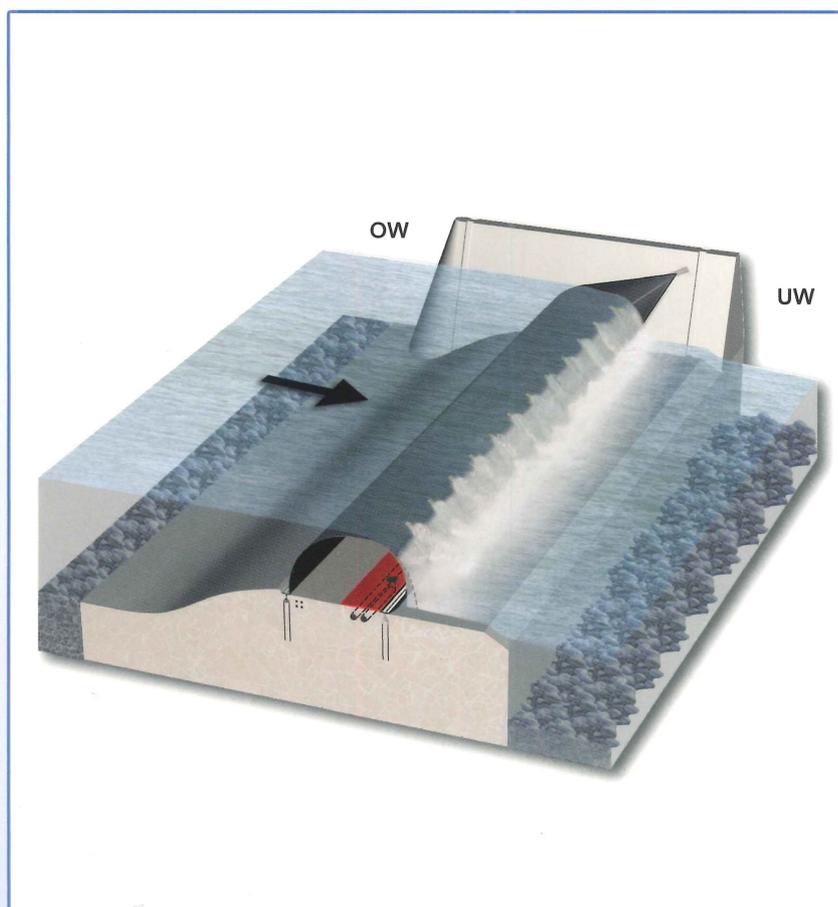




MITTEILUNGEN



Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 91

Karlsruhe • Dezember • 2007

ISSN 0572-5801

Mitteilungsblatt

der
Bundesanstalt für Wasserbau
Nr. 91

Einsatz von Schlauchwehren
an Bundeswasserstraßen

Karlsruhe • Dezember • 2007

ISSN 0572-5801

Herausgeber (im Eigenverlag):

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-0
Telefax: 0721 9726-4540
E-Mail: info.karlsruhe@baw.de
Internet: <http://www.baw.de>

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

© BAW 2007

Titelbild: Systemskizze eines zweireihig verankerten, wassergefüllten Schlauchwehres in Anlehnung an das Allerwehr Marklendorf

Inhalt	Seite
GEBHARDT, M. Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen	9
GABRYS, M. Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren	23
MAISNER, M. Werkstoffe für Schlauchmembrane	31
GEBHARDT, M.; KEMNITZ, B. Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren	47
MEINE, G. Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf; Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen	57
REUTER, R. Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines Schlauchwehres	63
KAMUF, I. Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus	77
GEBHARDT, M.; STAMM, J. Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen	87
POLIGOT-PITSCH, S.; MOREIRA, S. The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates	93
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter	99

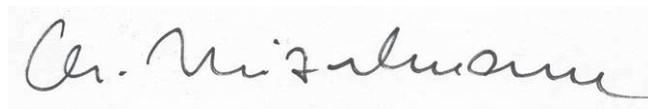
Vorwort

Der Baubestand der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) umfasst gegenwärtig etwa 280 Wehranlagen, von denen mehr als die Hälfte älter als 50 Jahre sind. Es handelt sich um unterschiedlichste Wehrkonstruktionen, deren Wahl auf Basis der örtlichen Randbedingungen und unter Berücksichtigung des jeweiligen technischen Entwicklungsstandes getroffen wurde. Bei vielen Anlagen steht in den nächsten Jahren ein hoher Erneuerungsbedarf an. Mit Blick auf den damit verbundenen Investitionsmittelbedarf sind nun innovative und ökonomische Lösungen gefordert. Dies eröffnet dem Schlauchwehr als standardisierungsfähiges System, mit zahlreichen betrieblichen und unterhaltungstechnischen Vorteilen, erstmalig die Chance, auch an Bundeswasserstraßen eingesetzt zu werden.

Schlauchwehre werden zwar weltweit zur Stauregelung von Flüssen eingesetzt, jedoch mit unterschiedlicher Akzeptanz: In Japan gibt es zahlreiche Anlagen, in Europa nur sehr wenige. Hierzulande stößt die Verwendung von gewebeverstärkten Elastomer-Bahnen als Konstruktionsmaterial für einen Wehrverschluss verbreitet auf Skepsis, was einerseits auf Wissenslücken und andererseits auf die in der Vergangenheit aufgetretenen Schadensfälle zurückzuführen ist.

Seit Mitte 2001 begleiteten die Abteilungen Wasserbau im Binnenbereich und Bautechnik der BAW im Rahmen eines Forschungs- und Entwicklungsprojektes (FuE) zwei konkrete Planungen in der WSV, bei denen im Rahmen einer Grundinstandsetzung Schlauchwehre eingesetzt werden sollten. Dieses FuE-Projekt ist ein typisches Beispiel für Ressortforschung in der BAW: Die enge Verzahnung zwischen angewandter Forschung einerseits und praktischer Anwendung andererseits ermöglicht die gezielte wissenschaftliche Vertiefung einzelner praktischer Fragestellungen und gewährleistet darüber hinaus die schnelle Nutzung neuer Erkenntnisse.

Mit dem vorliegenden Mitteilungsblatt sollen die WSV und andere Interessierte über die Ergebnisse des FuE-Projektes als Antwort auf zahlreiche praktische Fragen im Zusammenhang mit der Schlauchwehr-Technologie informiert werden: die Vor- und Nachteile von Luft oder Wasser als Füllmedium, die hydraulische und statische Bemessung, die weltweit erstmalig aufgestellten Empfehlungen für Werkstoffanforderungen an die Membran, die Schwingungsempfindlichkeit, die Analyse bisheriger Schadensfälle und die Frage nach den Auswirkungen durch Vandalismus. Die Beiträge über bereits realisierte Anlagen an deutschen und französischen Wasserstraßen runden dieses Mitteilungsblatt ab.



Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
Direktor und Professor
der Bundesanstalt für Wasserbau

Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen

DR.-ING. MICHAEL GEBHARDT, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Anlass und Motivation für das Forschungs- und Entwicklungsvorhaben

Die Staustufe Markendorf an der Aller musste altersbedingt grundinstand gesetzt bzw. erneuert werden. Das zuständige Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Verden entschied sich nach Voruntersuchungen für einen Neubau im Unterwasser der bestehenden Anlage und wählte ein zweifeldriges Schlauchwehr. Mit der Inbetriebnahme der neuen Wehranlage werden an einer Bundeswasserstraße zum ersten Mal elastische Wehrverschlüsse zur Abfluss- und Stauzielregelung eingesetzt. Parallel zu diesem Projekt erfolgt der Ersatzneubau für das Wehr Bahnitz an der Unteren Havel: Das wassergefüllte Schlauchwehr ist Bestandteil des Projekts 17, eines der „Verkehrsprojekte Deutsche Einheit“, welches den Ausbau der bestehenden Wasserstraßenverbindung Hannover-Magdeburg-Berlin zu einer leistungsfähigen europäischen Verbindung der Wasserstraßenklasse Vb vorsieht.

Zu Beginn der Planungen für die beiden Schlauchwehre lagen in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) keine Kenntnisse oder Erfahrungen über diesen Verschlusstyp vor. Auch über eine Literaturrecherche konnten nicht in ausreichendem Maße Angaben über Hydraulik, Schwingungsanfälligkeit, Materialbeschaffenheit, Dauerhaftigkeit und Frostgefährdung von Schlauchwehren gewonnen werden. Hinweise und Empfehlungen zur Planung beschränkten sich zumeist auf die Angaben der Hersteller. Aus diesem Grund wurden in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) seit Sommer 2001 sehr umfangreiche Grundsatzzuntersuchungen über den für die WSV neuen Verschlusstyp durchgeführt. Ziel des interdisziplinären Forschungs- und Entwicklungsvorhabens (FuE) der Abteilungen Wasserbau und Bautechnik zum „Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen“ war es, Vor- und Nachteile sowie Anwendungsgrenzen für wasser- und luftgefüllte Schlauchwehre aufzuzeigen. Darüber hinaus sollten die Grundlagen für Planung, Bemessung und Ausführung von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen formuliert, sowie Konstruktionshinweise und Materialanforderungen erarbeitet werden, um den WSV-Dienststellen in Zukunft die Prüfung der Anwendung von Schlauchwehren bei Wehersatz- oder -neubauten zu ermöglichen.

2 Wehranlagen an Bundeswasserstraßen

2.1 Investitions- und Unterhaltungsumfang

Zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs auf den Bundeswasserstraßen ist eine Vielzahl von Wasserbauwerken notwendig, die durch die Dienststellen der WSV errichtet, betrieben und unterhalten werden. Hierzu zählen neben Schleusen, Schiffshebewerken, Brücken, Sicherheitstoren und Pumpwerken auch etwa 280 Wehranlagen und acht Sperrwerke [Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, www.wsv.de]. Wasserbauwerke sind langlebige Wirtschaftsgüter und stellen einen Anteil von rund einem Drittel am Anlagevermögen des Verkehrswasserbaus in Deutschland dar (die Binnenwasserstraßen wiesen für 2003 ein Bruttoanlagevermögen von 39,8 Mrd. € aus [1]). Rund die Hälfte aller Schleusen- und Wehranlagen sind dabei älter als 60 Jahre, wie die Altersstruktur der Anlagen in Bild 1 deutlich macht. Für die nächsten Jahrzehnte ist daher ein großer Investitionsbedarf zu erwarten, wie zum Beispiel an der Bundeswasserstraße Neckar:

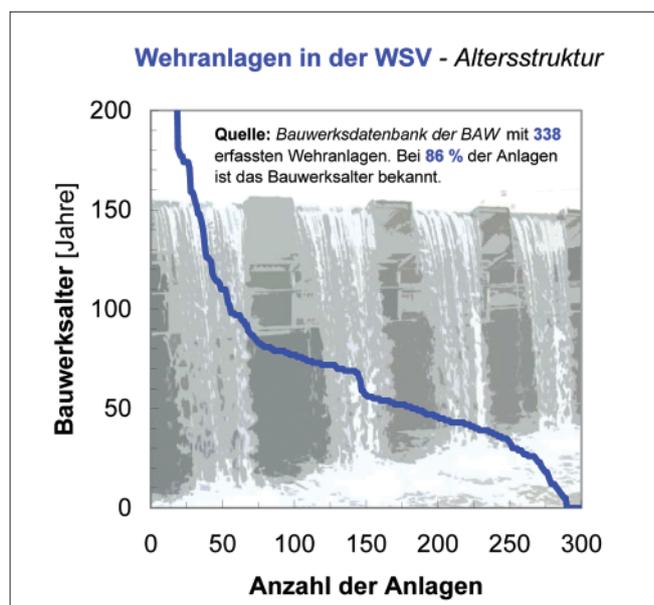


Bild 1: Altersstruktur der Wehranlagen an Bundeswasserstraßen

Hier bestehen seit den 60er Jahren Investitionsprogramme, mit denen gewährleistet werden soll, dass die heute bis zu 80 Jahre alten Anlagen auch weiterhin sicher betrieben werden können. Ein Schwerpunkt bei diesen Investitionsmaßnahmen ist die systematische Instandsetzung und Erneuerung des Stahlwasserbaus der Wehre. Der Unterhaltungsumfang wird deutlich an den 12 Wehranlagen des WSA Heidelberg, die Mitte der 20er Jahre erbaut wurden und zusammen 40 Wehrfelder mit Wehrverschlüssen besitzen. Da jeder Verschluss in der Regel in einem Intervall von 15 bis 20 Jahren einer Instandsetzung unterzogen werden muss, werden pro Jahr vier bis sechs Wehrverschlüsse instand gesetzt, was einem jährlichen Investitionsvolumen von rund 2,5 Mio. € entspricht. Eine Wehrverschluss-Instandsetzung dauert dabei mit allen Arbeiten in der Regel von April bis November [Wasserstraße – Unterhaltung – Instandsetzung der Wehre, WSA Heidelberg, www.wsa-heidelberg.wsv.de].

2.2 Verschlussstypen und Abmessungen der beweglichen Wehre

Als Verschlussysteme an den staugeregelten Bundeswasserstraßen werden am häufigsten Schütze eingesetzt. Unter diesem Oberbegriff werden hier alle Wehrverschlüsse wie Gleit-, Roll- oder Hakendoppelschütze zusammengefasst, die seitlich gelagert und in Nischen geführt werden (s. Bild 2). Die Wehrfeldbreiten reichen bis 66,80 m und die Fallhöhen bis zu 14,50 m. Statistisch betrachtet weist das durchschnittliche Wehrfeld eine mittlere Wehrfeldbreite von 19,60 m und eine mittlere Fallhöhe von 4,10 m auf. Im Hinblick auf die Fallhöhen und vor dem Hintergrund bereits realisierter Anlagen (s. Abschnitt 3), zeigt diese Auswertung ein sehr hohes Einsatzpotenzial von Schlauchwehren als neuer Verschlussstyp in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung.

3 Schlauchwehre als Wehrverschlüsse

3.1 Geschichtlicher Rückblick und Anfänge der Schlauchwehrtechnologie

Bereits Mitte der 50er Jahre entwickelte der Amerikaner Norman Imbertson gemeinsam mit der Firestone Tire and Rubber Company unter der Bezeichnung Fabridam einen elastischen, auffüllbaren Verschlussstyp aus einer gewebeverstärkten Gummimembran. Als leitender Ingenieur des Los Angeles Department of Water and Power nahm er schließlich am Los Angeles River ein wassergefülltes 1,83 m hohes und 40,0 m breites Schlauchwehr in Betrieb. Die Wasserstandsregulierung erfolgte schon damals automatisch [2]. Der japanische Hersteller Sumitomo Electric Industries Incorporated erwarb 1968 die Schlauchwehrtechnologie von Firestone und installierte 1977 das erste Schlauchwehr zu Bewässerungszwecken in Taiwan [3]. Nachdem die ersten Schlauchwehre fast ausschließlich mit Wasser-

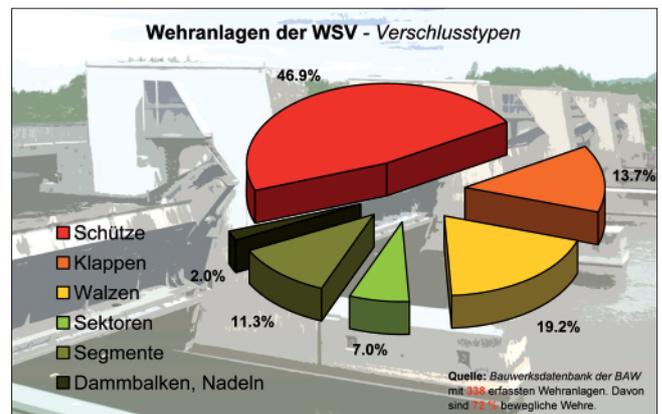
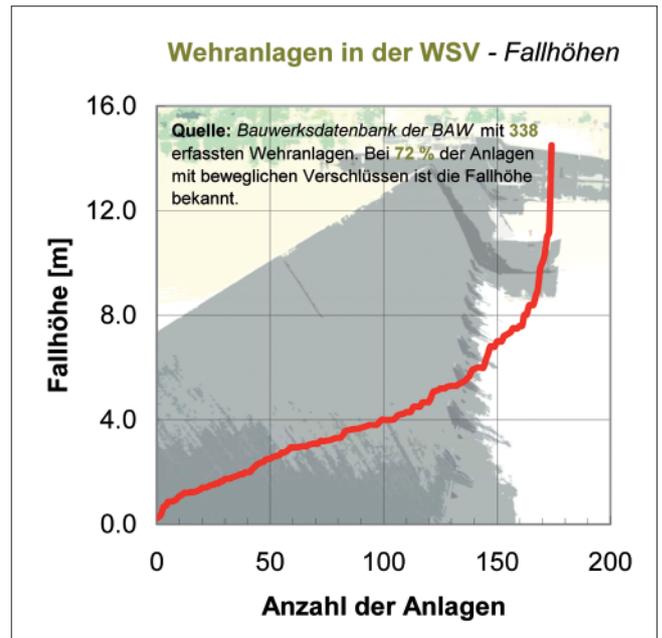


Bild 2: Fallhöhen und Verschlussstypen der Wehranlagen an Bundeswasserstraßen

füllung betrieben wurden, stellte Bridgestone Corporation 1978 in Japan und vier Jahre später auf dem internationalen Markt die ersten luftgefüllten Schlauchwehre vor.

3.2 Stand der Technik

Schlauchwehre sind elastische Wehrverschlüsse, bei denen eine Gummimembran so auf dem massiven Wehrkörper befestigt wird, dass ein Staukörper mit dichtem Innenraum entsteht. Die Gummimembran besteht im Allgemeinen aus einer Elastomerbahn mit einer oder mehreren Gewebeeinlagen aus Polyester oder Polyamid, die als Festigkeitsträger dienen. In der Vergangenheit wurden Verschnitte aus Natur- und Synthetikkautschuk (NR und SBR), Chloroprenkautschuk (CR) oder Ethylen-Propylen-Dien-Polymere (EPDM) verwendet.

Charakteristisch für Schlauchwehre ist die ebene Lastabtragung über die Membran und die Befestigungskonstruktion in den massiven Wehrkörper. Da-

durch werden große Wehrfeldbreiten, eine einfache Ausführung des massiven Wehrkörpers, der Wehrpfeiler und der Wehrwangen sowie ein geringer Aufwand für Einbauten und Verwahrungen möglich. Die elastischen Verschlüsse sind in hohem Maße dicht und wenig empfindlich gegenüber Erschütterungen.

Die Gummimembran wird mit Klemmschienen auf der Wehrschwelle und an den Wehrpfeilern befestigt, wobei man zwischen der ein- oder zweireihigen Verankerung unterscheidet, die neben den hydraulischen Randbedingungen und dem Füllmedium auch vom Konstruktionsprinzip der Hersteller abhängt. Das häufigste Prinzip ist die zweireihige Verankerung, bei der die Schlauchmembran auf der Ober- und der Unterwasserseite am Wehrkörper fixiert wird. Bei der Montage wird die Schlauchmembran zunächst an der unterstromigen Seite angeklemt, wobei die Befestigungsschiene im Endzustand innerhalb oder außerhalb des Schlauchkörpers angeordnet sein kann. Anschließend wird die Membran umgeschlagen und auf der oberstromigen Seite fixiert (s. Bild 3). Bei der einreihigen Verankerung hingegen werden beide Enden mit einer Befestigungsschiene auf der Oberwasserseite an den Wehrkörper geklemmt. Für dieses Prinzip wird zwar bei gleicher Schlauchhöhe gegenüber der zweireihigen Verankerung mehr Material benötigt, dafür entfällt aber die zweite Befestigungsschiene. Der Hersteller Bridgestone hat sich für die einreihige Verankerung ein Prinzip patentieren lassen, bei dem die Schlauchmembran aus zwei Teilen besteht, die bereits werksseitig an der unterstromigen Seite durch Heißvulkanisation miteinander verbunden werden. Durch diese Verbindungsfläche entsteht im aufgestellten Zustand ein Deflektor, der zur Stabilisierung des meist mit Luftfüllung eingesetzten Schlauchkörpers im überströmten Zustand dient. Im abgelegten Zustand liegt die Schlauchmembran vollkommen eben auf dem Ablagetisch, ohne dass sich eine Falte am unterstromigen Ende bildet. Der Platzbedarf bei der Montage ist geringer als bei der zweireihigen Montage, weil die Membran auf einer Rol-

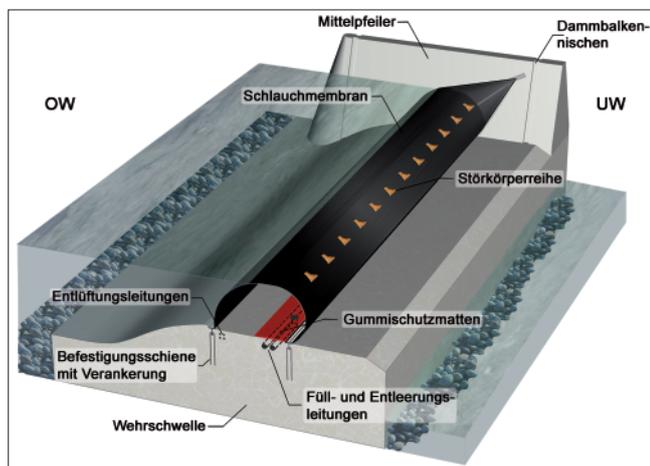


Bild 3: Systemskizze für eine zweireihige Verankerung wie beim Allerwehr Marklendorf

le angeliefert und in ihre endgültigen Lage abgewickelt werden kann.

Bei wassergefüllten Schlauchwehren erfolgt die Entnahme des Füllmediums in der Regel im Oberwasser der Stauanlage. Vom Steuerschacht gelangt das Wasser über eine oder mehrere Zulaufleitungen über Einlauföffnungen im Ablagetisch in den Schlauchkörper. Der Steuerschacht kann dabei aus mehreren Kammern bestehen, wie beispielsweise in Bild 4 dargestellt: Hier dient die erste Kammer als Pumpenschacht, in der sich auch Schwebstoffe und Sedimente ablagern können. Von dort aus wird das Wasser in den Füllschacht gefördert, dessen Wasserstand die Druckhöhe und damit die Durchflussmenge in den Zulaufleitungen bestimmt. Die Rücklaufleitungen münden in den Regulierschacht, in dem eine Überfallwand den maximalen Innendruck im Schlauch begrenzt. Für die Entleerung kann der Wasserstand im Regulierschacht und damit der Schlauchinnendruck über einen Schieber abgesenkt werden.

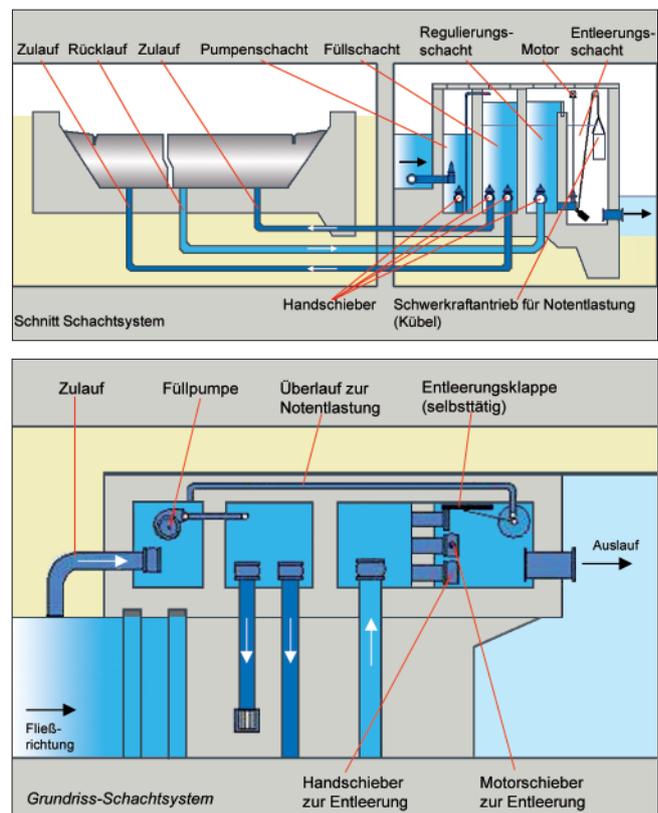


Bild 4: Prinzipskizze für einen mehrteiligen Steuerschacht nach Hydroconstruct

Ein zweites Steuerungsprinzip wurde bei den beiden Schlauchwehren an der Aller und an der Unteren-Havel-Wasserstraße (UHW) angewendet: Anstatt mehrerer Kammern befindet sich im Steuerschacht ein Behälter, in den das Wasser aus dem Pumpenschacht gefördert wird. Die Höhenlage des Behälters und der Wasserstand geben den Schlauchinnendruck vor. Bei einem Absenken des Behälters läuft das Wasser über den Behälterrand und der Schlauch entleert sich (siehe Beitrag Meine „Bundeswasserstraße Aller – Schlauch-

wehrverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf“ in diesem Heft). Bei den meisten Anlagen liegt die Druckhöhe im Schlauchinneren zwischen 20 % und 60 % über dem Oberwasserstand (Innendruckkoeffizient $\alpha_0 = 1,20$ bis $1,60$).

Bei extrem tiefen Temperaturen kann vorbeugend eine Umwälzung mit vorgewärmten Wasser, z. B. durch eine Beheizung des Füllschachts oder durch eine Entnahme von Grundwasser, das Füllmedium vor dem Einfrieren schützen. (Bei den beschriebenen Möglichkeiten handelt sich aber um Vorsichtsmaßnahmen, da nach eigenen Recherchen keine Fälle bekannt sind, bei denen ein wassergefülltes Schlauchwehr vereist ist und damit nicht mehr bewegt werden konnte.) Ein weiterer Aspekt, der bei der Planung zu berücksichtigen ist, ist der, dass bei hohen Unterwasserständen das vorhandene Druckgefälle nicht ausreicht, um den Schlauch vollständig oder in einer angemessenen Zeit zu entleeren. In diesen Fällen kann eine Pumpe unterstützend zur Entleerung eingesetzt werden, sodass sich die Schlauchmembran vollständig ablegen kann. Entlüftungsventile an den Wehrwangen stellen dabei sicher, dass evtl. vorhandene Luft beim Ablegen entweichen kann.

Bei Luftfüllung sind die baulichen Aufwendungen etwas geringer: Der Steuerschacht entfällt hier, stattdessen erfolgt die Befüllung mit Hilfe eines Luftverdichters (Kompressor). Vom Luftverdichter führt eine Pendelleitung durch den Wehrkörper und mündet in mehreren Einlauföffnungen im Ablagetisch. Die Pendelleitung dient zum Befüllen und Entleeren des Schlauchs. Sie schließt außerdem an einen Kondensatschacht an, der das Sicker- oder Kondenswasser sammelt. Häufig verlaufen im Schlauchinneren in Querrichtung zusätzliche Entlüftungsleitungen (engl. spacer), die zu seitlichen Öffnungen in den Wehrwangen bzw. Wehrpfeilern führen. Sie stellen sicher, dass bei der Entleerung kein Restvolumen im Schlauch verbleibt. Alternativ dazu werden in Umfangsrichtung verlaufende profilierte Matten (engl. drain pads) verwendet, die die Luft zu den Einlauföffnungen führen, sodass der Schlauchkörper sich vollständig entleeren kann. Der Betriebsdruck ist im Vergleich zu wassergefüllten Schlauchwehren etwas niedriger und entspricht meistens der Druckhöhe im Oberwasser (Innendruckkoeffizient $\alpha_0 = 1,00$). Die Schlauchform ist eher kreisförmig, was zu einem geringeren Schlauchumfang und einer geringeren Ablagelänge der Membran führt. Durch den 30 % bis 40 % geringeren Materialverbrauch und den kürzeren Ablagetisch ergeben sich etwas geringere Kosten für das luftgefüllte Schlauchwehr. Außerdem sind die Stellzeiten durch das geringere Volumen und die höheren Förderleistungen kürzer als bei wassergefüllten Schlauchwehren [4].

3.3 Erfahrungen mit der Schlauchwehrtechnologie in Deutschland

Erste Erfahrungen mit der Schlauchwehrtechnologie wurden Anfang der 70er Jahre an der Zwickauer Mulde in der Nähe von Chemnitz gemacht. Ein 0,85 m hohes und 46,0 m breites Schlauchwehr auf einer festen Wehrschwelle war das erste Anwendungsbeispiel in der damaligen DDR. Die Konstruktion bestand aus mehreren aneinandergereihten 8,0 m langen Schlauchkörpern, die selbst aus zwei vorgeformten halbkugelförmigen Böden und dem zylindrischen Mantelteil hergestellt wurden. Als Material für die Schlauchmembran wurde ein beidseitig mit Chloropren-Kautschuk (CR) beschichtetes Polyamidgewebe verwendet. Die Schlauchkörper waren über ein „Haltetuch“ am festen Wehrkörper befestigt und konnten über angeschlossene Leitungen mit Luft befüllt werden. Zusätzliche „Schutz- und Wehrwagentücher“ sollten Beschädigungen durch Eis oder Treibgut verhindern [5].

Eine ähnliche Lösung hatte das 1975 gebaute Schlauchwehr in Hollerich an der Lahn, allerdings wurde hier als Füllmedium Wasser verwendet und im Gegensatz zur Konstruktion am Muldewehr Penig waren die 4–5 mm dicken Schlauchmembrane der niederländischen Fa. Nederhorst B.V. zur Sohle hin offen. Die beiden 17,60 m langen und 2,05 m hohen Schlauchkörper waren als Revisionsverschluss für eine Versenkwalze vorgesehen, die sich in einem sehr schlechten Zustand befand. Sie sollten im Falle eines Wehrschadens den Stau wieder aufrichten. Nach wenigen Jahren, in denen die Schlauchkörper lediglich zu Inspektionszwecken befüllt wurden, war der rechte Schlauch so stark beschädigt, dass er wieder demontiert wurde.

Bis heute wurden in Deutschland annähernd 70 Schlauchwehre installiert, von denen rund zwei Drittel mit Wasser und ein Drittel mit Luft betrieben werden. Eine Übersicht der bestehenden Anlagen in Bild 5 zeigt neben den beiden im Bau befindlichen Wehren in Marklendorf und Bahnitz ausschließlich Schlauchwehre an nicht schiffbaren Gewässern. Darunter befinden sich aber auch Anlagen an Lech, Neckar, Wertach oder Regnitz, die im Hinblick auf ihre Wasserführung durchaus zu den größeren Flüssen in Deutschland zu rechnen sind. In Eschwege gibt es bereits ein Schlauchwehr an der Bundeswasserstraße Werra, allerdings nicht im Hauptschluss und nicht in einem Abschnitt, der dem allgemeinen, motorbetriebenen Verkehr dient. Die größten Anlagen in Bezug auf die Schlauchhöhe befinden sich gegenwärtig in Türkheim an der Wertach bei Kaufbeuren und in Kiebingen am Neckar bei Tübingen mit Schlauchhöhen von 3,70 m und 3,30 m. Die Anlage mit der größten Wehrbreite wurde im Herbst 2001 in Lechbruck am Lech in der Nähe von Füssen im Allgäu in Betrieb genommen. In Tabelle 1 finden sich weitere Angaben zur Nutzung und zu den Abmessungen.

Nr	Ort	Bundesland	Gewässer	Nutzung	Typ	Jahr	Kenndaten		
							<i>n</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
1	Ainring	Bayern	Saalach	E	W		2	26,00	0,84
2	Arnsberg	NRW	Kläranlage	A	W		1	15,00	0,75
3	Augsburg	Bayern	Wertach	E	L		2	20,00	2,24
4	Augsburg	Bayern	Lech				1		
5	Chemnitz	Sachsen	Klaffenbach	WR	L		1	8,50	0,60
6	Connewitz	Sachsen	Weißer Elster	WR	L		1	32,00	1,40
7	Connewitz	Sachsen	Pleiße				2	4,50	
8	Dessau	Sachsen-Anhalt	Saale	E	L	1993	1	34,80	0,80
9	Ebenhofen	Bayern	Wertach	E	L	1953	1	25,00	2,90
10	Erlangen	Bayern	Regnitz	E	W	1981	1	22,40	1,20
11	Erl. -Baiersdorf	Bayern	Regnitz	E	W	1994	2	27,00	1,85
12	Eschwege	Hessen	Werra	E	W		2	21,00	1,20
13	Forst (Lausitz)	Brandenburg	Gewerbekanal	KW	W		1	10,00	1,20
14	Gorsdorf, HPP	Sachsen-Anhalt			L			22,43	0,80
15	Grainet	Bayern	Saußbach	E	L		1	11,00	1,30
16	Gronau	NRW	Dinkel	WR	L		2	6,00/8,00	1,40
17	Günzburg	Bayern	Günz					22,00	2,20
18	Günzburg	Bayern	Günz				1	6,60	
19	Hagen	NRW	Lenne	E	W	1984	2	20,90	1,20
20	Haltern	NRW	Stewer	WV	W		1	20,00	1,20
21	Hannover	Niedersachsen		A	L		1	1,40	1,30
22	Hegge	Bayern	Iller	E	L	2000	2	18,00	1,05
23	Ingolstadt	Bayern	Gerolsbach	WR	L		1	8,00	1,20
24	Jägersdorf	Thüringen	Saale	E	L		1	110,00	1,00
25	Jeßnitz	Sachsen-Anhalt	Mulde	E	L		2	18,50/19,41	1,40
26	Kalkreuth	Sachsen	Große Röder	WR	L		1	11,00	0,60
27	Kelbra	Sachsen-Anhalt	Helme/ Auslauf-Stausee	WR	W		1	16,00	0,70
28	Kiebingen	Baden-Württem.	Neckar	E	L	1998	2	23,00	3,40
29	Lechbruck	Bayern	Lech	E	W	2002	4	24,75/45,83	3,15/1,10
30	Leisnig	Sachsen	Freiberger Mulde	E	L	1997	3	51,00/42,00	0,80/0,60
31	Lunzenau	Sachsen	Zwickauer Mulde	E	L				
32	Marienberg (Rittersberg)	Sachsen	Schwarze Pockau		W		1		
33	Miesbach	Bayern	Leitzach	E	W	1986	1	30,00	0,80
34	München	Bayern	Lände	WR	L		1	5,00	0,70
35	Naichen	Bayern	Kemmelbach	E	W		1	7,60	1,30
36	Neuenbürg	Baden-Württem.	Enz	E	W		1	16,00	1,40
37	Neuenbürg	Baden-Württem.	Enz	E	W		1	16,00	1,20
38	Neuss-Selikum	NRW	Erft	WR	L		2	8,10	1,60
39	Ochtendung	Rheinland-Pfalz	Nette	E	W		1	5,00	0,85
40	Panke	Berlin	Berlin	WR	L		1	7,40	1,35

Tabelle 1: Wichtigste Daten der bestehenden Schlauchwehre in Deutschland

Nr	Ort	Bundesland	Gewässer	Nutzung	Typ	Jahr	Kenndaten		
							n	b	h
41	Plauen	Sachsen	Weißer Elster	KW	W		1	26,00	1,70
42	Plauen	Sachsen	Weißer Elster	E	W	1993	2	6,48	2,65
43	Regen	Bayern	Regen	E	W		1	11,00	1,10
44	Schiltach	Baden-Württem.	Kinzig	E	W		1	18,00	1,66
45	Selikum	NRW		WR	L		2	8,10	1,60
46	Sinsheim	Baden-Württem.	Elsenz	HW	L	2004	1		
47	Stadtroda	Thüringen	Roda	E	L		1	10,00	1,10
48	Staudachmühle	Baden-Württem.	Argen	E	W	1984	1	26,60	0,70
49	Thierbach	Sachsen	Zwickauer Mulde	E	W/L		2	11,60	1,98
50	Trattendorf	Sachsen	Spree	E	L		1	29,50	1,55
51	Truchtaching	Bayern	Alz	E	W	1997	1	30,00	1,00
52	Tullau	Baden-Württem.	Kocher	E	W		1	30,00	1,30
53	Türkheim	Bayern	Wertach	E	L	1998	2	16,00	3,70
54	Tzschelln	Brandenburg	Spree	E	L		1	5,10/14,80	1,30
55	Uhingen	Baden-Württem.	Fils	E	W	1999	2	15,00	1,20
56	Weingarten	Baden-Württem.	Scherzach	E	L		1	4,50	1,30
57	Weisflog	Sachsen	Zschopau	E	W	1995	1	25,00	2,60
58	Weißwasser	Brandenburg	Spree	E	L		2	5,10/14,80	1,30
59	Weitnau/Klausen	Bayern	Obere Argen	E	W	1990	1	27,50	0,60
60	Wertheim	Baden-Württem.	Tauber	E	W		1	11,00	1,20
61	Wildbad	Baden-Württem.	Große Enz	E	W	1989	1	12,00	2,50
62	Wolfach	Baden-Württem.	Kinzig	E	W		1	22,00	0,80
63	Wolkenstein	Sachsen	Zschopau	E	L		2	5,50	0,90
64	Zell	Baden-Württem.	Wiese	E	W		1	25,00	1,40
65	Zittenhofen	Bayern	Weißer Regen	E	L		1	20,70	1,30
66	Zöblitz	Sachsen	Pockau	E	W		1	12,00	1,30
67	Zwiesel	Bayern	Großer Regen	E	W	1991	1	11,20	1,10
68	Marklendorf	NRW	Aller	S	W	2006	2	23,60	2,20
69	Bahnitz	Brandenburg	Untere Havel	S	W	2007	2	30,30	2,40

E – Energieerzeugung, WV – Wasserversorgung, WR – Wasserstandsregelung, A – Abwasserentsorgung, KW – Kühlwasserentnahme, L – Luftfüllung, W – Wasserfüllung, HW – Hochwasserrückhalt, S – Schifffahrt

Tabelle 1: Wichtigste Daten der bestehenden Schlauchwehre in Deutschland (Fortsetzung)

3.4 Ausführungsbeispiele

3.4.1 Wasserkraftanlage Türkheim an der Wertach

Die Wehranlage Türkheim an der Wertach wurde von einem privaten Kraftwerksbetreiber 1996 umgebaut und um eine Wasserkraftanlage erweitert. Dabei wurde das Streichwehr durch ein 3,70 m hohes und 16,0 m breites luftgefülltes Schlauchwehr ersetzt. Die

dafür verwendete 8 mm dicke und zweilagig verstärkte Schlauchmembran aus EPDM des japanischen Herstellers Sumitomo ist über zwei Klemmschienen an der Wehrsohle befestigt. Die Zu- und Abfuhr von Luft erfolgt über eine Leitung mit drei Anschlüssen an der Sohle des Schlauchkörpers. Um die Entleerung bei abgelegtem Schlauch immer sicherzustellen, sind sogenannte „drain pads“ über den Anschlüssen angeordnet. Durch die Profilierung der „drain pads“ kann die Luft auch im teilabgelegten Zustand den Auslassöff-



Bild 6: Schlauchwehr Türkheim an der Wertach: oben links) Druckschleuse an der rechten Wehrwange, oben rechts) seitlicher Anschluss, unten links) Sickermatten (engl. drain pads), unten Mitte) Ein- bzw. Auslassöffnung, unten rechts) Blick vom linken Ufer

nungen zuströmen und aus dem Schlauchinneren entweichen. Eine weitere Besonderheit dieser Anlage ist, dass das Schlauchinnere zu Inspektionzwecken vom rechten Ufer aus über eine Luftschiele begangen werden kann (s. Bild 6). Die für luftgefüllte Schlauchwehre typische V-Kerbe (s. Bild 15 oben rechts) nutzt der Kraftwerksbetreiber um Geschwemmsel, das sich im Oberwasser angesammelt hat, gezielt in das Unterwasser abzuführen. Um die V-Kerbe in der Lage zu fixieren, wurde der Schlauchumfang in diesem Bereich um ca. 2 cm reduziert. Rückblickend auf die ersten 10 Betriebsjahre ist die Bilanz des Betreibers sehr positiv: Nennenswerte Schäden traten bisher nicht auf, auch nicht bei dem Pfingsthochwasser 1999, bei dem ein 100-jährliches Hochwasser von 390 m³/s über die Wehranlage abgeführt wurde.

3.4.2 Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar

Ein weiteres Beispiel für ein luftgefülltes Schlauchwehr ist die Wasserkraftanlage Kiebingen der EnBW AG in der Nähe von Tübingen. Hier, im nicht schiffbaren Bereich des Neckars, wurde 1998 ein zweifeldriges

Schlauchwehr in Betrieb genommen mit einer Wehrfeldbreite von je 23,0 m und einer Verschlusshöhe von 3,30 m. Gegenüber einer konventionellen Stahlwasserbaulösung ergab sich bei der Gegenüberstellung der Investitionskosten allein für das Wehr ohne Baukostenanteil ein Preisvorteil von etwa 0,5 Mio. € Ein Luftverdichter mit einer Leistung von 135 m³/h hält die Schlauchkörper im nicht überströmten Zustand auf einem Absolutdruck von 1320 mbar [6].

Bei dem in Kiebingen eingesetzten Schlauchtyp handelt es sich um ein Patent der Firma Bridgestone, bei dem die Schlauchmembran aus zwei Teilen besteht, die bereits werksseitig an der unterstromigen Seite durch Heißvulkanisation miteinander verbunden werden. Durch diese Verbindungsfläche entsteht im aufgestellten Zustand ein Deflektor (engl. fin) und verhindert eine instabile Ablösung auf der Unterwasserseite und dadurch entstehende Druckschwankungen. Im abgelegten Zustand liegt die 13,8 mm dicke Schlauchmembran aus EPDM vollkommen eben auf dem Ablagetisch, ohne dass sich eine Falte am unterstromigen Ende ausbildet (s. Bilder 7, 8 und 9).



Bild 7: Schlauchwehr Kiebingen am Neckar: links) Krafthaus mit Wehranlage, rechts) Blick vom rechten Ufer



Bild 8: Schlauchwehr Kiebingen am Neckar: Klemmschiene an rechter Wehrwange



Bild 9: Schlauchwehr Kiebingen am Neckar: Systemskizze nach Bridgestone

Nach Aussage des Betreibers arbeitet die Anlage seit der Inbetriebnahme ohne Probleme und regelt den Oberwasserstand automatisch mit einer Genauigkeit von ± 2 cm.

3.4.3 Wasserkraftanlage Lechbruck am Lech

Die Allgäuer Überlandwerk (AÜW) GmbH ist neben der E.ON das einzige selbstständige Energieversorgungsunternehmen in der Kraftwerkskette am Lech. Die Energieerzeugung erfolgt hier im Schwellbetrieb, wobei der Forggensee als Kopfspeicher fungiert. Dadurch betragen die betriebsbedingten Abflussschwankungen im Tagesverlauf zwischen 20 und 120 m³/s. Im Herbst 2001 wurde von der AÜW in Lechbruck in der Nähe von Füssen ein wassergefülltes Schlauchwehr in Betrieb genommen, das mit seinen vier Wehrfelder und Schlauchhöhen von 1,35 m bis 3,35 m im Hinblick auf die Gesamtbreite der Wehranlage von 180,0 m die größte Schlauchwehranlage in Deutschland ist (s. Bild 10). Die Membran hat eine Dicke von 12 mm und ist mit zwei Befestigungsschienen an der Wehrsohle befestigt. Auf den Schlauchkörpern sind Störkörper aufgebracht, die aus einem runden Vollgummiprofil bestehen und über Gummilaschen an der Oberfläche befestigt sind. Über die Wirkungsweise ist nichts bekannt, sie wird allerdings eher als gering eingestuft. Für die Optimierung der festen Wehrgeometrie wurden an der Versuchsanstalt Oberrach Modelluntersuchungen durchgeführt. Der Normalbetrieb sieht vor, dass alle Wehrfelder gleichzeitig abgesenkt werden, wobei der größte Schlauch auch zur planmäßigen Geschiebeabfuhr aus dem Stauraum herangezogen wird. Die Anlage ist seit fünf Jahren ohne Störungen in Betrieb.

3.4.4 Wasserkraftwerk Werker und Wasserkraftwerk Baiersdorf an der Regnitz

Unter den besichtigten Anlagen ist das Schlauchwehr am Wasserkraftwerk Werker der Stadt Erlangen die Anlage mit der längsten Betriebsdauer in Deutschland. Das wassergefüllte Schlauchwehr mit einer Höhe von 1,20 m und einer Breite von 22,40 m ist bereits seit 1981 in Betrieb, ohne dass Schäden aufgetreten sind



Bild 10: Schlauchwehr Lechbruck am Lech: oben links) Blick auf die 1,35 m hohen Schlauchkörper, oben Mitte) Hauptverschluss mit einer Höhe von 3,35 m, oben rechts) Störkörper, unten links) Hauptverschluss mit Entleerung, unten rechts) überströmte Verschlüsse

und ohne dass die Membran ausgewechselt werden musste (Membrandicke 5 bis 6 mm, eine Gewebeeinlage). Kleinere Beschädigungen sind mit Elastomerflecken repariert worden (s. Bild 11).

Auf Grund der positiven Betriebserfahrungen und des geringen Unterhaltungsaufwands entschied sich ein weiterer kommunaler Kraftwerksbetreiber stromabwärts an der Regnitz ebenfalls für ein wassergefülltes Schlauchwehr (s. Bild 12). Die Anlage in Baiersdorf mit zwei 27,0 m breiten Wehrfeldern und einer Schlauchhöhe von 1,85 m wurde 1995 fertig gestellt und ersetzte ein abgängiges Dachwehr. Die Membran hat eine Dicke von 8 mm und besitzt zwei Gewebeeinlagen in Feldmitte und drei Gewebeeinlagen im Randbereich. Der Betreiber ist sehr zufrieden mit dem Betrieb der Anlage und gibt als Genauigkeit für die Regulierung des Oberwasserstandes ± 1 cm an. Im Jahr 2003 wurde die rechte Schlauchmembran durch einen Messerstich beschädigt, worauf der Betreiber als Vorsichtsmaßnahme einen Stacheldrahtzaun angebracht hat, um weiterem Vandalismus vorzubeugen.

3.5 Verbreitung der Schlauchwehrtechnologie in der Welt

Im internationalen Vergleich ist sowohl in Deutschland als auch in anderen europäischen Ländern die Akzeptanz gegenüber den elastischen Verschlussstypen vergleichsweise gering. Etwas überraschend ist daher das Ergebnis eigener Recherchen, nach denen heute weltweit bereits mehr als 2.500 Anlagen realisiert wurden. Insbesondere in Japan ist dabei die Technologie weit verbreitet, was nicht zuletzt darauf zurückzuführen ist, dass das Land in einer seismisch sehr aktiven Region liegt und Schlauchwehre eine sehr geringe Empfindlichkeit gegenüber Erschütterungen und Setzungen aufweisen. Schätzungsweise 2.000 Anlagen gibt es bislang in Japan mit Verschlusshöhen von bis zu 6,0 m, wie beispielsweise das luftgefüllte Schlauchwehr am Kurotani Dam in der Provinz Fukushima (Bild 13). Zahlreiche Entwicklungen führten zu einer Verbesserung der Technologie, wie z. B. der Fin, der Membranverstärkung mit Stahlgewebe oder Keramiksplittern, oder dem „cushion concept“, bei dem Polster im Schlauchinneren die Elastizität der abgelegten Membran erhöhen und damit das Risiko der Beschädigung



Bild 11: Schlauchwehr Erlangen an der Regnitz: oben links) seitliche Befestigung und Entlüftungsventil, oben rechts) Wehr mit Krafthaus, unten links) Membranoberfläche im Bereich der Knickstelle, unten Mitte) Reparaturflecken, unten rechts) Faltenausbildung an der Wehrwange

durch Geschiebe verringern sollen. Auf Grund der Bedeutung wird vom japanischen Verkehrsministerium seit 1978 eine Richtlinie für die Planung und Ausführung von Schlauchwehren veröffentlicht [7].

Von den 2.500 Anlagen weltweit werden ca. 89,4 % mit Luft, 10,4 % mit Wasser und 0,2 % mit einer kombinierten Luft/Wasserfüllung betrieben.

Im Hinblick auf die Gesamtwehrbreite befindet sich die größte Schlauchwehranlage am Susquehanna River in Pennsylvania, USA. Durch den Bau des Sunbury Dam entstand hier der ca. 10,5 km lange und ca. 1200 ha große Lake Augusta. Die ersten Überlegungen zu einem Schlauchwehr gehen bereits auf die Mitte der 60er Jahre zurück, im November 1966 war die 640 m breite, siebenfeldrige Wehranlage dann fertig gestellt. Zu Beginn des fast 40-jährigen Betriebs des Sunbury Dam traten eine Reihe von Problemen auf: So wurden bereits kurz nach der Fertigstellung an den Seitenflächen der Schlauchkörper, zwischen Wehrpfeiler und Befestigungsschienen, Scheuerstellen bemerkt, die sich zunehmend verstärkten und auf Schwingungen zurückzuführen waren. (Im Beitrag Gebhardt „Analyse

von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen“ in diesem Heft ist eine detaillierte Schadensanalyse zu finden.) Der Madero Dam in Mexiko besitzt die Schlauchverschlüsse mit der größten Länge weltweit. Die seit 1998 existierende Talsperre, die den Fluss Las Virgenes zur Wasserversorgung und Energiegewinnung aufstaut, besitzt an zwei Felder in der Krone 3,00 m hohe, luftgefüllte Schlauchverschlüsse, von denen ein Schlauch 112,0 m lang und dabei räumlich gekrümmt ist und ein weiterer sogar eine Gesamtlänge von 148,0 m aufweist. Bezüglich der Schlauchhöhe stellt das Sturmflutwehr Ramspol in den Niederlanden gegenwärtig die größte Anlage dar. Das dreifeldrige Sperrwerk befindet sich an der Mündung von Vecht und IJssel und wurde im Jahr 2000 zum Schutz des Gebietes West-Overijssel vor Hochwasser fertig gestellt (Bild 14). Es besteht aus drei mit Wasser und Luft befüllbaren Schläuchen mit einer Länge von jeweils 75,0 m und einer Höhe von 8,00 m im Sperrzustand. Die Kombination von Wasser und Luft als Füllmedium wurde gewählt, um zum einen eine ausreichende Wasserlast dem im Hochwasserfall wirkenden Grundwasserdruck entgegenzustellen und zum anderen um den Gesamtumfang zu minimieren. (Infolge der teilwei-



Bild 12: Schlauchwehr Baiersdorf an der Regnitz: oben links) Querschnitt der zweilagig verstärkten Schlauchmembran, oben rechts) Wehranlage vom Unterwasser, unten links) Leckage durch Vandalismus, unten rechts) Mittelpfeiler

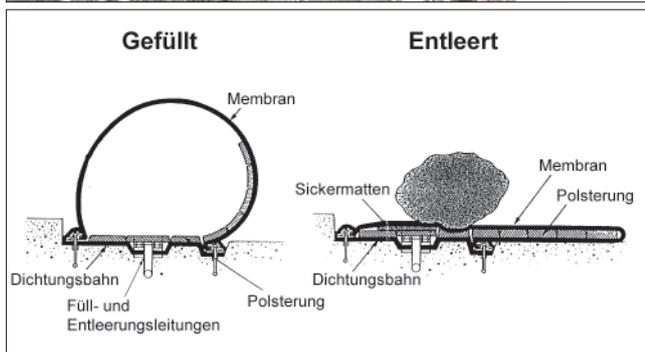


Bild 13: Schlauchwehr Kurotani Dam

sen Luftfüllung ist der Gesamtumfang mit 24,20 m vergleichsweise gering.) Da das Wehr im abgelegten Zustand für die Schifffahrt überfahrbar ist, muss neben der entsprechenden Fahrwassertiefe über der abgelegten Membran eine stabile Ruhelage gewährleistet sein. Dies wird am Sturmflutwehr Ramspol dadurch erreicht, dass die Membran über rotierende Stahlrollen in eine Vertiefung der 15,4 m breiten Wehrschwelle gezogen wird. Die Dicke des verstärkten Gummimaterials beträgt 16 mm und das Material weist ein Flächen-gewicht von 19,3 kg/m² auf. Jede Schlauchmembran wiegt ohne Füllung 33 t. Die Schließzeit des Sperrwerks beträgt maximal eine Stunde und die Entleerungszeit maximal zwei Stunden [8].

In den USA befinden sich außer dem oben er-wähnten Sunbury Dam zwei weitere große Anlagen mit Schlauchhöhen von 4,57 m bzw. 4,90 m: die High-gate Falls in Vermont und der Tempe Town Lake in Arizona. Der Tempe Town Lake befindet sich im Haupt-schluss des Salt River und wird durch zwei Stauan-lagen mit je vier Wehrfeldern begrenzt (s. Bild 15). Je-der Schlauchkörper ist etwa 73,1 m lang, wiegt 40 t und weist eine Membrandicke von mehr als 25 mm auf. Der Innendruck der luftgefüllten Schlauchkörper



Bild 14: Sturmflutwehr Ramspol: oben links) Blick vom Oberwasser, oben Mitte) Montage der Schlauchmembrane, oben rechts) Klemmschienen, Mitte links) Montage der Klemmschienen, Mitte rechts) untere Klemmschiene und gelochte Schlauchmembran, unten links) Betriebshaus mit Antriebsaggregat, unten rechts) gefüllter Schlauchverschluss

beträgt 41,37 kPa (entsprechend 4,13 m Wassersäule). Die Schlauchmembranen sind mit Keramiksplittern durchsetzt, um die Abriebbeständigkeit gegenüber Geschiebe und Treibgut bei Hochwasserabfuhr zu erhöhen. Bei der Planung der beiden Schlauchwehrranlagen wurde ein Bemessungsabfluss von 7.800 m³/s zu Grunde gelegt, wobei seit der Inbetriebnahme im Jahr 1989 bereits 3650 m³/s über die beiden Stauanlagen abgeführt wurde. Im Hochwasserfall können die Verschlüsse innerhalb von 30 min abgesenkt werden [9].

4 Betriebserfahrungen im Winter

Im Allgemeinen ist der Winterbetrieb von wassergefüllten Anlagen unproblematisch und Frostgefahr scheint mehr ein Verkaufsargument für luftgefüllte Schlauchwehre zu sein. Jedenfalls ist kein Fall von Vereisung auch von anderen Anlagen in Europa bekannt. [10] berichten über mehrere Anlagen in Österreich und in der Tschechischen Republik, die ohne Einschränkung über mehrere Monate im Winter bei Außentemperaturen unter -10 °C betrieben wurden. Die Autoren bestätigen die Unempfindlichkeit der elastischen Schlauchmembrane gegenüber Treibgut und Geschiebe und verweisen auf die 13-jährige Betriebserfahrung von über 30 Anlagen in der Tschechischen Republik. Über den Winterbetrieb von acht Schlauchwehren, die zwischen 1984 und 1996 gebaut wurden, berichtet auch das [11]. So werden über den Broadwater Dam

am Missouri River im Frühjahr Treibgut und Eisschollen mit Dicken bis zu 60 cm über die sieben, 16,50 m breiten und 3,40 m hohen, luftgefüllten Schlauchwehre abgeführt.

5 Literatur

- [1] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN (BMVBW) (Hrsg.): Verkehr in Zahlen 2005/2006, Deutscher Verkehrs-Verlag
- [2] IMBERTSON, N.: Collapsible Dam aids Los Angeles water supply, Civil Engineering, S.42-44, 1960
- [3] TAM, P.W.M.: Application of inflatable dam technology – problems and countermeasures, Canadian Journal of Civil Engineering, No. 2 (1998), S.383-388.
- [4] GEBHARDT, M.: Hydraulische und Statische Bemessung von Schlauchwehren, Mitteilungen des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung - Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik - der Universität Karlsruhe (TH), 2006
- [5] GÜNTHER, H.; JÄGER, F.: Flexibler Staukörper auf dem Muldewehr Penig, WWT 20.Jahrgang, Heft 10 (1970), S.332-336
- [6] ITTEL, G.; HEIMERL, St., Innovative Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar, Wasserwirtschaft 91, Heft 9, 2001, S.434-442



Bild 15: Tempe Town Lake: oben links) Verschlüsse in Staustellung, oben rechts) Absenkbeginn, unten links) vollständig abgelegter Schlauchverschluss beim Hochwasser, unten rechts) Wehranlage in Betrieb

- [7] MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, RIVER BUREAU: Technische Richtlinie für Schlauchwehre, Übersetzung aus dem Japanischen im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht (2000).
- [8] JONGELING, T.H.G.; RÖVEKAMP, N.H.: Wave-induced response of inflatable barrier, XXVIIIth IAHR Congress, Graz (August 1999).
- [9] City of Tempe, Arizona: Tempe Town Lake, www.tempe.gov (2007)
- [10] OBERLEITNER, P.; VISCHER, D.: Schlauchwehre, Zusammenfassung eines Vortrages von Vischer, D., Wasser, Energie, Luft – eau, energie, air, 75. Jahrgang, Heft 4, Baden (1983), S.95-97.
- [11] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS: Ice Engineering, Performance survey of inflatable dams in ice-affected waters, U.S. Army Research and Engineering Laboratory, Ice Engineering Information Exchange Bulletins, Hanover, New Hampshire (Oktober 2001), S.1-5.

Danksagung

Die vorliegende Veröffentlichung basiert in wesentlichen Teilen auf der Dissertation „Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren“ von Michael Gebhardt. Besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof für die wissenschaftliche und fachliche Betreuung dieser Arbeit.

Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren

DIPL.-ING. ULRIKE GABRYS, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Einleitung

Zur Fixierung von Schlauchmembranen auf der Wehrschwelle und an den Wehrpfeilern einer Staustufe sind Verankerungen erforderlich. In der Regel bestehen diese aus Stahl (der feuerverzinkt wird) bzw. aus Grauguss. Die flexiblen Schläuche können einreihig oder auch zweireihig auf der Wehrsohle befestigt werden. Eine zweite Befestigungsschiene kann erforderlich sein, wenn beispielsweise hohe Unterwasserstände zu erwarten sind. Insbesondere luftgefüllte Schlauchwehre schwimmen in diesem Fall auf und müssen durch eine zusätzliche Reihe auf dem Ablagetisch fixiert werden [1].

Diese Verankerungen bestehen im Allgemeinen aus einer Metallschiene, Ankerstäben im Beton und Befestigungsbolzen für die Membran. In den „Technologischen Standards für Schlauchwehre“ [1] aus Japan, die der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) als Übersetzung vorliegen, werden Planungshinweise und Berechnungsmethoden sowohl für die Befestigungsbolzen als auch für die Metallschiene formuliert. Bild 1 a bis c zeigt Verankerungstypen, die in Japan eingesetzt werden.

In den letzten Jahrzehnten sind auch in Russland Schlauchwehre projektiert und gebaut worden. Die damit einhergehenden Erfahrungen wurden publiziert. Diese Veröffentlichung über „Flexible Schlauchkonstruktionen im Wasserbau“ [2] liegt der BAW ebenfalls als Übersetzung vor. In dieser Veröffentlichung sind ebenfalls unterschiedliche Verankerungen dargestellt. Ähnlichkeiten mit den japanischen Verankerungen sind durchaus gegeben (Bild 2).

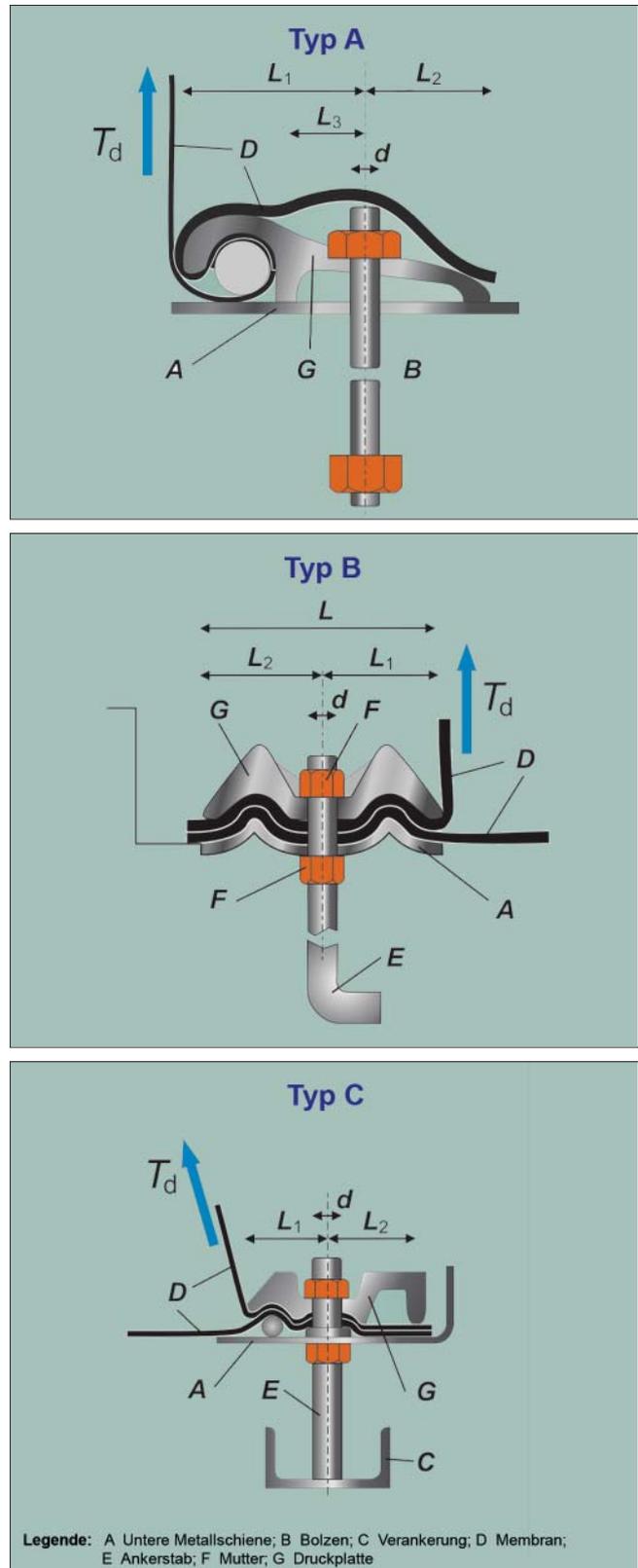


Bild 1: Sohlverankerungen (Typ A – C) für Schlauchwehre gemäß [1]

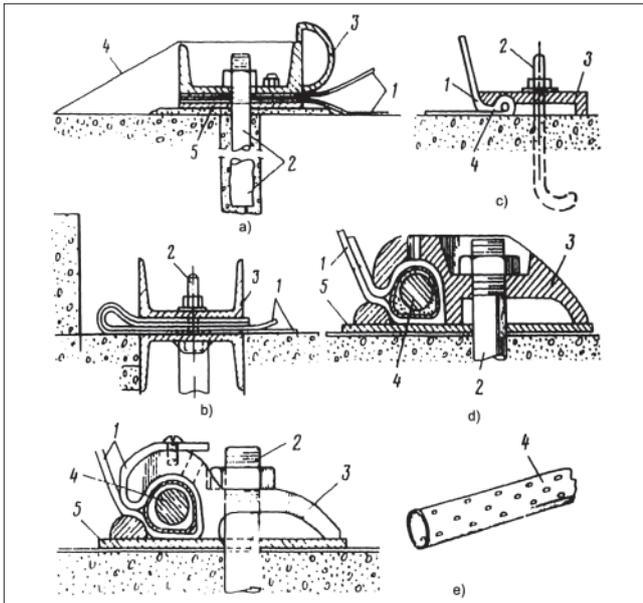


Bild 2: Sohlverankerungen für Schlauchwehre gemäß [2]

Die beiden in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) in den Jahren 2005 bis 2007 neu gebauten Schlauchverschlüsse Marklendorf und Bahnitz verfügen über eine zweireihige Sohlverankerung des Typs B gemäß [1], die dem Bauverfahren des Herstellers entspricht (Bild 3).

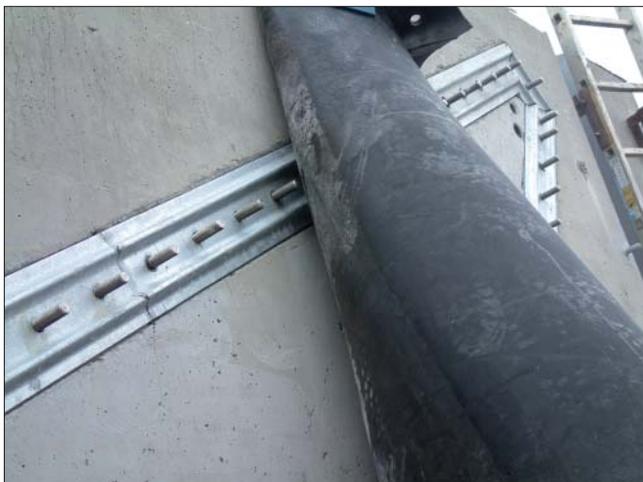


Bild 3: Wehrwangenverankerung Aller-Wehr Marklendorf

2 Berechnungsansätze für die Verankerung eines Schlauchwehres

Berechnungen für einreihige Schlauchwehrverankerungen für unterschiedliche Stauhöhen lagen der BAW von Seiten eines Herstellers von Schlauchverschlüssen vor. Bei diesen Verankerungsberechnungen wird auf die Methode der Stabstatik zurückgegriffen. Die Spannungsverteilung in der gesamten Verankerungsschiene kann jedoch mit dieser Methode nicht berechnet werden. Um Aussagen hinsichtlich der Spannungsverteilung in der Schiene und in den Ankerstäben zu erhalten, hat die BAW die Nachrechnung einer einreihigen Verankerung mit der Methode der Finiten Ele-

mente (FEM) beauftragt. Die Nachrechnung führte das Ingenieurbüro Dynatec durch, welches darauf spezialisiert ist, FE-Berechnungen mit dem Programm ANSYS, z. B. für den Maschinenbau, zur Entwicklung von Serienprodukten aus unterschiedlichsten Materialien und für das Bauwesen durchzuführen.

2.1 Vorgaben für die FE-Berechnung

Als Werkstoff für die Schiene wurde ein S235JRG2 vorgegeben. Des Weiteren sollten die Schrauben (Anker), mit der die obere Schiene auf der unteren Schiene und im Beton fixiert wird, mit 75 kN vorgespannt werden. Die Schrauben M30 sollten die Festigkeitsklasse von 5.6 besitzen (Schraubenfestigkeit, dazu siehe auch DIN 18800-1 [3]). Als Zugkraft (Einwirkung) in der Membran waren 85 kN/m anzusetzen. Diese anzusetzende Kraft entspricht in etwa der Zugkraft in der Schlauchmembran, die in einem wassergefüllten, ca. 4,0 m hohen Schlauch vorhanden ist, wenn ein α von 1,6 zu Grunde gelegt wird. Mit dem Wert α wird der Innendruckkoeffizient bezeichnet, der den Quotienten aus Wasserstand im Schlauch zu Oberwasserstand beschreibt.

Bei einer Wasserfüllung ist

$$\alpha = \frac{h_i}{h_o}$$

Die Membrankraft (T) für den nicht überströmten Schlauch mit einer horizontalen Tangente der Schlauchmembran am unterstromigen Kontaktpunkt kann direkt berechnet werden:

Wasserfüllung

$$T = \frac{1}{4}(2\alpha - 1)\rho_w g h_s^2$$

Luftfüllung

$$T = \frac{1}{2}\alpha \rho_w g h_s^2$$

- h_i [m WS] = Druckhöhe im Schlauchinneren bei Wasserfüllung
- h_o [m] = Oberwassertiefe
- h_s [m] = Schlauchhöhe (i. d. R. gilt im Bemessungsfall $h_s = h_o$)
- p_i [Pa] = Innendruck bei Luftfüllung
- ρ_w [kg/m³] = Dichte des Wassers
- g [m/s²] = Erdbeschleunigung 9,81 m/s²

Die Verankerungsschiene (analog Typ B aus Bild 1) wurde unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen mit der FE-Methode berechnet. In Bild 4 ist das Modell für die FE-Berechnung dargestellt.

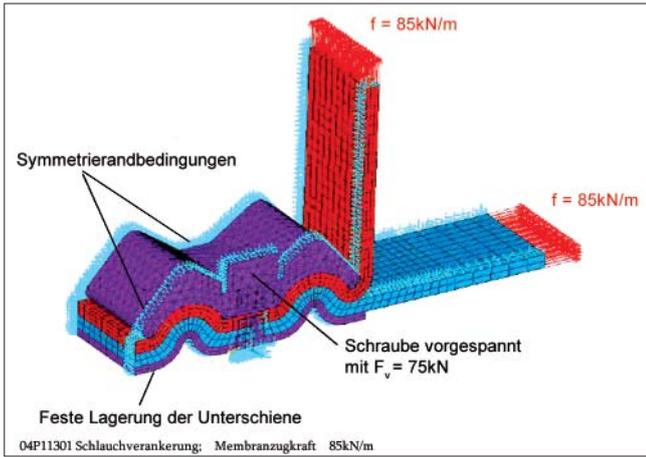


Bild 4: Volumenmodell mit Randbedingungen und Lasten

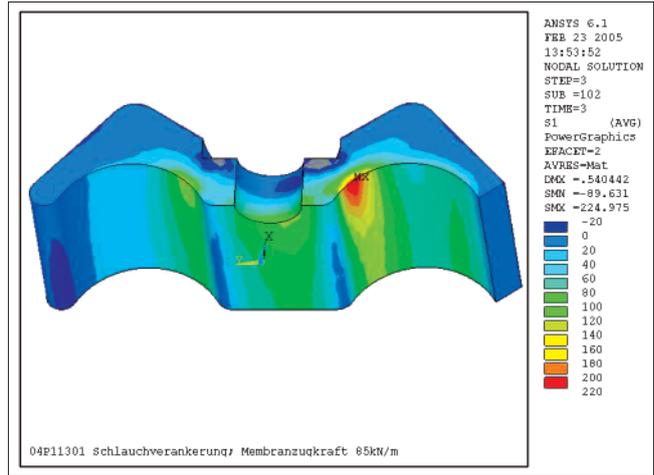


Bild 5: Hauptzugspannung in der Verankerungsschiene

2.2 Ergebnisse der FE-Berechnung

Die Auswertung der FEM-Berechnungsergebnisse zeigt, dass in speziellen Bereichen der Verankerungsschiene die Hauptspannungen in etwa den Spannungen der Streckgrenze des S235JRG2 entsprechen. Dies ist jedoch in erster Linie auf die zu Grunde gelegte Membranzugkraft zurückzuführen, die bei den in der Realität ausgeführten Bauwerken auf Grund der niedrigeren Schlauchhöhen deutlich niedriger ist. Die Bilder 5 und 6 zeigen die Hauptspannungen in der Verankerungsschiene und Bild 7 die Vergleichsspannung in der Schraube.

Die Verankerungsschiene weist bis auf einige wenige Bereiche ein geringes Spannungsniveau auf. Lediglich an den Querschnittsprüngen und Kerben im Lasteinleitungsbereich liegen hohe Spannungskonzentrationen vor. Bei der Schraube überschreitet die Vergleichsspannung jedoch bereichsweise deutlich die Streckgrenzenspannung und liegt sogar an einer Stelle über der Zugfestigkeitsspannung einer Schraube mit der Festigkeitsklasse 5.6. Daher werden Schrauben mit der Schraubenfestigkeitsklasse 8.8 eingebaut.

Durch die in vielen Bereichen rechnerisch geringfügige Auslastung der Verankerungsschiene, die in den vorliegenden Ergebnisplots visualisiert wurde, ist eine Berechnung der Verankerung mit der Methode der Stabstatik durchaus zielführend. Die Ergebnisse aus der FE-Berechnung zeigen außerdem, dass es lediglich im Bereich der Lasteinleitung bzw. an Querschnittsprüngen (Kerben) zu Spannungsspitzen kommt. Diese Spannungsspitzen liegen geringfügig oberhalb der Streckgrenze des Materials S235JR. Ebenso sind Spannungsspitzen (Druckspannungen) im Kontaktbereich zwischen Schraube und Stahlbeton zu erkennen. Solche Spannungsspitzen können durchaus mit Spannungskonzentrationsfaktoren (SCF), die der Fachliteratur zu entnehmen sind, bestimmt werden. Eine Berechnung der Verankerungen mit der Methode der Finiten-Elemente ist nicht zwingend erforderlich, da mit der

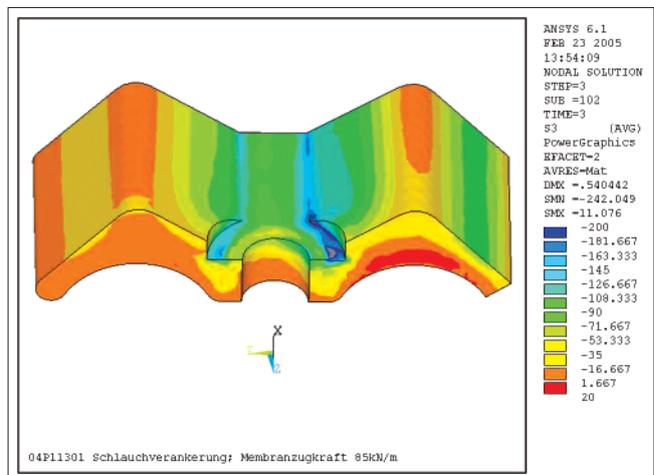


Bild 6: Hauptdruckspannung in der Verankerungsschiene

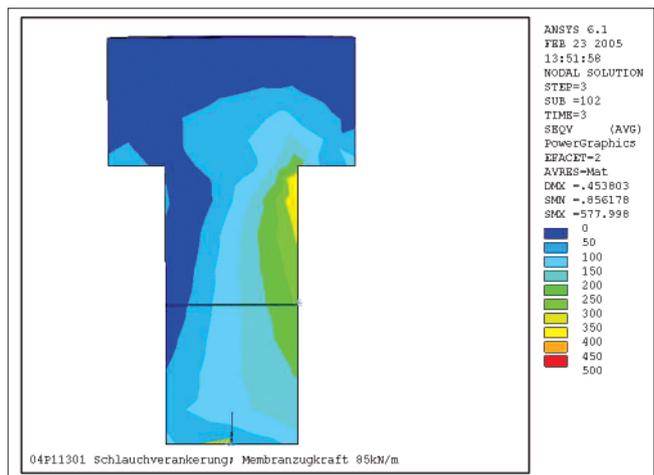


Bild 7: Vergleichsspannung in der Schraube (Anker)

Methode der Stabstatik und den Spannungskonzentrationsfaktoren solche Verankerungen relativ genau berechnet werden können. Anhand der Berechnung ist das zu verwendende Material (S235JR oder S355JR) zu bestimmen.

Gleichungen zur Berechnung von Verankerungen unterschiedlicher Bauarten werden in der Japanischen Richtlinie vorgegeben. Zur Berechnung einer Verankerung des Typs B sollten die entsprechenden Gleichungen gemäß [1] herangezogen werden, auf die in den folgenden Kapiteln detailliert eingegangen wird.

3 Nachweis der Anker des Typs B (gemäß [1])

Die DIN 1055 regelt die Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100 enthält die „Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln“. Im vierten Absatz des Vorwortes der DIN 1055-100 wird u. a. darauf hingewiesen, dass mit grundlegenden bauartübergreifenden Regelungen die Einheitlichkeit der Regeln der Tragwerksplanung für eine große Anzahl von Tragwerken unterschiedlicher Bauarten erreicht wird. Bauartspezifische Regelungen sind den bauartspezifischen Normen zu entnehmen [4]. Des Weiteren sind Grundsätze im ersten Kapitel der Norm formuliert, die eindeutig darauf schließen lassen, dass bei der Tragwerksplanung von Schlauchwehren, das in der DIN 1055-100 vorgestellte Sicherheitskonzept anzuwenden ist. Da noch keine bauartspezifische Norm für Schlauchwehre vorliegt, könnten die Teilsicherheitsbeiwerte in Anlehnung an die DIN 19704 (1998) bestimmt werden. Diese Teilsicherheitsbeiwerte sollen die in Bild 8 dargestellten Unsicherheiten „auffangen“.

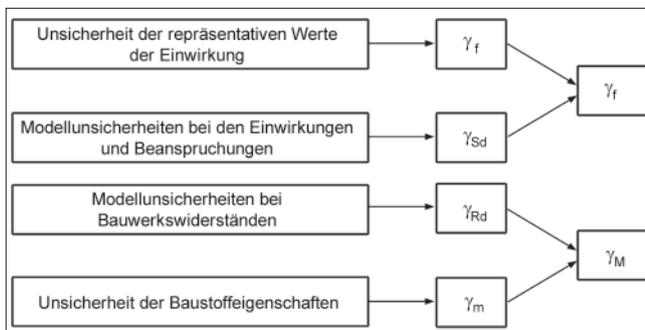


Bild 8: Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100

In der Tabelle 5 der DIN 19704, Mai 1998, sind die Einwirkungsarten mit den entsprechenden Einwirkungen und den dazugehörigen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes aufgelistet. Ein wesentlicher Bestandteil dieses Sicherheitskonzeptes sind die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte. Diese Beiwerte ermöglichen es, dass die Einwirkungen und Beanspruchbarkeiten getrennt voneinander betrachtet werden können [5].

Nach derzeitigem Erkenntnisstand sollten, in Anlehnung an die DIN 19704, zur Bestimmung der Membranzugkraft die in Tabelle 1 aufgelisteten Einwirkungen rechnerisch berücksichtigt werden. Die Einwirkungen multipliziert mit den Teilsicherheits- bzw. Kom-

Nr.	Einwirkungsart	Einwirkungen	Bemessungssituation		
			Ständige *)	Vorübergehende **)	Außergewöhnliche
1	Ständig Einwirkungen	Ständige (Eigen-gewicht) ¹⁾	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_{GA} = 1,35$
2	Unabhängig ver-änderliche Einwirkungen	Hydrostatische	$\gamma_{Q,i} = 1,35$	$\gamma_{Q,i} = 1,35$	$\gamma_{Q,i} = 1,35$
3		Hydrodynamische	$\psi_{0,i} = 1,0$	$\psi_{0,i} = 0,9$	$\psi_{2,i} = 0,8$
4		Sedimentabla-gerungen			
5		Wellendruck			
6		Windstau			
7		Eisdruck, Eis-stoß			
8		Außergewöhnliche Einwirkun-gen	Einwirkungen bei Transport-, Montage-, und Reparaturzu-ständen		
9	Einwirkungen des Antriebs im Störfall ²⁾				

*) Schlauchmembran nicht überströmt und mit maximalen Innendruck, ohne Unterwassereinfluß
 **) Schlauchmembran überströmt und mit Unterwassereinfluß
 1) Bei Schlauchwehren nicht relevant
 2) z. Bsp. nicht abschaltbare Pumpe und daraus resultierender Überdruck im Schlauch

Tabelle 1: Einwirkungsarten zur Bestimmung der Membranzugkraft T_d

binationsbeiwerten ergeben dann den Bemessungswert T_d der Membranzugkraft. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstandsseite ist noch zu bestimmen.

Grundsätzlich müssen zwei Einwirkungen bei der Berechnung der Verankerung berücksichtigt werden. Zum einen die Zugkraft (R_1), resultierend aus dem Bemessungswert der Membranzugkraft (T_d), und zum anderen die Zugkraft (R_2), die aus dem Anziehen der Anker-mutter entsteht (Bild 9).

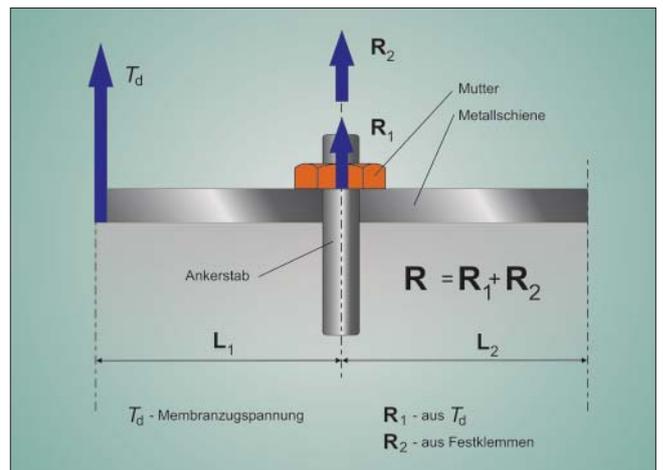


Bild 9: Maßgebliche Ankerkräfte

Die Bestimmung der beiden Einwirkungen erfolgt laut nachstehender Gleichungen:

$$R_1 = p \times T_d \frac{L_1 + L_2}{L_2}$$

$$R_2 = A \times \sigma$$

- $p =$ [m] Ankerabstand
 $T_d =$ [N/m] Bemessungswert der Membranzugkraft
 $L_1 =$ [m] Abstand des Ankers zur Membran
 $L_2 =$ [m] Abstand des Ankers zum freien Ende der Ankerschiene
 $A =$ [m²] Querschnittsfläche des Ankers
 $\sigma =$ [N/m²] Spannungen aus dem Anziehen der Mutter (Bemessungswert) (siehe dazu auch Bild 1)

Falls die Anker vorgespannt werden, ist die Kraft R_2 gleich der Regelvorspannkraft F_v (Bemessungswert) nach DIN 18800-7 [6], Tabelle 5 oder 6.

Sollten die Ankermuttern jedoch mit Hand angezogen werden, so ist die Spannung für Anker mit den Durchmessern von 20 bis 30 mm mit

$$\sigma = 81000000 \frac{N}{m^2}$$

anzusetzen.

Der Nachweis der Ankerstäbe wird dann nach folgender Gleichung geführt:

$$R_1 + R_2 < \frac{R_d}{\gamma_M}$$

- $R_d =$ [N/m²] Streckgrenze des Ankers
 $\gamma_M =$ 1,1 (Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite laut [3])

Der Abstand der Anker untereinander sollte zwischen 150 mm und 200 mm liegen [7]. Da es während der Nutzungsdauer eines Schlauchwehres zu einer Retardation der Membran kommen kann, wird empfohlen zur spannungshaltenden Klemmung Tellerfedern zu verwenden. Diese haben sich bei der Befestigung von Omega-Fugenbändern bereits bewährt.

4 Der Nachweis der Ankerschiene (gemäß [1])

Die in Deutschland üblicherweise verwendeten Ankerschienen entsprechen dem Typ B nach Bild 1. Daher wird angenommen, dass die Schiene zum einen durch die Membranzugkraft und zum anderen durch das Festklemmen der Mutter durch Biegemomente belastet wird. Bild 10 zeigt das statische Modell zur Berechnung der Ankerschiene.

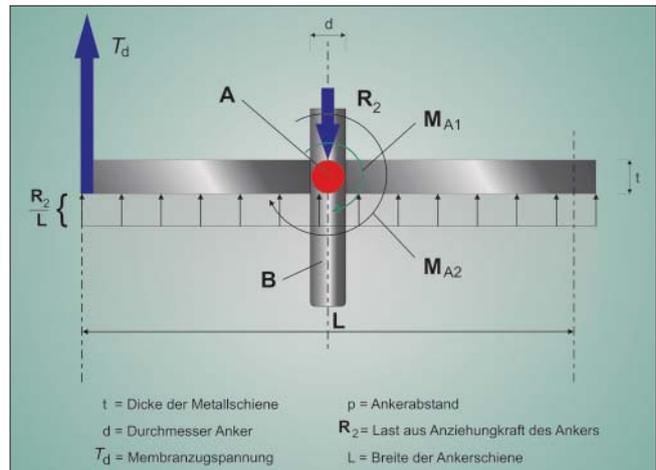


Bild 10: Berechnungsmodell für die Ankerschiene

Die beiden Biegemomente (M_{A1} und M_{A2}) lassen sich nach den folgenden Formeln berechnen:

$$M_{A1} = \frac{1}{2} \times \frac{R_2}{L} \left(\frac{L}{2} \right)^2$$

$$M_{A2} = \rho \times T_d \times \frac{L}{2}$$

- $\rho =$ [kg/m³] Wichte des Wassers

Um den Nachweis für die Ankerschiene zu führen, muss noch das Widerstandsmoment am Punkt A bestimmt werden.

$$W = \frac{1}{6} (p - d) \times t^2$$

- $W =$ [m³] Widerstandsmoment
 $p =$ [m] Abstand zwischen den Bolzen
 $t =$ [m] Dicke der Ankerschiene am Punkt A
 $d =$ [m] Durchmesser der Ankerstäbe

Die Biegespannung σ_M aus den Einwirkungen muss kleiner sein als der charakteristische Wert der Streckgrenze dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstandsgröße.

$$\sigma_M = \frac{M_{A1} + M_{A2}}{W} < \frac{f_{y,k}}{\gamma_M}$$

- $\sigma_M =$ [N/m²] Biegespannungen in der Ankerschiene
 $f_{y,k} =$ 240 N/mm² (S235JR, bzw. Streckgrenze des eingesetzten Materials)
 $\gamma_M =$ 1,1 (Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite laut [3])

Mit den zuvor angeführten Gleichungen kann die Verankerung des Typs B eines Schlauchwehres mit der Methode der Stabstatik berechnet werden. Auf Grundlage der DIN 1055-100 ist auch das neue Sicherheitskonzept mit Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten umgesetzt worden.

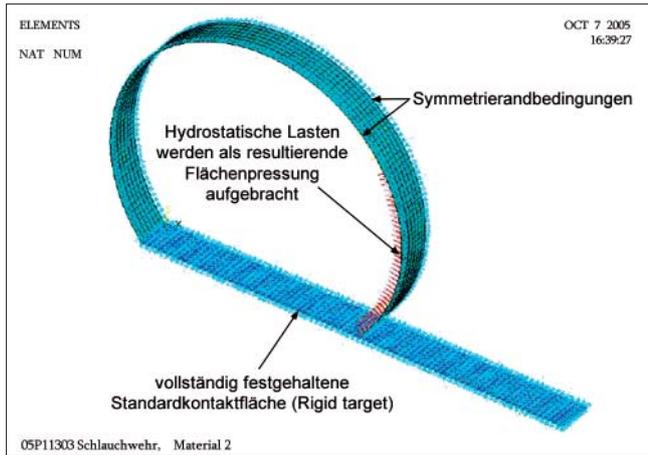


Bild 11: FE-Teilmodell zur Berechnung der Membranspannungen

5 Berechnung eines Ausschnittmodells des Schlauches mit der FE-Methode

Das Ingenieurbüro Dynatec hat im Auftrag der BAW auch ein Teilmodell eines Schlauches berechnet. Es sollten bei der FE-Berechnung mit dem Programm ANSYS drei unterschiedliche Membranen (aus Elastomer) rechnerisch untersucht und je Membran fünf verschiedene Stauhöhen (Einwirkungen) berücksichtigt werden. Die Werkstoffkennwerte wie Festigkeiten und Elastizitätsmodul der drei unterschiedlichen Elastome-

re wurden durch die BAW vorgegeben und anhand mitgelieferter Proben durch das Ingenieurbüro Dynatec verifiziert. In Bild 11 ist das FE-Modell einschließlich der Randbedingungen (Symmetriebedingungen, Festhaltungen) und Einwirkungen abgebildet.

Die hydrostatischen Einwirkungen werden als resultierende Flächenpressungen aus Innen- und Außendruck auf die Membran aufgebracht, wobei die Gleichgewichtslage iterativ aus mehreren Rechenschritten bestimmt werden muss [8].

Die Berechnungen zeigten, dass der erforderliche Überdruck im Schlauch für die unterschiedlichen Stauhöhen nicht-linear mit steigendem Wasserstand zunimmt und in geringem Maße auch von der Steifigkeit des Materials beeinflusst wird. Die Abwicklungslänge der Schlauchmembran über den Querschnitt war konstant.

In einer zweiten FE-Berechnung wurden für ein spezielles Elastomer aus der ersten Berechnung nochmals fünf unterschiedliche Stauhöhen rechnerisch untersucht, jedoch unter Beibehaltung eines Innenüberdrucks von 60 % des Außendruckes, was einem α von 1,6 entspricht. In diesem Fall ändert sich der Schlauchumfang. In den Abbildungen a bis e von Bild 12 sind die Berechnungsergebnisse dargestellt.

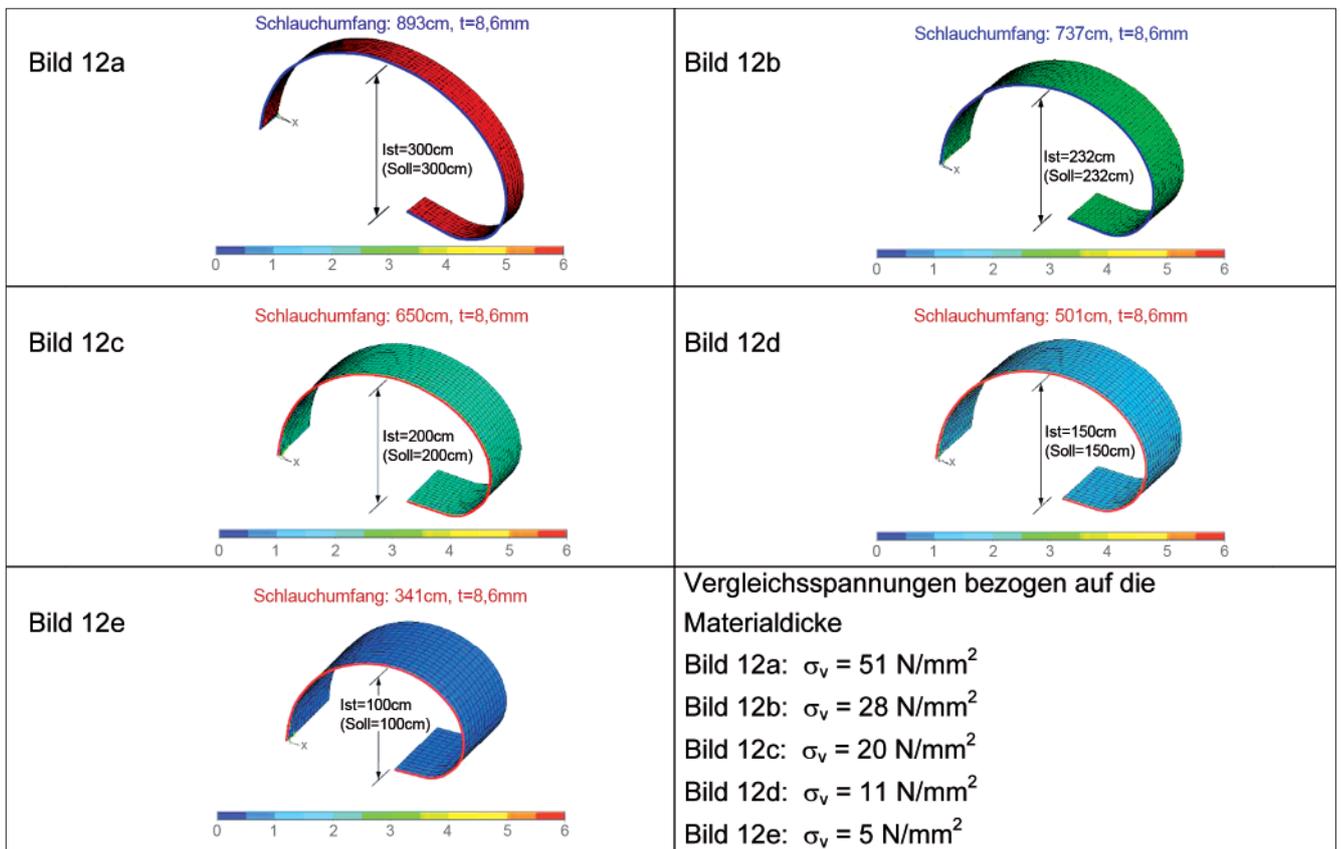


Bild 12: Ergebnisplots der FE-Berechnungen unterschiedlich hoher Schlauchwehre mit einem α von 1,6 [8]

Die Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass die Vergleichsspannungen weit unter der Bruchspannung (173 N/mm^2) für das rechnerisch untersuchte Elastomer liegt.

Eine Bemessungsregel für die Schlauchmembran ist unter Beachtung der bereits durchgeführten Werkstoffuntersuchungen und weiterer Finite-Element-Berechnungen noch zu entwickeln. Anhand dieser Berechnungen ist ein Spannungskonzentrationsfaktor (SCF) zu bestimmen, der, ebenso wie die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte, in die Bemessungsregel Eingang finden wird. Für den Nachweis der Verankerung ist dieser Spannungskonzentrationsfaktor (SCF) jedoch nicht erforderlich.

6 Fazit

Auf Grund der vorliegenden Berechnungsergebnisse mit der Methode der Finiten-Elemente für vorab definierte Randbedingungen und Einwirkungen kann davon ausgegangen werden, dass eine Überbeanspruchung der Schlauchmembran ausgeschlossen werden kann. Die Verankerungsschiene ist, außer im Bereich der Lasteinleitung bzw. an den Kerben, spannungsmäßig nur gering ausgelastet. Eine Berechnung der Verankerung (Ankerstab und Schiene) mit der Methode der Stabstatik ist daher durchaus möglich. Um die Spannungskonzentration an den Kerben (Querschnittssprüngen) zu erfassen, können Spannungskonzentrationsfaktoren zur Anwendung gelangen. Da die FE-Berechnung zeigte, dass Schrauben der Festigkeitsklasse 5.6 rechnerisch überlastet sind, sollten generell Schrauben mit der Festigkeitsklasse 8.8 oder höher eingebaut werden.

7 Literatur

- [1] Technologische Standards für Schlauchwehre, Übersetzung aus dem Japanischen, Forschungszentrum für territoriale Entwicklung e.V., Japan, 2000
- [2] O.G. Satwornitzkij: Flexible Schlauchkonstruktionen im Wasserbau, Bibliothek für Wasserbau und Wasserkraft, Ausgabe 48, Verlag Energija, Moskau, 1975
- [3] DIN 18800-1: Stahlbauten; Teil 1: Bemessung und Konstruktion, November 1990
- [4] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001
- [5] Gabrys, U.: Altes-neues Konzept im Stahlwasserbau, Tagungsband zum Kolloquium „Neue Normung für den konstruktiven Wasserbau“ Oktober 2003
- [6] DIN18800-7: Stahlbauten; Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation, September 2002
- [7] DIN 18195-9: Bauwerksabdichtungen; Teil 9: Durchdringungen, Übergänge, An- und Abschlüsse, März 2004
- [8] Bericht 05B11303 (einschließlich der Ergänzung zum Bericht): FEM-Berechnung zur Spannung in einem Schlauchwehr bei unterschiedlichen Stauhöhen, Ingenieurbüro Dynatec, 2005, unveröffentlicht

Werkstoffe für Schlauchmembrane

MATTHIAS MAISNER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Materialaufbau und Herstellung

Im Rahmen einer Bestandsaufnahme von handelsüblichen und in Deutschland eingebauten Schlauchmembranen aus Elastomer-Bahnen wurde zunächst der Materialaufbau makro- und stereomikroskopisch untersucht [1]. Für die Mikroskopie wurden hierzu Proben in den gesamten Dicken der Querschnitte ausgestanzt. Bild 1 zeigt beispielhaft die stereomikroskopische Aufnahme einer zweilagigen Schlauchmembran. Der Begriff "zweilagig" bezieht sich auf die Anzahl der Gewebelagen (Festigkeitsträger). In dem Verbundwerkstoff "gewebeverstärkte Elastomer-Bahn" übernimmt das Elastomer eine Dicht- und eine Schutzfunktion für den Festigkeitsträger. Die Dichtfunktion bezieht sich auf die Undurchlässigkeit der eingesetzten Füllmedien Wasser oder Luft. Der untere Festigkeitsträger 2 zeigt auf der Seite zum Füllmedium in Schussrichtung, d. h. quer zur Herstellrichtung des Gewebes, zwei Fäden. Der obere Festigkeitsträger 1 zeigt dagegen in Kette und Schuss nur jeweils einen Faden. Per Definition werden die Längsfäden in der Gewebeherstellrichtung als Kettfäden bezeichnet. Bedingt durch die verschiedenen Fertigungsschritte der Elastomer-Bahn sind in Bild 1 die Lagen Deckschicht, Festigkeitsträger 1 und Festigkeitsträger 2 erkennbar.

Bild 2 zeigt einen horizontalen Längsschnitt durch die Elastomer-Bahn mit der Gewebelage 1. Die Probe wurde mit einem rotierenden Messer durch gleichmäßiges Abspalten der Elastomer-Deckschicht gewonnen [2]. In dem horizontalen Schnitt ist zu erkennen, dass die Kett- und Schussfäden einen Winkel von 90° bilden. Durch die gegenseitige Umschlingung von Kett- und Schussfäden liegen die einzelnen Fäden in einer wellenartigen Form und nicht gerade gestreckt vor. Zwischen den rötlichen Fasern, die auf einen Haftvermittler in der äußeren Schicht des Gewebes hinweisen, ist das Elastomer der Deckschicht (schwarzes Gummi) zu sehen.

Schlauchmembrane sind gewebeverstärkte Elastomer-Bahnen, die in mehreren zeitlich versetzten Fertigungsabschnitten diskontinuierlich produziert werden. Zunächst wird eine plastische Kautschukmischung aus den verschiedenen Rohstoffen, wie Rohkautschuk, Füllstoffe, Weichmacher, Kleinchemikalien und Vernetzungsmitteln, hergestellt. Der nächste Fertigungsabschnitt erfolgt zeitversetzt auf dem Verarbeitungsgesamt "Kalander". Kautschukkalander bestehen aus zwei bis vier Walzen. In Bild 3 ist der gesamte Herstellungsprozess mit den verschiedenen Fertigungsabschnitten schematisch dargestellt. Der Vierwalzenkalander hat hier eine S-förmige Walzenanordnung. Mit dem Kalander erfolgt auch das Gummieren (Friktionieren) des Gewebes. Dabei wird die noch nicht vernetzte und da-

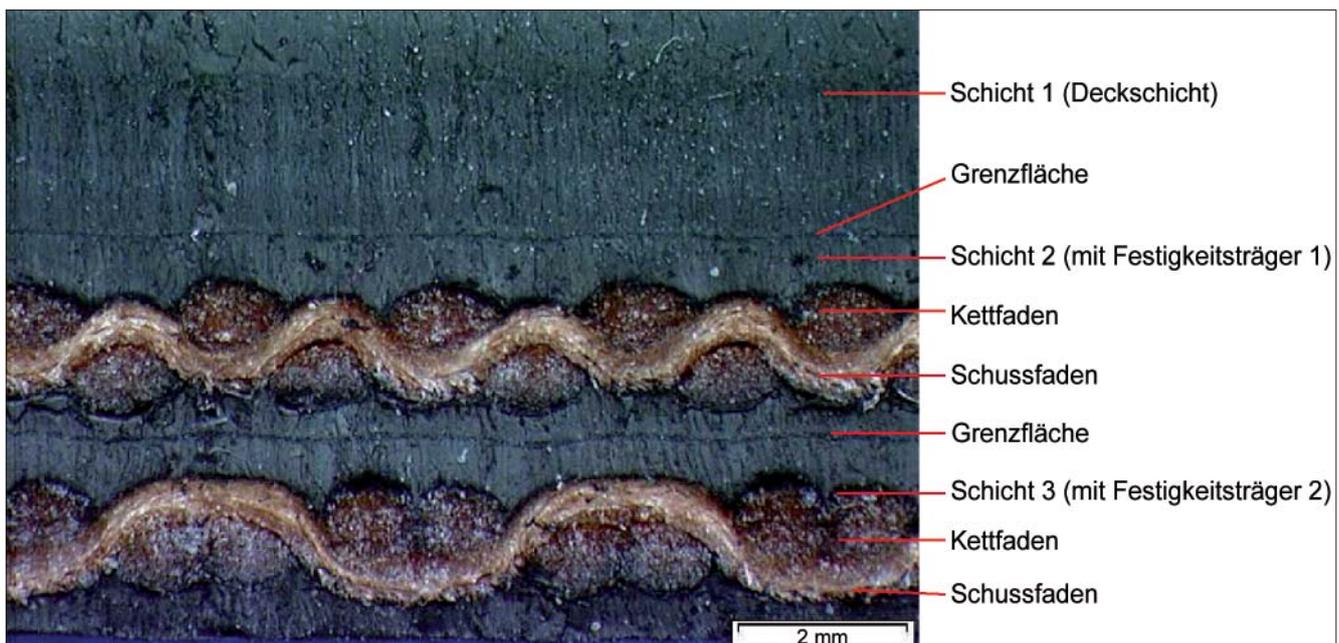


Bild 1: Stereomikroskopische Aufnahme des Querschnitts einer zweilagigen Schlauchmembran

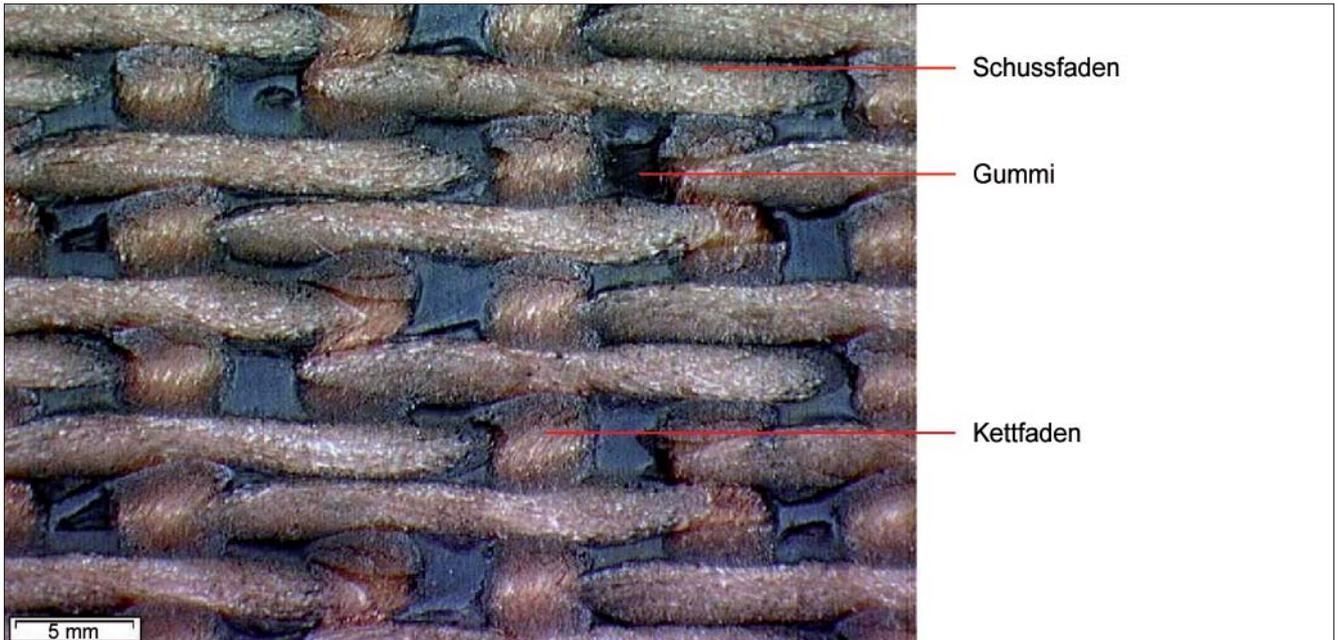


Bild 2: Stereomikroskopische Aufnahme, Längsschnitt durch den oberen Festigkeitsträger einer zweilagigen Schlauchmembran

her noch weiche und klebrige Kautschukmischung in das Gewebe eingerieben. Im mehreren Schritten wird das Gewebe danach mit dünnen Kautschukbahnen bis zur erforderlichen Gesamtdicke beidseitig belegt.

Die endgültige und irreversible Vernetzung wird als Vulkanisation bezeichnet und erfolgt bei etwa 160 °C. Wie in Bild 3 dargestellt, kann dieser thermische Prozess z. B. mit einer Vulkanisationspresse unter Druck erfolgen. Durch den Fertigungsabschnitt Vulkanisation wird die plastische Kautschukmischung in den gummielastischen Zustand "Elastomer" überführt. Die Fertigung der Elastomer-Bahnen erfolgt diskontinuierlich in Vulkanisationspressen und mit anschließender kontinuierlicher Aufwicklung oder in einem Arbeitsschritt kontinuierlich mit dem Rotations-Vulkanisationsverfahren.

Von einem Gummiersteller wird z. B. eine Vulkanisationspresse mit einer Pressbreite von 2,30 m und einer Länge von 4,00 m eingesetzt. Daher können mit dieser Presse Elastomer-Bahnen in beliebigen Längen aber nur mit einer Breite von 2,30 m hergestellt werden. Da aber die Schlauchmembranen den Abmessungen der Wehrfelder entsprechen müssen, ist eine Konfektion der endlos aufgewickelten Elastomer-Bahnen erforderlich. Für eine Wehranlage mit einer Stauhöhe von ca. 2,50 m ist beispielsweise eine Schlauchmembran von 8 m Breite erforderlich [3]. Um die erforderliche Breite zu erreichen, werden die Elastomer-Bahnen zunächst abgelängt und einseitig im Randbereich aufgetrennt. Anschließend werden die Gummiflächen aufgeraut, gereinigt, im Trennbereich überlappend mit neuer Mischung zusammengefügt und in der erforderlichen Breite auf einer 12 m langen Balken-Presse vulkanisiert [3] (s. Bilder 4 und 5). Wie auch bei Textil-Förder-

gurten üblich, werden die Überlappingsverbindungen mit definierten Verbindungslängen in Abhängigkeit der erforderlichen Mindestbruchkraft hergestellt.

Im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) des Herstellers werden die Eigenschaften der Kautschukmischung und der kalandrierten Elastomer-Bahn vor der Vulkanisation geprüft. Bis zur Freigabe durch die WPK verbleibt die kalandrierte Elastomer-Bahn im Zwischenlager. Weitere Prüfungen erfolgen im Rahmen der WPK vor der Auslieferung und endgültigen Konfektion der vulkanisierten Schlauchmembran.

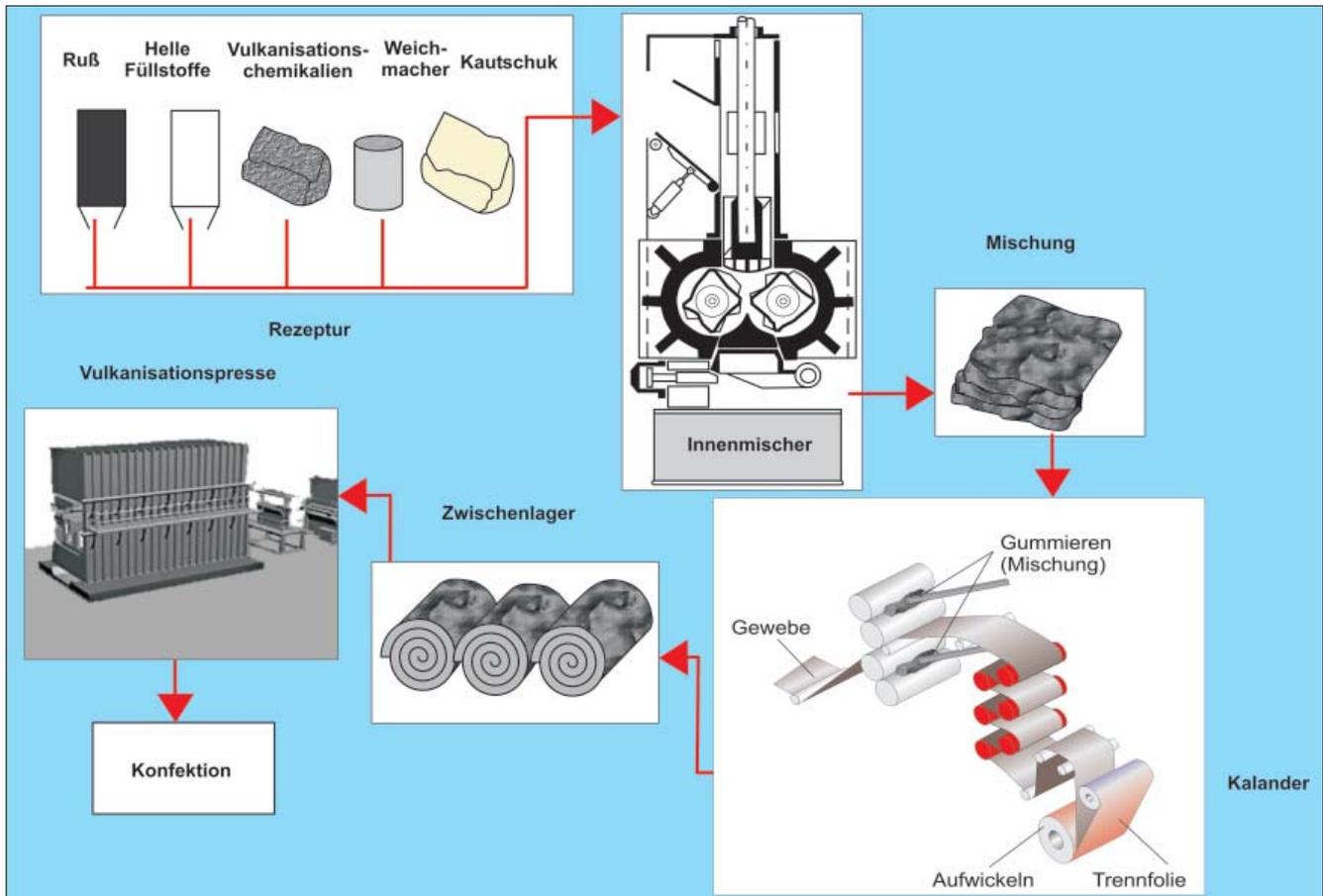


Bild 3: Schematische Darstellung des Herstellungsprozesses

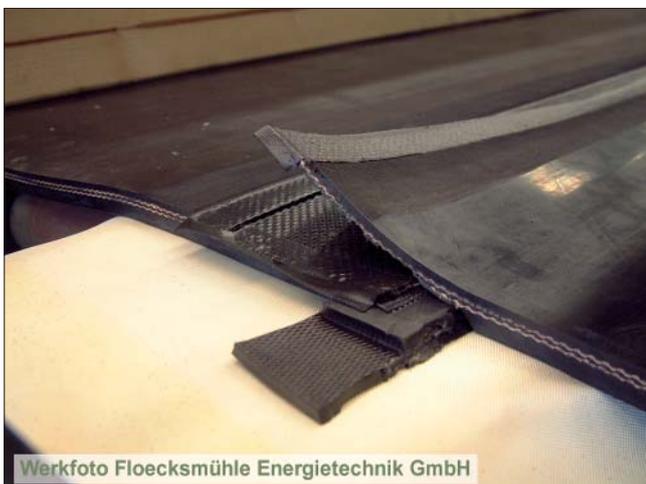


Bild 4: Herstellung einer Verbindungsnahtheilung



Bild 5: Vulkanisation einer Verbindungsnahtheilung

2 Werkstoffuntersuchungen an handelsüblichen Schlauchmembranen

2.0 Vorbemerkungen

Für die Werkstoffuntersuchungen wurden von verschiedenen nationalen und internationalen Herstellern, Baufirmen und deutschen Kraftwerksbetreibern Materialproben zur Verfügung gestellt, sodass eine repräsentative Auswahl an handelsüblichen Materialien vor-

lag. Auf Grund der verschiedenen Geometrien konnte an einigen Proben nur ein eingeschränktes Untersuchungsprogramm durchgeführt werden. Die in der BAW apparativ nicht durchführbaren Untersuchungen erfolgten beim Deutschen Institut für Kautschuktechnologie e. V. (DIK) in Hannover, bei den Forschungsdiensten Freudenberg KG in Weinheim und beim Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden.

2.1 Chemisch analytische Untersuchungen

Für die dauerhafte Gebrauchstauglichkeit einer Schlauchmembran ist zunächst die der Bewitterung ausgesetzte äußere Elastomer-Deckschicht maßgeblich. Daher wurden zuerst Proben an verschiedenen oberflächennahen Stellen der äußeren Schicht entnommen. Ferner wurden die Festigkeitsträger und die dem Füllmedium zugewandten Deckschichten chemisch analysiert. Bei der dem Füllmedium zugewandten Deckschicht sollte auch festgestellt werden, ob der Rezepturaufbau mit der äußeren Schicht identisch ist.

Aus Tabelle 1 ist der Materialaufbau der fünf untersuchten Werkstoffkombinationen zu ersehen. Für die Elastomer Deckschichten wurden die Kurzzeichen nach DIN ISO 1629 [4] und für die Fasern der Festigkeitsträger die Gattungsnamen und Kurzzeichen nach DIN ISO 2076 [5] verwendet. Es zeigte sich, dass neben den Spezialkautschuken CR (Chloropren-Rubber) und EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk) auch SBR (Styrol-Butadien-Rubber) und Verschnitte aus SBR und NR (Naturkautschuk) verwendet werden. Im Vergleich mit den Spezialkautschuken CR und EPDM zeigen SBR und NR allerdings eine schlechtere Wit-

terungs- und Ozonbeständigkeit auf. Die Gebrauchstauglichkeit von aus SBR bzw. SBR/NR Verschnitten hergestellten äußeren Deckschichten ist daher langfristig eingeschränkt. Für die in der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung des Bundes (WSV) gebauten und zurzeit geplanten Anlagen wurde bislang der Spezialkautschuk CR gewählt. Der Werkstoff CR wurde bereits 1931 in den USA produziert und ist auch unter der Handelsbezeichnung Neopren bekannt. Bei der Faseridentifizierung der Festigkeitsträger durch Infrarot Spektroskopie (IR) wurden die Fasermaterialien PA (Polyamid) oder PES (Polyester) festgestellt. Das Fasermaterial PA ist u. a. durch die Löslichkeit in Ameisensäure leicht von PES zu unterscheiden. In Kett- und Schussrichtung wurden jeweils die identischen Fasermaterialien gefunden.

Die analytischen Untersuchungen wurden u. a. mit der IR durchgeführt. Das Analyseverfahren IR arbeitet im infraroten Wellenlängenbereich (800 – 500.000 nm). Das unbekannte Probematerial wird für die Aufzeichnung eines Spektrums zu Schwingungen angeregt. Für die Identifikation des Probematerials werden Vergleichsspektren bekannter Polymere bzw. Substanzen herangezogen. Mit der Ausnahme des Herstellers B waren die IR-Spektren der äußeren und der dem Füll-

Anzahl Gewebelagen	Materialdicke	Hersteller				
		B	C	R	S	T
1	4 – 7 mm					
2	8 – 11,6 mm					
3	9,2 mm					
	12 – 12,5 mm					
	15,5 mm					
Werkstoffe	Deckschicht	SBR/NR	CR	SBR	EPDM	CR
	Festigkeitsträger	PA	PES	PA	PA	PES

Tabelle 1: Materialaufbau der Proben und Ergebnisse der chemischen Untersuchungen

medium zugewandten inneren Deckschicht identisch. Für die Materialkombination des Herstellers B wurde eine zusätzliche Charakterisierung des Elastomers mittels Thermogravimetrie durchgeführt. In der der Bewitterung ausgesetzten äußeren Deckschicht wurde ein Verschnittverhältnis von etwa 65 SBR zu 35 phr (parts per hundred rubber) NR gefunden. Auf der Seite zum Füllmedium hin wurde dagegen ein Verschnitt von etwa 70 phr NR zu 35 phr SBR festgestellt. Das vom Hersteller in den technischen Unterlagen ausgewiesene Design Feature EPDM wurde in den Deckschichten nicht als alleinige Kautschukkomponente gefunden.

Ein sehr einfacher und auch auf Baustellen durchführbarer Nachweis für das im Werkstoff CR enthaltene Halogen Chlor ist der so genannte Beilsteintest. Hierzu wird mit einer Flamme ein Kupferdraht glühend erhitzt und leicht in die Oberfläche der Membran eingedrückt. Anschließend wird der mit Elastomer-Partikeln behaftete Kupferdraht erneut in die Flamme gehalten. Eine grün bis blaugrüne Flammfärbung ist dann der Nachweis für Chlor.

2.2 Dynamische Prüfungen

Im Betrieb der Schlauchwehranlagen können z. B. im Randbereich oder im Bereich der Befestigungsschienen Knickstellen und Falten auftreten. Für die Schlauchmembran bedeutet dies dann in lokalen Bereichen eine zusätzliche Biege- bzw. Knickbelastung. Um festzustellen, ob durch diese Beanspruchung eine Materialermüdung zu erwarten ist, wurden in Anlehnung an die DIN ISO 132 [6] Prüfungen mit dem Dauer-Knick-Versuch nach de Mattia durchgeführt. Mit dem Versuch nach [6] können die verschiedenen Werkstoffe hinsichtlich des Widerstandes gegen Bildung und Wachstum von Rissen verglichen werden. Der Dauer-Knick-Versuch nach [6] kann auch zur Abschätzung einer im Schlauchwehr maximal möglichen Einsatzzeit hinsichtlich des Ablegeverhaltens der Schlauchmembran herangezogen werden. Zur Bestimmung von Rissbildung und Risswachstum wurden die Proben in voller Materialstärke einer Dauer-Knickbeanspruchung ausgesetzt. Bei der Versuchsanordnung nach [6] wird eine periodische Biege-Zugbeanspruchung über ein Exzenter mit einer Frequenz von 5 Hz und einer Hublänge von 45 mm erzeugt. Abweichend von der genormten Versuchsdurchführung wurde aus den durch Stanzen hergestellten Probekörper (25 mm x 140 mm) jedoch nicht nachträglich eine Nut (Einkerbung) herausgeschnitten. Die Probekörper wurden vielmehr mit den Abmessungen 25 x 140 mm in voller Materialdicke aus den Schlauchmembranen ausgestanzt. Der Versuchsaufbau ist aus Bild 6 zu sehen. Nach dem Start des Antriebes wird nach [6] in bestimmten Zeitabständen das Risswachstum visuell bewertet.

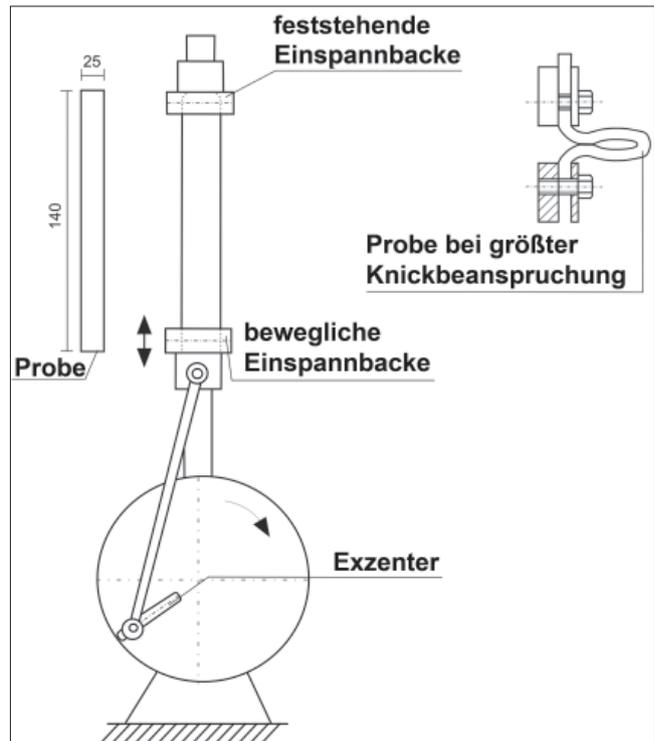


Bild 6: Versuchsaufbau Dauer-Knick-Versuch nach [3]

Bei den untersuchten Proben konnten erst nach 10.000 Knickungen die ersten Schädigungen durch Rissbildung oder eine beginnende Delaminierung festgestellt werden. Es ist aber davon auszugehen, dass diese Lastzahl in der Praxis bei den meisten Anlagen nicht ohne zusätzliche dynamische Einflüsse, wie z. B. bei Schwingungen, erreicht wird. Nach 500.000 Knickungen wurden die Versuche beendet. Das Schadensbild der einzelnen Werkstoffe ist im Endzustand, wie aus Bild 7 ersichtlich, allerdings sehr heterogen. Die dreilagigen Materialien R und B (Werkstoffkombination SBR bzw. SBR/NR und PA) zeigen eine vollständige Delaminierung der Gewebelagen. Dagegen zeigt das zweilagige Material C (Werkstoffkombination CR und PES) noch keine vollständige Ablösung der einzelnen Schichten. Das einlagige Material T zeigt im Endzustand keine Delaminierung. Mit dem Dauer-Knick-Versuch nach de Mattia [6] konnte also hinsichtlich einer maximal möglichen Lastzahl (Knickungen) festgestellt werden, dass mit der Anzahl der Gewebelage das Dauer-Knick-Verhalten schlechter wird. Auf der Rückseite der Proben waren nach Versuchende zum Teil deutliche Ermüdungsrisse erkennbar.

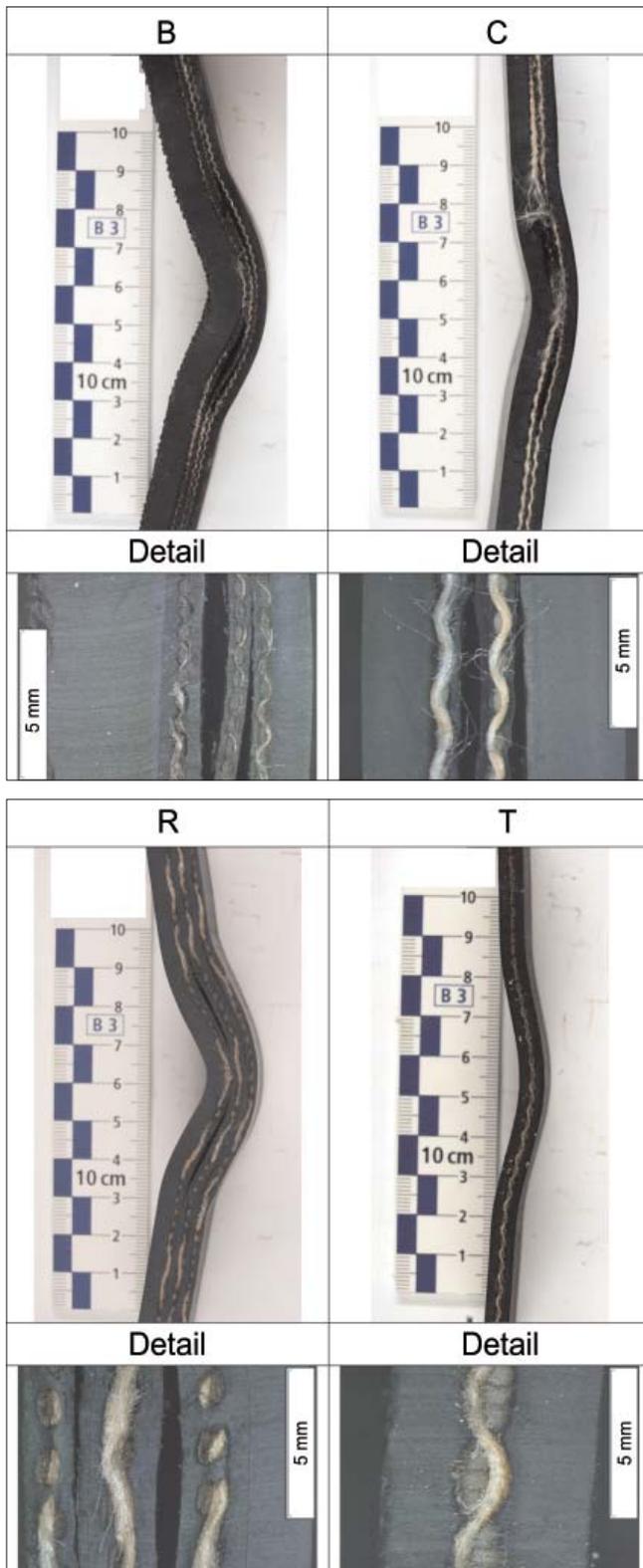


Bild 7: Endzustand der Proben bei Versuche nach 500.000 Knickungen

2.3 Statische Prüfungen an genormten Elastomer Probekörpern

Für die im Rahmen von statischen Prüfungen durchgeführten Werkstoffuntersuchungen wurden aus den Deckschichten der Elastomer-Bahnen 2 und 6 mm dicke Prüfplatten durch gleichmäßiges Abspalten nach DIN ISO 4661-1 [2] hergestellt. Aus diesen Prüfplatten wurden dann Normprüfkörper mit einem Stanzeisen ausgeschnitten. Für die Dichtebestimmung nach der Auftriebsmethode (Archimedes) wurden in Anlehnung an DIN 53479 [7] Normstäbe S2 nach DIN 53504 [8] hergestellt. Als Prüfflüssigkeit wurde destilliertes Wasser verwendet. Der Zugversuch nach [8] zur Bestimmung der Reißfestigkeit und Reißdehnung wurde an Proben von allen Herstellern mit einer Prüfgeschwindigkeit von 200 mm/s am Normstab S2 bei Raumtemperatur durchgeführt. Bei Proben des Herstellers C wurden zusätzliche Zugversuche bei $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ durchgeführt. Aus Bild 8 ist zu ersehen, dass im Temperaturbereich von $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ auf Grund der Reißfestigkeiten von mindestens 18 MPa und Reißdehnungen von mindestens 350 % ein ausreichendes Wertenniveau vorhanden ist.

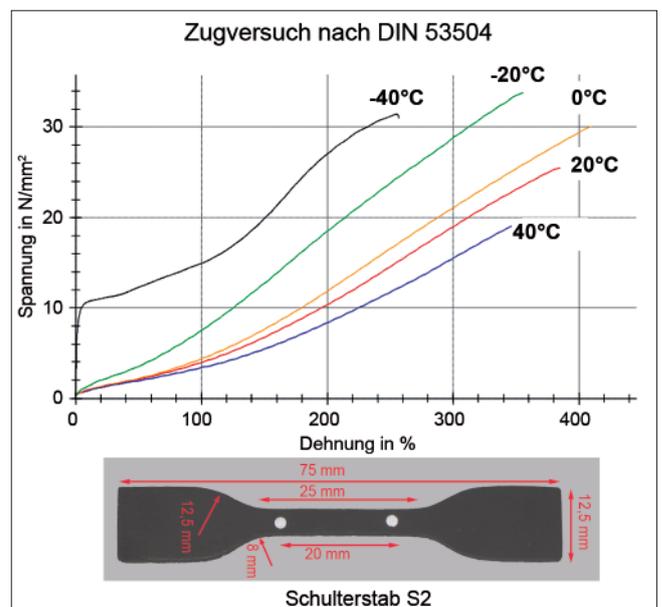


Bild 8: Zugversuche am genormten Probekörper S2 bei tiefen Temperaturen

Ein einfacher Screening-Test hinsichtlich des Kälteverhaltens ist die 24 h Lagerung von Proben bei $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und die anschließende Härtemessung Shore A nach DIN 53505 [9]. Bei der Härteprüfung Shore A wird der Widerstand gegen das Eindringen einer Nadel in die Oberfläche des Probekörpers gemessen. Mit der Härteprüfung nach Shore A, DIN 53505 [9], erhält man einen Indexwert, der ein Maß für den gleichmäßigen Vernetzungsgrad der Fertigungseinheit darstellt. Große Streuungen in der Härte Shore A würden darauf hindeuten, dass möglicherweise auch andere Eigenschaften nicht die gewünschten Anforderungen er-

füllen. Der Weiterreißwiderstand wurde nach DIN ISO 34-1 [10] mit dem Streifenprobekörper, Methode A, bestimmt und wird als Quotient aus der Kraft und der Probendicke angegeben. Auf Grund der Baustellenbedingungen und im Hinblick auf mögliche Beschädigungen, wie z. B. durch den Baubetrieb oder durch Geschiebe verursachte Schnittverletzungen, ist auch der Weiterreißwiderstand eine Schlüsseleigenschaft für die Dauerhaftigkeit. Geprüft wird der Weiterreißwiderstand mit einer Streifenprobe, die eingeschnitten und wie ein Hosenträger in eine Prüfmaschine eingespannt wird. Es wird dann im Zugversuch die Kraft ermittelt, die aufgebracht werden muss, um ein Weiterreißen der Probe zu verursachen.

Das sogenannte Altern von Elastomeren ist meist mit einer Verschlechterung der Eigenschaften verbunden. Ausgelöst werden die Alterungsprozesse beispielsweise durch Sonnenlicht (UV-Strahlung), Wärme und Ozon. Bei Schädigungen durch eine natürliche Bewitterung ist Ozon ein ganz wesentlicher Faktor. Für die Bestimmung der Beständigkeit gegenüber Rissbildung unter Ozoneinwirkung wurde die DIN 53509-1 [11] herangezogen. Hierbei wurden Proben im gedehnten Zustand in einer Ozonkammer eine bestimmte Zeit einer definierten Ozonkonzentration ausgesetzt. Eine Ozonkonzentration von 50 pphm (pphm = parts per hundred million) bedeutet 1 Volumenteil Ozon auf 10^8 Volumenteile Luft oder 50 Ozonmoleküle auf 100 Millionen Sauerstoffmoleküle. Die Bewertung erfolgt am Ende der Lagerung durch die Einordnung in bestimmte Rissstufen. Rissstufe 1 bedeutet, dass visuell keine Risse in der Oberfläche der Proben festgestellt werden konnten. Mit dem Verfahren nach DIN 53508 [15] wurde eine künstliche Alterung durch Wärmelagerung bei 70 °C simuliert. Zur Beurteilung der Alterungsbeständigkeit wird, als Prüfung im Zeitraffer nach sieben Tagen [15], der Vergleich der Reißfestigkeit, Reißdehnung [7] und Härte Shore A [8] vor und nach der Wärmelagerung herangezogen.

Das Verfahren zur Bestimmung des Druckverformungsrestes nach DIN ISO 815 [12] mit dem Probekörper Typ B dient dazu, die elastischen Eigenschaften eines Elastomers nach einer längeren konstanten Druckbeanspruchung, wie z. B. in der Klemmkonstruktion der Schlauchmembran, zu beschreiben. Die Probekörper werden bei vorgegebenen Temperaturen mit einer konstanten Druckbeanspruchung gelagert. Nach der Lagerung wird im unbelasteten Zustand die Höhe der Probekörper gemessen. Der Druckverformungsrest beschreibt die Differenz zur Ausgangshöhe vor der Lagerung und gibt einen Hinweis auf das Materialverhalten in der Klemmkonstruktion. Ein niedriger Druckverformungsrest ist auch dann wichtig, wenn die eingebauten Schlauchmembranen zu einem späteren Zeitpunkt demontiert und erneut eingesetzt werden. Der möglicherweise in der Elastomeroberfläche verblei-

bende Abdruck der alten Befestigungskonstruktion könnte zu Umläufigkeiten führen.

Der Zugverformungsrest nach DIN ISO 2285 [13] beschreibt das Werkstoffverhalten von Elastomeren nach einer relativ kurzen (24 h) Zugbeanspruchung unter konstanter Dehnung. Durch diese Zugprüfung unter konstanter Dehnung soll festgestellt werden, ob das Elastomer über eine bestimmte Zeitdauer seine elastischen Eigenschaften beibehalten kann.

Schlauchmembranen können durch die Einwirkung von Geschiebe auch einer Abriebbeanspruchung ausgesetzt sein. Der Widerstand der Elastomer-Deckschicht gegen Abrieb wurde nach DIN ISO 4649 [14] mit dem Verfahren des nicht rotierenden Probekörpers bestimmt. Ein zylindrischer Elastomer-Probekörper gleitet über einen auf einer rotierenden zylindrischen Trommel gespannten Schmirgelbogen. Das Verfahren nach [14] liefert nach Abschluss der Prüfzyklen einen Indexwert für den Volumenverlust, der einen Vergleich der verschiedenen Materialien erlaubt.

Um die Lebensdauer einer Elastomer-Deckschicht abschätzen zu können, die am Standort der Wehranlage auch der Beanspruchung durch Meerwasser ausgesetzt ist, können Prüfungen der Meerwasserbeständigkeit nach DIN 86076 [16] durchgeführt werden. Bei der Prüfung nach [16] werden Probekörper in erhitztem künstlichem Meerwasser als beschleunigte Alterungsversuche gelagert. Nach 28 Tagen wurde die Änderung des Volumens [7], der Reißfestigkeit, der Reißdehnung [8] und der Härte Shore A [9] vor und nach der Meerwasserlagerung zur Beurteilung und zum Vergleich der verschiedenen Werkstoffkombinationen herangezogen. Aus der Tabelle 2 sind die Ergebnisse der statischen Prüfungen zu ersehen.

2.4 Migrationsprüfung

Unter Migration ist das Auswandern bzw. der Übergang von diffusionsfähigen Inhaltsstoffen der Membran-Werkstoffe, wie z. B. der Rezepturbestandteile Weichmacher oder Alterungsschutzmittel, aus der Deckschicht (Trägermaterial) in Kontaktmedien zu verstehen. Insgesamt wurden fünf verschiedene, ca. 7 cm² große Proben der aus Tabelle 1 ersichtlichen Werkstoffe ausgestanzt und auf ihren Widerstand gegen Migrationsprozesse hin untersucht. Als Kontaktmedium wurde eine Tafel aus Polyvinylchlorid (weichmacherfreies Hart PVC) eingesetzt. Die PVC-Tafel wurde vor einem nach Südwesten hin orientiertem Fenster zur Beobachtung einer Kontaktverfärbung bei Raumtemperatur gelagert. Bild 9 zeigt das Ergebnis der Kontaktverfärbung nach 925 Tagen Lagerung.

Eigenschaften	Prüfung nach	Einheit	R ¹⁾	Hersteller				
				B	C	R	S	T
Shore-A-Härte (Median)	DIN 53505	Shore A		56	58	61	61	68
Reißfestigkeit	DIN 53504 (Normstab S2)	MPa	L	23,1 ± 0,6	21,4 ± 1,6	17,3 ± 1,1	16,8 ± 2,2	13,9 ± 0,7
		MPa	Q	22,0 ± 0,5	21,9 ± 1,3	16,8 ± 0,3	⁴⁾	14,2 ± 0,8
Reißdehnung	DIN 53504 (Normstab S2)	%	L	519 ± 9	430 ± 17	534 ± 33	710 ± 49	342 ± 9
		%	Q	517 ± 8	427 ± 22	594 ± 9	⁴⁾	372 ± 15
Druckverformungsrest 168 h/23 °C 24 h/70 °C	DIN ISO 815 (Probekörper Typ B)	%		17 ± 0,3	10 ± 1,5	22 ± 0,6	⁴⁾	⁴⁾
		%		21 ± 0,3	12 ± 0,0	21,4 ± 0,5	⁴⁾	⁴⁾
Weiterreißwiderstand	ISO 34-1 Methode A, Streifenprobekörper	kN/m	L	12 ± 1,2 ²⁾	8,5 ³⁾	8,6 ± 0,2 ²⁾	15,6 ± 0,7 ²⁾	9,9 ± 0,5 ²⁾
		kN/m	Q	8 ± 0,2	7,5	8,6 ± 0,3	⁴⁾	10,3 ± 1,0 ⁴⁾
Wärmealterung 7 d/70 °C	DIN 53508							
Härteänderung	DIN 53505	Shore A		58	59	65	⁴⁾	69
Reißfestigkeit	DIN 53504 (Normstab S2)	MPa	L	21,2 ± 0,2	21,5 ± 2,3	16,3 ± 0,4	⁴⁾	14,5 ± 0,4
		MPa	Q	19,6 ± 0,3	19,5 ± 2,4	15,6 ± 0,2	⁴⁾	15,4 ± 0,4
Reißdehnung	DIN 53504 (Normstab S2)	%	L	481 ± 4	412 ± 33	486 ± 11	⁴⁾	326 ± 7
		%	Q	464 ± 5	401 ± 38	524 ± 20	⁴⁾	380 ± 13
Kälteverhalten 24 h/-20 °C (Median)	DIN 53505	Shore A		67	67	83	69	77
Verhalten n. Ozonalterung 48 h, 40 °C, 50 pphm, 20 % Dehnung	DIN 53509 (Verfahren A)			keine Risse	keine Risse	keine Risse	keine Risse	keine Risse
Zugverformungsrest 24 h, 70 °C, 100 % Dehnung	DIN ISO 2285 (Streifenprobekörper, Messung bei RT, 30 min n. Entlastung)	%		9 ± 0,5	7 ± 0,8	12 ± 0,3	⁴⁾	17 ± 1,0
Abrieb	DIN ISO 4649	mm ³		128 ± 6	63 ± 3	158 ± 1	⁴⁾	179 ± 7
Dichte (Median)	DIN 53479 (Verfahren A, Normstab S2, Auftriebsmethode Archimedes)	g/cm ³		1,09	1,36	1,14	⁴⁾	1,49

¹⁾ R: Richtung: L = längs; Q = quer
²⁾ Die Prüfung konnte auf Grund der Probengeometrie nicht durchgeführt werden.
³⁾ Median aus 5 Einzelwerten
⁴⁾ Mittelwert aus 3 Einzelwerten

Tabelle 2: Übersicht der Ergebnisse der statischen Prüfungen

Migrationsversuche, Kontaktverfärbung auf PVC
Start am 2004-08-11, Fotos Stand 2007-02-22

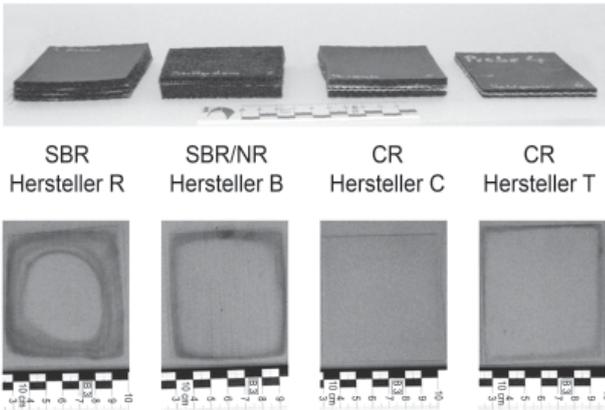


Bild 9: Migrationsprüfung, Kontaktverfärbung auf PVC

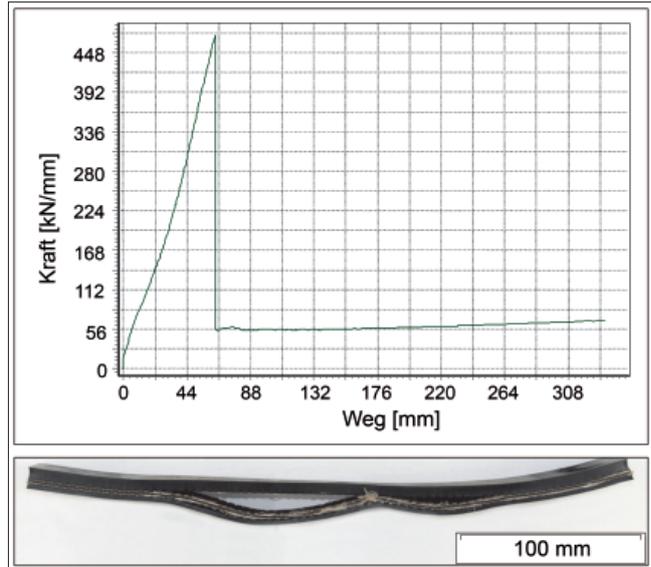


Bild 10: Kraft-Verlängerungs-Diagramm, Zugversuch in voller Materialdicke

2.5 Statische Prüfungen in voller Materialdicke

Statische Prüfungen in voller Materialdicke werden z. B. bei Textilfördergurten angewendet. Auf Grund der kleinsten Breite des Schulterstabes wurde in Anlehnung an die für Textilfördergurte üblichen Prüfungen der Probekörper A, DIN EN ISO 283-1 [17] für die Ermittlung der Zugeigenschaften gewählt. Mit einem Stanzeisen wurden die Proben in Längs- und Querrichtung aus den Schlauchmembranen ausgestanzt. In Anlehnung an [17] wurden anschließend Zugversuche in voller Materialdicke bis zur Zerstörung der Probe durchgeführt. Ermittelt wurden die Bruchfestigkeit, die

Bruchdehnung und die Dehnung bei der Bezugskraft. Bild 10 zeigt exemplarisch das Kraft-Verlängerungs-Diagramm einer Werkstoffkombination aus CR und dem Festigkeitsträger PES in Längsrichtung.

Aus Tabelle 3 sind die Ergebnisse aller in Längs- und Querrichtung durchgeführten Versuche ersichtlich. Die Bruchfestigkeiten lagen in der stärksten Richtung je nach Hersteller zwischen 104 N/mm (bei einer Gewebelage) und 607 N/mm.

Hersteller	B			C	R	T	
Gewebelagen	3			2	2	1	
Membrandicke (mm)	9	12	15	14	8	6	
Bruchfestigkeit (kN/m)	längs	593	338	425; 440	473; 390; 404	427; 487; 587; 594; 607	141; 113; 301; 278; 291
	quer	173	320	376; 400; 323	349; 332; 339	198; 198; 159; 228	125; 104
Dehnung bei der Bezugskraft 2500 N (%)	längs	6,8	17,7	11,2; 14,7	13; 14,8; 5,1	8,3; 8,7; 9,1; 6,9; 8,8	12,7; 34,8; 22; 21,3; 15,8
	quer	32,1	14,3	15,9; 15,4; 14,7	40,3; 40,5; 39,6	34,3; 33,9; 38,8; 34,5	17,9; 40,2
Bruchdehnung (%)	längs	16	38	27; 25	29; 37; 38	24; 26; 29; 20; 29	15; 41; 30; 36; 35
	quer	40	32	33; 33; 29	81; 81; 81	46; 46; 57; 58	19; 42
Anzahl der Probekörper	längs	1	1	2	3	5	5
	quer	1	1	3	3	4	2

Tabelle 3: Übersicht der Ergebnisse in Längs- und Querrichtung

2.6 Verbindungskräfte von gefügten Schlauchmembranen

Auf Grund der Fertigungsverfahren ist eine Konfektion der endlos aufgewickelten Elastomer-Bahnen erforderlich. Hierzu werden die Elastomer-Bahnen (wie oben beschrieben) abgelängt, einseitig im Randbereich aufgetrennt, zur erforderlichen Breite der Schlauchmembran zusammengesetzt und neu vulkanisiert. Die Verbindungskraft dieser Fugstellen wurde im Zugversuch in Anlehnung an DIN EN ISO 283-1 [17] mit dem Probekörper A geprüft (s. Bild 3). Die Probekörper wurden rechtwinklig zur Verbindungsnaht herausgestanzt. Diese Versuchsdurchführung kann auch für die Bewertung von Reparaturmaterialien herangezogen werden. Bild 11 zeigt exemplarisch das Kraft-Verlängerungs-Diagramm und das Bruchbild einer zerstörten Probe aus CR. Ferner findet sich in Bild 11 die Gegenüberstellung der Prüfwerte "gefügter" und "ungefügter" Bereich. Die hergestellten Verbindungen erreichen mindestens 50 % der Bruchfestigkeiten der ungefügten Bereiche.

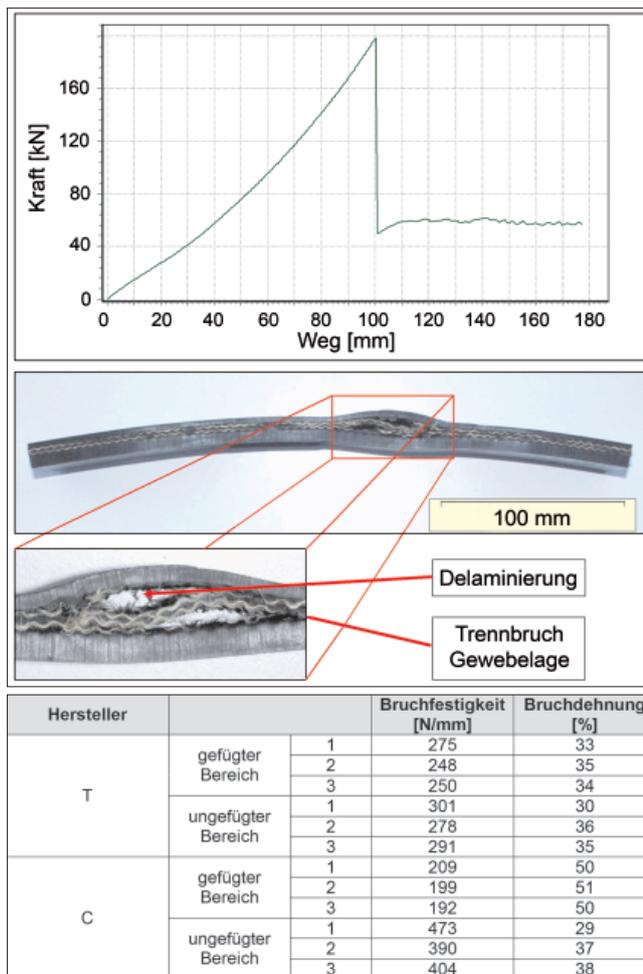


Bild 11: Kraft-Verlängerungs-Diagramm, Zugversuch Verbindungsprüfung

3 Lang- und Kurzzeitversuche

Statische Prüfverfahren basieren auf der Analyse des Werkstoffverhaltens nach einer sprunghaften Änderung der mechanischen Beanspruchung. Für die Abschätzung der Lebensdauer von Schlauchmembranen sind dagegen auch Werkstoffinformationen zum Verhalten unter Langzeiteinwirkung bei ruhender Beanspruchung erforderlich. Das Zeitstandverhalten von Elastomeren und Thermoplasten wird gekennzeichnet durch Retardation und Relaxation. Unter Relaxation versteht man die Abnahme der Spannung bei konstanter Verformung. Dagegen versteht man unter Retardation, auch Kriechen oder Nachfließen genannt, die Zunahme der Verformung bei einer konstanten Spannung. Anders als energieelastische Körper aus Metall, wo Verformungen durch das Hooksche Gesetz beschrieben werden, verhalten sich thermoplastische Kunststoffe viskoelastisch und Elastomere entropieelastisch. Dabei beruht dieses Verhalten auf einer molekularen Relaxation und wird durch verschiedene Modelle, wie z. B. das Maxwell-Modell, Reihenschaltung von Feder (Hook) und Dämpfungsglied (Newton), beschrieben [28]. Als Langzeitversuch zur Retardation wurde ein Bauteilversuch unter Zugbeanspruchung mit dem aus Bild 12 ersichtlichen Versuchsaufbau "Großer Versuchstand" gewählt. Es wurde eine dreilagige Schlauchmembran des Herstellers R mit dem aus Tabelle 1 ersichtlichen Querschnitt eingesetzt. Die beiden Hydraulikzylinder (max. Druck jeweils 700 bar) wurden so gewählt, dass die in einem Bauwerk mit einer Stauhöhe von 3 m zu erwartende Zugkraft auf die Elastomer-Bahn mit ausreichender Sicherheit aufgebracht werden kann. Die Verankerung der Elastomer-Bahn mit dem Betonfundament erfolgte mit einer handelsüblichen Befestigungsschiene. Der Bolzenabstand entsprach den Angaben des Herstellers. Für die Befestigung mit der Zugtraverse wurden zur spannungshaltenden Klemmung Tellerfedern verwendet. Der Versuch sollte zeigen, ob ein zeitabhängiges Kriechverhalten des Verbundwerkstoffes zu erwarten ist.

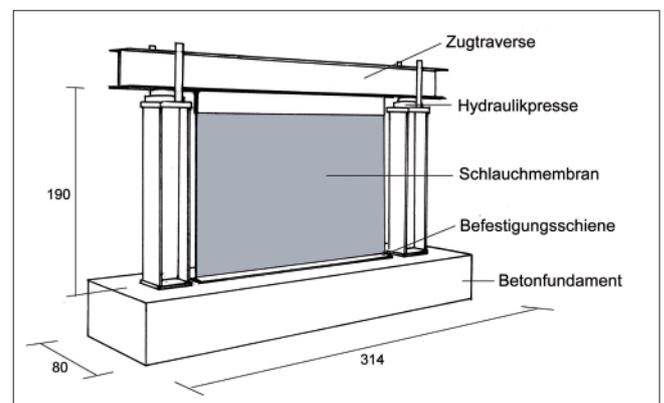


Bild 12: Langzeitversuch Skizze "Großer Versuchstand"

Aus applikationstechnischen Gründen konnten zum Messen keine Dehnungsmessstreifen eingesetzt werden. Daher wurde ein Messprinzip gewählt, das direkt auf die Oberfläche der Schlauchmembran aufgebrachte Markierungen nutzt. Auf der Gummioberfläche wurden die aus Bild 13 ersichtlichen Messfelder mit einem Silberstift angezeichnet. Vor die Schlauchmembran wurde ein in x- und y-Richtung bewegliches digitales Kamerasystem installiert. Das Kamerasystem konnte über eine Steuereinheit alle neun Messfelder einzeln anfahren. Mit einer Bildanalyse-Software wurden die einzelnen Messfotos dann später zur Dehnungsmessung ausgewertet. Aus Bild 14 ist die Auswertung für einen Zeitraum von 1198 Tagen zu sehen. Bei den einzelnen Messfeldern konnte keine signifikante Änderung festgestellt werden. Unter den gewählten Randbedingungen ist daher eine nennenswerte Retardation der Schlauchmembran nicht zu erwarten.



Bild 13: Großer Versuchstand Langzeitversuch mit Messfeld

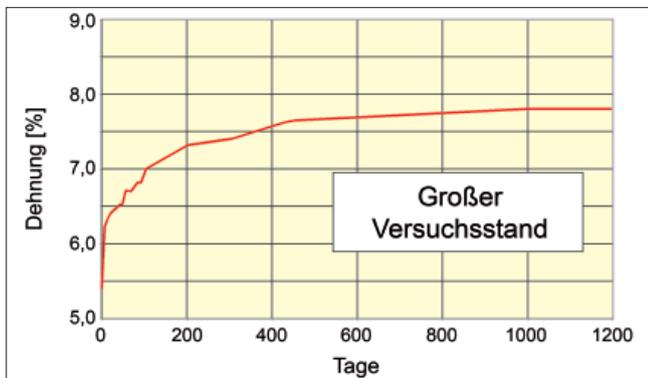


Bild 14: Großer Versuchstand Langzeitversuch, Auswertung und Diagramm

Um den Einfluss der einzelnen Gewebelagen bei den Kriechvorgängen abschätzen zu können, wurde zusätzlich aus der Rückstellprobe der in dem großen Versuchstand eingebauten Schlauchmembran eine 10 cm breite Gewebelage durch gleichmäßiges Abspalten nach [2] gewonnen. Für die Langzeituntersuchung die-

ser einzelnen Gewebeeinlage wurde der aus Bild 15 ersichtliche "Kleine Versuchsstand" konstruiert.



Bild 15: Kleiner Versuchsstand Langzeitversuch mit Probe und Messmarkierungen

Die 10 cm breite Gewebeprobe aus PA wurde, in Anlehnung an die umgerechnete Zugkraft des Langzeitversuchsstandes, mit einem freihängenden Gewicht von 265 kg auf Zug belastet. Untersucht wurde die Verlängerung der Gewebeprobe bei konstanter Zugkraft. Um den temperaturbedingten Einfluss während der beiden Langzeitversuche abschätzen zu können, wurde die Längenausdehnung nach DIN 53752 Verfahren A [18] einer einzelnen Gewebelage exemplarisch untersucht. Der thermische Längenausdehnungskoeffizient α oder lineare Wärmedehnzahl beschreibt, um wie viel sich die Länge eines Körpers verändert, wenn die Temperatur um 1 K erhöht wird. Über ein Sommer/Winter-Halbjahr schwankten die Temperaturen im Bereich des Versuchstandes um 5,2 °C. An einer einzelnen Gewebelage wurde nach [18] ein Längenausdehnungskoeffizient von $\alpha = 319 \times 10^{-6} \text{ 1/K}$ bestimmt. Damit beträgt beispielsweise die Wärmeausdehnung für die größte gemessene Temperaturdifferenz bei einer Ausgangslänge des Messfeldes von 52 mm:

$$\begin{aligned} \Delta l &= l_0 \times \alpha \times \Delta t \\ &= 52 \text{ mm} \times 319 \times 10^{-6} \text{ 1/K} \times 5,2 \text{ K} = 0,86 \text{ mm} \end{aligned}$$

Der Temperatureinfluss ist bei der Bewertung der Kriechvorgänge auf Grund der geringen Temperaturschwankung und der langen Versuchsdauer zu vernachlässigen.

Auf der gummierten Gewebeoberfläche wurden Messmarkierungen angezeichnet. In bestimmten zeitlichen Abständen wurden die aus Bild 13 ersichtlichen Messmarkierungen digital fotografiert und mit der Software bildanalytisch vermessen. Aus Bild 16 ist die grafische Darstellung der Messwerte über einen Zeitraum von 838 Tagen zu sehen. Eine durch die Zugbelastung verursachte Längenänderung wurde nur in den ersten fünf Tagen gefunden. Danach konnten keine signifikanten Änderungen mehr und somit auch kein Kriechvorgang festgestellt werden.

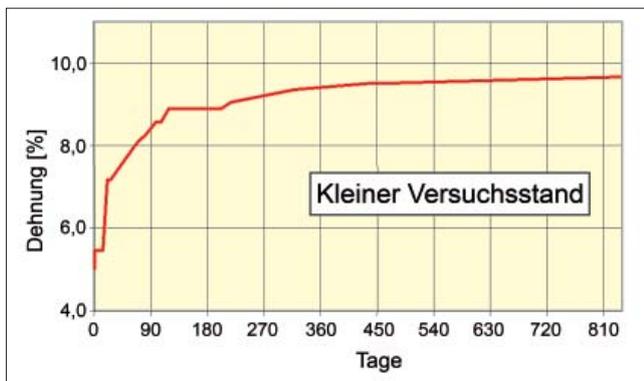


Bild 16: Kleiner Versuchsstand Langzeitversuch, Auswertung und Diagramm

4 Empfehlungen für zukünftige Bauprojekte

4.1. Werkstoffanforderungen an das Elastomer der Deckschicht

Die älteste dem Verfasser bekannte, noch im Einsatz befindliche Anwendung für ein Bauprodukt aus Elastomer im Bereich der WSV ist das Eidersperrwerk. Dort wurden bereits 1970 Elastomer-Fugenbänder aus Synthese-Kautschuk eingebaut. Die aufgesetzten Fugenbänder wurden hier seinerzeit, wie auch bei Schlauchmembranen, direkt der Bewitterung ausgesetzt. Auch nach mehr als 35 Jahren zeigen diese Fugenbänder keine Funktionsbeeinträchtigungen. Bei der Erstellung von Empfehlungen für die Werkstoffanforderungen an Schlauchmembranwerkstoffe wurden die Erfahrungen in der WSV mit Elastomer-Anwendungen und deren Regelwerke mit Materialanforderungen berücksichtigt. Für die Beschreibung der aus Tabelle 4 ersichtlichen Anforderungen an die Elastomer-Deckschichten der Schlauchmembrane wurden u. a. die Anforderungen und Prüfverfahren der folgenden Regelwerke herangezogen:

- E DIN 7865-2, Elastomer-Fugenbänder zur Abdichtung von Fugen in Beton [19],
- DIN 19 704-2, Stahlwasserbauten - Teil 2: Bauliche Durchbildung und Herstellung [20],
- DIN EN 1337-3, Lager im Bauwesen - Teil 3: Elastomerlager [21].

Die in Tabelle 4 genannten Anforderungen gelten für jeden Einzelwert einer Prüfserie. Auch im Hinblick auf den zu erwartenden Klimawechsel und unter Berücksichtigung der Zunahme der Ozonkonzentrationen sollten für die äußere Deckschicht der Schlauchmembran nur Elastomere verwendet werden, die schon als Polymer eine gute Beständigkeit gegenüber einem Witterungs- und Ozonangriff aufzeigen. Daneben ist auch ein gutes mechanisches Eigenschaftsniveau erforderlich. Daher sind für die äußere Deckschicht Elastomere aus EPDM oder CR zu empfehlen.

4.2. Hinweise für Bauprojekte

Für die äußere Elastomer-Deckschicht sollten in der Regel nur die Spezialkautschuke EPDM oder CR verwendet werden. Wenn andere Polymere oder Polymerverschnitte angeboten werden, sollte hierzu eine Stellungnahme der BAW eingeholt werden. Bei der Festlegung der Anzahl der Festigkeitsträger sollte bereits bei der Baubeschreibung berücksichtigt werden, dass ein vollständiges Ablegen der Schlauchmembran aus geometrischen Gründen in den meisten Fällen nicht mit mehr als zwei Gewebelagen erreicht werden kann. Eine einzelne Gewebelage ist aus Sicherheitsgründen im Hinblick auf möglichen Vandalismus nicht sinnvoll.

Eine wichtige Kenngröße bezüglich der Dauerhaftigkeit ist, wie die Dauer-Knickversuche [6] gezeigt haben, die Trennfestigkeit zwischen Elastomer und Gewebe. Bezüglich der Formulierung einer Anforderung an die Trennkraft der einzelnen Gewebelagen gibt es aber in der WSV zurzeit noch keine ausreichenden Erfahrungswerte. Daher sollte vom Bieter hierzu bei der Angebotsabgabe eine Angabe nach DIN EN ISO 252-1 [23] für die Längs- und Querrichtung gemacht werden, die dann bei der technischen Wertung der Angebote berücksichtigt wird. Mindestens sollte jedoch in Anlehnung an die DIN 22109-2, Anforderungen für Fördergurte mit zwei Einlagen [27], ein Trennwiderstand von 4,5 N/mm als Mittelwert erfüllt werden.

Da mit dem Dauer-Knick Versuch nach de Mattia [6] auch ein Zusammenhang hinsichtlich der maximal möglichen Lastzahl und der Anzahl der Gewebelagen ein Zusammenhang festgestellt wurde, sind als Kompromiss zwischen Sicherheit gegen Vandalismus und Knickbeständigkeit zweilagige Schlauchmembrane für zukünftige Anlagen der WSV zu empfehlen.

Eigenschaften	Prüfung nach	Anforderung an Einzelwerte
Shore-A-Härte	DIN 53505	Herstellerangabe ± 5
Reißfestigkeit	DIN 53504 (Normstab S2)	≥ 15 MPa
Reißdehnung	DIN 53504 (Normstab S2)	≥ 300 %
Druckverformungsrest 168h/23°C 24h/70°C	DIN ISO 815 (Probekörper Typ B)	≤ 20 % ≤ 25 %
Weiterreißwiderstand	DIN ISO 34-1 Methode A, Streifenprobekörper	≥ 8 kN/m
Wärmealterung 7d/70°C Shore-A-Härte-Änderung Reißfestigkeit Reißdehnung	DIN 53508 DIN 53505 DIN 53504 (Normstab S2) DIN 53504 (Normstab S2)	$\leq +8$ ≥ 10 MPA ≥ 300 %
Kälteverhalten 24h/-20°C Shore-A-Härte-Änderung	DIN 53505	≤ 35 Shore A
Verhalten nach Ozonalterung 48 h, 40° C, 50 pphm, 20 % Dehnung	DIN 53509 Verfahren A	Keine Risse
Zugverformungsrest 24h, 70°C, 100% Dehnung	DIN ISO 2285 (Streifenprobekörper, Messung bei RT, 30 min nach Entlastung)	≤ 20 %
Meerwasserbeständigkeit 28d/50C° Härteänderung Volumenänderung Reißfestigkeit Reißdehnung	DIN 86076 DIN 53505 DIN 53479 (Verfahren A, Normstab S2) DIN 53504 (Normstab S2) DIN 53504 (Normstab S2)	< 5 Shore A < 10 % ≥ 10 MPA ≥ 300 %
Abrieb	DIN ISO 4649	≤ 160 mm ³
Dichte	DIN 53479 (Verfahren A, Normstab S2)	Nennwert des Herstellers $\pm 0,02$ g/cm ³

Tabelle 4: Empfehlung für Werkstoffanforderungen an die Elastomer-Deckschicht

Zwischen den einzelnen Gewebelagen sollte eine Zwischenschicht von mindestens 1,5 mm vorhanden sein.

Als Faserrohstoffe der Festigkeitsträger sind Polyester und/oder Polyamid in Längs- und Querrichtung der Gewebe vom Auftragnehmer zu wählen.

Bei der Angebotsabgabe ist das Erfüllen der Material-

anforderungen durch entsprechende Prüfzeugnisse nachzuweisen. Da Elastomer-Bahnen in der Regel nicht in den für Schlauchmembranen erforderlichen Geometrien hergestellt werden können, ist das Konfektionieren durch Verbindungsprüfungen in Anlehnung an DIN EN ISO 283 [6] nachzuweisen. Bei der Angebotsabgabe sollte vom Bieter hierzu ein Musterstück vorgelegt werden.

Die Gesamtdicke der Schlauchmembran sollte an allen Messstellen mindestens 11 mm betragen. Zur Überprüfung der Dicke kann eine Messuhr nach [26] (Messflächendurchmesser 20 mm und 1 N Messkraft) oder eine bildanalytische Messung herangezogen werden. In Abhängigkeit der erforderlichen Stauhöhe sollte eine Nenn-Bruchfestigkeit der Schlauchmembran in der Baubeschreibung vorgegeben werden.

Die hinsichtlich Abrieb und Migration durchgeführten Werkstoffuntersuchungen haben gezeigt, dass eine Emission von Inhaltstoffen aus der Elastomer-Deckschicht nicht auszuschließen ist. An technischen Gummierzeugnissen, Fördergurtdeckplatten und PKW-Reifen wurden in der Vergangenheit Untersuchungen zur ökologischen Belastung der Umwelt durchgeführt [24]. Das Eluat von verschiedenen Mischungen wurde hier auf Fischtoxizität untersucht, und es wurde ein Zusammenhang bezüglich der verwendeten Rezepturbestandteile und der Fischtoxizität festgestellt. Elastomere werden aber auch ökologisch unbedenklich in der Medizintechnik, in der Nahrungsmittelindustrie oder als Trinkwasserdichtungen eingesetzt. Hieraus wird deutlich, dass den Ausgangsstoffen und dem Rezepturaufbau der Deckschichten eine besondere Bedeutung bei Schlauchmembranen zukommt. Mit der Angebotsabgabe sollten vom Bieter auch Sicherheitsdatenblätter nach 91/155/EWG bzw. ISO 11014-1 [25] vorgelegt werden. Aus den Angaben zur Ökologie in Abschnitt 12 der Sicherheitsdatenblätter muss ersichtlich sein, dass keine Auswirkungen auf die Umwelt zu erwarten sind.

5 Baubegleitende Qualitätssicherung

Der baubegleitenden Qualitätssicherung des Auftraggebers WSV kommt eine besondere Bedeutung für die Erstellung dauerhafter Schlauchwehnanlagen zu. Unmittelbar nach Produktionsbeginn sollte daher eine Einsicht in die Unterlagen der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) erfolgen. Der Prüfumfang der nach den Grundsätzen der DIN 18200 [22] durchzuführenden WPK sollte bei Produktionsbeginn alle aus Tabelle 4 ersichtlichen Materialanforderungen an die Elastomer-Deckschicht umfassen. Ferner sollte die Gesamtdicke und die Bruchfestigkeit der Schlauchmembran geprüft werden. Die Proben für die stichprobenartige Kontrollprüfungen sollten direkt im Herstellwerk durch einen Vertreter des Auftraggebers im Beisein eines Vertreters des Auftragnehmers entnommen werden. Über die Probenahme sollte zur Gegenzeichnung vom Auftragnehmer eine Niederschrift angefertigt werden. Im Falle einer Produktionsunterbrechung sollte eine erneute Kontrollprüfung erfolgen. Der Auftragnehmer sollte die für die Kontrollprüfung entstandenen Kosten der WSV tragen, wenn die Kontrollprüfungen die Nichteignung der hergestellten Schlauchmembran und/oder der hergestellten Verbindungen ergeben.

Grundsätzlich sollten im Bereich der WSV nur Baustoffe und Bauprodukte verwendet werden, deren Brauchbarkeit nachgewiesen ist und auch entsprechend in der jeweils aktuellen Bauregelliste aufgeführt sind und/oder Übereinstimmungsnachweise nach DIN 18200 [22] tragen. Für Schlauchmembrane gibt es aber zurzeit noch keine entsprechenden nationalen oder internationalen Regelungen. Daher sollte im Sinne einer Abnahmeprüfung des Auftraggebers einem Einbau der Schlauchmembran nur zugestimmt werden, wenn die aus Tabelle 4 ersichtlichen Materialanforderungen und auch die projektbezogenen Forderungen im Rahmen der WPK bei Produktionsbeginn nachgewiesen und durch die Kontrollprüfung bestätigt worden sind. Der Umfang der Kontrollprüfungen sollte vom Auftraggeber WSV projektbezogen festgelegt werden.

6 Literatur

- [1] Maisner, M.; Gebhardt, M.; Gabrys, M.: Schlauchwehre aus Elastomer-Bahnen für den Verkehrswasserbau, KGK - Kautschuk Gummi Kunststoffe, 12/2003
- [2] DIN ISO 4661-1, Elastomere – Herstellung von Proben und Probekörpern – Teil 1: Physikalische Prüfungen, Ausgabe 1995-08
- [3] Wasserkraft – der emissionsfreie Stromlieferant, ContiTech initiativ, Ausgabe 03/2006
- [4] DIN ISO 1629 Kautschuk und Latices – Einteilung, Kurzzeichen, Ausgabe 2004-11
- [5] DIN ISO 2076 Textilien – Chemiefasern – Gattungsnamen und Kurzzeichen, 2001-05
- [6] DIN ISO 132 Elastomere oder thermoplastische Elastomere – Bestimmung von Rissbildung und Risswachstum bei Dauer-Knickbeanspruchung (De Mattia), Ausgabe 2004-05
- [7] DIN 53479 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren; Bestimmung der Dichte, 1976-07
- [8] DIN 53504 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren; Bestimmung von Reißfestigkeit, Zugfestigkeit, Reißdehnung und Spannungswerten im Zugversuch, 1994-05
- [9] DIN 53505 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren – Härteprüfung nach Shore A und Shore D, 2000-08
- [10] DIN ISO 34-1 Elastomere oder thermoplastische Elastomere – Bestimmung des Weiterreißwiderstandes – Teil 1: Streifen-, winkel- und bogenförmige Probekörper, 2004-07

- [11] DIN 53509-1 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren – Bestimmung der Beständigkeit gegen Rissbildung unter Ozonwirkung – Teil 1: Statische Beanspruchung, 2001-01
- [12] DIN ISO 815 Elastomere – Bestimmung des Druckverformungsrestes bei Umgebungs-, erhöhten oder niedrigen Temperaturen, 2000-03
- [13] DIN ISO 2285 Elastomere oder thermoplastische Elastomere – Bestimmung des Zugverformungsrestes unter konstanter Dehnung und des Zugverformungsrestes, der Dehnung und des Fließens unter konstanter Zugbelastung, 2003-07
- [14] DIN ISO 4649 Elastomere – Bestimmung des Abriebwiderstandes mit einem Gerät mit rotierender Zylindertrommel, 2006-11
- [15] DIN 53508 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren – Künstliche Alterung, 2000-03
- [16] DIN 86076 Elastomer-Dichtungsplatten – meerwasserbeständig, ölbeständig, Maße, Anforderungen, Prüfung, 1988-04
- [17] DIN EN ISO 283-1 Textilfördergurte – Zugversuch bei voller Gurtdicke – Teil 1: Bestimmung der Bruchfestigkeit, Bruchdehnung und der Dehnung bei Bezugskraft, 2001-01
- [18] DIN 53752 Prüfung von Kunststoffen; Bestimmung des thermischen Längenausdehnungskoeffizienten, Ausgabe 1980-12
- [19] E DIN 7865-2, Elastomer-Fugenbänder zur Abdichtung in Beton – Teil 2: Werkstoff-Anforderungen und Prüfung, 2006-06
- [20] DIN 19 704-2, Stahlwasserbauten – Teil 2: Bauliche Durchbildung und Herstellung, 1998-05
- [21] DIN EN 1337-3, Lager im Bauwesen – Teil 3: Elastomerlager; 2005-07
- [22] DIN 18200, Übereinstimmungsnachweis für Bauprodukte – Werkseigene Produktionskontrolle, Fremdüberwachung und Zertifizierung von Produkten, 2000-05
- [23] DIN EN ISO 252-1, Textilfördergurte – Haftfestigkeit zwischen den Bestandteilen – Teil 1: Prüfverfahren, 1999-10
- [24] R. Büttner, S. Rakus, E. Träger, Untersuchungen zur ökologischen Belastung der Umwelt durch technische Gummierzeugnisse, GAK, 7/2000
- [25] ISO 11014-1, Sicherheitsdatenblatt für chemische Produkte – Teil 1: Inhalt und Gliederung, 1994-03
- [26] DIN 878, Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Mechanische Messuhren – Grenzwerte für messtechnische Merkmale, 2006-06
- [27] DIN 22109-2, Textil-Fördergurte für den Steinkohlenbergbau – Teil 2: Gummi-Fördergurte mit zwei Einlagen für unter Tage; Maße, Anforderungen, 2000-07
- [28] Elias, H.-G., Makromoleküle, Seite 918 bis 945, Band 1, Hüthig und Wepf, Basel Heidelberg New York, 1990

Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren

DR.-ING. MICHAEL GEBHARDT, DIPL.-ING. BERNHARD KEMNITZ, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Konzeption und Vorgehensweise bei der Untersuchung von Schlauchwehren im physikalischen Modell

1.1 Allgemeines

Schlauchwehre gehören zu den beweglichen Wehren und kontrollieren den Abfluss durch Höhenvariation des überströmten Verschlusskörpers. Bei der Berechnung des Abflusses mittels vereinfachten Ansatzes (Poleni-Formel) wird ein Verlustbeiwert μ verwendet, welcher die Veränderung des Stromlinienbildes berücksichtigt. Er ist eine Funktion der Strömungsberandung und bei Ablösungserscheinungen eine Funktion der Randstromlinie. Daneben hängt er aber auch von der Froude-Zahl Fr der Anströmung ab. Reynolds- und Weberkennzahl, Re und We , sind hier nur bei kleinskaligen Modellen zu berücksichtigen und können für die vorliegende Fragestellung vernachlässigt werden. In zwei Punkten unterscheiden sich die Untersuchungen an Schlauchmodellen von denen an Stahlwasserbauverschlüssen: Zum einen gibt es keine eindeutige geometrische Stellgröße, wie die Öffnungsweite eines Schützes oder der Drehwinkel einer Klappe. Daher ist es naheliegend, den Innendruck als physikalische Stellgröße heranzuziehen und den Zusammenhang von Innendruck und Schlauchform zu beschreiben. Zum anderen verändert sich die Geometrie des Schlauchkörpers in Abhängigkeit von der inneren und äußeren Druckverteilung in Umfangsrichtung, was ein ähnliches Elastizitätsverhalten von Modell und Natur voraussetzt. In Bild 1 sind alle geometrischen Pa-

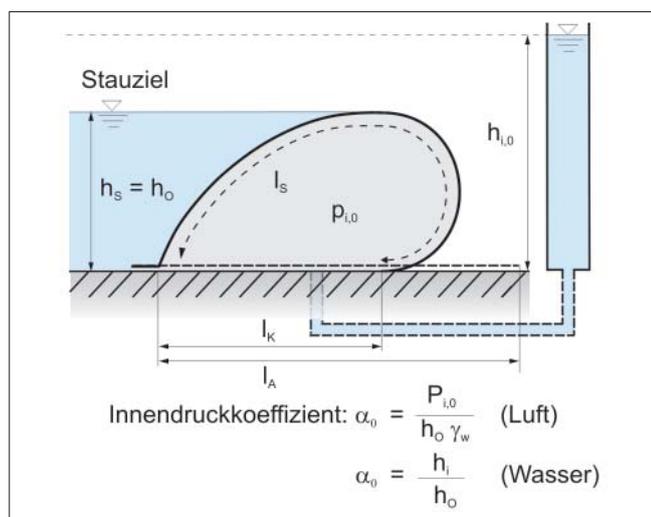


Bild 1: Definitionsskizze der geometrischen Parameter bei einem Schlauchwehr

rameter zur Beschreibung der Schlauchform dargestellt, die im Folgenden verwendet werden: l_k bezeichnet die Länge der (teil-)gefüllten Schlauchmembran in Hauptströmungsrichtung, die eben auf der Wehrsohle liegt und l_s die verbleibende Umfangslänge in Hauptströmungsrichtung. (Bei zweireihiger Verankerung bezeichnet l_b den Abstand der beiden Befestigungsschienen. In Abhängigkeit vom Innendruck ist die Bodenkontaktlänge l_k größer oder gleich dem Befestigungsabstand l_b .) Der Quotient $(l_s + l_k)/h_s$ ist das Verhältnis von Schlauchumfang und Schlauchhöhe und kann damit als Kennzahl zur Beschreibung der Schlauchform interpretiert werden.

1.2 Untersuchungen in Modell und Natur

Die Modelluntersuchungen in der BAW erfolgten an zwei Schlauchmodellen: In einem Vollmodell (s. Bild 2) wurde die Geometrie eines vollständigen Wehrfeldes mit einer Wehrfeldbreite von 1,71 m und einer Schlauchhöhe von ca. 0,18 m abgebildet. Der Schlauchkörper war demontierbar, sodass verschiedene Arten von Schlauchverschlüssen mit unterschiedlichen Füllmedien untersucht werden konnten. Der Modellschlauch wurde dabei über eine Rohrleitung betrieben, welche an einen Regulierschacht mit Überlauf bzw. an eine Wasserleitung oder an eine Druckluftleitung angeschlossen werden konnte. Zusätzlich wurde eine Entlüftungs- und eine Messleitung angeordnet, die in den Innenraum des Schlauchs führten. Der Versuchsstand war mit einer magnetisch-induktiven Zuflussmessung und einer Wasserspiegelmesseinrichtung ausgestattet. Außerdem konnten die Drücke im Schlauch und auf der Wehrschwelle erfasst werden. Der Modellmaßstab betrug je nach Schlauchtyp zwischen 1:12 bis 1:15.

Um Randeinflüsse zu minimieren und das Elastizitätsverhalten der Schlauchmembran in einem möglichst großen Modellmaßstab untersuchen zu können, wurde ein zweites, 0,80 m breites Schlauchmodell in einer Versuchsrinne aufgebaut (s. Bild 3). Dieses Modell war als Ausschnittmodell im Maßstab 1:5 konzipiert ohne seitliche Befestigung des ca. 0,60 m hohen Schlauchkörpers. Die Auswahl der Modellmembrane für die beiden physikalischen Modelle erfolgte nach dem Cauchy-Kriterium. Die Cauchy-Zahl, als Verhältnis von Trägheitskraft und Elastizität der Membran, wurde mit Hilfe einer Dimensionsanalyse in folgender Form hergeleitet:



Bild 2: Vollmodell im Maßstab ca. 1:13: oben links) Blick vom Unterwasser, oben Mitte) wassergefülltes Modell mit Fin, oben rechts) induktiver Wegaufnehmer für Geometriemessungen, unten links) Triangulationslaser zur Messung der Vertikalamplituden, unten Mitte) verschiedene Schlauchverschlüsse, unten rechts) Videodokumentation

$$\text{Cauchy-Zahl } Ca = \frac{v^2}{EI / (\rho_w \cdot h_s^3)}$$

mit:

- v Fließgeschwindigkeit im Oberwasser [m/s]
- EI Biegesteifigkeit der Membran [Nm²] mit
I = 1/12 b · ds³ bzw.
1/12 ds³ in der ebenen Betrachtung
- ρ_w Dichte Wasser [kg/m³]
- h_s Schlauchhöhe [m]

Für die Untersuchungen zum Schwingungsverhalten wurden die vertikalen Amplituden des Schlauchkörpers im Scheitelpunkt gemessen und die Messreihe über Videoaufzeichnungen dokumentiert. Hierfür wurde ein Laserdistanzmessgerät verwendet, welches nach dem Triangulationsprinzip arbeitet und den Vorteil hat, dass Distanzen zu Oberflächen berührungslos und mit einer sehr hohen Genauigkeit (je nach Abstand 10 µm bis 50 µm) gemessen werden können. Da der Lasersensor üblicherweise für Messungen in der Luft eingesetzt wird und einen Mindestabstand von 5 cm benötigt, wurde der Sensor am Messkopf mit einem 8 cm



Bild 3: Ausschnittmodell im Maßstab 1:5 in der Versuchsrinne: links) Blick vom Unterwasser, Mitte) Regulierungsschacht, rechts) seitliche Dichtungsflächen



Bild 4: In-situ Messungen am Zollhauserwehr an der Saalach: links) Messgestell im linken Wehrfeld, oben Mitte) Seilzugaufnahme, oben rechts) Montage der Störkörper, unten rechts) Störkörper im Abstand von 2,0 m

langen Plexiglaskörper ummantelt, damit er bei allen Messungen ins Wasser eingetaucht werden konnte. Da die schwarzen Membrane der Schlauchwehmodelle den Laserstrahl stark absorbieren und die Leistung des Lasers für einen Empfang nicht mehr ausreicht, wurden sie im Bereich der Messachsen mit gelben Signalstreifen versehen [1]. Der Aufzeichnungszeitraum einer Messung betrug mindestens 30 s, sodass mit der Abtastrate der Laserdiode von 10 ms mehr als 3000 Messwerte zur Verfügung standen. Die weitere Auswertung erfolgte schließlich mit Hilfe einer Fast Fourier Transformation (FFT), mit der beurteilt werden kann, ob das Ausgangssignal aus wenigen Frequenzen, wie z. B. den Eigenfrequenzen, besteht oder ob es sich um einen mehr oder weniger regellosen Vorgang (Rauschen) handelt, bei dem alle Frequenzen mit Amplituden ähnlicher Größenordnung vertreten sind.

Zur Optimierung einer Störkörperreihe, die erstmalig systematisch im Modell untersucht wurde, erfolgten im Juli 2006 Messungen in-situ an einer bestehenden Schlauchwehranlage an der Saalach. Der private Betreiber, die Kraftwerk Ainring GmbH & Co, stellte das wassergefüllte Schlauchwehr mit zwei Wehrfeldern à 24,58 m Breite und 0,94 m Höhe für den gemeinsamen Naturversuch von BAW und Floecksmühle Energietechnik GmbH zur Verfügung (s. Bild 4). Für die Untersuchungen wurde eigens eine mobile Messeinrichtung angefertigt, die aus einem Aluminiumgestell mit mechanischen Seilzugaufnehmern bestand, die am Schlauchkörper befestigt wurden. Über das Kraftwerk konnte der Abfluss über die Wehranlage für die Messungen gesteuert werden ($MQ = 38,9 \text{ m}^3/\text{s}$).

2 Abfluss über Schlauchwehre

2.1 Einfluss des Füllmediums auf die Überströmungscharakteristik

Rein qualitativ unterscheiden sich überströmte Schlauchwehre in Abhängigkeit von dem verwendeten Füllmedium: In Bild 5 sind Momentaufnahmen des Schlauchmodells mit Luft- und mit Wasserfüllung unter denselben hydraulischen Randbedingungen zu sehen (Q_{\max} bezeichnet darin das Abfuhrvermögen bei Stauziel und vollkommen abgelegtem Schlauch, das in Natur etwa $120 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht). Während das wassergefüllte Schlauchwehr bis zur vollständigen Ablage gleichmäßig überströmt wird, knickt das luftgefüllte Schlauchwehr bereits bei geringen Überströmungshöhen im Bereich der Wehrwangen ein. Dabei bildet sich, je nach Biegesteifigkeit der Membran, eine unterschiedlich starke, V-förmige Einkerbung (engl. V-notch phenomenon) mit einer örtlichen Abflusskonzentration. Die Lage der Einkerbung ist partiell abhängig von den Anströmungsverhältnissen, kann aber auch andererseits in begrenztem Umfang beeinflusst werden, z. B. durch eine Verringerung des Schlauchumfangs an dieser Stelle oder durch eine Querneigung des Ablagetischs bzw. eine entsprechende Unterlage. Der Schlauch knickt ein, wenn die Überströmungshöhe h_0 etwa 10 bis 15 % der Oberwassertiefe h_0 überschritten hat. Die Ursache hierfür ist, dass die Druckdifferenz auf der Oberwasserseite, die nicht, wie beim wassergefüllten Schlauch, konstant ist, sondern sich über die Wassertiefe ändert: Während im Scheitelpunkt noch ein Überdruck vorliegt, kann dieser sich bis auf Höhe des Ablagetischs auf $\Delta p = 0$ reduzieren (für $\alpha_0 = 1,00$). In diesem Druckfeld bedeutet eine lokale vertikale Verformung der Schlauchmembran auch eine Veränderung der Belastung. Da Memb-

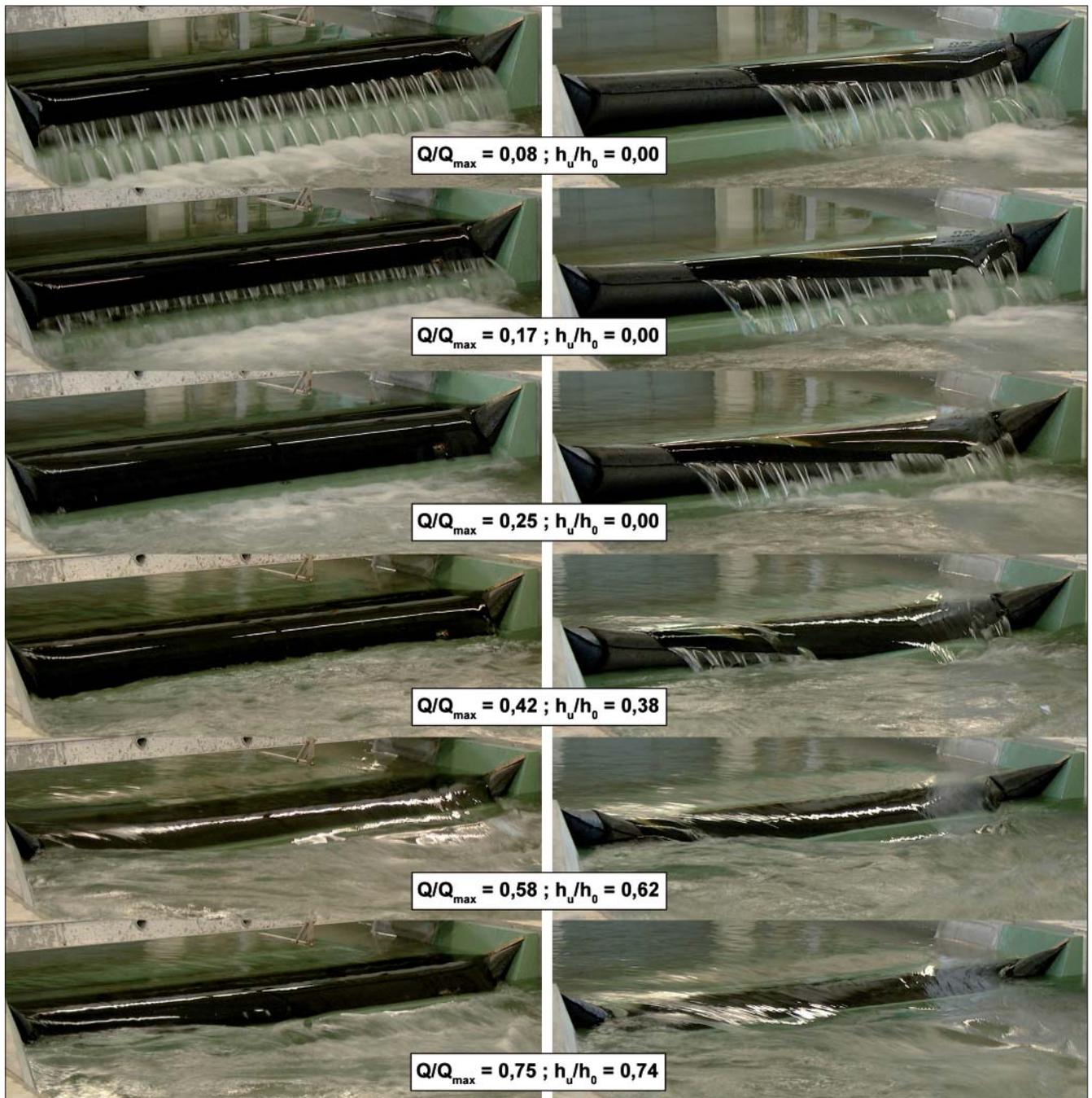


Bild 5: Überströmung eines Schlauchwehrs mit Fin $h_f/b = 2,12/23,60$ m, $Q_{max} = 120$ m³/s (Abmessungen und Abflüsse in Natur) – Wasserfüllung (links) und Luftfüllung (rechts)

rane sehr dünne Flächentragwerke mit vergleichsweise geringer Biegesteifigkeit sind, kann eine Instabilität des Systems auftreten und die Membran wird gefaltet bzw. beult ein [2].

Diese charakteristische Schwäche luftgefüllter Schlauchwehre hat nur sehr geringe Auswirkungen auf die Genauigkeit der Wasserstandsregelung im Oberwasser, wie beispielsweise die Betriebserfahrungen in Kiebingen am Neckar zeigen [3]. Eine Abflussregelung ist aber auf Grund der ungleichmäßigen Überströmung kaum mehr möglich. Neben einer konzentrierten Beanspruchung der Gewässersohle im Unterwasser, die bei der Tosbeckendimensionierung berücksichtigt wer-

den muss, führt der Abfluss über die Einkerbung auch zur Bildung von großräumigen Wirbeln und Rückströmzonen, die schließlich die Uferbereiche erodieren können. Luftgefüllte Schlauchwehre sind außerdem nur sehr eingeschränkt bei hohen Unterwasserständen einsetzbar, da sich der eingestaute Schlauchkörper stärker verformt. Zwar wird, um das Aufschwimmen zu verhindern, häufig eine zweite Befestigungsschiene vorgesehen, allerdings verliert der Verschluss in den Zwischenstellungen die Abflusskontrolle und kann folglich nur noch entleert und vollständig abgelegt werden.

2.2 Vollkommener Überfall bei Wasserfüllung

Da Wehranlagen im Allgemeinen aus einer festen Wehrschwelle und einem oder mehreren beweglichen Verschlüssen bestehen, ergeben sich auf Grund der unterschiedlichen Geometrien verschiedene Überfallbeiwerte für den Verschluss und für die Wehrschwelle. Bis der Verschluss vollständig abgelegt ist, wird der Überfallbeiwert durch die Geometrie des Verschlusses in seinen Zwischenstellungen bestimmt: Der Oberwasserstand und damit die Summe $h_o = s + h_u$ aus Verschlusshöhe s und Überfallhöhe h_u bleibt dabei konstant. Die Geometrie des festen Wehrkörpers gleicht in den meisten Fällen der eines breitkronigen Wehrs, dessen Wehrrücken die Ablagefläche für die Schlauchmembran im vollkommen entleerten Zustand bildet. Der Ablagetisch hat eine Länge (je nach Füllmedium und Innendruck das etwa 2 bis 2,5-fache der Schlauchhöhe), die ausreicht, damit sich eine parallele Strömung mit einer hydrostatischen Druckverteilung einstellen kann und die Grenztiefe y_{gr} auftritt. Der Überfallbeiwert für ein breitkroniges Wehr beträgt $\mu = 0,577$ und kann direkt über eine verlustfreie Energiebetrachtung berechnet werden [2].

In Bild 6 ist der Überfallbeiwert in Abhängigkeit von der dimensionslosen Überströmungshöhe für ein wassergefülltes Schlauchwehr aufgetragen. Dabei ist zu erkennen, dass der Überfallbeiwert für kleine Überströmungshöhen am höchsten ist, was auf den COANDA-Effekt zurückzuführen ist. Der Überfallstrahl löst sich nicht ab, sondern „haftet“ quasi bis zum Fußpunkt des Schlauchkörpers an der Oberfläche. Mit steigender Überströmungshöhe löst sich die Strömung auf der Unterwasserseite ab, wobei der Ablösepunkt instabil ist und der Schlauchkörper durch die Druckschwankungen zu Schwingungen angeregt wird (vgl. Abschnitt 3.1). Bei $h_u/h_o = 0,30$ erreicht der Überfallbeiwert mit $\mu = 0,76$ ein Minimum. Der Überdruck ist bei dieser Überströmungshöhe weitestgehend abgebaut und die oberwasserseitige Membran nimmt mit zunehmender Überströmungshöhe eine S-Form an. Der Schlauchkörper, dessen Form nicht mehr dominant durch den Überdruck im Schlauchinneren bestimmt wird, kann auf den Strömungsdruck reagieren und eine strömungsgünstigere Form annehmen. In der Folge steigt der Überfallbeiwert wieder an. Mit weiter abnehmender Schlauchhöhe wird der Einfluss des festen Wehrkörpers größer und der Überfallbeiwert nähert sich dem der festen Wehrschwelle an. Die aufgebrachten Störkörper sind ohne Einfluss auf den Verlauf des Überfallbeiwerts, während der Überfallbeiwert für ein Schlauchwehr mit Fin bis

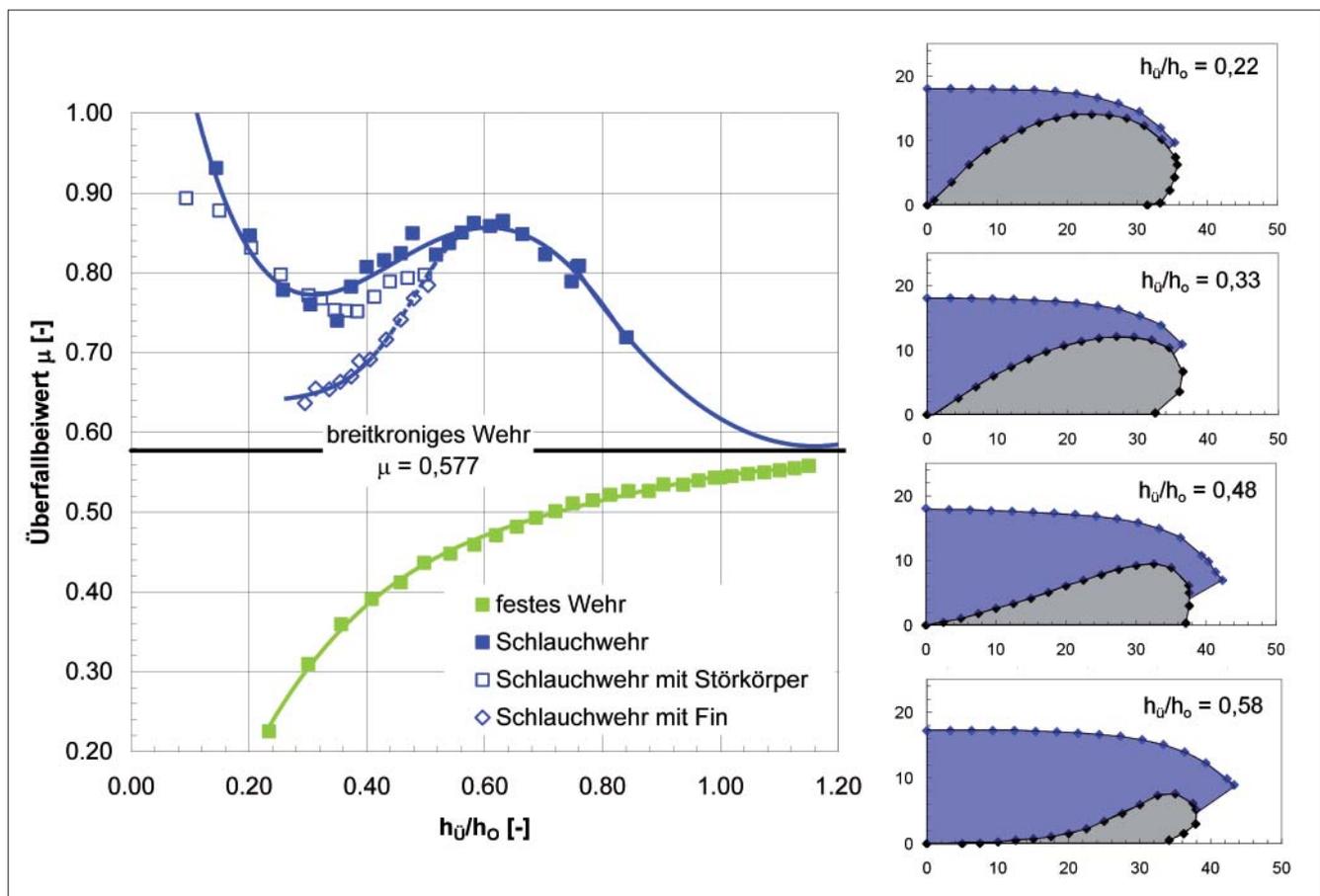


Bild 6: Überfallbeiwert für ein wassergefülltes Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen, mit Fin und mit Störkörperreihe bei vollkommenem Überfall ($\alpha_o = 1,60$; $(l_s + l_r)/h_{s,o} = 4,47$, $h_o = \text{const.}$)

$h_u/h_o = 0,60$ eine andere Charakteristik aufweist: Wegen der Ablösung des Überfallstrahls an der Fin ergeben sich insgesamt niedrigere Überfallbeiwerte [2].

2.3 Gestaltung der festen Wehrschwelle

Wenn die Oberwasserseite entsprechend den Radien einer JAMBOR-Schwelle ausgerundet wird, kann die Höhe der festen Wehrschwelle etwa 25 bis 30 % der Oberwassertiefe betragen, ohne dass sich ein merkbarer Aufstau nach Oberwasser ergibt. Dadurch kann die Verschlusshöhe erheblich reduziert werden. Das hat Vorteile im Betrieb, da die Schwelle in Abhängigkeit vom Unterwasserstand eine trockene Begehung und Unterhaltung ermöglicht. Gleichzeitig verringert sie den Einfluss vom Unterwasser in Bezug auf die Schlauchform und die Schwingungserregung. Bei vollkommen entleertem Schlauchkörper hat die JAMBOR-Schwelle den zusätzlichen Effekt, dass die Strömung beschleunigt wird und sich dadurch ein Überdruck auf der Schwelle ausbildet. Infolge dessen wird die abgelegte Membran auf den Ablagetisch gepresst und Schwingungen im abgelegten Zustand verhindert, wie sie von [4] beobachtet wurden.

Bei der JAMBOR-Schwelle wird ein Strömungseffekt nach dem Gesetz von Bernoulli ausgenutzt, bei dem durch die besondere Formgebung der Schwelle, die durch die Zentrifugalkraft bewirkte Minderung des inneren Wasserdrucks verlustfrei in Geschwindigkeitshöhe umgesetzt wird [5]. Die JAMBOR-Schwelle wird für verschiedenste Wehrtypen, wie z. B. die Sektorwehre an der Mosel, eingesetzt und funktioniert solange im Bemessungsfall kein Fließwechsel über der Wehrschwelle auftritt.

3 Ursache und Vermeidung von Schwingungen

3.1 Schwingungsarten

Schlauchwehre können auf Grund ihrer elastischen Struktur zu Schwingungen angeregt werden. Problematisch sind dabei dauerhafte, also periodisch auftretende Schwingungen, bei denen sich der Schlauchkörper infolge der großen Verformungen an der Betonoberfläche aufscheuern kann oder die Zugfestigkeit der Membran, der Gewebeeinlagen oder der Befestigungs-konstruktion durch die dynamische Belastung überschritten wird, wie Schadensfälle am Sunbury Dam [6] [7] oder am Mangla Dam [8] zeigen. Die Grenze h_u/h_o , ab der ein Schlauchwehr in Resonanzschwingungen gerät, hängt dabei maßgeblich vom Unterwasserstand und der Überströmungshöhe ab. Einen geringeren Einfluss haben der Innendruck, die Schlauchform und die Elastizität der Schlauchmembran [2]. Grundsätzlich kann zwischen zwei selbsterregten Schwingungsarten unterschieden werden (s. Bild 7): Die erste Schwingungsart, bei vergleichsweise niedrigen Unterwasser-

ständen, wird durch einen instabilen Ablösepunkt des Überfallstrahls und die dadurch resultierenden Druckschwankungen auf der Unterwasserseite des Schlauchkörpers induziert. Der Schlauchkörper verformt sich dabei zunächst in Fließrichtung, wobei das Verformungsbild am ehesten als ein „Pumpen“ beschrieben werden kann, bei dem der Schlauchkörper in vertikaler Richtung komprimiert und die Membranunterseite auf den Ablagetisch gedrückt wird. Bei der zweiten Schwingungsart wird der Fließquerschnitt bei der Umströmung des teilabgelegten Schlauchs eingeschnürt und es entsteht ein Unterdruckbereich auf der Membranoberseite. Die resultierende Querkraft, die senkrecht zur Anströmrichtung wirkt, lenkt den Schlauchkörper nach oben aus und bewirkt eine Veränderung des Strömungsfelds über dem Schlauch (stationärer Quertrieb). Die Auslenkung erfolgt dabei im Wesentlichen in vertikaler Richtung und mit niedrigerer Frequenz als bei der ersten Schwingungsart.

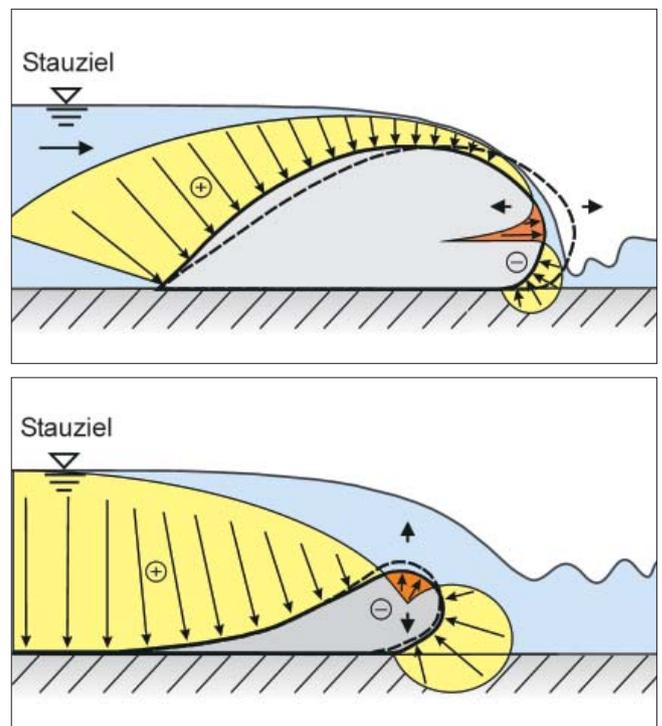


Bild 7: oben) Schwingungen infolge Druckschwankungen nach [6]; unten) Schwingungen infolge Quertrieb

3.2 Wirkungsweise von Deflektoren und Störkörpern auf das Schwingungsverhalten

Mit Hilfe eines 3D-Graphen lässt sich für die zwei dimensionslosen Einflussgrößen, Unterwasserstand h_u/h_o und Schlauchhöhe h_s/h_o , der Bereich abgrenzen, in dem die Resonanzschwingungen mit den maximalen Amplituden auftreten (s. Bild 8). Schwingungen sind danach erst bei relativ hohen Unterwasserständen ($h_u/h_o > 0,57$) und/oder Schlauchhöhen kleiner als $h_s/h_o = 0,64$ zu erwarten. Weiterhin ist festzustellen, dass der Schlauch bei einem höheren Unterwasserstand frü-

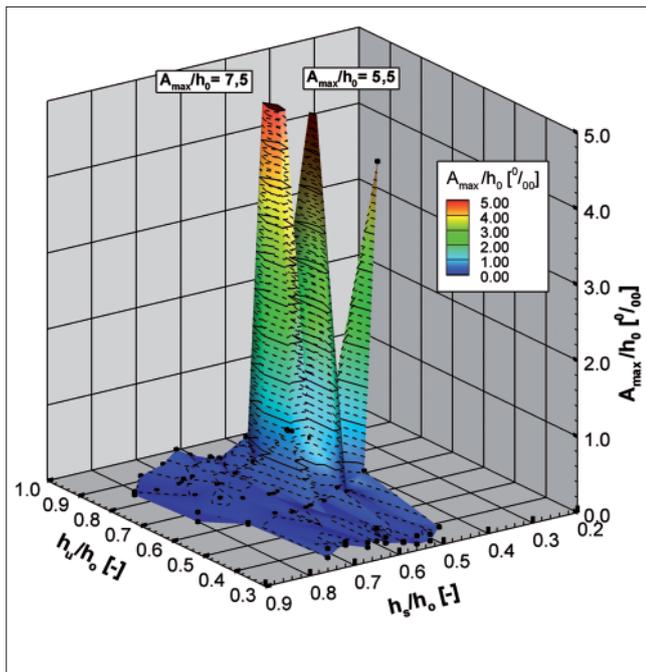


Bild 8a: Maximale Amplituden A_{\max}/h_0 in Abhängigkeit von Schlauchhöhe (h_s/h_0) und Unterwasserstand (h_u/h_0) für das Schlauchmodell; a) ohne Abhilfemaßnahmen

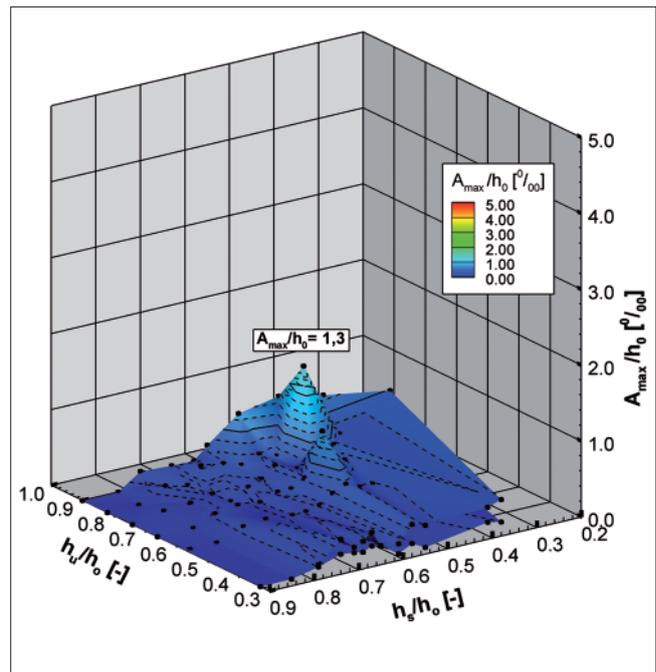


Bild 8c: c) mit einer Störkörperreihe

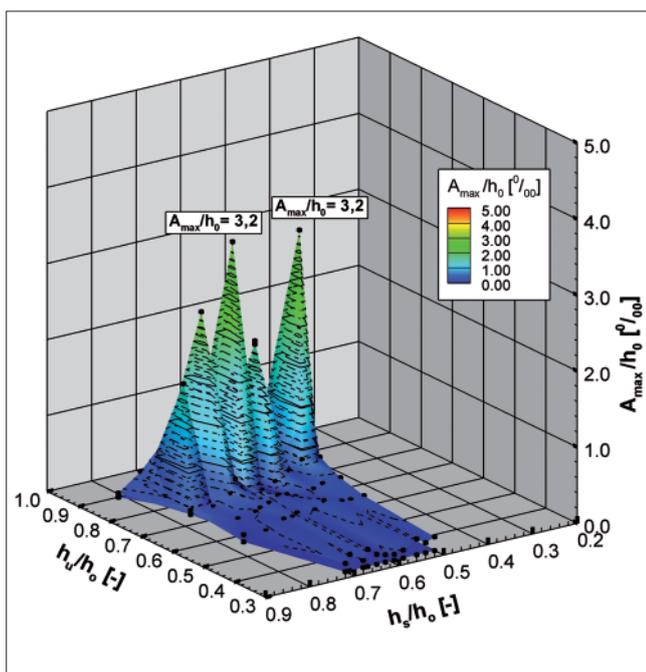


Bild 8b: b) mit einem Deflektor

her zu Schwingen beginnt. Bei den in-situ Messungen konnten diese Ergebnisse aus dem Labor im Wesentlichen bestätigt werden: Die kritischen Schlauchhöhen, bei denen Resonanzschwingungen auftreten, liegen im Bereich $0,60 \leq h_s/h_0 \leq 0,70$. Für Schlauchhöhen außerhalb dieses Bereichs konnten hingegen keine Anzeichen für Strömungsinstabilitäten und Schwingungen beobachtet werden (s. Bild 9).

$$\text{Resonanzschwingungen: } 0,60 \leq \frac{h_s}{h_0} \leq 0,70$$

Im Modell wurde unter denselben hydraulischen Randbedingungen die Wirksamkeit eines Deflektors am Beispiel der Fin untersucht. Die Lage der Fin in Umfangsrichtung ist durch die identischen Längen der oberen und unteren Membranteile vorgegeben, sodass der Schlauch im entleerten Zustand vollkommen eben auf der Sohle liegt. Die Länge der Fin im aufgestellten Zustand beträgt etwa $l_F/h_{s,0} = 0,04$. Im Vergleich zu dem Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen zeigt sich, dass die Fin eine stabile Ablösung des Überfallstrahls auf der Unterwasserseite bewirkt und dadurch die schwingungsinduzierenden Druckschwankungen verhindert. Gleichzeitig wird der Überfallstrahl belüftet. Diese Ergebnisse entsprechen im Wesentlichen den Untersuchungsergebnissen von [6] am luftgefüllten Schlauch. Erst bei Unterwasserständen größer als $h_u/h_0 > 0,66$ sind periodische Schwingungen zu beobachten, allerdings mit kleinerer Amplitude als bei dem Modell ohne Fin (Stationärer Quertrieb).

Als alternative Abhilfemaßnahme zur Vermeidung von Schwingungen wurde im nächsten Schritt eine Reihe von Störkörpern untersucht, deren Abstand und Form sich an den Strahlaufreißern für Klappenwehre orientierte. Dabei zeigte sich im Modell auf den ersten Blick ein etwas überraschendes Ergebnis: Die positive Wirkung der Störkörper beschränkt sich nicht nur, wie zu erwarten, auf kleinere Überströmungshöhen und niedrige Unterwasserstände (also in dem Bereich, für den Strahlaufreißer bei Klappen eigentlich vorgesehen sind), sondern auch auf die Schwingungen infolge der Druckschwankungen auf der Unterwasserseite. Die Ursache hierfür ist, dass durch die Ablösungen an den Störkörpern Wirbel entstehen, die zu einer starken Erhöhung der Turbulenz in der Strömung führen. Damit werden die Druckschwankungen, die im Wesentlichen

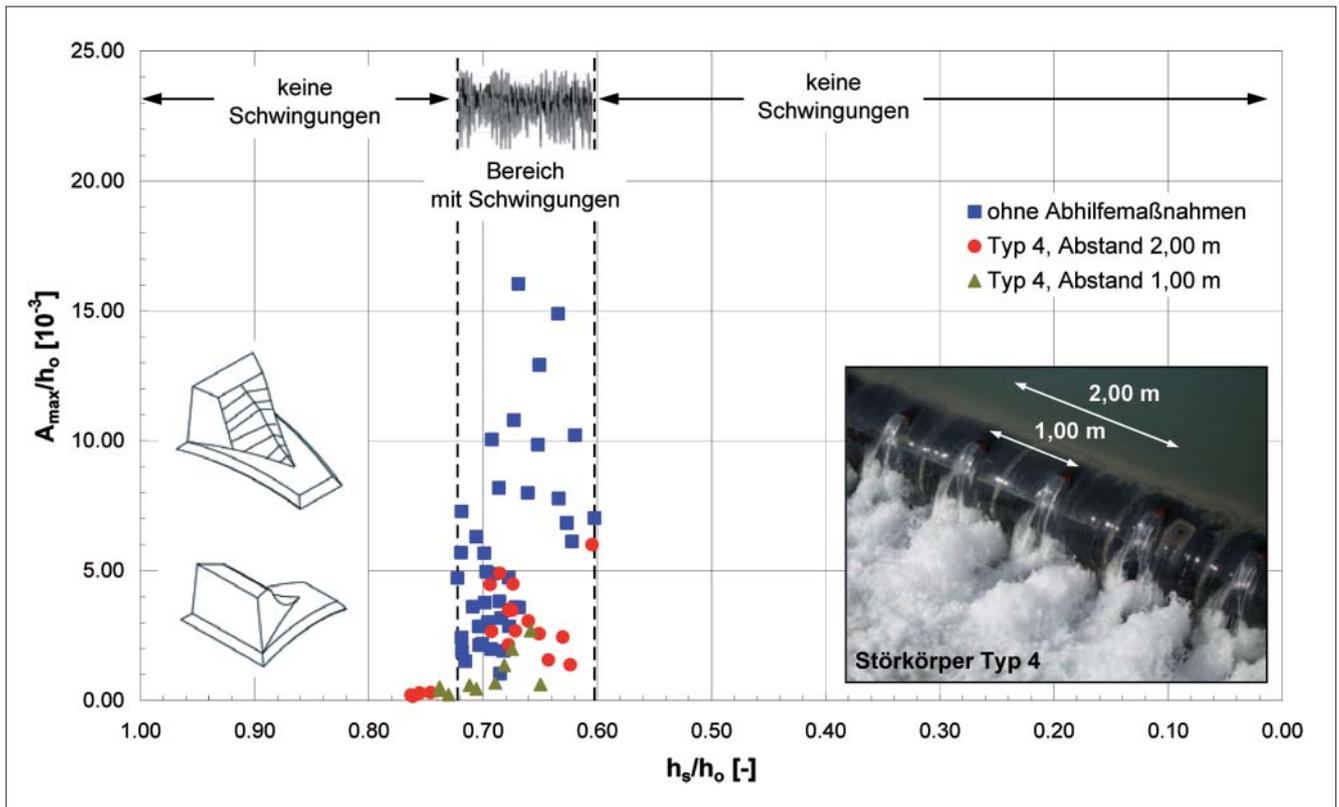


Bild 9: Maximale Amplituden der Fast-Fourier-Transformation (FFT) für den wassergefüllten Schlauchkörper ohne Abhilfemaßnahmen, mit Störkörper Typ 4 im Abstand von 2,0 m und mit Störkörper Typ 4 im Abstand von 1,0 m

aus der radialen Umströmung resultieren, durchmischt und Resonanzschwingungen verhindert.

Für die weitere Optimierung der Störkörper wurden in-situ Messungen am Zollhauserwehr an der Saalach durchgeführt und die Wirkung einer modifizierten Form (Typ 4) untersucht, die zunächst im Abstand von 2,00 m auf dem Schlauchkörper angebracht wurden. Die Formgebung wurde auf Grund der unterschiedlichen Materialien – Stahl und Polyurethan – so angepasst, dass sie mit einer Gussform hergestellt und auf den Schlauchkörper aufgebracht werden konnte. Im Vergleich zu dem Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen konnte – wie bereits im Modell – eine deutliche Reduzierung der Schwingungsamplituden festgestellt werden. Schließlich wurde in einer dritten Versuchsreihe der Abstand der Störkörper auf 1,00 m verdichtet, wodurch eine weitere Reduzierung der Schwingungsamplituden erreicht werden konnte (Bild 9). Die Störkörperreihe, die erstmalig im Modellversuch systematisch untersucht wurde, erwies sich hier als wirkungsvolle Alternative zu einem Deflektor.

3.3 Lage von Störkörpern und Deflektoren im Querschnitt

Bei der Fin nach dem System Bridgestone ist die Lage im Querschnitt geometrisch festgelegt. Bei der nachträglichen Montage von Deflektoren oder Störkörpern ist es hingegen möglich, die Lage in begrenztem Umfang zu beeinflussen. Die Position kann dabei entweder im aufgestellten Zustand durch den Winkel φ_{def} zum Scheitelpunkt angegeben werden, wenn der unterwasserseitige Teil des Schlauchkörpers durch einen Kreis mit $R = \frac{1}{2} h_s$ angenähert wird. Oder aber, die Lage l_{def} wird im Verhältnis zur Ablagelänge l_A des Schlauchs definiert. [9] gibt als optimale Position für einen Deflektor bei luftgefüllten Schlauchwehren den Bereich $30^\circ \leq \varphi_{\text{def}} \leq 60^\circ$ an. Diese Empfehlung stützt sich auf physikalische Modelluntersuchungen an einem festen Zylinderwehr, bei der allerdings die Verformung des Schlauchkörpers bei zunehmender Überströmungshöhe keine Berücksichtigung findet. Insbesondere bei Wasserfüllung ist dieser Einfluss aber nicht zu vernachlässigen, wie ein Vergleich der Schlauchgeometrien in Zwischenstellungen zeigt (s. in Bild 10). Die Position des Deflektors (oder auch einer Reihe von Störkörpern) liegt im Bereich $l_{\text{def}} = 0,72 \div 1,00 l_A$, wobei der erste Wert der Anordnung im Scheitelpunkt und der zweite der am unteren Ende der abgelegten Membran (also der Lage der Fin) entspricht. Im Vergleich wird deutlich, dass die Abhilfemaßnahmen nur für $l_{\text{def}} \geq 0,90 l_A$ über den gesamten Untersuchungsbereich unterhalb des Scheitels

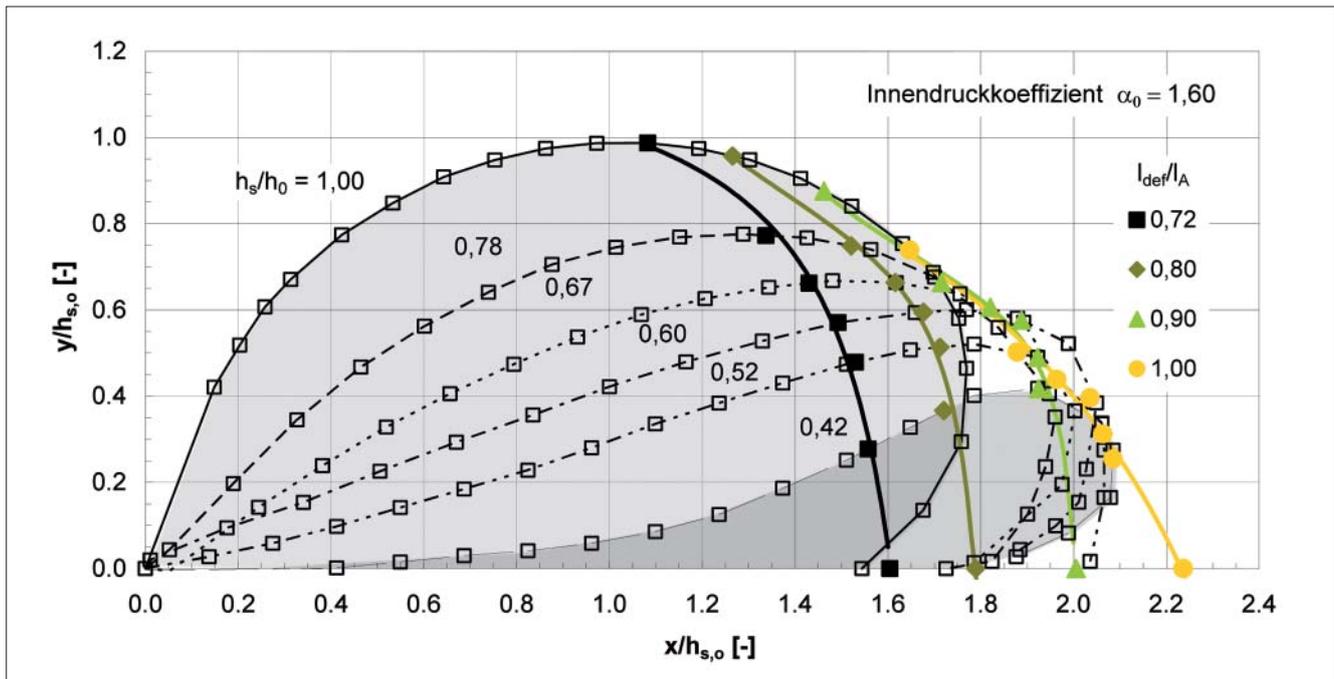


Bild 10: Lage eines Deflektors bei einem wassergefüllten Schlauchwehr in Abhängigkeit der Überströmungshöhe bei konstantem Oberwasserstand ($\alpha_0 = 1,60$, kein Unterwassereinfluss)

liegen und damit überhaupt erst hydraulisch wirksam sind.

4 Literatur

- [1] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Bericht zu den im Zeitraum 2002 bis 2003 im Rahmen des FuE-Vorhabens „Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen“ durchgeführten physikalischen Modelluntersuchungen, unveröffentlicht (2003).
- [2] GEBHARDT, M.: Hydraulische und Statische Bemessung von Schlauchwehren, Mitteilungen des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung – Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik – der Universität Karlsruhe (TH), 2006.
- [3] ITTEL, G.; HEIMERL, ST.: Innovative Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar, Wasserwirtschaft 91, Heft 9, 2001, S. 434-442.
- [4] CHERVET, A.: Model-prototype comparison of the defective behaviour of an inflatable dam, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Sept. 3-6 (1984), S. 1.16-1 bis 1.16-6.
- [5] JAMBOR, F.: Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelle sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktionen, im besonderen des Sektorwehrs, Die Bautechnik, Heft 6 und 8 (1959).
- [6] OGIHARA, K.; MURAMATSU, T.: Rubber dam, causes of oscillations of rubber dams and countermeasures, 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia (Aug.1985), S. 601-604.

- [7] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS: Ice Engineering, Performance survey of inflatable dams in ice-affected waters, U.S. Army Research and Engineering Laboratory, Ice Engineering Information Exchange Bulletins, Hanover, New Hampshire (Oktober 2001), S. 1-5.
- [8] BINNIE, G. M. et al.: Inflatable weir used during construction of Mangla Dam, S. 625-639, Heft Nr. 7655 (1974), S. 625-639.
- [9] CHANSON, H.: Hydraulics of rubber dam overflow: A simple design approach, 13th, Australasian Fluid Mechanics Conference (Dezember 1998), S. 255-258.

Danksagung

Die vorliegende Veröffentlichung basiert in wesentlichen Teilen auf der Dissertation „Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren“ von Michael Gebhardt. Besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof für die wissenschaftliche und fachliche Betreuung dieser Arbeit.

Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf

Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen

DIPL.-ING. GERHARD MEINE, WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT VERDEN

1 Vorbemerkungen

Die in den Jahren 1908 – 1918 zwischen Celle und der Leinemündung staugeregelte Bundeswasserstraße Aller war ein wichtiger Handelsweg für Getreide, Kali und Erdöl zwischen den Städten Celle und Bremen. Heute findet auf der Aller Fahrgast- und Sportschiffahrt statt.

Um die in den damaligen Planfeststellungsbeschlüssen vereinbarten Stauhöhen garantieren zu können, müssen die vier Wehranlagen nacheinander durch Neubauten ersetzt werden. Der Ersatzneubau des Allerwehres Marklendorf ist 2005 begonnen und im Herbst 2006 abgeschlossen worden. Als Wehrverschlüsse wurden erstmalig an einer Bundeswasserstraße Schlauchverschlüsse eingesetzt. Sie können umweltfreundlich und energiesparend durch ein spezielles wasserhydraulisches Steuerungssystem gefahren werden.

Im folgenden Beitrag werden die Entscheidungsgründe für die Schlauchverschlüsse dargelegt und ein Überblick über den Bauablauf gegeben, wobei die Funktionsweise der Anlage aus Sicht eines „Betonbauers“ beschrieben werden soll.

2 Entscheidungsgründe für das Schlauchverschlusssystem

In der Planungsphase für den Ersatzneubau des Wehres Marklendorf sind unterschiedliche Stauverschlusssysteme untersucht worden (siehe *Der Ingenieur*, Nr. 1, März 2007).

Die Vorteile der Schlauchverschlüsse gegenüber den anderen beweglichen Wehrtypen liegen im einfachen Aufbau der Betonkonstruktion ohne spezielle, den Querschnitt einengende Aussparungen im Pfeilerbereich. Die glatten Pfeilerwände beeinflussen die Abflusshydraulik im Wehrfeld positiv. Daneben bedeuten glatte, einfache Pfeilerformen weniger Bewehrungs- und Schalungsaufwand und somit kürzere Bauzeiten und niedrigere Baukosten.

Außerdem gibt es – abgesehen von den Pumpen und Schiebern für die Füll- und Entleerungseinrichtungen – keinerlei bewegliche Teile wie z. B. Drehgelenke, Lager, Zahnstangen oder Gliederketten, deren Wartung in Wassernähe einen erheblichen Sicherungsaufwand bedeutet. Auch Korrosion spielt keine große Rolle, da

die Befestigungsmaterialien (Klemmschienen) des Schlauchverschlusses aus feuerverzinktem Stahlguss bestehen oder in Edelstahl (Schrauben, Anker) ausgeführt werden können.

Aus statischer Sicht liegt der Vorteil der Verschlussverankerung an Wehrsohle und Pfeilerwangen in der gleichmäßigen Einleitung der entstehenden Kräfte. Dadurch sind keine schweren Antriebe erforderlich. Hohe Pfeileraufbauten oder tiefe Unterflurkavernen entfallen.

Da das hydraulische System in der Regel so konzipiert ist, dass die Schläuche ohne Energieversorgung absenkbar sind, können die Anforderungen an die (n-1)-Bedingung nach DIN 19700 bei Schlauchverschlüssen reduziert werden. Dahingegen müssen Wehre mit Stahlwasserbauverschlüssen mehrfeldrig ausgeführt werden, damit das Bemessungshochwasser auch bei Versagen eines Verschlusses abgeführt werden kann.

Bei Schlauchverschlüssen kann nur schwer ein faltenfreier Anschluss für *jeden* Betriebszustand hergestellt werden. Es ist daher zu entscheiden, ob eine Faltenfreiheit im gefüllten oder entleerten Zustand wichtiger ist.

Ein weiteres Problem kann bei Schlauchverschlüssen auftreten, wenn sie während der Hochwasserabfuhr völlig entleert auf der Wehrschwelle liegen. Die



Bild 1: Endfalte bei gelegtem Verschluss und mit aufgesetzten Störkörpern

dann am unterstromigen Schlauchende entstandene Falte kann unter Umständen Flutterbewegungen der Schlauchmembran auslösen (Bild 1).

Diese Flutterbewegungen führen zu einem Scheuern der Schlauchmembran auf der Wehrschwelle. Die Folge ist ein Abrieb an der äußersten Elastomerschicht. Hier schafft eine auf der Wehrschwelle unter dem abgelegten Schlauch angeordnete Gummimatte Abhilfe.

Wie bei allen unter- und überströmten Wasserbauwerken, können Schlauchverschlüsse in besonderen Betriebsituationen (bei bestimmten Überströmungshöhen) zu Resonanzschwingungen angeregt werden. Hier schaffen die von der BAW und der Firma Floecksmühle entwickelten Störkörper Abhilfe (siehe Bild 1, Detailausschnitt).

Zusammengefasst sprechen für Schlauchverschlüsse folgende Vorteile:

- Einfacher konstruktiver Aufbau,
- hohe Dichtigkeit,
- keine beweglichen Teile (Gelenke, Lager),
- keine Korrosionsprobleme,
- keine plastische Verformung bei Anprall,
- einfache Form des Betonbauwerkes,
- geringer Wartungs- u. Unterhaltungsaufwand,
- gleichmäßige Krafteinleitung in die Wehrschwelle.

Statische Besonderheiten

Schlauchverschlüsse sind flexible Konstruktionen. Sie verhalten sich bei Lasteintrag anders als starke Stahlkonstruktionen (nach DIN 19704). Die flexible Schlauchmembran ist bei Stoßbelastung nachgiebig und kann einem antreibenden Hindernis (Last) in begrenztem Umfang ausweichen. Bei Lasteinwirkungen aus Eisdruck, infolge einer geschlossenen Eisdecke im Oberwasser, kann der Verschluss dieser Volumenänderung nachgeben.

Wehranlagen mit Schlauchverschlüssen haben keine über die Staulinie hinausragenden Bauteile. Daher können Windlasten nur von der Unterwasserseite auftreten. Diese Lasten wirken entlastend für den Verschluss und müssen in der Berechnung nicht berücksichtigt werden.

3 Bauablauf

Das Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Verden hatte Anfang 2005 den Auftrag zur Errichtung der neuen Wehranlage an eine Arbeitsgemeinschaft vergeben. Nach dem Einbau der Baugrubenumspundung für das rechte Wehrfeld im Mai 2005 wurde auf einer Unterwasserbetonsohle ein Zwischenpodest betoniert, auf dem das gesamte Rohrleitungssystem für den Betrieb des Schlauchverschlusses verlegt wurde (Bild 2).



Bild 2: Rohrleitungssystem im rechten Wehrfeld

Alle Rohrleitungen werden in den Steuerpfeiler geführt, von wo aus die Schlauchverschlüsse wasserhydraulisch einzeln angesteuert werden können. Nach dem Fixieren der Rohrleitungen und der unteren Klemmschiene wird die Wehrsohle in der von der BAW abflusshydraulisch optimierten Form (sog. Jambor-Schwelle) fertig betoniert. Anschließend werden die Wehrpfeiler mit einer Wangenneigung von 3 : 1 hergestellt (Bild 3).



Bild 3: Mittlerer Wehrpfeiler

Die abschließende Montage der Schlauchmembrane im rechten Wehrfeld erfolgte in drei Arbeitstagen. Alle Arbeiten sind dann im Jahr 2006 für das linke Wehrfeld wiederholt worden, sodass die Wehranlage im Dezember 2006 in Betrieb gehen konnte (Bild 4).



Bild 4: Inbetriebnahme der Wehranlage

Zurzeit wird ein nach neuestem Erkenntnisstand geplanter Fischpass um das Wasserkraftwerk Marklendorf geführt. In diesem und im nächsten Jahr soll am Allerwehr Bannetze ein weiterer Wehrneubau mit Schlauchverschlüssen errichtet werden. Baubeginn ist Anfang Juni 2007.

4 Die Stauverschlüsse

Auf Grund der Ergebnisse von Laboruntersuchungen der BAW wurden zwei wassergefüllte Schlauchkörper für die Wehranlage Marklendorf ausgeschrieben. Die Schlauchmembran der Verschlüsse besteht aus einem 12 mm dicken, durch zwei Gewebefolien verstärkten Elastomer. Sie wird durch eine oberstromige und eine unterstromige Befestigungsschiene an der Wehrsohle befestigt. Nach Einlegen der Membranlochung in die Bolzen der Unterschien wird die Oberschiene aufgesetzt und fest klemmend mit der Unterschiene verschraubt. Gleiches geschieht an den Seitenwandschienen der Wehrpfeiler, sodass eine umlaufende Verklebung der Membran entsteht. Aus der Elastomerbahn entsteht so ein Schlauch als Stauverschluss (Bild 5).



Bild 5: Klemmschiene am Pfeiler und auf der Wehrsohle

Über die Schienen und die Ankerbolzen werden die auf den Schlauchverschluss wirkenden Lasten gleichmäßig in den Beton der Wehrsohle eingetragen. Die erforderlichen Rohrleitungen (PE-HD, Druckstufe PN 6) zum Befüllen und zum Entleeren der Schläuche sowie die Leitungen für die Umwälzung und das Entlüften verlaufen in der Wehrsohle. Dabei liegen die Einlauföffnungen für die Füll-/Entleerungsleitung nahe der unterstromigen Klemmschiene, die Eintrittsöffnungen für die Umwälzleitungen nahe der oberstromigen Klemmschiene (Bild 6).

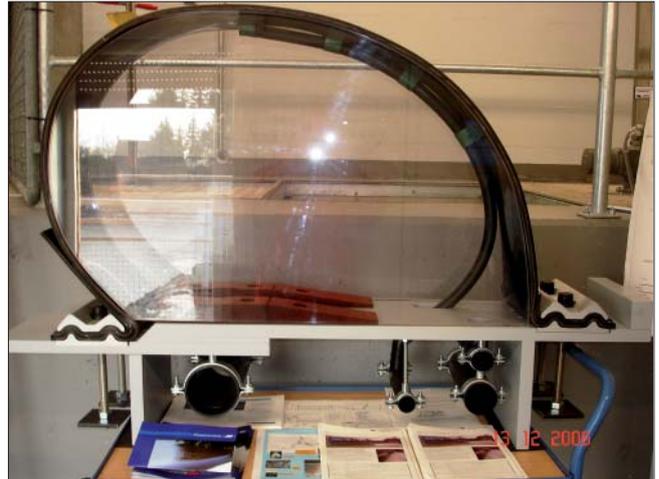


Bild 6: Klemmschienen am Modell

5 Die Wehrsteuerung

Die Wehranlage ist mit einer speicherprogrammierten Steuerung ausgestattet, welche die Schlauchverschlüsse in Abhängigkeit vom Oberwasserspiegel automatisch aufrichtet oder absenkt. Der Schlauchverschluss wird dabei durch eine Veränderung des Innendrucks und durch entsprechenden Wasserzulauf (Füllen = Heben des Verschlusses) oder -ablauf (Leeren = Senken des Schlauches) im Schlauch bewegt. Im Steuerschacht wird die erforderliche Druckhöhe im Standrohr mit aufgesetztem Steuerbalg vorgegeben. Das Füllen und Entleeren erfolgt über die entsprechenden Füll- und Entleerungsleitungen (Bild 7).

Das zwischen Standrohr und Schlauchinnenraum kommunizierende Rohrleitungssystem ist mit minimalem Energieeinsatz steuerbar. Alle erforderlichen Armaturen und Standrohre befinden sich unter dem Steuerhaus im rechten Landpfeiler. Hier sind folgende Schächte angeordnet:

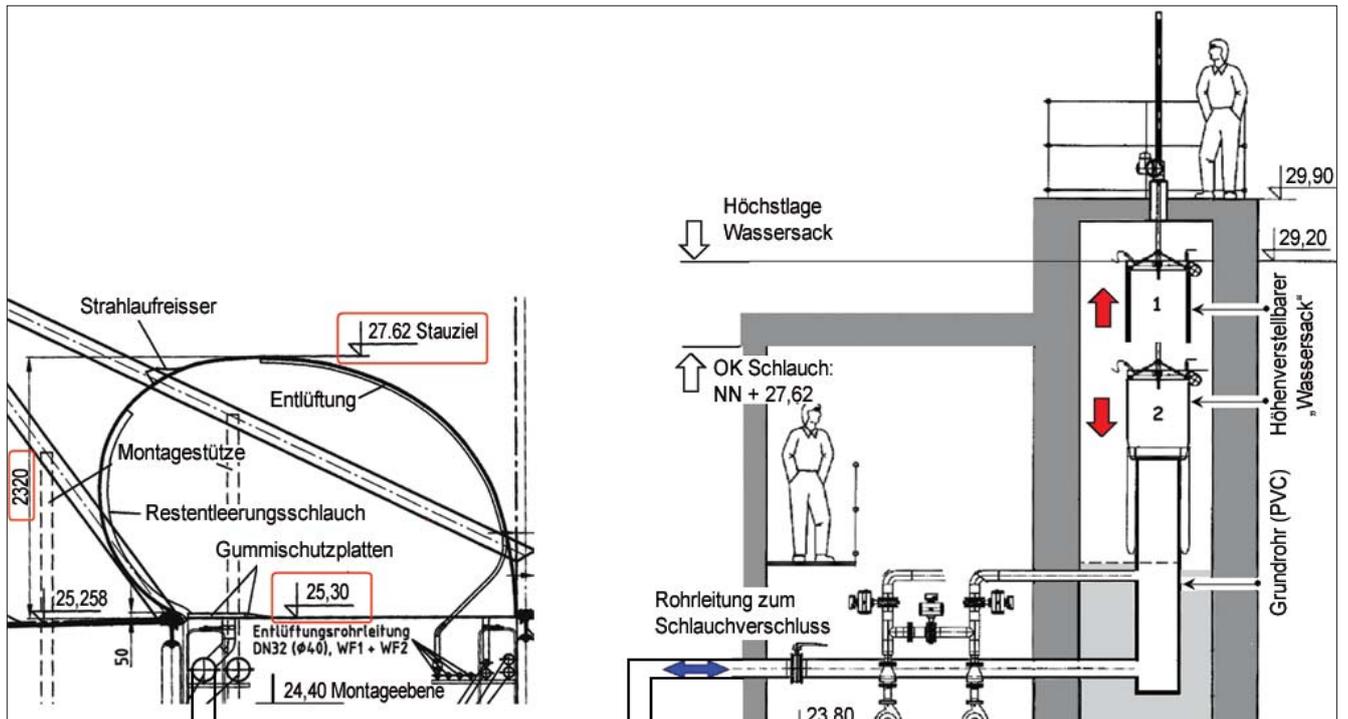


Bild 7: Zusammenwirken von Steuerschacht und Schlauchverschluss

- 1.) Der **Entnahmeschacht** mit einer Verbindung zum Oberwasser der Aller,
- 2.) der **Steuerschacht** mit je einem Standrohr mit Wasserbalg (Bild 8) für jeden Schlauchverschluss und dem dazwischen liegenden **Entsorgungsschacht** mit einer Verbindung in das Unterwasser und
- 3.) der **Armaturenschacht** mit Schieber, Pumpen usw.

Schlauches die Summe der auf den Schlauch einwirkenden äußeren Kräfte (Gewicht des Gummis, Wasserauflast) übersteigt, hebt sich der Schlauchkörper an. Die Höhe der Wassersäule im Steuerschacht mit Steuerbalg bestimmt den Schlauchinnendruck und damit die Höhe des aufgerichteten Schlauchverschlusses. Im Betrieb kann der größtmögliche Innendruck das 1,6-fache der Schlauchhöhe betragen. Der Schlauchinnendruck kann aber nicht über diesen Wert ansteigen, da die Steuerbalgoberkante nicht weiter angehoben werden kann und das Füllwasser über die Oberkante des Steuerbalgs abläuft (siehe Bild 9).



Bild 8: Steuerbalg in Höchst- und Tiefstellung

5.1. Aufrichten des Schlauchverschlusses

Nachdem die Antriebsspindel den höhenverstellbaren Steuerbalg des Standrohres angehoben hat, wird zum Aufrichten des Verschlusses Wasser vom Versorgungsschacht in das jeweilige Standrohr gepumpt. Über die Rohrleitungen in der Wehrsohle (Regulierrohrleitung) fließt das Füllwasser durch zwei Stutzen DN 100 und zwei Stutzen DN 70 in den jeweiligen Schlauchverschluss. Sobald der Wasserdruck im Innern des



Bild 9: Überlauf am Steuerbalg

5.2. Absenken des Schlauchverschlusses

Steigt der Oberwasserpegel auf Grund eines höheren Abflusses an, beginnt der Spindeltrieb, den oberen Rand des Steuerbalgs abzusenken und so den Wasserrücklauf aus dem Schlauchverschluss in den Steuerschacht freizugeben. Das ausströmende Wasser fließt in den Entsorgungsschacht und von dort aus in das Unterwasser der Wehranlage.

Zur schnelleren Absenkung des Schlauchverschlusses kann zusätzlich der Grundablass geöffnet werden, der unter der Oberkante der Wehrfeldsohle in Höhe des Regulierrohres liegt. Dann fließt das „Schlauch“wasser nicht über den Steuerbalg, sondern direkt aus dem Schlauch in den Entsorgungsschacht und von hier aus in das Unterwasser. Bei hohen Unterwasserständen wird eine Pumpe zugeschaltet, die für die Förderung aus dem Entsorgungsschacht nach „außenbord“ sorgt.

6 Bisherige Betriebserfahrungen und Ausblick

Die Wehranlage Marklendorf ging am 27. Oktober 2006 in einen fünftägigen Probebetrieb. Seit 1. November 2006 läuft die Anlage störungsfrei und fernüberwacht im Dauerbetrieb.

Welche Erfahrungen konnten bisher nach ca. zehnmönatigem Betrieb gewonnen werden?

Vorausgeschickt werden muss, dass die letzte Winter-Hochwasserperiode 2006/2007 mit $Q_{\max} = 109,0 \text{ m}^3/\text{sec}$ nur bei rd. $\frac{1}{4}$ des Bemessungsabflusses lag. Auch war die Anzahl der Frosttage derart gering, dass sich kein Eis, sei es Treibeis oder Randeis, gebildet hat.

6.1 Erfahrungen mit der Steuerung der Schlauchwehrkörper

Die Steuerung der Wehrkörper mit den jahreszeitlich geänderten Stauzielen (Sommerstau/Winterstau) regelt den Wasserstand präzise und höhengenaue. Wird das eingestellte Stauziel länger als die vereinbarte Verzögerungszeit über- oder unterschritten, übernimmt die Steuerung die Regelung des Oberwasserstandes.

Nach **Ablaufen einer Hochwasserwelle** mit gelegtem Stauverschluss regelt die Steuerung das Stauziel auch nach **Anlaufen** der Turbinen des Wasserkraftwerkes und dem damit verbundenen Sunk zeitnah und stauzielgenau.

Bei einer **auflaufenden Hochwasserwelle** ist generell steuerungstechnisch der Zeitpunkt des schlagartigen Schließens der Turbinenzuläufe des Wasserkraftwerkes kritisch. Da gewöhnlich zu diesem Zeitpunkt der Unterwasserstand recht hoch ist, wird in Marklen-

dorf zum Entleeren des Schlauches über den Entsorgungsschacht eine Pumpe zugeschaltet. Die Förderleistung dieser Pumpe ist ausreichend zu wählen, da sonst das Schlauchwasser im Entsorgungsschacht zu hoch steigt und der Senkvorgang des Schlauches automatisch gestoppt wird.

Für lang anhaltende **Frostperioden** ist ein Umwälzbetrieb der Füllwassermenge (richtiger Wassertauschbetrieb) in Abhängigkeit von der Außentemperatur vorgesehen. Bei tieferen Temperaturen wird der Schlauch soweit abgesenkt, bis er leicht mit wärmerem, sohlenahem Wasser überströmt wird.

6.2 Schwingungen der Wehrkörper

In Marklendorf sind nur auf dem rechten Schlauchverschluss Strahlaufreißer montiert. Der linke Verschluss, der wegen nicht Erreichen der Weiterreißprüfkriterien noch in diesem Jahr gewechselt werden muss, besitzt keine Strahlaufreißer. Bei gleichem Überlauf beginnt der linke Schlauchverschluss pumpend zu schwingen, während der rechte Schlauchverschluss mit Strahlaufreißern stabil und ruhig liegt. Erst bei größeren Abflüssen setzt auch beim rechten Verschluss ein leichtes Schwingen über einen kurzen Fahrweg ein. Diese kurze Zone kann schadensfrei durchfahren werden. Durch Verringerung des Abstandes der Strahlaufreißer untereinander sollte dieses Problem gelöst werden können. Generell schafft die Form der Strahlaufreißer eine ausreichende Hinterlüftung des Überfallstrahles.

6.3 Trockenlegen des Wehrfeldes

Bedenken wegen eines unkontrollierten, faltigen Ablegens des Schlauchverschlusses bei gesetztem oberstromigen Revisionsverschluss erwiesen sich als unbegründet. Die Wassermenge zwischen oberstromigem Revisionsverschluss und Schlauchverschluss zwingt den sich ablegenden Schlauch in voller Breite auf den Sohlbeton. Dieser Vorgang dauert etwas länger als im Wehrbetrieb, wo die zulaufende Wassermenge, die die Auflast auf den sich leerenden Schlauch bildet, zusätzlich das Schlauchwasser aus dem Verschluss „drückt“.

6.4 Geräuschimmission

Das alte Wehr Marklendorf war mit unterströmten Stauverschlüssen ausgestattet. Messungen bei den überströmten Schlauchverschlüssen haben ergeben, dass die Nacht-Grenzwerte für ländliche Regionen überschritten werden. Die Tagwerte lagen innerhalb der Grenzen. Gemessen wurde auf dem Ufergrundstück in Nähe des Wasserkraftwerkes, dem ehemaligen Maschinenhaus.

6.5 Schalthaus

Die Steuereinrichtungen für die Wehranlage befinden sich im Schalthaus über dem rechten Landpfeiler. Im Armaturenschacht unter dem Schalthaus laufen alle Rohrleitungen mit Pumpen und Schiebern zusammen und münden letztendlich in den Nassschächten. Bei bestimmten Wetterlagen bildet sich *Kondenswasser* auf den Zulaufrohrleitungen im Armaturenschacht, welches das Raumklima negativ beeinflussen könnte. Ein Klimagerät schafft hier Abhilfe.

6.6 Dichtigkeit der Verschlüsse

Durch die *hohe Dichtigkeit* der Verschlüsse kann für den Fischpass eine ausreichende Wassermenge zur Verfügung gestellt werden, ohne diese vom „Kraftwerkswasser“ abzweigen zu müssen.

6.7 Ausblick auf den zweiten Neubau in Bannetze

Die neue Wehranlage Marklendorf besteht aus zwei Wehrfeldern mit einer Schlauchhöhe von je 2,32 m und einer Wehrfeldbreite am Pfeilerkopf von je 23,60 m. In Bannetze wird die Wehranlage ebenfalls aus zwei Wehrfeldern bestehen, von denen jedes Wehrfeld oben 24,50 m breit ist. Die Schlauchhöhe liegt ebenfalls bei rd. 2,30 m.

Das Schlauchverschlusssystem, die Steuerung und der Tiefbauteil dieses Typs Wehranlage zeichnen sich durch einen einfachen konstruktiven Aufbau aus. Sie haben keine Gelenke, Lager oder Antriebseinheiten im oder nahe am Wasser, die Verschlüsse verformen sich nicht dauerhaft bei Anprall und korrodieren nicht. Die einfache Pfeilerform ist weitgehend aussparungs- und nischenfrei und wirkt sich somit optimal auf die Abflusshydraulik aus.

Der Schlauchverschluss als Stauverschluss ist eine wirtschaftliche Alternative zu den bisher eingesetzten Verschlussarten. Voraussetzung ist, dass der Werkstoff „Gummi“ anforderungsgemäß hergestellt wird und dass die Schlauchmembran die geforderten Materialkennwerte wie Shore Härte, Zugfestigkeit, Rissdehnung, Druckverformungsrest, Weiterreißfestigkeit, Wärme- und Ozonalterung usw. erfüllt. Hier gilt es in enger Zusammenarbeit mit den Baustoffprüfern die Kennwerte festzulegen und zu überprüfen.

Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines Schlauchwehres

DIPL.-ING. RITVA REUTER, WASSERSTRASSENNEUBAUAMT BERLIN

1 Veranlassung

Die Untere Havel-Wasserstraße (UHW) ist von Plaue (km 68,02) bis zu ihrer Mündung in die Elbe bei Havelberg (km 148,5) durch mehrere Staustufen charakterisiert (Bild 1). Diese wurden seit Anfang dieses Jahrhunderts im Zuge umfangreicher Baumaßnahmen in der Unteren Havel mit dem Ziel der Verbesserung der Vorflut- und Schifffahrtsverhältnisse errichtet. Hierzu gehören die so genannten „Sommerstaustufen“ in Bahnitz (km 82), Grütz (km 117) und Garz (km 129), die von 1908 bis 1911 gebaut wurden.



Bild 1: Havelverlauf

Das Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Brandenburg vergab 1996 den Auftrag zur Bauzustandsuntersuchung am Wehr Bahnitz (Bild 2). Diese Untersuchung war auf Grund des hohen Alters und des bautechnischen Zustandes der Wehranlage erforderlich.

Unter Einhaltung von bestimmten Voraussetzungen wurde folgende Restnutzungsdauer definiert: „Eine Restnutzungsdauer für den vollständigen Wehrbetrieb (also auch bei Eis) kann nicht mehr angegeben werden, da bei Eis keine durchgängige Standsicherheit nachweisbar ist. Unter Inkaufnahme der Bruchgefahr bei Eis oder Aufgabe des Winterstauens bei möglicher Eisbildung ist für die anderen Belastungszustände eine Restnutzungsdauer bis zum Wehrneubau in ca. 15 Jahren (aus heutiger Sicht – 1996) möglich.“

Das Wehr Bahnitz ist Bestandteil des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr. 17 und für die Stauhaltung des Elbe-Havel-Kanals und der Havel nötig.

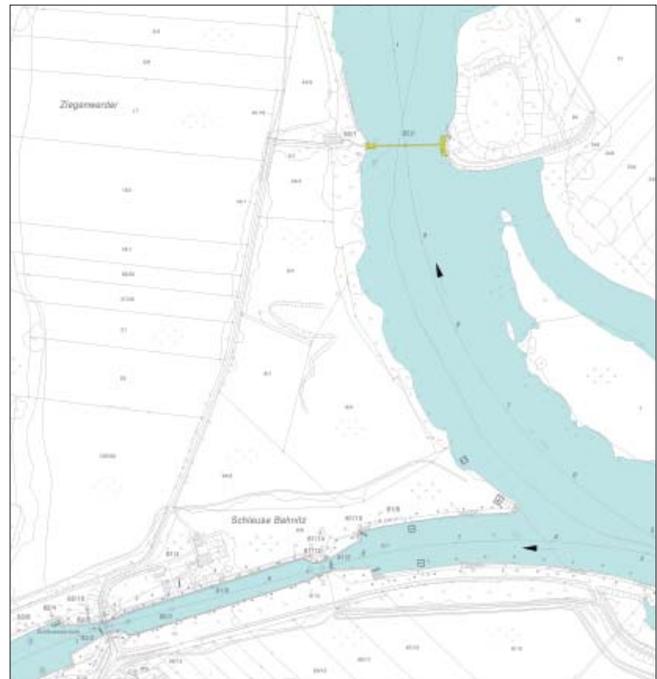


Bild 2: Wehranlage und Schleuse Bahnitz

2 Varianten Voruntersuchung

Die Variantenuntersuchung am Wehr Bahnitz ist nach verschiedenen Gesichtspunkten geführt worden. Folgende Kriterien wurden betrachtet:

- Die Lage (Trasse) im Flussbett,
- die Verschlussart,
- die Wehraufteilung und
- die Fischpassart.

2.1 Lage im Flussbett

Das Wehr Bahnitz liegt inmitten des Naturschutzgebietes „Untere Havel Süd“ (NSG 295/1121). Dieses Naturschutzgebiet ist ein Feuchtgebiet von internationaler Bedeutung (Rast- und Überwinterungsgebiet für Vogelarten). Gleichzeitig umfasst es den Lebensraum seltener und gefährdeter Tier- und Pflanzenarten.

Außerdem liegt das Wehr Bahnitz in dem Flora-Fauna-Habitat (FFH) Gebiet Nr. 117 „Niederung der Unteren Havel“. Dieses Gebiet stellt verschiedene Tiere, wie Elbebiber, Fischotter, Flussneunauge, Meerneunauge u. a. unter Schutz.

Unter Beachtung dieser Schutzgebiete musste der Bau im vorhandenen Flusslauf erfolgen, damit sich so wenige Eingriffe wie möglich in die bestehenden Ufer ergeben.

Zur Entscheidungsfindung wurden Baugrundbohrungen in zwei verschiedenen Trassen abgeteuft.

- Erste Trasse: unmittelbar neben dem bestehenden Wehr im Unterwasser,
- Zweite Trasse: ca. 40 m vom bestehenden Wehr entfernt im Unterwasser.

Dabei konnte schon während der Bohrarbeiten erkannt werden, dass an beiden Standorten Sande und Mergel bis in eine Tiefe von 15 – 20 m anstehen. Somit war der Baugrund kein Entscheidungskriterium für oder gegen einen bestimmten Standort.

Die topographischen Verhältnisse begünstigten dagegen den Standort in Wehrrnähe, da dort bereits eine Einengung des Flussquerschnittes vorhanden war. Außerdem konnten dann die vorhandenen Wege direkt ohne größeren Aufwand an das Wehr angebunden werden.

2.2 Verschlussart

Für das Wehr muss ein beweglicher Verschluss vorgesehen werden, um die Wasserstände regulieren zu können. Der Verschluss muss eine Eis- und Treibgutabfuhr gewährleisten. Außerdem sollte eine Aufstiegsmöglichkeit für die Fische gegeben sein. Wegen der Einpassung in Natur und Landschaft war es anzustreben, große Überbauten zu vermeiden.

In Tabelle 1 wurden die Verschlussarten, die überströmbar sind, gegenübergestellt und gewichtet. Unterströmte Wehre wurden nicht betrachtet, da diese größere Überbauten benötigen und keine Eis- und Treibgutabfuhr ermöglichen.

Dazu sind erst die Kriterien gegeneinander gewichtet worden, um diese in der Gegenüberstellung prozentual ansetzen zu können (Tabelle 2). Folgende Kriterien wurden dabei betrachtet:

1. Eis- und Schwemmgutabfuhr
2. Geschiebetransport
3. Versandung im Oberwasser/Kolkbildung im Unterwasser
4. Störanfälligkeit im Betrieb
5. Bedienungsaufwand/Automatisierungsfähigkeit
6. Wartung/Verschleiß
7. Nötige Beheizung/Durchströmung
8. Feinregulierung (im ± 5 cm Bereich)
9. Einpassung in Natur und Landschaft
10. Bauausgaben
11. Einschränkung der Betriebsfähigkeit durch Rowdytum/Vandalismus
12. Möglichkeit des Notbetriebs
13. Betriebs- und Unterhaltungskosten

Folgende Wichtung gilt:														
Kriterium A	wichtiger	als Kriterium B												2
Kriterium A	=	Kriterium B												1
Kriterium A	unwichtiger	als Kriterium B												0
Kriterium A Kriterium B	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1		0	0	2	0	0	1	2	0	0	2	2	0	
2	2		1	2	0	1	1	2	0	0	2	2	0	
3	2	1		2	2	1	2	2	0	0	2	2	0	
4	0	0	0		0	0	1	1	0	0	1	2	0	
5	2	2	0	2		1	2	2	0	0	1	2	1	
6	2	1	1	2	1		1	2	0	0	2	2	1	
7	1	1	0	1	0	1		2	0	0	2	2	0	
8	0	0	0	1	0	0	0		0	0	1	2	0	
9	2	2	2	2	2	2	2	2		1	2	2	1	
10	2	2	2	2	2	2	2	2	1		2	2	2	
11	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0		2	0	
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	
13	2	2	2	2	1	1	2	2	1	0	2	2		
Summe	15	11	8	19	9	9	14	20	2	1	19	24	5	
Prozentualer Anteil	9,6	7,1	5,1	12,2	5,8	5,8	9,0	12,8	1,3	0,6	12,2	15,4	3,2	

Tabelle 2: Wichtungsmatrix

In Tabelle 3 wurden die Kriterien mit ihren Wichtungsfaktoren in Bezug auf die verschiedenen Verschlüsse gegenübergestellt. Die vergebenen Zielgrade reichen von 1 (negativ) bis 5 (positiv).

Nach der Wertungstabelle bot ein Schlauchwehr die meisten Vorteile.

2.3 Wehraufteilung

Grundsätzlich muss davon ausgegangen werden, dass das Landschaftsbild so wenig wie möglich beeinträchtigt werden darf (Naturschutz-, Landschaftsschutz- und FFH-Gebiet). Deshalb sind große Überbauten und große Einbauten im Flussbereich zu vermeiden.

Für die Wehraufteilung muss jedoch der (n-1)-Fall eingehalten werden. Zwar ist dieser Nachweis bei Schlauchwehren nicht zwingend notwendig, dessen ungeachtet musste aber auch für diese Verschlussart wenigstens ein zweifeldriges Wehr vorgesehen werden, um Reparatur- und Instandhaltungsarbeiten durchführen zu können.

Für andere Verschlussarten muss auf Grund der Bauart ein drei- oder vierfeldriges Wehr vorgesehen werden, welches zu erhöhten Baukosten führt.

Für die Entscheidungsfindung werden die Verschlussarten weiterverfolgt, die ein zweifeldriges Wehr zulassen und keine großen Überbauten benötigen. Dies trifft für das Sektorwehr, das Segmentwehr und das Schlauchwehr zu.

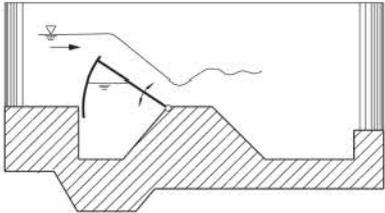
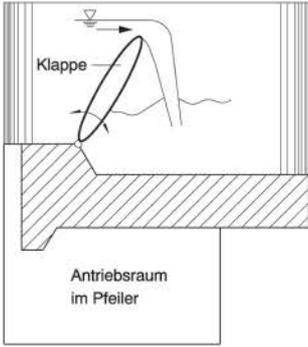
Wehrrart	Prinzipskizze	Vorteile	Nachteile
Sektorwehr		<ul style="list-style-type: none"> - Überschiffbarkeit - Verschlusskörper – große Wehrweiten >25m möglich - kein Überbau erforderlich - Feinregulierung möglich - Regulierung erfolgt über Zu- und Ableitung von Wasser ins Sektorinnere; dadurch kann auf mechanische oder hydraulische Hubeinrichtung verzichtet werden - sehr gute Eis- und Schwemmgutabfuhr - Verschluss nicht sichtbar - Handbetrieb möglich - geringer Bedienungsaufwand 	<ul style="list-style-type: none"> - aufwendige Gestaltung des Wehrunterbaus - dadurch sehr hohe Investitionskosten - Im Falle des nichtmechanischen oder nichthydraulischen Auftriebes besteht die Gefahr, dass bei vollständiger Absenkung des Sektors dieser durch Sogwirkung durch die überfahrende Schifffahrt beschädigt werden kann. - Möglichkeit der Freihaltung der Sektorengrube von Geschiebe, muss im Modellversuch erprobt werden - Aufwendiger Stahlbau des Sektorkörpers
Klappenwehr		<ul style="list-style-type: none"> - Überschiffbarkeit - Verschlusskörper bis ca. 25 m gut handhabbar - kein Überbau erforderlich - Feinregulierung möglich - sehr guter Eis- und Schwemmgutabfuhr - geringer Massivbauteil - keine extra Grube für das Versenken des Klappenkörpers (Absenken für den Fall der Überschiffbarkeit reicht) - da das Ablegen der Klappe auch ohne Antrieb möglich ist, kann die Hochwasserabführung (bis GOK) auch im Havariefall realisiert werden - einfache Stahlkonstruktion - Handbetrieb möglich - Möglichkeit des Umlagens der Klappe unter alleiniger Wirkung des Staudruckes bei Störung oder Ausfall der Antriebe - Verschluss nicht sichtbar - geringer Bedienungsaufwand 	<ul style="list-style-type: none"> - Unterwasserspiegellage über Scharnierhöhe - hoher Massivbauteil für Pfeiler, wenn Antriebe unterflur - wechselnde Unterdrücke, dadurch hydrodynamische Belastung der Klappe (z. B. durch Schwingungen) - Strahlaufreißer zur Verhinderung der Wehrbeben

Tabelle 1: Varianten Verschlussart

Wehrtart	Prinzipiskizze	Vorteile	Nachteile
Segmentwehr	<p>Antriebsraum im Pfeiler</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Verschlusskörper für große Wehrfeldbreiten (> 25 m) und Stauhöhe möglich - kleine Antriebskräfte - Störanfälligkeit und Bedienungsaufwand sehr gering - sehr gute Eis- und Schwemmgutabfuhr - kein Überbau erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Gelenke liegen im Wasser - keine Überschiffbarkeit - keine Feinregulierung - technisch kompliziert, teuer und unterhaltungsaufwendig - großer Massivbauteil - Verschluss sichtbar - kein Handbetrieb möglich
Schlauchwehr	<p>Oberwasser Schlauch Schwelle Verbindungseitung Steuerschacht</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Überschiffbarkeit - geringer Massivbauteil - sehr geringer Wartungs- und Bedienungsaufwand - Schlauchkörper nicht sichtbar - die Glätte und die Elastizität der Gummihaut verleihen dem Wehr einen sehr großen Widerstand gegen Verschleiß, Abrieb und Verletzungen - niedrige Bauweise - Verschlusskörper für große Wehrfeldbreite (> 100 m) möglich - Feinregulierung möglich - Eis- und Schwemmgutabfuhr möglich - kein Überbau erforderlich - Handbetrieb möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - wenig Betriebserfahrung innerhalb der WSV - Einknicken des Schlauches bei Luftfüllung (V-Ausbildung) - Auftrieb des Schlauches - Schwingung des Schlauches bei bestimmten Wasserständen und Luftfüllung
Schützenwehr	<p>Hubschütz</p>	<ul style="list-style-type: none"> - einfache Konstruktion, geringer Massivbauteil - über- und unterströmbar - unempfindlich gegen Stöße und Eisdruck - reparaturunanfällig - gleichzeitig als Fischpass nutzbar - Handbetrieb möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Verschlusskörper für geringe Wehrfeldweiten - keine Feinregulierung möglich - nicht überschiffbar - hoher Überbau nötig - mäßige Eis- und Schwemmgutabfuhr

Tabelle 1: Varianten Verschlussart - Fortsetzung

Kriterium	Wichtungsfaktor	Segmentwehr			Sektorwehr			Schützenwehr			Klappenwehr			Schlauchwehr		
		Bewertung verbal	Zielgrad	Wichtung x Zielgrad	Bewertung verbal	Zielgrad	Wichtung x Zielgrad	Bewertung verbal	Zielgrad	Wichtung x Zielgrad	Bewertung verbal	Zielgrad	Wichtung x Zielgrad	Bewertung verbal	Zielgrad	Wichtung x Zielgrad
1	9,6	sehr gut	5	48,1	sehr gut	5	48,1	mäßig	3	28,8	sehr gut	5	48,1	sehr gut	5	48,1
2	7,1	sehr gut	5	35,3	schlecht	2	14,1	mäßig	3	21,2	gut	4	28,2	gut	4	28,2
3	5,1	sehr wenig	5	25,6	mäßig	3	15,4									
4	12,2	Mäßig	3	36,5	mäßig	3	36,5	mäßig	3	36,5	wenig	4	48,7	sehr wenig	5	60,9
5	5,8	sehr wenig	5	28,8	sehr wenig	5	28,8	wenig	4	23,1	sehr wenig	5	28,8	sehr wenig	5	28,8
6	5,8	Wenig	4	23,1	wenig	4	23,1	mäßig	3	17,3	wenig	4	23,1	sehr wenig	5	28,8
7	9,0	unbed. notw.	1	9,0	unbed. notw.	1	9,0	nicht notw.	5	44,9	unbed. notw.	1	9,0	teilweise notw.	3	26,9
8	12,8	Gut	4	51,3	gut	4	51,3	gut	4	51,3	sehr gut	5	64,1	sehr gut	5	64,1
9	1,3	sehr schlecht	1	1,3	gut	4	5,1	sehr schlecht	1	1,3	gut	4	5,1	gut	4	5,1
10	0,6	ca. 11,0 Mio. DM	1	0,6	ca. 11,0 Mio. DM	1	0,6	ca. 8,5 Mio. DM	2,75	1,8	ca. 9,0 Mio. DM	2,6	1,7	ca. 5,3 Mio. DM	5	3,2
11	12,2	sehr gering	5	60,9	sehr gering	5	60,9	gering	4	48,7	sehr gering	5	60,9	gering	4	48,7
12	15,4	gegeben	5	76,9	gegeben	5	76,9	gegeben	5	76,9	gegeben	5	76,9	gegeben	5	76,9
13	3,2	ca. 9,0 Mio. DM	3,8	12,2	ca. 9,0 Mio. DM	3,8	12,2	ca. 12,5 Mio. DM	1	3,2	ca. 9,0 Mio. DM	3,8	12,2	ca. 7,5 Mio. DM	5	16,0
Summe				409,6			382,1			370,4			422,2			451,3
Legende:		Kriterium Wichtungsfaktor aus Tabelle 1 Zielgrad 1 (negativ) bis 5 (positiv)														

Tabelle 3: Wertungstabelle

2.4 Fischpassart

Nach ersten hydraulischen Berechnungen erwies es sich als notwendig, den gesamten Flussquerschnitt zur Hochwasserabfuhr freizuhalten. Damit erübrigte sich die Untersuchung der Varianten nach der Fischpassart, da letztendlich nur ein technischer Fischpass wegen der wechselnden Oberwasserstände vorgesehen werden konnte, und um die Eingriffe in Natur und Landschaft so gering wie möglich zu halten. Damit spielt die Fischpassart für die Entscheidungsfindung keine Rolle.

2.5 Ergebnisse der Variantenuntersuchung

Nach der Untersuchung der verschiedenen Entscheidungskriterien wurde die Variante für ein zweifeldriges Schlauchwehr an gleicher Stelle des bestehenden Bauwerkes weiterverfolgt. In die Wehranlage werden der technische Fischpass auf der rechten Seite und die Kahnschleuse auf der linken Seite integriert.

3 Planung der Wehranlage

Die neue Wehranlage besteht, wie aus der Variantenuntersuchung zu erkennen, aus zwei Wehrfeldern, die jeweils mit einem Schlauch verschlossen werden. Die Oberkante der Verschlüsse liegt bei 28,35 m +NN, da ab dieser Wasserstandshöhe im Oberwasser das Wehr gelegt werden soll. Weiterhin wird der Stau aufgehoben, wenn die Wasserspiegeldifferenz zwischen

Ober- und Unterwasser einen Wert von 20 cm unterschreitet.

Zur Wehranlage gehören außerdem ein Fischpass, eine Kahnschleuse, ein Schachtbauwerk, schwimmende und feste Sportbootanleger sowie Leitwerke (siehe Bild 3).



Bild 3: Planung der neuen Wehranlage

Das neue Bauwerk erhält folgende Abmessungen:

Zwei Wehrfelder

- Lichte Weite zwischen Pfeiler und Wehrwange 34,35 m
- Breite zwischen dem unteren Fuß der Schräge an den Pfeilern (Schlauchbreite) 30,30 m

- Drempelhöhe	25,90 m +NN
- UK Drempel	23,90 m +NN
- OK Schlauch	28,35 m +NN
- OK Pfeiler	30,00 m +NN
- OK Revisionsverschluss	29,08 m +NN

liegt in einer Vertiefung, um eine horizontale Überlauf-
fläche ohne Niveauunterschiede zu schaffen.

Folgende Anforderungen wurden an die Schlauch-
wehrrmembran gestellt:

Fischpass

- Gesamtlänge	24,41 m
- Länge eines Beckens	3,75 m
- Breite eines Beckens	2,50 m
- Anzahl der Becken	4 Stück
- OK Sohle (OW)	26,40 m +NN
- OK Sohle (UW)	25,80 m +NN

- Mindestens zwei Gewebeeinlagen,
- Gesamtdicke ≥ 12 mm,
- Hochfestes Gewebe aus Polyamid oder Polyester.

Das Elastomer der Deckschicht ist aus CR hergestellt.
Es darf keine wassergefährdenden Stoffe (nach den
Sicherheitsdatenblättern der EG RL 91/155/EWG bzw.
RL 2001/58/EG) abgeben.

Kahnschleuse

- Gesamtlänge	24,00 m
- Nutzlänge	12,00 m
- Breite (nutzbar)	2,70 m
- OK Drempel (OW)	25,90 m +NN
- OK Tor	29,60 m +NN
- OK Plattform	30,00 m +NN

An Proben aus der fertigen Schlauchmembran (Bild 4)
wurden Materialprüfungen zu folgenden Eigenschaften
durchgeführt:

- Shore-A-Härte (DIN 53505)
- Zugfestigkeit (DIN 53504)
- Reißdehnung (DIN 53504)
- Druckverformungsrest (DIN 53517, DIN 53517)
- Weiterreißfestigkeit (DIN 53507-A)
- Wärmealterung 7d/70°C (DIN 53508):
Shore-A-Härte-Änderung (DIN 53505)
Zugfestigkeit (DIN 53504)
Reißdehnung (DIN 53504)
- Kälteverhalten, Härteänderung nach 24 h, -23°C
(DIN 53505)
- Verhalten nach Ozonalterung 24 h, 40°C,
 $\epsilon = 50$ pphm, 20 % Dehnung (DIN 53509)
- Zugverformungsrest (DIN 53518)
- Meerwasserbeständigkeit 28d/95°C (DIN 86076)
Härteänderung (DIN 53505)
Volumenänderung (DIN 53504)
- Abrieb (DIN 53516)
- Dichte (DIN 53479)

Gesamtbreite Wehr 87,00 m

Das Wehr erfüllt die Anforderungen des (n-1)-Falles.
Die Abflüsse und Wasserstände werden wie bisher bei-
behalten.

Das bestehende Nadelwehr soll durch ein Schlauch-
wehr an gleicher Stelle ersetzt werden. Die Bauausfüh-
rung erfolgt in zwei Bauabschnitten. Dazu sind nachei-
nander zwei Baugruben zu errichten, in denen der Ab-
bruch und der Neubau erfolgen.

Baugrube 1 umfasst Wehrfeld 1, Kahnschleuse und
Schachtbauwerk. Baugrube 2 umfasst Wehrfeld 2 und
Fischpass.

In den Drempel des Wehres werden die Versorgungs-
und Regulierungsleitungen für die Wehrschläuche so-
wie die Beheizung eingebaut. Die zur Umwälzung des
Füllwassers vorgesehenen Rohrleitungen münden je-
weils in den Wangen des aufsteigenden Baukörpers
und des Mittelpfeilers.

Alle Ansichtsflächen werden mit Klinkern verkleidet.
Haltekreuze zum Festmachen wurden vorgesehen.

3.1 Schlauchverschlüsse

Die Wehrverschlüsse bestehen aus je einer Schlauch-
membran mit Strahlaufreißern. Diese sind mit Klemm-
schienen an dem Betonkörper befestigt. Die erforder-
lichen Rohrleitungen zum Befüllen und zum Entlee-
ren sind mit ihren Anschlussstutzen druckwasserdicht
mit dem Schlauch verbunden. Der abgelegte Schlauch



Bild 4: Schlauchmembranrolle vor Zuschnitt

3.2 Kahnschleuse

Die Kahnschleuse wird am linken Ufer errichtet, in ungefährer Lage der derzeitigen Uferlinie, zwischen dem Schachtbauwerk und dem Wehrfeld 1. Sie hat eine Nutzlänge von 12 m, eine Drempeltiefe von 1,78 m unter Mittelwasser (Unterwasser) und eine Nutzbreite von 2,70 m. Ausrüstungen wie Haltestangen, Haltekreuze, Leitern und Tore sowie die dazugehörigen Nischen wurden berücksichtigt. Ausbildung und Größe entspricht der alten Kahnschleuse.

Die Kahnschleuse wird in Massivbauweise mit fester Sohle errichtet. Als Verschlussorgan dienen zwei baugleiche Schlagtore.

Die Stahlkonstruktion der Schlagtore erhält je ein Füll- bzw. Entleerungsschütz als Gleitschütz von 0,5 m x 0,5 m Öffnungsgröße.

Der Antrieb der Schütze erfolgt manuell über Handrand und senkrechte Zahnstange, Spindel oder Triebstock. Der Bediener steht dazu auf dem Torsteg.

Die Torbewegung erfolgt ebenfalls manuell mittels horizontaler Zahnstange oder Triebstock und darüber stehender Antriebswinde mit Kurbel. Die Antriebsstange verläuft unter Flur in einem durch Abdeckbleche verschlossenen Kanal.

Zur Aufnahme des geöffneten Schlagtores wird jeweils an der Westwand der Schleuse eine Torkammernische angeordnet. In der östlichen Mole der Kahnschleuse sind zwei bogenförmige Nischen zur Gewährleistung der Torbeweglichkeit und der Aufnahme des Toranschlags vorgesehen. Die Torkammernischen erhalten eine um 0,50 cm tiefer gelegte Sohle.

Alle Ansichtsflächen erhalten eine Klinkervorsatzschale.

Die Trockenlegung der Kahnschleuse ist mit Dammtafeln vorgesehen. Hierzu werden jeweils außerhalb der Torkammernischen Revisionsverschlussnischen aus Stahl angeordnet.

Für die Landgangsmöglichkeit der Sportbootfahrer erhält jeder Vorhafen einen Anleger. Die Sportbootanleger im Ober- und Unterwasser bestehen aus einem festen und einem schwimmenden Teil. Sie werden direkt vor und hinter der Kahnschleuse im Uferbereich vorgesehen. Sie erhalten eine Ausrüstung aus Leitern, Gleitleisten und Pollern.

3.3 Leitwerke und Uferwände

Im Bereich der Kahnschleuse sind zwei Leitwerke vorgesehen, die den Einfahrtbereich in die Schleuse sichern. Sie beginnen jeweils am Schleusenaupt und

enden in Höhe der Sportbootanleger (ca. 22 m Länge).

Die Leitwerke schirmen jeweils den Vorhafen vom Wehrbereich ab. Die Leitwerke sind Konstruktionen aus vier Pfählen (U-Bohlen) mit horizontalen Riegeln. Die Pfähle der Leitwerke sind so bemessen, dass sie auch als Festmachereinrichtung für Baustellenfahrzeuge und Schiffe der Unterhaltung und Instandsetzung (technische Flotte) dienen können. Hierzu erhalten die Pfähle jeweils einen Kopfpoller, Trossenzugkraft für 100 kN.

Die Uferwände werden durch verankerte Spundwände gesichert. Am Westufer erfolgt zur Geländeanpassung eine Anschüttung des Ufers.

3.4 Schachtbauwerk

Das Schachtbauwerk für die Wehrverschlüsse ist in den Entnahme-, den Steuer- und den Entsorgungsschacht (Nassräume) sowie den Armatureschacht (Trockenraum) gegliedert.

In dem Schachtbauwerk werden die erforderlichen Wasserstände eingestellt. Nach dem physikalischen Prinzip der sich ausgleichenden Wasserstände in verbundenen Gefäßen kann der Schlauch nun aufgestellt oder abgesenkt werden (Bilder 5 und 6).

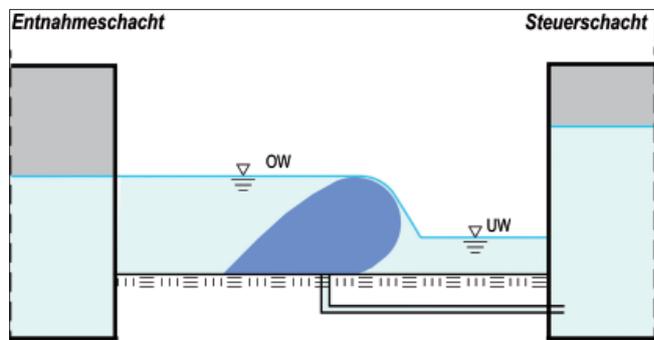


Bild 5: Wasserstände in den Nassschächten bei aufgestelltem Schlauchverschluss

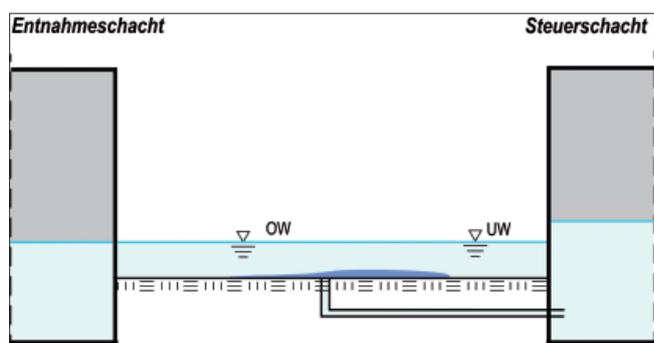


Bild 6: Wasserstände in den Nassschächten bei abgelegtem Schlauchverschluss

Die Pumpenanlage ist zum Befüllen der Nassschächte notwendig. Neben den Regulierrohrleitungen sorgen Entlüftungsleitungen für einen „luftleeren“ Schlauch und Umwälzleitungen für genügend Zirkulation im Schlauch, um das Einfrieren im Winter zu vermeiden.

3.5 Fischpass

Beim Ersatzneubau der Wehranlage Bahnitz ist entgegen des vorhandenen Fischpasses eine neue Fischaufstiegsanlage auf der rechten Seite vorgesehen (Bild 7).

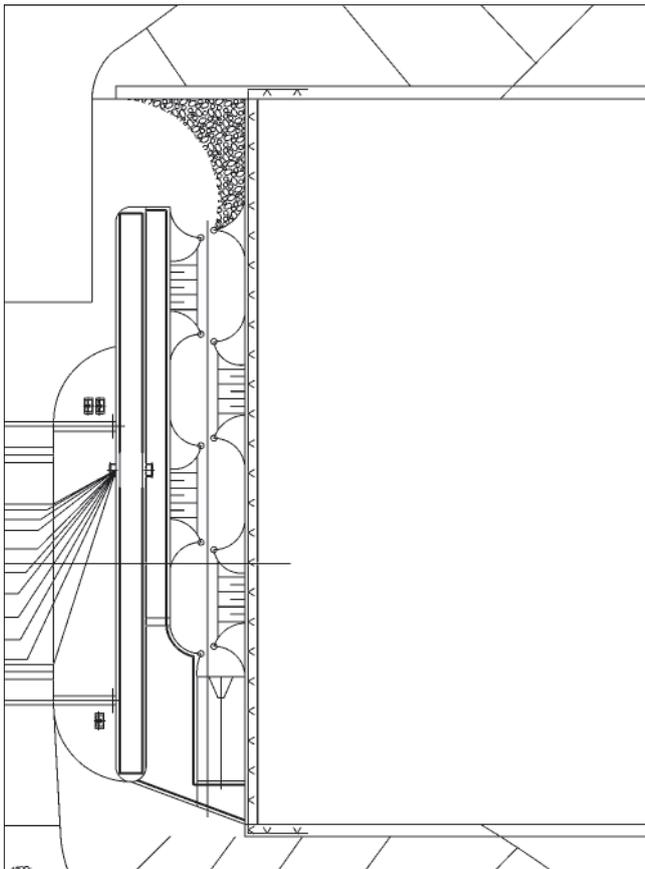


Bild 7: Planung neuer Fischpass

Auf Grund der Stauzielunterschiede (max. 50 cm), der Funktionstüchtigkeit an 365 Tagen und einer kompakten und wirtschaftlichen Bauweise kommt nur eine technische Anlage in Betracht.

Deshalb wurde von der Bundesanstalt für Gewässerkunde der störtaugliche Halb-Mäander-Fischpass Typ H vorgeschlagen, der schon mehrfach ausgeführt wurde.

Dazu werden vier längliche Becken (ca. 3,75 m x 2,5 m) mit einer einstellbaren Schlitzöffnung von 35 bis 60 cm benötigt. Für die Störtauglichkeit ist eine Mindestwassertiefe in den Becken von 1 m erforderlich.

Die vorgefertigten Teile (Becken, Schlitzstangen, Kontrollreuse mit Hebevorrichtung, Absperrvorrichtung zwischen den Schlitzstangen) werden auf die bauseitig gefertigte raue Rampe aufgebaut.

Eine Geotextilmatte wird mit Störsteindübel auf der rauhen Betonsohle, einschließlich des Ein- und Auslaufbereiches, fixiert.

Zur Kontrolle der Funktionstüchtigkeit des Fischpasses wird nach den letzten Becken eine Reuse mit Hebevorrichtung eingebaut.

Die Wasserstände MNW, MW und HW₁ wurden vorgegeben. Daraus wurden die in Tabelle 4 und 5 dargestellten technischen Parameter für den Fischpass ermittelt bzw. berechnet.

3.6 Revisionsverschluss

Für das Schlauchwehr Bahnitz werden Revisionsverschlüsse im Ober- und Unterwasser für jeweils eine Wehröffnung vorgesehen.

Der Unterhaltungspflichtige und Betreiber, das WSA Brandenburg, beabsichtigt, den Revisionsverschluss des Wehres Bahnitz auch für die Wehranlage Mühlenarm Rathenow und das Wehr Quitzöbel zu nutzen.

Die Durchflussbreite entspricht der des bisherigen Wehres in Bahnitz.

Für den Revisionsverschluss ist eine Dammbalkenkonstruktion mit Ständerprofil gewählt worden, da diese einfach zu handhaben und mit einem kleinen Hebezug zu bewältigen ist.

Fünf Ständerprofile unterteilen die Wehröffnung in je vier Mittelfelder von 5,58 m Länge und, bedingt durch die Pfeilerneigung, in zwei Außenfelder von > 4 m bis ca. 6 m Länge. Die Balkenlänge für das Element 1 (gerade) ergibt sich damit zu 5,42 m.

Das Element 1 des Revisionsverschlusses des Wehres Bahnitz kann auch für alle Revisionsnischen des Wehres Rathenow und des Wehres Quitzöbel eingesetzt werden.

Auf Grund der unterschiedlichen Wassertiefen werden an den beiden Wehren unterschiedliche Stückzahlen des Elements 1 benötigt.

Das Gewicht eines Dammbalkens (Element 1) beträgt ca. 950 kg. Das Gewicht eines Ständers liegt bei ca. 1,4 t.

Zur Aufnahme der Ständerprofile werden Hülsen aus Stahl und für einen ebenen Dichtungsanschlag Dichtungsprofile (HE – A 240) in den Dremmel einbetoniert.

	MNW OW 27,15 mNN UW 26,22 mNN	MW OW 27,65 mNN UW 27,03 mNN	HW₁ OW 28,15 mNN UW 27,97 mNN
Abflussmenge Q	0,368 m ³ /s	0,503 m ³ /s	0,564 m ³ /s
max. Fließgeschw. Schlitz V_{max}	1,91 m/s	1,56 m/s	0,84 m/s
mittl. Wasserspiegelbr. im Schlitz S_m	0,30 m	0,32 m	0,36 m
Fließtiefe vor der Schlitzpforte h_{ow}	0,81 m	1,15 m	1,74 m
Fließtiefe vor der Schlitzpforte h_{uw}	0,62 m	1,03 m	1,70 m
Wasserspiegeldifferenz Δ h	0,19 m	0,12 m	0,04 m

Tabelle 4: Bemessung des Fischpasses

Beckengröße	Länge	3,75 m
	Breite	2,50 m
	mittlere Beckenhöhe	2,00 m
Fallhöhe	Gesamtfallhöhe (MW)	0,62 m
	Beckenfallhöhe	0,15 m
	Beckenanzahl	4 St
Hydraulik	Abflussmenge (MNW-HW ₁)	0,368 - 0,564 m ³ /s
	Fließgeschwindigkeit im Schlitz (MW)	1,56 m/s
	Fließtiefe im Schlitz (MW)	1,15 m
Schlitzpforte	Strömungsstange	DN 100
	Höhe	2,05 m
	Weite der Schlitzpforte unten	0,25 m
	Weite der Schlitzpforte oben	0,50 m
	verstellbar um	±0,10 m
Gestaltung der Rampe	Stahlbeton	C20/25
	Länge der Rampe für <i>Mäander</i> [®] -Becken	18,75 m
	Längsgefälle	4 %
	Baubreite der Beckenanlage	2,50 m
Einschwimmdelta	Leitwand exakt an Becken Nr. 0 angepasst	~5,00 m
	Übergang von Betonrampe an Gewässersohle	Sohlsubstrat
Zulauf	Schwimmbalken	~4,50 m
Sohlgestaltung	Dichtestrich, mit Zahnpachtel rau abgezogen	0,05 m
	Krallenmatte	0,02 m
	Wirrgewebe	0,02 m
	Strömungsbremsen (Halbkugeln Ø 10-14 cm)	50 St./Becken

Tabelle 5: Technische Daten zum MÄANDER[®]-Fischpass Typ H 2,5 – 2,0-16

4 Bau der Wehranlage

Der Bau der Wehranlage soll überwiegend anhand von Bildern aus dem Baugeschehen bis Februar 2006 dargestellt werden. Der Bauablauf erfolgt in zwei Bauabschnitten:

1. Bau des ersten Wehrfeldes einschließlich Steuerung und Kahnschleuse. Dazu wird das bestehende Nadelwehr teilweise abgerissen. Der verbleibende Teil des Nadelwehres übernimmt die Regulierung der Havel.
2. Bau des zweiten Wehrfeldes einschließlich Fischpass. Dazu wird der verbliebene Teil des Nadelwehres abgerissen. Das Wehrfeld 1 übernimmt die Stauregulierung der Havel.

4.1 Baugrube 1

Vor dem Erstellen der Baugrube 1 musste das vorhandene Nadelwehr geschlitzt werden (Bild 8).



Bild 8: Schlitzten des vorhandenen Bauwerkes

Danach wurde die Baugrubenspundwand eingerüttelt (Bild 9).

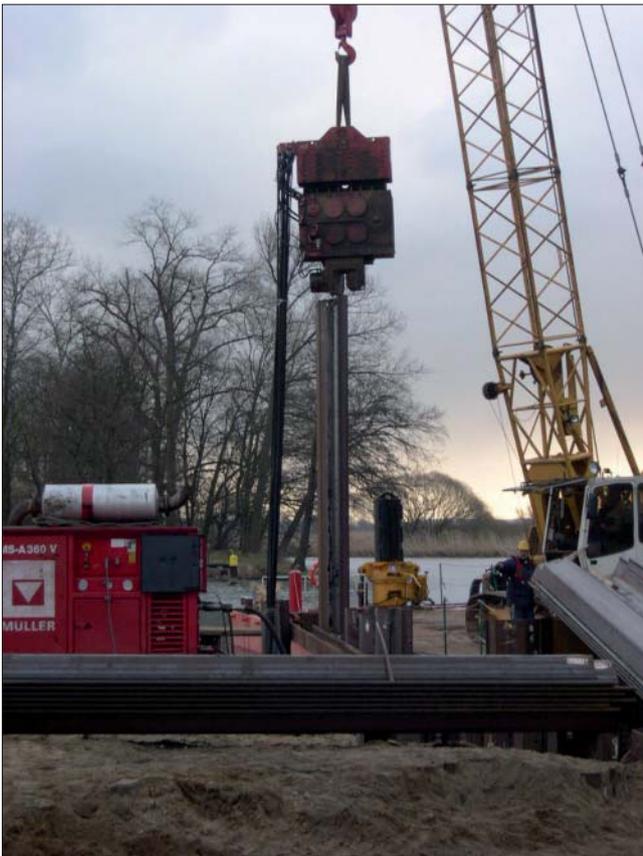


Bild 9: Einbringen der Spundwand

Die Baugrube 1 umfasst das Wehrfeld 1 einschließlich des Mittelpfeilers, des linken Seitenpfeilers, der Kahn-schleuse und des Schachtbauwerkes zur Steuerung des Verschlusses (Bild 10).

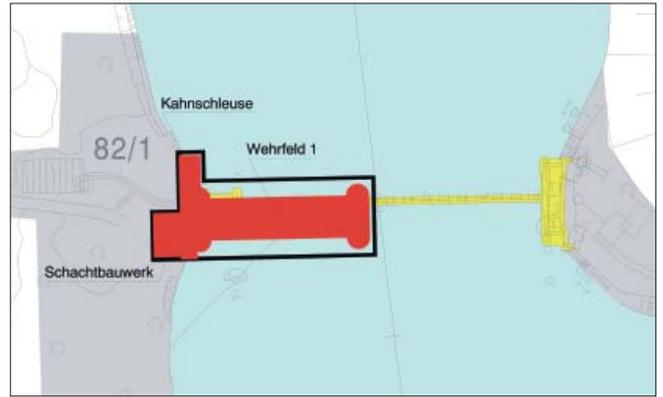


Bild 10: Planung Baugrube 1

Anschließend wurde innerhalb der Baugrube das alte Wehrbauwerk (Nadelwehr und Schützenwehr) abgerissen (Bild 11) und Nassbaggerungen bis zur notwendigen Sohl-tiefe vorgenommen (Bild 12).



Bild 11: Abbruch der alten Wehranlage



Bild 12: Ausbaggerung der Baugrube

Nach dem Absaugen der Baugrubensohle wurden 161 Verpresspfähle gesetzt (Bild 13), die sowohl auf Zug (für den Bauzustand) als auch auf Druck (für den Betriebszustand) belastet werden.



Bild 13: Herstellen der Anker

Anschließend konnte die Unterwasserbetonsohle eingebracht (Bild 14) und gesäubert werden (Bild 15).



Bild 14: Betonage der Unterwasserbetonsohle



Bild 15: Reinigung nach Trockenlegung der Unterwasserbetonsohle

Auf diese Betonsohle wurden eine Drainage- und eine Sauberkeitsschicht aufgebracht, auf welche dann wiederum die Bewehrung für den ersten Betonierabschnitt des Wehrdrempels eingebaut werden konnte (Bild 16).



Bild 16: Einbau der Bewehrung in der Wehrsohle

Gleichzeitig wurde die Bewehrung für die Kahnschleuse und das Schachtbauwerk aufgebaut (Bild 17).



Bild 17: Einbau der Bewehrung für die Kahnschleuse

Nach der Betonage des ersten Abschnittes der Wehrsohle konnten die Rohrleitungen (Bild 18) und weitere Bewehrungseisen (Bild 19) eingebaut werden.



Bild 18: Einbau der Rohrleitungen zur Schlauchwehrsteuerung



Bild 20: Fertig betonierte Wehrschwelle und Pfeiler



Bild 19: Einbau der Bewehrung für den Mittelpfeiler

Im Anschluss daran erfolgt die Betonage des zweiten Abschnittes des Wehrdrempels, der Pfeiler und die Verklinkerung der Pfeiler (Bilder 20 und 21).

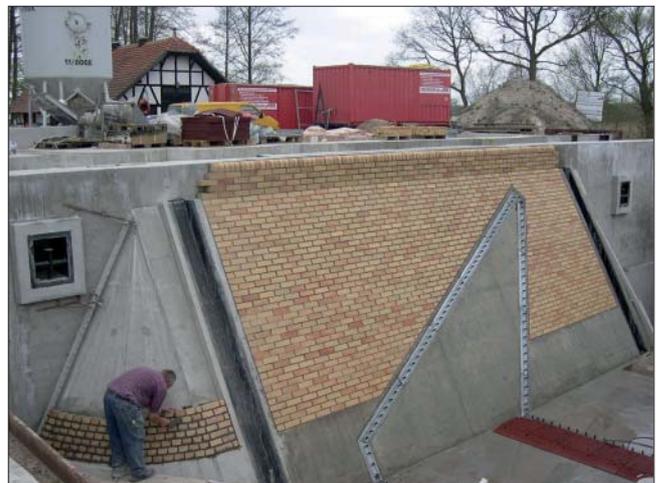


Bild 21: Verklinkern der Pfeiler

Anschließend konnte der Schlauchverschluss montiert werden (Bild 22).



Bild 22: Einbau Schlauchverschluss

Die Dichtigkeit wurde zuerst mit Druckluft und danach mit Wasser getestet (Bild 23).



Bild 23: Test auf Dichtigkeit des Schlauchverschlusses

Im Weiteren konnten die verschiedenen Betriebszustände im Schutz der Dammtafeln simuliert werden (Bild 24).



Bild 24: Simulation der Betriebszustände innerhalb der Dammtafeln

Nach erfolgreicher Prüfung sowie der Fertigstellung der Pumpenanlage in dem Schachtbauwerk (Bild 25) konnte das Wehrfeld 1 in Betrieb gehen und die Stau- regulierung der Havel übernehmen.



Bild 25: Installation der Pumpenanlage im Schachtbauwerk zur Schlauchwehrsteuerung

4.2 Baugrube 2

Die Baugrube 2 (Bild 26) schließt an den Mittelpfeiler an und umfasst das Wehrfeld 2 und den Fischpass. Der Bauablauf ist identisch mit dem der Baugrube 1.

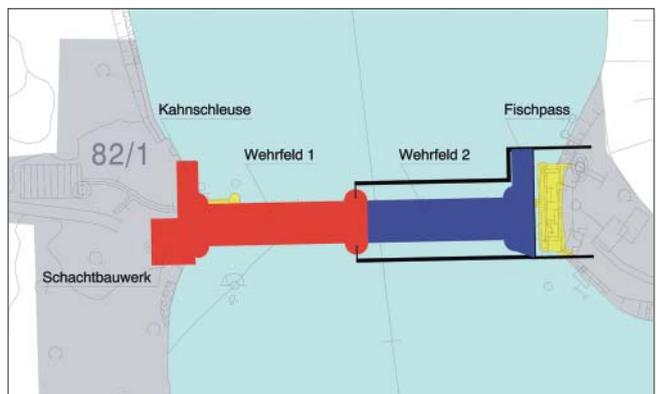


Bild 26: Planung Baugrube 2

5 Fertigstellung

Das erste Wehrfeld soll im Sommer des Jahres 2007 in Betrieb gehen. Die Fertigstellung der gesamten Wehr- anlage ist im Frühjahr 2008 vorgesehen.

Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus

DIPL.-ING. INGO KAMUF, ENBW KRAFTWERKE AG, STUTTGART

1 Einleitung

Bei der Planung von Wehranlagen stellt sich bei der Entscheidung, ob ein Schlauchwehr statt eines konventionellen Stahlwasserbauverschlusses eingesetzt werden soll, oft die Frage der Widerstandsfähigkeit der Membrane gegenüber mechanischen Beanspruchungen, wie sie z. B. durch mitgeführtes Treibgut oder Geschiebe, aber auch durch mutwillige Beschädigung (Vandalismus) verursacht werden. Je nach Ausmaß der Beschädigung kann dabei die Betriebsfähigkeit beeinträchtigt und die Lebensdauer der Schlauchwehrmembran verkürzt werden. Darüber liegen heute nur wenige Erkenntnisse vor und diese lassen sich schwer im Laborversuch quantifizieren und durch Werkstoffkennwerte beschreiben. Daher ist die Unkenntnis heute noch groß, welchen mechanischen Belastungen eine Schlauchmembran widerstehen kann und welche Folgen sich aus einer Beschädigung ergeben (Weiterreißen der Membran und plötzliches Entleeren des Wehrkörpers).

Um diese Lücke zu schließen, wurden im Rahmen des BAW Forschungs- und Entwicklungsvorhabens „Schlauchwehre an Bundeswasserstraßen“ systematische Materialuntersuchungen an unterschiedlichen Schlauchmembranen durchgeführt, wobei sich ein Teil dieser Untersuchungen auch mit der Widerstandsfähigkeit der Membranen gegenüber mutwilligen Beschädigungen durch Schuss- und Stichwaffen befasste.

2 Beispiele von Schadensfällen an Schlauchwehren

2.1 WKA Kiebingen/Neckar

Die EnBW AG (Energie Baden-Württemberg AG) betreibt seit 1998 eine zweifeldrige, luftgefüllte Schlauchwehranlage an der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar (Bild 1).

Nach drei Jahren Betriebszeit wurden erstmalig Schäden an der Schlauchunterseite entdeckt. Im Geschwemmsel mitgeführte Glasscherben hatten die Membranunterseite an mehreren Stellen durchstoßen und oberflächlich verletzt. Da die Anlage über keine Notverschlüsse verfügt, wurde das Stauziel um 1,5 m abgesenkt und das Neckarwasser über das Kraftwerk und den intakten Schlauch abgeführt. Die Reparatur des beschädigten Schlauchs konnte innerhalb eines Tages durchgeführt werden, wobei die Leckagen mit „LKW-Flicksets“ verschlossen wurden. Bereiche mit größeren Beschädigungen wurden mit Elastomerfliegen repariert, die durch Kaltverklebung (Kaltvulkan-

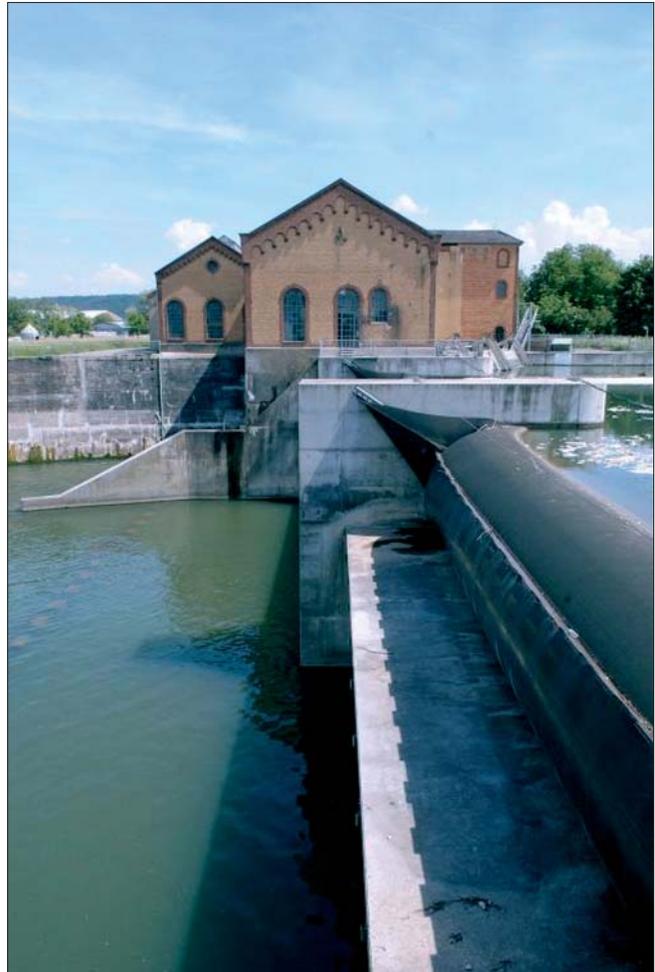


Bild 1: Wasserkraftanlage Kiebingen/Neckar (luftgefüllt, zwei Wehrfelder à 23,0 m, Schlauchhöhe 3,0 m, Membrandicke 13,5 mm) [3]

sation) auf die schadhaften Stellen aufgebracht wurden.

2.2 WKA Baiersdorf/Regnitz

Seit 1995 betreibt die Regnitz Stromverwertungs AG ein zweifeldriges, wassergefülltes Schlauchwehr in Baiersdorf an der Regnitz. Auf Grund der positiven Betriebserfahrungen an der Wasserkraftanlage „An den Werken“/Regnitz der Erlanger Stadtwerke (ESTW), die seit 1981 ein einfeldriges Schlauchwehr besitzt, hatte sich der Betreiber auch in Baiersdorf für ein Schlauchwehr entschieden.

Zu Beginn des Jahres 2003 wurde die linke Schlauchmembran durch einen ca. 15 mm langen Messerstich beschädigt (Bild 2). Nach Angaben des Betreibers treten durch diese Leckage am Tag bis zu 2 m³ Wasser aus. Eine Reparatur der Membran wurde bis zum jetzigen Zeitpunkt nicht durchgeführt, da der Schlauch-



Bild 2: Leckage am Schlauchwehr Baidersdorf (wasser-gefüllt, zwei Wehrfelder à 27,0 m, Schlauchhöhe 1,85 m, Membrandicke 8,0 mm)

körper für die Reparatur entleert werden muss, um die Kaltvulkanisation der schadhaften Stelle im Trockenen durchführen zu können. Da das Wehr trotz Beschädigung noch voll betriebsfähig ist, will der Betreiber die Reparatur erst dann durchführen, wenn noch weitere Revisionsarbeiten anstehen.

Zum Schutz der Anlage wurde inzwischen die Einfriedung der Wehranlage mit einem Stacheldraht versehen.

2.3 Broadwater Dam Townsend, Montana/ Missouri River (USA)

Der 1988 errichtete Broadwater Dam am Missouri River besteht aus sieben luftgefüllten Schlauchkörpern (Bild 3).

In den Wintermonaten führt der Missouri River Eis mit sich, das i. d. R. Ende Februar aufbricht. Meistens dauert es zwei Tage, an denen dann bis zu 60 cm dicke Eisschollen über das Wehr abgehen. In dieser Zeit führt der Fluss auch reichlich Treibgut u. a. Baumstämme, Telefonmasten und -kabel oder abgebrochene Betonstücke von Brückenpfeilern mit sich, die sich zum Teil vor den Schlauchverschlüssen ablagern. An einigen Schlauchkörpern traten dadurch mit der Zeit Beschädigungen an der oberstromigen Seite der Schlauch-



Bild 3: Broadwater Dam, USA (luftgefüllt, sieben Wehrfelder à 16,5 m, Schlauchhöhe 3,4 m) [5]

membranen auf. Darüber hinaus wurde ein Schlauch im Bereich des Wehrscheitels auf der Ober- und Unterwasserseite mit einem großkalibrigen Gewehr durchschossen. Alle Leckagen konnten mit Hilfe von „LKW-Flicksets“ repariert werden [5].

3 Widerstandsfähigkeit von Schlauchmembranen gegenüber Schuss- und Stichwaffen

Die BAW beauftragte im Dezember 2002 das Beschussamt Ulm mit der Erstellung eines Gutachtens zur Widerstandsfähigkeit von Schlauchmembranen gegenüber Schuss- und Stichverletzungen. Ziel der Untersuchungen war es, folgende Fragen zu beantworten:

- Gegenüber welchen Kalibern und aus welcher Distanz halten Schlauchmembranen einem Beschuss stand (kein Durchschlag)?
- Wie sieht die Verletzung des Materials bei einem Durchschuss aus? Kann die Membran weiter einreißen?
- Welche Kraft muss aufgebracht werden, um eine Membran mit einem Messer durchzustechen bzw. aufzuschneiden?
- Wie viel Zeit benötigt eine Person, um eine Membran mit einem Messer durchzustechen?

Die Prüfungen wurden an elf Membranproben aus Werksmustern und Rückstellproben erstellter Anlagen durchgeführt, die sich in ihrem Material, ihrer Dicke und der Anzahl der Gewebeeinlagen unterschieden (Tabelle 1). Der Beschuss erfolgte mit verschiedenen Kalibern und das Durchstechen mit einer definierten Messerklinge, wie sie auch für die Prüfung von Schutzwesten verwendet wird.

ID	Material	Membrandicke	Membranaufbau
01	SBR	8,6 mm	3 Gewebelinien aus PA
02	SBR/NR	12,1 mm	3 Gewebelinien aus PA
03	SBR/NR	15,1 mm	3 Gewebelinien aus PA
04	CR	6,0 mm	1 Gewebelinie aus PES
05	CR	6,0 mm	1 Gewebelinie aus PES
06	SBR	8,0 mm	3 Gewebelinien aus PA
07	SBR/NR	15,1 mm	3 Gewebelinien, keramikverstärkt
08	SBR	8,0 mm	2 Gewebelinien aus PA
09	SBR	8,0 mm	2 Gewebelinien aus PA
10	SBR/NR	15,1 mm	3 Gewebelinien aus PA
11	SBR/NR	15,1 mm	3 Gewebelinien aus PA

Kurzzeichen: SBR (Styrol-Butadien-Rubber), NR (Naturkautschuk), CR (Chloropren-Rubber), EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk), PA (Polyamid), PES (Polyester)

Tabelle 1: Verwendete Werkstoffe für die Beschuss- und Stichversuche

3.1 Beschusstests

Als Munition für die Durchschussversuche wurde eine repräsentative Auswahl an Kalibern gewählt, wie sie beispielsweise beim Sportschießen, der Jagd oder bei Polizei und Militär verwendet werden (Bild 4).



Bild 4: Verwendete Munition [1]

- 4,5 mm Diabolo (Luftdruckgewehr)
- 22 lr (long rifle, Bleigeschoss)
- 9 mm x 19 (Vollmantel, Rundkopf- und QD P.E.P.-Geschoss)
- 44 Rem. Mag. (Vollmantel-Weichkern-Geschoss)
- 308 Win. (7,62 x 51, Vollmantel-Spitz-Weichkern-Geschoss)
- 12/70 (Bleischrot \varnothing 4,0 mm, 36 g)

Die Materialproben wurden senkrecht zur Schussrichtung in einem Rahmen fixiert und aus verschiedenen Distanzen zwischen 5 und 50 m beschossen (Bilder 5 und 6).

Mit Ausnahme des Kalibers 4,5 mm, das bei den verbreiteten Luftdruckgewehren verwendet wird, konnten unabhängig vom Kaliber sämtliche Proben aus den vorgegebenen Entfernungen durchschossen werden. Bei dem Beschuss mit Bleimunition blieben ab einer

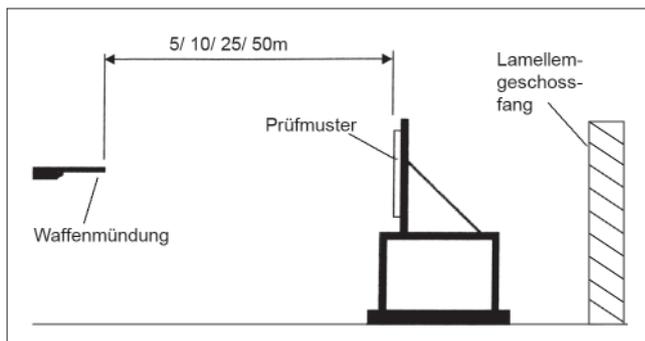


Bild 5: Versuchsaufbau für die Beschusstests [1]

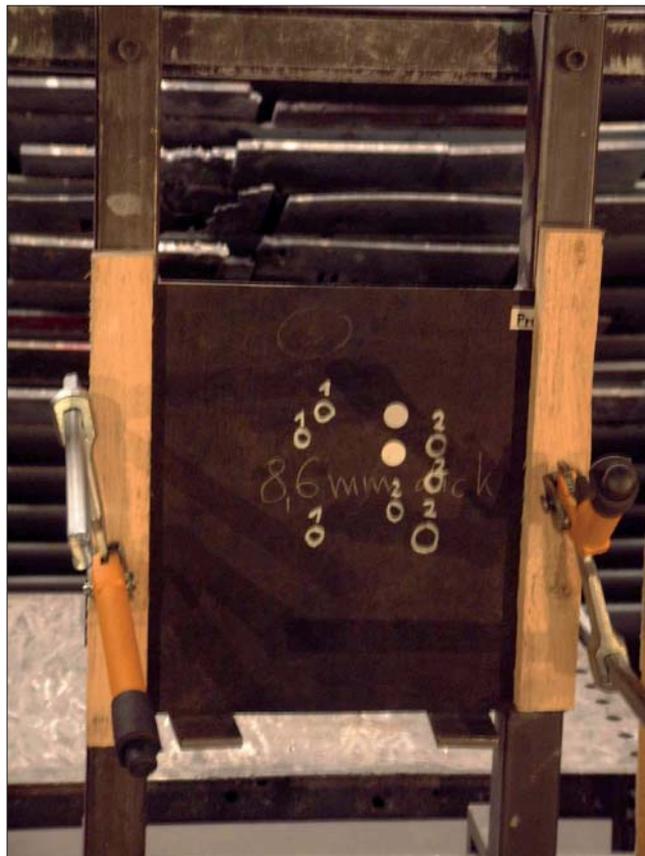


Bild 6: Membranprobe mit markierten Einschusslöchern

Distanz von 15 m vereinzelt Kugeln in den Proben stecken.

Zu beobachten war, dass sich die Einschusslöcher wieder so weit verschließen, dass mit dem bloßen Auge keine durchgehende Öffnung mehr erkennbar ist. Lediglich beim Durchschuss mit dem QD P.E.P.-Geschoss, das so konstruiert ist, dass es seine Energie beim Auftreffen möglichst vollständig umsetzt, waren bleibende kreisrunde Öffnungen mit Durchmesser bis zu 4 mm festzustellen. Diese Munition wurde aber ausschließlich für den Einsatz bei der Polizei entwickelt.

Zuletzt stellte sich noch die Frage, ob die verbleibende Geschossenergie ausreicht, damit das Projektil auf der Rückseite eines wassergefüllten Schlauchkörpers wieder austritt. Beim Beschussamt Ulm wurden in der

Vergangenheit Unterwasserversuche mit dem Kaliber 9 mm x 19 durchgeführt, bei dem das Projektil unter Wasser abgefeuert wurde. Es zeigte sich, dass das Geschoss schon nach ca. 2 – 3 m keine Wirkung mehr besitzt. Das lässt darauf schließen, dass bei einem Beschuss auf ein wassergefülltes Schlauchwehr in den meisten Fällen nur mit einem Membrandurchschuss auf der Luftseite (Unterwasserseite) zu rechnen ist. Auf der Oberwasserseite kann dagegen schon der Weg durch das Wasser ausreichen, um die Geschossenergie zu dämpfen, bevor es auf die Schlauchmembran trifft.

Zusammengefasst kann festgestellt werden, dass die untersuchten Membranproben dem Beschuss der gängigen Kaliber nicht standhalten. Allerdings reicht die Widerstandsfähigkeit für die sehr weit verbreiteten Luftgewehre aus. Auch mit Bleischrot kann der Membran bei Entfernungen über 15 m keine ernsthafte Verletzung zugefügt werden. Die Einschusslöcher, die bei größeren Kalibern entstehen, verschließen sich durch die Elastizität des Elastomers wieder, sodass nur sehr geringe Leckagen zu erwarten sind. Bei wassergefüllten Schlauchwehren wird die Geschossenergie so reduziert, dass ein zweites Durchdringen auf der Rückseite i. d. R. ausgeschlossen werden kann.

3.2 Stichprüfung mit einer Freifalleinrichtung

Die Stichprüfungen wurden an den Proben 1 bis 7 in Anlehnung an die „Technische Richtlinie Schutzwesten“ durchgeführt, die zur Zertifizierung von Schutzwesten für die Polizei oder den Personenschutz angewendet wird.

Für die Stichprüfungen wurden die Membranproben mit einem Plastilinblock unterfüttert. Eine genormte 2,6 kg schwere Prüfklinge (Klingenquerschnitt 21,5 x 3,5 mm) wurde mit Hilfe einer Freifallvorrichtung (Bild 7) aus einer Höhe von 1,5 m auf die Proben fallen gelassen. Die Einstichenergie betrug 38 Nm, das entspricht in etwa

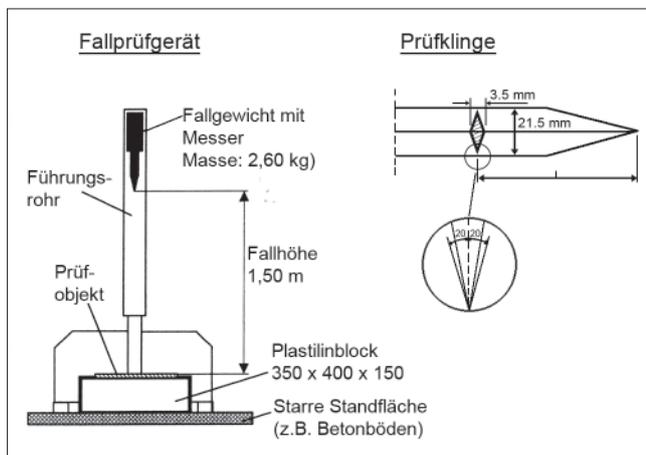


Bild 7: Freifalleinrichtung für Stichtests [1]

der Energie, die eine erwachsene Person beim Zusteichen mit einem Messer aufbringen kann.

Da die Gewebeeinlagen in Schlauchmembranen in Schuss- und Kettrichtung verlaufen und das Material somit je nach Beanspruchungsrichtung unterschiedliche Festigkeiten besitzt, wurden die Probestücke jeweils dreimal in Schuss- und dreimal in Kettrichtung geprüft.

Bei jedem Fall wurden die Gesamteindringtiefe der Klinge in die Probe und das Plastilin sowie die max. Breite des Schnittes gemessen (Tabelle 2). Durch diesen Versuchsaufbau war es möglich, reproduzierbare Ergebnisse zu erzielen, um die Materialproben miteinander zu vergleichen.

ID	Membranaufbau	Richtung	Eindringtiefe ¹⁾ [mm]	Mittlere Eindringtiefe [mm]
01	8,6 mm, 3 Gewebelinlagen	längs	89,7	88,4
		quer	87,0	
02	12,1 mm, 3 Gewebelinlagen	längs	71,7	66,4
		quer	61,0	
03	15,1 mm, 3 Gewebelinlagen	längs	59,7	55,7
		quer	51,7	
04	6,0 mm, 1 Gewebelinlage	längs	80,7	75,9
		quer	71,0	
05	6,0 mm, 1 Gewebelinlage (hochfest)	längs	47,7	42,9
		quer	38,0	
06	8,0 mm, 3 Gewebelinlagen	längs	51,0	44,4
		quer	37,7	
07	15,1 mm, 3 Gewebelinlagen (keramikverstärkt)	längs	69,0	66,2
		quer	63,3	

¹⁾ Mittelwert aus drei Versuchen

Tabelle 2: Gemessene Eindringtiefen bei den Stichprüfungen

Die Untersuchungen zeigten, dass alle Materialien durchstochen werden konnten.

Bei Probe 5 wurde hierbei die geringste Gesamteindringtiefe von 42,9 mm erreicht, was auf die Wirkung der hier verwendeten hochfesten Gewebelinlage zurückzuführen ist. Auffällig ist, dass auch das keramikverstärkte Material (Probe 7) in allen Tests durchstochen wurde. Die Keramik-Splitter in der äußeren Deckschicht der Schlauchmembran bieten bei einem senkrechten Stich wenig Widerstand, da die Klinge zwischen den Keramikteilchen durchdringen kann.

Hinsichtlich der Fragestellung, wieviel Zeit eine Person benötigt, um der Membran größere Beschädigungen zuzufügen, wurde mit Hilfe einer handgeführten Klinge eine kreisförmige Öffnung mit einem Durchmesser von ca. 20 mm geschnitten. Das Ausschneiden dauerte je nach Membrandicke zwischen 10 und 20 Sekunden. Einzig das keramikverstärkte Material, das zwar senkrecht zur Fläche problemlos durchstochen werden kann, besitzt gegen Längsschnitte eine sehr

hohe Widerstandsfähigkeit. Selbst unter Zuhilfenahme eines Winkelschleifers war es kaum möglich, die Probe längs durchzuschneiden.

4 Verlust des Füllmediums an beschädigten Schlauchwehren

Eine Leckage in einer Schlauchmembran führt nicht zwangsläufig zu einem Verlust der Betriebstauglichkeit des Schlauchwehres. Kann die Menge des austretenden Füllmediums kontinuierlich nachgefördert werden, lässt sich das Wehr auch über einen längeren Zeitraum ohne Einschränkungen weiter betreiben. (Bild 8)

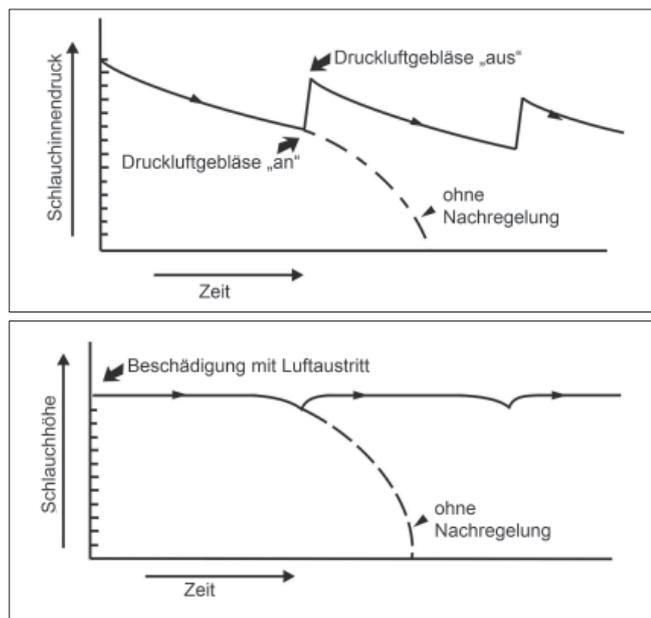


Bild 8: Prinzip der Nachregelung des Innendruckes und der Schlauchhöhe bei einem luftgefüllten Schlauchwehr mit einer Leckage [2]

Der Füllmediumverlust und die daraus resultierende erforderliche Kompressorleistung bei luftgefüllten bzw. die Pumpenleistung bei wassergefüllten Schlauchwehren kann mit einer vereinfachten hydraulischen Berechnung abgeschätzt werden, wie nachfolgend aufgezeigt wird.

4.1 Verluste bei wassergefüllten Schlauchwehren

Der ungünstigste Fall ergibt sich im hydrostatischen Zustand des Wehres mit einem Unterwasserstand, der unterhalb des Ablagetisches liegt, da hier die Differenz zwischen dem Schlauchinnendruck und dem äußeren Atmosphärendruck auf der Luftseite maximal ist (Bild 9).

Da bei wassergefüllten Schlauchwehren der Innendruck vom Scheitelpunkt zur Sohle hin zunimmt, würde eine Leckage am Fußpunkt des Wehres den größten Wasserverlust verursachen. Eine Energiebetrachtung nach *Bernoulli* zwischen der Innen- und Außen-

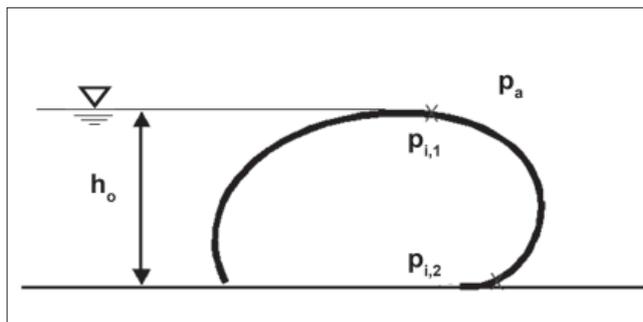


Bild 9: Außen- und Innendrucke bei Oberwasseraufstau

seite der Austrittsöffnung liefert, unter Vernachlässigung der Austrittsverluste und unter der Annahme, dass die Fließgeschwindigkeit des Wassers im Wehr v_i gegenüber der Austrittsgeschwindigkeit v_a sehr klein ist und somit gleich 0 gesetzt werden kann, folgende Gleichung:

$$\frac{p_i}{\rho g} = \frac{p_a}{\rho g} + \frac{v_a^2}{2g}$$

$$v_a = \sqrt{2 \frac{\Delta p}{\rho}}$$

Die Austrittsöffnung wird vereinfacht als kreisrundes Loch mit der Querschnittsfläche $A = \pi d^2/4$ angenommen.

Die Kontinuitätsgleichung liefert dann für die Verlustwassermenge:

$$Q_V = v_a \cdot A \cdot \mu = \sqrt{2 \cdot \left(\frac{\Delta p}{\rho}\right)} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \mu$$

Beispiel:

Bei einem wassergefüllten Schlauchwehr mit einer Stauhöhe von 2,50 m und einem Innendruckkoeffizienten von $\alpha_0 = 1,60^1$ ergeben sich folgende absolute Innendrucke:

Innendruck am Scheitelpunkt:²

$$p_{i,1} = 1,6 \cdot p_a \approx 1,6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

¹ Der Innendruckkoeffizient ist der Quotient aus Schlauchinnendruck und Oberwassertiefe (Bezugsniveau ist die Oberkante des Ablagetisches)

Bei Wasserfüllung: $\alpha_0 = h/h_0$

Bei Luftfüllung: $\alpha_0 = p_i/(\rho g h_0)$

² p_a = Umgebungsdruck

Innendruck an der Sohle:

$$p_{i,2} = 1,6 \cdot (p_{atm} + p_0) \approx 1,6 \cdot (10^5 + 2,5 \cdot 10^4) \approx 2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

Der Durchmesser der Austrittsöffnung sei vereinfacht mit 1 cm angenommen. Somit beträgt der Querschnitt der Leckage:

$$A = \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 7,9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

Für die Ausflusszahl wird $\mu = 0,6$ gewählt (scharfkantige Ausbildung: $\mu = 0,59 - 0,62$).

Der Verlust des Füllwassers bzw. der nachzufördernde Volumenstrom zur Aufrechterhaltung des Innendruckes und der Schlauchhöhe beträgt somit:

⇒ bei einer Leckage im Bereich des Wehrscheitels:

$$Q_{v,1} = \sqrt{2 \cdot \left(\frac{1,6 \cdot 10^5 - 10^5}{1000} \right)} \cdot 7,9 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6 = 0,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 31,2 \text{ l/min}$$

⇒ bei einer Leckage im Bereich der Sohle:

$$Q_{v,2} = \sqrt{2 \cdot \left(\frac{2,0 \cdot 10^5 - 10^5}{1000} \right)} \cdot 7,9 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6 = 0,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 40,2 \text{ l/min}$$

Allgemein lässt sich das Verhältnis zwischen dem Austrittsverlust und der Leckagengröße wie in Bild 10 gezeigt darstellen.

Um den Innendruck im Schlauchwehr aufrecht zu erhalten, muss die entsprechende Verlustwassermenge vom Pumpenschacht in den Füllschacht nachgefördert werden (Bild 11).

Geht man davon aus, dass handelsüblich Tauchpumpen mittlerer Größe über eine Förderleistung von 300 – 400 l/min verfügen, sind die berechneten Austrittsverluste als eher gering einzustufen.

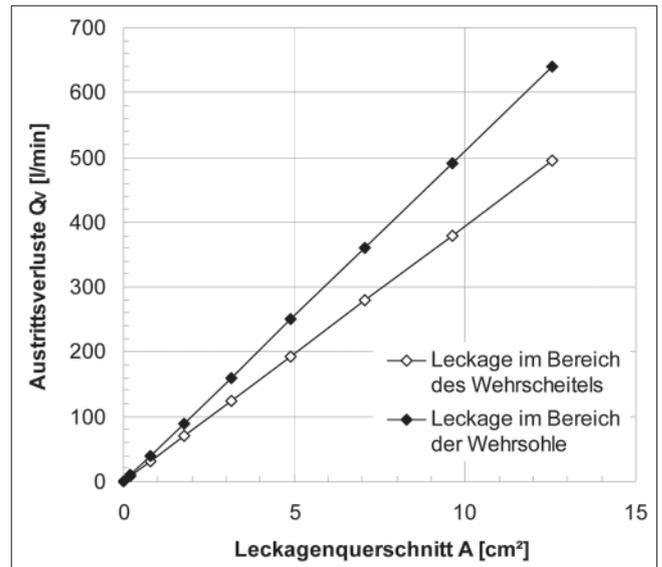


Bild 10: Austrittsverluste bei wassergefüllten Schlauchwehren in Abhängigkeit von der Leckagengröße ($h_0 = 2,50 \text{ m}$, $\alpha_0 = 1,60$)

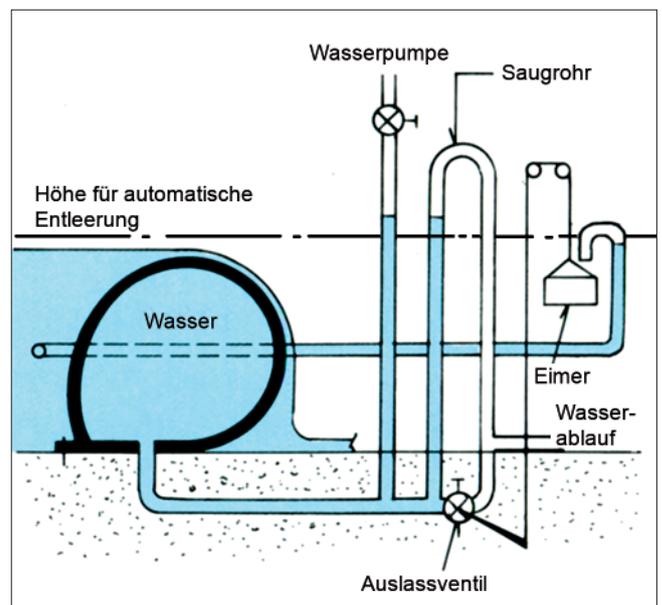


Bild 11: Füll- und Reguliervsystem bei wassergefüllten Schlauchwehren vom Typ Sumigate [6]

4.2 Verluste bei luftgefüllten Schlauchwehren

Die Berechnung der Austrittsverluste bei luftgefüllten Schlauchwehren erfolgt wie bei den wassergefüllten Wehren über die Energie- und Kontinuitätsgleichung. Im Gegensatz zur inkompressiblen Strömung können erhebliche Dichte-, Temperatur- und Volumenänderungen auftreten, die mit berücksichtigt werden müssen. Hingegen ist der Einfluss der Gravitation bei Gasströmungen i. d. R. sehr gering und kann vernachlässigt werden.

Somit lautet die Energiegleichung:

$$\frac{m}{\rho} \cdot p + m \cdot \frac{v^2}{2} + m \cdot c_v \cdot T = \text{const}$$

$$\Rightarrow \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2} + c_v \cdot T = \text{const}$$

$$V \cdot p = \frac{m}{\rho} \cdot p \quad \text{Druckenergie [Nm]}$$

$$m \cdot \frac{v^2}{2} \quad \text{Kinetische Energie [Nm]}$$

$$m \cdot c_v \cdot T \quad \text{Innere Energie [Nm]}$$

Unter der Annahme der idealen Gasgleichung kann für p/ρ folgender Ausdruck verwendet werden:

$$\frac{p}{\rho} = p \cdot v = R_i \cdot T \quad (\text{allgemeine Gasgleichung})$$

mit $R_i = c_p - c_v$ folgt

$$\frac{p}{\rho} = (c_p - c_v) \cdot T$$

v spezifisches Volumen [m^3/kg]

R_i spezifische Gaskonstante [$\text{Nm}/\text{kg}\cdot\text{K}$]

T Temperatur [K]

c_p isobare Wärmekapazität [$\text{Nm}/\text{kg}\cdot\text{K}$]

c_v isochore Wärmekapazität [$\text{Nm}/\text{kg}\cdot\text{K}$]

Die Energiegleichung kann somit umgeformt werden zu:

$$(c_p - c_v) \cdot T + \frac{v^2}{2} + c_v \cdot T = \text{const.}$$

$$\Rightarrow c_p \cdot T + \frac{v^2}{2} = \text{const.}$$

Wie bei der Berechnung des Wasserverlustes bei wassergefüllten Schlauchwehren kann auch hier die Fluidgeschwindigkeit im Schlauchwehr gleich 0 gesetzt werden, da sie im Verhältnis zur Austrittsgeschwindigkeit sehr klein ist.

$$c_p \cdot T_i = c_p \cdot T_a + \frac{v_a^2}{2}$$

Durch Auflösen der Energiegleichung nach v_a ergibt sich für die Austrittsgeschwindigkeit:

$$v_a = \sqrt{2 \cdot c_p \cdot (T_i - T_a)}$$

Im Gegensatz zur Ausflussformel für inkompressible Fluide wird hier nicht der Höhenunterschied zwischen zwei Flüssigkeitssäulen, sondern die Enthalpiedifferenz (innere Energie und Volumenarbeit) ausgedrückt.

Geht man davon aus, dass beim Ausströmen der Luft aus dem Schlauchwehr so gut wie keine thermische Energie zwischen Luftstrom und Umgebung ausgetauscht wird (adiabatisch), ergibt sich zwischen der Druckänderung und der daraus resultierenden Temperaturänderung folgender Zusammenhang:

$$T_a = T_i \cdot \left(\frac{p_a}{p_i} \right)^{\frac{\chi-1}{\chi}}$$

$$\chi = c_p / c_v \quad (\text{Isentropenexponent})$$

Somit lässt sich die Ausflussformel umschreiben zu:

$$v_a = \sqrt{2 \cdot c_p \cdot T_i \cdot \left[1 - \left(\frac{p_a}{p_i} \right)^{\frac{\chi-1}{\chi}} \right]}$$

Unter Verwendung des Ausdruckes

$$\frac{p}{\rho} = (c_p - c_v) \cdot T$$

kann $c_p \cdot T_i$ umgeschrieben werden zu:

$$T_i \cdot c_p = \frac{p_i \cdot c_p}{(c_p - c_v) \cdot \rho_i} = \frac{p_i}{\left(1 - \frac{1}{\chi}\right) \rho_i} = \frac{p_i}{\rho_i} \cdot \frac{\chi}{\chi - 1}$$

$$\Rightarrow v_a = \sqrt{2 \cdot \frac{p_i}{\rho_i} \cdot \frac{\chi}{\chi - 1} \cdot \left[1 - \left(\frac{p_a}{p_i} \right)^{\frac{\chi-1}{\chi}} \right]}$$

Da bei Gasströmungen Dichte und Volumen nicht konstant sind, ist es sinnvoll, die Kontinuitätsgleichung auf den Massenstrom \dot{m} und nicht, wie bei inkompressiblen Strömungsvorgängen, auf den Volumenstrom zu beziehen.

$$\dot{m} = v \cdot A \cdot \rho = \text{const.}$$

Durch die Erweiterung der Kontinuitätsgleichung mit dem Geschwindigkeitsbeiwert φ und der Kontraktionszahl ψ lässt sich der Massenstrom eines Gases durch eine Austrittsöffnung in einem Druckbehälter folgendermaßen beschreiben:

$$\begin{aligned} \dot{m} &= v \cdot A \cdot \rho \cdot \varphi \cdot \psi = \text{const.} \\ \mu &= \varphi \cdot \psi \text{ (Ausflusszahl)} \\ \Rightarrow \dot{m} &= v \cdot A \cdot \rho \cdot \mu = \text{const.} \end{aligned}$$

Für ideale Gase gilt:

$$p \cdot \left(\frac{1}{\rho}\right)^{\frac{c_p}{c_v}} = \text{const.}$$

Somit besteht folgender Zusammenhang zwischen der Dichte und dem Druck des Gases im Behälter und in der Austrittsöffnung:

$$\begin{aligned} p_i \cdot \left(\frac{1}{\rho_i}\right)^\chi &= p_a \cdot \left(\frac{1}{\rho_a}\right)^\chi \\ \Rightarrow \rho_a &= \rho_i \cdot \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{1/\chi} \end{aligned}$$

Mit ρ_a und v_a ergibt sich für die Massenstromgleichung der austretenden Luft:

$$\dot{m} = A \cdot \mu \cdot \rho_a \cdot v_a$$

$$\dot{m} = A \cdot \mu \cdot \rho_i \cdot \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{1/\chi} \sqrt{2 \cdot \frac{p_i}{\rho_i} \cdot \frac{\chi}{\chi-1} \cdot \left[1 - \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{\frac{\chi-1}{\chi}}\right]}$$

$$\dot{m} = A \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{\chi}{\chi-1} \cdot \rho_i^2 \cdot \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{2/\chi} \cdot \frac{p_i}{\rho_i} \cdot \left[1 - \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{\frac{\chi-1}{\chi}}\right]}$$

$$\dot{m} = A \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot \rho_i \cdot p_i} \cdot \sqrt{\frac{\chi}{\chi-1} \cdot \left[\left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{2/\chi} - \left(\frac{p_a}{p_i}\right)^{\frac{\chi+1}{\chi}}\right]}$$

Die zweite Wurzel in der Gleichung enthält lediglich Verknüpfungen zwischen dem Isentropenexponenten χ und dem Druckverhältnis $p_a/p_i = 0 \dots 1$.

Für

$$\psi = f(p_a, p_i, \chi)$$

kann die Massenstromgleichung umgeschrieben werden zu

$$\dot{m} = A \cdot \mu \cdot \psi \cdot \sqrt{2 \cdot \rho_i \cdot p_i}$$

Ausgehend von einem Druckverhältnis $p_a/p_i = 1$, bei dem die Luft noch nicht strömt, steigt die Ausflussfunktion ψ mit zunehmendem Druckgefälle von rechts nach links bis zu ihrem Maximalwert an (Bild 12).

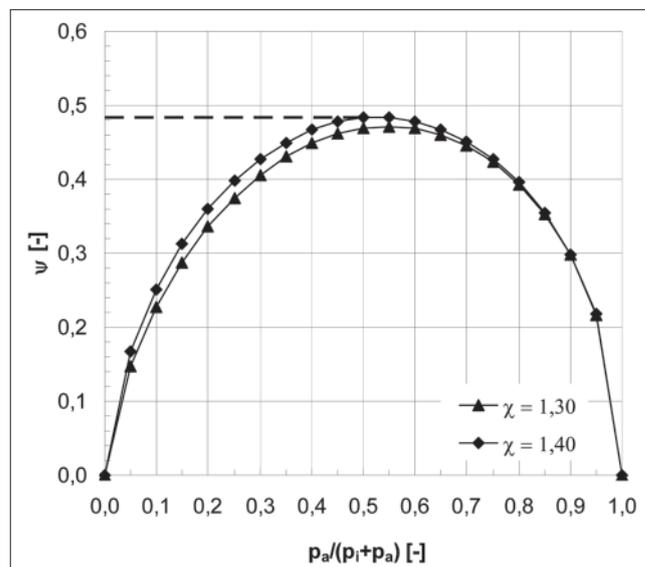


Bild 12: Ausflussfunktion ψ für Luft ($\chi = 1,4$) und Heißdampf ($\chi = 1,3$)

Mit weiterer Reduzierung des Außendruckes würde der Massenstrom wieder abnehmen, was nicht zutreffen kann. Der Punkt, an dem ψ sein Maximum erreicht, bezeichnet den Zustand mit einem kritischen Druckverhältnis $(p_a/(p_i+p_a))_{krit}$.

Für Luft und 2-atomige Gase ($\chi = 1,4$) ist $(p_a/(p_i+p_a))_{krit} = 0,528$. Ab diesem Punkt bleibt der Massenstrom konstant, auch wenn der Außendruck weiter sinken würde.

Beispiel:

Bei einem luftgefüllten Schlauchwehr mit einer Stauhöhe von 2,50 m und einem Innendruckkoeffizienten von $\alpha_0 = 1,30$ ergibt sich folgender Innendruck:

$$\alpha_0 = \frac{p_i}{h_0 \cdot \gamma_w}$$

$$p_i = 1,3 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1000 = 0,319 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

Entsprechend dem Beispiel für das wassergefüllte Schlauchwehr wird für die Ausflusszahl $\mu = 0,6$ und für die Querschnittsfläche eine kreisförmige Austrittsöffnung ($\varnothing 1,0 \text{ cm}$) gewählt. Bei einer Austrittsöffnung im Bereich des Wehrscheitels und der Wehrsohle ergeben sich folgende Druckverhältnisse:

$$\frac{p_a}{p_i + p_a} = \frac{1 \cdot 10^5}{0,319 \cdot 10^5 + 1 \cdot 10^5} = 0,76$$

$$0,76 > 0,528 = \left(\frac{p_a}{p_i}\right)_{krit}$$

(Unterkritischer Bereich)

$$\frac{p_a}{p_i + p_a} = 0,76 \Rightarrow \psi = 0,43$$

Die Temperatur im Schlauchwehr wird mit $T = 300 \text{ K}$ ($27 \text{ }^\circ\text{C}$) und die spezifische Gaskonstante mit $R_i = 287,058 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ (trockene Luft) angenommen.

$$\rho_i = \frac{p_i}{R_i \cdot T_i} = \frac{0,319 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2}{287 \cdot 300} = 0,37 \text{ kg/m}^3$$

$$\dot{m} = 7,9 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6 \cdot 0,43 \cdot \sqrt{2 \cdot 0,37 \cdot 0,319 \cdot 10^5} = 3,13 \cdot 10^{-3} \text{ kg/s}$$

$$\dot{V} = \frac{\dot{m}}{\rho_i} = \frac{3,13 \cdot 10^{-3}}{0,37} = 8,46 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 507,6 \text{ l/min}$$

Wie bei dem Beispiel für die Verlustberechnung bei wassergefüllten Schlauchwehren sind auch bei diesem Beispiel die Austrittsverluste als eher gering einzustufen. Mit handelsüblichen Luftkompressoren kann ein Schlauchwehr mit einer Leckage in dieser Größenordnung über einen längeren Zeitraum weiterbetrieben werden (Bild 13).

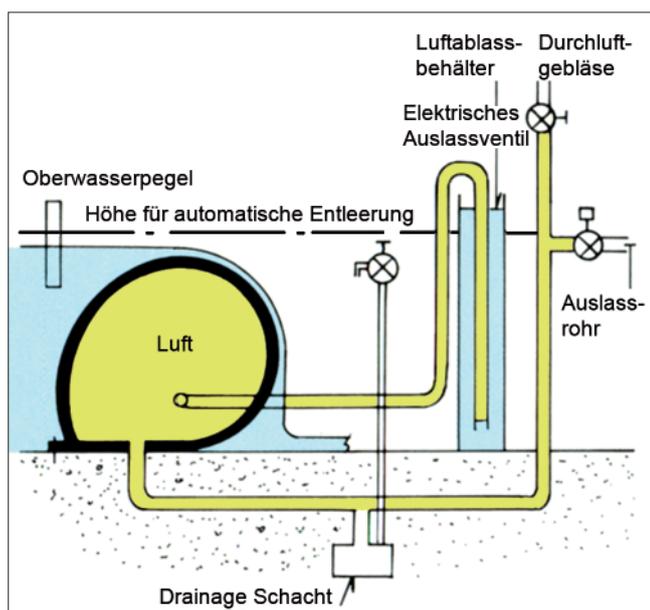


Bild 13: Füll- und Reguliernsystem bei luftgefüllten Schlauchwehren vom Typ Sumigate [6]

In Bild 14 ist der Zusammenhang zwischen der Leckagröße und den Austrittsverlusten für luftgefüllte Schlauchwehre dargestellt.

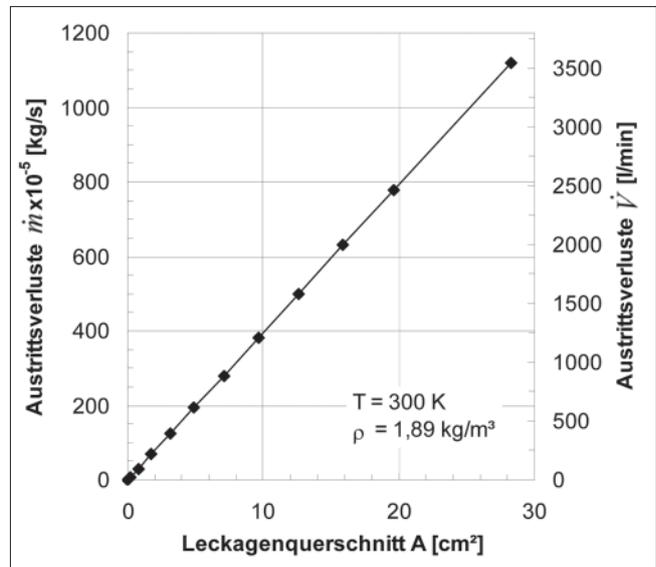


Bild 14: Austrittsverluste bei luftgefüllten Schlauchwehren in Abhängigkeit von der Leckagröße (bei $\alpha_0 = 1,30$)

5 Reparaturmöglichkeiten

Bezüglich der Reparaturmöglichkeiten von Schlauchmembranen ist grundsätzlich nach der Art des Füllmediums zu unterscheiden. Begehbare luftgefüllte Schlauchwehre haben hier den Vorteil, dass die Schädstellen auch auf der Seite des Füllmediums visuell inspiziert und repariert werden können.

Für diese begehbaren und luftgefüllten Schlauchwehre bietet z. B. der Hersteller Sumitomo ein Reparatur-Set an, das aus zwei miteinander verschraubbaren Platten besteht (Bild 15). Die Sets sind in verschiedenen Größen und Ausführungen erhältlich.



Bild 15: Reparatur-Set für luftgefüllte Schlauchwehre [7]

Eine temporäre Lösung für beide Füllmedien bietet das "Plug-Stopper-System" (Bild 16). Hierbei wird mit einem Werkzeug ein Gummistopfen in die Leckagestelle geschoben.

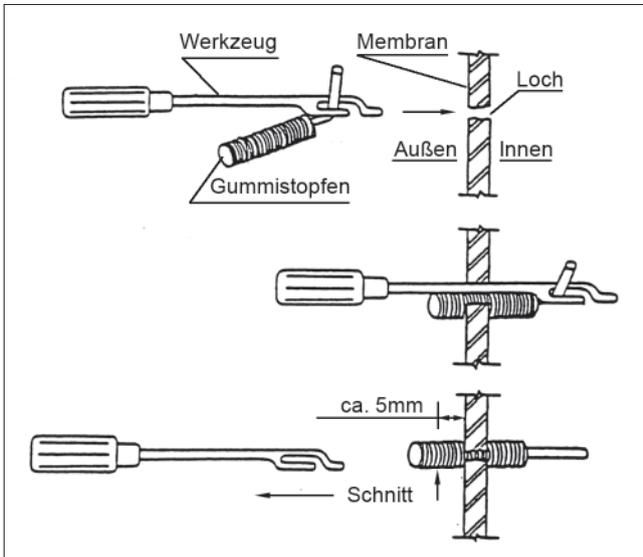


Bild 16: Plug-Stopper-System [6]

Aus logistischen Gründen ist eine dauerhafte Reparatur der Leckagestellen durch Vulkanisation nur schwer zu realisieren. Eine dauerhafte Reparatur setzt zunächst eine trockene Oberfläche der Schlauchmembran voraus. Bei schadhafte Fördergurten oder Reifen werden beispielsweise Reparatursets mit Kontaktklebstoffen eingesetzt. Diese Technik wird auch als Kaltvulkanisation bezeichnet. Die Gummioberfläche wird zunächst mit einem umweltverträglichen Lösungsmittel gereinigt und anschließend aufgeraut. Anschließend wird ein Primer aufgetragen. Kleinere Leckagen können direkt mit einem einkomponentigen Polyurethan (PUR) abgedichtet werden. Das einkomponentige PUR reagiert mit der Luftfeuchtigkeit aus. Ansonsten müssen die Schadhstellen mit einem Gummiflicken abgeklebt werden.

Da das Verkleben nur auf einer trockenen Membran möglich ist, muss bei wassergefüllten Schlauchwehren oder bei Schlauchwehren mit einer Beschädigung im Bereich des Oberwassers, das Stauziel im Oberwasser abgesenkt werden oder ein Revisionsverschluss gesetzt werden, der ein Trockenlegen des Schlauchkörpers ermöglicht. Schlauchmembrane aus CR (Chloroprene) oder SBR (Styrol-Butadien-Kautschuk) besitzen dabei gute Klebeeigenschaften. Besteht die Deckschicht der Membran aus EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Monomer), kann sie nicht oder nur sehr schlecht oberflächlich verklebt werden. Durch migrierendes Paraffin, das mit der Zeit an der Membranoberfläche wandert, entsteht ein Film, der das Verkleben behindert.

6 Literatur

- [1] BESCHUSSAMT ULM: Gutachten: Verhalten von Gummi-Musterplatten bei Beschuss mit bestimmten Kalibern und Stich mittels definierter Messerklinge (März 2003)
- [2] BRIDGESTONE: Study & countermeasures for vandalism on rubber dam
- [3] ENBW KRAFTWERKE AG
- [4] HYDROCONSTRUCT GES. M. B. H.: <http://www.hydroconstruct.at>
- [5] U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY, Hanover, New Hampshire: Ice Engineering (Oktober 2001)
- [6] SUMITOMO ELECTRIC INDUSTRIES LTD.: Pioneering Rubber Gate Technology
- [7] THE JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE: Engineering Manual for Irrigation & Drainage (März 1989)

Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen

DR.-ING. MICHAEL GEBHARDT, DR.-ING. JÜRGEN STAMM, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Erfahrungen mit der Einführung neuer Wehrverschlüsse

In der Vergangenheit wurden mit der Verwendung neuer Verschlussarten auch schlechte Erfahrungen gemacht, so z. B. mit den ersten um 1900 gebauten Walzenwehren, die anfangs ohne das heute übliche Stauschild am unteren Teil des Walzenkörpers ausgestattet waren. Wurden die Verschlüsse bei Hochwasser gezogen, so erzeugten die sich periodisch ablösenden Wirbelkräfte quer zur Strömungsrichtung, die die Wehranlage in Schwingungen versetzten. Ein Beispiel dafür war der Schaden an der Staustufe Poppenweiler am Neckar im Jahr 1912, bei dem durch Schwingungen sogar das Windwerk auf dem Wehrpfeiler aus den Lagern gerissen wurde [1]. Negative Erfahrungen wurden auch bei Wehranlagen mit Doppelschützen gemacht, wie beispielsweise an der Donaustaustufe Kachlet oder der Rheinstaustufe Kembs unterhalb von Basel, bei denen Sogkräfte auf dem ebenen, geneigten Überfallrücken die Ursache für die Zerstörung der Oberschütze waren [2]. Vor diesem Hintergrund ist es daher nicht überraschend, dass auch mit der Schlauchwehrentechnologie zunächst nicht nur positive Erfahrungen gemacht wurden. Hier finden sich fünf gut dokumentierte Schadensfälle an der Ölsperre Hochfelden (Schweiz), der Staustufe Hollerich (Deutschland), der Barrage de Villers devant Mouzon (Frankreich), des Sunbury Dam (USA) und des Mangla Dam (Pakistan), die zwischen 1965 und 1985 in Betrieb genommen wurden. Eine ausführliche Beschreibung der Anlagen und der dabei aufgetretenen Schäden ist [3] zu entnehmen. Im Folgenden stehen die Schäden am Sunbury Dam und am Lahnwehr Hollerich im Mittelpunkt, deren Ursachen aufgezeigt und diskutiert werden.

2 Die Schäden am Sunbury Dam (USA)

2.1 Die Beschreibung der Wehranlage und der aufgetretenen Schäden

Der Sunbury Dam oder auch Adam T. Bower Dam (Bild 1) befindet sich am Susquehanna River, ca. 65 km südlich von Wilkes-Barre in Pennsylvania, USA. In den Sommermonaten entsteht hier durch den Aufstau des Lake Augusta, ein Teil des Shikellamy State Parks, der jährlich viele Naherholungssuchende anzieht. Bei der Staustufe handelt es sich um eine 640 m lange, 7-feldrige Wehranlage mit einer Verschlusshöhe von 2,90 m. Die im November 1966 fertig gestellte Anlage wurde mit einer 5 mm dicken, zweilagig verstärkten Schlauchmembrane ausgestattet, die mit zwei Befestigungs-

schiene an der Wehrsohle befestigt waren. Ursprünglich wurden die Schlauchwehre mit einer kombinierten Luft-/Wasserfüllung betrieben, wobei die Schläuche zu ca. 1,00 m mit Wasser gefüllt waren. Der absolute Innendruck der Anlage betrug 1,175 bar [4]. Im langjährigen Mittel werden in diesem Abschnitt des Susquehanna River 753 m³/s abgeführt, das größte Hochwasser mit 17.500 m³/s wurde im Jahr 1972 beobachtet.

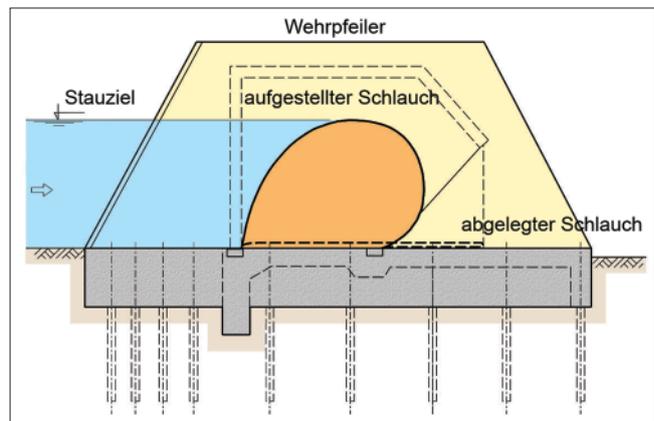


Bild 1: Querschnitt des Sunbury Dam

Bereits kurz nach der Fertigstellung wurden an den Seitenflächen der Schlauchkörper, zwischen Wehrpfeiler und Befestigungsschiene, Scheuerstellen bemerkt, die sich zunehmend vergrößerten. Bevor Reparaturmaßnahmen durchgeführt werden konnten, zerstörte im Juni 1972 ein extremes Hochwasser sechs der sieben Schlauchwehre. Von August 1972 bis Oktober 1974 wurden daher die Schlauchmembrane durch neue, dreilagige Membrane ersetzt. In den folgenden 11 Jahren mussten wiederholt, insgesamt 16 Mal, einzelne Membrane ausgetauscht werden, weil die Leckagen so groß waren, dass die Schlauchkörper nicht mehr gefüllt werden konnten. Im Zeitraum von 1984 bis 1988 wurden die Schlauchkörper dann durch ein anderes Fabrikat ersetzt, das ein etwas anderes Konzept aufwies: Die Membranstärke betrug 13,5 mm, also fast drei Mal so dick wie die Originalmembrane. Als Füllmedium wurde nur noch Luft verwendet und im Schlauchinneren wurden Entlüftungsleitungen angebracht. Die neuen Membrane wiesen eine größere Abriebsbeständigkeit, einen Deflektor sowie eine höhere Anzahl von Befestigungsankern auf, um die Wahrscheinlichkeit des Herausziehens der Membran aus den Befestigungsschiene zu verringern. Obwohl die Membrane für eine Lebensdauer von 30 Jahren ausgelegt waren, mussten im Jahr 2000 zwei der Membrane nach der Hälfte ihrer prognostizierten Lebenszeit ausgetauscht werden, weil diese undicht geworden waren [5].

2.2 Schadensursachen

Die Schäden im Zeitraum 1966 bis 1988 sind zum einen auf die, im Vergleich zu heutigen Schlauchwehren verwendeten, dünneren Membrane und die geringere Abriebsbeständigkeit des Materials zurückzuführen. Ursache für die elastische Verformung der Verschlüsse und die Abrasionsschäden waren aber nach [6] selbst erregte Schwingungen im teilabgelegten Zustand. Da die Schlauchkörper keinen Deflektor aufwiesen, war der Ablösepunkt des Überfallstrahls in der Lage nicht stabil und die Druckschwankungen regten den Schlauchkörper zu Schwingungen an. Hinzu kam, dass durch die unzureichend konzipierten Entleerungseinrichtungen die Schlauchkörper nicht vollständig entleert werden konnten und dadurch ein Restvolumen im Inneren verblieb. Durch die Überströmung wurde der nur teilweise abgelegte Schlauch zu Querschwingungen ange-regt und scheuerte sich an der Wehrsohle sowie an den Wehrwangen auf. Mit dem neuen Schlauchtyp erhöhte sich die Betriebssicherheit nach 1988 wesentlich und in den ersten Jahren traten keinerlei Schäden auf [4]. Das dennoch zwei der sieben Schlauchkörper bereits nach 14 Betriebsjahren ausgetauscht werden mussten, führt das U.S Army Corps of Engineers darauf zurück, dass die Schlauchmembrane über den Winter, also über eine Dauer von mehreren Monaten, vollständig entleert auf der Wehrsohle lagen und durch Eis und Treibgut beschädigt wurden [5] (Bild 2).

Am Sunbury Dam, eine der größten und ältesten Stau-stufen mit Schlauchwehren als Verschlüssen, ist die technische Entwicklung der Schlauchwehertechnologie in den letzten Jahren gut zu erkennen. Insgesamt zeigt sich, dass durch die besonderen Betriebsbedingungen (mehrmonatige Staulegung über den Winter) im Ver-gleich zu anderen Anlagen mit einer geringeren Le-bensdauer der Membrane zu rechnen ist.



Bild 2: Sunbury Dam mit teilweise abgelegten Schlauchwehren [7]

3 Die Schäden am Lahnwehr Hollerich

3.1 Die Beschreibung der Wehranlage und der aufgetretenen Schäden

Das Wehr Hollerich (Bild 3) liegt zwischen Nassau und Obernhof und ist eine von insgesamt 29 Wehranlagen an der Bundeswasserstraße Lahn. Hier im voll stau-geregelten Abschnitt bei Lahn-km 113,08 befindet sich neben der Schleuse das zweifeldrige Walzenwehr, das in den Jahren 1926 bis 1927 anstelle eines Streich-wehres errichtet wurde. Aus der vorgegebenen Lage er-gab sich die schräge Anströmung des Wehres, dessen Achse um etwa 45° im Verhältnis zur Hauptströmungs-richtung geneigt ist. Rund 50 Jahre später wies die Wehranlage so starke Schäden auf, dass ein Durch-brechen der Anlage befürchtet wurde. Auf Grund feh-lender Haushaltsmittel war ein Wehrneubau trotz der Dringlichkeit nicht möglich, sodass das damalige Was-ser- und Schifffahrtsamt Diez Sicherungsmaßnahmen vorsah, die im Fall eines Wehrdurchbruchs eine kurzfris-



Bild 3: links: Blick vom Unterwasser auf die Wehranlage Hollerich mit dem im Bau befindlichen Schlauchwehr vor dem rechten Wehrfeld; rechts: Baustelle mit gefülltem Schlauchwehr

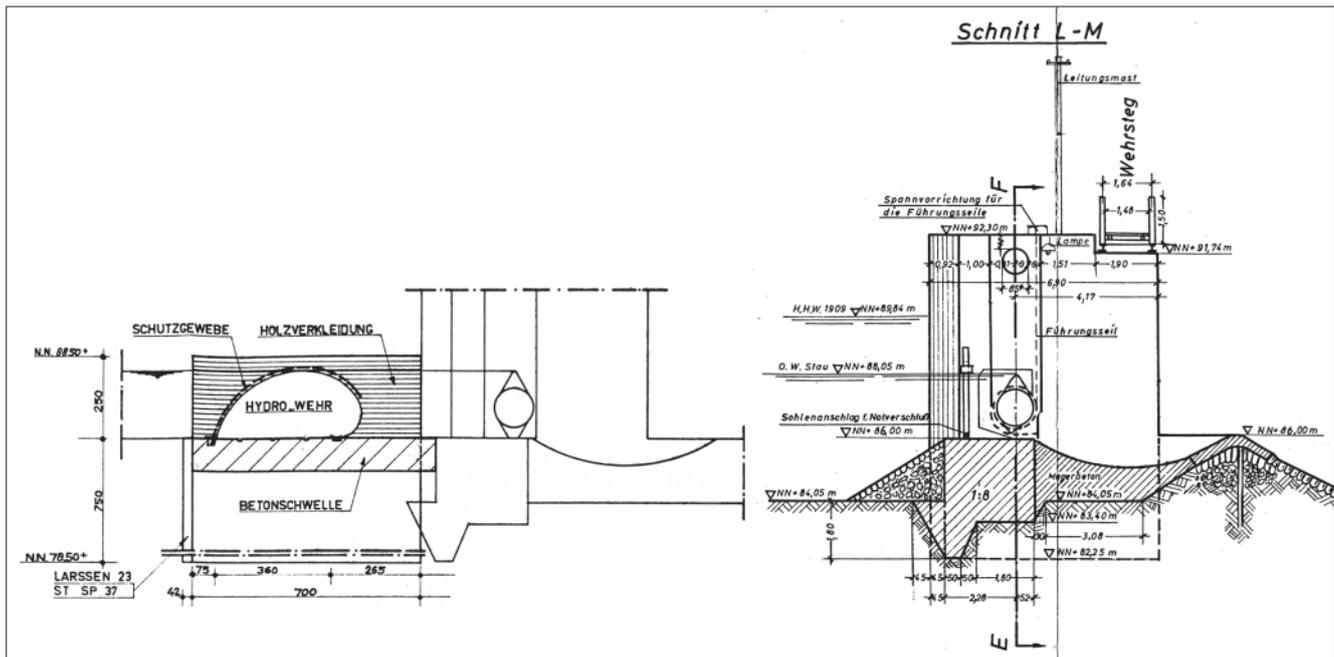


Bild 4: links: Querschnitt des Schlauchwehres im Oberwasser; rechts: Querschnitt des bestehenden Walzenwehres [8]

tige Wiedererrichtung des Staus ermöglichen sollten. Neben dem Einbau von Eisabweisern war vor dem rechten, stärker gefährdeten Wehrfeld ein wassergefülltes Schlauchwehr vorgesehen (s. Bild 4).

Die beiden 17,60 m langen und 2,05 m hohen Schlauchwehre bestanden aus einer 4 bis 5 mm dicken Elastomermembran mit einem Polyestergerüst als Festigkeitsträger. Die Schlauchmembran war ausschließlich an der Wehrsohle befestigt und die seitliche Abdichtung sollte alleine über den Anpressdruck gegen die Holzverkleideten Wehrpfeiler erfolgen. Als Schutz gegen eventuelle Beschädigungen durch Treibgut oder Geschiebe war eine Schutzmembran aus demselben Material wie der eigentliche Schlauchkörper vorgesehen. Bereits bei der Abnahme der beiden Schlauchwehre im Juli 1975 zeigten sich große Undichtigkeiten der Konstruktion. So wurde im Rahmen einer Druckprüfung ein Wasserverlust von 5 bis 10 m³/h festgestellt. Einer der Schläuche entleerte sich sogar innerhalb von 10,5 h vollständig. Die Wasserverluste wurden von dem Hersteller als normal bezeichnet und im Vergleich zu Anlagen in den Niederlanden als eher gering eingestuft. Letztlich konnten die Verluste durch eine Verlängerung der Befestigungsschienen verringert werden.

Nach dem ersten Winter wurden im Rahmen eines Probebetriebs erste größere Wasserverluste beobachtet, die auf eine Beschädigung der Membran zurückgeführt wurden. Nach zwei Jahren Betrieb waren die beiden Schlauchmembranen bereits so stark beschädigt, dass eine Aufrichtung nicht mehr möglich war. Bei der Trockenlegung des Wehrfeldes wurde festgestellt, dass der rechte Schlauch der Länge nach aufgeschlitzt und der linke Schlauch ebenfalls stark beschädigt war. Das Schlauchwehr wurde daraufhin abgebaut [8].

3.2 Schadensursachen

Offensichtlich ist, dass die Schlauchmembran durch scharfes Treibgut, wie abgebrochene Äste von Baumstämmen, während eines Hochwasserereignisses beschädigt wurden. Warum aber das Treibgut hier zu einer Zerstörung führte, während es an anderen Standorten schadlos abgeführt wird, hängt mit der speziellen Konstruktion und den Strömungsverhältnissen in Hollerich zusammen. Im Gegensatz zu den heute üblichen Befestigungssystemen und dem sich daraus ergebenden „Schnittmuster“, lagen die Membranen hier nicht eben auf der Wehrsohle, sondern warfen insbesondere im Bereich der Wehrwangen Falten auf. Falten stellen wiederum Angriffspunkte für die Strömung dar und führen zu Ablösungen mit Unterdruckzonen, in denen die Membran angehoben wird. Das Strömungsfeld verändert sich dadurch und es ergibt sich eine Rückkopplung von der Strömung auf die Membran, sodass die schwingungsanfachen Kräfte verstärkt werden. Im Übrigen waren Schwingungen im abgelegten Zustand auch die Ursache für Abrasionsschäden bei der Ölsperre Hochfelden, wie in Modellversuchen nachgewiesen werden konnte [9].

Die Zerstörung der Schlauchwehre in Hollerich ist aber auch im Zusammenhang mit den standortspezifischen Randbedingungen zu sehen: Zum einen durch die schräge Anströmung und zum anderen durch die Lage im Oberwasser der eigentlichen Wehranlage (s. Bild 5). Durch die schräge Anströmung und die damit verbundenen Strömungsablösungen an den Holzverkleideten Wehrpfeilern verringerte sich die effektive Wehrfeldbreite. Es ist anzunehmen, dass sich dadurch bei gezogenen Versenkwalzen die Abflusskontrolle in den Querschnitt des Schlauchwehres verlagerte und im Be-

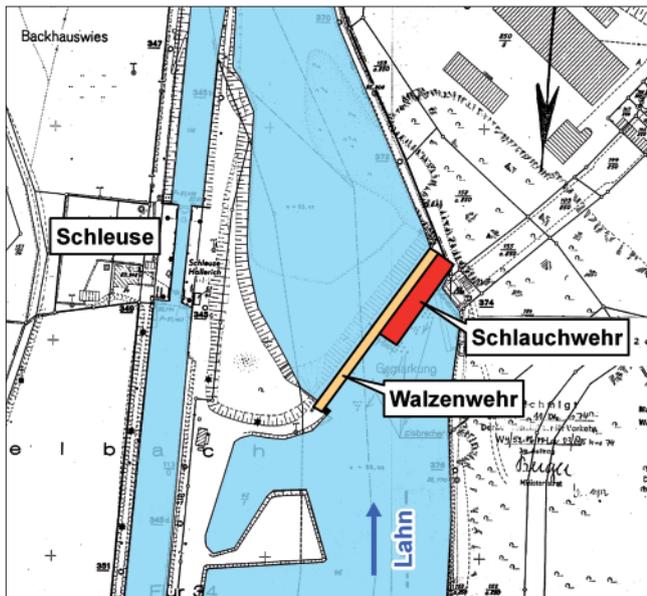


Bild 5: Lageplan der Lahnstaustufe Hollerich mit dem Schlauchwehr [8]

kompletten Abgang der Wehrverschlüsse bei extremen Hochwasserereignissen (Villers devant Mouzon). Jeder Schadensfall war dabei nicht auf eine Ursache, sondern auf das Zusammenwirken von verschiedenen Faktoren zurückzuführen.

4.1 Konstruktion und Wahl der Werkstoffe

Die ersten Anlagen zeichnen sich durch sehr unterschiedliche Materialien und Befestigungsstrukturen aus. Exotische Beispiele dafür sind die beiden Anlagen in Hollerich und Villers devant Mouzon, bei denen der Schlauchkörper nur an der Wehrsohle, und nicht wie heute üblich, auch an den Wehrwangen bzw. -pfeilern fixiert wird. Geringe Membranstärken, unterdimensionierte Befestigungsschienen und Verankerungen (Villers devant Mouzon) sind weitere Gründe, die zur Zerstörung der Anlagen führte.

4.2 Unvollständige Entleerung bzw. Entlüftung

Die Verlegung der Ein- und Auslassöffnungen durch die Membran, die Verlandung der Leitungen durch Sedimente, ein zu geringes Druckgefälle oder fehlende Pumpen waren die Ursachen für die unvollständige Entleerung in Villers devant Mouzon [10]. Beim Sunbury Dam und Mangla Dam waren zusätzlich die Entlüftungsöffnungen blockiert, sodass große Luftblasen im Schlauchkörper verblieben. Durch das Restvolumen im Schlauchkörper wird der Verschluss ungleichmäßig überströmt und Querschwingungen entstehen. Dies führte an beiden Stauanlagen zu Scheuerstellen an der Membranunterseite und gleichzeitig zu hohen Membranspannungen in Querrichtung, denen sogar die Fertigungsstöße am Mangla Dam nicht standhielten [11]. Um die vollständige Entleerung zu gewährleisten, werden heute Sickerplatten (englisch: drain pads) oder Entleerungsleitungen vorgesehen, sodass das Füllmedium auch bei abgelegter Membran den Auslassöffnungen zuströmen kann. An den Wehrwangen angebrachte Öffnungen stellen sicher, dass Luft aus dem Schlauchkörper entweichen kann (s. Bild 6).

reich der abgelegten Membrane schwach schießender Abfluss auftrat. Durch die Turbulenzen in der Strömung und die fluktuierenden Sohlschubspannungen wurden die Schlauchmembrane zusätzlich zu Schwingungen angeregt, das Treibgut verfrachtete sich in den in der Strömung flatternden Membrane und führte zu deren Zerstörung. Die Schutzmembran verstärkte diesen Effekt eher, als dass sie die darunter liegende Membrane vor Beschädigungen schützte, weil sie lediglich an der Befestigungsschiene im Oberwasser befestigt war.

4 Die Einflussfaktoren und ihr Zusammenwirken auf die Entstehung von Schäden

Die Schäden, die bei den Anlagen auftraten, reichen von Abrasionserscheinungen an der Schlauchmembran, mit der Folge von Undichtigkeiten und eingeschränkter Funktionsfähigkeit (Ölsperre Hochfelden, Sunbury Dam), bis zur vollständigen Zerstörung der Membran (Wehr Hollerich, Mangla Dam) bzw. bis zum



Bild 6: links: Sickerplatten [12]; Mitte: Entleerungsleitungen; rechts: seitliche Entlüftungsöffnungen im Wehrpfeiler

4.3 Anströmung der Wehranlage

Hohe Turbulenzen an der Gewässersohle können auch die vollkommen entleerte Schlauchmembran zu Schwingungen anregen und zu Abrasionen an der Membranunterseite führen. Ein Beispiel dafür ist die Ölsperre Hochfelden an einem Gewässer mit vergleichsweise großem Längsgefälle. Die Anströmung wird, neben dem Längsgefälle des Gewässers, auch durch die Lage des Schlauchwehrs beeinflusst: Dies ist sowohl bei der Staustufe Hollerich als auch bei dem Schlauchwehr am Mangla Dam der Fall, bei dem die Wehrachse im 45°-Winkel zur Hauptströmungsrichtung liegt. Hier wurden Vertikalschwingungen in Kombination mit Querschwingungen beobachtet. Dabei wird der Schlauchkörper lokal stärker überströmt und die Stelle mit dem höheren spezifischen Abfluss wanderte von einer Seite zur anderen. Ursache hierfür ist der ungleichmäßige Strömungsdruck in der Anströmung des Wehres.

4.4 Selbst erregte oder selbst gesteuerte Schwingungen

Dauerhafte Schwingungen in Zwischenstellungen müssen verhindert werden, da sich die Schlauchmembran dadurch an der Betonoberfläche aufschauern kann. Das Ausmaß der Beschädigung wird neben der Rauheit der Betonoberfläche und der Abriebbeständigkeit des Elastomers durch die Dauer der auftretenden Schwingungen bestimmt. Beispielsweise sind die Scheuerstellen an der Schlauchunterseite des Sunbury Dam nach [6] auf lang andauernde, selbst erregte Schwingungen zurückzuführen. Deflektoren oder eine Störkörperreihe können die Schwingungsempfindlichkeit erheblich reduzieren (siehe hierzu auch den Artikel von Gebhardt/Kemnitz „Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren“ in diesem Heft).

5 Anforderungen an Planung, Betrieb und Unterhaltung

„Wir lernen mehr aus unseren Fehlern als aus unseren Erfolgen“ ist eine wissenschaftlich belegte Lebensweisheit. Daher lohnt sich ein detaillierter Blick auf die oben beschriebenen Schadensfälle. Die Beispiele zeigen, dass Schäden an Schlauchwehren vielfältige Ursachen haben können (s. Bild 7) und meistens ein Zusammenwirken mehrerer Faktoren erforderlich ist, damit es zu einem vollständigen Versagen kommt.

Aus der Analyse kann eine Reihe von Anforderungen an die Planung, den Betrieb und die Unterhaltung von Schlauchwehren abgeleitet werden:

- Die Wehrachse eines Schlauchwehrs sollte senkrecht zur Hauptströmungsrichtung liegen, um einen in Querrichtung näherungsweise konstanten Strömungsdruck zu erreichen, da der Schlauch-

körper sonst ungleichmäßig überströmt wird und das Auftreten von Querschwingungen begünstigt.

- In Gewässern mit großem Längsgefälle und daraus resultierenden hohen Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen an der Sohle sollte das Schlauchwehr auf einer festen Wehrschwelle montiert werden mit dem Effekt, dass sich ein Überdruck auf der Schwelle ausbildet, der die entleerte Membran auf den Ablagetisch presst und Schwingungen im abgelegten Zustand verhindert.
- Dauerhafte Schwingungen im teilabgelegten Zustand müssen verhindert werden, da sich die Schlauchmembran dadurch an der Betonoberfläche aufschauern kann. Durch Abhilfemaßnahmen können diese vermieden, zumindest aber erheblich reduziert werden. Hier erweist sich eine Störkörperreihe, die erstmalig an den beiden Anlagen in Marklendorf und Bahnitz realisiert wurde, als wirkungsvolle Alternative zu einem Deflektor.
- Je nach den Unterwasserverhältnissen am Standort hat eine Schwelle den zusätzlichen Vorteil, dass eine trockene Begehung und Unterhaltung möglich ist und der Ablagetisch von Geschwemmel, insbesondere von scharfen Gegenständen, befreit werden kann (Gefahr des Durchstanzens).
- Ein wichtiges Kriterium zur Entscheidung für Luft oder Wasser als Füllmedium ist die Regelungsmöglichkeit: Auf Grund der gleichmäßigeren Überströmung kann bei Wasserfüllung das Stauziel über das gesamte Abflussspektrum, auch bei Unterwasserständen, die über dem Ablagetisch liegen, gehalten werden. Hier würde der luftgefüllte Schlauch auf Grund des Dichteunterschieds aufschwimmen und keine Abflusskontrolle mehr ausüben können.
- Die vollständige Entleerung bzw. Entlüftung des Schlauchkörpers muss jederzeit sichergestellt sein, da ein evtl. verbleibendes Restvolumen im Schlauch zu ungleichmäßiger Überströmung führt und Querschwingungen begünstigt. Durch Absetzbecken bzw. Filter kann der Sedimenteintrag verhindert werden. Sickerplatten und Entlüftungsleitungen sichern die vollständige Entleerung.

6 Literatur

- [1] PETRIKAT, K.: Schwingungsuntersuchungen an Stahlwasserbauten, Der Stahlbau, 21. Jahrgang, Heft 9, September 1955, S. 198 – 202.
- [2] ACKERMANN, H.: Schwingungen an unter- und überströmten Wehren und deren Beseitigung, Der Bauingenieur, Heft 9 (1962), S. 337 – 344.
- [3] GEBHARDT, M.: Hydraulische und Statische Bemessung von Schlauchwehren, Mitteilungen des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung – Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik – der Universität Karlsruhe (TH), 2006.

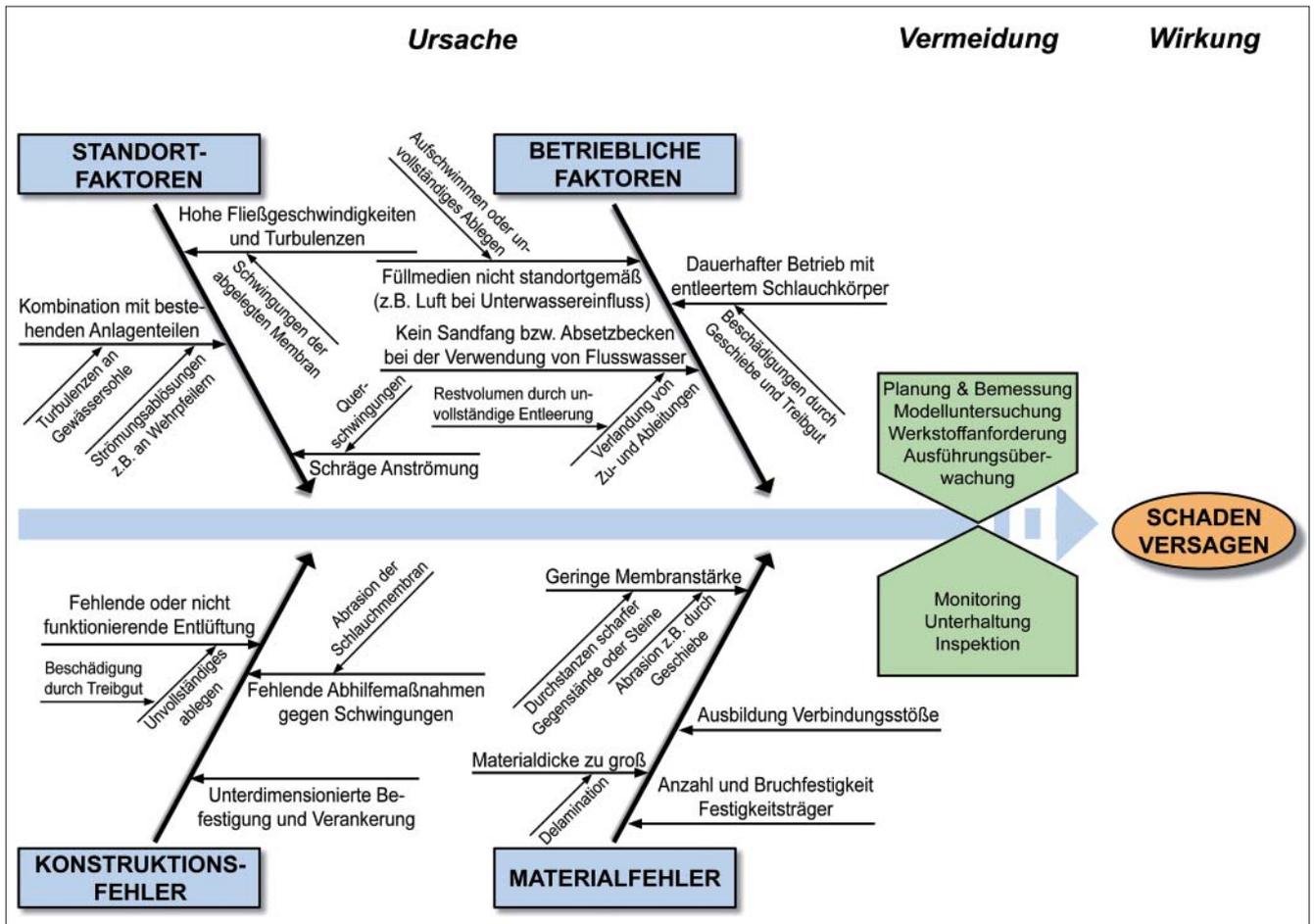


Bild 7: Ursachen für das Auftreten von Schäden an Schlauchwehren

- [4] MARINE & INDUSTRIAL NEWS: History of the Susquehanna Rubber Dam, Mitteilungen der Fa. Bridge-stone, Heft Nr. 1 (1988).
- [5] U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS: Ice Engineering, Performance survey of inflatable dams in ice-affected waters, U.S. Army Research and Engineering Laboratory, Ice Engineering Information Exchange Bulletins, Hanover, New Hampshire (Oktober 2001), S. 1 – 5.
- [6] OGIHARA, K.; MURAMATSU, T.: Rubber dam, causes of oscillations of rubber dams and countermeasures, 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia (Aug.1985), S. 601 – 604.
- [7] PENNSYLVANIA DEPARTMENT OF CONSERVATION AND NATURAL RESOURCES: www.dcnr.state.pa.us (2007).
- [8] WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DIEZ: Erfahrungsbericht und Planungsunterlagen (1960).
- [9] CHERVET, A.: Model-prototype comparison of the defective behaviour of an inflatable dam, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Sept. 3-6 (1984), S. 1.16-1 bis 1.16-6.
- [10] VOIES NAVIGABLE DE FRANCE (VNF) DE NANCY: Mouzon Objectifs, Tischvorlage zur Besprechung am 4. April 2003 in Sedan, unveröffentlicht (April 2003).
- [11] BINNIE, G. M. et al.: Inflatable weir used during construction of Mangla Dam, Heft Nr. 7655 (1974), S.625-639.
- [12] FLOECKSMÜHLE ENERGIETECHNIK GMBH: Bilder von der Montage des Schlauchwehres Lenna, Italien 2006.

Danksagung

Die vorliegende Veröffentlichung basiert in wesentlichen Teilen auf der Dissertation „Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren“ von Michael Gebhardt. Besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof für die wissenschaftliche und fachliche Betreuung dieser Arbeit.

The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates

STÉPHANIE POLIGOT-PITSCH, CENTRE D'ÉTUDES TECHNIQUES MARITIMES ET FLUVIALES (CETMEF),
SYLVAIN MOREIRA, VOIES NAVIGABLES DE FRANCE (VNF), DIR NANCY

Zusammenfassung

Die französische Wasser- und Schifffahrtsverwaltung VOIES NAVIGABLES DE FRANCE (VNF) steht vor der Aufgabe, in den nächsten 10 bis 15 Jahren rund 140 handbetriebene Wehranlagen zu ersetzen bzw. zu modernisieren. In einem gemeinsamen Forschungsprojekt mit der CENTRE D'ÉTUDES TECHNIQUES MARITIMES ET FLUVIALES (CETMEF) sollen hierfür, die unter hydraulischen, betrieblichen, wirtschaftlichen und ökologischen Gesichtspunkten, optimalen technischen Lösungen gefunden werden. In Villers-devant-Mouzon in der Nähe von Sedan wird hierzu eine Pilotanlage errichtet, bei der zunächst ein kombiniertes Schlauch-/Klappenwehr und in einem zweiten Schritt ein klassisches Schlauchwehr über einen Zeitraum von drei Jahren untersucht werden soll. Bei dem kombinierten Schlauch-/Klappenwehr handelt es sich um ein patentiertes System der amerikanischen Firma Obermeyer Hydro, Inc., bei dem luftgefüllte Schlauchkörper als Antriebseinheit für Stahlklappen fungieren. Auf Grund des modularen Aufbaus können – wie beim Schlauchwehr – große Wehrfeldbreiten überbrückt werden. Im abgelegten Zustand schützen die Klappen die Schlauchkörper vor Beschädigungen. Das Obermeyer-Wehr ersetzt in Villers-devant-Mouzon ein 17,0 m breites Nadelwehr und besteht aus drei separat angetriebenen Modulen mit einer Breite von jeweils 5,87 m und einer Höhe von 2,00 m. Der vorliegende Beitrag enthält eine detaillierte Beschreibung der Wehranlage, er zeigt ferner die Vor- und Nachteile des neuen Verschlusstyps und gibt einen Überblick über die ersten Erfahrungen seit der Inbetriebnahme im November 2005.

1 Introduction

Voies navigables de France (VNF), the French authority which manages 90 % of French inland waterways, faces the challenge of modernizing or re-building around 140 manually operated weirs within 10 or 15 years. A research program is being conducted jointly with CETMEF (Centre d'études techniques maritimes et fluviales) to establish the best technical solutions with respect to hydraulics, operation, economics and environment.

One of the solutions examined is the inflatable dam, a technology widespread in other countries. To test this technology, it was decided to perform a real life experiment. The testing site was chosen on an existing dam, Villers-devant-Mouzon on the Meuse river, where a first experiment with an inflatable dam was conducted 20

years ago (a failure because the membranes were torn away during a flood) and where a sound concrete structure still exists. Since we encountered the technology of the inflatable dam with steel gates (IDSG) patented by Obermeyer Hydro Inc, it was decided in a first stage to install this type of weir in the opening where this concrete structure existed, then in a second stage (2008) to install a classical inflatable dam in the other opening of the dam. A technical 3-year follow-up will help to evaluate its suitability for inland navigation purposes.

2 Experimental Details

2.1 The Site

The existing dam of VILLERS DEVANT MOUZON is located on the Meuse river (PK 117.74) south of Sedan and 4 km upstream of a large tributary, the Chiers river, which has a significant impact on the discharges and floods of the Meuse up to the dam. It regulates the water depth of the Remilly reach, which is 9.73 km long, of which 4.9 km is an artificial canal built to bypass numerous meanders of the Meuse river, and that begins immediately upstream of the Villers-devant-Mouzon dam. This situation has two effects: the river is not navigable downstream of the dam and the normal downstream water level is very low (which eases the construction and maintenance works), and operation of the dam is constrained so as to limit the current that could disturb vessels' entrance in the canal.

The dam is a needle dam. It is divided into two by an island. The right-hand dam has two openings, each 17 m wide, the left-hand dam has one 17 m wide opening. The old and new experiments are carried out in the left-

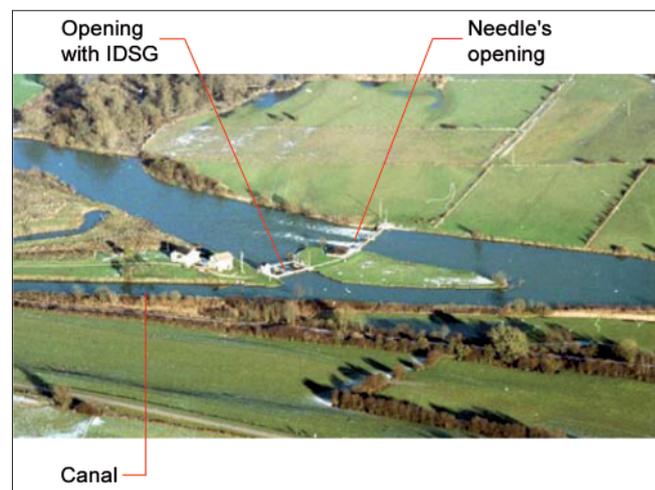


Figure 1: Test site

hand opening. The concrete structure of the last experiment is located immediately downstream of the needle weir, and is in a very good condition.

The road leading to the dam has a small bridge (over the canal) whose maximum load is 3.5 t. This is an important constraint for the works and would have been a real problem for the construction of weir types encompassing heavy parts, like e.g. flap gates. (Figure 1)

2.2 Details of an Inflatable Dam with Steel Gates

The inflatable dam with steel gates is different from a traditional inflatable dam because:

- a flap gate is installed upstream of the bladders;
- a dam is made of several modules as described below.

The flap gate is a steel panel reinforced by vertical steel ribs. It has two main purposes:

- the water pressure is linearly applied to the bladder, avoiding vibrations common to the traditional inflatable dams and allowing precise regulation of upstream water level through the whole range of discharges;–
- the gate overhangs the bladder in every position, thus protecting it from sediments, debris, UV and vandalism.

Each module is 1.5 to 6 meters wide and is built with the following parts:

- an air-filled bladder, manufactured by Obermeyer Hydro Inc., composed of fibre-reinforced rubber (the reinforcement is continuous around the edges of the bladder);
- a steel panel with reinforcing ribs;
- a rubber hinge flap bolted to the gate panel;
- ductile iron clamps to attach the module to anchor bolts sealed in the foundation sill;
- downstream retaining straps (to prevent the flap gate to tip upstream due to upward forces such as wind or high downstream water levels).

IDSG can be best viewed as wicket gates manoeuvred by an underlying pneumatic system (the air-filled bladder) (Figure 2 and Figure 3).

Reinforced rubber bands are bolted to adjacent gate panels ensuring water-tightness. Thus dams can be very wide without piers since a maintenance bridge is unnecessary. An option allows the relative movement of adjacent modules (with two different air circuits, a b-seal ensures water tightness when required), which can be interesting for very wide dams where precise re-

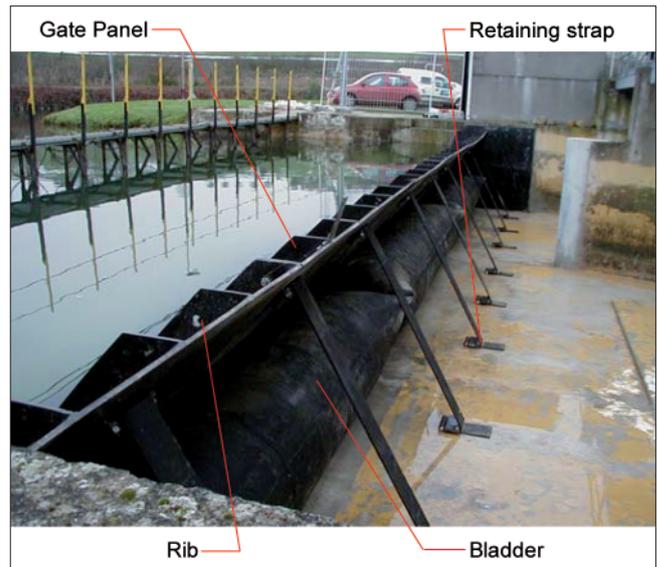


Figure 2: IDSG from downstream

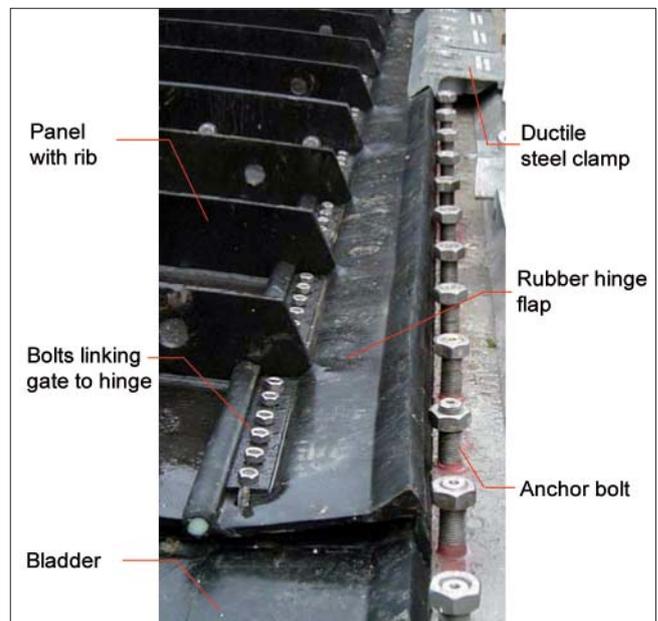


Figure 3: Close-up of anchor line

gulation is obtained by lowering only some of the modules.

Air is supplied by a compressor, via a tank and electric valves. An automatic control system is present.

About 200 such dams exist around the world, their height being between 1 and 8 meters.

Several concepts are patented. In France, the patents are:

- n°WO 03/006747: water control gate and respective actuator (applies to the overall design of the IDSG; not yet applicable, probably applicable as

- of 2009)
- n°WO 97/08393: connection system for reinforced composite structures (applies to the special wedge-like end of rubber membranes)
- n°WO 2006/026734: high-strength joining system for fibre-reinforced composites (applies to the fabrication process of continuous reinforcement, applicable soon)

2.3 Experimental Goals

These are:

- understanding the different aspects of designing and building such dams;
- experiencing and analysing their mechanic and hydraulic behaviour;
- measuring their regulation capacity for navigation purposes;
- studying environmental impacts;
- studying the capacity to be standardized;
- analysing their operation and maintenance needs;
- estimating their operation and maintenance costs;
- estimating their lifetime.

3 Dam Inspection

The IDSG in Villers-devant-Mouzon is made of three modules each 5.87 m wide, making a total width of 17.69 m. The dam's height is 2.00 m.

3.1 Clamps and Bolts to the Sill

29.5 clamps made of ductile iron anchor the bladders and rubber hinge flap to the concrete sill. Each clamp is 60 cm wide and has a weight of 48.5 kg. They were fabricated in Canada. 59 stainless steel bolts (42 mm in diameter) connect them to the sill. The hinge flap is fabricated by Obermeyer Hydro Inc. and is made of 15-mm thick rubber with 6 layers of polyester-fibre reinforcement. This system ensures water-tightness at the sill.

3.2 Rubber Bladders

The bladders are designed and fabricated like car tyres. These have a composite structure made of layers of EPDM, chlorobutyl rubber, and natural rubber reinforced with four layers of polyester fabric, whose fibres are oriented along two crossed and precise directions, ensuring minimum deformation of the bladder for every state of filling. An external layer of EXX-pro (5 mm thick) improves resistance to abrasion, UV, and chemical attack. They were fabricated by Obermeyer Hydro Inc.

Each bladder weighs 400 kg. Normal pressure is 0.14 MPa (1.4 bar), and limit pressure is 0.18 MPa.

Each bladder is connected to the air supply system (stainless steel pipes in the concrete sill) via an underlying flexible pipe.

3.3 Steel Gates

The three steel gates were fabricated in Germany (Dresden) from a 16 mm thick plate. An epoxy coating protects the gates from corrosion. Each gate is made of three parts bolted together on site. Ribs are welded to the plate to resist water pressure and debris. One gate weighs 2.5 t and is the heaviest part of the dam. The gate is bolted to the rubber hinge flap with stainless steel bolts (27 mm diam.) welded at the bottom of the gate.

Two retaining straps are fixed on the downstream side of the gate and to the sill to prevent the flap gate from tipping upstream. They are of the same material as the bladders.

As part of the experiment, and even if it was unnecessary at this site, it was decided that the two right-hand side modules would be bolted together (via a strap of reinforced rubber) and the left-hand side module would be independent. When all three modules are inclined at the same angle, water-tightness between this module and the module in the middle is made by a b-seal.

3.4 Air Supply

Compressed air is the only supply needed. The air compressor is equipped with a dryer and a filter (to ensure air is always clean and dry, avoiding any problems with corrosion or frost). A 300-l tank limits the duration of the compressor's action. Each bladder has an independent air supply, with the same number of electro-valves.

3.5 Control System

The control system uses three types of gauge to keep the upstream water level constant: a water level gauge upstream of the weir, pressure gauges inside the bladders, and an inclination gauge on the flap gates. A water level gauge downstream of the weir is also present, but is not taken into account for control of the dam.

4 The Works

4.1 The Tender

As this type of dam is patented, a special type of tender had to be chosen, but the description of French tender laws is not the subject here.

The contract was concluded with Obermeyer Hydro Inc. on 11 July 2005, the order to start the works was given on 30 August 2005, and the work began on 26 September 2005 and finished on 28 November 2005.

Civil works was done by a local company, SETHY, the IDSG was installed by the Norwegian company Dyrhoff which is the traditional European partner of Obermeyer Hydro.

For this weir size, the classical timeframe is 3 to 4 months for study and production of the IDSG, and 3 days for installation (excluding civil works).

The cost of this dam was € 399,900 excluding VAT (€ 478,280.40 including VAT, cost as in April 2005).

4.2 Main Phases of Works

The main phases of the works are:

1. closure and dewatering of the area of works: upstream closure with the existing needle weir, downstream closure with an earth dike;
2. modification of the existing concrete sill to adapt it to the future dam and placing of the stainless steel air pipes (Fig. 4);
3. placing of polyethylene plates on the abutments as smooth contact surfaces for the lateral seals;
4. sealing of the 59 anchor bolts in the concrete sill (42 mm diam., stainless steel);
5. placing of the 3 bladders;
6. bolting of the three parts of each gate;
7. bolting of the rubber hinge flap to the gates;
8. placing of the gates on top of the bladders (Fig. 5);
9. bolting the assembly gate+bladder to the sill via the 29 ductile iron clamps;
10. assembling the right-hand gates with a reinforced rubber band (bolted on both gates);
11. placing of upstream and downstream water level gauges;
12. installation of electric and electronic equipment in the control house (automat, compressor, air reservoir, valves) (Fig. 6).

5 Experimental Follow-Up: First Results

A call for tender was prepared at the beginning of 2006 to carry out the experimental follow-up to ensure an independent analysis of the dam. The contractor is an association of the two French consultancy companies Stucky and Venna Ingénierie. Over a period of 3 years, they will analyse the weir and its functioning (including failures), test several different simulated failures, and asses its answer to the experimental goals cited above.

5.1 First Problems

During the first year, the dam performed satisfactorily to the river hydraulic conditions (high flows of winter 2005-2006). However, in spring 2006 two problems occurred:



Figure 4: Placing of the air pipes



Figure 5: Placing a gate on top of a bladder

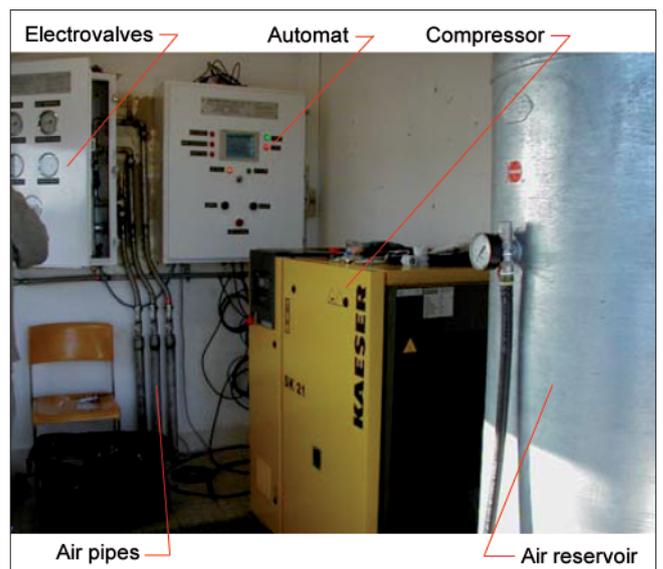


Figure 6: Control house

- water level regulation had to be carried out manually due to the bad design of the upstream water level gauge (piezometric sensor in a pit that filled with sediment when river flows decreased after the winter floods);
- regulation was not accurate because the inclinometer broke down.

These problems are related only to gauges, not to the IDSG itself. They showed the reliability of the system.

5.2 First Months of the Technical Follow-Up

The analysis of the design of this patented dam concept led to the conclusion that every detail has been thought of and optimised for its functional purpose.

A comparison with other common weir types showed that IDSG is a technical rival of flap gates and roof weirs (bear trap weir), and has advantages compared to these such as e.g. the simplicity of civil works and the fact that no mechanical parts are needed (parts moving relative to each other causing wear and requiring adjustment) since the moving parts here are made of rubber.

In the case of Villers-devant-Mouzon, comparing the construction cost is not favourable for the IDSG, but this comparison is biased (type of contract, translation costs etc.), and the rubber cost is not compensated by the simpler civil works since the dam has a short length.

On the contrary, the operating costs are estimated to be much lower than the operating costs of other weir types, even if a change of bladders after 20 years is included. The experimental follow-up will have to confirm this point.

6 Frequently Asked Questions (F.A.Q.)

6.1 How Long is the Lifetime of a Bladder?

Obermeyer Hydro estimates the lifetime to be 30 years, whereas we consider it more reasonable to plan for a change of bladders after 20 years (if needed).

6.2 Is it Possible to Repair a Bladder?

Despite the protection of the steel gate, a hole in the bladder (due e.g. to vandalism, sediment, or debris abrasion) is one of the risks. In the case of a small hole, a repair kit like those for tyres is sufficient, and the compressor supplies enough air to keep the bladder full. In the case of a larger problem, a spare bladder is an option.

6.3 How to Manage a Maintenance Closure when no Peers Exist?

When a bladder or the hinge flap needs to be changed, a closure must be made. Lots of solutions exist, but in the case of IDSG the upstream of a module can be dewatered by a caisson placed upstream and pressed against adjacent steel gates. If maintenance needs to be carried out downstream, another type of stop logs can be used, like planks placed between intermediate posts.

No system is provided in Villers-devant-Mouzon since the needle weir is still in place upstream, and the water level downstream is lower than the sill level for most of the time.

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

- 1/53 Jambor: Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung
Burghart: Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt
Türk: Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanlagen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren
Zweck: Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff
Canisius: Aus der Arbeit der Bundesanstalt
Liebs: Ausbau der Unteren Hunte
Schleiermacher: Sicherung der Schifffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung bei Passau
Boos: Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
- 2/53 Canisius: Technische Entwicklung im Wasserbau
Pichl: Der Ortungstachygraph und seine Anwendung
Burghart/Gehrig: Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen
Davidenkoff: Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben
Sagawe: Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbaulichen Modellversuchen
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
- 3/54 Canisius: Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues
Wehrkamp: Ein neues Flußprofilmeßgerät
Liebs: Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr
Schleiermacher: Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II)
Meenen: Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
- 4/54 Jambor: Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung von Schwingungen im Kanal
Herr: Spülvermögen bei Verschlämmung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle
Wehrkamp: Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz
Davidenkoff: Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
- 5/55 Canisius: Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955
Niebuhr: Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauigkeit (I)
Schleiermacher: Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle
Gehrig: Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch
Poggensee: Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung
Zweck/Davidenkoff: Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
- 6/56 Schleiermacher: Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Buhnen oder Leitwerken
Gehrig: Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell
Wigand: Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhöfen und Staustufen
Zweck/Davidenkoff: Über die Zusammensetzung von Filtern
Poggensee: Anwendung und Kritik von Rammformeln
- 7/56 Gehrig: Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder
Zweck/Davidenkoff: 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

- 7/56 Liebs: Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche
Jambor: Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
- 8/57 Yalin: Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
- 9/57 Zweck/Davidenkoff: Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund
Davidenkoff: Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II)
Schleiermacher: 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: Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik
Gruhle: Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld
Gehrig: Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
- 12/59 Zweck/Dietrich: Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes
Zweck: Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern
Rubbert: Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
- 13/59 Zweck/Dietrich: Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE
Felkel: Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke
Steinfeld: 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
Gehrig/Herr: Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
- 15/60 Jambor: Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten
Felkel: Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle
Felkel: Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
- 16/61 Felkel: Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen
Davidenkoff: Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen
Dietrich: Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
- 17/62 Kleinschmidt/Schröder: Sonderheft Korrosionsversuche
- 18/62 Felkel: Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch
Vollmer: Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen
Felkel: Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren von Schmutzstoffen
Davidenkoff: Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
- 19/63 Zweck/Dietrich: Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung
Jansen: Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen
Felkel: Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn
Jänke: Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probelastungen und Messungen an Stahlpfählen
- 20/64 Franke: Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
- 21/64 Naujoks: Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades
Dietrich: Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden
Liebs: Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang
Franke: Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zuflußmenge zu einem artesischen Brunnen
- 22/65 Rubbert: Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW „Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe“
Jambor: Schutz der Sohle in Flüssen

- 22/65 Davidenkoff/Franke: Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern
- 23/66 Dietrich: Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen im Sand
Ruck: Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg
Dietz: Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplanturbinen auf die Schifffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen
Felkel/Canisius: Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
- 24/66 Völpel/Samu: Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen
Schnoor: Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasserwellen auf senkrechte Wände
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: Kolk-sickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel
Dietz: Kolk-sicherung am Elbewehr Geesthacht
- 30/70 Franke/Manzke: Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal
Franke: Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers
Felkel: Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue 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: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle
Dorer: Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen
Dietz: 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/Kiebusch: Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch
Franke/Bernhard: Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohldruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg
Felkel: Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen
Giese: Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe

- 33/72 Rohde/Meyn: Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmarkierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen
Ruck: Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen
Dietz: Kolksicherung am Störsperrwerk
Hein: 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: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau
Tödten: Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch
Hein: Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift
Jurisch: Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie
Pulina: Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse
Dietz: Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim
List: Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
- 36/74 Dietz: Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen
Felkel: Modellversuche mit Grundswellen und Schifffahrt
Dietz/Pulina: Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
- 37/75 Tödten: Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen
Schuppener: Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg
Harten/Knieß: Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen
Dietz: Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
- 38/75 Schuppener: Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung
Felkel: Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins
Samu: Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
- 39/76 Dietz/Pulina: Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
- 40/76 Dietz/Pulina: Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar
Knieß: Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt
Annuß/Dehm/Hein/Schröder: Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall
Dietz/Pulina: Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell
Dietz: Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell
- 41/77 Armbruster: Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl
Döscher: Die Suspensionswand
Feddersen: Querbeltete Verankerungen
Franke/Garbrecht: Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel-Methode - Ergebnisse
Franke/Schuppener: Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk
Hauß: Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik
Kiebusch: Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch
Ruck: Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform
Sagawe: Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven
Schulz: Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
- 42/77 Hein: Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer
Knieß: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen
Hein: Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
- 43/78 Dietz: Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg
Knieß: Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen

- 44/79 Pulina: Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen
Jurisch: Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
- 45/79 Dietz/Pulina: Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment
Dorer/Siem Hou Lie: Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
- 46/80 Garbrecht: Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele -
Liebig: Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen
Franke: Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen
Armbruster: Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl -
Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand
- 47/80 Felkel: Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
- 48/80 Giese: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle
Schulz/Feddersen/Weichert: Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
- 49/81 Pulina/Voigt: Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen
- 50/81 Schulz: Zur Festigkeit überverdichteter Tone
Gehrig: Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges
Knieß: Schütten von Steinen unter Wasser
Wulzinger: Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
- 51/82 Pulina/Voigt: Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse
Kemnitz: Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe
Hein/Klein: Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emdener Hafenwasser
- 52/83 Pulina/Voigt: Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau
Knieß: 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: Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen
Wagner: Die Untersuchung von Stahlwasserbauten
Hein: Korrosion über und unter dem Wasserspiegel
Hallauer: Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken
Abromeit: Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasserstraßen in der BRD
Knieß/Köhler: Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit
Kellner/Annuß/Kretschmer: Kurzberichte über Arbeiten des Referats „Meßtechnik“
- 56/85 Schulz: Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen
Schuppener: Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau
Köhler: Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen - Stabilität loser Steinschüttungen
- 57/85 Armbruster: Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen
Pulina/Voigt: Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
- 58/86 Dorer: Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen
Schulz: Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen
Hallauer: Vergußstoffe für Uferdeckwerke
Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven
Reiner/Schuppener: Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen
Knieß: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern

- 59/86 Samu: Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emdener Fahrwasser und Emdener Hafen
Armbruster/Venetis: Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser
Müller/Renz: Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen
Hein: Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal
- 60/87 Rohde: 25 Jahre Außenstelle Küste
Dietz: Untersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle Küste
Kiebusch: Entwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAW
Schuppener: Erfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an Klei
Manzke: Erd- und grundbauliche Beratung beim Bau des Elbeseitenkanals
Schuppener/Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke
Alberts: Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden
Harten: Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen
Giese: Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von Abu Dhabi
Fahse: Traceruntersuchungen in der Natur
Samu: Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und des Krautsander Watts in der Unterelbe
Jensen: Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der Nordseeküste
- 61/87 Teil I: Beiträge zum Ehrenkolloquium für Herrn Prof. Gehring am 27. März 1987
Lohrberg: Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modellversuchswesens in der WSV
Garbrecht: Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum
Mosonyi: Geschiebeprobleme bei Hochdruckwasserkraftwerken
Vollmers: Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs
Nestmann/Bachmeier: Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen des Flußbaus
- Teil II:
Haferburg/Müller: Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden
- 62/88 Weichert: Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien
- 63/88 40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau
- 64/88 Rohde-Kolloquium am 9. Mai 1988
Keil: Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich
Holz: Moderne Konzepte für Tidemodelle
Vollmers: Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle
- Festakt „40 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau“ am 8. November 1988
Knieß: Einführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88
Knittel: Ansprache anlässlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88
Lenk: Verantwortungsprobleme im Wasserbau
- Vortragsveranstaltung „Umwelt und Wasserstraßen“ am 8. November 1988
Zimmermann/Nestmann: Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur
Schulz: Standsicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen eines naturnahen Flußbaus?
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

- 65/89 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 Mühling: 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
Tsakiris: Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern zur Inhaltserschließung von Dokumenten
- 68/91 Knieß: Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau
Alf/Theurer: Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnenschifffahrt in den neuen Bundesländern
Schulz: Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden
Ehmann: Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres
Hamfler: Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase des Betons
Hauß: Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau
Köhler/Feddersen: Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton
- 69/92 Ohde: Nachdruck seiner Veröffentlichungen zu „Bodenmechanischen Problemen“
Themenkreise: Bodenmechanische Kennwerte, Erddruck, Standsicherheit, Sonstige Probleme und Gesamtdarstellungen
- 70/93 Knieß: 90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau
Pulina: Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungsbauwerke an Bundeswasserstraßen
Köhler u. a. m.: Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer Bildverarbeitung
Kuhl: Die Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992
Siebert: Simulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb Iffezheim
Nestmann: Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim
- 71/94 Nestmann/Theobald: Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar
Dietz/Nestmann: Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk

- 72/95 Vorträge zum OHDE-Kolloquium „Praktische Probleme der Baugruddynamik“ am 14. September 1995
Fritsche: Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten
Huth: Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein
Holzlöhner: Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke
Schuppener: Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit
Palloks/Zierach: Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären
Haupt: Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen
Zerrenthin/Palloks: Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von Fallversuchen
Palloks/Dietrich: Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von Spundbohlen im Mergelgestein
Huber: Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen
Achilles/Hebener: Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Straßenbahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung
- 73/95 Westendarp: Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbauteilen des Eidersperrwerkes
Dietz: Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk
Heibaum: Sanierung der Kolke am Eidersperrwerk - 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: Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe
Schmidt: Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststofftransport in der Erosionsstrecke
Alexy: Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau von Grundschwellen in der Elbe bei Torgau
Fuehrer: Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau
Schoßig: Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer Brücken - praktische Durchführung -
Kühne: Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)
- 75/97 Abromeit: Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine
Alberts/Heeling: Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden - Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -
Köhler: Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und 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: Ansprache anlässlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz
Schwieger: Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen
Köhler: Boden und Wasser - Druck und Strömung
Arnbruster-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 Arnbruster-Veneti et al.: Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer
Fuehrer: 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 Allertlastungsbauwerkes I am MLK
- 78/98 50 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau

- 79/98 Vorträge zum gemeinsamen Kolloquium von BAW und BfG „Eisbildung und Eisaufbruch auf Binnenwasserstraßen“ am 26. Mai 1998
Heinz: Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis
Barjenbruch: Wärmehaushalt von Kanälen
Klüssendorf-Mediger: Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen
Brydda: Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen Kanälen
Busch: Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd
Voß: Eisbildung und Eisaufbruch auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost
Rupp: Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei Eisbedeckung
Kaschubowski: Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen
Sachs: Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren
Alexy: Eisdruck auf Kanalbrücken
Alexy: Optimierung der Eisabführung an Brücken
- 80/99 Vorträge zum BAW-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/Kaupert: 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 Baugrunddynamik (BD)
Palloks: Bericht über das BAW - Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“ in der Außenstelle Berlin am 29.09.1999
- 82/00 Oebius: Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen
Zöllner: Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung
Rieck/Abdel-Maksoud/Hellwig: Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt
Fuehrer/Pagel: Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN
Willamowski: Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale
Söhngen/Heer: Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven
Abromeit: Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode

- 82/00 Alexy: Ermittlung der Kolkiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbau-
stelle in der Elbe
Faulhaber: Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren
Hentschel/Kauther: Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen
Versuchswesen
Gladkow/Söhngen: Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen
Glazik: Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten
Berlin-Karlshorst und Potsdam
- 83/01 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?“,
Abschiedskolloquium für Herrn LBDir R. Wagner am 22. März 2001
Aster: Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?
Hermening: Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der Instandhaltung der
Anlagen
Kunz/Bödefeld: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement
Westendarp: Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen
Strobl/Wildner: Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton
Meinhold: Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten
Binder: Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten
Beuke: Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf
- 84/02 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)
Butow: Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit
der Bundesanstalt für Wasserbau
Armbruster: Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik
Kljujew: Deformationen der Schleusenkammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße
Ogarjow/Koblew: Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße
Radionow: Rekonstruktion des Moskau-Kanals
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 Boden-
mechanik und Geotechnik in Istanbul im August 2001 (in deutscher und englischer Sprache)
Annandale et al.: Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies
Heibaum: Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und 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

- 85/02 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
Liebetruth/Eißfeldt: Untersuchungen zur Nautischen Sohle
Uliczka/Kondziella: Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter Flachwasser-bedingungen
Bielke/Siebeneicher: Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen
Heyer: Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau
Lang: Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet
Weilbeer: Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen in Ästuaren
Malcherek: Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell: Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung
Vierfuss: 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: Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke
Westendarp: Expositionsclassen von Wasserbauwerken
Allers; Maier; Fleischer: Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld
Bödefeld: Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe
Becker: Bemessungsbeispiel für einen Durchlass (Steuer-Durchlass) nach neuem Regelwerk
Lünsmann; Linse; Bödefeld: Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg
Westendarp: Hinweise zu Beton und Betonausführung bei Wasserbauwerken
Literatur
- 90/07 Wasserbauliches Versuchswesen
Grimm; Kemnitz; Seiter; Sengstock; Voigt.: Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren
Hentschel: Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle
Faulhaber: Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen
Maas; Mulsow; Putze: Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen
Weitbrecht; Muste; Creutin; Jirka: Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmessungen
Henning; Sahrhage; Hentschel: 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen
Hentschel: Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse
Ettmer: Physikalische Modellierung von Kolkprozessen
Wenka; Köhler: Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum einer Kiessohle
Söhngen; Dettmann; Neuner: Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen
- 91/07 Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen
Gebhardt: Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen
Gabrys: Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren
Maisner: Werkstoffe für Schlauchmembrane
Gebhardt; Kemnitz: Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren
Meine: Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf; Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen

- 91/07 Reuter: Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines Schlauchwehres
Kamuf: Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus
Gebhardt; Stamm: Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen
Poligot-Pitsch; Moreira: The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates