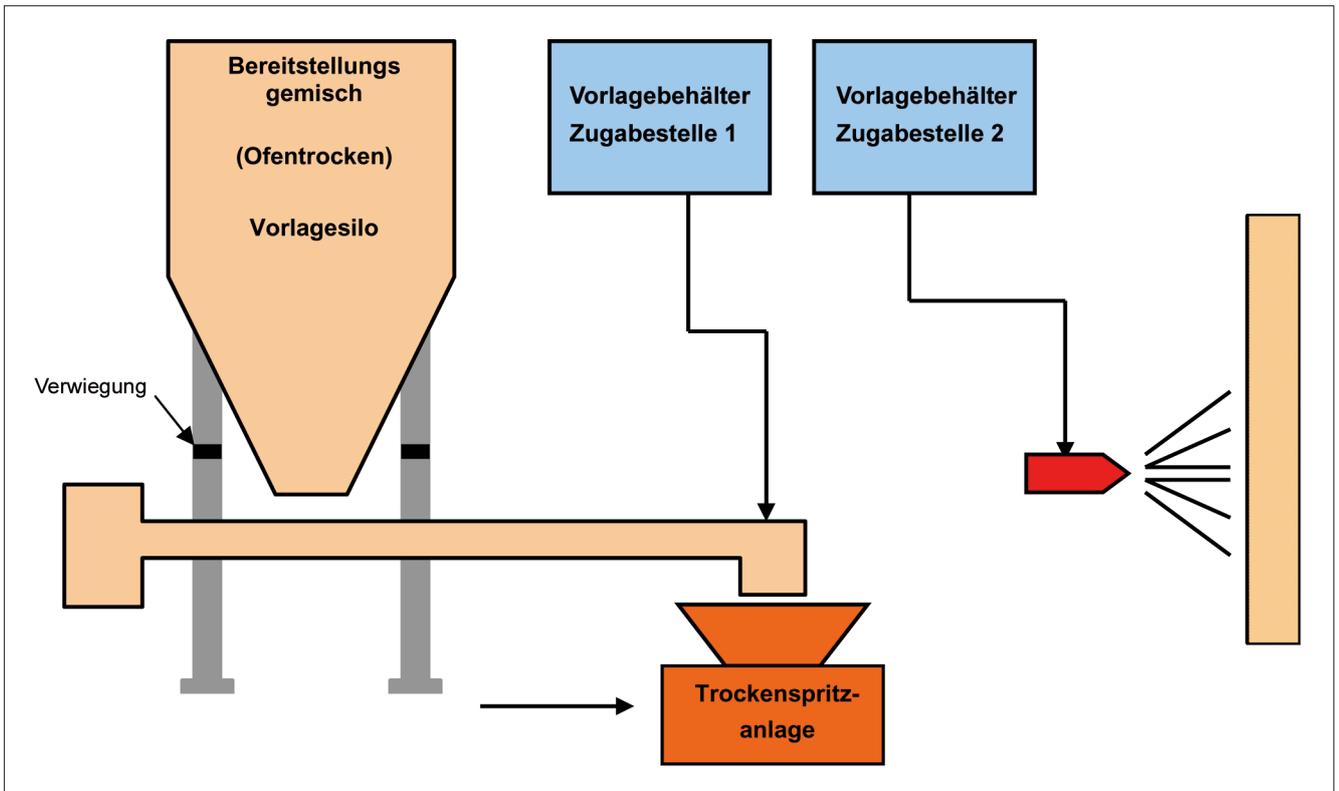


Bild 10: Verfahrensschema Spritzbetonanlage

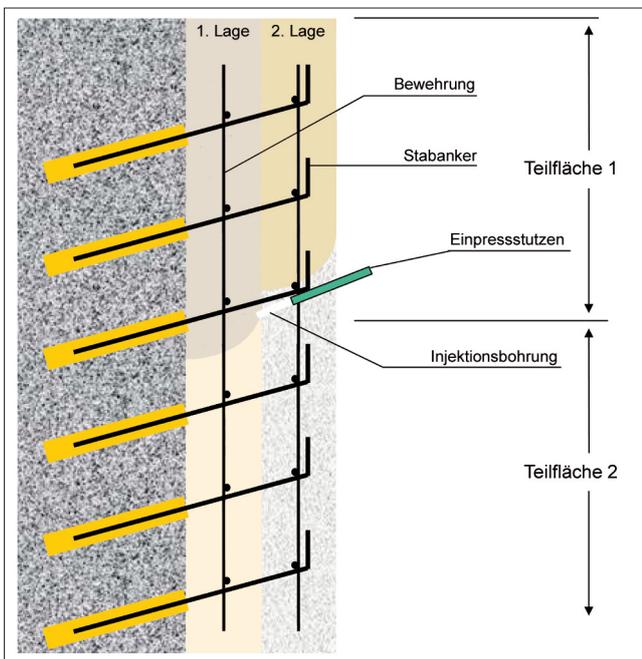


Bild 11: Prinzipdarstellung Spritzvorgang (Schnitt Auftragsschichten)



Bild 12: Spritzbetonauftrag 2. Lage

der damit verbundenen Erschütterungen unterbleiben mussten.

Die zweite Lage Spritzbeton (Bild 12) wurde typischerweise vier bis fünf Tage nach der ersten Lage aufgebracht. Vor dem Spritzen wurde die Oberfläche der

ersten Lage Spritzbeton sandgestrahlt. Außerdem wurden Lehren (Holzlatten) auf der Bewehrung befestigt und in der Flucht der Mauerfront ausgerichtet, die nach dem Auftrag ein ebenes Abreiben des Spritzbetons ermöglichten. In der ersten Lamelle waren diese Lehren vertikal in Abständen von 1,5 m bis 2 m angebracht. Bei den nachfolgenden Lamellen wurde lediglich eine horizontal durchlaufende Lehre am unteren Rand des Spritzbereichs angebracht. Mit Nagelbrettern („Igel“) wurde die Oberfläche nachgearbeitet.

Auf eventuelle Vertiefungen wurde nochmals Spritzbeton aufgetragen und dieser wieder egalisiert. Eine spezielle Nachbehandlung der fertigen Vorsatzschale erfolgte nicht, da der reguläre Schleusenbetrieb außerhalb der Sperrpausen für eine ausreichende Benetzung der Spritzbetonflächen sorgt.

3.5 Einbau von Ausrüstungsteilen

3.5.1 Allgemeines

Für die Ausrüstung wurde die DIN 19703 „Schleusen der Binnenschifffahrtstraßen – Grundsätze für Abmessungen und Ausrüstung“ zu Grunde gelegt. Da die nach DIN vorgesehenen Verankerungen nicht für 25 cm starke Vorsatzschalen geeignet sind, mussten für alle Einbauteile gesonderte Verankerungselemente geplant werden. Sämtliche Einbauteile wurden nach Fertigstellung der Vorsatzschale nachverpresst, um evtl. Hohlräume zu verfüllen.

3.5.2 Steigleitern

Für den Einbau der Steigleitern wurden entsprechend den Anforderungen der DIN 19703 und der Vorsatzschalenstärke bis zu 80 cm tiefe Nischen in die Kammerwände gefräst (Bild 13). Die Rückwand der Leiternische wurde als zweite Spritzbetonschale ausgebildet. Diese hintere Spritzbetonschale überlappte ca. 20 cm mit der vorderen Spritzbetonschale.

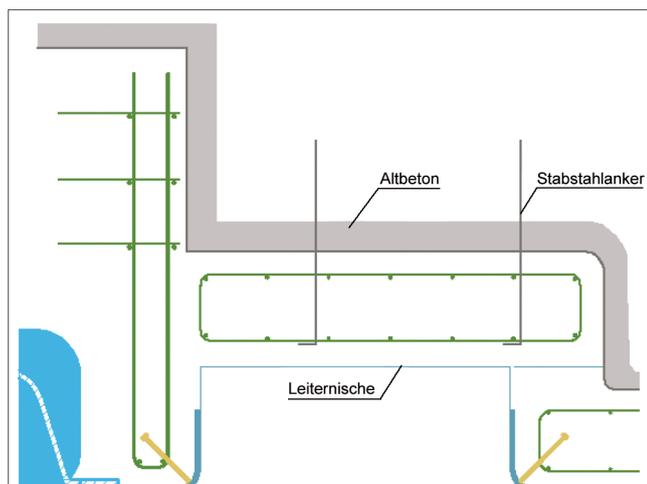


Bild 13: Nischenausbildung für Steigleiter (Systemskizze)

3.5.3 Nischenpoller

Zur Rückverankerung der Nischenpoller wurden verschiedene Varianten berechnet:

- Variante 1: Verankerung der Nischenpoller in Anlehnung an die DIN 19703. Auf Grund der im Rahmen des Betonabtrags festgestellten deutlichen Inhomogenitäten des Betongefüges und des damit bedingten Risikos bei der Ankerbildung und -ausrichtung musste diese Ausführungsvariante jedoch verworfen werden.
- Variante 2: Die Nischenpollergehäuse werden auf einem vorgefertigten Stahlrahmen montiert, und dieser über GEWI-Anker (Traversen) in zwei vertikalen Stahlbetonpfählen verankert (Entwicklung in Zusammenarbeit mit der BAW als Mustervariante für inhomogene gering tragfähige Untergründe). Aus organisatorischen Gründen wurde diese Lösung auf Wunsch des Auftraggebers jedoch nicht ausgeführt.
- Variante 3: Nischenpollerverankerung über einen Betonblock (Bild 14). Es wurde eine durchgehende vertikale Nische von ca. 1,20 m x 1,20 m geschaffen. In ihr wurden zur Aufnahme der anzusetzenden Pollerzugkraft von 200 kN je Poller vier GEWI-Anker (\varnothing 25 mm, L = 2,10 m) in der entsprechenden Höhe 1,50 m tief im Altbeton verankert. Diese wurden durch weitere, den Ankern der Vorsatzschale entsprechende, aber längere Anker ergänzt. In der Nische wurden anschließend um den jeweiligen Poller 3 Lagen Stabstahlbewehrung \varnothing 16 mm kreuzweise (a = 20 cm) eingebaut und an diesem Bewehrungskorb die in DIN 19703 vorgegebenen Flachstahlanker fixiert.

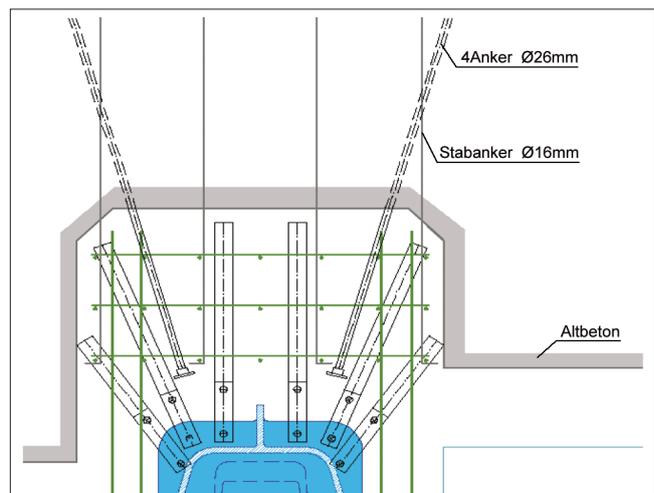


Bild 14: Variante 3: Nischenpollerverankerung über Betonblock (Systemskizze)

Da die Pollergehäuse über eine vertikale und eine horizontale Rippe verfügen, in denen Löcher für die Verschraubung mit den Flachstahlankern vorhanden sind,

mussten die Anker mit hoher Genauigkeit positioniert werden. Dazu war eine Holzschablone mit den Abmessungen eines Pollers angefertigt worden. Im nächsten Schritt wurde in der Nische lagenweise Spritzbeton aufgebaut und, nachdem so ein massiver Stahlbetonblock geschaffen worden war, der Poller mit den Flachstahlankern verschraubt. Laschen aus Flachstahl (L = 20 cm), die zwischen den Ankern und dem Pollergehäuse eingesetzt wurden, gewährleisteten, dass der Poller noch in gewissen Grenzen ausgerichtet werden konnte.

Letzter Schritt des Pollereinbaus war das Hinterfüllen mit Spritzbeton (Bild 15). Die Wandoberfläche um die Poller herum wurde zusammen mit der zweiten Lage Spitzbeton der jeweiligen Lamelle fertiggestellt. Die Einbauarbeiten erfolgten teilweise in kurzen und teilweise in langen Zeitfenstern, wobei lange Zeitfenster nur für den Spritzbetoneinbau zwingend erforderlich sind.



Bild 15: Einbau eines Nischenpollers

3.5.4 Kantenschutz

Außer den Nischenpollern mussten Kantenschutzprofile an der Plattformkante und an den Kanten der Leiternische sowie Blockfugenprofile eingebaut werden. Für den Kantenschutz musste eine Sonderlösung erarbeitet werden, da die Verankerung nach DIN 19703 hier nicht angewendet werden konnte. Die vorhandenen Verankerungen wurden auf die Abmessungen der Vorsatzschale gekürzt bzw. durch Anker mit Kopfausbildung ersetzt.

Zur Aufnahme des Kantenschutzes an der Plattformkante (Bild 16 a) waren die obersten 20 cm der Vorsatzschale beim Spritzbetoneinbau ausgespart wor-

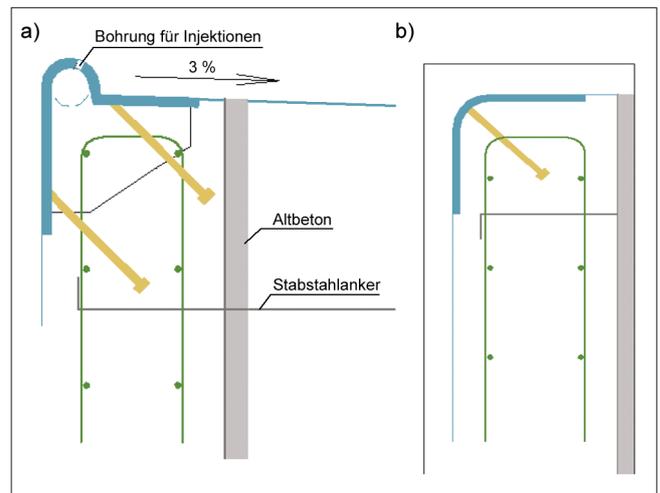


Bild 16: Ausbildung horizontaler (a) und vertikaler (b) Kantenschutz

den. In diese Aussparung wurde der Kantenschutz eingehoben, ausgerichtet und seine Flachstahlanker mit Schweißpunkten an der Bewehrung fixiert. Nach Abschaltung des verbleibenden Spalts zwischen der Unterkante des Profils und der Vorsatzschale wurde die Aussparung ausbetoniert. Die vertikalen Kantenschutzprofile (Bild 16 b) an der Leiternische und die Blockfugenprofile wurden vor dem Einbau der zweiten Spritzbetonlage ebenfalls an der Bewehrung fixiert und beim Auftrag der zweiten Spritzbetonlage hinterfüllt.

3.5.5 Blockfugen

Für die Herstellung der Blockfugen wurden Stahlwinkel (150/10 mm) um 30 mm von der Bauwerksvorderkante zurückgesetzt eingebaut und rückverankert (Bild 17). Hierdurch soll der spätere Einbau eines Klemmfugenbandes gewährleistet werden.

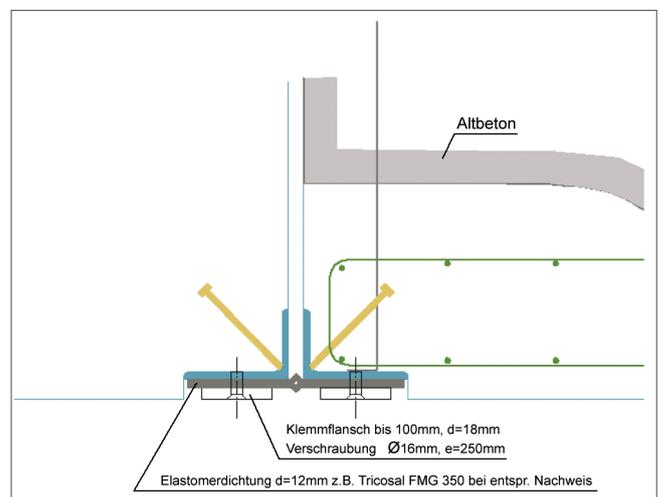


Bild 17: Ausbildung der Blockfuge

Art der Prüfung	Prüfgegenstand/ Prüfkörper	Anforderungen	Häufigkeit
<i>(1) Trockengemisch</i>			
Rückstellprobe	Bereitstellungsgemisch (Silolagerung)	Mindestmenge 15 kg	jede Lieferung
Sieblinie		Einhalten der aufgrund der Eignungsprüfung festgelegten Werte	
<i>(2) Im Mischer hergestellte Betonmischung (einschließlich Zusatzmittel und Wasser)</i>			
Frischbetonrohichte	je 3 Prismen 4x4x16 cm ³	Einhalten der aufgrund der Eignungsprüfung festgelegten Werte	jede Lieferung
Druckfestigkeit nach 4 h und 28 Tagen, Lagerung und Prüfung gemäß DIN EN 196-1	2 x 3 Prismen 4x4x16 cm ³		

Tabelle 2: Bereitstellungsgemisch (Prüfebene 1)

Art der Prüfung	Prüfgegenstand/ Prüfkörper	Anforderungen	Häufigkeit
Frischbetonrohichte	Spritzpfanne	Einhalten der aufgrund der Eignungsprüfung festgelegten Werte bzw. Rezeptur	1 x je Arbeitsabschnitt
Druckfestigkeit nach 4 h und 28 Tagen, Lagerung und Prüfung gemäß DIN EN 196-1	2 x 3 Prismen 4x4x16 cm ³		

Tabelle 3: Spritzbeton, Frischbeton (Prüfebene 2)

Art der Prüfung	Prüfgegenstand/ Prüfkörper	Anforderungen	Häufigkeit
Betontemperatur bis 24 Stunden	Temperaturfühler	Vergleich mit den Werten der Eignungsprüfung	1 x je Arbeitsabschnitt
Frühfestigkeit nach 2, 3 und 4 Stunden	Bolzensetzverfahren		
Behindertes Schwinden bis 28 Tage	Schwindrinne	keine Rissbildung (Auswertung gemäß ZTV-W 219, Anhang 4)	
Druckfestigkeit nach 4 h und 28 Tagen gemäß DIN 1048	2 x 3 Bohrkern Ø 100 mm, h/d= 1	nach 4 h: Mittelwert >15 N/mm ² Einzelwerte >12 N/mm ² nach 28 d: ≥ B 35 nach DIN 1045	
Wasserundurchlässigkeit nach 28 Tagen gemäß DIN 1048-5	3 Bohrkern Ø 150 mm, h= 100 mm	Wassereindringtiefe < 30 mm	1 x jeden zweiten Arbeitsabschnitt

Tabelle 4: Spritzbeton, Festbeton (Prüfebene 3)

des Schwindens erfolgte nach ZTV-W LB 219 sowie zusätzlich unter projektangepassten Bedingungen mit einer Wechsellagerung feucht/trocken. Das Ergebnis ist in Bild 19 dargestellt.

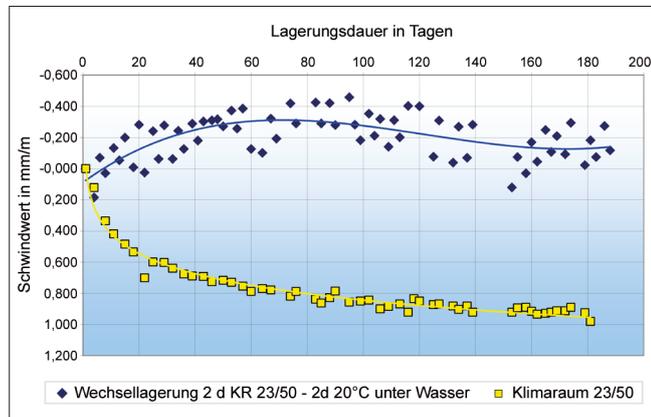


Bild 19: Schwindverhalten des Spritzbetons

Es zeigte sich, dass unter Betriebsbedingungen mit zyklisch wechselnden Wasserständen das Schwinden stark vermindert ist, sodass gegenüber einer konventionellen Instandsetzung im Hochbau theoretisch geringere Schwindrissbildungen zu erwarten sind.

3.8 Emissionen während der Baumaßnahme

3.8.1 Staubemissionen

Staub entstand hauptsächlich bei den Abbrucharbeiten und beim Beladen des Zementbunkers mit Trockengemisch. Während des Fräsens und Meißelns wurde über dem jeweiligen Arbeitsort aus einem Wasserschlauch Sprühnebel verteilt, der die Staubentwicklung reduzierte und die Sicht für den Maschinenführer verbesserte. Auch ohne diese Maßnahme blieb die Staubausbreitung aber auf das unmittelbare Umfeld der Baustelle beschränkt.

3.8.2 Lärmemissionen

Von den Emissionen der Baustelle war allein Lärm relevant, der allerdings bei fast allen Arbeitsschritten entstand. Der Lärmpegel in der Umgebung der Schleuse wurde durch das mit der Dokumentation der Maßnahme beauftragte Ingenieurbüro an vorher festgelegten Punkten stichprobenartig für die verschiedenen Tätigkeiten gemessen. In Ergänzung dazu wurden vom Bauaufseher mit dem gleichen Messgerät zusätzliche Daten über die Lärmausbreitung erhoben.

Unter den Routinetätigkeiten verursachte das Sandstrahlen, gefolgt von Hydraulikmeißeln, Fräsen mit der Walzenfräse, Bohren mit Pressluft- und Elektrobohrhämmern sowie Spritzbetonauftrag die höchsten Schallpegel. Auf der Schleusenplattform (direkt über dem Entstehungsort) wurden die in Tabelle 5 dargestellten maximalen Schallpegel gemessen.

Tätigkeit	Schallpegel
Sandstrahlen	107 dB(A)
Hydraulikmeißel	96 dB(A)
Fräsen mit der Walzenfräse	85 dB(A)
Bohren mit Pressluft- und Elektrobohrhämmern	80 dB(A)
Spritzbetonauftrag	77 dB(A)
Hintergrundpegel	52 dB(A)
(Zugdurchfahrt Bahnbrücke Unterhaupt)	(74 dB(A))

Tabelle 5: Gemessene Schallpegel

Die Lärmemissionen in der Umgebung waren so gering, dass für den Einsatz des erprobten Instandsetzungsverfahrens auch in der Nähe von Wohnbebauung keine Einschränkungen bestehen.

4 Probleme und Verbesserungspotenziale

4.1 Vorerkundung und Instandsetzungsplanung

Ein Instandsetzungsobjekt muss grundsätzlich eingehend erkundet werden, um seine Beschaffenheit im Hinblick auf Betonqualität, Bewehrungsgehalt, Wasserführung der Wand usw. umfassend zu ermitteln. Die Ergebnisse müssen in die Planung des Bauablaufes einfließen.

Im vorliegenden Fall wurde die rückseitige Durchfeuchtung bzw. Durchströmung des Altbetons planmäßig berücksichtigt. Zur Verdeutlichung zeigt Bild 20 den sehr schlechten Zustand des Nachbarblocks. Das von hinten anstehende Wasser entweicht hier im unteren Bereich der Blockfuge als dicker Strahl.

Das primäre Ziel der Probemaßnahme bestand darin, die Machbarkeit des Konzeptes „schnell erhärtende Spritzbetonvorsatzschale“ nachzuweisen. Unter diesem Aspekt wurde für den Instandsetzungsbereich bewusst auf die Abdichtung des Untergrundbetons verzichtet. Gemäß geltendem Regelwerk (DIN 18551)



Bild 20: Wasserdurchtritt infolge rückseitiger Durchfeuchtung

ist ein Auftrag von Spritzbeton auf wasserführende Untergründe nicht zulässig. Bei zukünftigen Baumaßnahmen muss bei solchen Bedingungen eine vorherige Abdichtung – vorzugsweise durch Injektionen mit hydraulischem Bindemittel nach DWA Merkblatt M 506 [4] – erfolgen. Derartige Injektionen können über Vertikalbohrungen von der Kammerwandplattform aus durchgeführt werden und stören den Schiffsverkehr kaum.

Die Ergebnisse der Vorkundung müssen insbesondere auch in die Wahl der Abbruchgeräte einfließen. Im vorliegenden Fall waren sehr inhomogene Untergründe zu berücksichtigen, die zudem auch noch unplanmäßige Bewehrungsanteile enthielten.

Grundsätzlich sollten bereits im Rahmen der Planung alle Abläufe und insbesondere technischen Einzelheiten (z. B. nicht normativ geregelte Sonderlösungen wie das System der Pollerverankerung) frühzeitig festgelegt werden, um später während des Bauablaufs Stillstände und Verzögerungen zu vermeiden.

4.2 Witterungsbedingte Unterbrechungen

Wegen des hohen Wasserstandes im Unterwasser der Schleuse mussten die Arbeiten drei Mal für mehrere Wochen eingestellt werden. Für die Jahreszeit außergewöhnlich hohe Wasserstände des Rheins machten die weitere Bearbeitung unmöglich (Bild 21). Hinzu kamen Unterbrechungen wegen niedriger Temperaturen, bei welchen das Verarbeiten von Spritzbeton nicht zulässig ist.



Bild 21: Hochwasserlage im November (Dauer 2 1/2 Wochen)

4.3 Baustelleneinrichtung

4.3.1 Arbeitsponton

Der Ponton wurde an den vorhandenen Pollern mit Drahtseilen über Winden belegt. Bei den Abbrucharbeiten wirkten erhebliche Kräfte auf den Ponton, die bei ungünstiger Stellung des Pontons zu den Pollern oder ungünstiger Führung der Drahtseile zu starken Bewegungen des Pontons führten. Daher variierte die Stabilität je nach Lage des Pontons. Insbesondere bei gleichzeitiger Arbeit mit Fräse und Meißel bewegte sich der Ponton erheblich, was das Ansetzen und Führen der beiden Geräte deutlich erschwerte. Bei Einsatz eines Stelzenpontons (nur in Schleusen mit relativ geringen Hubhöhen) würden die Bewegungen des Pontons beim Abbruch deutlich reduziert. Diese Variante war hier allerdings nicht möglich, da die Einfahrtshöhe bei hochgefahrenen Stützen zu gering gewesen wäre. Außerdem wäre eine Abstützung gegen die andere Kammerwand möglich.

Bei der Instandsetzung einer ganzen Schleusenammer sollte überlegt werden, ob ein Ponton allein für den Abbruch bereitgestellt werden sollte. Die Abbruchgeräte könnten dann u. U. die gesamte Blocklänge bearbeiten, ohne dass der Ponton verholt werden müsste. Außerdem könnte Schutt in größeren Mengen auf dem Ponton gelagert werden, da keine anderen Arbeiten dadurch behindert würden.

4.3.2 Schuttfangwanne und -bleche

Grundsätzlich war diese Einrichtung zweckmäßig und in der Lage, den größten Teil des Fräsguts aufzufangen. Allerdings fielen mehrere Schuttfangbleche in die Schleusenammer und gingen verloren, die Ursache hierfür waren zumeist Bewegungen des Pontons. In den Nischen für Poller und Steigeleiter war die Wirkung der Bleche reduziert, da ein spaltfreies Aufstellen der Schuttfangbleche nicht möglich war.

Das Räumen des sich vor den Schuttfangblechen sammelnden Schutts erfolgte zu einem guten Teil von Hand und war zeitintensiv. Dies verkürzte die effektive Arbeitszeit in der Kammer. Die Schuttwanne war außerdem zu knapp dimensioniert, was zeitintensives Umlagern des Schutts bedingte.

Beim Meißeln an Pollern und Leiternische fielen mehrere größere Betonbrocken (der Größte maß ca. 50 cm x 30 cm x 20 cm) in die Schleusenammer, da die Schuttfangbleche nicht ausreichend stabil waren, um ihrem Aufprall zu widerstehen. Es wurde versucht, die Schuttfangbleche mit starken Scharnieren an der Schuttwanne zu befestigen, jedoch hielten auch diese den Belastungen nicht lange stand.

Die Schuttfangbleche wären wesentlich massiver auszuführen oder durch ein anderes System zu ersetzen. Denkbar wäre, von der Plattform aus einen über den gesamten Kammerwandblock durchgehenden Träger an Seilen oder Ketten unter den zu bearbeitenden Abschnitt der Kammerwand zu hängen. Auf diesem Träger müssten Abweisbleche montiert sein, die das herabfallende Abbruchmaterial auf den Ponton leiten (Bild 22).

4.3.3 Spritzanlage und Materialbevorratung

Das Vorlagesilo, in dem das Trockengemisch für die Spritzbetonzubereitung auf dem Ponton vorgehalten und aus dem es direkt in den Vorlaufmischer gefördert wurde, wies Schwachstellen auf:

- Der Außenrüttler, mit dem ein gleichmäßiges Nachrutschen des Materials erzielt werden sollte, war anfänglich nicht leistungsfähig genug und versagte zeitweise. Dies führte mehrmals zu längeren Unterbrechungen des Spritzbetoneinbaus, da nicht mehr genug Trockengemisch in den Vorlaufmischer gelangte. Ein später angebrachter zweiter Rüttler

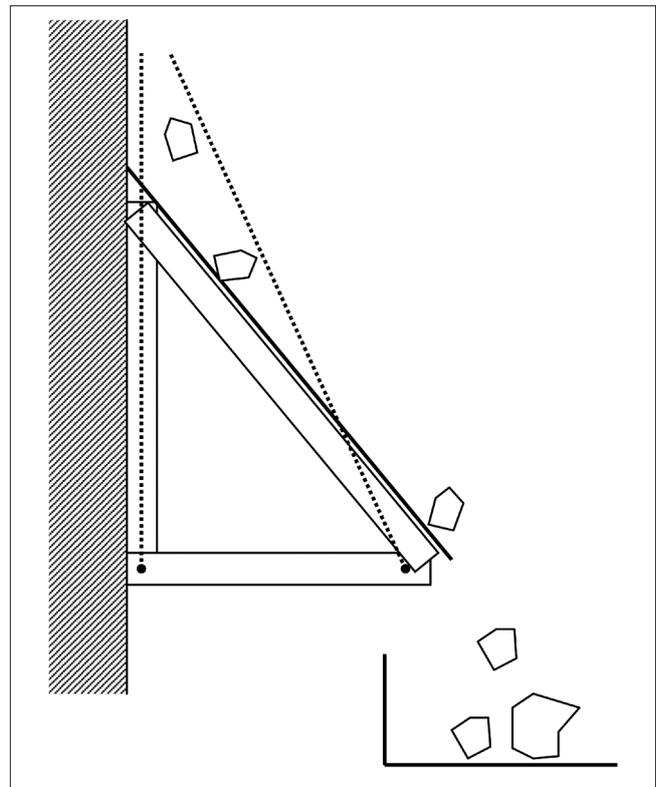


Bild 22: Konstruktionsvorschlag Schuttfangblech

verbesserter die Situation zwar, konnte aber das zeitweise Stocken des Materialflusses auch nicht ganz verhindern.

- Ein weiterer Schwachpunkt des Vorlagesilos war die Art und Weise seiner Befüllung. Das Trockengemisch wurde aus den beiden Standsilos in die Schaufel des Radladers verladen, an die Liegestelle des Pontons gefahren und dort in das Vorlagesilo eingefüllt. Dies war zeitintensiv und bei feuchter Witterung musste penibel darauf geachtet werden, dass kein Regen auf die Trockenmischung fiel, was sonst zu Verklumpungen geführt hätte. Außerdem kam es beim Einfüllen in das Vorlagesilo zu starker Staubentwicklung.
- Die Abdeckung des Vorlagesilos mit Kunststoffplanen war nicht ausreichend wasserundurchlässig. Zwar schützten die Planen weitgehend vor Regen, nicht jedoch vor Luftzutritt, sodass nach längeren Standzeiten das Trockengemisch teilweise ausgehärtet war. Mehrmals musste das Vorlagesilo mittels Presslufthammer geräumt werden.
- Das Vorlagesilo sollte ein größeres Fassungsvermögen haben, absolut wasserdicht sein und über Leitungen oder ein überdachtes Förderband befüllt werden können. Die gesamte Transportkette der

trockenen Betonmischung vom Standsilo in das Vorlagesilo muss für alle Witterungsverhältnisse vollständig vor dem Zutritt von Feuchtigkeit geschützt sein. Eine stärkere Neigung des Bunkerbodens und leistungsfähigere Außenrüttler wären wünschenswert.

Grundsätzlich sollte bei späteren Maßnahmen zur Gewährleistung der Betriebssicherheit eine zweite Spritzbetonanlage inkl. Steuerung vorgehalten werden. Dies ist bei Anordnung auf der Schleusenplattform unproblematisch zu realisieren, eine zweite Anlage auf einem Ponton vorzuhalten war im Rahmen einer Probemaßnahme aus wirtschaftlichen Gründen nicht sinnvoll.

4.4 Betonabtrag

4.4.1 Abtrag Wandflächen

Ursprünglich war angenommen worden, dass der Stampfbeton der Schleusenammerwand keine Bewehrungsstäbe enthält. Während der Abbrucharbeiten wurden jedoch flächendeckend senkrecht zur Kammerwand angeordnete Stabstäbe in einer Dichte von 4 St/m² angetroffen (Bild 23). Wegen ihrer relativ geringen Einbindetiefe konnten diese Stabstäbe von der Walzenfräse aus der Wand gerissen werden. Trotzdem verminderten sie die Abbruchleistung merklich, da sie von der Fräse nach dem Freilegen zunächst nach unten über den Altbeton gedrückt wurden und diesen vor dem Angriff des Fräskopfs schützten, bis sie vollständig entfernt waren.



Bild 23: Bewehrungseisen im Altbeton

Neben diesen Stabstäben wurden in mehreren Horizonten auch Bandstäbe (80 mm x 10 mm) freigelegt.

Da sie offensichtlich tiefer in die Wand einbanden und nicht herausgerissen werden konnten, musste der Altbeton um sie herum abgefräst werden, bevor sie mit dem Trennschleifer gekappt werden konnten. Es wird vermutet, dass alle angetroffenen Stähle während des Baus der Schleuse zur Befestigung von Schalungselementen dienten.

Die Auswahl des Fräswerkzeuges muss den jeweiligen Bedingungen angepasst werden. Die anfänglich verwendete Tellerfräse (Fräsleistung nur ca. 1,7 m²/h) wurde auf Grund der Stahleinschlüsse nach drei Tagen durch eine Walzenfräse ersetzt. Mit der Walzenfräse wurde eine Fräsleistung von ca. 4,0 m²/h erreicht und zudem eine ebenmäßigere Oberfläche erzielt.

4.4.2 Abtrag Nischen

Im Bereich der Leiternische und der Nischenpoller erwies sich der Einsatz eines Hydraulikmeißels wegen der besseren Betonqualitäten und der massiven Bewehrung (teilweise Ø 28 mm) als sehr vorteilhaft. Die alten Poller konnten zerschlagen, die Bewehrung anschließend abgebrannt werden. Ein Abbruch mittels Presslufthammer und Fräse zeigte sich als zu zeitaufwändig.

4.4.3 Einbau der Anker und Bewehrung

Das Bohren von Hand ist aufwändig, bei Ausführung einer Gesamtmaßnahme wäre der Einsatz einer Bohrlafette am Ausleger eines kleinen Hydraulikbaggers effizienter.

4.5 Schnell erhärtender Spritzbeton

4.5.1 Einbau und Nachbehandlung

Auf Grund der geforderten Eigenschaften (hohe Frühfestigkeit) verlangte der Umgang mit dem Trockengemisch höchste Sensibilität der Verarbeiter hinsichtlich Kontinuität der Bearbeitung und schnellste Beseitigung von Störungen. Von der Anlagentechnik wird eine kontinuierliche Materialförderung verlangt. Störungen ergaben sich während der Einarbeitungszeit und hatten neben Verstopfern der Förderschnecke zum Teil ein Abbinden des Spritzbetons im Mischer zur Folge. Durch Modifikation der Steuerungstechnik wurden diese Störungen beseitigt.

Hinter den zur Erzielung einer ebenen Oberfläche eingebauten Lehren entstanden beim Spritzen Hohlräume, die nach dem Entfernen der Lehren in Handarbeit von losem Material gereinigt werden mussten, bevor die durch die Lehre entstandene Nische zugespritzt werden konnte. Diese Demontage der Lehren muss schnellstmöglich erfolgen, um ein „zusammenwachsen“ der Spritzbetonschichten zu gewährleisten.

Das Abreiben („Abigeln“) der gespritzten Betonoberfläche kann wegen des schnellen Abbindens des Spritzbetons nur innerhalb eines relativ kurzen Zeitraums erfolgen, hier besteht erhöhter Personalbedarf (Bild 24). Um eine ebene Fläche zu erhalten war es häufig notwendig, auf Fehlstellen nach dem Abigeln eine zusätzliche Spritzbetonschicht aufzubringen und die Oberfläche erneut zu glätten. Hierdurch könnten sich Fehlstellen entwickeln; durch den Auftrag eines Übermaßes, das durch das Abigeln reduziert wird, können diese Fehlstellen vermieden werden.



Bild 24: Abreiben der fertigen Flächen („Abigeln“)

Da der reguläre Schleusenbetrieb außerhalb der Sperrpausen für eine ausreichende Benetzung der Spritzbetonflächen sorgt, wurden für die Instandsetzung zwischen Unterwasser und Oberwasser keine besonderen Maßnahmen zur Nachbehandlung durchgeführt. Es wird jedoch empfohlen, während der Ruhepausen bis zum nächsten Schleusenvorgang das Kammerwasser stets auf Oberwasserspiegel zu halten. Der Bereich oberhalb des OW bis zur Kammerplattform muss in jedem Fall einer Nachbehandlung gemäß ZTV-W LB 219 unterzogen werden.

Die Übergänge der Teilflächen wurden ohne Verpressschläuche oder andere Fugenausbildungen hergestellt. Es zeigten sich an einigen der Übergänge Durchfeuchtungen, die später durch Injektionen verschlossen wurden. Bei Gefahr rückseitiger Durchfeuchtung wird empfohlen, bei späteren Baumaßnahmen direkt in die Anschlussfuge einen Verpressschlauch einzulegen.

4.5.2 Qualität der fertigen Flächen

In der vierten Lamelle entwickelten sich bereits kurz nach ihrer Fertigstellung deutliche Risse über die gesamte Fläche (Bild 25). Ursache für diese intensive Rissbildung war der Einbau des Spritzbetons bei sehr niedrigen Umgebungstemperaturen nahe -5°C . Die Lufttemperatur beim Einbau sollte daher zukünftig auch bei dem unter Wärmeentwicklung sehr schnell erhärtendem Material 0°C nicht unterschreiten.



Bild 25: Rissbildungen Lamelle 4

Auf Grund der Rissbildungen wurde entschieden, die zweite Lage Spritzbeton mittels Höchstdruckwasserstrahl (HDW) abzubreaken und zu erneuern. Der Abbruch im Höchstdruckwasserstrahlverfahren wurde von einer Spezialfirma an einem Tag ausgeführt (Bild 26). Am folgenden Tag wurden insbesondere die Übergangflächen zu den angrenzenden Lamellen von Hand nachbearbeitet, die gesamte Lamelle sandgestrahlt und Spritzbeton aufgetragen. Eine erneute Rissbildung trat nicht auf.



Bild 26: Abbruch der vierten Lamelle mittels HDW



Bild 27: Ansicht nach Fertigstellung

5 Bewertung der Dauerhaftigkeit

5.1 Augenscheinliche Bewertung

Nach fünf Jahren Nutzungsdauer erfolgte eine augenscheinliche Bewertung des instand gesetzten Kammerwandblocks. Dafür wurden die Flächen vorher mit einem Hochdruckreiniger von Bewuchs und Ablagerungen befreit. Wie die Bilder 27 und 28 im Vergleich zeigen, traten an der Betonoberfläche gegenüber dem Bauzustand – abgesehen von schwachen Aussinterungen in ehemals durchfeuchteten Bereichen – augenscheinlich keinerlei Veränderungen auf. Weder anhand von Rissbildungen, noch anhand etwaiger Abwitterungen wurden Hinweise auf eine mangelnde Dauerhaftigkeit gefunden. Auch die durch Frostangriff und Schiffsreibung am stärksten belasteten Bereiche (OW-Linie) zeigten keinerlei Auffälligkeiten.

Wie bereits ausgeführt, waren Durchfeuchtungen im Bauzustand und unmittelbar danach nicht vermeidbar, da die Vorsatzschale aus Spritzbeton – entgegen den zulässigen Regelwerken – direkt auf einen Wasser führenden Untergrund aufgebracht wurde. Obwohl die Flächen dadurch kaum beeinträchtigt sind, führte dies – insbesondere im unteren Abschnitt (hoher Wasserdruck) – zu unschönen Aussinterungen im Anschlussbereich zu den Stahleinbauteilen.

Es ist davon auszugehen, dass die Durchfeuchtungen und Aussinterungen bei einer Abdichtung des Untergrundbetons (vor Auftrag des Spritzbetons) nicht aufgetreten wären. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Betons stellen sie keinen Mangel dar, vielmehr erfolgte



Bild 28: Ansicht nach 5 Jahren Nutzung

durch die Aussinterung von Kalziumhydroxid eine Abdichtung der ehemals durchfeuchteten Bereiche.

5.2 Materialprüfungen

Um die Dauerhaftigkeit und die Materialeigenschaften des schnell erhärtenden Spritzbetons nach den ersten fünf Jahren Nutzungsdauer direkt bewerten zu können, wurden im März 2008 an ausgewählten Stellen Bohrkerne \varnothing 80 mm bis zu einer Tiefe von 250 mm aus der Spritzbetonvorsatzschale entnommen. Im Baustofflabor der BAW wurden an diesen Proben verschiedene Kennwerte geprüft. Die nachfolgende Bewertung der Prüfergebnisse erfolgt im Vergleich zu den Ergebnissen der Eignungsuntersuchungen sowie der bei der Herstellung durchgeführten Qualitätssicherung und kann wie folgt zusammengefasst werden:

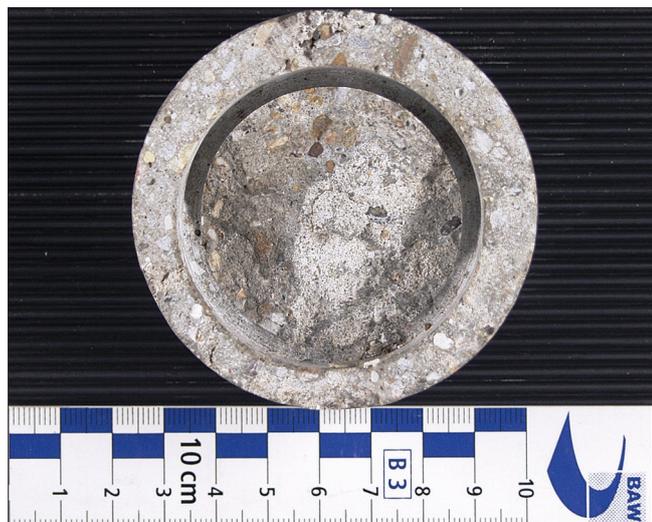


Bild 29: Aussinterung in der Abrissfläche einer Abreißfestigkeitsprobe (6 cm Tiefe)

Der statische E-Modul liegt nach fünf Jahren zwischen 32 und 38 kN/mm², die mittlere Druckfestigkeit beträgt 60 ± 12 N/mm². Die geplante Festigkeitsklasse (B35 bzw. C30/37) wurde damit am Bauwerk sicher nachgewiesen, aktuell entspricht der Beton gemäß DIN EN 13791 einer Festigkeitsklasse C40/50. Festigkeitsminderungen wurden nicht festgestellt.

Mittels tiefengestaffelter Abreißfestigkeitsprüfungen bis in Höhe der ersten Bewehrungslage konnte bei Werten zwischen 8,1 N/mm² und 4,5 N/mm² nachgewiesen werden, dass in diesem oberflächennahen Bereich (Expositionsklasse XF3) keine inneren Gefügeschäden durch Frost verursacht wurden. Bei einer Vergleichsprobe aus einem bereits zur Bauzeit augenscheinlich gerissenen Bereich (siehe Bild 29) wurde eine etwas geringere Abreißfestigkeit von 3,7 N/mm² ermittelt. Aussinterungen in der Abrissfläche bestätigen

die schon längere Zeit vorhandenen Verbundstörungen. Mit Ausnahme dieser Fehlstelle erreichte und überstieg die Abreißfestigkeit jedoch an allen Stellen den bei der vorhandenen mittleren Druckfestigkeit gemäß DIN 1045-1 anzunehmenden Erwartungswert für die Zugfestigkeit des Betons von rd. 4,1 N/mm².

Im Bereich des Freibords (Expositionsklasse XC4) wurde eine Carbonatisierungstiefe von nur 2 mm bis 3 mm ermittelt. Bei der planmäßigen Betonüberdeckung der Bewehrung von 60 mm ist damit der Korrosionsschutz der Bewehrung langfristig sichergestellt.

Der in Tabelle 6 dargestellte Überblick über die ermittelten Materialkennwerte verdeutlicht, dass das Material die im Eignungsversuch eingestellten Eigenschaften sicher erreicht hat, sodass von einer gefügedichten und dauerhaften Betonvorsatzschale ausgegangen werden kann.

6 Zusammenfassung

Mit der Probeinstandsetzung an der Schleuse Feudenheim wurde ein neues Instandsetzungsverfahren unter Praxisbedingungen auf seine Eignung hin untersucht. Ziel war es, ein Bauverfahren für die Instandsetzung von 1-Kammer-Schleusenanlagen zu finden, welches bei Aufrechterhaltung des Schifffahrtbetriebes „unter Betrieb“ realisierbar ist, sodass die ansonsten mehrmonatigen Sperrzeiten vermieden werden können. Als Konzept wurde (in Anlehnung an die klassische und bewährte Bauweise) die Herstellung einer zweilagig bewehrten Vorsatzschale, allerdings unter Verwendung eines schnell erhärtenden Spritzbetons gewählt. Dabei war sicherzustellen, dass die Vorsatzschale bereits wenige Stunden nach ihrer Herstellung wieder be-

Art und Zeitpunkt der Prüfung	Eignungsprüfung		Kontrollprüfung	Zustandsprüfung
	28 d	1 Jahr		
Betonalter bei Prüfung	28 d	1 Jahr	28 d	3 Jahre
Druckfestigkeit (N/mm ²)	48,6	63,4	50,0	60,4
Spaltzugfestigkeit (N/mm ²)	3,4	4,7	6,2	5,8 ¹⁾
statischer E-Modul (kN/mm ²)	29,7	39,0	30,1	32,3 / 38,4 ²⁾
Carbonatisierungstiefe (mm)	0,0	2,0	0,0	2,5
¹⁾ Prüfung der Abreißfestigkeit als Vergleichsgröße zur Spaltzugfestigkeit				
²⁾ Einzelwerte				

Tabelle 6: Ergebniszusammenstellung Materialuntersuchungen (Mittelwerte)

lastet werden kann, d. h. die Schleuse außerhalb eines bestimmten engen Zeitfensters von wenigen Stunden weiter betrieben werden kann.

Die Entwicklung des schnell erhärtenden Spritzbetons einschließlich der Verarbeitungstechnik wurde seitens der BAW zunächst über mehrere Jahre begleitet. Der Praxisversuch am Bauwerk wurde erst nach speziellen Eignungsuntersuchungen im September 2002 begonnen.

Mit dem Versuch wurde die Durchführbarkeit des Instandsetzungsverfahrens an einem Kammerwandblock für alle wesentlichen Arbeitsschritte überprüft:

- Abtrag des Altbetons,
- Einbau von Verankerung und Bewehrung,
- Herstellung und Einbau des Spritzbetons,
- Einbau von Ausrüstungsteilen.

Der Verlauf des Versuches hat bestätigt, dass es möglich ist, Schleusenammerwände mit diesem Konzept in kurzen Zeitfenstern (maximal 8 h, über Nacht) unter Betrieb instand zu setzen. Somit wurde das Instandsetzungsziel erreicht, der Versuch ist als erfolgreich zu bezeichnen. Gleichzeitig ist festzustellen, dass in einigen Schritten des Bauablaufs noch Verbesserungspotenzial vorhanden ist. Diese Verbesserungen betreffen unter anderem eine rechtzeitige detaillierte Planung auch technischer Einzelheiten (z. B. Nischenpoller), Anpassungen der Baustelleneinrichtung sowie Optimierungen bei Spritzbetonauftrag und Nachbehandlung. Aus technischer Sicht ist die Umsetzung dieser Verbesserungen bei zukünftigen Instandsetzungsvorhaben jedoch problemlos möglich, wie einige bereits im Verlauf des Versuches vorgenommene Anpassungen zeigten.

Die Dauerhaftigkeit der Betonvorsatzschale wurde nach fünf Jahren Nutzung erstmalig bewertet. Vorbehaltlich einer weiteren langfristigen Beobachtung sind, gestützt durch Materialprüfungen an Bauwerksproben, bislang keinerlei Mängel aufgetreten, welche eine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit andeuten. Vielmehr wirkt sich die hohe Gefügedichte sehr günstig auf das Carbonatisierungsverhalten und die Frostbeständigkeit aus. Die im Eignungsversuch ermittelten Eigenschaften wurden mit dem applizierten Material sicher erreicht.

Einige lokale Aussinterungen im unteren Bereich der Kammerwand können in eine objektive Bewertung des Bauverfahrens nicht einbezogen werden, da diese bei einer vorherigen Abdichtung des Untergrunds vermieden worden wären (die Vorsatzschale wurde – entgegen den zulässigen Regelwerken – planmäßig direkt auf einen Wasser führenden Untergrund aufgebracht).

Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit dem Versuch die Machbarkeit des Instandsetzungsverfahrens nachgewiesen, sowie Verbesserungspotenziale für eine künftig noch bessere und rationellere Ausführung aufgezeigt wurden. Im Rahmen der Probemaßnahme bedingte das Verfahren einen relativ hohen Zeitaufwand. Im Hinblick auf die Bearbeitung größerer Instandsetzungsmaßnahmen ist davon auszugehen, dass sich der spezifische Aufwand deutlich reduzieren wird, da die einzelnen Verfahrensschritte wesentlich rationalisiert werden können.

7 Literatur

- [1] JAMIN, P.: Instandsetzung von Schleusenbauwerken am Beispiel der Schleuse Feudenheim – Abschlussdokumentation. ARCADIS Consult GmbH Darmstadt, 30. November 2003.
- [2] KREKEL, F.: Versuch schnelle Instandsetzungssysteme (Vorsatzschalen $d > 15$ cm) unter Betrieb, Schleuse Feudenheim – Abschlussbericht Bauabwicklung. Wasser- und Schifffahrtsamt Heidelberg, 17. Februar 2004.
- [3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen-Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219), Ausgabe 2004.
- [4] Merkblatt DWA-M 506: Injektionen mit hydraulischen Bindemitteln in Wasserbauwerken aus Massenbeton. Ausgabe Januar 2006. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA).

Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau – Untersuchungen zum Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen

Dipl.-Ing. Wilfried Meinhold, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einführung

Das Abbremsen von Schiffen nach Einfahrt in eine Schleuse stellt vor allem bei größeren Verkehrseinheiten nach wie vor ein relativ schwieriges Manöver dar und birgt trotz der Verbesserungen bei den verfügbaren Steuerungssystemen immer eine gewisse Havariegefahr in sich. Toranfahrungen durch Schiffe treten hierbei entweder durch technische Probleme oder infolge menschlichen Versagens auf. Zu den technischen Problemen zählt der unerwartete Ausfall der Umsteueranlage oder auch der Bruch von Trossen. Zum menschlichen Versagen kann man Fehler beim Abstoppen des Fahrzeuges in der Schleuse, bei der Bedienung der Umsteueranlage und Fehler beim Festmachen, Umsetzen und Lösen der Trossen zählen. Wie statistische Untersuchungen gezeigt haben, sind mehr als die Hälfte von Torhavarien auf menschliches Versagen zurückzuführen [1].

Auf Grund der Schadensstatistik wurde in normativen Regelungen festgelegt, dass vor allem die Untertore von Schleusen vor Beschädigungen infolge unbeabsichtigter Schiffsanfahrungen mit geeigneten Maßnahmen zu schützen sind.

2 Herkömmliche Schutzmaßnahmen gegen Schiffsstoß

Gemäß Stahlwasserbaunorm DIN 19704-1 [2] wird bei möglichem Auftreten von Schiffsstößen vorgegeben, dass „... zu deren Aufnahme besondere, vom Verschlusskörper getrennte Stoßschutzeinrichtungen ...“ anzuordnen sind.

Bei diesen Stoßschutzanlagen wird die kinetische Energie des anfahrens Schiffes über ein Auffangelement an extern liegende Dämpfungseinrichtungen (Hydraulikzylinder oder Puffer) weitergeleitet und dort in Bremsarbeit umgesetzt. Als Auffangelemente können sehr unterschiedliche Konstruktionen eingesetzt werden.

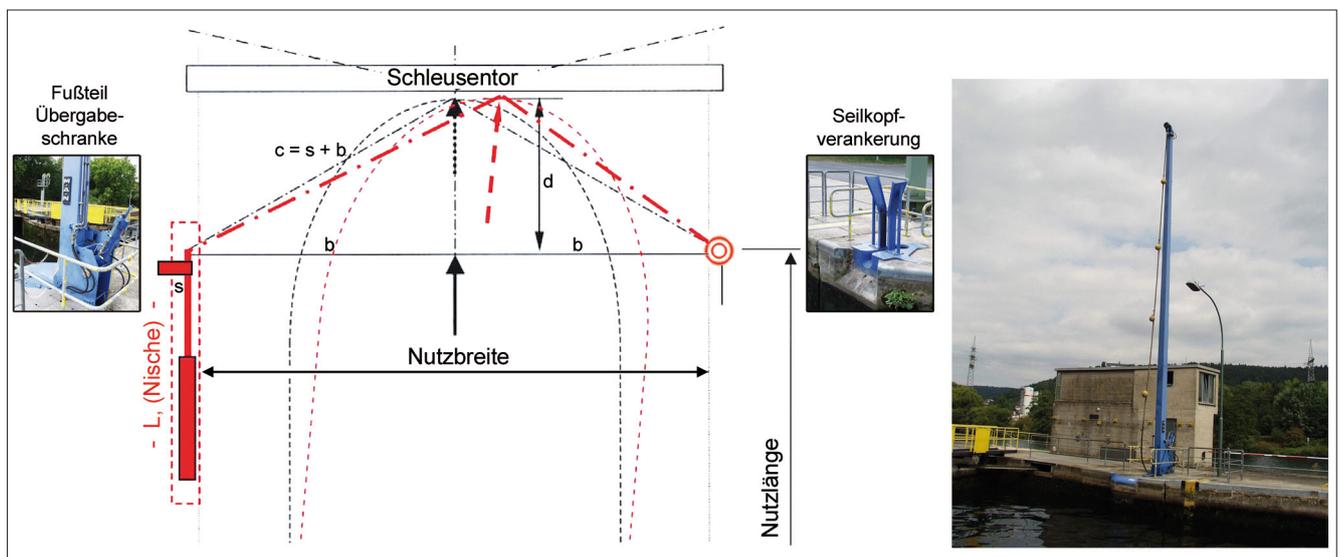


Bild 1: Funktionsprinzip einer Stoßschutzanlage (Seilfang) mit Ausführungsbeispiel

Für eine Seilfanganlage mit Übergabeschränke ist in Bild 1 das Funktionsprinzip und ein Ausführungsbeispiel dargestellt. Erkennbar wird daran auch der stahl- und massivbauseitig zu betreibende Aufwand.

Die allein mit dem Auffangelement erreichbare Bremsarbeit, d. h. das Arbeitsvermögen des Auffangelements ist relativ gering. Die eigentliche Energieumwandlung erfolgt deshalb über Dämpfungszylinder oder Puffer, die einseitig oder zweiseitig angeordnet sein können.

Im Falle von Hydraulikzylindern lassen sich mit verschiedenen hydraulischen Steuerungs- und Drosselsystemen unterschiedliche Kraft-Weg-Diagramme erzeugen. Bei Elastomerpuffern sind die Kraft-Weg-Diagramme bauart- und größenbedingt vorgegeben. Außerdem ist hier die Diagrammform stark abhängig von der Geschwindigkeit des Zusammendrückens, d. h. von der Anfahrgeschwindigkeit des Schiffes.

Bei der Konzipierung einer für die jeweils vorgegebenen Bedingungen geeigneten Stoßschutzanlage müssen die unterschiedlichen Eigenschaften der Bremssysteme entsprechend berücksichtigt werden. Damit wird auch erreicht, dass die Einwirkungen auf die Stoßschutzanlage bzw. das Schiff in "verträglichen" Grenzen bleiben und dass die (bei Schleusen immer nur begrenzt verfügbare) Bremsweglänge entsprechend dimensioniert werden kann.

In zurückliegender Zeit wurde auch versucht, bei der Nutzlängeneinschränkung einen Kompromiss in der Weise zu finden, dass man die Stoßschutzvorrichtung direkt am Schleusentor untergebracht hat (Bild 2). Das mit solchen Vorrichtungen erreichbare Arbeitsvermögen ist allerdings begrenzt und wird deutlich unter der im Regelwerk geforderten Größenordnung liegen. Zudem kann bei einer Anfahrung das Dämpfungselement schnell in Hartlage kommen. Die verbleibende Stoßenergie wird dann direkt ins Tor eingetragen, was zu mehr oder weniger großen Folgeschäden an der Tor-konstruktion führen kann.



Bild 2: Direkt am Stemmtorflügel angebrachte Stoßschutzeinrichtung

3 Erste Überlegungen hinsichtlich eines Verzichts auf Stoßschutzanlagen

Der Einsatz von Stoßschutzanlagen ist stets mit erhöhtem Platzbedarf, Verlängerung der Schleusungszeiten sowie zusätzlichen Bau- und Instandhaltungskosten verbunden. Eine eventuelle Nachrüstung von Stoßschutzanlagen kann zudem mit erheblichen Aufwendungen und technischen Schwierigkeiten verbunden sein [3]. Aus diesem Grunde werden in der Fachwelt schon seit längerem Überlegungen angestellt, ob man bei Vorliegen bestimmter Voraussetzungen auf entsprechende Stoßschutzeinrichtungen verzichten und dadurch ggf. wirtschaftliche und betriebstechnische Vorteile erreichen kann. Unabdingbar bleibt jedoch immer, im Rahmen eines aufzustellenden Havarieszenarios zu untersuchen, welche möglichen Einschränkungen dadurch hinsichtlich der Leichtigkeit und Sicherheit des Schiffsverkehrs entstehen können und mit welcher Wahrscheinlichkeit und welchem Ausmaß negative Einflüsse auf Mensch, Natur, Wirtschaft und Technik eintreten können.

Eine in konstruktiver Hinsicht Erfolg versprechende Vorgehensweise könnte darin bestehen, die Tragwerkskonstruktion des Verschlusskörpers im möglichen Bereich eines Schiffsstoßes in der Form auszubilden, dass die Tor-konstruktion insgesamt ein entsprechend optimiertes Arbeitsvermögen hat. Rechnerische Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) bieten verschiedene Möglichkeiten, um hier zu ersten Lösungsansätzen zu kommen.

Für die Belange der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ist in diesem Zusammenhang von Bedeutung, dass in bestimmten Fällen durch den möglichen Wegfall einer Stoßschutzanlage ein Gewinn an Schleusennutzlänge und Schleusungszeit sowie eine Reduzierung der Bau- und Unterhaltungskosten erreicht werden könnte. Dabei ist insbesondere auch an bestehende Schleusen gedacht, die (noch) nicht mit Stoßschutzanlagen ausgerüstet sind und bei welchen z. B. die Tore im Rahmen einer Ersatzinvestition ohnehin erneuert werden sollen. Wenn die Auswirkung evtl. Stoßeinwirkungen durch entsprechende Untersuchungen im Vorfeld abgeklärt ist, kann das neue Tor konstruktiv optimiert werden und es kann ein entsprechender Reparatur- bzw. Austauschplan aufgestellt und vorgehalten werden.

4 Untersuchungsziel und -methoden

Im Rahmen eines FuE-Vorhabens wurden bei der BAW auf der Grundlage der beschriebenen Überlegungen erste Untersuchungen mit dem Ziel geführt, Grundsätze für eine Torkonstruktion zu entwickeln, die eine Stoßbeanspruchung gemäß [2] infolge Schiffs-Anfahrung ohne Gefährdung der Gesamttragwirkung (Ausschluss von Totalversagen) aufnehmen kann und die im lokalen Schadensbereich ein vorab definierbares Schadensbild aufweisen wird, für welches zutreffende Instandsetzungsstrategien aufgestellt werden können. Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass verschiedene Angaben zu den Hintergründen und zur Vorgehensweise bei der Bearbeitung des FuE-Vorhabens wie auch die wichtigsten Untersuchungsergebnisse in zusammengefasster Form im zugehörigen Abschlussbericht [4] dargestellt sind.

Die für das FuE-Vorhaben nutzbaren Untersuchungsmethoden wurden bereits in einem auf der Rexrodt-Tagung im April 2002 von DRUDE gehaltenen Vortrag „Kollisionsbeanspruchungen mit großen Verformungen bei Stahlwasserbaukonstruktionen“ [5] und schließlich in seiner Dissertationsschrift „Elastoplastisches Tragverhalten von Stahlwasserbaukonstruktionen unter Kollisionsbeanspruchung“ [6] beschrieben. Demgemäß ist es mit Hilfe spezieller FEM-Berechnungen möglich, die Vorgänge einer Schiffsanfahrung bei einem Schleusentor wirklichkeitsnah zu simulieren. Daraus können ggf. die gewünschten Daten für das Verhalten bei der Anfahrt und für die entsprechende Konstruktion des Schleusentores abgeleitet werden.

Die erforderlichen rechnerischen Untersuchungen und die Bewertung der im Sinne des FuE-Vorhabens relevanten Ergebnisse wurden schließlich in zwei Schritten im Auftrage der BAW von der Technischen Universität Hamburg-Harburg (TUHH) durchgeführt [7], [8]. Bei der Simulation der Anfahrvorgänge wurde das Programm LS-DYNA verwendet.

Das Tormodell (Bild 3) wurde in [8] anhand der von der BAW zur Verfügung gestellten Konstruktionszeichnungen mit Hilfe des Pre-Prozessors MSC.Mentat erstellt.

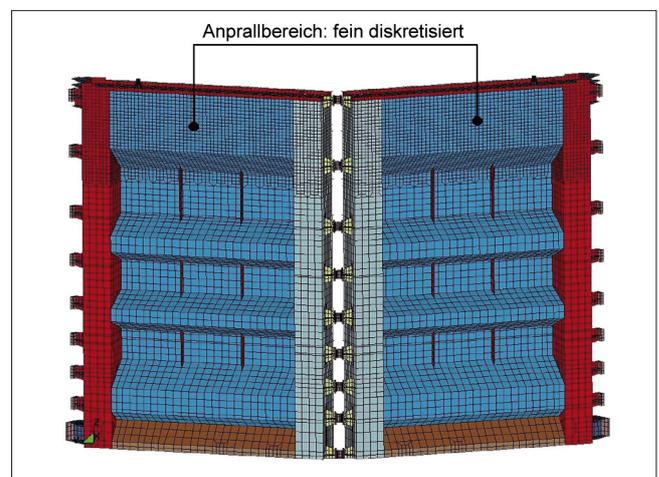


Bild 3: FE-Modell des untersuchten Schleusentors

Für das anfahrende Schiffsmodell wurde als typisches Motorgüterschiff das „Europaschiff“ mit einem Gesamtgewicht von 1675 t (\geq Wasserstraßenklasse IV) zugrunde gelegt. In einem weiteren Kollisionsszenario wurde anstelle des Europaschiffs ein Schubverband mit einem Gesamtgewicht von 2234 t betrachtet. In beiden Fällen wurde für die Toranfahrungen eine konstante Kollisionsgeschwindigkeit von 1 m/s vorgegeben.

5 Ergebnis der Untersuchungen

5.1 Kollisionsszenarien

Untersucht wurden Anfahrungen der genannten unterschiedlichen Schiffsformen auf ein Faltenwerkstemma, welches schrittweise konstruktiv modifiziert wurde (vgl. Tormodelle 1 bis 6, Kap. 5.2). Die Anprallpunkte für das Motorgüterschiff (80 m x 9,50 m x 2,50 m) bzw. den Schubverband (78,5 m x 11,40 m x 2,50 m) wurden dabei wie in Bild 4 dargestellt definiert.

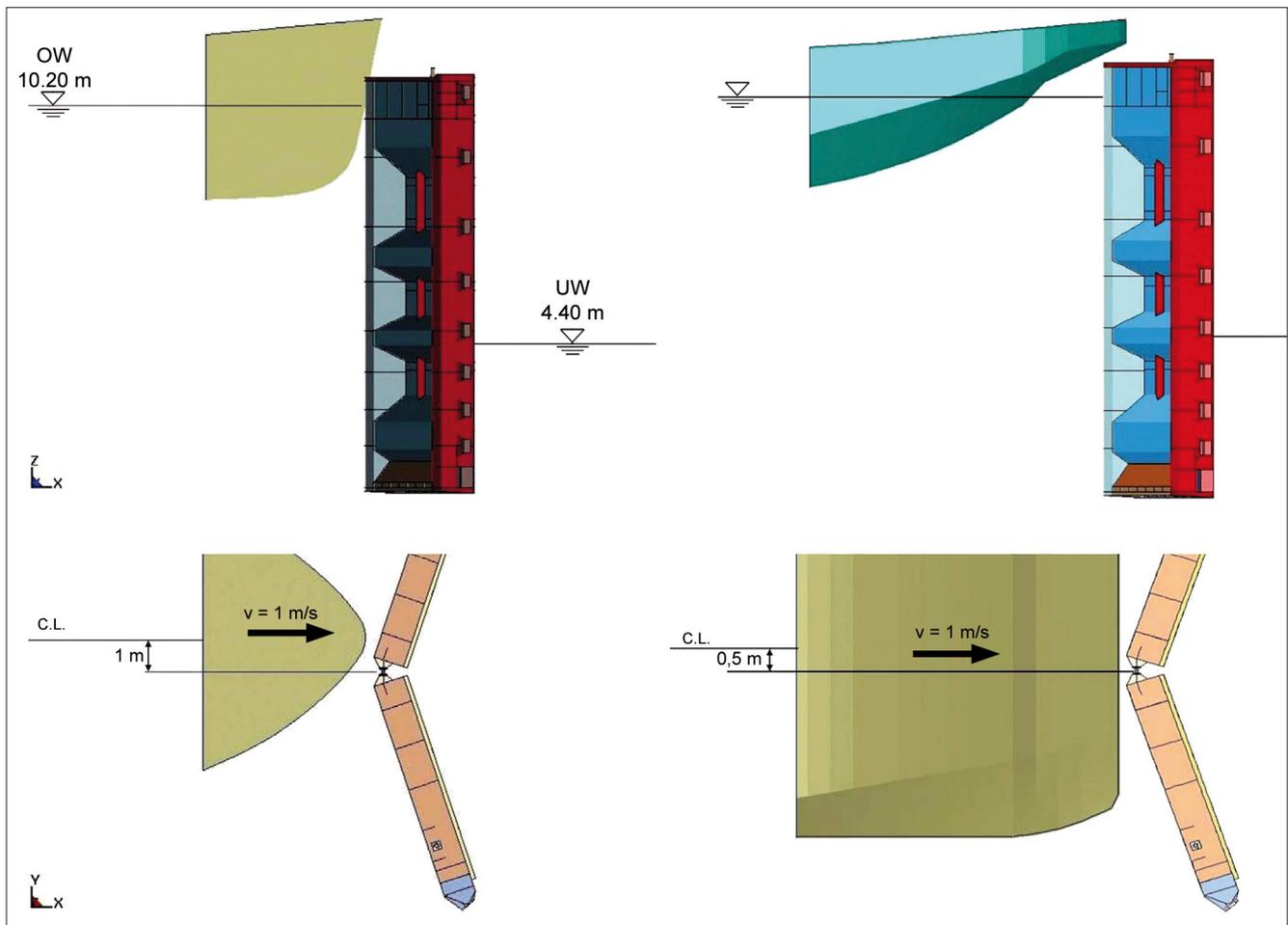


Bild 4: Anprallpunktdefinition Motorgüterschiff (Spitzbug) bzw. Schubverband (Pontonbug), Seitenansicht und Draufsicht

5.2 Kollisionsberechnungen für verschiedene Torkonstruktionsvarianten

Für Anfahrungen mit dem Europaschiff wurden sechs verschiedene Torkonstruktionsvarianten untersucht, die nachfolgend beschrieben werden. Für den Schubverband wurden davon lediglich die Modelle 1 und 6 weiter betrachtet.

Die in Bild 5 dargestellte Definition der Stemmknaggen wurde einheitlich für Europaschiff und Schubverband vorgenommen.

Die sich aus der Schiffsmasse des Europaschiffs (1675 t) ergebende kinetische Energie des Schiffsanpralls beträgt $E_{kin} = 0,840 \text{ MNm}$ für $v = \text{const} = 1 \text{ m/s}$. Die Berechnung wurde implizit begonnen, indem zunächst nur der hydrostatische Wasserdruck und das Eigengewicht des Tores berücksichtigt wurden. Danach wurde in den expliziten Modus gewechselt, indem das Schiff anfängt, sich mit einer konstanten Geschwindigkeit

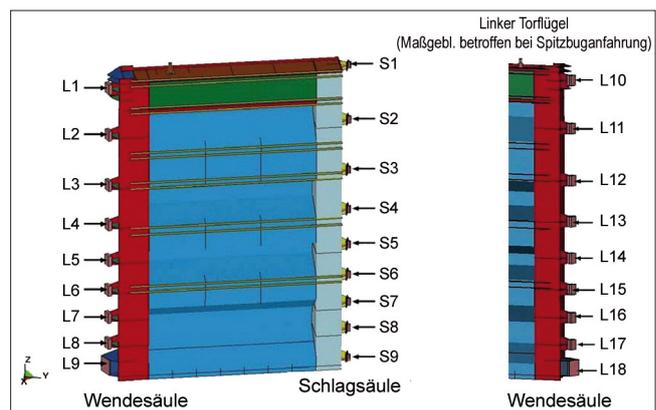


Bild 5: FE-Modell, Definition der Stemmknaggen an der Wende- und Schlagsäule

keit von 1 m/s auf das Schleusentor zuzubewegen. In gleicher Weise wurde bei der Anfahrung durch einen Schubverband vorgegangen. Auf Grund der größeren Schiffsmasse (2234 t) war hier jedoch von einer kinetischen Energie von $E_{kin} = 1,11 \text{ MNm}$ auszugehen. Da vornehmlich das Verhalten des Schleusentors von Inte-

resse war, wurde das Schiff als Starrkörper idealisiert. Der Kontakt zwischen Schiff und Tortragwerk wurde über einen Kontaktalgorithmus hergestellt, der Druck und Biegung übertragen kann.

Bei den sechs untersuchten und bewerteten Tormodellen handelte es sich generell um Stemm- oder Faltenwerkstrukturen ohne Schützöffnungen in den Torflügeln. Zusätzlich wurde noch nach Variante A (normale Knaggenkonstruktion an der Schlagsäule, Kontaktformulierung mit einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,3$ bei geschlossenem Tor) und Variante B (alle Stemmknaggen des Schlagsäulenbereichs bewegen sich zwingend zusammen) unterschieden.

- Als **Modell 1** ist eine Ausgangs-Konstruktion gewählt worden, wie sie als Stemm- oder Faltenwerkbauweise an der Saar-Schleuse Saarbrücken im Einsatz ist.
- Im **Modell 2** wurde der obere Hohlkasten sowie die obere Hälfte der Wende- und Schlagsäule mit Schaumstoff gefüllt. Das bewirkt eine höhere Steifigkeit der Struktur, wodurch die im Wendesäulenbereich ankommenden Kräfte größer sind als im Modell 1. Geringere Verformungen führen somit zu größeren Kräften an den Knaggen.
- Für das **Modell 3** wurde die Blechdicke des oberen Hohlkastens erheblich verringert. Die absorbierte Energie bewirkt größere Verformungen der betroffenen Blechteile, wodurch die Überlastung der Knaggen erst zu einem späteren Zeitpunkt eintritt.
- Die **Modelle 4 und 5** wurden seitens der TUHH als theoretisch versteifte Konstruktionen ausgebildet. Sie stellen jedoch keine realisierbaren Konstruktionsvarianten dar.
- Im **Modell 6** wurde ein neues Design für die Lager eingeführt. Die im Anfahrfall immer am stärksten belasteten oberen Einzelknaggen im Wendesäulenbereich wurden als Block-Lager ausgebildet. Ziel war hierbei, im Falle einer Kollision möglichst viel der auf das Tor wirkenden Kraft aufzunehmen, sodass die übrigen Knaggenlager weniger belastet werden.

Im Rahmen der Auswertung der Berechnungen stellte sich zunächst heraus, dass eine feste Verbindung der Schlagsäulenknaggen der Torflügel zu keinen erheblichen Verbesserungen im Gesamttragverhalten des Tores führt. Es zeigte sich jedoch, dass für den gemäß Ausrüstungsnorm DIN 19703 [9] vorgegebenen Lastansatz bzw. das dort festgelegte Arbeitsvermögen von 1

bzw. 2 MNm die Standsicherheit der einzelnen Torflügel noch gegeben ist, d. h., es wird kein Torflügel aus den Lagerungen gerissen. Diese Situation sowie die über den Stoßverlauf ermittelten Verformungen und Spannungen sind in dem von der TUHH erarbeiteten Untersuchungsbericht [8] im Einzelnen für alle Modelle separat dokumentiert. Für das zu empfehlende Vorzugs-Tormodell werden in nachfolgendem Abschnitt 5.3 einige Ergebnisse auszugsweise wiedergegeben.

Für die Modelle 1 und 6 (Fall A) erfolgten weitere Untersuchungen, bei welchen das Europaschiff durch einen Schubverband (Gesamtmasse 2234 t) ersetzt wurde. Die als konstant angesetzte Kollisionsgeschwindigkeit betrug wiederum 1 m/s, woraus sich die bereits erwähnte kinetische Energie von 1,11 MNm ergab. Als Reibungskoeffizient zwischen Schiff und Schleusentor sowie zwischen den Stemmknaggen wurde hier wie bei allen vorangegangenen Rechengängen $\mu = 0,30$ für den statischen und dynamischen Anteil (Haft- und Gleitreibung) angesetzt.

Bei der Variation der Materialdicken zeigte sich, dass bei gleichem Eindringweg des Schiffskörpers die Gesamtenergieumwandlung bei Ansatz geringerer Blechstärken höher liegt. Das wird auf den größeren Bereich der plastischen Dehnungen zurückgeführt.

Die Untersuchung unterschiedlicher Bugformen zeigte, dass beim Pontonbug infolge der größeren und stumpferen Kontaktfläche die Energie auf erheblich kürzerem Weg in das Schleusentor eingedrungen wird als beim Spitzbug. Deshalb liefert die Anfahrung mit dem Schubverband im Vergleich zu den Kollisionsfällen mit dem Motorgüterschiff (Spitzbug) andere Ergebnisse. Im Verlauf des mit der Berechnung simulierten Kollisionsvorgangs fängt der Schubverband an, mit dem Schleusentor zu interagieren. Der Kontakt tritt zwischen dem Boden des Schubverbandes und dem oberen Teil des Tores auf. Je mehr sich der Verband vorwärts bewegt, desto mehr drückt er in vertikaler Richtung auf den oberen Teil des Tores. Auf Grund der geometrischen Form eines Schubverbandes und des geringeren Abstands zwischen Schiff- und Schleusenlängsachse sind die Kräfte auf das Tor und im Wendesäulenbereich nahezu symmetrisch.

5.3 Empfohlene Vorzugsvariante für die Torkonstruktion

Anhand der nachfolgend auszugsweise dargestellten rechnerischen Ergebnisse kristallisierte sich für eine ggf. zu wählende Torkonstruktion eine Vorzugsvariante heraus. In Verbindung mit einer Neubemessung sämtlicher Knaggen und (wegen der dünneren Hohlkasten-Bleche) bei spezieller Beachtung des Lastfalls „Eisdruck“ wird das Modell 3 empfohlen. Die Abweichung zum Modell 1 besteht lediglich in der Dickenreduzierung beim oberen Hohlkasten. Dies erlaubt im Anfahrfall eine größere Verformung des oberen Hohlkastenträgers, wodurch schließlich weniger Kraft die Stemmknaggen des Wendesäulenbereiches erreicht.

Unabhängig davon vollzieht sich das Schadensszenario stets in der Form, dass die Gesamtkollisionskraft so lange ansteigt, bis die obersten Stemmknaggenpaare des Schlagsäulenbereichs (vor allem S1 bis S3; Definition vgl. Bild 5) in Abhängigkeit vom Deformationsweg schrittweise und beginnend mit S1 nicht mehr in Kontakt stehen und die Kontaktkräfte an den oberen Stemmknaggen im Wendesäulenbereich des angefahrenen Torflügels erheblich zunehmen. Die Kräfte

erreichen Werte, die deutlich über denen aus dem hydrostatischen Wasserdruck liegen. Diese Situation ist am Beispiel von Tormodell 3A in den Bildern 6 und 7 dargestellt. Als Grenzdeformation wurde jeweils ein Weg von 2 m angenommen.

Den Verformungen aus den Verformungsdiagrammen lassen sich die entsprechenden Kräfte zuordnen.

Für Modell 3 wurden keine Werte für eine Schubverband-Anfahrung ermittelt. Auf der sicheren Seite liegend kann jedoch mit den für Modell 1 ermittelten Kräften (hier nicht weiter dargestellt) und mit den später in Bild 11 und 12 auch für die Schubverbandanfahrung gezeigten Verformungsgrößen gearbeitet werden.

Zum besseren Verständnis der gewählten rechnerischen Vorgehensweise ist eine Betrachtung der für alle Tormodelle ermittelten Energiebilanz der simulierten Anfahrungen zweckmäßig. Zur Vereinfachung der Berechnungen wurde, wie bereits unter Punkt 5.2 erwähnt, generell die Annahme getroffen, dass sich während des gesamten Anfahrvorgangs die Kollisionsgeschwindigkeit nicht verändert, weshalb die jeweilige kinetische Energie konstant bleibt. In der in Bild 8 am Beispiel des Tormodells 3A dargestellten Energie-

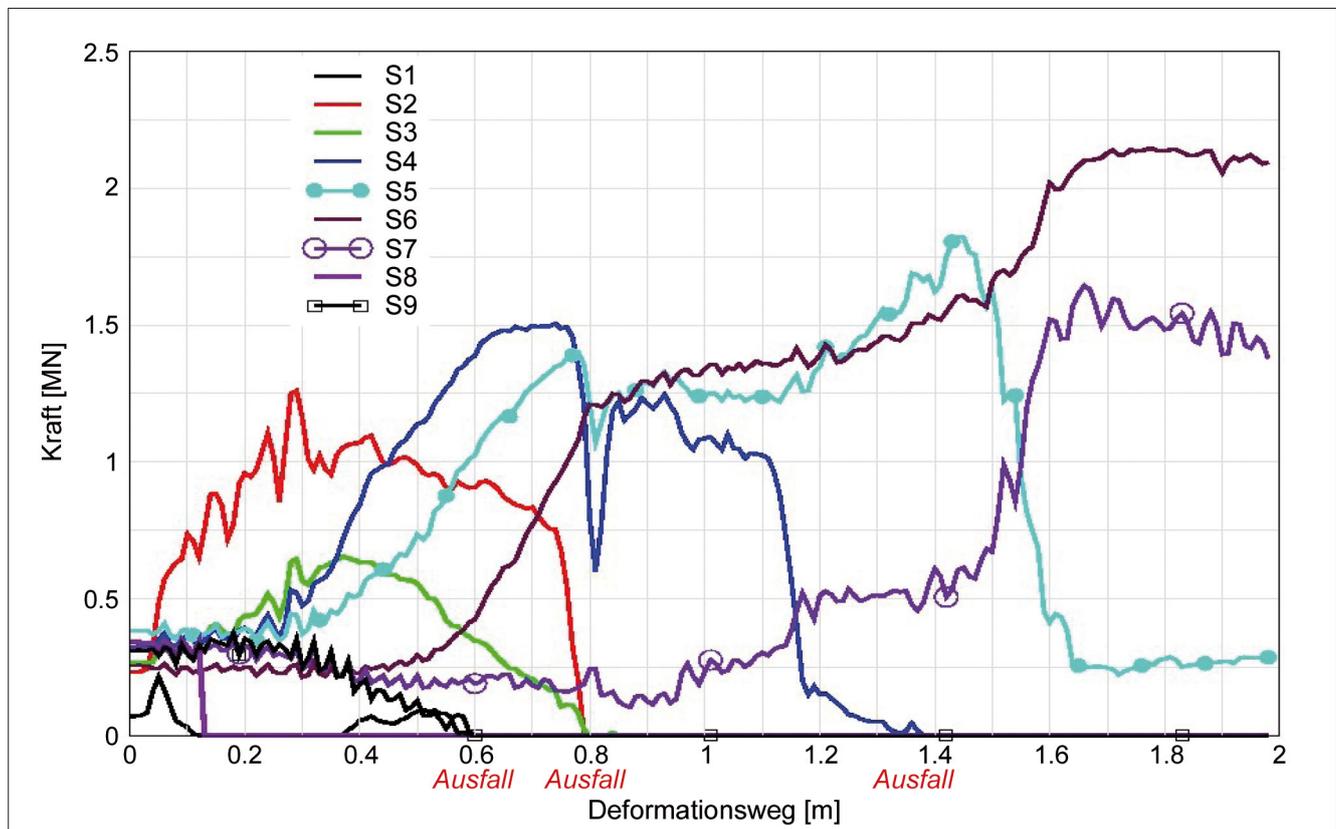


Bild 6: Kontaktkräfte im Schlagsäulenbereich (S1 bis S 9, Modell 3A)

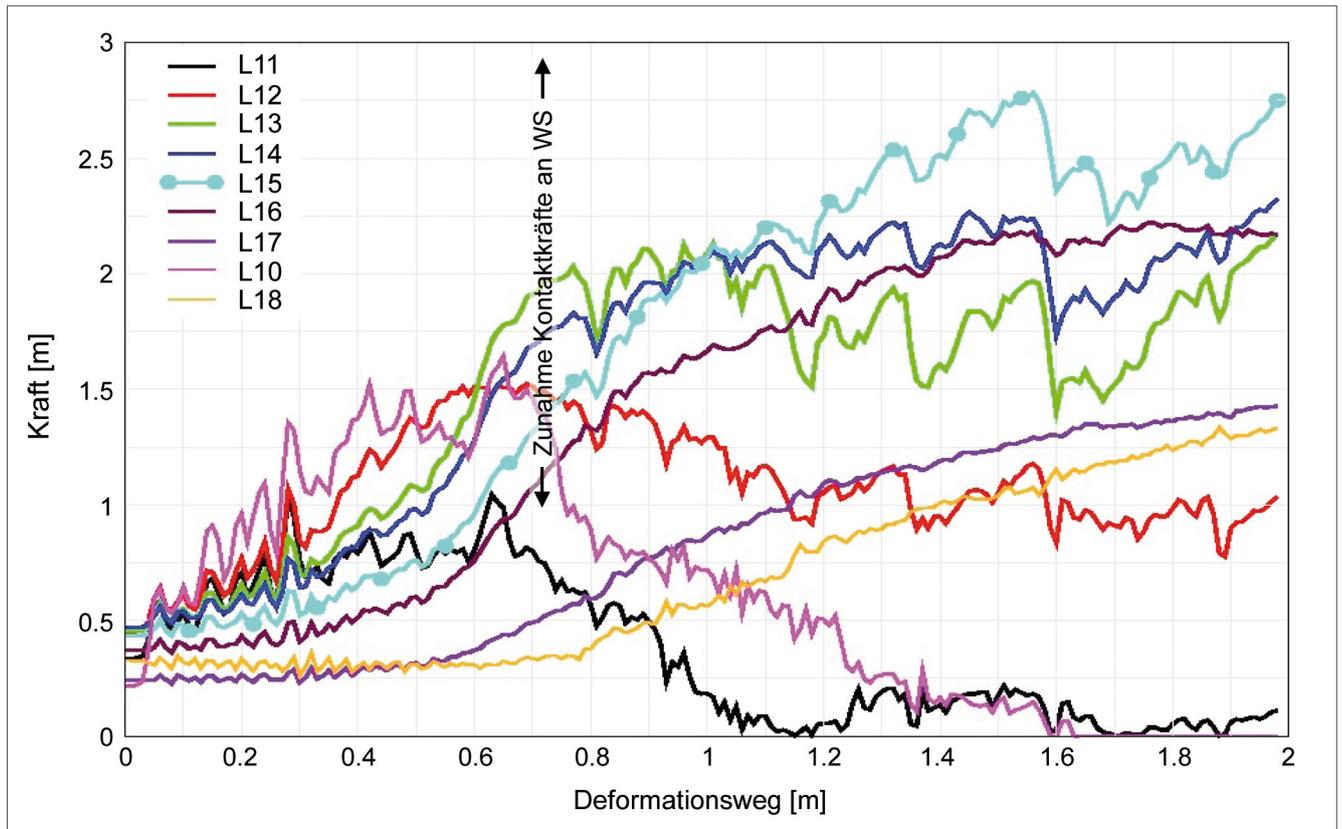


Bild 7: Kontaktkräfte im Wendesäulenbereich (L10 bis L18, Modell 3A)

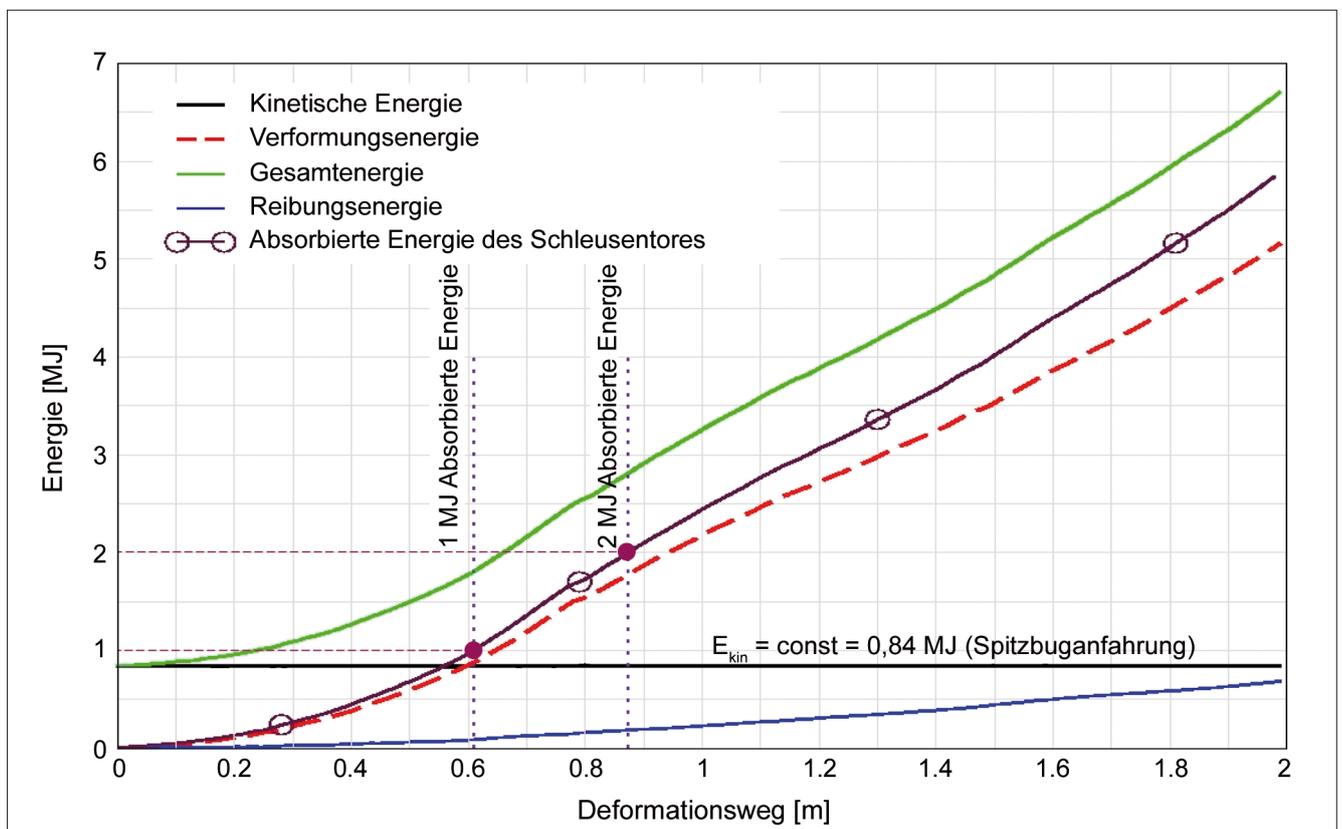


Bild 8: Energiebilanz der Simulation Tormodell 3 mit Spitzbug-Anfahrung

bilanz der Simulation wird erkennbar, dass sich unter dieser Voraussetzung die vom Schleusentor absorbierte Energie (lila Linie mit Kreisen) aus den Anteilen der Verformungsenergie (rote, gestrichelte Linie) und Reibungsenergie (blaue Linie) zusammensetzt. Die Werte 1 bzw. 2 MJ an absorbierter Energie werden bei den Deformationswegen 0,604 m bzw. 0,878 m erreicht (vgl. auch Bild 9 und 10).

Die Gesamtenergie (grüne Linie) ergibt sich letztlich in Abhängigkeit vom Deformationsweg aus der Aufsummierung der Werte aus absorbierter Energie (Reibungsenergie + Verformungsenergie) und der konstant verlaufenden kinetischen Energie. Die Gesamtenergielinie lässt sich damit, wie in Bild 8 dargestellt, durch Aufsattelung der Werte der vom Schleusentor absorbierten Energie auf die kinetische Energielinie $E_{\text{kin,Spitzbug}} = 0,84 \text{ MJ} (= 0,84 \text{ MNm})$ abbilden.

Die Festlegung und Untersuchung des unteren bzw. oberen Wertes 1 MNm bzw. 2 MNm für die vom Tor absorbierte Energie entsprechen der Spannbreite, wie sie in [9] für die Dimensionierung von separat angeordneten Stoßschutzeinrichtungen vorgegeben ist.

Das Ausmaß der Verformungen, welches für das Tormodell 3 bei den beiden Energieabsorptionsgrößen 1 MNm bzw. 2 MNm im Falle der Spitzbug-Anfahrung erwartet werden muss, ist in den Bildern 9 und 10 dargestellt. Es ist von einer maximalen Verformung in x-Richtung von 0,604 m auszugehen. Die Verformungsbilder zeigen, dass insbesondere für den Anfahungsfall mit 1 MNm Energieabsorption (Bild 9) eine gute Reparaturmöglichkeit durch Heraustrennen der stark verformten Teile und Richten der Restverformungen mit anschließendem Einbau neuer Teile gegeben erscheint.

Für den Fall der 2 MNm-Absorption (Bild 10) könnte der komplette Austausch des oberen Torflügelteiles die günstigste Lösung darstellen, zumal eine rechnerische Maximalverformung von 0,878 m (x-displacement) zu erwarten ist. Die in diesem Zusammenhang zu treffende Entscheidung wäre jedoch immer von den vorliegenden Gegebenheiten und dem konkret entstandenen Schadensumfang abhängig zu machen.

Bei Anfahrung eines Motorgüterschiffes (Spitzbug) wird, wie aus Bild 9 und 10 erkennbar ist, in der Regel nur ein Torflügel stärker beschädigt, während bei einer Schubverband-Anfahrung (Pontonbug), wenn auch in

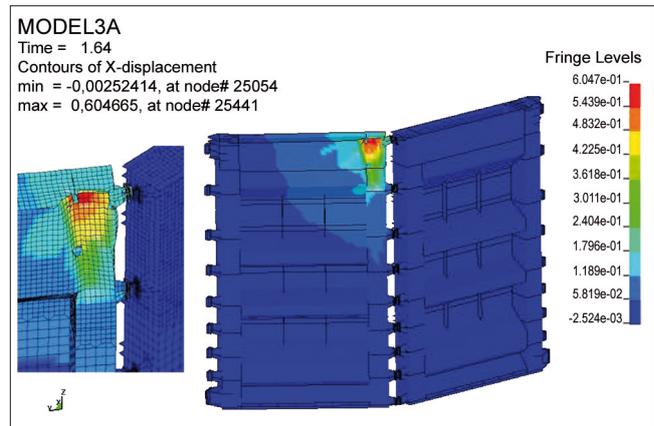


Bild 9: Tormodell 3, Verformungen in x-Richtung bei 1 MNm (Anfahrung mit Spitzbug)

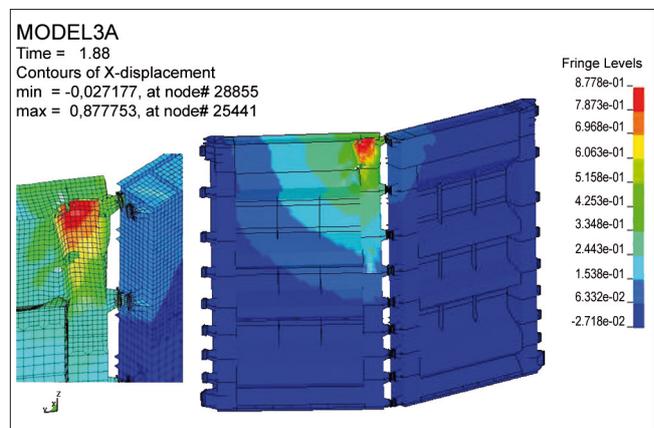


Bild 10: Tormodell 3, Verformungen in x-Richtung bei 2 MNm (Anfahrung mit Spitzbug)

geringerem Maße, beide Torflügel einschließlich Lagerung von Schäden betroffen sein können.

Die bei einer Schubverband-Anfahrung zu erwartenden Verformungsgrößen sind am Beispiel des Tormodells 1 in Bild 11 und 12 auf der folgenden Seite dargestellt. Es wird deutlich, dass infolge der anderen Bugform beim Schubverband und seiner im Kollisionsverlauf entstehenden Interaktion mit dem Schleusentor praktisch eine gleichmäßigere, nahezu symmetrische Lastverteilung erfolgt, wobei die örtlichen Beschädigungen geringer ausfallen als bei Anfahrung durch ein Motorgüterschiff. Der gleichmäßigere Lasteintrag drückt sich letztlich auch in der über die Torgesamtkonstruktion nahezu symmetrischen Verteilung der Verformungen wie auch der hier nicht weiter dargestellten Vergleichsspannungen aus.

Die maximale rechnerische Eindringtiefe des Pontonbuchs in das Tor (x-displacement gemäß Bild 11 und 12) beträgt 0,342 m bei 1 MNm absorbierter Energie und

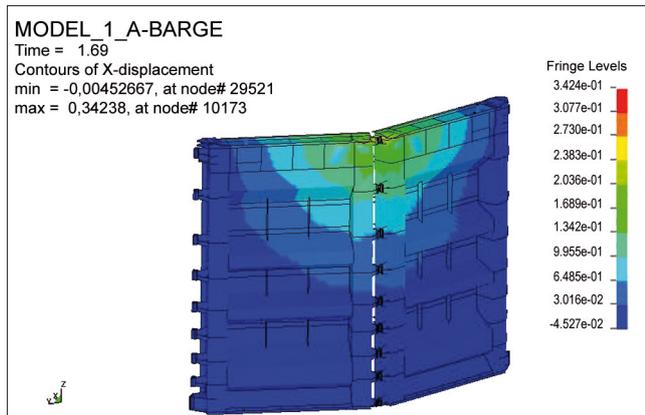


Bild 11: Tormodell 1, Verformungen in X-Richtung bei 1 MNm (Anfahrung mit Schubverband)

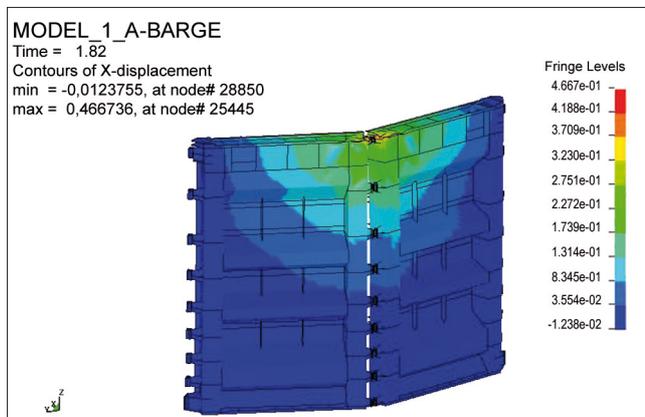


Bild 12: Tormodell 1, Verformungen in X-Richtung bei 2 MNm (Anfahrung mit Schubverband)

0,467 m bei 2 MNm. Gleich nach Überschreitung des Grenzwerts von 2 MNm wird bei einer Eindringtiefe von ca. 0,5 m eine maximale Kollisionskraft von 9 MN erreicht. Danach wird das Tor zunehmend plastisch deformiert, wobei die Kollisionskraft abfällt und bis zum Ende des betrachteten Verformungsweges um einen Wert von etwa 6,5 MN pendelt (Bild 13).

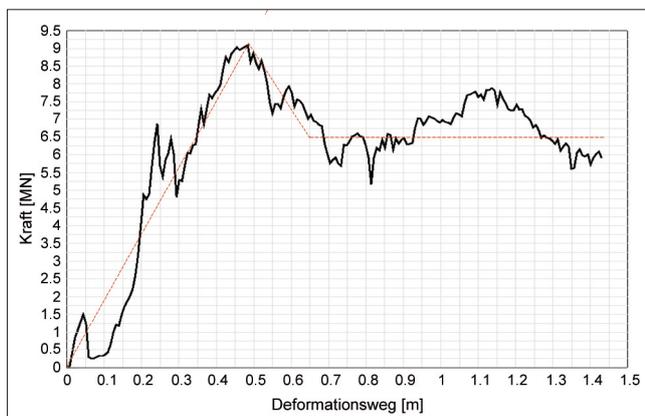


Bild 13: Tormodell 1, Kollisionskraft Schubverband

6 Schlussbetrachtung

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass sich unter bestimmten Voraussetzungen und bei einer vorab definierten Vorgehensweise Möglichkeiten finden lassen, Schleusentore mit vertretbarem technischen und wirtschaftlichen Aufwand für die Eintragung von Schiffsstößen zu optimieren. Allerdings ergeben sich dabei auch konstruktive und bauart- bzw. funktionsbedingte Grenzen.

Es zeigte sich, dass es für ein möglichst günstiges Energieabsorptionsverhalten zweckmäßig ist, die Steifigkeit eines Verschlusskörpers im zu erwartenden Anfahrungsbereich möglichst niedrig zu halten, ihn also unter Beachtung der üblichen Konstruktionsgrundsätze, dort möglichst „weich“ auszubilden. Dabei ist allerdings einem ausreichenden Tragwerkswiderstand gegenüber der Aufnahme von Eisdruck Beachtung zu schenken, da die Tor konstruktion im eventuell betroffenen Bereich aus dünneren Blechen bestehen müsste. Anhand der Untersuchungsergebnisse erscheint es möglich, den voraussichtlich nur lokal im Anfahrungsbereich mehr oder weniger deformierten Verschlusskörper auch nach einer Energieabsorption von 1 ... 2 MNm auf der Grundlage eines vorab festgelegten Instandsetzungskonzeptes mit vertretbarem Aufwand zu reparieren. Dabei ist das von der Bugform des anfahrens Schiffs abhängige, hinsichtlich Lage und Umfang unterschiedliche Verformungsbild zu berücksichtigen.

Grundsätzlich zeigte sich, dass bei der Anfahrung von Stemmtorkonstruktionen der untersuchten Bauart nicht der eigentliche Verschlusskörper, sondern die Stemmknaggen an Schlag- und Wendesäule die Schwachpunkte darstellen. Hinsichtlich Berechnung und Ausbildung scheinen insofern, unabhängig davon, ob eine Anfahrung mit Spitz- oder Pontonbug erfolgt, die vorliegenden Knaggen-Konstruktionen eher unterbemessen zu sein.

Für zu untersuchende bzw. zu ersetzende Tore, die einen definierten Schiffsstoß aufnehmen sollen, sollten deshalb in jedem Fall die Knaggen überprüft und im Bedarfsfall verstärkt oder neu konstruiert werden. Generell sollten dabei die Stemmknaggen nicht nach den aus dem hydrostatischen Wasserdruck herrührenden Einwirkungsgrößen bemessen werden, sondern plan-

mäßig überdimensioniert werden. Dies betrifft vor allem die oberen Stemmnaggenpaare, die, wie die Untersuchungen belegen, im Anfahrungsfall zuerst versagen werden. Die schadensfreie Weiterleitungsmöglichkeit der Kräfte in den Massivbauteil ist dabei zu beachten.

Aus kollisionstechnischen Gesichtspunkten ist wegen der möglichen Reduzierung der Größe der Stemmkkräfte zu empfehlen, den Dremmelwinkel nicht zu flach zu gestalten. Allerdings vergrößert sich bei steiler werdendem Winkel die Stützweite der Stemmtorflügel, wodurch sich bei konstanter Kammerbreite letztlich die nutzbare Kammerlänge verringern würde. Bei den in letzter Zeit gebauten Falwerkstemmtoren wurde ein Dremmelwinkel vorgesehen, der mit ca. 18,4 ° eher im unteren Bereich liegt. Dremmelwinkel in der Größe von 21° sind jedoch durchaus ebenfalls üblich.

Abschließend bleibt festzustellen, dass mit den beschriebenen Untersuchungen einige Randbedingungen und erste Vorschläge für die Gestaltung einer Torkonstruktion aufgezeigt wurden, die eine Stoßbeanspruchung infolge Schiffs-Anfahrung gemäß den in [2] bzw. [9] geregelten Vorgaben ohne Gefährdung der Gesamttragwirkung (Ausschluss von Totalversagen) aufnehmen kann. Unvermeidlich ist dabei immer die Entstehung lokaler Schäden. Die gewählten Untersuchungsmethoden lassen jedoch die Möglichkeit erkennen, dass für die an der Torkonstruktion zu erwartenden lokalen Schadensbereiche rechnerisch vorab Schadensbilder definiert werden können, für welche zutreffende Instandsetzungsstrategien formulierbar sind. Generell ist zu beachten, dass für das Erreichen praktisch umsetzbarer Lösungen noch genauere, d. h. detaillierte und ggf. anlagenbezogene Untersuchungen, die spezielle Fragen der baulichen Durchbildung wie auch der schweißtechnisch günstigen Ausführbarkeit umfassen, durchgeführt werden müssen.

Die auf der Grundlage des Abschlussberichts der TUHH [8] vorgestellten Untersuchungsergebnisse zeigen erste Lösungsansätze auf. Sie befassen sich ausschließlich mit dem Verschlusssystem „Stemmtor“. Die Ergebnisse sind nur bedingt auf andere Torsysteme übertragbar. Allerdings stellen Stemmtore, mit einem Anteil von fast drei Vierteln, das an den Unterhäuptern der Schleusen der Bundeswasserstraßen am häufigsten verwendete Verschlusssystem dar. Zudem sind es gemäß [9] und auf Grund praktischer Erfahrungen

i. d. R. nur die Untertore, die mit geeigneten Maßnahmen gegen unbeabsichtigte Schiffs-Anfahrungen bzw. deren Folgen zu schützen sind.

7 Literatur

- [1] SCHROETER, P.: Die Wirksamkeit von Stoßschutzanlagen an Binnenschiffahrtsschleusen. In: Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, 1974, H. 6
- [2] DIN 19704-1 Stahlwasserbauten, Teil 1: „Berechnungsgrundlagen“, Ausgabe Mai 1998
- [3] GRABAU, J.: Nachträglicher Einbau von Stoßschutzanlagen an Binnenschiffsschleusen - Beispiele Schleusen Varloh und Bollingerfähr. In: Stahlbau 6/2008, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [4] HERTIG, R.: Abschlussbericht zum FuE-Thema „Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau - Untersuchungen zum Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen“, BAW, Karlsruhe 2008, unveröffentlicht
- [5] DRUDE, O.: „Kollisionsbeanspruchungen mit großen Verformungen bei Stahlwasserbaukonstruktionen“, Vortrag zur Tagung „Hydraulik und Elektronik im Stahlwasserbau“, Lohr am Main, April 2002.
- [6] DRUDE, O.: „Elasto-plastisches Tragverhalten von Stahlwasserbaukonstruktionen unter Kollisionsbeanspruchung“, Dissertation 2004, VDI Verlag, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Bauingenieurwesen, Nr. 201.
- [7] STAROSSEK, U., Koppelman J.: „Rechnerische Untersuchung zu Kollisionsbeanspruchungen von Stahlwasserbauten - Schiffsstoß auf Schleusentore“, Ergebnisbericht, TUHH - Technische Universität Hamburg-Harburg, 30.06.2005, unveröffentlicht.
- [8] LEHMANN, E., DARIE, I.: „Untersuchung zur Optimierung von Stemmtorkonstruktionen hinsichtlich Schiffsstoß“, Abschlussbericht, TUHH - Technische Universität Hamburg-Harburg, 30.09.2007, unveröffentlicht.
- [9] DIN 19703 Schleusen der Binnenschiffahrtsstraßen: „Grundsätze für Abmessungen und Ausrüstung“, Ausgabe November 1995

Schleusen-Stemmtore in faserverstärkter Kunststoff-Bauweise

Dr.-Ing. Markus Steffens, Dipl.-Ing. Frank Anna, Firma ADETE, Kaiserslautern;
Dipl.-Ing. Uwe Enders, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einführung

Schleusentore sind Verschlussorgane, die die Schleusenkammer in Richtung Ober- und Unterwasser begrenzen, die Kräfte aus dem Wasserdruckunterschied aufnehmen und diese in den massiven Baukörper der Schleuse einleiten. Diese Tore bestehen i. d. R. aus plattenförmigen, genieteten bzw. geschweißten Stahlkonstruktionen. Wegen der andauernden Wassereexposition sind sie stark auf Korrosion beansprucht. Dies führt zu erheblichen Aufwendungen in Hinblick auf den Korrosionsschutz, welcher während der angestrebten Nutzungszeit mehrmals erneuert und instand gesetzt werden muss. Eine große Anzahl der Schleusen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) wurden in der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts erbaut und haben ihre theoretische Nutzungsdauer erreicht bzw. z. T. deutlich überschritten. Dies trifft im Besonderen für Schleusenanlagen an den Nebenwasserstraßen der Wasserstraßenklasse 1 und an nicht klassifizierten Binnenschifffahrtsstraßen zu (ca. 80 Schleusenanlagen). Diese haben gewöhnlich kleine Abmessungen (Torbreite 5 - 7 m; Hubhöhe 1 - 6 m) und werden vorwiegend durch die Sportschifffahrt genutzt.

Die Altersstruktur der vorhandenen Verschlüsse und auch der Bedarf nach Automatisier- bzw. Fernsteuerbarkeit generieren in den kommenden Jahren einen kontinuierlichen Erneuerungsbedarf. Insbesondere hinsichtlich Korrosion und Gewicht stellen Schleusentore aus Faser-Kunststoff-Verbund (FKV) eine interessante Alternative zu den heutigen wartungsintensiven Stahlkonstruktionen dar. Die wesentlichen Vorteile der FKV-Bauweise werden in verlängerten Wartungsintervallen (keine Korrosion) und im deutlich geringeren Gewicht der Verschlüsse gesehen. Im Bereich der französischen Wasserstraßen sind bereits Konstruktionen

aus FKV-Werkstoffen eingesetzt worden. Diesbezügliche Erfahrungen im Bereich der WSV liegen nicht vor.

Faser-Kunststoff-Verbunde sind heute bei vielen innovativen Technologieentwicklungen eine nicht mehr wegzudenkende Werkstoff-Gruppe. Durch ihre besonderen Eigenschaften sind FKV immer öfter in der Lage, klassische metallische Konstruktionswerkstoffe wie Stahl und Aluminium maßgeschneidert zu ersetzen. Durch die Einbettung textiler Faserhalbzeuge in eine Kunststoff-Matrix lassen sich die herausragenden mechanischen Eigenschaften der Faser für den Aufbau von hoch belasteten Bauteilen nutzen. Durch geeignetes Kombinieren der einzelnen faserverstärkten Schichten werden FKV-Konstruktionen geschaffen, die bei wenigstens gleichen technischen Eigenschaften eine höhere Wirtschaftlichkeit gegenüber klassischen Stahlkonstruktionen erzielen.

Im maritimen Bereich ist z. B. der Boots- und Yachtbau hervorzuheben. Dort hat die Weiterentwicklung der Chemikalienbeständigkeit von Matrixwerkstoffen zur Serienfertigung von Bootsrümpfen für Segelyachten beigetragen und die Faserverbundtechnologie für dauerhaft wasserexponierte Bauteile zugänglich gemacht.

2 Motivation und Zielsetzung

Vor dem Hintergrund des erheblichen Erneuerungsbedarfes von Verschlusskörpern an Schleusenanlagen in Deutschland muss eine wirtschaftliche und moderne Lösung zur Substitution der veralteten Tore gefunden werden. Eine Faserverbund-Konstruktion muss den Stahlkonstruktionen in allen Belangen mindestens gleichwertig sein und durch die werkstoffspezifischen Eigenschaften sowie ein geeignetes Fertigungsverfahren ein hohes Maß an Modularität aufweisen.

Ziel der Untersuchung ist daher die Entwicklung einer Schleusentor-Bauweise mit hoher Modularität, sodass ein möglichst breites Spektrum an Schleusenanlagen mit einem einheitlichen Tortyp und einer einzigen Fertigungseinrichtung abgedeckt werden kann. Die Faserverbundkonstruktion muss zudem eine hohe Korrosionsbeständigkeit aufweisen, die große Wartungsintervalle erlaubt. Gleichzeitig soll ein Schleusentor in Faserverbund-Leichtbauweise die Möglichkeit der weiteren Nutzung von bestehenden Krafteinleitungen in das Massivmauerwerk ermöglichen und dieses entlasten.

Die Umsetzung eines modular fertigen „Einheits-schleusentores“ in Faserverbundtechnik besitzt einen sehr hohen Innovationsgrad, der Deutschland eine Vorreiterstellung im internationalen Wasserbau einräumt.

3 Stand der FKV-Technologie

Verbundwerkstoffe zeichnen sich neben ihrem Leichtbaupotenzial bei hoher Festigkeit und Steifigkeit insbesondere durch die Möglichkeit der Maßschneidung von Eigenschaften aus. Der eigentliche Werkstoff entsteht erst bei der Bauteil-Herstellung durch das Zusammenführen der einzelnen Komponenten. Die Untergruppe der Faserverbundwerkstoffe besteht aus mindestens zwei Komponenten, den Fasern und dem Matrixsystem (Bild 1). Durch die Wahl der Faser, des Matrixsystems, des Fasergehaltes und durch die Anordnung der Fasern entsteht der Faser-Kunststoff-Verbund (FKV) mit spezifisch eingestellten Eigenschaften.

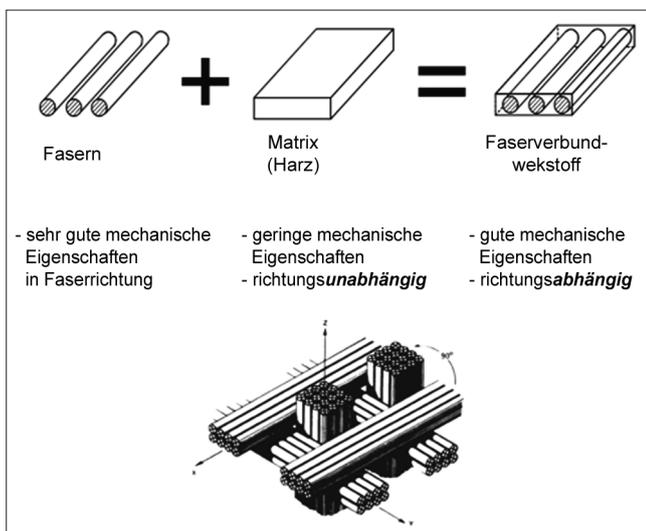


Bild 1: Aufbau und Eigenschaften von Faserverbundwerkstoffen

Die Fasern bestimmen durch ihre definierte Orientierung in Bezug zur Hauptbelastungsrichtung maßgeblich die mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffes (Steifigkeit, Festigkeit). Über die Wahl der Faserart (z. B. Glas-, Aramid-, Basalt- oder Kohlenstofffasern) und den Fasergehalt kann der Verbundwerkstoff den jeweiligen mechanischen Anforderungen weiter angepasst werden.

Der polymere Matrixwerkstoff übernimmt die Stützwirkung im Verbund und hält damit die Fasern in Form. Weiter werden durch den Kunststoff die einwirkenden Lasten auf die Fasern übertragen. Dabei ist eine gute Haftung des Kunststoffes an den Fasern vorausgesetzt. Die Chemikalienbeständigkeit, die Alterungsbeständigkeit sowie die Oberflächengüte und die elektrischen Eigenschaften des Faserverbundwerkstoffes werden maßgeblich durch das polymere Matrix-System bestimmt und können durch vielfältige, wiederum polymere Beschichtungssysteme noch modifiziert werden.

4 Entwicklung eines Schleusen-Stemmtores in FKV-Bauweise

4.1 FKV-Werkstoffauswahl

Die Matrix bestimmt die Beständigkeit eines FKV gegenüber Umwelteinflüssen, somit besteht die Zielsetzung darin, ein Harzsystem zu finden, das dauerhaft beständig gegenüber Wasser und UV-Strahlung ist.

Epoxidharz-Systeme zeichnen sich durch sehr gute mechanische Eigenschaften aus. Durch die ebenso sehr gute Wasserbeständigkeit werden sie vielfach im Boots- und Schiffsbau eingesetzt. Osmoseschäden, wie sie bei Verbundwerkstoffen mit Polyester-Matrix auftreten, gibt es auf Grund des chemischen Aufbaus von Epoxidharzen nicht. Ihre Anwendung ist vom Germanischen Lloyd zertifiziert und zugelassen. Eine ausreichende UV-Beständigkeit wird durch ein abgestimmtes, stoffschlüssig angebondenes Beschichtungssystem erreicht.

Glasfasern sind die wirtschaftlichsten am Markt erhältlichen Fasertypen. Gute mechanische Eigenschaften, eine ausgezeichnete Verfügbarkeit bei gleichzeitig hoher Wirtschaftlichkeit begründen die Auswahl von Glasfasern für eine Vielzahl von Anwendungen. Wegen ihres sehr guten Preis-Leistungs-Verhältnisses sind Glasfasern daher auch hier erste Wahl.

4.2 Bauweisenentwicklung

Die in die Schleusenammer seitlich eingelassenen Tornischen sowie die Kontur des Dremfels alter Schleusenanlagen sind meist auf rechteckige Querschnittsformen der Torflügel aus Stahl oder Holz abgestimmt. Mit dem Einsatz einer neuartigen FKV-Konstruktion fließen andere geometrische Anforderungen mit ein. Wichtigste Kriterien und Anforderungen an die Bauweisenentwicklung sind:

- **Einhaltung des vorgegebenen Bauraumes:**

In Bild 2 ist die Bauraumsituation verdeutlicht. Es ist zu erkennen, dass die Tornischen, in denen die Stemmtore im geöffneten Zustand „1“ positioniert sind, den Bauraum für die Torflügelform definieren.

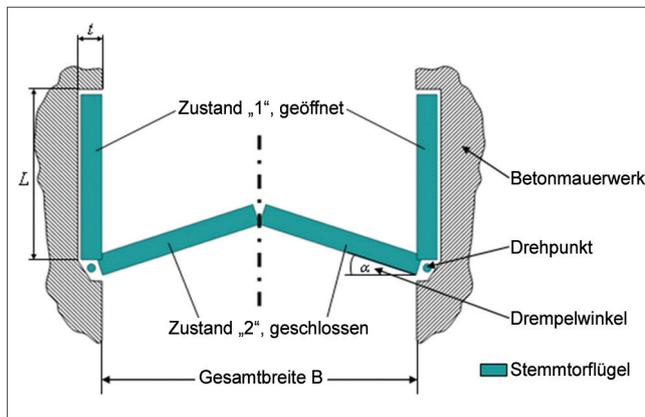


Bild 2: Bauraumabgrenzung bei Schleusen-Stemmtoren (Draufsicht)

- **Adaptierbarkeit der Konstruktion:**

Die FKV-Stemmtor-Konstruktion muss mit kleinen Anpassungen auf verschiedene Durchfahrtsbreiten mehrerer Schleusenanlagen anwendbar und adaptierbar sein.

- **Werkstoffgerechter Kraftfluss:**

Dieser zeichnet sich zum einen durch einen möglichst tangentialen Schlagsäulenkontakt der Torflügel und einen Querschnittsverlauf mit konstantem Radius aus, da nur so die statische Wasserdruckbelastung in eine für die FKV-Bauweise günstige Membranbeanspruchung überführt werden kann.

Die obigen Betrachtungen und Zwangsbedingungen lassen also keine echte Kreisbogenform für alle abzudeckenden Fälle zu. Eine wirtschaftliche Fertigung verschiedener Schleusenbreiten ist aber nur durch einen konstanten Krümmungsradius und mit nur *einer* Werkzeugform möglich, sodass es einer Kompromisslösung

bedarf. Diese hat zum Ziel, einen mittleren Radius zum Abdecken aller geforderten Schleusentorbreiten zu finden.

In Bild 3 ist ein Grundquerschnitt mit einem solchen mittleren Radius der Stemmtorflügel abgebildet. Das Lösungsprinzip ist dadurch gekennzeichnet, dass die Randbereiche bei größeren Abmessungen des Torflügels an Schlag- und Wendesäule aus der Kreisbogenform heraus tangential geradlinig weitergeführt werden. Bei kleineren Torbreiten wird der bestehende Radius beibehalten und das Tor auf die erforderliche Länge im Bereich der Tangenten beidseitig gekürzt.

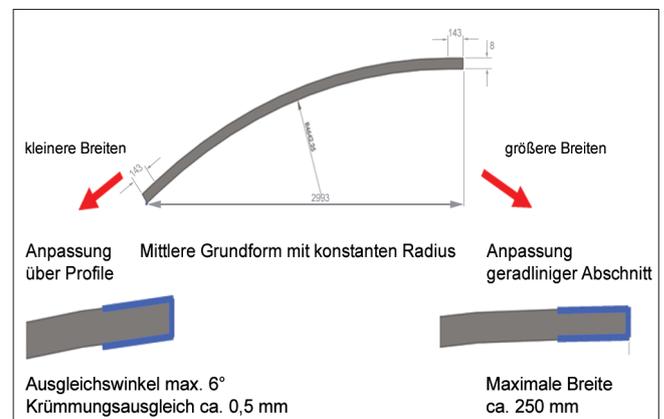


Bild 3: Basisgeometrie mit mittlerem Radius der Torflügel mit Anpassung auf kleinere oder größere Durchfahrtsbreiten

Die Fertigung des Schleusentores erfolgt in Integralbauweise, genauer in integrierter Faserverbund-Sandwich-Bauweise. Dabei wird das Bauteil in einem Stück gefertigt. Diese innovative Bauweisenvariante zeichnet sich durch eine hohe Gestaltungsfreiheit und hohe spezifische Steifigkeit bei wirtschaftlicher Umsetzung aus.

Eine Sandwich-Konstruktion (siehe Bild 4) besteht im Aufbau aus drei Bereichen und zwei Werkstoffen, den beiden relativ dünnen FKV-Deckschichten und einem dickeren Kernwerkstoff. Das Prinzip der Sandwich-Bauweise basiert auf der Funktionentrennung von Deckschichten und Sandwich-Kern, ähnlich wie bei metallischem I- oder Doppel-T-Träger oder bei Wellpappe. Die Deckschichten übernehmen die Zug- und Druckkräfte aus der Biegebelastung, die Kernschicht die Schubbelastung. Der vergleichsweise sehr leichte und mechanisch schwache Kern erhöht damit im Wesentlichen das Trägheitsmoment des Wandaufbaues, indem er die steifen Deckschichten auf großem Abstand

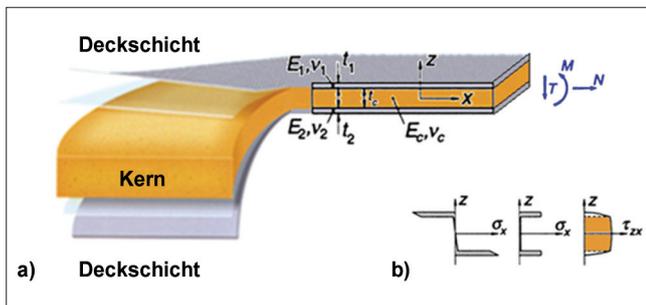


Bild 4: a) Schichtenaufbau der Sandwich-Bauweise, b) Funktionentrennung zwischen Deckschichten und Sandwich-Kern

zueinander hält (im Vergleich zur FKV-Deckschichtdicke). Daraus resultiert eine hohe Biegesteifigkeit der gesamten Konstruktion bei geringem Gewicht. Das Gewicht wird dabei maßgeblich durch den Kernwerkstoff bestimmt.

Für die Schleusentor-Konstruktion wird der Kernwerkstoff Balsa-Hirnholz favorisiert, der sich durch ausgezeichnete mechanische Eigenschaften und einen unschlagbares Preis-Leistungs-Verhältnis gegenüber polymeren Strukturschäumen auszeichnet. Der etablierte Kernwerkstoff Balsa-Hirnholz wird traditionell im Bootsbau eingesetzt.

4.3 Konstruktive Umsetzung

Die oben ausgewählte Bauweise wurde im Folgenden in eine erste Konstruktion für eine Schleusenanlage mit einer Durchfahrtsbreite von 6,0 m und einer maximalen Oberwasserhöhe von 6,0 m umgesetzt. Dabei wurde das Kernmaterial der Sandwich-Konstruktion zur optimalen Ableitung des statischen Wasserdruckprofils über der Schleusentorhöhe in der Dicke angepasst. Unabhängig davon umschließen die 15 mm dicken GFK-Deckschichten den Kernwerkstoff ganzheitlich und sorgen damit für dessen Schutz vor Wasser und sonstigen Umwelteinflüssen (Bild 5).

Angeschraubte, die Konstruktion stets umfassende Edelstahl-Profile übernehmen die flächige Krafteinleitung in die GFK-Deckschichten und dienen der Aufnahme von Dichtungen und Lagerungen (Bild 6).

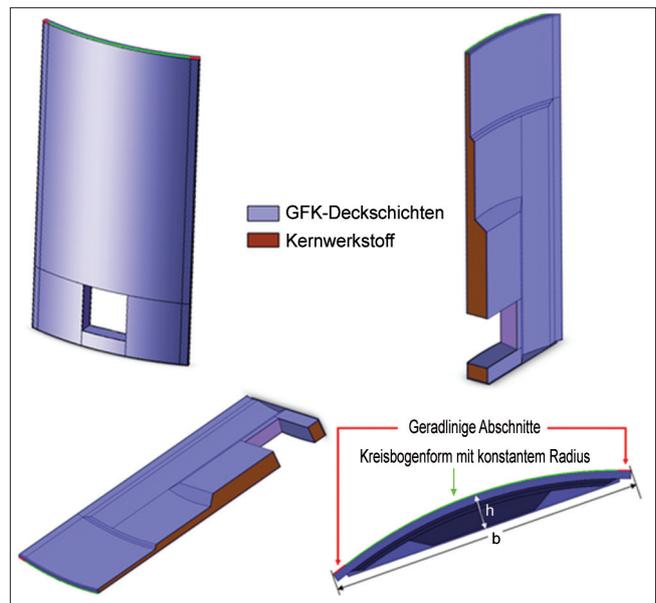


Bild 5: Aufbau und Konstruktion des FKV-Schleusentorflügels

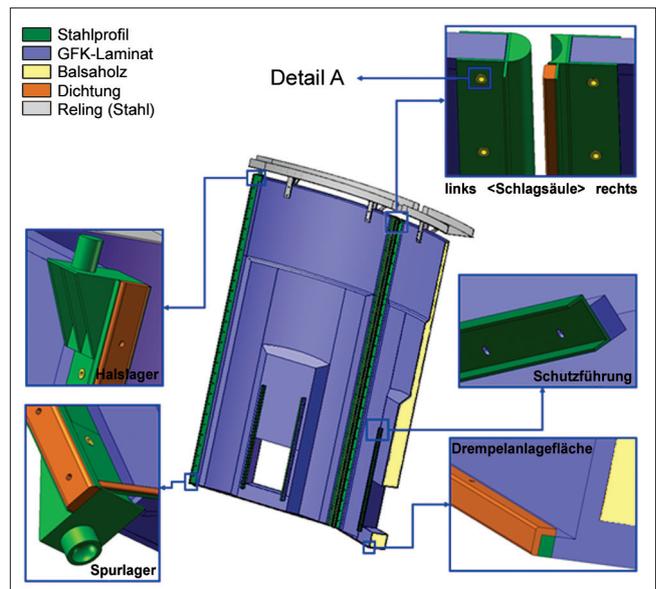


Bild 6: Detaildarstellung des Schleusen-Stemmtores in FKV-Sandwich-Bauweise

Die durchgängige Verschraubung der Edelstahl-Profile mit der Sandwich-Konstruktion wird so ausgeführt, dass kein Eindringen von Wasser in das Kernmaterial möglich ist. Die Kräfte werden stets durch Klemmung flächig und somit werkstoffgerecht in die lasttragenden Deckschichten der Sandwich-Struktur eingeleitet (Bild 7). Insgesamt wurde eine Gewichtersparnis gegenüber einer vergleichbaren Stahltor-Konstruktion von etwa 50 % erzielt.

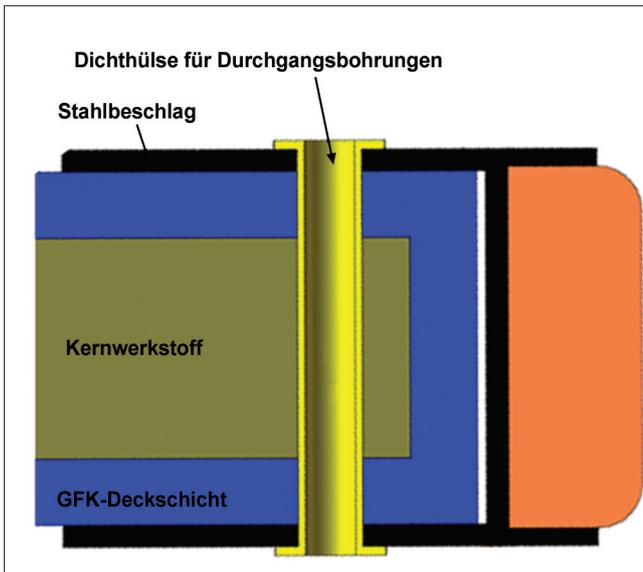


Bild 7: Detail A, schematische Gestaltung einer Durchgangsbohrung durch den FKV-Sandwich-Torquerschnitt

4.4 Strukturmechanische Analyse

Beispielhaft für die umfangreich durchgeführten strukturmechanischen Analysen der Faserverbund-Konstruktion wurde hier der Lastfall „Revision“ ausgewählt. Die Revision stellt statisch die Extrembelastung des Stemmtores dar und ist maßgebend für die Auslegung der Faserverbund-Konstruktion. Im Lastfall „Revision“ wirkt die hydrostatische Wasserdrucklast von 6 m nur einseitig auf den Verschlusskörper. Die detaillierte numerische Auslegung erfolgte dann mittels der Finite-Elemente-Methode (FEM).

Der Aufbau des FEM-Modells (Bild 8) erfolgte auf Basis der exakten 3D-CAD-Volumenmodell-Daten aus der Konstruktion, sodass sämtliche Bauteilgeometrien unverändert abgebildet wurden. Die Berücksichtigung der materialspezifischen Eigenschaften (Faserorientierung, Lagenaufbau) in der Simulation erfolgte durch

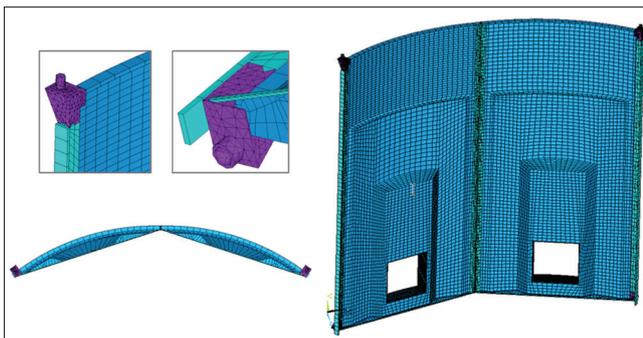


Bild 8: Strukturmechanisches FEM-Modell des FKV-Schleusentores

speziell für die Faserverbund-Berechnung konzipierte, geschichtete Volumenelemente.

Die Kontaktsituation der Torflügel an der Schlagsäule wurde durch einen Standardkontakt abgebildet, um ein Verschieben und Lösen der beiden Torhälften im Modell zu ermöglichen. Dies stellte ein entscheidendes Kriterium für die Modellierung dar, da im Einsatz ebenfalls keine feste Verbindung der beiden Torflügel vorhanden ist. Vielmehr stützen sich die Torflügel im geschlossenen Zustand aufeinander ab, um die charakteristische Stemmwirkung zu erzielen. Die restlichen Kontaktflächen an Drenpel und Wendesäule wurden als Verbundkontakte modelliert (Bild 9).

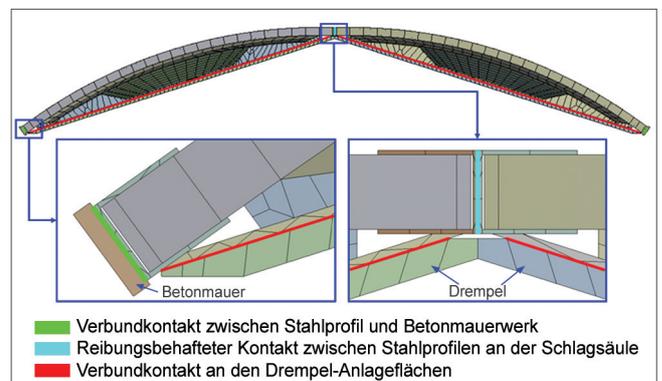


Bild 9: Kontaktbedingungen am FEM-Modell

Da die Schütztafeln im Modell nicht mit abgebildet wurden, wurde eine „Schützersatzkraft“ auf den Randbereich der Durchflussöffnungen aufgegeben, die die fehlende Belastung im Modell kompensiert (Bild 10). Die Lagersituation wurde mittels einer klassischen Fest-Loslagerung abgebildet.

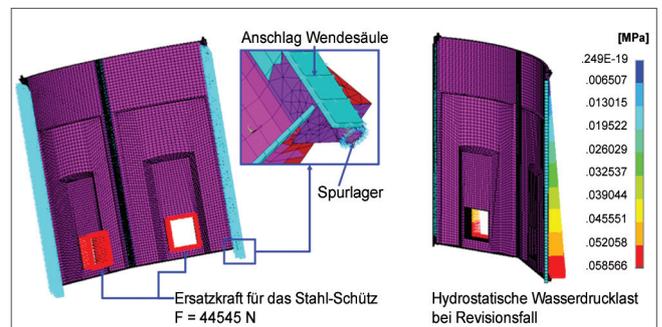


Bild 10: Last- und Lagerbedingungen im FEM-Modell

Die FEM-Analyse zeigte, dass die maximale Verformung der FKV-Schleusentor-Konstruktion im unteren Bereich der Schützöffnungen auftritt und beim Revisionslastfall $s_{\max} = 2,89$ mm beträgt (Bild 11). Die Verfor-

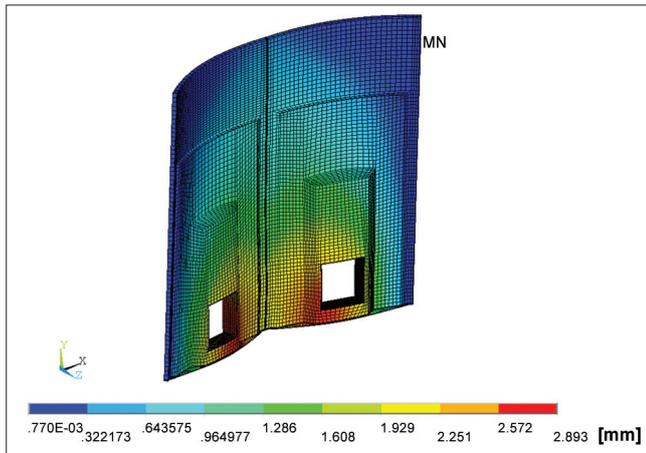


Bild 11: Vektorielle Gesamtverformung der Torkonstruktion

mungen in den Abbildungen sind 200-fach überhöht dargestellt, um die Verformungscharakteristik gut erkennen zu können.

Der Festigkeitsnachweis der Faserverbundstruktur wurde mit dem Tsai-Wu-Kriterium geführt und ausgewertet. Die individuellen, hoch anisotropen (richtungsabhängige) Festigkeitswerte des verwendeten Laminates werden zuvor in dem für die Berechnung eingesetzten FEM-Programmsystem ANSYS eingegeben. Das Tsai-Wu-Kriterium ist eine spannungsbasierte Versagenshypothese, mit der der dreiachsige Spannungszustand hoch anisotroper Materialien wie den FKV ähnlich einer Vergleichsspannung bei den Metallen analysiert werden kann. Tsai-Wu-Werte, gleichbedeutend mit Werkstoff-Anstrengungen kleiner 1,0 bedeuten dabei, dass das Material den aufgegebenen Lasten standhält, Werte gleich oder größer als 1,0 weisen auf ein Versagen des Materials hin. Die Werte beziehen sich dabei immer auf eine Einzelschicht im Laminat. Sobald die Beanspruchung einer Schicht die zulässigen Werte übersteigt, wird von einem Gesamtversagen des Lagenaufbaus an dieser Stelle ausgegangen („first-ply-failure“-Prinzip). In Bild 12 ist an den unteren, äußeren Bereichen der Wendesäule ein Tsai-Wu-Wert von 0,12 zu erkennen, gleichbedeutend mit einer Laminatauslastung von 12 %.

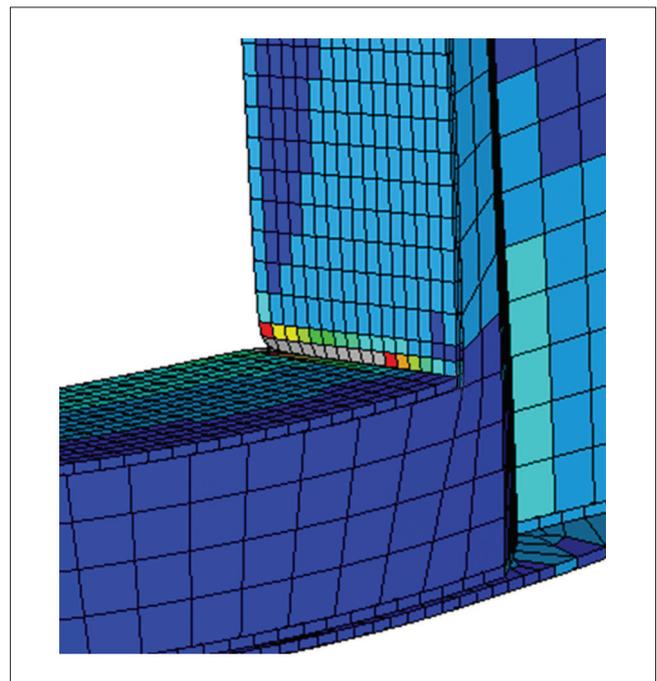
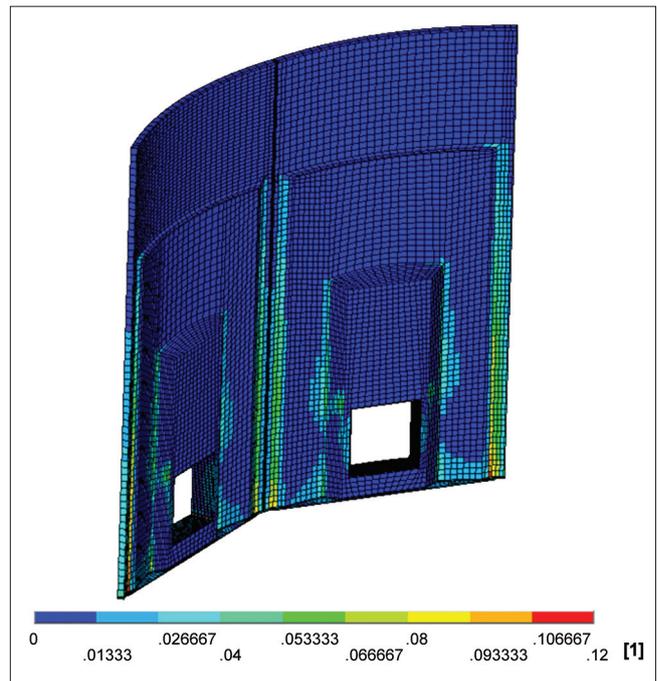


Bild 12: Tsai-Wu-Werkstoffanstrengung für die Faserverbund-Komponenten

Die Beanspruchungen des Kernwerkstoffes Balsahirnholz wurden im verwendeten Modell mittels der drei Hauptnormalspannungen ausgewertet und lagen durchgehend weit unterhalb der zulässigen Werte. In Bild 13 ist exemplarisch die erste Hauptnormalspannung mit den mechanischen Grenzwerten für das Balsahirnholz abgebildet.

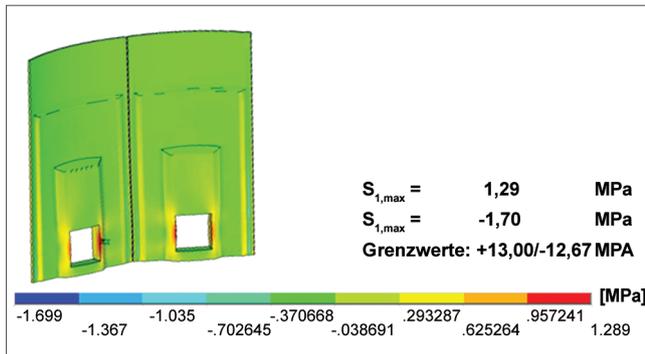


Bild 13: Auswertung der ersten Hauptnormalspannung für den Balsaholzkern

Die Analyse der im Lastenheft festgehaltenen Lastfälle zeigt, dass die FKV-Schleusentorkonstruktion steifigkeits- und festigkeitsmäßig die Anforderungen des Lastenheftes in vollem Umfang erfüllt.

4.5 Fertigungsablauf

Die neuartigen FKV-Schleusentore werden im Vakuuminfusionsverfahren hergestellt, einem im Boots- und Schiffsbau schon lange etablierten Fertigungsverfahren. Dieses ermöglicht die Herstellung sehr großer Bauteile innerhalb kürzester Zeit auf qualitativ hohem Niveau und untergliedert sich in folgende Stufen:

Bau eines 1 : 1-Urmodells (Positiv) zum Abformen eines Formwerkzeuges. Das Urmodell besteht aus einem konturgefrästen Mehrschichtaufbau aus gängigen Modellbaumaterialien (Holz, Strukturschaum, Glasfasern). Die Oberfläche wird verspachtelt und danach gefinisht, um beste Oberflächenergebnisse beim späteren Bauteil erzielen zu können (Bild 14).

Auf Basis des Urmodell erfolgt der Aufbau der eigentlichen Werkzeugform. Das Werkzeug besteht im Wesentlichen aus einer beheizbaren Hauptform mit mehreren Einlegern für die Adaption der Schleusentorvarianten. Die Form ist mit einer innovativen, integrierten CFK-Heizung ausgestattet, bei der die Kohlenstofffaser als elektrischer Heizleiter verwendet wird. Die Form ruht auf einer stabilen Stahl-Schweißkonstruktion (Bild 15).

Die Herstellung des Stemmtores und das Zusammenführen der Werkstoffkomponenten Epoxidharz, Glasfaser, Balsaholz und metallischen Einlegeteilen erfolgt im Vakuuminfusionsverfahren (Bild 16) in einem Schuss.



Bild 14: Herstellung Ur-Modell

Dabei werden die trockenen Glasfaser-Gewebe-Lagen und die Balsaholzkern in die Form eingelegt und mit einer Vakuumfolie dicht verschlossen. Unter Anlegen eines Vakuums wird das flüssige EP-Harz-Härter-Gemisch injiziert. Der anliegende Umgebungsdruck der Luft verdichtet die FKV-Komponenten und sorgt für einen hohen Fasergehalt, während das Harz-Härter-Gemisch unter der formeigenen erzeugten Temperatur kontrolliert aushärtet. Die Formschale bildet eine



Bild 15: Herstellung Einheits-Formwerkzeug



Bild 17: Bauteilherstellung

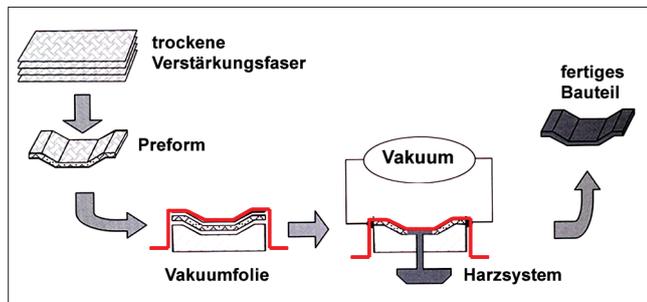


Bild 16: Prinzip des Vakuum-Infusions-Verfahrens

qualitativ hochwertige Oberfläche und garantiert eine hohe Maßhaltigkeit des Bauteils. Nach dem vollständigen Aushärten des Harzes kann das fertige Bauteil entformt und nachbearbeitet werden (Bild 17).

5 Kostenbetrachtung

Die Herstellung der FKV-Schleusentore verlangt im Vorfeld einmalige Investitionskosten für die Herstellung der Werkzeugform. Die Form ist äußerst robust und kann nahezu beliebig oft wiederverwendet werden. Realistische Kosten für eine solche Werkzeugform (inklusive Ur-Modellbau) belaufen sich auf ca. 135.000 Euro.

Für die Herstellung eines ersten Prototyp-Schleusentores in FKV-Bauweise, bestehend aus zwei Stemmtorflügeln, werden Kosten von ca. 110.000 Euro zu veranschlagen. Der Serienpreis für ein FKV-Schleusentor wird sich auf ca. 70.000 Euro belaufen.

Die genannten Preise verstehen sich als Netto-Richtpreise auf Basis der vorliegend beschriebenen ersten Entwicklungsphase. Sie basieren auf einem qualifizierten und detaillierten Angebot eines erfahrenen Fertigungsbetriebes für hochwertige Yachten und Boote in Epoxidharz-Faserverbundbauweise. Der Formenbau und die Bauteilherstellung erfolgen aus einer Hand.

6 Fazit

Die Untersuchungen bezüglich der Machbarkeit von Schleusenstemmtoren in faserverstärkter Verbundbauweise haben eindeutig gezeigt, dass FKV-Strukturen in die Jahre gekommene Stahl-Schleusentor-Konstruktionen mechanisch gleichwertig und zudem auch äußerst wirtschaftlich ersetzen können. Für Schleusenanlagen auf deutschen Nebenwasserstrassen mit Durchfahrtsbreiten bis ca. 7 m wurde ein Konzept entwickelt, dass sich neben der erheblichen Gewichtsreduktion infolge der innovativen Faserverbund-Sandwich-Bauweise besonders durch die Adaptierbarkeit der Konstruktion an die verschiedenen Durchfahrtsbreiten auszeichnet. In Kombination mit dem erarbeiteten Fertigungskonzept ist es möglich, alle relevanten Bauteilabmessungen in einer Formschale zu realisieren. Somit sind die vorab zu erbringenden Investitionskosten auf ein Minimum reduziert.

Die gewählte FKV-Sandwich-Bauweise zeichnet sich durch eine sehr hohe Leichtbaugüte und eine für einen Schleusentorbau neuartige, glattflächige Bauweise aus. Dies entlastet bei einer Erneuerung älterer Schleusenanlagen das vorhandene Massivmauerwerk erheblich. Weiter gestaltet sich der Transport und die Verbauung des Tores vor Ort auf Grund des bis zu 50 % geringeren Gewichtes erheblich einfacher. Die Bauweise verhindert durch fehlende Hinterschnitte und Nischen ein Ansammeln von Wasser sowie das Anhaften von Schmutz oder gar das Verklemmen von Treibgut. Die Inspektion des Tores wird durch diese Bauweise ebenso vereinfacht.

Durch den Einsatz von Epoxidharz als Matrixwerkstoff-System werden lange Wartungsintervalle ermöglicht, die mit denen von Stahl-Konstruktionen vergleichbar sind. Die einfach gehaltene, stoffschlüssig aufgebraute Beschichtung hat lediglich die Aufgabe des UV-Schutzes.

Unter der Voraussetzung einer Kleinserienfertigung sind die Herstellungskosten für ein Schleusenstemmtor in FKV-Bauweise mit denen einer adäquaten Stahlkonstruktion vergleichbar.

Als weiterer positiver Aspekt sind die Reparatur- und Wartungsarbeiten zu nennen, die bei einer FKV-Konstruktion im Falle kleinerer, lokaler Schäden am Einsatzort durchgeführt werden können und somit den konventionellen Stahlbauten in nichts nachstehen. Revisionen mit einer vollständigen Erneuerung von Schutzanstrichen stellen sich technisch ebenfalls weniger aufwändig und auch wirtschaftlicher dar, als bei vergleichbaren Stahl-Lösungen.

Der Einsatz moderner Werkstofftechnik und darauf abgestimmter neuester Fertigungsmethoden führt zu einem äußerst innovativen Strukturbauteil, was sich nicht zuletzt auch in einer wertigen Optik und einer für diese Bauwerke neuartigen flächigen Gestaltung zeigt. Der Einsatz eines Schleusentores aus faserverstärktem Kunststoff trägt wesentlich zur Erschließung des Anwendungsgebietes für dauerhaft wasserexponierte Bauteile bei, was bisher ausschließlich Stahl-Lösungen vorbehalten war. Die vorgestellte adaptive Faserverbund-Bauweise für Schleusen-Stemmtore erfüllt die Forderung nach einem hohen Modularisierungsgrad beim Einsatz von Faserverbundwerkstoffen ebenso wie die geforderte Wirtschaftlichkeit.

Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei Verkehrswasserbauten

Dr.-Ing. Jörg Bödefeld, Dr.-Ing. Thorsten Reschke, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einführung

Im Zuge von Überlegungen zur Nachhaltigkeit im Bauwesen wurde bereits vor einigen Jahren die Wiederverwendung von Bauteilen und Baustoffen aus rückgebauten Anlagen diskutiert. Gerade beim Rückbau von massigen Betonbauteilen des Wasserbaus würde sich die Wiederverwendung von „altem“ Beton nach entsprechender Aufbereitung anbieten. Aktuelle universitäre Forschung behandelt den Einsatz von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen und schlägt diesen unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen vor. Der Einsatz von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bietet neben ökologischen Vorteilen (rohstoffsparend, müllvermeidend) auch wirtschaftliche Anreize. Grundlegende Forschungserkenntnisse liegen vor, eine Übertragung auf Verkehrswasserbauten mit entsprechend großen Abmessungen und hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit (Frostbeständigkeit, Wasserundurchlässigkeit) fehlt bisher. Zusätzlich beschränken die bisherigen Regelungen den Anteil von rezyklierten Gesteinskörnungen für Außenbauteile auf 25 bis 35 %. Auf Grund der massigen Bauwerke der WSV verbleibt somit (bei annähernd gleicher Kubatur Altbau/Neubau) eine erhebliche Restmenge, während andererseits wegen der geringen statischen Anforderungen ein deutlich höherer Anteil rezyklierter Gesteinskörnungen z. B. im Kernbereich möglich sein sollte.

Ziel des Forschungs- und Entwicklungs-Vorhabens (FuE-Vorhabens) war es, die vorliegenden Erkenntnisse auf die Belange des Verkehrswasserbaus zu übertragen und Möglichkeiten und Grenzen aufzuzeigen. Prinzipiell sollte die Einsatzmöglichkeit von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen für Verkehrswasserbauwerke beschrieben und eingegrenzt werden.

2 Untersuchungsmethoden

Neben einem umfangreichen Literaturstudium wurden Laboruntersuchungen mit vorliegendem Abbruchmaterial durchgeführt, um die Eigenschaften des Werkstoffs zu bestimmen. Parallel sind statische Vergleichsbetrachtungen mit modifizierten, aus dem Literaturstudium gewonnenen Festigkeitsparametern gemacht worden.

3 Ergebnisse

3.1 Literaturstudium

Speziell im Rahmen eines groß angelegten Forschungsprojekts BIM (Baustoffkreislauf im Massivbau) wurden umfangreiche Erkenntnisse gewonnen (<http://www.b-i-m.de>).

Der Einsatz von Betonbrechsand (0-2 mm, teilweise 0-4 mm) wird allgemein kritisch gesehen. Die Festigkeitskennwerte sinken stark ab (bis zu 50 %), zudem nimmt die Streuung der Kennwerte erheblich zu, siehe [1], [2], [3]. Teilweise wird diese Kornfraktion direkt durch Natursand ersetzt, z. B. [4], [5], andere Forscher empfehlen aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit (Frostwiderstand, Carbonatisierung) eine Beschränkung des Brechsandanteils auf 50 % (+50 % Natursand) [6], [2]. Die formelmäßigen Zusammenhänge zwischen Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und E-Modul gelten bei 100 % Brechsandanteil nicht [7].

Die rezyklierten Gesteinskörnungen weisen durch ihre Beschädigung infolge der Aufbereitung sowie durch anhaftende Zementsteinanteile eine höhere Wasseraufnahme auf, die eine Vorab-Wässerung erfordern. Die Wichte ist mit ca. 2 t/m³ kleiner als bei normalen Gesteinskörnungen aber größer als bei leichten Gesteinskörnungen. Die Druckfestigkeit der Gesteinskörnungen ist mit ca. 100 N/mm² kleiner als bei nor-

malen Gesteinskörnungen mit dichtem Gefüge, aber ebenfalls größer als bei leichten Gesteinskörnungen. Teilweise sind die Betone frostbeständig nach dem CIF-Verfahren, obwohl die Gesteinskörnungen keinen ausreichenden Frostwiderstand hatten [8], [6].

Der Einfluss der Festigkeit des Altbetons wird unterschiedlich beurteilt. Während [1] eine leichtere Aufbereitung von Beton mit geringerer Festigkeit feststellt, was weniger anhaftenden Zementstein bringt und damit qualitativ gute rezyklierte Gesteinskörnungen, weist [3] mit zwei speziell hergestellten Rezepturen mit unterschiedlichen Festigkeiten nach, dass Altbeton mit niedrigerer Festigkeit auch nach dem Recycling als Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen eine niedrigere Festigkeit bringt. Wahrscheinlich spielen hier der Unterschied in den Festigkeiten sowie das Aufbereitungsverfahren eine entscheidende Rolle. Die Verwertung von labormäßig hergestelltem Beton nach kurzer Zeit als Altbeton zur Gewinnung rezyklierter Gesteinskörnungen muss kritisch eingestuft werden in Bezug zur Übertragbarkeit auf reale Bauwerke. Die real bei alten Bauwerken u. U. vorhandenen, geringen Festigkeiten (z. B. alte Schleusen) sind planmäßig im Labor nicht mehr herstellbar.

Die Festigkeitseigenschaften können durch die Rezeptur und den w/z-Wert gesteuert werden. Bei den Untersuchungen wurde in der Regel zum Vergleich ein Beton mit natürlichen Gesteinskörnungen und gleicher Rezeptur erstellt.

Druckfestigkeit

Kein Einfluss, wenn die DAfStb-Richtlinie berücksichtigt wird [9]; ansonsten Reduktion in Abhängigkeit der ersetzten Kornfraktionen:

- bei 100 % Ersatz > 4 mm:
10-25 % [1], 10-30 % [4], 25-30 % [2], 23 % [6]
- bei 100 % Ersatz aller Fraktionen:
50 % [2]

Zugfestigkeit

Kein Einfluss, wenn die DAfStb-Richtlinie berücksichtigt wird [9]; ansonsten Reduktion in Abhängigkeit der ersetzten Kornfraktionen:

- bei 100 % Ersatz > 4 mm:
Biegezugfestigkeit
keine Reduktion gegenüber Normalbeton, siehe [1], [4],
Spaltzugfestigkeit
20 % [2], höher als bei Normalbeton [6], 0-60 % [10].
- bei 100 % Ersatz aller Fraktionen:
Biegezugfestigkeit
5-35 % [4], 35 % [1]
Spaltzugfestigkeit
20 % [1]

E-Modul

Kein Einfluss, wenn die DAfStb-Richtlinie berücksichtigt wird [9]; ansonsten Reduktion in Abhängigkeit der ersetzten Kornfraktionen:

- bei 100% Ersatz > 4 mm:
20 % [4], 10-30% [1], 25-35 % [2], 20 % [5], 12-20 % [10], 23 % [6]
- bei 100 % Ersatz > 4 mm und 50 % Ersatz < 4 mm
33 % [6]
- bei 100 % Ersatz aller Fraktionen:
43 % [6], erheblich nach [3]

Weitere Eigenschaften

Reduzierung der Schubtragfähigkeit ca. 20 % [1]

- Zunahme Kriechen 50-60 % [4], 30 % [2], 30 % [3], 43 % [5]
- Reduzierung der Dauerstandfestigkeit: Faktor 0,8 (statt 0,85) [4]
- Schwindverformungen sind größer [7].

Die Ergebnisse sind in eine Richtlinie geflossen, DAfStb 1998 [9], die den Einsatz von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen regelt. Danach ist die Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen > 2 mm sehr stark begrenzt und rezyklierte Gesteinskörnungen < 2 mm (Brechsand) dürfen überhaupt nicht verwendet werden. Damit sind die möglichen Einsatzmengen rezyklierter Gesteinskörnungen sehr begrenzt.

Unter diesen Randbedingungen weist der Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen annähernd gleiche Parameter auf wie Beton mit natürlichen Gesteinskörnungen und kann entsprechend konzipiert und bemessen werden. Mit dieser Richtlinie kann mit rezyklierten Gesteinskörnungen Beton nach DIN 1045 hergestellt werden inkl. wu-Beton, hoher Widerstand gegen schwachen chemischen Angriff und hohem

Frostwiderstand. Frost-Tausalz-widerstand kann nicht erreicht werden.

Im Rahmen einer Überarbeitung der DAfStb-Richtlinie [11], wurden die zulässigen Anteile an rezyklierten Gesteinskörnungen erhöht. Zum Entwurf dieser Richtlinie wurden im Jahr 2003 seitens der BAW zwei Einsprüche formuliert, die aber bei der Einspruchs-sitzung abgewiesen wurden:

- Mit der Verwendbarkeit von alkaliempfindlichen rezyklierten Gesteinskörnungen der Alkaliempfindlichkeitsklassen E II (bedingt brauchbar) und E III (bedenklich) unter feuchten Umgebungsbedingungen und bei massigen Bauteilen (Feuchtigkeitsklasse WA) ist die Anwendung deutlich erweitert worden. Inwieweit die vorbeugenden Maßnahmen gemäß Alkalirichtlinie für die Feuchtigkeitsklasse WF ausreichend sind, ist durch Erfahrungen nicht ausreichend abgesichert. Es bestehen Bedenken, dass durch an den Körnern anhaftende Mörtelbestandteile ggf. vorhandene Alkalianreicherungen aus dem Altbeton in den neuen Beton eingebracht werden. In diesem Fall würde der Alkaligehalt – ähnlich wie durch eine Alkalizufuhr von außen – unabhängig von den Betonausgangsstoffen erhöht. Wenn alkaliempfindliche rezyklierte Gesteinskörnungen eingesetzt werden, sollten daher zumindest die vorbeugenden Maßnahmen der Feuchtigkeitsklasse WA eingehalten werden.
- Die Höchstanteile der im Beton verwendbaren rezyklierten Gesteinskörnungen wurden erhöht. Der zulässige Anteil an Splitt > 2 mm beträgt jetzt in Abhängigkeit von der Expositions-kategorie für Betonsplitt (Typ 1) 25 bis zu 45 Vol.-% (früher 20 bis 25 Vol.-%), für den Bauwerkssplitt (Typ 2) 25 bis 35 Vol.-%. Im Gegensatz dazu ist Brechsand generell nicht mehr einsetzbar. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit (Widerstand gegen Carbonatisierung, Frostangriff und schwachen chemischen Angriff) bestehen auch mit den erhöhten Gehalten an rezyklierten Gesteinskörnungen keine Bedenken, sofern diese die Grundanforderungen gemäß DIN 4226-100 einhalten. Die detaillierte Aufteilung der zulässigen Anteile rezyklierter Gesteinskörnungen > 2 mm gemäß Tabelle 1 können mit der gesichteten Literatur (z. B. DAfStb Hefte 504, 505, 507, 513, 514 sowie www.b-i-m.de) nicht nachvollzogen werden. Die dort beschriebenen Untersuchungen wurden vielfach mit

0/50/100 % Betonsplitt bzw. Brechsand gemacht und weisen teilweise unterschiedliche Ergebnisse auf. So tritt auch eine Reduktion der Festigkeiten auf, die für die angegebenen Anteile bereits Bedeutung haben kann. Inwieweit die angegebenen Anteile gerechtfertigt sind, kann mit der Literatur nicht nachvollzogen werden.

Untersuchungen an Mischungen mit größeren Anteilen rezyklierter Gesteinskörnungen zeigen verminderte Festigkeiten sowie Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit. Zusätzlich sind bisher noch keine Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen durchgeführt worden, sodass ein Einsatz für Bauwerke mit ermüdungsrelevanter Belastung (z. B. Schleusen) nicht möglich ist.

3.2 Laboruntersuchungen an realem Material

Im Jahre 2004 wurden Materialproben des Betons der alten Schleuse in Sülzfeld gewonnen. Das Material wurde ordnungsgemäß mit einer Prallbrecheranlage als Hauptbrecher ohne vorgeschaltete Backenbrecher aufbereitet und vorgesiebt. Der Vorgang wird an Hand der Bilder 1 bis 6 verdeutlicht.

Für die Laboruntersuchungen standen folgende Gesteinskörnungen zur Untersuchung im Betonlabor der BAW Karlsruhe zur Verfügung:

• Recyclingsplitt 0/8	2000 kg
• Recyclingsplitt 8/16	900 kg
• Recyclingsplitt 16/32	300 kg

Es wurden umfangreiche Laboruntersuchungen im Baustofflabor der BAW durchgeführt mit dem Ziel, die Leistungsfähigkeit von Betonen mit größeren Anteilen rezyklierter Gesteinskörnungen zu bewerten. Daher wurden – exemplarisch für den Anwendungsbereich Schleusen-kammerwand – Betone mit gegenüber der DAfStb-Richtlinie erhöhten Anteilen an Recyclingmaterial (> 2 mm bis 75 %, zum Teil auch Brechsand bis 25 %) konzipiert und hergestellt.

Unter Verwendung von zwei Zementen mit unterschiedlicher Erhärtungscharakteristik (Portlandzement CEM I und Hochofenzement CEM III) ergaben sich bei Zementgehalten von jeweils 270 kg/m³ und Zugabe von 30 kg/m³ Flugasche die in der Tabelle 1 dargestellten Betonrezepturen.



Bild 1: Abbruch Schleuse Sülfeld-Süd



Bild 2: Grobaufbereitung des Betons



Bild 3: Prallbrecher zur Aufbereitung



Bild 4: Verschleißteile des Prallbrechers



Bild 5: Metallabscheidung



Bild 6: Aufbereitetes Material

Beton Nr.	Bauwerksbereich	Normanforderungen			Betonzusammensetzung			
		Expositionsklassen	Mindestfestigkeit	LP-Beton	w/z	Zement	Brechsand 0/2 mm	RC-Splitt 2/32 mm
<i>Normalbeton (Vergleichsbeton)</i>								
1	UW	XC4, XF1	C 25/30		0,60	CEM I	0 %	0 %
2	UW-OW	XC2, XF3, XM1		X	0,55			
<i>Recyclingbeton mit unterschiedlichen Anteilen an RC-Material</i>								
3	UW	XC4, XF1	C 25/30		0,60	CEM I	0 %	75 %
4	UW-OW	XC2, XF3, XM1		X	0,55			
5	UW	XC4, XF1		0,60	CEM III/A			
6	UW	XC4, XF1	C 25/30		0,60	CEM I	12,5 %	
7	UW-OW	XC2, XF3, XM1		X	0,55			
8	UW	XC4, XF1			0,60	CEM III/A		
9	UW	XC4, XF1	C 25/30		0,60	CEM I	25 %	
10	UW	XC4, XF1			0,60	CEM III/A		

Tabelle 1: Betonrezepturen der Laborversuche

Beton Nr.	Anteil RC-Material	Frischbeton		Festbeton				
		Dichte [g/cm ³]	Ausbreitmaß a ₁₀ [mm]	Druckfestigkeit [N/mm ²]			Spaltzugf. [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
				2 d	28 d	56 d		
<i>Normalbeton (Vergleichsbeton)</i>								
1	0 %	2,34	455	10,4	29,7	36,3	2,77	22600
2		2,26	365	10,8	25,2	34,1	2,64	24800
<i>Recyclingbeton mit unterschiedlichen RC-Anteilen</i>								
3	75 %	2,21	490	7,9	30,4	32,5	2,63	15600
4		2,06	450	4,4	18,5	21,4	1,30	15600
5		2,20	480	3,2	26,4	29,5	1,94	16967
6	87,5 %	2,16	455	7,8	28,0	29,5	2,22	13933
7		2,06	485	5,2	22,5	25,0	2,06	13900
8		2,14	465	2,4	20,0	23,0	2,15	12533
9	100 %	2,11	435	5,9	21,8	23,3	1,80	11933
10		2,13	380	3,2	20,4	22,4	2,61	11633

Tabelle 2: Versuchsergebnisse der Laboruntersuchungen

An den Betonen wurden die Frischbetoneigenschaften, die Festigkeitskennwerte (Druck- und Zugfestigkeit, E-Modul), die Wassereindringtiefe sowie das Schwindverhalten ermittelt. Tabelle 2 gibt einen Überblick der wichtigsten Betonkennwerte.

Es zeigte sich, dass bereits bei Recyclingbetonen ohne Brechsandanteil (bis 75 % RC-Material) die geforderte Festigkeitsklasse C25/30 bei Verwendung von Portlandzement (Beton 3) nach 28 Tagen nur knapp, bei Verwendung eines langsamer erhärtenden Hochofenzements (Beton 5) weder nach 28 noch nach 56 Tagen erreicht wird.

Bei gleichzeitiger Verwendung von Brechsand und Recycling-Splitt (Anteil RC-Material > 75 %, Betone 6 bis 10) sowie bei den Betonen mit erhöhtem Luftporengehalt (LP-Betone 4 und 7) werden die Festigkeiten für die geforderte Festigkeitsklasse C25/30 nicht erreicht. Der E-Modul aller Recyclingbetone weist sehr geringe Werte auf.

Auch die Prüfung der Schwindwerte zeigt mit zunehmendem Recyclinganteil deutlich stärkere Schwindmaße, wodurch die Reißneigung des Betons erhöht wird. Im den nachfolgenden Bildern ist das Schwindverhalten der Normalbetone (Bild 7) sowie der Luftporenbetone (Bild 8) dargestellt.

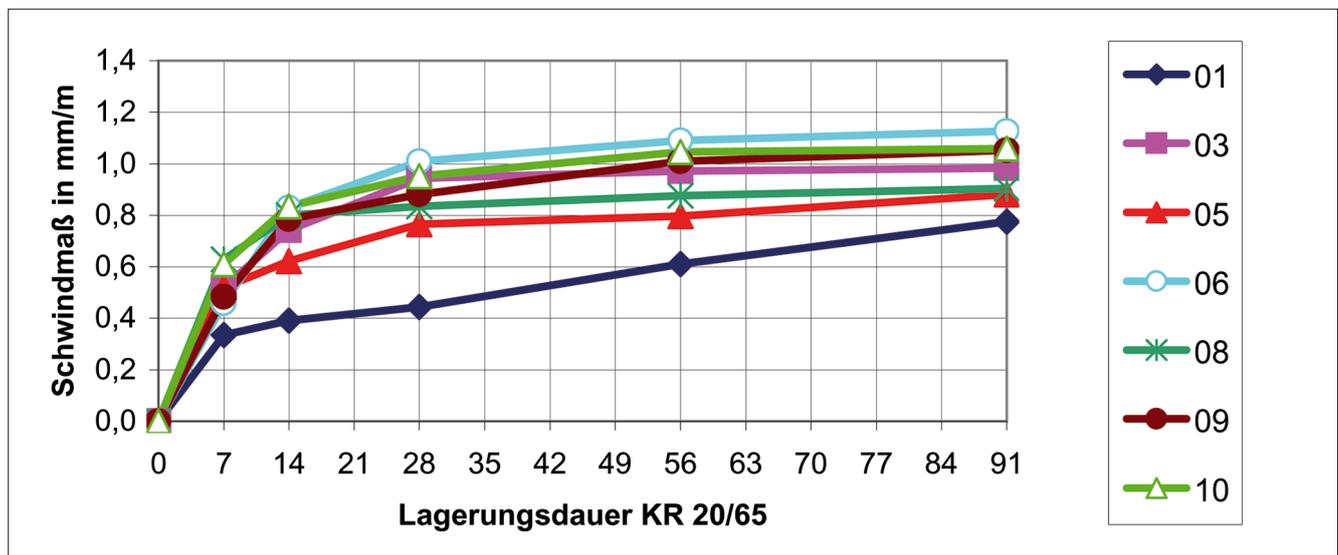


Bild 7: Schwindprüfung Normalbetone (Lagerung im Klimaraum 20/65)

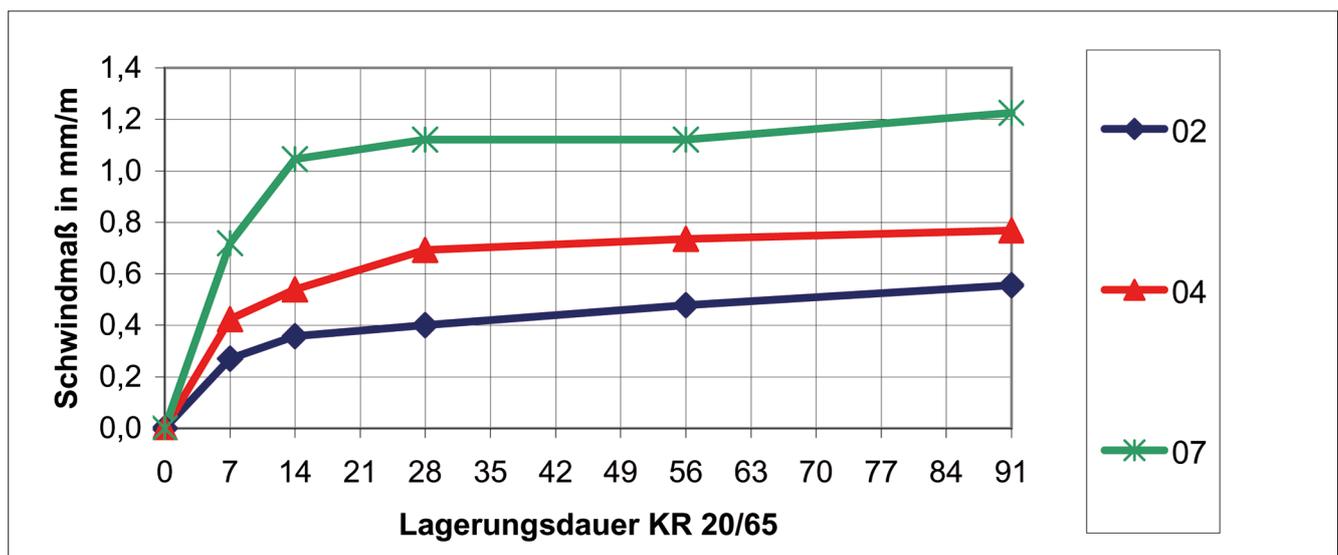


Bild 8: Schwindprüfung LP-Betone (Lagerung im Klimaraum 20/65)

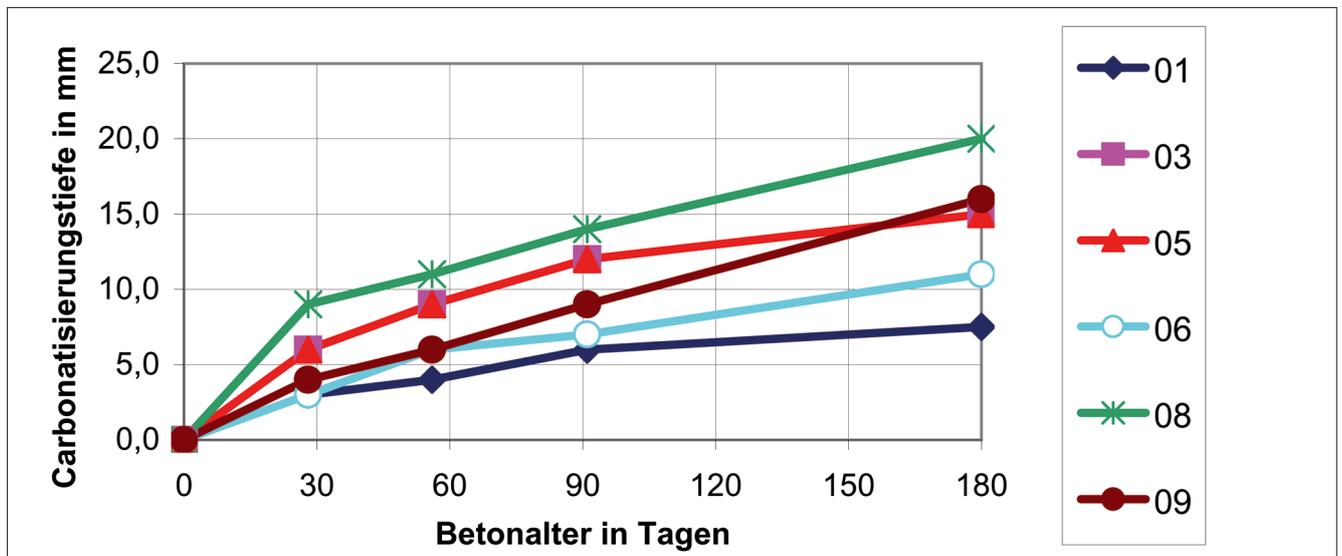


Bild 9: Carbonatisierungstiefe Normalbetone (Lagerung im Klimaraum 20/65)

Da Festigkeitseinbußen zu erwarten waren, wurden auch maßgebliche Dauerhaftigkeitseigenschaften untersucht, um die Leistungsfähigkeit der Betone bewerten zu können. Der Widerstand gegenüber Bewehrungskorrosion wurde bei den Betonen der Expositionsklasse XC4 durch die Prüfung der Carbonatisierungstiefe ermittelt. Die Lagerung der Proben erfolgte im Normalklima bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchte. Der Widerstand gegenüber Frostangriff wurde bei allen Portlandzementbetonen durch die Prüfung des Frostwiderstands im CIF-Test gemäß BAW-Merkblatt „Frostprüfung“ ermittelt.

Wie Bild 9 zeigt, wurden bei den Normalbetonen mit Recyclingmaterial bereits nach nur einem halben Jahr erhebliche Carbonatisierungstiefen von bis zu 2 cm festgestellt. Mit steigendem Anteil an Recyclingmaterial nimmt die Carbonatisierungstiefe auf z. T. mehr als das Doppelte des Vergleichsbetons zu. Bei den LP-Betonen wurde auf die Prüfung der Carbonatisierungstiefe verzichtet, da bei diesen in der Wasserwechselzone eingesetzten Betonen der Carbonatisierungsangriff nicht maßgeblich ist.

Auch die Untersuchungen zur Bewertung des Frostwiderstands zeigen, dass die Anforderungen bei den Betonen mit Recyclingmaterial nicht eingehalten werden können.

Obwohl die Abwitterungen (mit Ausnahme des Betons 9 mit 100 % Recyclingmaterial) im akzeptablen Bereich liegen, kommt es – insbesondere bei den Betonen ohne künstlich eingeführte Luftporen (Bild 10) – zu starken inneren Gefügeschäden, sodass der Grenzwert für den dynamischen E-Modul von 75 % nach 28 Frost-Tau-Wechseln deutlich unterschritten wird. Selbst bei Einführung künstlicher Luftporen kann der Grenzwert für innere Gefügeschäden bei den Recyclingbetonen nicht eingehalten werden (Bild 11).

Die Verwendung von Recyclingmaterial mit Anteilen > 35 % sowie insbesondere von Brechsand ist damit für Kammerwandbetone im Wasserwechselbereich mit Frostbeanspruchung (XF3) nicht möglich. Im Unterwasserbereich ist die Verwendung höherer Anteile denkbar, sofern die Festigkeitsanforderungen aus der Statik dies zulassen. Die Verwendung von Brechsand ist grundsätzlich nicht möglich.

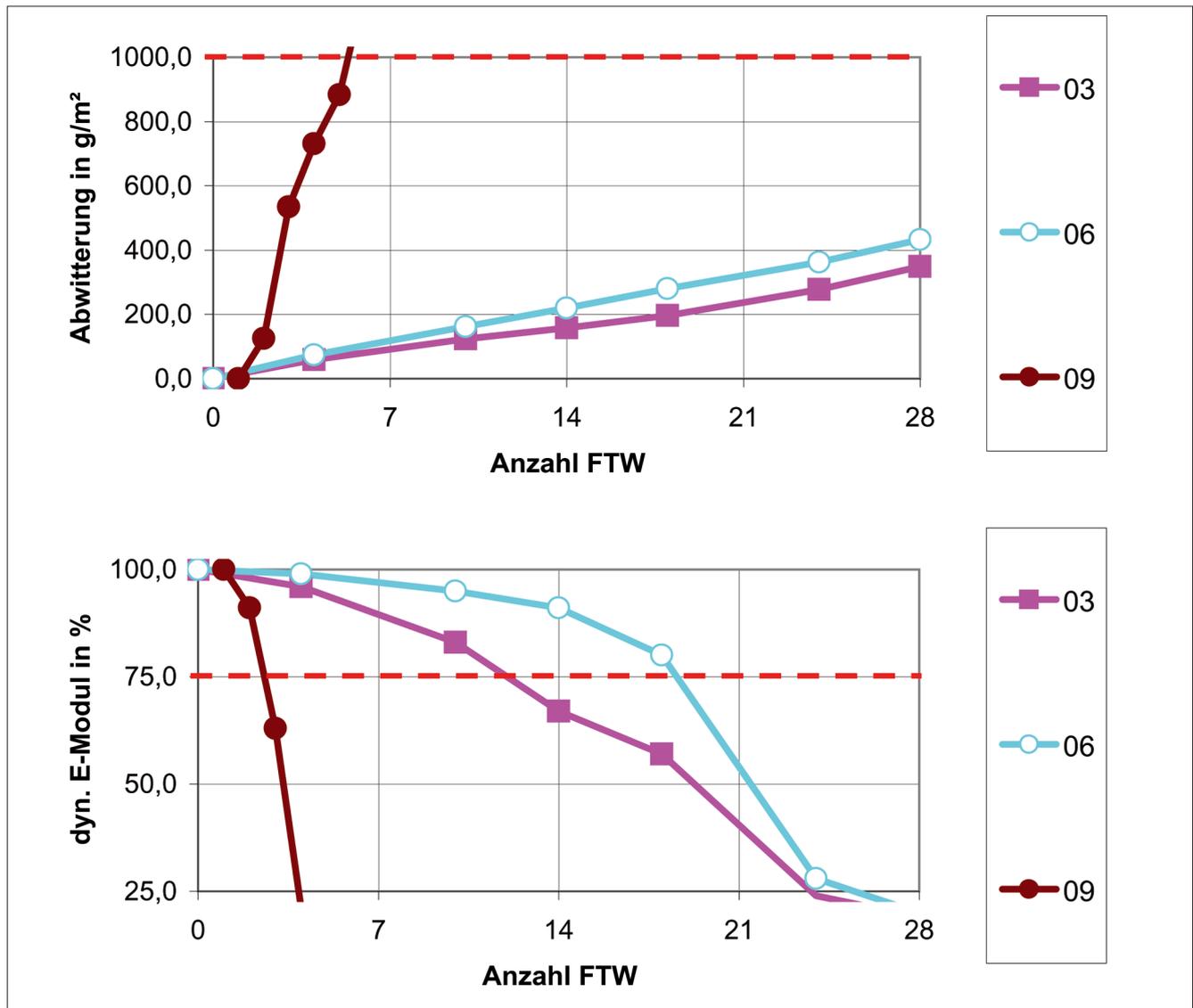


Bild 10: Frostprüfung Normalbetone mit CEM I nach CIF-Verfahren

3.3 Nachrechnung mit verminderten Festigkeitskennwerten

Um eine belastbare Aussage darüber treffen zu können, wie sich die Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen in Bezug auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auswirkt, sollte am Beispiel des Querschnitts der neuen Schleuse in Sülfeld eine Bemessung für die Varianten Stahlbeton nach DIN 1045-1 (Nullvariante) und 100 % Ersatz des Grobkorns mit rezyklierter Gesteinskörnung aber Einsatz von Natursand (Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen) durchgeführt werden.

Im Rahmen der Vergleichsberechnung sollte das Augenmerk in erster Linie auf den erforderlichen Bewehrungsmengen die sich aus den Tragfähigkeitsnachweisen und den Nachweisen zur Gebrauchstauglichkeit ergeben liegen. Um die Ergebnisse später vergleichen zu können, wurde die Berechnung für beide Varianten mit einem Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 durchgeführt. Als Bewehrungsstahl kam BSt 500 S zur Verwendung. Die Materialparameter für den in der Nullvariante verwendeten Beton können direkt aus Tabelle 9 der DIN 1045-1 entnommen werden, während für die Variante mit rezyklierten Gesteinskörnungen einzelne Werte entsprechend angepasst werden müssen.

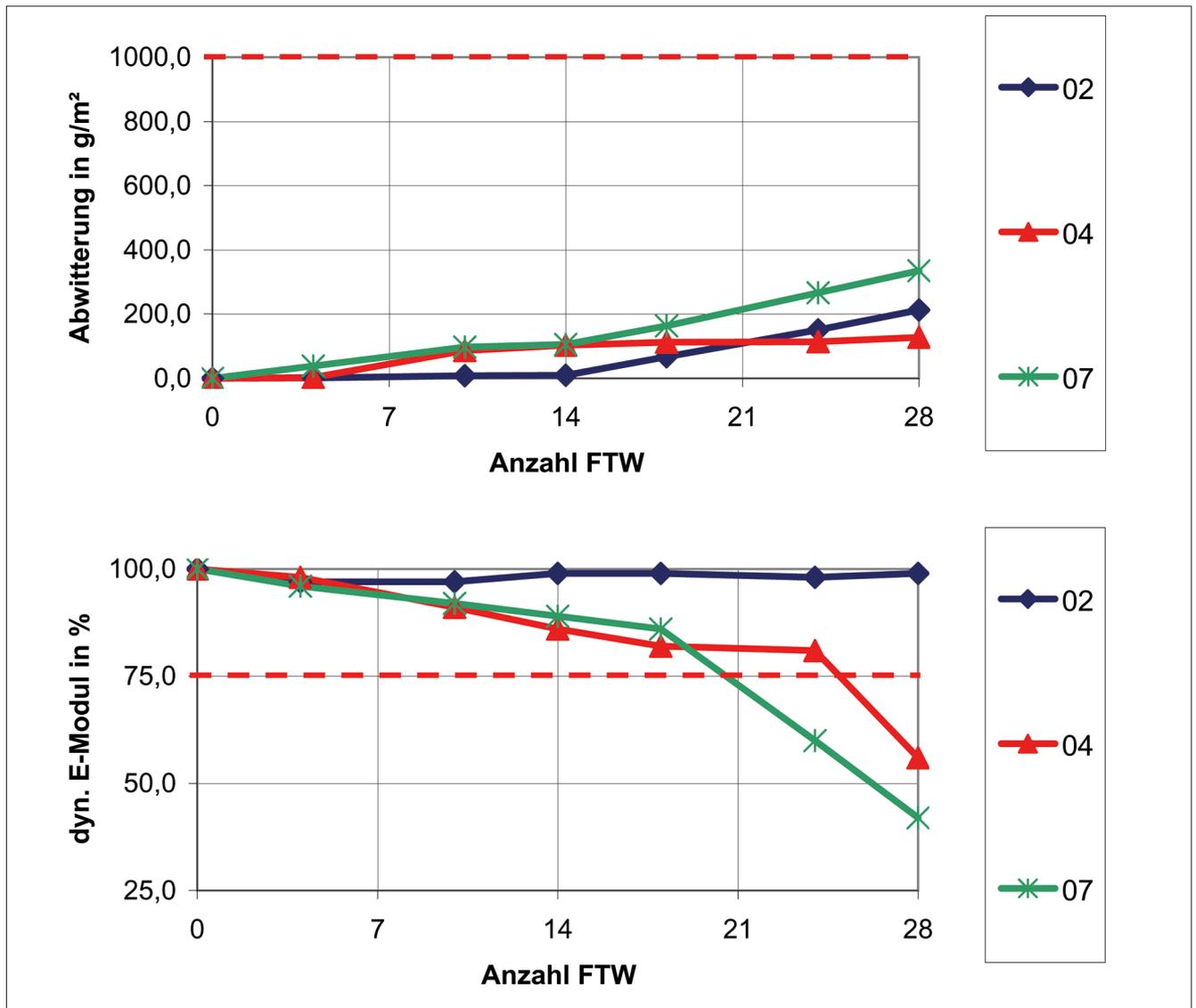


Bild 11: Frostprüfung Luftporenbetone mit CEM I nach CIF-Verfahren

Um für Beton mit Zuschlag aus rezyklierten Gesteinskörnungen eine Stahlbetonbemessung nach DIN 1045-1 zu ermöglichen, müssen die verwendeten Gesteinskörnungen den Anforderungen von DIN 4226-100 (Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel) genügen und weiterhin dürfen die dort angegebenen Anteile an rezykliertem Material nicht überschritten werden. Insgesamt wird zwischen vier Liefertypen entsprechend ihrer stofflichen Zusammensetzung unterschieden, siehe Tabelle 3:

- Typ 1: Betonsplitt / Betonbrechsand
- Typ 2: Bauwerksplitt / Bauwerbrechsand
- Typ 3: Mauerwerksplitt / Mauerwerbrechsand
- Typ 4: Mischsplitt / Mischbrechsand

Die eigentliche Herstellung und Klasseneinteilung ist in DIN 1045-2 geregelt.

Für die vorliegende Vergleichsberechnung ist es erforderlich, die Materialparameter anzupassen um eine Bemessung nach DIN 1045-1 zu ermöglichen. Für einen Beton C 20/25 unter der Annahme einer Rohdichte der Gesteinskörnungen von $\rho = 2200\text{kg/m}^3$ ergeben sich folgende Betonkennwerte:

Bestandteile	Zusammensetzung Massenanteil in Prozent			
	Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 4
Beton und Gesteinskörnungen nach DIN 4226-1	≥ 90	≥ 70	≤ 20	≥ 80
Klinker, nicht porosierter Ziegel	≤ 10	≤ 30	≥ 80	
Kalksandstein			≤ 5	
Andere mineralische Bestandteile ^a	≤ 2	≤ 3	≤ 5	≤ 2
Asphalt	≤ 1	≤ 1	≤ 1	
Fremdbestandteile ^b	≤ 0,2	≤ 0,5	≤ 0,5	

^a Andere mineralische Bestandteile sind zum Beispiel: porosierter Ziegel, Leichtbeton, Porenbeton, haufwerksporiger Beton, Putz, Mörtel, poröse Schlacken, Bimsstein.

^b Fremdbestandteile sind zum Beispiel: Glas, Keramik, NE-Metallschlacke, Stückgips, Gummi; Kunststoff, Metall, Holz, Pflanzenreste, Papier, sonstige Stoffe

Tabelle 3: Stoffliche Zusammensetzung der Liefertypen

- mittlere Druckfestigkeit:

$$f_{cm} = 28 \frac{N}{mm^2}$$

- mittlere Zugfestigkeit:

$$f_{ctm} = 0,29 \cdot f_{cm}^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{\rho}{2400} \right)^3$$

$$= 0,29 \cdot 28^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{2200}{2400} \right)^3 \approx 2,0 \frac{N}{mm^2}$$

- Elastizitätsmodul:

$$E_{cm} = 9100 \cdot f_{cm}^{0,33} \cdot \left(\frac{\rho}{2400} \right)^2$$

$$= 9100 \cdot 28^{0,33} \cdot \left(\frac{2200}{2400} \right)^2 \approx 23000 \frac{N}{mm^2}$$

Unter der Voraussetzung, den Beiwert für die Dauerstandfestigkeit α_t auf 0,8 zu reduzieren, kann das Parabel-Rechteck-Diagramm in seiner allgemeinen Form für die Bemessung angewandt werden. Die Abminderung begründet sich darin, dass das Verbundverhalten Gesteinskörnungen zu Zementsteinmatrix von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen dem eines Leichtbetons ähnelt.

Zusätzlich zur Berücksichtigung der Dauerstandfestigkeit mit dem Faktor $\alpha = 0,80$ wurde der Einfluss der eingelegten Längsbewehrung für die Tragfähigkeit des Querschnitts ohne erforderliche Querkraftbewehrung auf 80 % reduziert.

Es zeigt sich, dass auf Grund der verminderten Festigkeitskennwerte allenfalls geringfügige Bewehrungserhöhungen erforderlich sind. Die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit ergeben eine maximale Erhöhung um 5 % und die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit eine Erhöhung um maximal 12 %.

Unzureichende Erkenntnisse gibt es bisher zum Ermüdungsverhalten von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen, sodass er nur für ruhende Beanspruchung eingesetzt werden kann.

4 Schlussfolgerungen

In den 90er Jahren des vergangenen Jahrhunderts wurde in der Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen eine innovative, ökologische und zukunftsfähige Technologie gesehen. Mit entsprechendem Forschungsaufwand wurde das Thema eingehend untersucht, die Ergebnisse sind in zwei Richtlinien eingeflossen.

Als Ergebnis lässt sich Folgendes festhalten:

- Es ist möglich, mit rezyklierten Gesteinskörnungen einen Beton herzustellen, der nach DIN 1045-1 bemessen werden kann. Die selbst durchgeführten Laboruntersuchungen sehen die nach der neuen DAfStb-Richtlinie [11] zulässigen Anteile an rezyklierten Gesteinskörnungen kritisch. Es wird empfohlen, die Anteile gemäß DAfStb 1998 [9] zu beschränken. Nachteil ist dabei ein auf 20 bis 25 % begrenzter Anteil an rezyklierten Gesteinskörnungen. Der Beton darf nur bei nicht ermüdungswirksamer Belastung eingesetzt werden. Ein wirtschaftlicher Einsatz einer Aufbereitungsanlage vor Ort beim Ersatz eines bestehenden Bauwerks ist damit schwierig zu erreichen.
- Werden höhere Anteile an rezyklierten Gesteinskörnungen eingesetzt, ergeben sich Festigkeits- einbußen, die starken Streuungen unterliegen. Vergleichsberechnungen belegen, dass abgeschätzte Festigkeitsreduktionen nur zu geringen Bewehrungsmehrmengen führen. Allerdings konnte eine Frostbeständigkeit nicht nachgewiesen werden.

Für Verkehrswasserbauwerke reduziert sich ein wirtschaftlicher Einsatz nur für untergeordnete Bauwerke bzw. untergeordnete Bereiche in Bauwerken, wie z. B. Kernbetonzonen bei zweischaliger Bauweise.

Insgesamt scheint der wirtschaftliche Anreiz für den Einsatz von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen nicht vorhanden zu sein, da außer einigen Pilotprojekten keine Bauwerke mit rezyklierten Gesteinskörnungen errichtet wurden. Unter Umständen ist dies auf einen zu geringen Preisvorteil gegenüber herkömmlichen Gesteinskörnungen zurück zu führen und auf anderweitige Verwendung des rezyklierten Materials beispielsweise im Straßenbau.

Parallel sind Untersuchungen veröffentlicht worden, die im Rahmen einer Ökobilanz darlegen, dass der Einsatz von rezyklierten Gesteinskörnungen für die Umwelt nur geringe Vorteile bringt, da der maßgebliche Einfluss der Ökobilanz für die Betonherstellung die Zementherstellung ist.

5 Literatur

5.1 Zitierte Literatur

- [1] LÜ, S.: Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen. DAfStb Heft 504. Berlin: Beuth Verlag, 2000
- [2] MÜLLER, C.: Beton als kreislaufgerechter Baustoff. DAfStb Heft 513. Berlin: Beuth Verlag, 2001
- [3] KERKHOFF, B.: Einfluss von rezykliertem Zuschlag aus Betonbruch auf die Eigenschaften, insbesondere die Dauerhaftigkeit von Beton. DAfStb Heft 514. Berlin: Beuth Verlag, 2001
- [4] MEISSNER, M.: Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen. DAfStb Heft 505. Berlin: Beuth Verlag, 2000
- [5] GRÜBL, P.: Der Einfluss von Recyclingzuschlägen aus Bauschutt auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften und die Bewertung hinsichtlich der Eignung für Baustellen- und Transportbeton nach DIN 1045. Zwischenbericht Teilprojekt E03, Darmstadt: www.b-i-m.de, 1998
- [6] DILLMANN, R.: Beton mit rezyklierten Zuschlägen. In: beton, Heft 2/99, S. 86–91
- [7] ZILCH, K.: Betonkennwerte für die Bemessung und das Verbundverhalten von Beton mit rezyklierten Zuschlägen. DAfStb Heft 507. Berlin: Beuth Verlag, 2000
- [8] WIES, S.: Frostwiderstand von rezykliertem Zuschlag aus Altbeton und mineralischen Baustoffgemischen (Bauschutt). DAfStb Heft 514. Berlin: Beuth Verlag, 2001
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Beton mit rezykliertem Zuschlag. Teil 1: Betontechnik. Teil 2: Betonzuschlag aus Betonsplitt und Betonbrechsand. Ausgabe August 1998
- [10] Statusseminar BMBF-Vorhaben „Baustoffkreislauf im Massivbau“: Einfluss des Gehalts an Recyclingsplitt auf die Festbetoneigenschaften. www.b-i-m.de . 30.06.1998
- [11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN 4226-100. Ausgabe Dezember 2004

5.2 Literatur zur Vertiefung

BREITENBÜCHER, R.: Recycling von Frisch- und Festbeton. In: beton, Heft 9/94, S. 510-514

KRASS, K.: Bautechnische und ökologische Aspekte des Betonrecyclings. In: Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 1/1994, S. 103-108

MÜLLER, C.: Verwertung von Brechsand und Bauschutt. DAFStb Heft 506. Berlin: Beuth Verlag, 2000

REINHARDT, H.-W.: BiM-Online – Das interaktive Informationssystem zu „Baustoffkreislauf im Massivbau“. DAFStb Heft 500. Berlin: Beuth Verlag, 2000

ROMMEL, T.: Leitfaden für die Erfassung und Bewertung der Materialien eines Abbruchobjektes. DAFStb Heft 493. Berlin: Beuth Verlag, 1999

WASSING, W.: Einfluss von Feinstoffen aus Betonbruch auf den Hydratationsfortschritt. DAFStb Heft 514. Berlin: Beuth Verlag, 2001

WÖHNL, U.: Recyclingbeton für Bauteile im Hochbau. In: beton, Heft 9/94, S. 499-503

WÖRNER, J.-D.: Zulässige Toleranzen für die Abweichungen der mechanischen Kennwerte von Beton mit rezyklierten Zuschlägen. DAFStb Heft 508. Berlin: Beuth Verlag, 2000

.

Geotechnische Aspekte bei der Planung und beim Bau der neuen Schleuse Bolzum am Stichkanal Hildesheim

BDir Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau;
BOR Joachim Saathoff, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover

Der Stichkanal nach Hildesheim (SKH), der östlich von Hannover aus dem Mittellandkanal abzweigt, wird für die moderne Güterschifffahrt ausgebaut. Neben dem Streckenausbau ist vor allem die 80 Jahre alte Schleuse zu erneuern. Sie liegt an der Einmündung des SKH und genügt mit ihren Abmessungen nicht mehr den heutigen Anforderungen. Auch ihr baulicher Zustand macht einen zügigen Ersatz notwendig. Daher wird vom Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover eine neue Schleuse gebaut. Für die Planung und den Bau waren die exponierten geologischen Verhältnisse maßgebend.

1 Allgemeines

Nachdem der Mittellandkanal (MLK), der im europäischen Wasserstraßennetz eine erhebliche wirtschaftliche Bedeutung hat, fast vollständig ausgebaut ist, werden nun die Stichkanäle des MLK für die moderne Güterschifffahrt angepasst. Auch der SKH, der

vor 80 Jahren für die Abmessungen der damaligen Schiffstypen konzipiert wurde, wird nun mit dem Ziel der wirtschaftlichen und umweltschonenden Güterverkehrsanbindung für Großmotorgüterschiffe mit bis zu 135 m Länge und für Schubverbände mit einer Länge von 139 m ausgebaut. In einer ersten Ausbaustufe wird die bestehende Schleuse Bolzum durch einen Neubau ersetzt, da sie nicht mehr an die neuen Maße angepasst werden kann und ihr baulicher Zustand einen zügigen Ersatz notwendig macht (Bild 1). Mit der Schleuse wird ein Höhenunterschied von derzeit 8 m zwischen der Scheitelhaltung des Mittellandkanals und dem sich anschließenden rd. 14 km langen Stichkanal überwunden. Die neue Schleuse erhält eine nutzbare Kammerlänge von 139 m und eine Kammerbreite von 12,50 m. Nach Ausbau der Strecke und Anhebung des Wasserspiegels um 0,50 m beträgt die Hubhöhe zukünftig 8,50 m.



Bild 1: Baufeld mit Schleusenbaugrube

2 Baugrunderkundung

Zur Erkundung des Baugrundes für die künftige Schleuse wurde ein Bohrprogramm aufgestellt, das den Bereich westlich der bestehenden Schleuse aufschließen sollte. Das Bohrraster wurde mit 25 m Abstand eng gewählt, um für den komplexen Untergrund eine genügende Aufschlussdichte zu erreichen. Im Verlauf der Bohrarbeiten zeigte sich, dass der vorgesehene Standort der neuen Schleuse aus geotechnischer Sicht ungünstig ist. Die südlichen Bohrungen der westlichen Hauptreihe mussten daraufhin tiefer als zunächst vorgesehen abgeteuft werden, um Erkenntnisse über die Felsqualität in diesem Bereich zu erhalten. Auf Grund der besseren Gründungsverhältnisse südlich der ursprünglichen Lage der neuen Schleuse wurde das vorhandene Bohrraster nach Süden verlängert und die Zahl der Bohrungen auf insgesamt fast 100 erhöht (Bild 3). Um weitere Kenntnisse über das Gefüge und Gesteinseigenschaften zu gewinnen, kamen in ausgewählten Bohrungen geophysikalische Messungen, wie z. B. die Gefügeaufnahme mittels akustischen Bohrlochabtastung, die Ermittlung von Festigkeitsparametern (Sonic-Log) und die Lokalisierung von Grundwasserbewegungen (Fluid-Log) zur Ausführung. Lokal wurden Wasser-Druck-Tests (WD-Test) in unterschiedlichen geologischen Einheiten durchgeführt und diverse Grundwassermessstellen im Umland eingerichtet. Zusätzlich wurde im Vorfeld der Baumaßnahme ein Großpumpversuch mit drei Förderbrunnen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in einem Baugrund-, einem Gründungs- und einem Grundwassergutachten zusammengefasst.

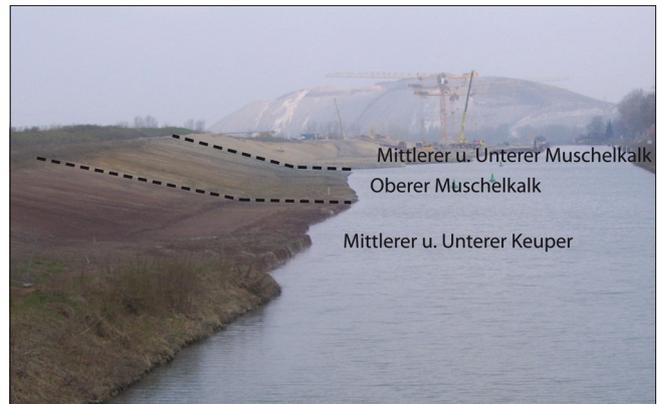


Bild 2: Aufschluss im oberen Vorhafen

3 Geologie

Im Baufeld stehen die Gesteine des Keupers, Muschelkalks und Buntsandsteins an. In allen Zeitaltern lagerten sich Salze und Gips ab. Die Gesteine im Bereich der Schleuse sind tektonisch durch die Auftriebswirkung des Salzstockes Sarstedt-Sehnde-Lehrte geprägt, ohne dass dieser in unmittelbare Oberflächennähe gelangt. Der östliche Salzstockrand verläuft genau unter der alten Schleuse. Hieraus resultiert ein Einfallen der Gesteinsschichten nach Südosten. Das Einfallen der Schichten führt zu einem raschen Wechsel der Gesteine von Nord nach Süd. Entlang des SKH stehen innerhalb eines Kilometers Gesteine vom unteren Muschelkalk bis zum mittleren Keuper an (Bild 2 und Bild 3). Die Schichtneigungen betragen durchschnittlich rund 40° bei einer Schwankungsbreite von 20° ÷ 70°, wobei vereinzelt durch das komplexe Störungsmuster auch ebene und senkrechte Lagerungen zu finden sind.

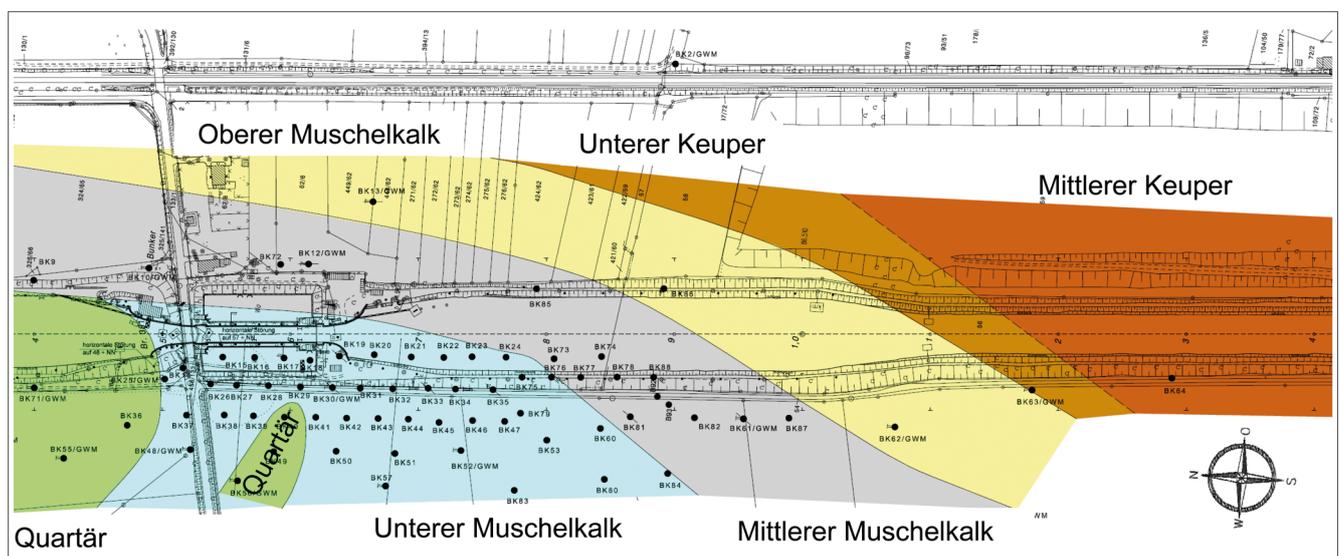


Bild 3: Geologie an der Geländeoberfläche und Lage der Erkundungsbohrungen

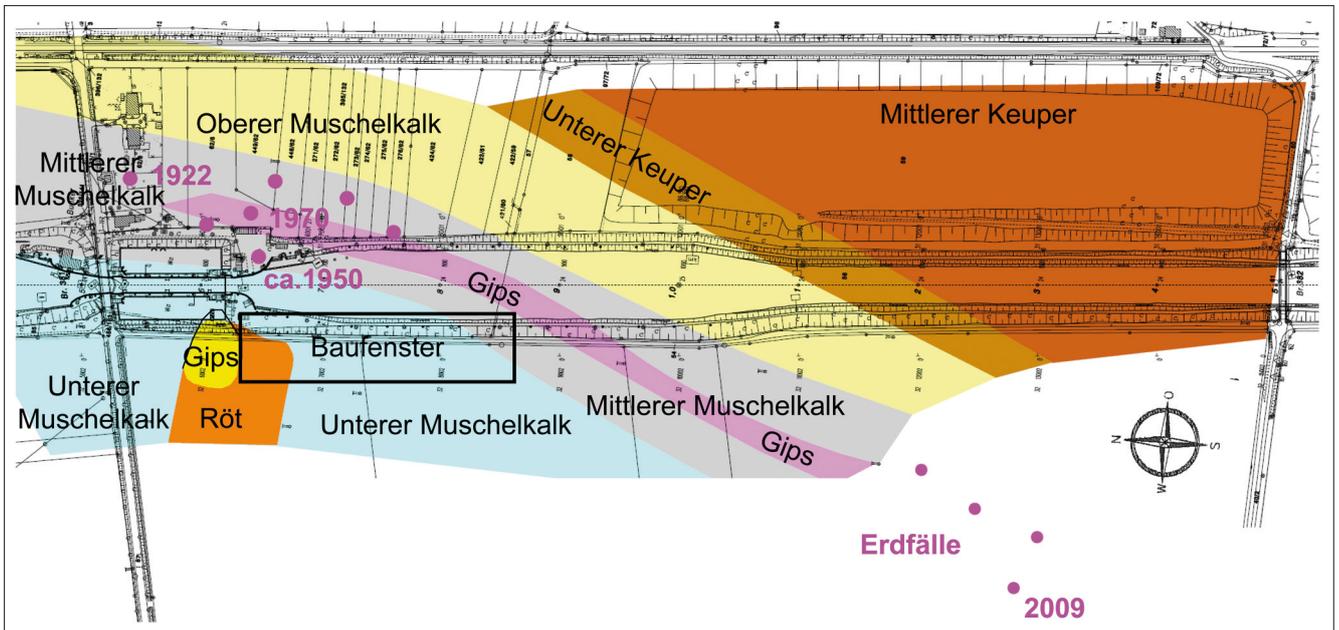


Bild 4: Geologie in Höhe der Schleusensohle und die Lage von Erdfällen teilw. mit Jahreszahl

Der Felsuntergrund im Bereich der Schleuse ist durch salzstockparallele sowie durch senkrecht dazu gerichtete Störungen gekennzeichnet. Westlich der bestehenden Schleuse befindet sich eine lokal begrenzte ‚Aufdomung‘, die durch Störungsbahnen nach Norden und Süden abgegrenzt wird. Hier erreicht der zum Teil gipsführende obere Buntsandstein (Röt) seine höchste Lage (Bild 4), wobei die Struktur in östlicher Richtung unter der alten Schleuse abtaucht. Der dort enthaltene Gips weist lokal einen geringen Anhydritgehalt auf.

Die Schichten des Muschelkalkes erstrecken sich von der Brücke an der alten Schleuse bis zum oberen Vorhafen. Der untere Muschelkalk, der im Bereich

westlich der alten Schleuse gefunden wurde, enthält poröse und durchlässige Schichten, die karstifiziert werden können. Der mittlere Muschelkalk wird durch eine mächtige Gipsschicht geteilt (Bild 4). Der Gipsabschnitt streicht an der Oberfläche aus. Es ist davon auszugehen, dass er oberflächennah gelöst und ausgetragen ist. Diese Auslaugungen bewirken die Bildung von Hohlräumen. Wenn nun unterirdische Hohlräume einstürzen, weil die Überdeckung zu dünn geworden ist und der Deckennachbruch bis an die Oberfläche gelangt, spricht man von Erdfällen. Bild 5 zeigt einen solchen vom März 1970 direkt neben der Schleuse. Es konnten aber schon vor deren Bau bis in die heutige Zeit Erdfälle beobachtet werden (Bild 4).

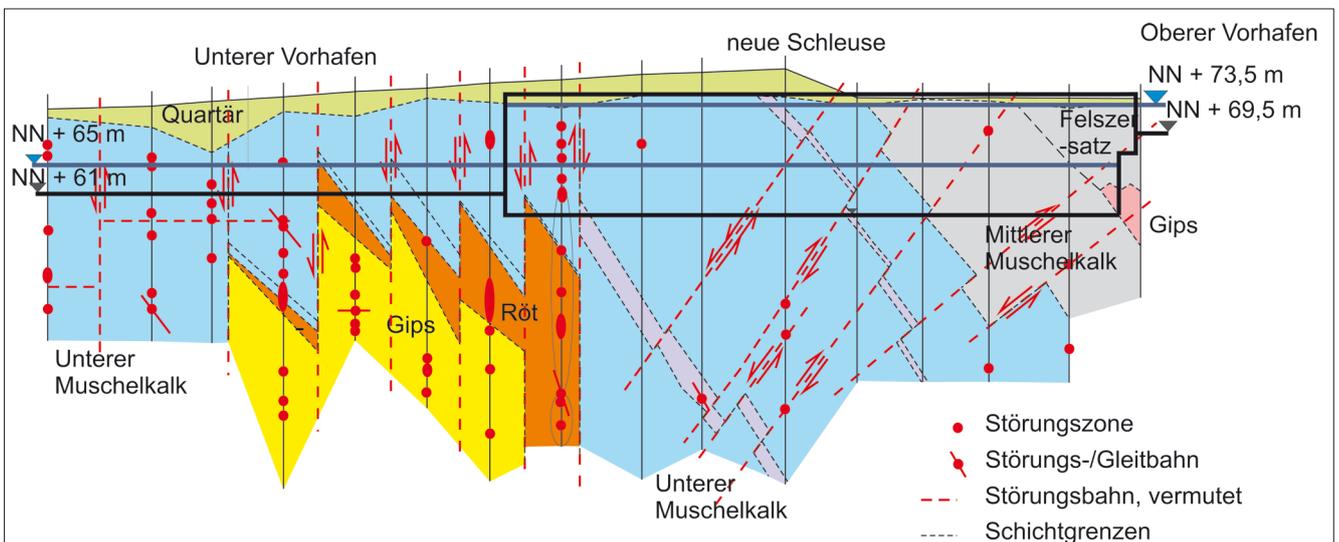


Bild 5: Geologischer Querschnitt in Schleusenachse



Bild 6: Erdfall von 1970 an der Schleuse

Schichten des Keupers treten ab dem südlichen Ende des oberen Vorhafens auf. Der untere Keuper ist ein glimmerführender, schluffiger bis toniger Mergelstein von geringer Festigkeit. In den meist ebenschichtigen Mergelstein eingeschaltet sind Feinsandsteinbänkchen.

Die Basis des mittleren Keupers bildet der sogenannte „Gipskeuper“. Der Gipskeuper ist von geringer Festigkeit und führt lokal dünne Schluff- und Tonsteineinschlaltungen. Der im Bereich der Brücke hinter dem Oberen Vorhafen erbohrte mittlere Keuper ist ein gering bis mäßig verfestigter Mergelstein.

Im Zuge der Baugrunderkundung konnte ein Baufenster ermittelt werden, in dem keine Hohlräum- bildung zu erwarten ist (Bild 4 und Bild 5). Die neue Schleuse wird deshalb nicht neben der alten, sondern versetzt am Oberhaupt beginnend errichtet. Daraus ergibt sich eine aufwendige Gestaltung des unteren Vorhafens neben der alten Schleuse, die während der Bauzeit im Betrieb ist und später als Denkmal erhalten bleibt, und einer Schleusenbaugrube im oberen Vorhafen des SKH (Bild 7). Zusätzlich musste im Voraus eine neue Brücke über den Unteren Vorhafen errichtet werden.

4 Baugrubenkonzept

Die Baugrube für die Schleuse umfasst das Unterhaupt, die Schleusenkammer, das Oberhaupt und die Trossenfanggrube. Sie liegt im Bereich des Unterhauptes 16,4 m unterhalb des Wasserspiegels und steigt dann im Bereich der Kammer und des Oberhauptes um 1,3 m an. Da das gipsfreie Baufenster nicht groß genug ist, um

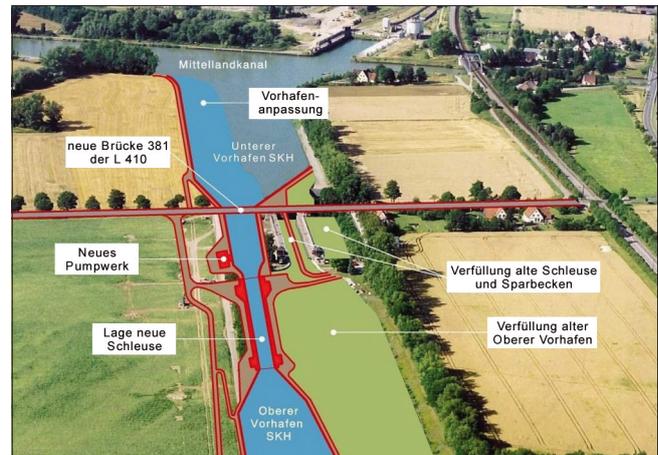


Bild 7: Geplanter Neubau

auch die Trossenfangbaugrube darin zu gründen, wird diese auskragend an das Oberhaupt angehängt. Die Baugrubensohle verspringt dort durch einen gestaffelten Baugrubenverbau um weitere 9,0 m nach oben. Unter den vorliegenden Randbedingungen von nicht standfesten und klüftigen Fels, hohem Grundwasserstand und Schiffsverkehr kam nur ein vertikaler, verformungsarmer Verbau mit einer entsprechend Stützung in Betracht. Die EAB (2006) [1] macht für Baugruben in nicht standfestem Fels Vorgaben für die Planung. So sollten z. B. Verformungen des Verbaus weitgehend verhindert werden, damit die Anfangsfestigkeit bzw. die Festigkeit des vorhandenen Felsverbandes erhalten bleibt. Bei der Wahl der Verbauwände schieden die Varianten Spundwand wegen des nicht rammfähigen Bodens und der relativ großen Verformungen und Schlitzwand wegen des klüftigen Untergrundes aus. Zur Ausführung kam eine überschnittene Bohrpfehlwand, die gleichzeitig als verlorene Schalung dient. Die Bohrpfähle haben einen Durchmesser von 1,20 m, in Teilbereichen 1,50 m.

Bei der Stützung der Baugrubenwand wurde von einer kompletten Verankerung abgesehen, weil in den Bodenschichten nur begrenzte Ankerkräfte abgetragen werden können. Es wurde eine obenliegende Verankerung gewählt, da hier die aufzunehmenden Kräfte noch gering waren, und eine zweilagige Aussteifung (Bild 8) im unteren Bereich, wo sehr große Einwirkungen (Wasserdruck) aufzunehmen waren. Die Vorspannung der Anker erfolgte mit 100 % der Gebrauchskraft und die Ausführung der Gurtung teilweise mit Stahlbeton, um die Verformungen zu minimieren.



Bild 8: Erste Steifenlage am Unterhaupt

Um die Baugrube mit einer offenen Sohle herstellen zu können, war es notwendig, den anstehenden klüftigen Felsgrundwasserleiter zu entwässern bzw. zu entlasten. Auf Grund der zu erwartenden Zuströmung entlang des klüftigen Muschelkalkes wurden eine Reihe von Vorkehrungen zur Wasserhaltung und Druckentlastung gegen Auftrieb der Sohle bzw. des Fußauflagers getroffen, auf die im Beitrag „Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter“ von Herrn Dr. Montenegro und Herrn Dr. Hekel im Detail eingegangen wird.

5 Finite-Elemente-Berechnungen

Im Vorfeld waren umfangreiche FE-Berechnungen durchgeführt worden, die zum einen als Verformungsprognosen für die Baugrube und für die alte Schleuse beim Aushub des unteren Vorhafens dienten und zum anderen die Einwirkungen aus Erddruck auf die neue Schleuse bestimmten.

Auf Grund der Einführung der neuen Normen ist es im Unterschied zu früher nicht mehr ausreichend, den maximal ungünstig wirkenden Erddruck und den minimal günstig wirkenden Erddruck zu ermitteln, sondern es müssen die Anteile aus den verschiedenen Einwirkungen wie Bodeneigengewicht (EG), Temperaturänderungen (Sommer bzw. Winter), Schließvorgang (OW), Grundwasseränderungen (GW-Hoch) und Verkehrslasten (p) getrennt angegeben werden (Bild 9), um eine wirtschaftliche und sichere Bemessung des Massivbaus zu ermöglichen [2].

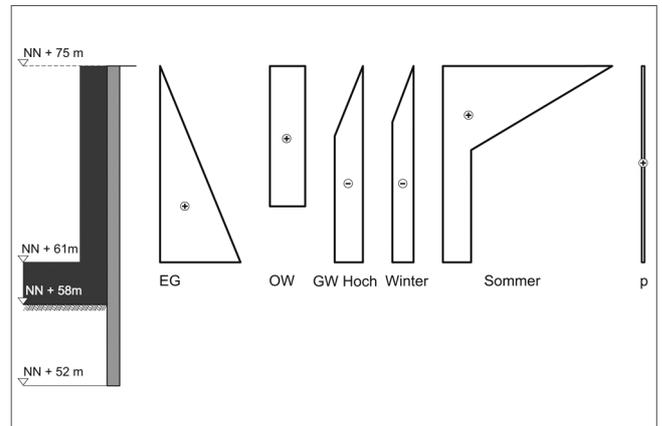


Bild 9: Einwirkungen aus Erddruck

6 Messkonzept

Aus der Beobachtungsmethode und der Beweis-sicherung ergaben sich umfangreiche Anforderungen an das Messkonzept. Die Baugrube wurde durch fünf Messquerschnitte überwacht. In jedem dieser Querschnitte fanden folgende Verfahren Anwendung: Extensometer, Inklinometer, Kraftmessdosen, Konvergenzmessungen, Grundwassermessstellen und geodätische Messverfahren. Bild 10 zeigt exemplarisch einen Messquerschnitt am Oberhaupt. Auf Grund der Vielzahl betriebener Sensoren, werden die Ergebnisse aller Verfahren über einen Homepage-server veröffentlicht. Dem berechtigten Nutzer werden darin ein selektiver Datendownload und eine Visualisierungsfunktion für den Aufbau von Weg-Zeit-Diagrammen angeboten. Die Datenbereitstellung wurde durch wöchentliche Messberichte ergänzt, die stets alle für eine Bewertung notwendigen Ergebnisse und Zusatzinformationen enthielten. Mithilfe der in vorigem Abschnitt beschriebenen FE-Berechnungen konnten Warn- bzw. Alarmwerte und entsprechende Handlungsanweisungen festgelegt werden. Zusätzlich wurde ein baubegleitendes Grundwassermonitoring durchgeführt.

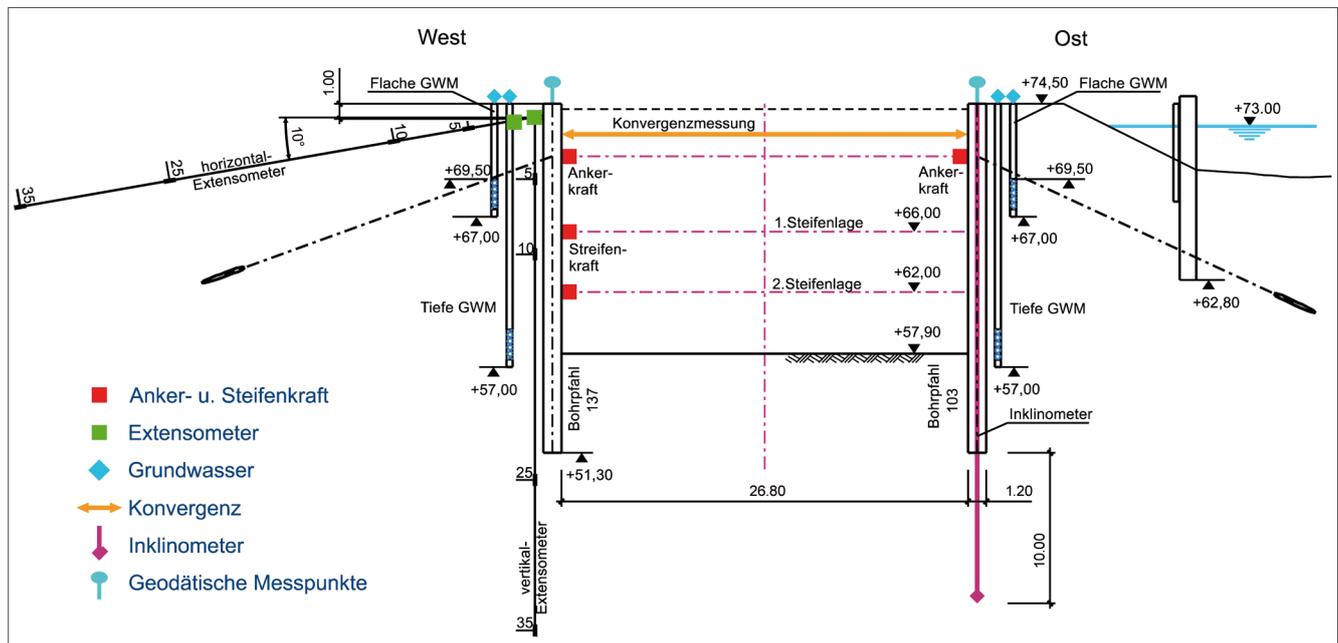


Bild 10: Messquerschnitt am Oberhaupt

7 Bauausführung

Die bauausführende ARGE, bestehend aus den Firmen Johann Bunte Bauunternehmung und Gebr. Echthoff, hatte für die Herstellung der Bohrpfähle drei Bohrgeräte eingesetzt (Bild 11).



Bild 11: Herstellung der Bohrpfahlwand

Die Bohrungen für die rund 550 und bis zu 26 m langen Pfähle waren verrohrt auszuführen. Bei einem Bohrpfahl am Oberhaupt, der den Gips der Mittleren Muschelkalke durchörterte (Bild 12) kam es zu Betonmeherverbrauch von 14 m³, was jedoch eine Ausnahme blieb.



Bild 12: Durchörterung einer Gipsschicht

Nach Herstellung der Pfähle erfolgte der Aushub bis zur oberen Ankerlage mit großem Gerät. Mit drei Ankerbohrgeräten erfolgte anschließend die Herstellung der temporären Verpressanker (Bild 13). In Teilbereichen kam es dabei zu erheblichen Mehrmengen beim Verpressmaterial, was auf die Klüftigkeit des Festgesteins zurückzuführen war. Insgesamt wurden für die Rückverankerung der Baugrube 2.000 t Zement mit teilweise mehrfacher Vorvergütung verpresst. Der weitere Aushub bis zur ersten Steifenlage konnte dann wieder mit großem Gerät erfolgen und die erste Steifenlage eingebaut werden. Diese hatten in der Schleusenammer einen Achsabstand von 4 m.

Unterhalb der Steifen gestaltete sich der weitere Aushub schwieriger, da der Felsboden nur noch mit kleinem Gerät gelöst werden konnte (Bild 14).



Bild 13: Herstellung der Verankerung

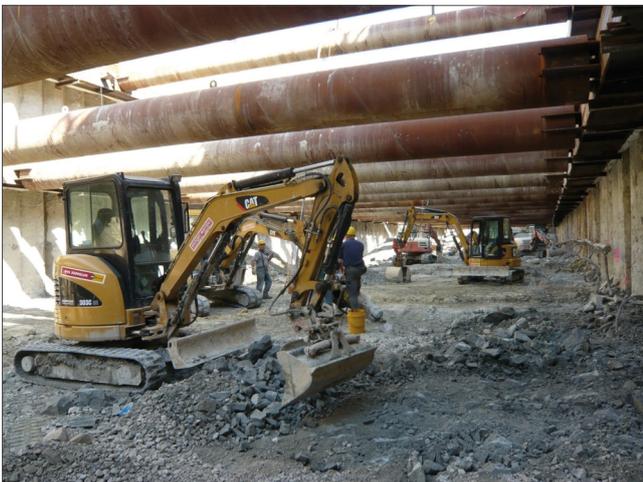


Bild 14: Aushub unterhalb der Steifenlage

8 Fazit

Die Planung und Ausführung der Baugrube der Schleuse Bolzum waren maßgeblich durch die komplexen Baugrundverhältnisse geprägt. Die Geologie gab zum einen den Standort für die sichere Gründung der neuen Schleuse vor und zum anderen auch die Wahl des Baugrubenverbau. Die überschnittene Bohrpfehlwand hat sich hier bewährt. Auch die Aussteifung als wesentliche Stützung des Verbau hat sich als richtig erwiesen.

Die ausgeführten Baumaßnahmen haben die im Vorfeld durchgeführte Baugrunderkundungen und die aufgestellten Prognosen bestätigt. Trotz des äußerst komplexen geologischen Umfeldes kann somit die dauerhaft sichere Gründung der Schleuse gewährleistet werden.

9 Quellennachweis

- [1] EAB (2006), Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, ISBN 978-3-433-02853-7
- [2] BAW (2005), Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 2004, Absatz 2.3.4, S. 30-31, ISSN 0720-8065

Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter

Dr.-Ing. Héctor Montenegro, Bundesanstalt für Wasserbau

Dr. Uwe Hekel, Harress Pickel Consult, Rottenburg am Neckar

Die geohydraulischen Verhältnisse im Bereich der neuen Schleuse Bolzum sind auf Grund von tektonischen Beanspruchungen sowie unterirdischen Lösungsvorgängen sehr komplex. Feldversuche zeigten, dass der Baugrund von einem Kluftsysteme durchzogen ist, was die Zuverlässigkeit von Modellprognosen zur Wasserhaltung sowie zur Grundwasserabsenkung in Frage stellte. Die Bauwasserhaltung in einem derart komplexen Baugrund konnte nur gemäß den Prinzipien der Beobachtungsmethode [1] verwirklicht werden. Erforderlich hierfür waren ein engmaschiges Grundwassermonitoringsystem, ein ständig aktualisiertes Grundwassermodell zur Analyse und Prognose der Grundwasserabsenkung sowie eine Reinfiltrationsanlage zur Begrenzung der räumlichen Ausbreitung der durch die Wasserhaltung verursachten Absenkung.

1 Geologischer Überblick

In der Umgebung von Bolzum befindet sich ein aufsteigender und das Deckgebirge durchbrechender Salzstock. Beim Aufstieg des Salzstocks wurden die ursprünglich horizontal liegenden mesozoische Schichten (Buntsandstein bis Kreide) aufgesteilt. Diese Schichten streichen an der Ostflanke des Salzstockes SSW - NNE und fallen im Mittel mit etwa 40° nach E ein [2]. Während des Salzaufstiegs wurden die Festgesteine tektonisch beansprucht. Zwischen dem Salzstockrand und dem Stichkanal Hildesheim (SKH) stehen ferner Ton- und Schluffsteine des Oberen Buntsandsteins (Röt) an, die teilweise Gipslagen enthalten. Grundsätzlich ist in einem derartigen Untergrund davon auszugehen, dass sich im Festgestein infolge tektonischer Bewegungen Klüfte und Wasserwegigkeiten gebildet haben, die eine höhere Wasserdurchlässigkeit bewirken als von der Struktur der Gesteinmatrix zu erwarten wäre [3].

Tertiäre und quartäre Lockersedimente bedecken nahezu flächenhaft diese mesozoischen Festgesteine. Im Bereich der westlich der Baumaßnahme gelegenen Ortschaft Bolzum steht unter quartären Lockersedimenten glaukonitischer Feinsand des Tertiärs an. Die quartären Lockersedimente bestehen untergeordnet aus Schmelzwasserablagerungen und überwiegend aus Geschiebelehm-/mergel der Saale-Kaltzeit. Aueablagerungen finden sich auch westlich der Schleuse im Bereich des Billerbaches. Bild 1 zeigt

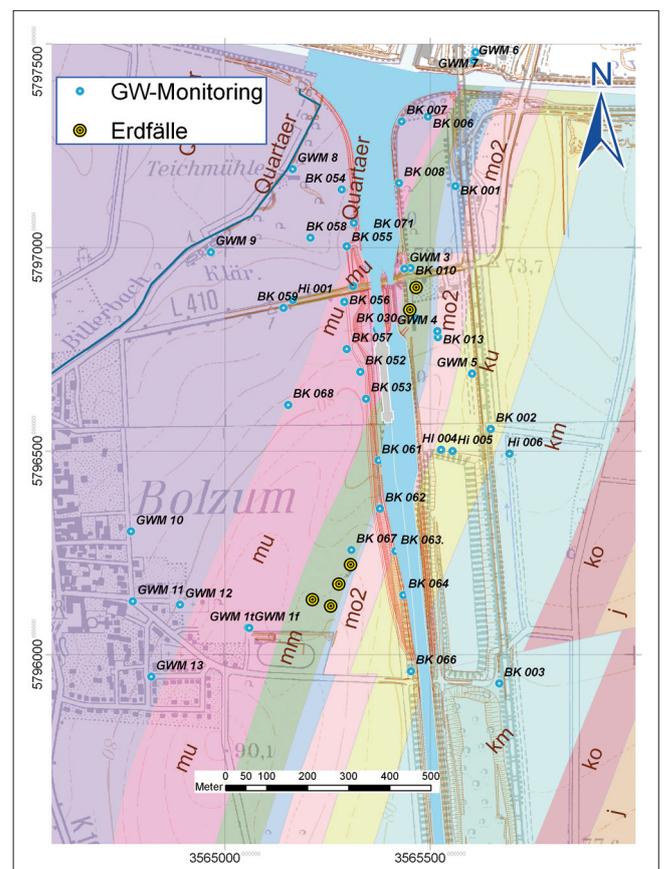


Bild 1: Lage der Baugrube (grau), GW-Monitoring Messnetz, Lage bekannter Erdfälle und geologische Einheiten (mu: Mittlerer Muschelkalk, mo: Oberer Muschelkalk, ku: Unterer Keuper, ko: Oberer Keuper).

die durch den Aufstieg des Salzstocks geprägte geologische Strukturen unterhalb der Lockergesteinsedimente. Die im Verlauf der Baugrunderkundung eingerichteten Grundwassermessstellen sowie die Lage vorgefundener Erdfälle sind dort ebenfalls eingezeichnet.

Die Baugrube der neuen Schleuse befindet sich im Ausstrich des Mittleren Muschelkalks (mm) und Unteren Muschelkalks (mu). Bemerkenswert ist die Anordnung der kartierten Erdfälle im Streichen dieser Schichten. Erdfälle sind ein in der Region bekanntes Phänomen und entstehen infolge von Lösungsvorgängen in Gipsführenden Schichten des Mittleren Muschelkalks.

2 Hydrogeologische Verhältnisse

Der auf Grund des aufsteigenden Salzstocks komplexe geologische Aufbau wurde bei der Erkundung und im Verlauf der Baumaßnahmen sichtbar. Auf dem von Süden her aufgenommenen Bild 2 sind die oben beschriebenen geologischen Einheiten farblich zu unterscheiden. Die gipshaltigen Gesteine des Mittleren Muschelkalkes weisen auf Grund ihres Chemismus sowie ihres Gefüges eine ausgeprägte Trennfugendurchlässigkeit auf, die durch örtliche Verkarstung noch begünstigt sein kann. Die gipshaltigen Gesteine des Röt (oberster Buntsandstein, unterhalb des Muschelkalkes in Bild 1 nicht dargestellt) treten meist als schwach feinsandige Ton/Schluffsteine auf und sind als kaum wasserundurchlässig einzustufen, können allerdings auch je nach Grad der Klüftung eine mäßige bis geringe Wasserundurchlässigkeit aufweisen. Die Gesteine des Unteren Muschelkalkes und des Oberen Muschelkalkes werden hier nicht angesprochen.



Bild 2: Im Rahmen der Baumaßnahme erfolgter geologischer Aufschluss (www.geozentrum-hannover.de)

3 Grundwasserverhältnisse

Zur Beurteilung der Grundwasserverhältnisse wurden mehr als 50 Erkundungsbohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut (s. Bild 1). Die meisten Grundwassermessstellen sind mit Datenlogger bestückt, die in der Lage sind, die aufgezeichneten Messwerte über Fernübertragung zu versenden. In manchen Erkundungsbohrungen wurden Wasser-Druck-Tests (WD-Test) in unterschiedlichen geologischen Einheiten durchgeführt. Wie erwartet, wurden unterschiedliche Wasseraufnahmen gemessen, was auf eine kleinräumige Variabilität der Wasserdurchlässigkeit hindeutete. Grund hierfür sind tektonische Beanspruchungen und Lösungsvorgänge, die zur Bildung von Klüften und Wasserwegigkeiten im Festgestein geführt haben, die erheblich wasserundurchlässiger sind als die ungestörte Gesteinsmatrix.

Nach Auswertung der Grundwassermessstellen ergab sich für mittlere Grundwasserverhältnisse folgende Situation: Das Grundwasser strömt großräumig von Süden, in etwa parallel zum SKH, in Richtung Mittelrandkanal (MLK). Die Grundwasserstände in 1 km Entfernung südlich des MLK liegen bei etwa NN + 75 m und fallen auf das Niveau des MLK, der bei einem Wasserstand von NN + 65 m als Vorflut für das Grundwasser anzusehen ist. Der Abfall des Grundwasserspiegels erfolgt zunächst allmählich. Erst im Schleusenbereich tritt ein größeres Gefälle auf. Im oberen Vorhafen liegt der Grundwasserstand auf ca. NN + 71 m, etwa 2 m unterhalb des Oberwasserstandes im SKH, und fällt im Unterwasserbereich auf das Niveau des Vorhafens/MLK NN + 65 m ab.

Die Dynamik einiger Grundwasserganglinien konnte nur durch das Vorhandensein eines Matrix-Kluftsystems erklärt werden. Wasserstandsänderungen pflanzen sich in einem Kluftsystem schneller und ungedämpft fort als in der geringer durchlässigen Gesteinsmatrix. Werden solche Klüfte/Störungszonen bei Aushub der Baugrube angeschnitten, so war zu erwarten, dass diese wie eine Drainage wirken und zu einem hohen Wasserandrang und weit reichender Druckentlastung im Kluftsystem führen. Solche Strukturen implizieren auf einer größeren Skala eine Richtungsabhängigkeit (Anisotropie) in den Durchlässigkeitseigenschaften, was die räumliche Ausbreitung des infolge Wasser-

haltung erzeugten Absenktrichters nachhaltig beeinflusst. Es wurde bald klar, dass eine weitere Verdichtung der Baugrundaufschlüsse keine entscheidenden Hinweise über die räumliche Ausrichtung noch über die hydraulische Wirksamkeit des vorhandenen Kluftsystems liefern würde. Die einzige Möglichkeit die hydraulischen Eigenschaften des Klufftgrundwasserleiters zu erfassen war die Durchführung eines großräumigen Aquifertests.

4 Charakterisierung der effektiven Aquifereigenschaften

Fragen nach dem zu erwartendem Grundwasserandrang und der Reichweite der Grundwasserabsenkung können in einem derart geklüfteten Untergrund nur in der für diese Strömungsprozesse relevanten raumzeitlichen Skala untersucht werden. Daher wurde im unmittelbaren Bereich der geplanten Baugrube ein Großpumpversuch durchgeführt. Hierbei wurde der Grundwasserstand in drei Entnahmebrunnen gleichzeitig auf das während der Bauphase angestrebte Wasserstandsniveau von ca. NN + 56 m über einen längeren Zeitraum abgesenkt. Diese Förderbrunnen wurden im unmittelbaren Bereich der Baugrube in einem Abstand zueinander von etwa 80 m niedergebracht. Die Förderbrunnen wurden mit einem Bohrdurchmesser von 500 mm bis 28 m unter Geländeoberkante und einer Filterstrecke von ca. 12 m niedergebracht. Bild 3 zeigt die Installation von Pumpe, Durchflussmesser sowie Wasserstandsanzeige in einem Förderbrunnen.



Bild 3: Installation der Messeinrichtung in einem Förderbrunnen

Zunächst erfolgten Stufenpumpversuche in den einzelnen Brunnen, bei denen ca. 36 Stunden gepumpt und mindestens 12 Stunden der Wiederanstieg erfasst wur-

de. Während dieser Versuche wurde die Reaktion der Grundwasserstände in den nicht bepumpten Brunnen sowie in Beobachtungsmessstellen im Nah- und Fernfeld aufgezeichnet. Eine erste Auswertung zeigte, dass der mittlere Förderbrunnen FB2 eine deutlich geringere Ergiebigkeit aufwies als die beiden anderen Förderbrunnen. Offensichtlich wurde in der Filterstrecke von FB2 das Kluftsystem nicht angeschnitten und die dort gemessenen Entnahmeraten lieferten Hinweise auf die Wasserdurchlässigkeit der Festgesteinmatrix.

Der eigentliche Aquifertest mit simultaner Förderung in den drei Brunnen wurde von Januar bis Februar 2007 durchgeführt. Um die Reaktionen der einzelnen Beobachtungsmessstellen den einzelnen Entnahmebrunnen zuordnen zu können, wurden die Förderbrunnen mit zeitlichem Versatz in Betrieb genommen [4]. Bild 4 zeigt die Reaktionen der Grundwasserstände in den Beobachtungsbrunnen auf die Förderung. Die Grundwasserstandsganglinien in den Förderbrunnen sind an den steilen Absenkungen zu erkennen. Die Reaktionen in den Beobachtungsbrunnen verlaufen hingegen deutlich gedämpfter.

Bild 5 zeigt die in den einzelnen Beobachtungsmessstellen gemessene Absenkung nach sieben Tagen und gibt einen Eindruck der räumlichen Ausbreitung der durch den Pumpstest induzierten Absenkung.

Die gemessene Grundwasserstände lassen sich in ellipsenförmige Bereiche unterschiedlicher Absenkungsbeträge klassifizieren (innere Ellipse: Absenkung größer 0,25 m, äußere Ellipse: Absenkung größer 0,10 m). Vergleicht man die Ausrichtung der Ellipsen mit der geologischen Übersichtskarte in Bild 1, dann kann man eine Übereinstimmung der räumlichen Struktur zwischen Geologie und Hauptachsen der Absenkungsellipse erkennen. Bemerkenswert ist die Anordnung der unbeschrifteten Symbole, die Messstellen repräsentieren, die kaum Reaktionen auf die Probeabsenkung gezeigt haben, obwohl diese vergleichsweise nah zu den Förderbrunnen lagen. Der Aquifertest offenbarte ein System vergleichsweise gut durchlässiger Klüfte entlang des Unteren Muschelkalkes, das seitlich von vergleichsweise gering durchlässigen Bereichen begrenzt wird. In einem derartigen System wird die erforderliche Bauwasserhaltung zu einem ellipsenförmig verzerrten „Ab-

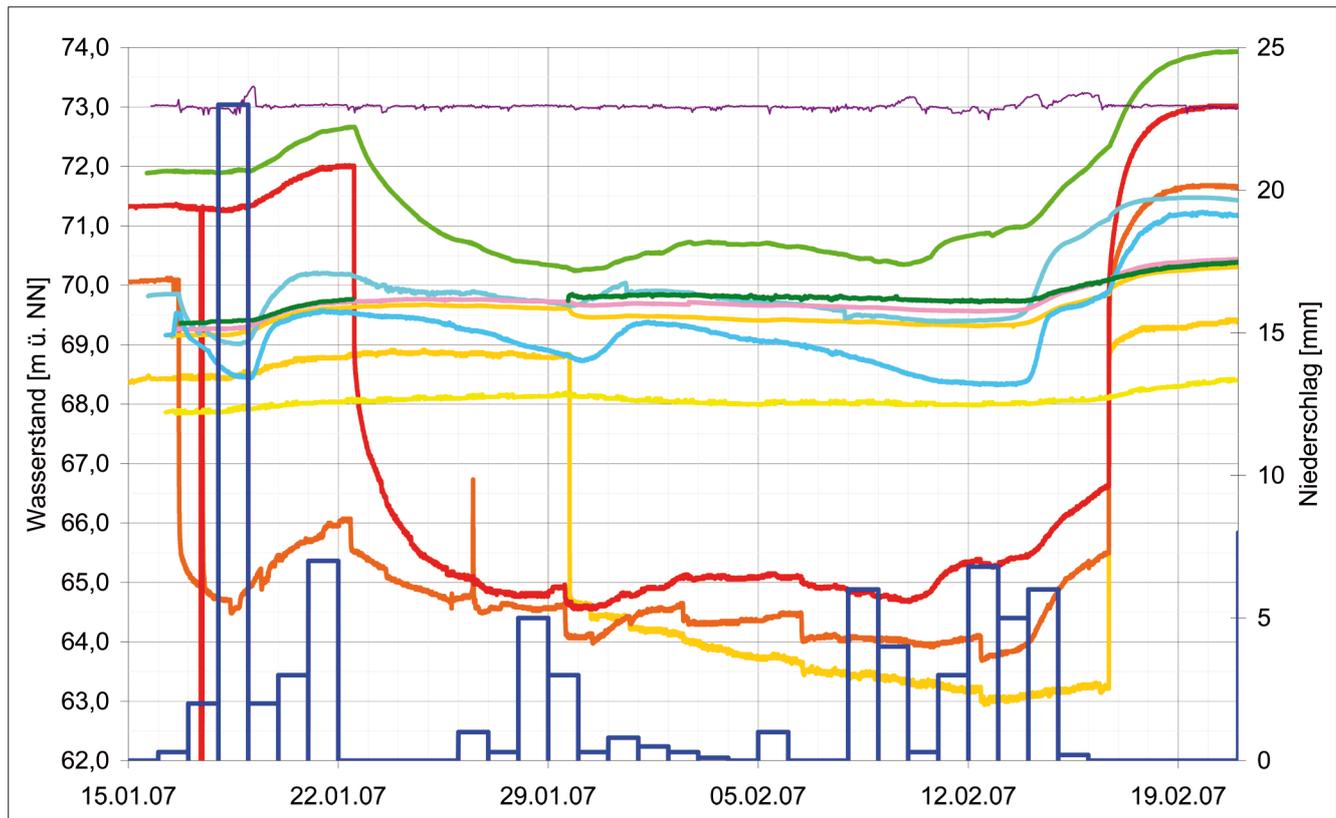


Bild 4: Wasserstände in den Entnahmebrunnen und Beobachtungsmessstellen (Linien) und Niederschlagsmengen (Balken) während eines Pumpversuchs

senktrichter“ führen. Die Verzerrung hängt hierbei vom Durchlässigkeitskontrast zwischen Kluftsystem und den benachbarten gering durchlässigen Bereichen ab.

Die während des Aquifertests in einzelnen Grundwassermessstellen beobachteten Absenkungen wurden anschließend nach dem Typkurvenverfahren ausgewertet, mit dem Werte für Transmissivitäten und Speicherkoeffizienten gewonnen werden konnten [5]. Diese Auswertung ergab, dass generell ungespannte Grundwasserverhältnisse vorliegen. Ferner konnten hydraulische Randbedingungen sowie gering durchlässige Ränder identifiziert werden. Die ermittelten Speicher- und Durchlässigkeitswerte erlaubten eine erste Abschätzung der während des Aushubs zur Baugrube hin zuströmenden Wassermengen ($> 200 \text{ m}^3/\text{h}$) und stellen wichtige Eingangsgrößen für ein Grundwassermodell dar.

5 Grundwasserströmungsmodell

Um die raum-zeitliche Ausbreitung einer Absenkungsmaßnahme beschreiben zu können, ist ein instationäres Grundwassermodell erforderlich. Es war klar, dass der vorliegende hydrogeologische Aufbau nicht annähernd in allen Details im Modell abgebildet werden kann. Bei der Modellkonzeption wurde daher auf die explizite Abbildung der aufgesteigten geologische Struktur verzichtet und man beschränkte sich auf ein horizontal-ebenes Modell. Da im Aquifertest eine Tiefe von ca. 30 m unter Geländeoberkante hydraulisch erfasst wurde, wurde eine entsprechende Mächtigkeit berücksichtigt. Die angenommene Aquiferbasis lag damit deutlich unterhalb des geplanten Absenkkniveaus. Bei der Festlegung der Modellränder orientierte man sich an die Lage der oberirdischen Einzugsgebietesgrenzen (Innerste- und Leine-Einzugsgebiet). Bild 6 zeigt einen kleinen Ausschnitt des FE-Netzes sowie der gewählten Zonierung für die geohydraulischen Parameter. Zur Orientierung sind der SKH sowie die geplante Baugrube über dem FE-Netz gezeichnet.

Das Grundwassermodell wurde zunächst stationär anhand der zahlreichen Beobachtungsmessstellen kalibriert. Der durchgeführte Pumptest, bei dem eine weiträumige Reaktion des Grundwasserleiters auf die Wasserförderung aufgezeichnet wurde (s. Bild 5), erlaubte im Anschluss daran eine instationäre Kalibrierung. Obwohl, das Modell die geologischen Strukturen sehr vereinfacht abbildet, konnten im Rahmen einer Validierung (Berechnung eines Zeitabschnittes außerhalb des Kalibrierungszeitraumes) die Reaktionen auf den Pumptest in 2/3 der Messstellen gut und in den restlichen qualitativ plausibel abgebildet werden.

6 Baugrubenkonzepktion

Die Planungen für die Baugrubenumschließung erfolgten unter Berücksichtigung geotechnischer sowie hydrogeologischer Aspekte unter Einhaltung technischer und wirtschaftlicher Randbedingungen. Die bekannte Erdfallproblematik führte zu einer Anordnung der Baugrube in größtmöglicher Entfernung zu potenziellen Erdfall-Bereichen. Als Baugrubenumschließung (Grundfläche ca. 4.450 m²) wurde eine Bohrpfahlwand vorgesehen, da, die bei der Erkundung angetroffenen kluftig-kavernöse Bereiche bei Schlitzwänden zu Suspensionsverlusten führen würden.

7 Baugrubenzuflüsse und räumliche Ausbreitung der Grundwasserabsenkung

Auf Basis des oben beschriebenen Grundwassermodells wurden verschiedene Szenarien hinsichtlich der hydraulischen Anbindung der Oberflächengewässer (hier im Wesentlichen der SKH) mit dem Grundwasser untersucht. Ein guter hydraulischer Anschluss zwischen Oberflächengewässer und Grundwasser ergibt große Entnahmemengen bei einem vergleichsweise kleinen Absenktrichter, während die Annahme vollständiger Kolmation der Kanalsole genau die gegensätzliche Wirkung hat. Diese Untersuchung lieferte Baugrubenzuflüsse in einer Bandbreite von 100 - 270 m³/h, wobei die wahrscheinlichste Variante (Zusickerung aus dem oberen Vorhafen und Kolmation im unteren Vorhafen) eine Förderrate von 212 m³/h ergab. Diese Bauwassermengen waren deutlich größer als die zu Beginn der Untersuchungen ohne Kenntnis des Kluftsystems

abgeschätzten. Aus der Fotodokumentation vom Bau der alten Schleuse Bolzum wurde die Leistungsfähigkeit der Pumpanlage, mit der die Wasserhaltung der damaligen Baugrube bewältigt wurde, auf eine Förderleistung von ca. 150 m³/h abgeschätzt.

8 GW-Haltung während der Aushubphase

Bei Endaushub der Baugrube wurden tatsächlich Förderraten zwischen ca. 200 - 280 m³/h gemessen, was überraschend gut mit den Modellprognosen übereinstimmt und letztlich eine vernünftige Abbildung des hydrogeologischen Systems im Modell nachweist. Um die Baugrube im Trockenem herstellen zu können, war es notwendig, den anstehenden kluftigen Felsgrundwasserleiter zu entwässern bzw. zu entlasten. Während des Aushubs der Baugrube erfolgte die Wasserhaltung mittels vorlaufender, entlang der Umschließung angeordneter Längs- und ergänzender Quergräben als offene Wasserhaltung. Das anfallende Grundwasser wurde zusammen mit dem Niederschlagwasser in Pumpensümpfen gesammelt und von dort mittels Tauchpumpen abgeführt. Da beim Aushub das Auftreten von Klüften nicht vorhergesagt werden konnte, waren zusätzliche Pumpkapazitäten bereit zu halten. Tatsächlich wurden beim Aushub vereinzelt Klüfte mit deutlicher Wasserführung angetroffen, wie in Bild 7 zu sehen ist. Das Wasser konnte durch zusätzliche Gräben zu den Pumpensümpfen ohne Erhöhung der Pumpkapazitäten abgeleitet werden.



Bild 7: Beim Aushub der Baugrube angeschnittene Kluft

9 Grundwasserentlastung während der Aushubphase

Auf Grund der wasserdichten Baugrubenumschließung musste von einem deutlichen Grundwasserstandsunterschied außer- und innerhalb der Baugrube ausgegangen werden. Ab einer Aushubtiefe von NN + 63 m mussten daher Vorkehrungen gegen hydraulischen Grundbruch getroffen werden. Hierbei wurde angenommen, dass eine geringfügige Verschiebung der Umschließungswand die Bildung einer Fuge bewirken kann, in der sich das hydraulische Potenzial eines äußeren Grundwasserstandes unvermindert in die Tiefe bis zum Wandfuß ausbreiten kann. Diesem Szenario wurde durch Entlastungsbrunnen am Wandfuß begegnet. Die Bemessung erfolgte auf Grundlage eines 3D-Detailmodells [5]. Es wurden möglichst nah an die Baugrubenwand Brunnen mit einem Abstand von ca. 5 m zueinander gebohrt. Diese Entlastungsbrunnen wurden bis auf ca. 10 m unter Baugrubensohle (NN + 46 m) niedergebracht. Das Wasser kann an der Oberkante des Brunnenrohrs ausströmen, sodass sich in der Umgebung der Entlastungsbohrungen eine hydrostatische Druckverteilung zwischen der aktuellen Lage der Baugrubensohle und dem Brunnenfußpunkt einstellt. Ohne diese Entlastungsmaßnahmen würden sich deutlich höhere aufwärts gerichtete hydraulische Gradienten einstellen, was die Voraussetzung für einen hydraulischen Grundbruch darstellt. Bild 8 zeigt wie das Wasser aus den Entlastungsbohrungen mittels eines Vakuumsystems abgeführt wird.



Bild 8: Entlastungsbrunnen zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs im Bereich der Bohrpfehlwand.

10 Auftriebssicherung während der Bauphase

Zur Auftriebssicherung der Schleusensohle darf das Grundwasserpotenzial im unterliegenden Festgestein nur wenig höher als die jeweils aktuelle Oberkante des Betonierabschnitts reichen. Nach Erreichen der Endtiefe der Baugrube wurden senkrecht zur Schleusenachse an der Baugrubensohle ca. 1,5 m tiefe und 0,5 m breite Druckentlastungsgräben angelegt und mit Filterkies aufgefüllt. Diese dauerhaft unterhalb der Bauwerkssohle angeordneten und die anstehenden Felsklüfte entwässernden Gräben werden jeweils über Brunnen entwässert. Die Filter dieser Brunnen reichen ab Baugrubensohle ca. 5 m in den anstehenden Fels und sind im oberen Bereich mit der Filterkiesschüttung des Grabens hydraulisch verbunden. Längsgräben durften explizit nicht ausgeführt werden, um einen hydraulischen Kurzschluss unterhalb des fertigen Bauwerks zwischen Ober- und Unterwasser auszuschließen [6]. Bild 9 zeigt schematisch für einen Ausschnitt der Baugrube das System zur Druckentlastung, bestehend aus Entlastungsgräben, dazwischen liegende Entlastungsbohrungen sowie Entnahmebrunnen in den Gräben.

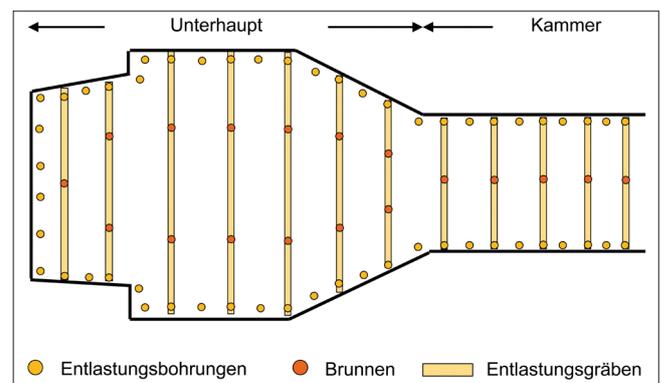


Bild 9: Schematische Darstellung des Systems zur Auftriebssicherung der Baugrube

Die Brunnenrohre des Entlastungssystems wurden wasserdicht durch die betonierte Sohlplatte geführt und sollten ursprünglich jeweils nur bis zur aktuellen Bauwerksoberkante reichen, sodass durch den freien Überlauf stets ein Auftrieb der Betonplatte ausgeschlossen werden konnte. Aus betrieblichen Gründen wurden die Brunnen mit Lanzen bestückt und abgepumpt, sodass der Wasserstand im Brunnenrohr die Lage der Bauwerksoberkante nicht überschreitet, wie in Bild 10 dargestellt.



Bild 10: Entlastungsbrunnen zur Auftriebssicherung der Bauwerkssohle

Nach Erreichen der Auftriebssicherheit wurden die zur Entlastung der Drainagegräben installierten Brunnen fachgerecht verschlossen (Verpressen des Brunnenrohrs).

11 Infiltrationsanlage zur Kontrolle der Grundwasserabsenkung

Da im Verlauf des Aushubs ein Anschneiden eines Kluftsystems eine entscheidende Veränderung der Grundwasserverhältnisse bedeuten konnte, wurde ein baubegleitendes Grundwassermonitoring festgelegt. Für das Grundwassermonitoring stand ein umfangreiches Messstellennetz zur Verfügung (s. Bild 1). Die Daten wurden per Fernabfrage gesammelt und konnten zeitnah im hydrogeologischen Kontext auf Basis des Grundwassermodells analysiert werden. Daraufhin wurden die Modellparameter (im wesentlichen Leakagefaktoren sowie die aktuelle Grundwasserneubildung) so angepasst, dass die gemessenen Förderraten in der Baugrube sowie die Entwicklung der Absenkung abgebildet werden konnten. Im Nachlauf dieser Analyse/Anpassung wurde die künftige Entwicklung hinsichtlich Wasserhaltung und Absenkung erneut berechnet.

Diese Vorgehensweise gestattete es, kritische Absenkungen rechtzeitig zu erkennen und zeitnah Gegenmaßnahmen zu entwickeln. Vorab waren auf Grundlage von Setzungsberechnungen Interventionswasserstände definiert. Als maßgebender Messpunkt wurde ein Standort zwischen der Baugrube und der Ortschaft Bolzum festgelegt, der in zwei verschiedenen Tiefen instrumentiert wurde. In diesem Zusammenhang wurden ge-

eignete Eingriffsmaßnahmen diskutiert, von denen sich eine Reinfiltrationsanlage als die robusteste Variante heraus kristallisierte. Mit Infiltrationsbrunnen sollte ein Teil des Baugrubenwassers in den Untergrund infiltriert werden. Eine Infiltrationsanlage bietet die Möglichkeit auf den zunehmendem Grundwasserzufluss zur Baugrube zu reagieren. Diese Steuerungsmöglichkeit hat allerdings den grundsätzlichen Nachteil, dass Wasser im Kreislauf gefördert werden muss, da das infiltrierte Wasser teilweise wieder zur Baugrube strömt.

Infolge des hydraulischen Anschlusses des Kluftsystems sowie des mit der Aushubtiefe zunehmenden hydraulischen Gradienten verstärkte sich mit der Zeit der Grundwasserzufluss zur Baugrube. Auf Grund der präferentiellen Zuströmung entlang des klüftigen Muschelkalkes wurden im Oktober 2008 im Bereich des Sportplatzes Bolzum, in deutlicher Entfernung zur Baugrube, erste Absenkungen im Festgestein beobachtet. Mit Verzögerung senkte sich auch der Grundwasserspiegel im westlich angrenzenden Quartäraquifer ab. Da die Prognose ergab, dass in Teilbereichen der Ortslage Bolzum die vorab definierten Grenzwasserstände erreicht werden würden, wurde als Gegenmaßnahme eine Infiltrationsanlage gebaut.

Auf Grundlage des Modells und der geologischen Kartierung konnte der Standort der Infiltrationsanlage festgelegt werden. Um das in seiner genauen Lage nicht bekannte Kluftsystem hydraulisch zu fassen, wurden fünf Injektionsbrunnen im Bereich des Baufeldes niedergebracht. Die räumliche Nähe ermöglichte einen einfachen Anschluss der Bauwasserhaltung zur Injektionsanlage. Bild 11 zeigt die Lage der Infiltrationsanlage in unmittelbarem Zuströmungsbereich südwestlich der Baugrube. Die Infiltrationsanlage und die Injektionsbrunnen sind in Bild 12 dargestellt.



Bild 11: Lage der Infiltrationsbrunnen zur Abwehr des Zustroms aus südlichen Bereichen



Bild 12: Anordnung der Infiltrationsanlage im Zustrombereich zur Baugrube

Da die Verfilterung der Injektionsbrunnen die vorhandenen Klüfte hydraulisch erschlossen, war die Reaktion der Infiltration auf die beobachtete Absenkung in der Kontrollmessstelle sehr zeitnah, wie die Reaktionen des Kontrollwasserstands (blaue Linie) im Dezember 2009 in Bild 13, zeigt. Bei der Baugrube war der Anteil der Kreislaufströmung an der Gesamtförderung geringer als 20 %.

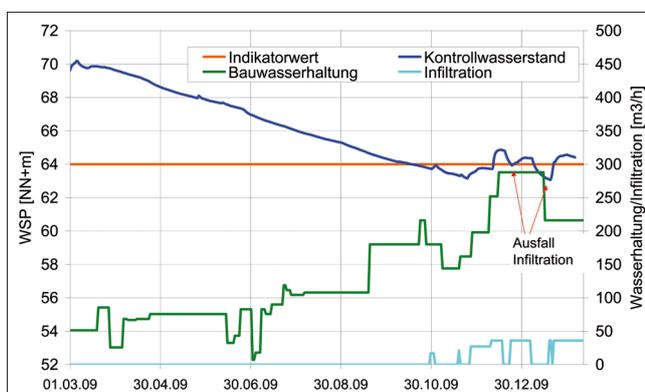


Bild 13: Reaktion des Kontrollwasserstandes (blaue Linie) auf die Infiltration und zeitlicher Verlauf der Bauwasserhaltung und der Infiltration.

12 Schlussfolgerungen

Der Untergrund im Bereich der Baugrube für die neue Schleuse Bolzum wies auf Grund tektonischer Beanspruchungen sowie unterirdischer Lösungsvorgänge eine große räumliche Variabilität hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit auf. Die Wasserhaltung in einem derartig schwierigen Untergrund wurde gemäß den Prinzipien der Beobachtungsmethode konzipiert [1]. Hierzu wurde die wahrscheinlich zu erwartende Grundwasserabsenkung in ihrer räumlichen und zeitlichen Ausbreitung prognostiziert und in ihren Extremzuständen eingegrenzt. Voraussetzung hierfür war ein instationäres Grundwassermodell, mit dem es gelang, trotz erheblicher Vereinfachungen, die maßgebenden Strömungsprozesse abzubilden. Des Weiteren musste ein räumlich enges und zeitnahes Grundwassermonitoringssystem aufgestellt werden. Aus diesen Grundwasser messstellen wurden Kontrollmessstellen identifiziert und für dieser Eingriffswasserstände auf Grundlage von Setzungsberechnungen definiert, bei deren Erreichen vorab geplante Eingriffsmaßnahmen eingeleitet wurden. Hierfür wurde im Zustrombereich zur Baugrube eine Infiltrationsanlage bestehend aus fünf Infiltrationsbrunnen konzipiert.

Alle Elemente dieser Wasserhaltungskonzeption, das Monitoringsystem zusammen mit dem ständig aktualisierten Grundwassermodell und der Infiltrationsanlage waren zwingende Voraussetzungen, um flexibel auf die tatsächlichen Grundwasserzuflüsse reagieren zu können und letztlich eine sichere und wirtschaftliche Bauwasserhaltung in einem Baugrund großer Komplexität zu verwirklichen.

13 Literatur

- [1] Nicholson, D, Tse, C and Penny, C. (1999). The Observational Method in ground engineering – principles and applications. Report 185, CIRIA, London.
- [2] Seitz, O. (1923): Stratigraphie und Tektonik der durch den Bau des Mittellandkanals zwischen Hannover, Peine und Hildesheim aufgeschlossenen Schichten. 28 S., Berlin.
- [3] Meyer-Uhlich, Th., Reutter, E. (2005): Schleuse Bolzum: Hydrogeologisches Gutachten, Nr.: 02640.

- [4] Neubau der Schleuse Bolzum. Planung, Überwachung und Auswertung eines Pumpversuchs (2007). Dr. Eisele Ingenieurgesellschaft für Umwelttechnik und Bauwesen mbH. Gutachten Nr. IUB 05-RB-0218.
- [5] Odenwald, B., Hekel, U.; Thormann, H. (2009): Grundwasserströmung – Grundwasserhaltung. In: Witt, K. J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren. 7., überarbeitete und aktualisierte Auflage, Berlin (Ernst & Sohn)
- [6] Schleuse Bolzum – Baugrund, Grundwasser und Gründungsgutachten – Teil 1 Baugrundgutachten und Teil 2 Grundwassergutachten, (2003). BAW-Nr. 202050100, Karlsruhe.

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 Burghart Türk	Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanlagen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren
	Zweck Canisius Liebs Schleiermacher	Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung der Schifffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung bei Passau
	Boos	Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbaulichen Modellversuchen
	Zweck	Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung von Schwingungen im Kanal Spülvermögen bei Verschlämzung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee	Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung

5/55	Zweck/Davidenkoff	Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand	Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Bühnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhöfen und Staustufen
	Zweck/Davidenkoff Poggensee	Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche
	Schleiermacher	Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in Wasserläufen
	Niebuhr	Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet
	Davidenkoff	Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube
	Liebs Jambor	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	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II) Versuch einer morphologischen Begründung von Rauigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles
	Yalin	Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhöfen 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	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE
	Felkel Steinfeld	Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel	Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schwebstoffablagerungen in Flußhäfen
	Davidenkoff	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 Davidenkoff	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 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 Probebelastungen 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 Zuflußmenge 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 umpundete Baugrube in offenen Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen 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 Wasserwellen auf senkrechte Wände

24/66	Zweck	Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungsmöglichkeiten
	Davidenkoff/Franke	Räumliche Sickerströmung in eine umspundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte nicht brechender Wellen auf senkrechte Pfähle und Wände
	Davidenkoff	Dimensionierung von Brunnenfiltern
	Franke	Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen
	Schulz/Ruck	Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden
	Lambert	Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte auf senkrechte Pfähle und Wände
	Samu	Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee
	Ruck	Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke	Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse
	Felkel	Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz	Kolksickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel
	Dietz	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 Talauflage ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
	Jurisch	Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen
	Sindern/Rohde	Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
	Harten	Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell
	Dietz	Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/Vollmers Dorer 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
	Dietz	Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr	Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer rechteckigen Glasrinne
	Ache	Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper einer Leuchtbake
	Franke/Ache	Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper
	Franke/Garbrecht/ Kiekbusch	Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Porenwasserdruckgebern 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 oberflächenmarkierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperwerk 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 Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen 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 Grundswellen und Schifffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
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 Stützwand 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 Franke/Garbrecht Franke/Schuppener Hauß Kiekbusch Ruck Sagawe Schulz	<p>Querbelastete Verankerungen</p> <p>Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel-Methode -Ergebnisse</p> <p>Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk</p> <p>Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik</p> <p>Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch</p> <p>Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform</p> <p>Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven</p> <p>Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge</p>
42/77	Hein Knieß Hein	<p>Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer</p> <p>Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen</p> <p>Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern</p>
43/78	Dietz Knieß	<p>Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg</p> <p>Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen</p>
44/79	Pulina Jurisch	<p>Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen</p> <p>Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle</p>
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	<p>Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment</p> <p>Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren</p>
46/80	Garbrecht Liebig Franke Armbruster	<p>Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele -</p> <p>Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen</p> <p>Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen</p> <p>Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl - Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand</p>
47/80	Felkel	<p>Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins</p>
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	<p>Das Tideregime der Elbe – Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle</p> <p>Zwängungskräfte infolge Sohlreibung</p>
49/81	Pulina/Voigt	<p>Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen</p>
50/81	Schulz Gehrig Knieß	<p>Zur Festigkeit überverdichteter Tone</p> <p>Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges</p> <p>Schütten von Steinen unter Wasser</p>

50/81	Wulzinger	Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
51/82	Pulina/Voigt Kemnitz Hein/Klein	Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emders Hafengewässer
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 Abromeit Knieß/Köhler Kellner/Annuß/ Kretschmer	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 Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasserstraßen in der BRD Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit Kurzberichte über Arbeiten des Referats „Meßtechnik“
56/85	Schulz Schuppener Köhler	Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen – Stabilität loser Steinschüttungen
57/85	Armbruster Pulina/Voigt	Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
58/86	Dorer Schulz Hallauer Eißfeldt Reiner/Schuppener Knieß	Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen Vergußstoffe für Uferdeckwerke Standortsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern
59/86	Samu Armbruster/Venetis Müller/Renz	Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emders Fahrwasser und Emders Hafen Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen

64/88	Lankenau	Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
	Reinhardt	Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
	Kolb	Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von Wasserstraßen
	Larsen	Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis
	Kennedy	Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges Project, Yangtse river, China
65/89	Schröder	Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen
	Flach	Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes
	Litzner	Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen
	Hallauer	Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten
	Bayer	Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken
	Lamprecht	Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike
	Rasmus	Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)
	Roehle	Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung von Stahlwasserbauverschlüssen
	Wagner	Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung und Folgerungen
66/89	Mührling	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
	Bartnik	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion 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
	Lastrup	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	Überblick 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

- 73/95 Heibaum** Sanierung der Kolke am Eidersperwerk - Geotechnische Stabilität von Deckwerk und Untergrund
- 74/96 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe“ am 9. März 1995**
- Faist** Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strombaumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe
- Glazik** Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb von Mühlberg
- Faulhaber Schmidt** Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe
Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststofftransport in der Erosionsstrecke
- Alexy** Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabtragung und zum Einbau von Grundswellen in der Elbe bei Torgau
- Fuehrer Schoßig** Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau
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 Berechnungsansätze
- 76/97 Vorträge zum BAW-Kolloquium zur Verabschiedung von LBDir a. D. Prof. Dr.-Ing. Schulz und zur Amtseinführung von LBDir Dr.-Ing. B. Schuppener am 18. Oktober 1996**
- Krause Schwieger** Ansprache anlässlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz
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. Fuehrer** Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer
Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schifffahrt
- 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 gemeinsamen Kolloquium von BAW und BfG „Eisbildung und Eisauflauf auf Binnenwasserstraßen“ am 26. Mai 1998**
- Heinz Barjenbruch** Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis
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 Eisauflauf 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 Eisabfuhr an Brücken
- 80/99** **Vorträge zum BAW-Kolloquium „Donauausbau Straubing-Vilshofen / vertiefte Untersuchungen“ am 14. Oktober 1999**
- 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-Modellverfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorphologische Änderungen
- Söhngen** Fahrdynamische Modelluntersuchungen
Roßbach/Kaupfert Physikalischer Modellversuch Isarmündung
- 81/00** **Dienststelle Ilmenau**
- Beuke** Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieurwesen und Informatik
- Siebels** Wie kam es zum Standort Ilmenau
KSP Engel und Zimmermann Architekten Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
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 Baugrunderdynamik (BD)
Palloks Bericht über das BAW - Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“ in der Außenstelle Berlin am 29. September 1999

82/00	<p>Oebius</p> <p>Zöllner</p> <p>Rieck/Abdel-Maksoud/ Hellwig</p> <p>Fuehrer/Pagel</p> <p>Willamowski</p> <p>Söhngen/Heer</p> <p>Abromeit</p> <p>Alexy</p> <p>Faulhaber</p> <p>Hentschel/Kauther</p> <p>Gladkow/Söhngen</p> <p>Glazik</p>	<p>Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen</p> <p>Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung</p> <p>Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt</p> <p>Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN</p> <p>Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale</p> <p>Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven</p> <p>Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode</p> <p>Ermittlung der Kolk-tiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe</p> <p>Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren</p> <p>Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen</p> <p>Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen</p> <p>Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam</p>	
83/01	<p>Aster</p> <p>Hermening</p> <p>Kunz/Bödefeld</p> <p>Westendarp</p> <p>Strobl/Wildner</p> <p>Meinhold</p> <p>Binder</p> <p>Beuke</p>	<p>Vorträge zum BAW-Kolloquium „Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?“, Abschiedskolloquium für Herrn LBDir R. Wagner am 22. März 2001</p> <p>Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?</p> <p>Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der Instandhaltung der Anlagen</p> <p>Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement</p> <p>Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen</p> <p>Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton</p> <p>Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten</p> <p>Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten</p> <p>Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf</p>	
84/02	<p>Butow</p> <p>Armbruster</p> <p>Kljujew</p> <p>Ogarjow/Koblew</p> <p>Radionow</p>	<p>10 Jahre deutsch-russische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, Vorträge aus Symposien 9. September 2001 in Sankt Petersburg und 11. Dezember 2001 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache)</p> <p>Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau</p> <p>Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik</p> <p>Deformationen der Schleusen-kammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße</p> <p>Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße</p> <p>Rekonstruktion des Moskau-Kanals</p>	

- 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 Hafenschleuse Magdeburg
Lausen Numerische 3D-Simulation der Moselstaustufe Lehmen
Odenwald Prüfung und Beurteilung der Baugrubenabdichtung für den Schleusenneubau Uelzen II im Elbe-Seitenkanal
Paul Donauausbau Straubing - Vilshofen
Stenglein Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein
- 85/02**
- Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen**
Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
Kolke an Gründungen / Scour of Foundations - Workshop 5 der XV. Internationalen Tagung über Bodenmechanik 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 Kolkenschutz / 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 Kolloquium 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 Entwicklung 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: Wasserbau 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
Liebethuth/Eißfeldt Untersuchungen zur Nautischen Sohle
Uliczka/Kondziella Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter Flachwasserbedingungen

86/03	Bielke/Siebeneicher Heyer Lang Weilbeer Malcherek Vierfuss	Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen in Ästuaren Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell: Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung Seegangmodellierung in der BAW
87/04	Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen	
88/05	Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways (Englische Fassung des Mitteilungsblatts Nr. 87/2004)	
89/06	Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm	
	Kunz Westendarp Allers/Maier/Fleischer Bödefeld Becker Lünsmann/Linse; Bödefeld Westendarp Literatur	Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke Expositionsklassen von Wasserbauwerken Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe Bemessungsbeispiel für einen Durchlass (Stever-Durchlass) nach neuem Regelwerk Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg Hinweise zu Beton und Betonausführung bei Wasserbauwerken
90/07	Wasserbauliches Versuchswesen	
	Grimm/Kemnitz/ Seiter/Sengstock/Voigt Hentschel Faulhaber Maas/Mulsow/Putze Weitbrecht/Muste/ Creutin/Jirka Henning/Sahrhage/ Hentschel Hentschel Ettmer Wenka/Köhler Söhngen/Dettmann/ Neuner	Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmessungen 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse Physikalische Modellierung von Kolkprozessen Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum einer Kiessohle Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen
91/07	Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen	
	Gebhardt Gabrys	Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren

