

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Bumm, Hermann; Jambor, Franz; Kohler, H.; Pichl, Karl; Röhnisch, Arthur

I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen

Deutsche Beiträge. Internationaler Schifffahrtskongress (PIANC)

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:
PIANC Deutschland

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104754>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bumm, Hermann; Jambor, Franz; Kohler, H.; Pichl, Karl; Röhnisch, Arthur (1965): I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen. In: PIANC Deutschland (Hg.): Deutsche Beiträge. 21. Internationaler Schifffahrtskongreß; Stockholm, Schweden, 1965. Bonn: PIANC Deutschland. S. 81-117.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Abteilung I — Binnenschifffahrt

Thema 4

Neue Baustoffe und neue Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen. Gestehungskosten und jeweilige Vorteile

Von Dipl.-Ing. Hermann B u m m, Hafendirektor, Duisburg; Dr.-Ing. Franz J a m b o r, Präsident der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dr.-Ing. H. K o h l e r, Oberregierungsbaurat a. D., Essen; Dipl.-Ing. Karl P i c h l, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mainz; Dr.-Ing. Arthur R ö h n i s c h, Professor, Technische Hochschule Stuttgart.

Themen des Berichtes:

- I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen
- II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen
- III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen

Zusammenfassung

I. SCHUTZ DER BOSCHUNGEN UND DER SOHLE IN KANÄLEN

Für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen findet seit über 30 Jahren u. a. auch die Asphaltbauweise Anwendung. Die bei Kanalneubauten im Trockenen und unter Wasser zur Verfügung stehenden Möglichkeiten und Erfahrungen werden eingehend mit ihren Vor- und Nachteilen diskutiert. Hierzu ist zusammenfassend festzustellen, daß die Ausführung von Asphaltsicherungsmaßnahmen, die im Trockenen vorgenommen werden können, auf Grund der vorliegenden Erfahrungen weitgehend in den verschiedenen Bauweisen geklärt ist. Diese haben sich z. T. seit mehr als 30 Jahren bewährt, sofern die Ausführung den später in den „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau“ festgelegten Grundsätzen entspricht.

Dagegen ist die Entwicklung der Asphaltbauweise für die Ausführung von Sicherungsmaßnahmen unter Wasser noch nicht abgeschlossen. Teilweise sind Mängel aufgetreten, die nicht als Folge der Bauweise, sondern ihrer Ausführung anzusehen sind. Die Böschungssicherung wurde dabei nicht bis zum Böschungsfuß, sondern nur bis zu den Tiefen vorgenommen, in denen noch Eingußmassen im Heißverfahren eingebaut werden konnten.

Die Weiterentwicklung der Asphaltbauweise muß daher in erster Linie für den Einbau unter Wasser vorangetrieben werden. Hier geht es vor allem um die Frage, ob geeignete Bitumenemulsionen für den Kalteinbau gefunden werden, oder ob es gelingt, Einbaugeräte zu entwickeln, mit denen Heißmassen auch in geringeren Mengen, zuverlässig in die Hohlräume von Deckwerken, d. h. Schüttstein- oder Schotterlagen eingebracht werden können.

Die Fertigung und Verlegung von Asphaltmatten unter Wasser kann auf Grund der vorliegenden Ausführungen am Dortmund-Ems-Kanal als aussichtsreich bezeichnet werden. Die hier gewonnenen Erfahrungen sind als wertvoller Beitrag für die Weiterentwicklung der Bauweise im Unterwassereinsatz anzusehen.

Ob teergebundene Mineralgemische im Asphaltwasserbau zugelassen werden können, um hier insbesondere für Sicherungsmaßnahmen unter Wasser Anwendung zu finden, wird ausschließlich von dem Phenolgehalt der für die Verwendung vorgesehenen Spezialteere abhängen. Es sollte versucht werden, ein für den Asphaltwasserbau geeignetes Bindemittel auf Teerbasis zu finden, bei dem die im Bindemittel vorhandenen schädlichen Stoffe nicht im Wasser gelöst werden.

Die Befestigung im Trockenem liegender Böschungsflächen an Kanälen, Flüssen und in Häfen ist mit Teer-Mineral-Gemischen ebenso möglich, wie mit bitumengebundenen Gesteinstoffen. Bewährt haben sich z. B. das Vergießen trockener Steinböschungen mit heiß zu verarbeitender Vergußmasse auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech und das Verfüllen der Hohlräume später überfluteter Steinschüttungen mit Spezial-Kaltteer als Bindemittel enthaltendem Mischgut geeigneter Körnung.

Schadhafte Stellen unter Wasser und in der Wasserwechselzone wurden erfolgreich mit kalteinbaufähigem Teergrobbleton verfüllt. Als Bindemittel fand dabei besondere Haftmittel enthaltender Spezial-Kaltteer Verwendung. Beim Einbringen des Mischgutes in die bis zu 6 m unter dem Wasserspiegel gelegenen Fehlstellen erfolgte das Einweisen der Greifbagger durch Taucher, die auch die Verdichtung des Teergrobbletons durch Festtreten oder mit Hilfe von Preßluftstampfern übernahmen.

II. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN FLÜSSEN

Nach der Herausstellung der Ursachen der Sohlenerosion und der Notwendigkeit, sie zu verhindern oder einzudämmen, werden die baulichen Hilfsmittel besprochen, die hierfür zur Verfügung stehen, wenn die Erosion sich auf örtlich begrenzte Abschnitte beschränkt. Zur Verhinderung großflächiger Erosion, besonders auf größere Flußlängen, müssen vor allem hydraulische Verbesserungen des Abflusses, insbesondere des Hochwasserabflusses, vorgesehen werden. Darüber hinaus wird auf Untersuchungen zur Entwicklung einer neuen Bauweise hingewiesen, die sich stark auf die Beobachtung der natürlichen Hilfsmittel eines Flusses und der natürlichen Vorgänge in ihm bei seiner allmählichen natürlichen Sohlensicherung aufbaut und für deren teilweise Anwendung schon langjährige Erfahrungen vorliegen. Zum Schluß wird ein größeres Bauvorhaben erläutert, in welchem diese neue Bauweise auf rd. 2 km Flußlänge unter besonders schwierigen Naturverhältnissen zur Ausführung kommen wird.

Die Intensivierung des Schiffsverkehrs vergrößert durch verstärkten Wellenschlag die Belastung der Uferdeckwerke. Die saugende Wirkung und dynamische Kraft des Wellenzuges unterspült das Pflasterbett, gefährdet den Vorfuß des Deckwerkes und zerstört das am Oberrhein vorherrschende Natursteinpflaster. Der Böschungsschutz mußte verstärkt werden. Gleichzeitig war anzustreben, die manuellen Arbeiten durch Einsatz von Baugeräten zu verringern.

In freien Strecken wird als Uferschutz immer mehr der einfache, wenig Handarbeit erfordernde Steinwurf angewandt. Der Vorfuß wird statt mit Senkwalzen durch verstärkten Steinwurf gesichert.

In bebauten Stadtgebieten wird das Pflaster aus Naturstein durch Betonsteinpflaster ersetzt. Der Pflasterstein aus Beton wurde speziell für den Böschungsschutz im Flußbau entwickelt. Er ist langjährig erprobt, gegen mechanische Angriffe und Witterungseinflüsse widerstandsfähig und infolge seiner engen Fugen unempfindlich gegen Unterspülungen.

Die Entwicklung neuer Arbeitsweisen und Baustoffe ist noch nicht abgeschlossen. Die Versuche gehen weiter.

III. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN HÄFEN

Die Beanspruchung der Ufer in Häfen erfolgt überwiegend durch das Schraubenwasser der Schiffe. Sie ist erheblich größer als die zerstörenden Kräfte aus den Bug- und Heckwellen. Die Zerstörung der Ufer setzt in einer Tiefe von 1—2 m unterhalb des Wasserspiegels ein.

Die bisher übliche Steinschüttung am Fuß der Böschung genügt nicht mehr, der senkrechten und teilweise senkrechten Wand ist daher der Vorzug zu geben. Schräge Böschungen werden versuchsweise mit Betonsteinen oder größeren Betonplatten befestigt. Betonsteine genügen den Beanspruchungen durch Schraubenwasser, sind aber gegen mechanische Beanspruchungen nicht so widerstandsfähig. Betonplatten werden als Fertigbetonplatten mittels Bockkran eingebaut. Die althergebrachte Bauweise aus Natursteinen hat sich am besten bewährt.

Inhalt

	Seite
I. Schutz der Böschungen und der Sohle in Kanälen	83
1. Einführung und Übersicht	83
2. Die Ausführung von Asphaltbelägen	84
2.1 Im Trockenen	84
2.2 Die Ausführung unter Wasser	87
3. Die Ausführung von teergebundenen Belägen	91
3.1 Über Wasser	91
3.2 Unter Wasser und in der Wasserwechselzone	91
4. Die Standsicherheit dichter Asphaltbeläge auf Böschungen	94
4.1 Theoretische Untersuchung über die Wirkungsweise des Wasserüberdruckes	94
4.2 Meßergebnisse	97
II. Schutz der Böschungen und der Sohle in Flüssen	99
1. Schutz der Sohle in Flüssen	99
2. Schutz der Böschungen in Flüssen	108
III. Schutz der Böschungen und der Sohle in Häfen	113

I. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN KANÄLEN

1. Einführung und Übersicht

Die Frage der Standsicherheit, Erosion und Dichtung von Sohle und Böschungen in Kanälen wird seit mehr als 30 Jahren diskutiert. Während man infolge der geringeren Frequenz des Schiffsverkehrs und bei überwiegendem Schleppbetrieb zunächst mit einfachen Mitteln — Abflachung der Böschungsneigung, Wahl eines stärkeren Uferdeckwerks — Schäden beseitigen bzw. verhüten konnte, ist der Schutz der Böschungen und der Sohle in künstlichen Wasserstraßen in der Gegenwart nach einem völligen Strukturwandel durch die Motorisierung der Schifffahrt zu einem Hauptproblem geworden, das im Interesse der Betriebssicherheit der Wasserstraßen dringend gelöst werden muß.

Auch die Anwendung bituminöser Bauweisen ist hierbei nicht neu. Bereits vor dem Kriege beim Schiffahrtskongreß in Brüssel wurde in Verbindung mit denselben Pro-

blemen der Einsatz von Asphaltgemischen im Kraft- und Verkehrswasserbau diskutiert. Beim XIX. Internationalen Schiffahrtskongreß in London [1] war der Asphaltwasserbau gleichfalls, und zwar an der Frage der Dichtung des Bettes und der Dämme der schiffbaren Kanäle und Flüsse beteiligt.

Inzwischen hat die Asphaltbauweise eine weitgehende Klärung bzw. Weiterentwicklung erfahren und auch auf anderen Gebieten des Wasserbaues, so z. B. im Küstenschutz und bei der Abdichtung von Erddämmen eine vielseitige Verbreitung gefunden, so daß es nützlich erscheint, über den Stand dieser Bauweise bei ihrer Anwendung im Verkehrswasserbau zu berichten.

Von großem Vorteil ist hierbei, daß nach mehr als 30jähriger Erprobung und Bewährung umfangreiche und wertvolle Erfahrungen vorliegen. Neben der konstruktiven Gestaltung konnte die günstigste Zusammensetzung der Asphaltgemische für die einzelnen Ausführungen festgelegt werden. Die Erfahrungen fanden ihren Niederschlag in den „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau“ [2], die Anfang 1964 vom Arbeitskreis 8 b „Asphaltbauweisen“ in der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau herausgegeben wurden. Damit dürfte eine stetige Weiterentwicklung dieser Bauweise gewährleistet sein.

Die Empfehlungen beziehen sich ausschließlich auf die Anwendung von Asphaltbauweisen, d. h. bitumengebundener Mineralgemische, da bisher der Standpunkt vertreten wurde, daß teergebundene Mineralgemische von der Anwendung im Wasserbau ausgeschlossen bleiben müssen, solange Teere nicht frei von Phenolen und anderen chemischen Verbindungen hergestellt werden können, die den Lebewesen im Wasser schaden. Die Reinhaltung der Gewässer muß auf jeden Fall gewährleistet sein.

Der vorliegende Beitrag enthält auch einige grundsätzliche Ausführungen und Erfahrungen über die Verwendung von Teer. Die Verwendung von Teer in Kalteinbau weist Vorteile gegenüber den Bitumengemischen auf und sollte daher in den Fällen zugelassen werden, in denen Heißverfahren — z. B. unter Wasser — nicht angewendet werden können und Kaltverfahren auf Bitumenbasis versagen.

2. Die Ausführung von Asphaltbelägen

2.1 im Trockenen

Tafel 1 gibt einen Überblick über die maßgeblichen Asphaltabdeckungen zum Schutz bzw. zur Dichtung der Sohle und Böschungen von Schiffahrtskanälen. Bei den künstlichen Wasserstraßen sind die zu treffenden Maßnahmen davon abhängig, ob die Kanalstrecke mit Rücksicht auf ihre Lage zum Grundwasser auf ihrer ganzen Länge abgedichtet werden muß, oder ob die Kanalböschungen — gegebenenfalls auch die Sohle — in Einschnittsstrecken lediglich eine Befestigung als mechanischen Schutz erhalten. Dieser Frage wird leider sehr oft nicht die erforderliche Beachtung geschenkt. Eine geschlossene Abdichtung von Kanälen sollte nur dann vorgenommen werden, wenn jederzeit ein einseitiger Wasserdruck gesichert ist. Sofern jedoch infolge wechselnder Wasserstände von der Landseite oder unter der Sohle höhere Wasserdrücke aus dem Grundwasser auftreten können, schadet eine dichte Asphaltdichtung u. U. mehr als sie nützt, insbesondere dann, wenn der entsprechende Standsicherheitsnachweis für diese Belastung nicht geführt wird. Abs. 4 dieses Beitrages gibt hierzu die erforderlichen Hinweise.

Bei den unter Ziffer 1—4 der Tafel 1 angegebenen Beispielen handelt es sich um Asphaltausführungen, die ausschließlich dem mechanischen Schutz der Böschungen dienen, während die unter Ziffer 5—8 aufgeführten Asphaltanwendungen zur Dichtung und zum Schutz von Sohle bzw. Böschungen vorgesehen wurden.

Tafel 1

Lfd. Nr.	Bezeichnung und Art des Gewässers	Zweckbestimmung	Neigung	Ausführung des Asphaltbelags	Umfang m ²	Stärke d cm	Bitumen kg/m ² (Gew.-%)	Art pan
1	Dortmund-Ems-Kanal. 2. Fahrt Olfen 1953	Uferschutz	1 : 2,5	Asphaltverguß	2 480		9 (15)	B 65
2	Rhein-Herne-Kanal. Herner Haltung 1953	Uferschutz	1 : 2	Asphaltverguß	6 770		10,8 bis 14,4 (18)	B 65
3	Dortmund-Ems-Kanal. 2. Fahrt Lüdinghausen-Senden 1955	Uferschutz	1 : 3	Asphaltverguß	49 000		9,6 (16)	B 65
4	Dortmund-Ems-Kanal Amelsbüren 1957	Uferschutz	1 : 3	Asphaltverguß	1 480		10,5 (17,5)	B 65
5	Dortmund-Ems-Kanal. 2. Fahrt Olfen 1934	Dichtung und Schutz von Sohle und Böschungen	1 : 40 1 : 2,5	Asphaltbeton	7 800	6 10	9 (10) 11 (5,2)	B 200 Spramex Mexphalt B 65 B 90
6	Dortmund-Ems-Kanal 2. Fahrt Olfen 1935	Dichtung und Schutz von Sohle und Böschungen	1 : 2,5	Eingufdecke (3 Lagen)	110	8	15,5 (15,5)	
7	Dortmund-Ems-Kanal Altenrheine 1955	Dichtung und Uferschutz	1 : 40 1 : 2,5	Asphaltbeton	10 200	6 10	8,8 (6,5) 9 (4)	Mexphalt EI B 65 dgl. B 65
8	Dortmund-Ems-Kanal Altenrheine 1956/57	Dichtung der Sohle	1 : 1,8 1 : 2	Asphalt-Matte (Gußasphalt) Asphalt-Matte (Gußasphalt)	7 200 70 000	8,0 2,5	25,9 (14) 8,8 (16)	B 65 B 65

Wie aus Spalte 5 der Tafel 1 entnommen werden kann, überwiegen bei den Asphaltbelägen zum Zwecke des Uferschutzes die Asphaltvergußausführungen, während für die Abdichtung von Sohle und Böschungen mit einer Ausnahme hohlräumarme Gemische wie Asphaltbeton und Gußasphaltmassen Verwendung fanden.

Beim Eingußverfahren wird die heiße Asphaltmasse in die Hohlräume eines in sich standfesten Mineralgemisches (Packstein-, Schüttstein- oder Schotterlage) eingefüllt, wodurch die einzelnen Steine in ihrer Lage zueinander festgelegt werden. Je nach Stärke der Mineralschicht und der Füllung der Hohlräume sind zwischen 60 bis 120 kg/m² Vergußmasse erforderlich.

Bild 1 zeigt die Ausführung einer Eingußdecke unter Einsatz einer schwimmenden Asphaltfabrik, bei der die Asphaltmastix über einen Ausleger und beheizte Rohre zum Einguß gelangt.



Bild 1
Schüttsteinverguß am Dortmund-Ems-Kanal

Sie setzt sich wie folgt zusammen:

Sand 0—3 mm	68 Gew.‰
Füller (Kalksteinmehl) = 0,09 mm	16 Gew.‰
Bitumen B 65	16 Gew.‰
	<hr/>
	100 Gew.‰

Die Kosten der Eingußmasse betragen 1955/56 bis 10 DM/m².

Während bei der Verwendung von Eingußmassen im allgemeinen eine völlige Undurchlässigkeit weder beabsichtigt noch erreicht wird, kann ein Asphaltbeton-Belag eine derartige Abdichtung bewirken, da er nach den festgelegten Normen und Empfehlungen weniger als 3 Vol.‰ Hohlräume besitzen soll.

Die Zuschlagstoffe eines Asphaltbetons sind wie beim Beton in ihrer Körnung zur Erzielung eines Hohlraumminimums gut abgestuft. Auch die Aufbereitung erfolgt in ähnlicher Weise wie bei Beton. Unterschiede bestehen lediglich in der Wahl des Bindemittels, d. h. statt Zement wird Bitumen verwendet, das eine Heißaufbereitung bei 180° bis 200° C erfordert.

Im Vergleich mit anderen Asphaltausführungen hat der Asphaltbeton durch seine innerplastische Verformungsmöglichkeit wesentliche Vorteile. Er besitzt eine große Anpassungsfähigkeit, so daß er sich z. B. im Falle von Setzungen auch bei niedriger Temperatur dem Untergrund anzupassen vermag. Da Asphaltbeton gegen unterschiedliche Temperaturen praktisch unempfindlich ist, lassen sich auch große Flächenabdeckungen ohne Fugen herstellen.

Die Zusammensetzung des Asphaltbetons schwankt, wie aus den „Empfehlungen“ entnommen werden kann, je nach Wahl der Zuschläge (Asphaltfeinbeton—Asphaltgrobbeton). Die Bindemittelmenge liegt zwischen 5—10 Gew.%. Die Kosten von Asphaltpetonausführungen bei 8—10 cm Stärke betragen etwa 10—13 DM/m².

Abdeckungen in Gußasphalt gelangen in größerem Umfang erst mit der Verlegung von Asphaltmatten zur Ausführung. Auch sie erreichen eine überraschend große Verformbarkeit, so daß sie zweckmäßig in den Fällen eingesetzt werden, wo Sicherungsmaßnahmen unter Wasser vorgenommen werden müssen. Über die bereits vorliegenden Ausführungen wird unter Ziffer 2.22 berichtet.

Weitere Asphaltanwendungen sind im Bereich künstlicher Wasserstraßen bisher nicht zur Ausführung gelangt. Es wäre jedoch denkbar, daß im Laufe der Weiterentwicklung auch beim Neubau künstlicher Wasserstraßen oder Häfen verdichtete hohlraumreiche Beläge wie Bitumensand als Unterlage für eine Einguß-Asphaltbetondecke oder einen Pflasterverguß Anwendung finden.

Interessant ist die Feststellung, daß sich die ersten Ausführungen von Asphaltabsicherungsmaßnahmen in künstlichen Wasserstraßen, und zwar im Bereich der 2. Fahrt bei Olfen (Dortmund-Ems-Kanal) am besten bewährt haben. Trotz mancher Kriegsschäden an dieser Strecke erfüllen sie auch heute noch nach ca. 30 Jahren ihren Zweck. Dieser Erfolg ist ausschließlich darauf zurückzuführen, daß die Asphaltbeläge (Asphaltbeton bzw. Eingußdecken) beim Neubau dieser Strecke im Trockenen ausgeführt werden konnten. In diesem Falle sind heute grundsätzlich keine Schwierigkeiten mehr zu erwarten, wenn die „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau“ beachtet werden. Asphaltausführungen zur Sicherung von Sohle und Böschung der Kanäle haben sich in jedem Umfange auch in Unterwasserzonen bewährt, sofern sie im Trockenen eingebaut werden konnten.

2.2 Die Ausführung unter Wasser

Dagegen konnte für den Unterwassereinbau von Asphaltabdeckungen bisher ein allgemein brauchbares Verfahren nicht gefunden werden. Die vielfachen Versuchsausführungen [3], [4], [5], [6] haben eindeutig gezeigt, daß Asphaltvergußmassen ≤ 120 kg/m² im Heißverfahren nur etwa bis 40 cm unter dem jeweiligen Wasserspiegel einwandfrei eingebracht werden können. Bei Wasserberührung der Heißmasse entwickelt sich Wasserdampf, der die Struktur der Asphaltmastix wesentlich verändert, wenn der Gießstrahl nicht wenigstens bis zur Böschungfläche geschlossen zusammengehalten werden kann. Bei Verwendung von weniger als 120 kg/m² Vergußmasse entstehen schwammartige Formen, die infolge ihres nunmehr verringerten Raumgewichts nicht mehr in die Hohlräume des Mineralgerüsts eindringen, sondern sich an der Oberfläche der Steinschüttung

ablagern und dann durch die Strömung und Wellenbewegung im Kanal fortgespült werden. Bei Verwendung größerer Massen, die zweckmäßig unter Einsatz des von der Royal Dutch Shell, Amsterdam, entwickelten Unterwasser-Asphalt-Verteilers 7 eingebracht werden, kann die Anwendung des Heißverfahrens unter Wasser zwar wesentlich verbessert werden, es wird jedoch in diesen Fällen gegenüber der Verstärkung eines normalen Bruch- oder Packstein-Deckwerkes um 10—15 cm kaum mehr wirtschaftlich sein.

In diesem Zusammenhang darf auf eine Versuchsausführung hingewiesen werden, die mit Heißmassen auf der Basis von B 300 unter 100° C ausgeführt wurde. Die Notwendigkeit, derartige Massen zu versenken, ergab sich aus der Verlegung der unter Ziffer 8 der Tafel 1 aufgeführten Gußasphaltmatten, die in den Jahren 1956/1957 von einer schwimmenden Fertiger- und Verlegeanlage zur Dichtung der Kanalsole bei einseitigem Spundwandausbau der Altenrheiner Strecke des Dortmund-Ems-Kanals eingebaut wurden.

Diese beim Einbau unter 100° C heißer Massen wurden als Dichtung längs der 2,5 cm starken Dichtungsmatte in den  förmigen Wellen der Spundwand durch Taucher eingebaut. Besondere Schwierigkeiten haben sich hierbei nicht ergeben. Der Tauchereinsatz wurde in Kauf genommen, da der Umfang der zusätzlichen Sicherung nur gering war. Es könnte also daran gedacht werden, mit entsprechend aufbereiteten Vergußmassen auch bei der Herstellung von Eingußdecken unter Wasser zu arbeiten, die durch Rüttelgeräte verdichtet werden müßten.

Der Ausbau von Wasserstraßen und Schiffahrtskanälen wird in der Regel bei voller Aufrechterhaltung des Schiffahrtsbetriebes erfolgen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, ein zuverlässiges Verfahren für die Ausführung von Asphaltabdeckungen zu finden oder auf die Anwendung der Asphaltbauweise zu verzichten. Im Laufe der letzten 10 Jahre sind daher umfangreiche Versuche mit dem Kalteinbau und Asphaltmassen unter Wasser durchgeführt worden. Die größten Schwierigkeiten ergaben sich dadurch, daß es in Deutschland keine Bitumenemulsionen gibt, die sich für den Unterwassereinbau von Asphaltgemischen eignen. Auch die aus dem benachbarten Ausland bezogenen anionischen und kationischen Spezial-Emulsionen haben sich für den vorstehenden Zweck bei den durchgeführten Versuchen nicht bewährt. Das Mischgut muß stets durch eine Wasserschicht hindurch eingebracht werden, wobei ein Teil des noch emulgierten Bindemittels trotz besonderer Vorkehrungen (Einbau durch Rohre oder Behälter) verloren geht. Ferner wirkt sich bei dem Einbau dieser Asphaltmassen unter Wasser nachteilig aus, daß die für den Vorgang des Brechens der Emulsion notwendige Wasserabführung nicht in gleicher Weise wie beim Trockeneinbau (Verdunstung) vorhanden ist, so daß die volle Binde- oder Haftwirkung nicht eintreten kann, zumal das Wasser nach den Feststellungen von d'Ans-Lax eine um mindestens 35 dyn/cm größere Oberflächenspannung als das Bitumen besitzt. Der Versuch, den Brechvorgang durch Zugabe von 6 Gew.-% Zement zu steuern, brachte zwar eine Beschleunigung des Brechvorgangs, er zeigte aber auch, daß die Vergußmasse dadurch die den bituminösen Massen eigene Plastizität weitgehend verliert.

Zur Zeit werden noch 2 Möglichkeiten verfolgt, die vor etwa 8 Jahren im Bereich der Senatsverwaltung Berlin-West bzw. vor 5 Jahren von der Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Schleswig-Holstein ausgeführt wurden. In beiden Fällen wurden halbstarke Emulsionen verwendet.

Über die Berliner Ausführung hat Gewecke [8] berichtet. Sie entspricht eigentlich nicht den bisherigen Vorstellungen eines ausreichenden bis zum Böschungsfuß durchgehenden Böschungsschutzes, da diese Sicherung aus einer sorgfältigen Ausführung eines Packsteindeckwerkes mit Bitumenmörtelausfugung besteht, das bereits etwa 40 cm unter Wasserspiegel aufhört. Der Fuß dieser Sicherung ist entweder durch eine Pfahlreihe oder Beton-

platte geschützt. Beide Arten der Fußsicherung lassen einen ausreichenden Grundwasserdurchgang auch bei schnell wechselnden Wasserständen zu, so daß Überdrücke von unten her nicht zu befürchten sind. Für den Fugenverguß wurde als Bindemittel eine halb-stabile Spezialemulsion auf Bitumenbasis verwendet, die eine Verarbeitung des Mischgutes im Kalteinbau zum Teil auch unter Wasser zuläßt. Der Zeitaufwand für das Verstopfen der Fugen einschließlich aller Nebenarbeiten wird mit 0,8—1,0 Std./m² angegeben.

Verwendung von Asphaltmatten

Auf die Möglichkeit der Verwendung von Asphaltmatten wurde bereits in Abschnitt 2 hingewiesen; sie werden in den Fällen zweckmäßig sein, in denen bei einem Ausbau des Kanals der Schiffahrtsbetrieb nicht unterbrochen werden kann. Sie werden hierbei überwiegend dann in Frage kommen, wenn mit der Asphaltmatte gleichzeitig eine Abdichtung erreicht werden soll. Eine derartige Abdeckung unter Wasser wurde für den Ausbau der Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals (Bergeshövede—Gleesen) als fugenlose Matte von nur 2,5 cm Stärke entwickelt [9]. Sie wurde kontinuierlich auf einem schwimmenden Fertiger hergestellt, der mit einer gleichfalls schwimmenden Asphalt-aufbereitungsanlage gekoppelt war (Bild 2 a).

Das Mischgut bestand aus:

- 64 Gew.‰ Sand
- 20 Gew.‰ Füller
- 16 Gew.‰ Bitumen B 65.

Es wurde auf eine doppelte Lage Jutegewebe aufgebracht und nach ausreichender Erhärtung des Gußasphalts über eine schiefe Ebene (verstellbare Klappe) als Führung in das Wasser abgelassen. Das Verfahren hat sich recht gut bewährt. Die im Rahmen einer öffentlichen Ausschreibung festgestellten Kosten für Herstellung und Einbau von 70 000 m² Dichtungsmatten betragen 12—13 DM/m².

Zuvor war im Bereich einer 500 m langen Versuchsstrecke die Verlegung einer 8 cm starken Asphaltmatte auf eine 1 : 2,0 geneigte Böschung erprobt worden [9]. Die Matte hatte in erster Linie die Aufgabe, den erforderlichen Böschungsschutz zu gewährleisten

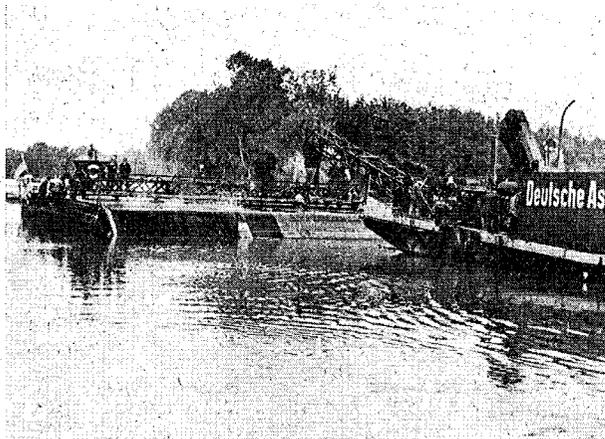


Bild 2 a

Verlegung einer kontinuierlichen Asphaltmatte von 2,5 cm Stärke als Sohlensicherung

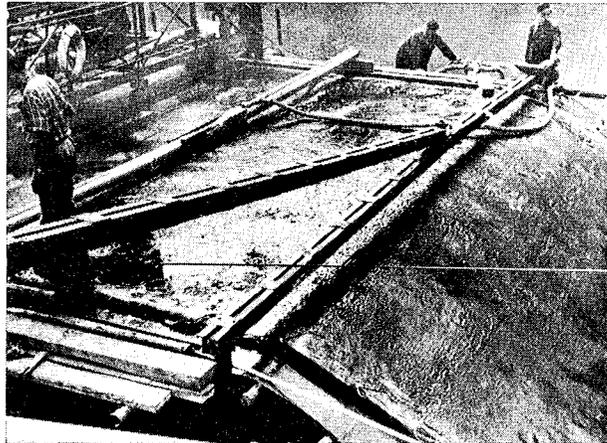


Bild 2 b

Verlegung einer kontinuierlichen Asphaltmatte von 8 cm Stärke als Böschungssicherung

(Abb. 2 b bzw. 3). Die Fertigung und Verlegung erfolgte in gleicher Weise wie die der Dichtungsmatten. Die Verlegung war durch die recht steile Böschungsneigung zwar wesentlich schwieriger, jedoch ließ sich die Ausführung mit dem eingesetzten Gerät einwandfrei ausführen. Mängel, die später an dieser Böschungssicherung auftraten, sind ausschließlich auf die recht beträchtlichen Wasserspiegelschwankungen während des langwierigen Ausbaues dieser Kanalstrecke zurückzuführen, da die beabsichtigte Erhöhung des Kanalstaues erst nach Beendigung der Gesamtbaumaßnahmen vorgenommen werden konnte. Die für den zwischenzeitlichen Bauabschnitt zu fordernde Standsicherheit wird in Abschnitt 4 behandelt.

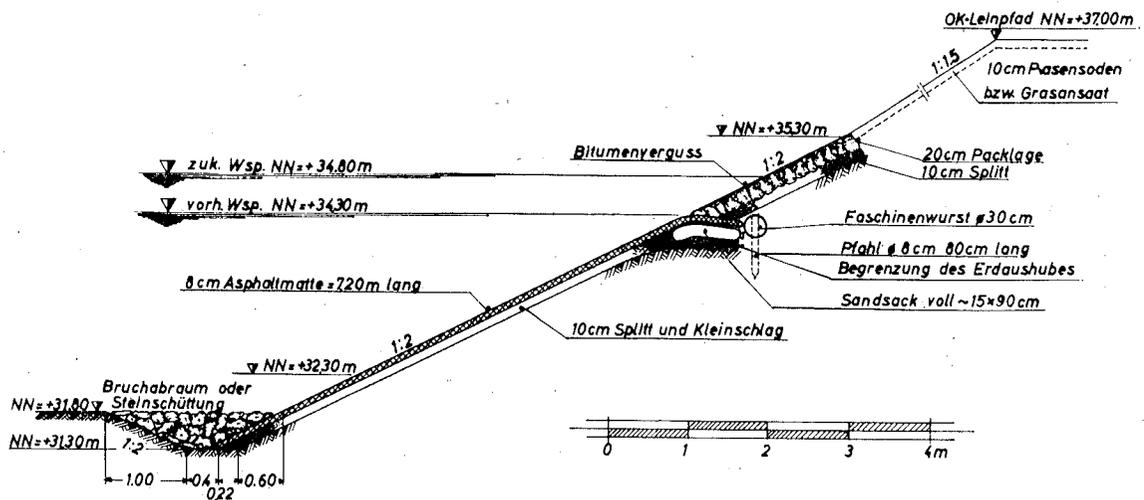


Bild 3

Versuchsbauweise zur Böschungssicherung des Dortmund-Ems-Kanals mit Asphaltmatten

3. Die Ausführung von teergebundenen Belägen

3.1 über Wasser

Die Befestigung im Trockenem liegender Böschungflächen an Kanälen, Flüssen und in Häfen ist mit Teer-Mineral-Gemischen ebenso möglich wie mit bitumengebundenen Gesteinstoffen (Asphalt). Die Ausführung mit Teer als Bindemittel entspricht weitgehend der unter Verwendung von Bitumen, wobei in Abhängigkeit von Temperatur-Viskositätsverhalten der Bindemittel für das Aufbereiten und Einbauen Teer enthaltender Mineralmassen niedrigere Temperaturen zu wählen sind.

So wurden z. B. für das Vergießen trockener Steinböschungen erfolgreich heiß zu verarbeitende Vergußmassen auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech verwendet (Bild 4).

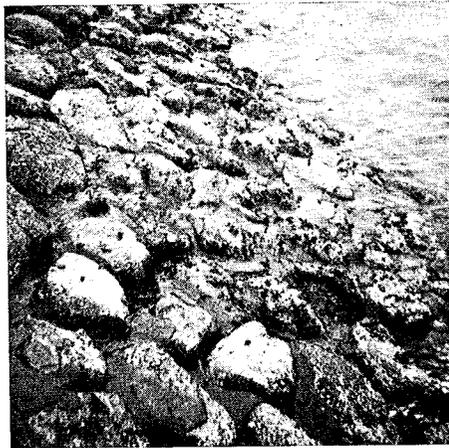


Bild 4

Mit Vergußmasse auf der Basis von Steinkohlenteer-Sonderpech vergossene
Steinschüttung

Bewährt hat sich ferner das Verfüllen der Hohlräume von später bei höheren Wasserständen überfluteten Steinschüttungen mit teergebundenem Mischgut. Das Größtkorn ist entsprechend der Größe dieser Hohlräume zu wählen. Im Hafen Duisburg-Ruhrort fanden Ende 1959 beispielsweise gebrochene Hochofenschlacke der Körnung 0/12 mm und als Bindemittel Spezial-Kaltteer in einer Menge von etwa 6 Gew.% der Mineralmasse Verwendung.

3.2 unter Wasser und in der Wasserwechselzone

Die Suche nach einem preisgünstigen, auch unter Wasser einfach, rasch und ohne Behinderung des Schiffsverkehrs zu verarbeitenden Baustoff mit ausreichender Festigkeit nach seiner Einbau-Verdichtung regte dazu an, Spezial-Kaltteer als Bindemittel in Verbindung mit einem geeigneten Mineralgemisch zu erproben. So sind z. B. bereits im Jahre 1958 mehr oder weniger große Auskolkungen in den mit Schüttsteinen befestigten Böschungen des Dortmund-Ems-Kanals mit kaltverarbeitbarem Teergrobbleton verfüllt

und auf diese Art die ursprünglichen Böschungsflächen wieder hergestellt worden. Die in Tiefen bis zu 1,8 m eingebaute Teermineralmasse bestand aus:

35 Gew.-T. Hartkalkstein-Schotter	35/45 mm
20 Gew.-T. Hartkalkstein-Splitt	12/25 mm
15 Gew.-T. Hartkalkstein-Splitt	5/12 mm
25 Gew.-T. Hartkalkstein-Brechsand	0/3 mm
5 Gew.-T. Hartkalkstein-Füller (Kalksteinmehl)	≦ 0,09 mm
<hr/>	
100 Gew.-T Mineralmasse	
7,5 Gew.-T. Spezialkaltteer auf 100 Gew.-T Mineralmasse.	

Im Rahmen einer 1963 durchgeführten Baumaßnahme zur Beseitigung von Schäden an gepflasterten Uferböschungen des Mains wurde ebenfalls Teergrobbleton in folgender Zusammensetzung verwendet:

20 Gew.-T. Basalt-Edelsplitt	12/18 mm
25 Gew.-T. Basalt-Edelsplitt	8/12 mm
25 Gew.-T. Basalt-Edelsplitt	5/8 mm
25 Gew.-T. Natursand	0/2 mm
5 Gew.-T. Kalkstein-Füller (Kalksteinmehl)	≦ 0,09 m
<hr/>	
100 Gew.-T. Mineralmasse	
6,7 Gew.-T. Spezialkaltteer auf 100 Gew.-T. Mineralmasse.	

Hier erfolgte der Einbau in erheblich größeren Tiefen von maximal 5 bis 6 m.

Im Kanal- und Flußbau sind die Gesteinsart, die Kornabstufung und der Größtkorndurchmesser der Mineralgemische von geringerer Bedeutung für die Bewährung der Befestigungsschichten als bei vergleichbaren Bauweisen im Straßenbau, da — vor allem dynamische — Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen weitgehend entfallen. Die Wahl unterschiedlicher Größtkorndurchmesser bei den angegebenen Mineralmassen war lediglich durch die technischen Einrichtungen der zur Verfügung stehenden Mischanlagen bedingt. Bei der Kornabstufung und im Zusammenhang damit bei der Bindemittelbemessung ist zu berücksichtigen, daß das eingebaute Mischgut zwar hinreichend dicht sein muß, die verdichtete Mineralmasse jedoch noch genügend Hohlräume aufzuweisen hat, um ein Verdunsten der im Kaltteer enthaltenen Lösungsmittel aus dem über Wasser liegenden Abschnitten der bituminösen Befestigung zu ermöglichen, die trotz starker Erwärmung bei sommerlichen Temperaturen ausreichend standfest bleiben müssen. Aus diesem Grunde wurde auf die Körnungen 2/5 bzw. 3/5 mm verzichtet.

Besondere Beachtung ist der Haftfähigkeit der mit Bindemittel umhüllten Mineralkörner untereinander zu schenken, die vor allem von der Bindemittelart und -menge abhängt. Bei dem Spezialkaltteer konnten die bereits von Natur aus guten Benetzungseigenschaften des Teers durch Hinzugabe besonderer Haftmittel noch wesentlich verbessert werden.

Zur Herstellung des kalteinbaufähigen Mischgutes eignet sich jeder handelsübliche Zwangsmischer. Seine Tageskapazität kann auch dann ganz oder weitgehend ausgenutzt werden, wenn sie größer ist als die tägliche Einbaumenge, da die Lagerfähigkeit der mit Spezial-Kaltteer aufbereiteten Mineralgemische ein Mischen auf Vorrat gestattet. Die Verwendung feuchten Gesteins ist infolge der guten Benetzungsfähigkeit des Spezial-Kaltteeres möglich.

Das auf Prähmen antransportierte Mischgut wurde in die zuvor von Tauchern festgestellten Schadensstellen z. B. mit Hilfe von Greifbaggern eingebracht und von Tauchern durch Festtreten oder mit Preßluftstampfern sorgfältig verdichtet (Bild 5).

Die Oberfläche des eingebauten Teergrobbetons soll nicht zu rau sein, um dem Wasser möglichst wenig Angriffsfläche zu bieten.



Bild 5
Kalteinbaufähiger Teergrob beton nach der Verdichtung

Die Instandsetzung beschädigter Böschungen mit kalteinbaufähigem Teergrob beton hat sich bewährt. Die z. Z. bereits langjährigen Beobachtungen der Reparaturstellen ergaben keine nennenswerte Veränderung der wiederhergestellten Böschungsflächen. Das Klebvermögen des Teerbetons unter Wasser entspricht nahezu dem über Wasser. Naturgemäß geht der Abbindevorgang unter Wasser langsamer vor sich als im Bereich über der Wasserlinie. Das ist insofern vorteilhaft, als der Teerbeton auf den im Trockenen liegenden, bei warmer Witterung stärker erwärmten Flächen rasch eine große Standfestigkeit erreicht, während er unter Wasser für längere Zeit plastisch verformbar bleibt und infolgedessen im besonderen Maß geeignet ist, z. B. mechanische Stöße manövrierender Schiffe schadlos aufzunehmen.

Eingehend untersucht wurde auch die Frage des Phenolgehaltes in den mit kalteinbaufähigem Teergrob beton instandgesetzten Kanal- und Flußstrecken. Es ergab sich eine so geringe Veränderung des ohnehin in den betreffenden Verkehrsgewässern über der Einbaustelle vorhandenen Phenolgehaltes, daß sie kaum meßbar war.

Der Preis je m^2 wiederhergestellter Böschungsfläche betrug bei einer Einbaudicke von i. M. 40 cm = $0,8 t/m^2$ etwa 90,— DM. Er berücksichtigt nur die Materialkosten und die dem Wert nach beträchtlichen Fremdleistungen durch Taucher, da Materialtransport, Ausbaggern der Schadensstellen, Baggerhilfe beim Einbau usw. von der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung übernommen wurden und auch bei vergleichbaren Ausführungen meist übernommen werden.

4. Die Standsicherheit dichter Asphaltbeläge auf Böschungen

Wie bereits unter 2.1 ausgeführt wurde, besteht hinsichtlich der Beanspruchung der Asphaltbeläge ein grundsätzlicher Unterschied zwischen der mehr oder weniger durchlässigen Eingußdecke und den hohlraumarmen und teilweise verdichteten Asphaltabdeckungen, wie sie bei der Ausführung z. B. von Asphaltbetondecken oder Asphaltmatten entstehen. Eingußdecken dienen überwiegend dem Schutz der Sohle und Böschungen gegen Erosion und Auskolkung, während die dichten Beläge für die völlige Abdichtung der Wasserstraße zur Vermeidung von Verwässerungsschäden angeordnet werden.

4.1 Theoretische Untersuchung über die Wirkungsweise des Wasserüberdruckes

Bei der Ausführung einer Dichtung, die sich je nach Lage des Grundwasserspiegels auf den gesamten Querschnitt oder auch nur auf die Böschungen erstrecken kann, ist der Überdruck aus dem Grundwasser von entscheidender Bedeutung. Dichtungen kommen in der Regel nur in den Strecken zur Ausführung, in denen der Kanalwasserstand mehr als 1,50 m über dem Grundwasserspiegel liegt. Ist der Wasserspiegelunterschied geringer, muß mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden. In neuerer Zeit mehrten sich die Fälle, in denen eine künstliche Wasserstraße durch ein Wasserfassungs- oder Schutzgebiet geführt werden muß, das gegen Verunreinigung zu schützen ist. Schließlich kann auch ein Wasserüberdruck aus dem Grundwasser infolge der durch den Schiffahrtsbetrieb auftretenden Schleusen-, Sunk- und Sogwellen entstehen, der sich zwar nur in kurzen Zeitphasen auswirkt, dafür aber in Abhängigkeit von der Frequenz der Schleusungen und Schiffsdurchgänge periodisch wiederholt. Senkt sich der Kanalspiegel durch die Schleusungen oder den Schiffahrtsbetrieb kurzzeitig ab, so entsteht ein trapezförmiger Druck auf die Unterseite der Dichtung (Bild 6), der um so schneller wirken wird, je durchlässiger der Untergrund unter der Dichtung ist. In der Regel ist daher unter dem Dichtungsbelag eine Filterschicht angeordnet, die der vollen Auswirkung des Wasserüberdruckes entgegenkommt.

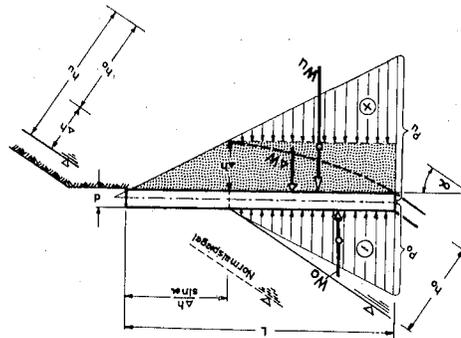


Bild 6

Schemaskizze zur Wirkung von Grundwasserüberdruck auf hohlraumarme Beläge

Der Wasserüberdruck ist bei den in der Praxis durchaus üblichen Spiegelabsenkungen i. M. etwa mit $\Delta h = 0,30$ m anzunehmen. Bei einer Böschungslänge vom Spiegel bis zum Fuß von 11 m beträgt die Belastung daher 3,3 t/lfd. Böschung. Demgegenüber wiegt eine in der Neigung 1 : 3 verlegte Asphaltbetondecke je cm Stärke, normal zur Böschung gemessen nur $11,0 \times 0,01 \times 2,4 \times 0,9487 \approx 0,25$ t/m. Somit sind rd. 13 cm Asphaltbeton erforderlich, um den Wasserüberdruck von 0,3 m Spiegeldifferenz aufzunehmen.

Die vorstehende Übersichtsrechnung gilt nur für den verhältnismäßig ungünstigen Fall einer vollkommenen, d. h. schalenförmigen Dichtung. Soll der Belag in erster Linie nur der Sicherung der Böschung dienen, so wird er in den meisten Fällen nur bis zum Böschungsfuß geführt werden und hier eine entsprechende Sicherung (Steinlage, Spundwand, Sporn) erhalten. In diesem Falle wirkt nicht der in Bild 6 dargestellte trapezförmige hydrostatische Überdruck, sondern ein infolge der Ausgleichsströmung um den Belagsfuß herum reduzierter hydrodynamischer Druck, wie in Bild 6 gestrichelt angedeutet. Der Ausgleich ist um so geringer anzusetzen, je tiefer die am Böschungsfuß vorgesehene Sicherung (Sporn, Spundwand) in den Untergrund reicht, er wird dagegen größer, wenn Dränöffnungen (Schlitze oder dgl.) im Belag vorgesehen werden. Diese Tendenz wurde zunächst an einem Sickermodell ($3,00 \times 1,00 \times 0,25$ m) im Maßstab 1 : 6 für eine Böschungsneigung von 1 : 2 und absolut isotropes, d. h. in allen Richtungen gleich leitfähiges Material, nachgewiesen (s. Bild 7).

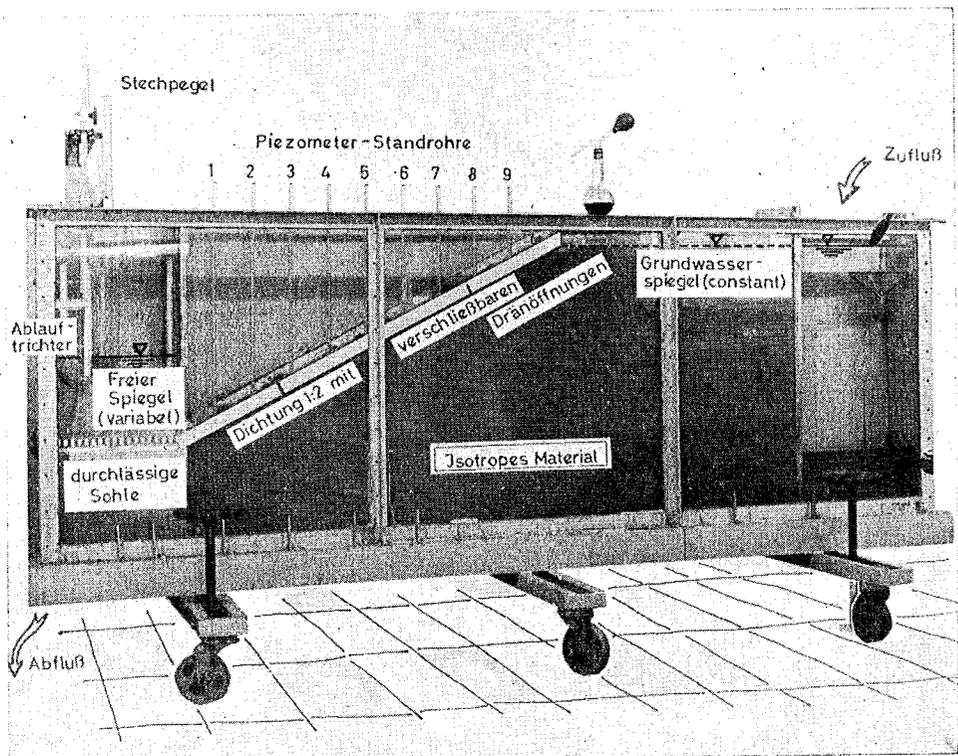


Bild 7

Versuchseinrichtung zur Bestimmung des hydrodynamischen Druckes auf einen 1 : 2 geneigten Dichtungsbelag

Da für die Untersuchung flacherer Böschungsneigungen der Versuchskasten zu kurz war, wurde für weitere Versuche das elektrische Analogieverfahren angewendet, bei dem zugleich auch die in natürlich gelagerten Böden vorhandene Orthotropie der Leitfähigkeit (verschiedene Durchlässigkeitskoeffizienten in vertikaler und horizontaler Richtung) mitberücksichtigt werden konnte [10]. Die elektrische Schaltung und der Modellaufbau sind aus Bild 8 und 9 zu ersehen.

Tabelle 2

Zahlenwerte der Versuchsergebnisse, Druckabminderung in % des hydrost. Druckwertes

Untersucher Strömungsfall	$k_x = 1,0$ $n = \frac{k_x}{k_z}$				$k_x = 5,0$ $n = \frac{k_x}{k_z}$				$k_x = 10,0$ $n = \frac{k_x}{k_z}$				m =	
	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4		
1	1	11	21	31	41	51	61	71	81	91	101	111	121	1,5
		41,3	44,8	45,2	45,6	35,0	38,8	39,3	39,7	32,6	34,7	36,5	37,0	34,1
2	2	12	22	32	42	52	62	72	82	92	102	112	122	1,5
		30,0	36,4	38,0	39,6	21,8	25,5	26,1	28,7	14,5	17,4	22,8	24,0	16,9
3	3	13	23	33	43	53	63	73	83	93	103	113	123	1,5
		26,1	32,2	35,1	37,5	16,4	20,7	21,8	23,8	9,6	13,2	18,1	19,4	12,5
4	4	14	24	34	44	54	64	74	84	94	104	114	124	1,5
		22,4	28,0	31,6	35,0	12,3	17,0	18,0	20,2	7,7	10,2	14,8	16,0	9,8
5	5	15	25	35	45	55	65	75	85	95	105	115	125	1,5
		18,2	22,7	27,2	31,4	10,3	14,4	15,1	16,8	6,8	8,1	12,2	13,7	7,7
6	6	16	26	36	46	56	66	76	86	96	106	116	126	1,5
		39,2	43,5	43,8	44,2	33,6	36,9	37,3	38,5	31,8	33,8	35,9	35,2	83,2
7	7	17	27	37	47	57	67	77	87	97	107	117	127	1,5
		48,3	52,1	53,8	56,8	42,3	47,5	49,2	48,2	40,6	43,1	45,9	44,3	42,1
8	8	18	28	38	48	58	68	78	88	98	108	118	128	1,5
		42,0	51,9	52,9	53,7	35,3	43,3	45,4	44,4	31,9	37,1	38,1	38,4	35,7
9	9	19	29	39	49	59	69	79	89	99	109	119	129	1,5
		51,0	56,1	58,0	59,4	43,3	48,5	51,9	50,1	41,0	44,1	49,4	45,5	43,2
10	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	1,5
		46,4	46,7	47,3	47,8	46,8	46,2	46,8	47,6	46,0	46,2	47,1	47,4	46,0

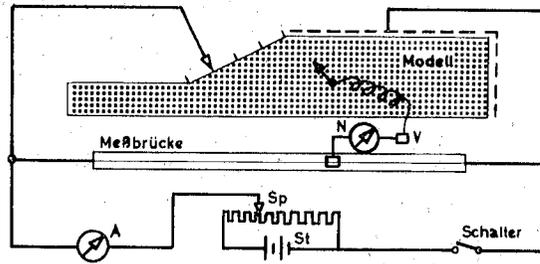


Bild 8
Elektrisches Schaltbild zum Analogieverfahren

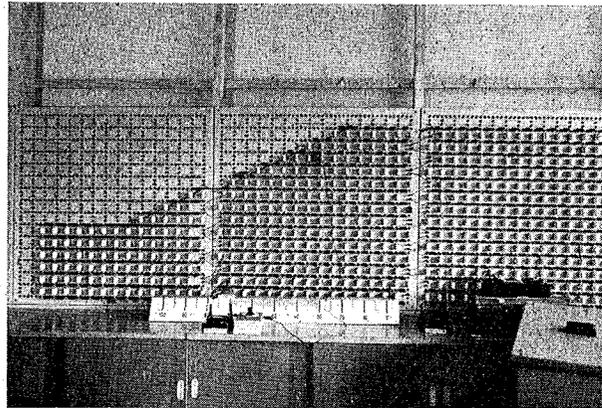


Bild 9
Versuchseinrichtung zum Analogieverfahren

4.2 Meßergebnisse

Die Ergebnisse der etwa 130 Versuche sind in Tabelle 2 angegeben und in Bild 10 a und 10 b dargestellt. Man kann erkennen, daß bei Wasserüberdrücken aus dem Grundwasser folgende Faktoren von Einfluß sind:

Böschungsneigung 1 : m

Tiefe der Sicherung am Böschungsfuß

Lage der Sickeröffnungen und Wasserleitfähigkeit des anstehenden Bodens.

Böschungsneigung: Sowohl bei isotropen Böden ($k_x/k_z = 1,0$) als auch bei orthotropen Böden (z. B. $k_x/k_z = 5,0$ bzw. $10,0$) kann die Tendenz festgestellt werden, daß die Abminderung des hydrostatischen Druckes infolge eines Druckausgleiches (Fließbewegung) mit flacher werdender Böschungsneigung 1 : m zunimmt. Diese Erscheinung läßt sich mit dem Umlenkwinkel der Stromfäden am Böschungsfuß erklären; je flacher die Böschungsneigung, desto geringer die Umlenkung bzw. der Umlenverlust.

Einfluß der Fußsicherung. Die Versuchsergebnisse (Bild 10 b) bestätigen die rein gefühlsmäßige Annahme, daß der Druckabbau um so geringer ist, je tiefer die Sicherungsschürze in die leitfähige Schicht (Mächtigkeit T) reicht. Der Abbau liegt bei isotropem Material zwischen 30 und etwa 40 %.

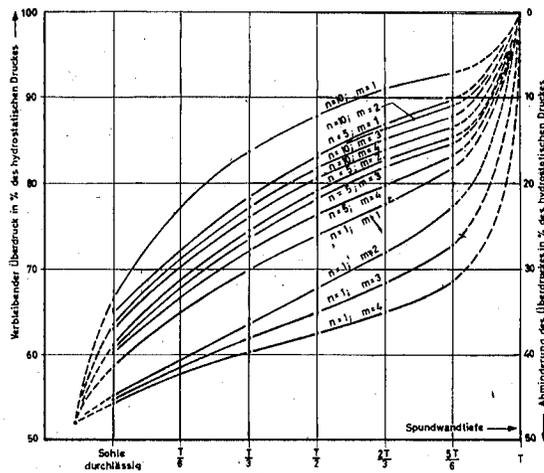
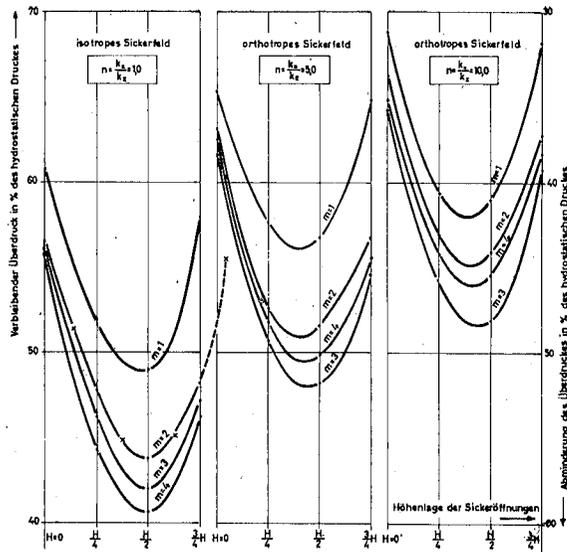


Bild 10 a und 10 b
Graphische Darstellung der Versuchsergebnisse

Dränöffnungen. Wie die Ergebnisse des Bildes 10 a zeigen, kann eine maximale Entlastungswirkung erzielt werden, wenn die Öffnungen in Belagsmitte ($\frac{H}{2}$ wenn H die Böschungshöhe darstellt), angeordnet werden (Abbau um 51 bis ca. 60 %). Überraschend ist das Ergebnis, daß Dränöffnungen in $\frac{3H}{4}$ Höhe (d. h. in Kanalspiegelnähe) immer noch eine bessere Wirkung haben als solche, die am Böschungsfuß angeordnet werden und hier der Gefahr der Versandung und Verstopfung unterliegen.

Wasserleitfähigkeit des Böschungsmaterials. Werden dichte Beläge ohne Filterschicht direkt auf den gewachsenen Boden gelegt, so ist auch in diesem

Bereich eine vorhandene verschiedene Leitfähigkeit in horizontaler Richtung (k_x) und vertikaler Richtung (k_z) von Einfluß auf die Druckabminderung. Wie in allen 10 untersuchten Strömungsfällen nachgewiesen ist, wird die Abminderung geringer mit steigendem Verhältnis $n = k_x/k_z$. So schwankt die Druckabminderung für Böschungsneigung 1:3 bei durchlässiger Sohle von 45,2 bei isotropem Boden ($n = 110$) über 39,3 bei $k_x/k_z = 5,0$ bis 36,5 bei $k_x/k_z = 10,0$ (Versuche 21,61, 101 Tabelle 2). Damit würde man die erforderliche Belagsstärke zu gering bemessen, wenn man ohne ausreichende Sicherheit isotropes Material zugrunde legen würde.

II. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN FLÜSSEN

1. Schutz der Sohle in Flüssen

Die Nutzung der fließenden Wasserwelle durch den Menschen nimmt mit steigenden Zivilisations- und Kulturaufgaben rasch zu. Dabei ist es unvermeidlich, daß dem Fluß ein gewisser Zwang angetan wird, durch den das durch Jahrhunderte entstandene Gleichgewicht seiner Fließverhältnisse zur Widerstandskraft der Sohle aufgehoben oder zumindest beeinträchtigt wird. Meist wird durch Laufverkürzungen, Querschnittseinengungen, allmähliche Vorlandaufhöhungen, Eindeichungen und evtl. Veränderungen der fließenden Wasserwelle selbst eine ansehnliche Gefällevermehrung und damit eine Geschwindigkeitssteigerung im Fluß erhalten. Die Folge davon ist eine verstärkte Schleppspannung des Flusses und ein gesteigerter Angriff auf die unverändert gebliebene Flußsohle. In der gleichen Richtung wirkt der kulturbedingte, fortschreitende Geschiebeentzug durch intensivere Bodennutzung, die zu ihrer Ermöglichung und zu ihrem Schutz die Wildbachverbauung, Regulierung der Bäche und Flüsse und die evtl. Beherrschung des Abflusses durch Talsperren im oberen Einzugsgebiete zur Voraussetzung hat. In neuerer Zeit macht sich außerdem noch die stärkere Zunahme des Schiffsverkehrs mit der Erosionswirkung der Schiffsschrauben bemerkbar.

Die Auswirkung von all dem sind Eintiefungen des Flusses, teils auf örtlich beschränkte Länge, teils aber auch auf große zusammenhängende Flußabschnitte. Solange nicht Böschungen des Flusses, Bauwerke u. a. unmittelbar gefährdet sind, werden sie hingenommen in der oft auch berechtigten Erwartung, daß der Fluß sich selbst ein neues Gleichgewicht zwischen angreifender Schleppspannung und Widerstandsfähigkeit der Flußsohle schafft. Sind jedoch Bauwerke in Gefahr oder wird die Nutzung von Bauwerken (angeschlossene Häfen o. ä.) durch das Absinken der Sohle und damit der Wasserspiegelhöhen gefährdet, muß einer weiteren Sohleintiefung Einhalt geboten werden.

An baulichen Hilfsmitteln zur Sicherung der Sohle sind Sohl- oder Grundschwellen und quer über den Fluß gerammte Spundwände bekannt, weitere für kleinere Verhältnisse die Sohlbefestigung durch Pflasterung, Platten, Matten, Sinkstücke u. ä. Sohlswellen und Spundwände haben den Vorteil, daß sie verhältnismäßig großflächig angewendet werden können. Nur ist ihre Wirkung leider nicht voll befriedigend. Über ihnen bildet sich eine Gefällekonzentration im Wasserspiegel aus, so daß durch sie das allmähliche Fließgefälle in Stufen aufgelöst wird. Die Schifffahrt wird dadurch merklich behindert. Außerdem wird die Flußsohle zwischen den einzelnen Grundschwellen noch sehr stark erodiert, wodurch einmal der genannte hydraulische Nachteil noch mehr in Erscheinung tritt und weiters der Bestand der Schwellen selbst gefährdet werden kann. Es hat sich gezeigt, daß mit einem längeren Bestand von Grundschwellen nur dann gerechnet werden kann, wenn die Sohle gegenüber der Wasserströmung doch in gewissem Maße standfest ist. Bei leicht beweglichem Boden werden sie innerhalb kurzer Zeit hinter- oder

unterspült und gehen ihrer Zerstörung entgegen. Ähnlich ist es mit einer Sohlensicherung durch einzelne Querspundwände. Solange die Sohle in Höhe des Spundwandkopfes erhalten bleibt, ist alles in Ordnung. Wird aber einmal die Sohle knapp unterhalb der Spundwand erodiert, so wächst durch Strömungsablösung dieser Kolk schnell und es bleibt eine Frage der Rammtiefe, ob die Spundwand bestehenbleibt. Das gleiche tritt ein bei einem Druckkolk oberhalb der Spundwand. Diese Gefahren sind für eine Spundwand besonders groß, wenn eine große Strömungsgeschwindigkeit im Fluß herrscht. Damit ist die Anwendungsmöglichkeit dieser beiden Mittel aber nur sehr bedingt gegeben.

Eine Sohlenbefestigung durch Pflasterung, Platten, Matten, Sinkstücke u. ä. sind gern und erfolgreich angewandte Mittel zum Schutz einzelner Bauwerke in örtlicher Begrenzung. Zum Teil erfordern sie jedoch wie Pflasterung und Platten die Herstellung im Trockenen bzw. in trockener Baugrube, zum Teil seichtes, nicht zu stark strömendes Wasser zum Einbau, wie bei Matten. Nur Sinkstücke können auch unter verhältnismäßig schwierigen Bedingungen eingebracht werden. Matten haben sich in sehr vielen Fällen gut bewährt, wenn eine leicht bewegliche Sohle verhältnismäßig großflächig festgelegt werden muß. Es sei hier erinnert an die Sicherung von Brückenpfeilern oder Brückenjochen in noch wenig geregelten Flüssen mit feinsandiger Sohle, bei welchen durch ein Hochwasser der vorhandene Stromstrich mit unerwarteten Tiefen stark verlegt werden kann. Leider findet ihre Anwendung mit größerer Tiefe und größerer Strömungsgeschwindigkeit eine Grenze.

Soll die Erosion auf größerer Fläche, besonders auf größerer Länge verhindert oder wesentlich eingedämmt werden, muß nach anderen Hilfsmitteln Ausschau gehalten werden. Sie können in einer hydraulischen Verbesserung des Abflusses, insbesondere des Hochwasserabflusses bestehen, oder in der Erprobung und Ausführung neuer Bauweisen der Sohlensicherung. Es wurde eingangs ausgeführt, daß unsere Flüsse durch Eindeichung und laufende Vorländerhöhung infolge Ablagerungen gezwungen werden, einen immer größeren Anteil des Hochwasserabflusses im eigentlichen Flußbett abzuführen, womit der Angriff auf ihre Sohle und deren noch tieferes Eingraben die unvermeidlichen Folgerscheinungen sind. Mit einer Korrektur der Eindeichungsbreite in besonders kritischen Abschnitten und insbesondere einer Abgrabung zu hoher Vorländer oder wenigstens nicht notwendiger Abflußhindernisse auf den Vorländern wird schon sehr viel erreicht und diese Maßnahmen werden auf ganz große Flußabschnitte auch die einzigen sein, die verwirklicht werden können, wenn nicht zum radikalsten Hilfsmittel geschritten wird, zum Brechen des Gefälles durch Staustufen. In Flüssen mit sehr starkem und noch zunehmendem Schiffsverkehr wäre dies allerdings die Ultima ratio.

Entwicklung einer neuen Bauweise:

Die Entwicklung einer neuen Bauweise muß sehr stark von der Beobachtung der natürlichen Hilfsmittel eines Flusses und der natürlichen Vorgänge in ihm bei seiner allmählichen natürlichen Sohlensicherung ausgehen. Die Aufgabe wird darin bestehen, ihn hierbei zu unterstützen. Wird durch irgendwelche künstlichen Maßnahmen die Fließgeschwindigkeit im Fluß erhöht, so wird seine Schleppspannung erhöht, d. h. er vermag größere Mengen von Geschiebe weiterzutragen als ihm von oben zugeführt werden. Er verschafft sich dieses Geschiebe aus seiner eigenen Sohle, beginnend mit dem feinkörnigen Anteil, dem ein immer gröberes Korn folgt. Die Korngröße, deren Fortbewegung über die Schleppspannung hinausgeht, bleibt liegen und sammelt sich an der Sohle an. Hinzu tritt der Größtanteil des von oben kommenden Geschiebes. Es panzert sich der Fluß auf einer tiefer gelegenen Höhenlage seine Sohle selbst wiederum aus, so daß Schleppspannung und Widerstandsfähigkeit der Sohle wieder im Gleichgewicht sind und der von oben kommende Geschiebestrom ausreichend über die neue Sohle hinwegzieht.

Die Bundesanstalt für Wasserbau hatte bei der Lösung eines ähnlichen Problems — der Sohlensicherung nach dem Sturzbett eines Stauwehres — durch einen Sicherungsvorschlag auf dieser Grundlage langjährig gute Erfahrungen gemacht (Bild 11). Bei ungleichmäßiger Wehrüberströmung, d. h., wenn aus Betriebsgründen eines der Wehrfelder nicht zum Abfluß herangezogen werden kann, entsteht ein besonders tiefer Kolk nach dem Sturzbett, der das Bauwerk gefährden kann.

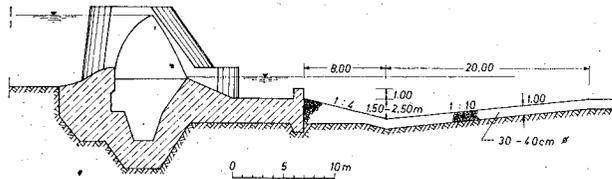


Bild 11
Sohlensicherung nach Stauwehr

Ein dem Fluß freiwillig dargebotener wesentlich geringerer Kolk (1,5—2,5 m) wird durch Steinwurf von rd. 1 m Stärke und ϕ 30—40 cm, der filterartig aufgebaut wird, gesichert. Seit nunmehr 10—12 Jahren bewährt sich diese Anordnung in sehr vielen Anwendungsfällen. Weiter hatte die Bundesanstalt für Wasserbau in 2 Fällen — Rhein bei Düsseldorf und bei Speyer — den Vorschlag zum Verbau sehr tiefer Kolke zu bearbeiten, die bereits der Schifffahrt und den Ufermauern gefährlich wurden. Sie löste das Problem durch teilweises Verfüllen der Kolke und Abdeckung durch eine 1 m starke Schicht mit größerem Korn (s. auch Thema I/5). Auch diese Maßnahme bewährte sich bereits 8—10 Jahre, selbst bei sehr hohen Hochwässern. Eine beschränkte Sohlensicherung durch Steinwurf wurde auch im Oberrhein beim Bau der einzelnen Staufstufen des Großen Elsässer Kanals an den Stellen der Wiedervereinigung der abgeleiteten Rheinwassermengen mit dem Rheinfluß ausgeführt. Auch sie erfüllte gut ihren Zweck. Dr.-Ing. E. Blau, Abteilung Wasserbau der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, berichtete in der Zeitschrift „Wasserwirtschaft — Wassertechnik“ ebenfalls über Untersuchungen zur Sohlensicherung einer durch einen Durchstich verkürzten Elbestrecke mittels einer grobkörnigen Abdeckschicht.

Es nahm daher die Bundesanstalt für Wasserbau diesen Gedanken der Sohlensicherung auf und untersuchte diese Frage in einer 48 m langen, 2,5 m breiten und 1,40 m hohen Spiegelglasrinne als Geschieberinne. 3 verschiedene Korngemische als Sohle mit $d_{65} = 0,75$ mm, 2,1 mm und 5,0 mm (Siebkurven s. Bild 12), die in der Rinne bereits den Beginn der Geschiebebewegung zeigten und überschritten, sollten auch bei einer Steige-

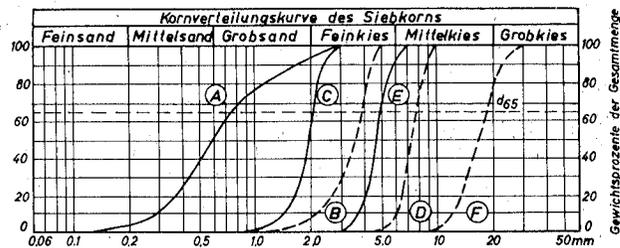


Bild 12
Kornverteilungskurve

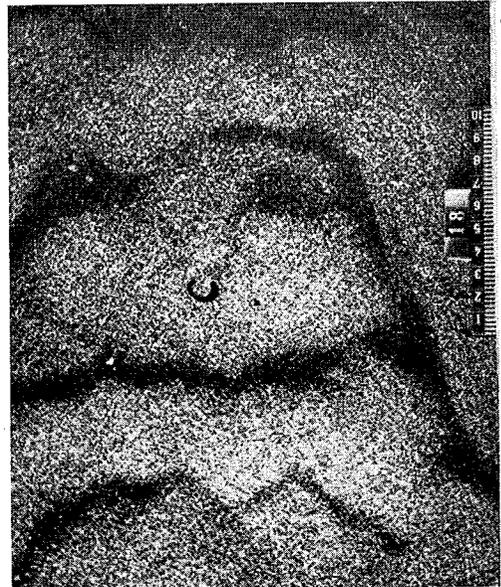
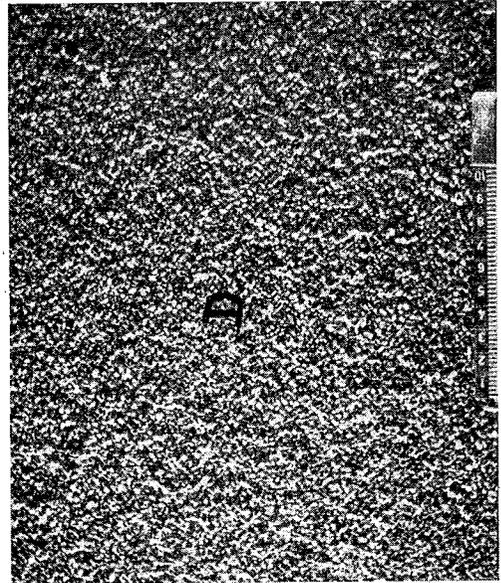
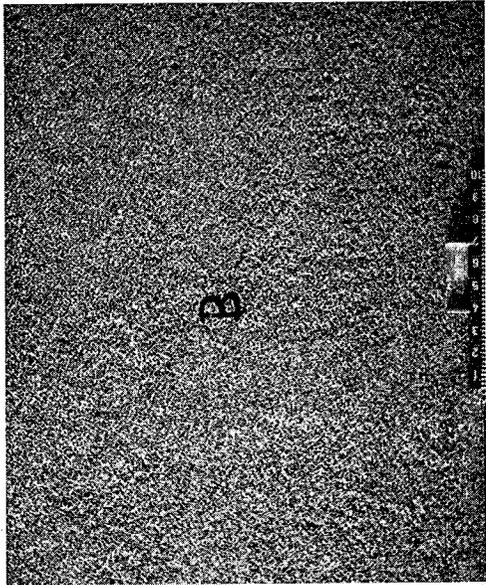


Bild 13

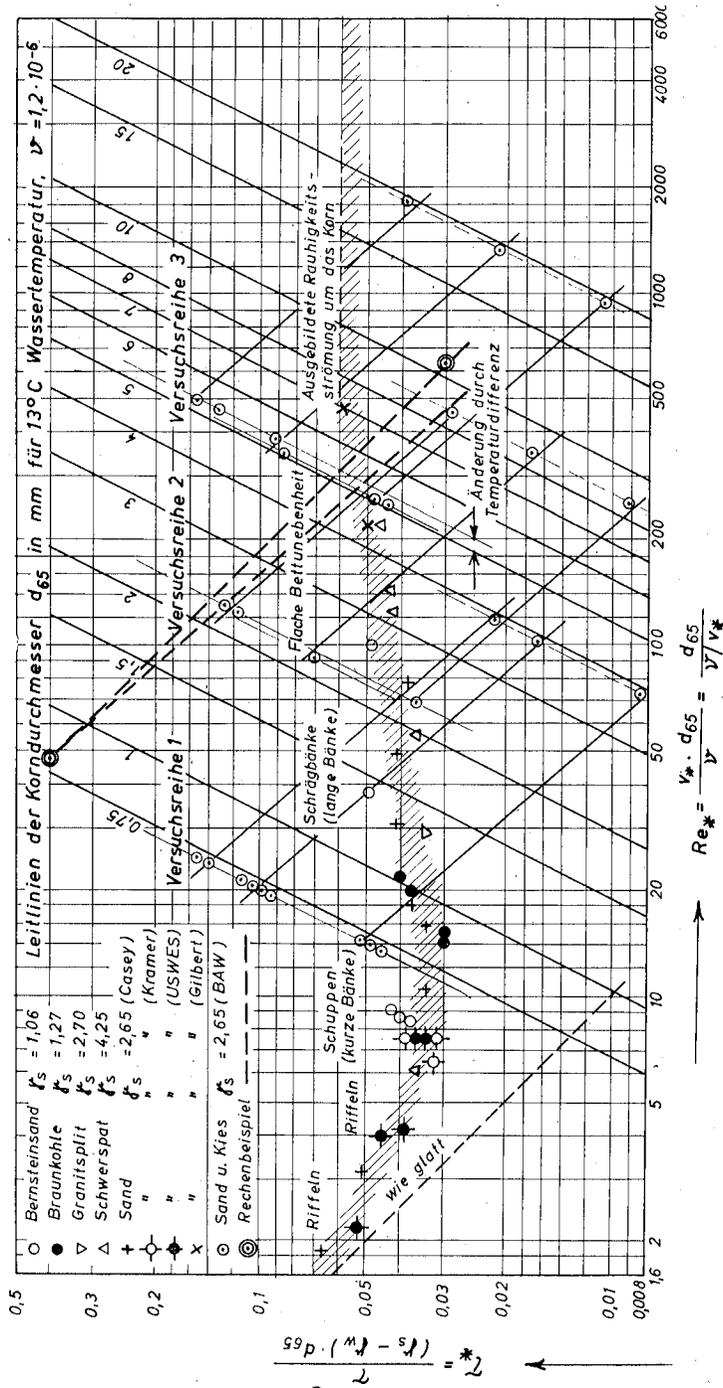


Bild 14
 Schleppspannungsbeiwert τ_* in Abhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl
 des Kornes Re_* nach Shields

zung der mittleren Geschwindigkeit um 25 und 50 % durch eine Abdeckung mit größerem Korn vor einer Erosion geschützt werden. Die Abdeckschicht wurde in einer Stärke von 3 cm aufgebracht.

Die Untersuchungsergebnisse sind in das grundlegende Diagramm von Shields (Bild 14) eingetragen. Diese Modellversuche im Maßstab 1:1 können auch in einen etwas kleineren Maßstab umgerechnet werden. Nach einigen Testversuchen wurde als Abdeckmaterial ein solches von 3,8fachem Durchmesser (d_{65}) (s. Bild 12) des zu schützenden Materials angeordnet. Dieses Material widerstand einer 50%igen Geschwindigkeitssteigerung absolut sicher (s. Bild 13).

Der Vergleich mit dem Shieldsschen Diagramm des Beginns der Geschiebebewegung zeigt noch eine genügende Sicherheit (Bild 14).

In diesen Versuchen wurden außerdem gleichzeitig gemessen: Die Veränderung des Geschwindigkeitsbeiwertes

$$k_1 = \frac{26}{\sqrt{d_{90}}}$$

durch Verformung der beweglichen Sohle bei der Geschiebebewegung (Bild 15).

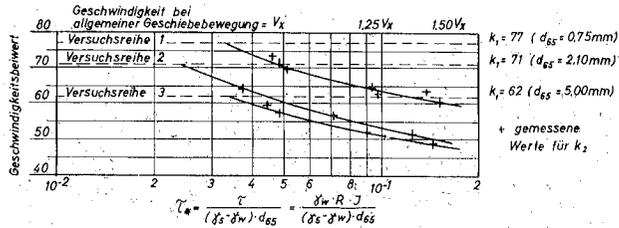


Bild 15

Veränderung des Geschwindigkeitsbeiwertes k durch Verformung der beweglichen Geschiebesohle

Die Veränderung der Beziehung zwischen dem Verhältnis

$$\frac{v}{v_*} = \frac{\text{Abflußgeschwindigkeit}}{\text{Schleppspannungsgeschwindigkeit}} \text{ zum Schleppspannungsbeiwert}$$

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}} \text{ (s. Bild 16);}$$

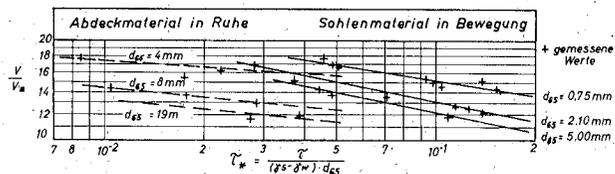


Bild 16

Beziehung zwischen dem Verhältnis $\frac{v}{v_*}$ (Abflußgeschwindigkeit durch Schleppspannungsgeschwindigkeit) zum Schleppspannungsbeiwert τ_*

Die Beziehung $\frac{\tau_*}{\gamma_s} = \frac{\text{Schleppspannungsbeiwert}}{\text{Geschiebezahl}}$ (Bild 17).

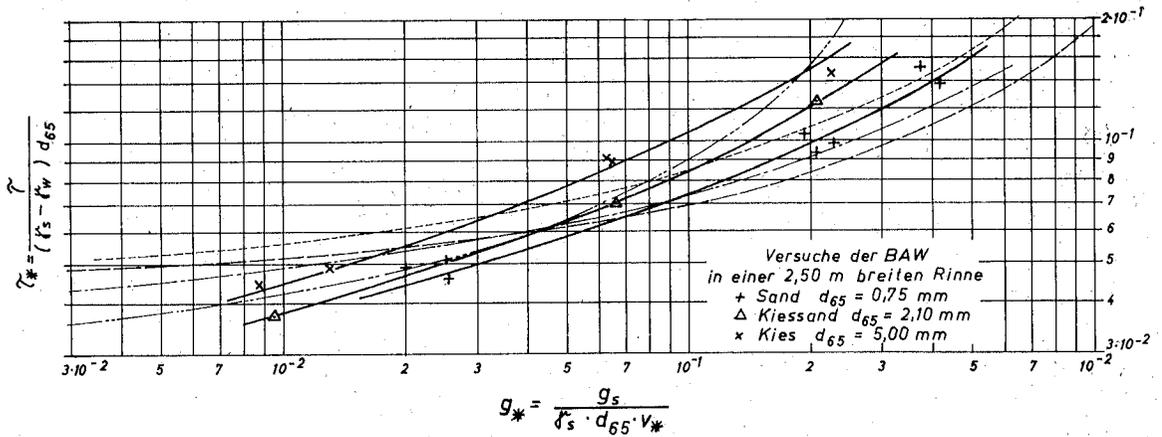


Bild 17

Beziehung zwischen dem Schleppspannungsbeiwert $\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}}$ und der Geschiebezahl $g_* = \frac{g_s}{\gamma_s \cdot d_{65} \cdot v_*}$.

Grundsätzlich wurden alle Versuche bei gleicher durchflossener Fläche, also konstanten hydraulischen Radius $R = \frac{F}{U}$ ausgeführt.

Als Ergebnis zeigte sich:

daß der Formeinfluß des Betttes Berücksichtigung erfordert;

daß bei unverformter Sohle, wie dies nach dem Sohlschutz durch Abdeckungsmaterial der Fall ist, das Verhältnis $\frac{v}{v_*}$ sich mit τ_* nur gering ändert, während dies bei verformter Sohle schon stärker der Fall ist;

daß mit steigendem τ_* auch die Geschiebezahl g_* steigt, ist einleuchtend. Im gleichen Bild 17 sind die Untersuchungsergebnisse auch mit den gebräuchlichsten Geschiebeformeln von Kallinske, Einstein, Meyer-Peter und der holländischen Formel, die in dimensionsloser Form aufgetragen sind, verglichen worden. Der Unterschied erklärt sich dadurch, daß die Formeln nicht den Einfluß der Bettverformung und der speziellen Kornverteilung wiedergeben. Im höheren Bereich ist die Berücksichtigung oder Nichtberücksichtigung des mitgeführten Schwebes ausschlaggebend für die Streuung.

Das Untersuchungsziel, eine Sohle, die bereits etwas in Bewegung ist, auch für eine Geschwindigkeitssteigerung von 50 % zu sichern, ist mit dem Ergebnis, das hierfür eine Abdeckung mit einem Korngemisch, das für

$$\frac{d_{65} + d_{90}}{2} \quad \text{den 3,7—3,8fachen}$$

Durchmesser aufweist, erreicht. Aus ihm (Bild 14) können aber darüber hinausgehend ganz allgemein gelagerte Sicherungsfragen gelöst werden. Wird eine Flußsohle nach dieser Art gesichert, so muß die Abdeckschicht so beschaffen sein, daß sie vom Fluß nicht

abgetragen wird. Das von oben kommende Geschiebe muß seinen Weg über diese Sicherungsschicht hinweg nehmen. Andernfalls wäre die Sicherung nur eine vorübergehende oder zeitlich beschränkte. Nach Shields tritt bei keiner Korngröße eine Geschiebebewegung ein — und alle seitherigen Untersuchungen bestätigen das — wenn das Verhältnis

$$\frac{\tau_*}{Re_*} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}} \bigg/ \frac{v_* \cdot d_{65}}{\nu} \leq 0,03$$

ist. Dies kann man sich mit ausreichender Sicherheit zur Vorausberechnung der notwendigen Korngröße der Abdeckungsschicht zu Nutze machen.

Als Rechnungsbeispiel für einen norddeutschen Fluß seien gegeben:

$$d_{65} = 0,8 \text{ mm}, \quad \gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3, \quad t = R = 3,5 \text{ m}, \quad J = 0,00015 \quad \gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3.$$

Untersuchung über vorhandene Geschiebebewegung:

$$\tau = \gamma_w \cdot R \cdot J = 1 \cdot 3,5 \cdot 0,00015 = 0,000525 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}} = \frac{0,000525}{(2,65 - 1,0)} \cdot \frac{10^3}{0,8} = 0,398$$

$$v_* = \sqrt{g \cdot R \cdot J} = \sqrt{9,81 \cdot 3,5 \cdot 0,00015} = 0,0717 \text{ m/s}$$

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d_{65}}{\nu} = 0,017 \cdot \frac{0,8}{10^{-3}} \cdot \frac{10^6}{1,20} = 47,5$$

Der entsprechende Punkt liegt bei Shields weit über dem Beginn der Geschiebebewegung und entspricht daher einem sehr lebhaften Sandtransport.

Berechnung des d_{65} für das Abdeckmaterial:

$$\tau = 0,000525, \quad \tau_* = 0,03 = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{65}}$$

$$\text{daraus: } d_{65} = \frac{0,000525}{1,65 \cdot 0,03} \cdot 10^3 = 10,6 \text{ mm.}$$

Die Einrechnung in das Shieldssche Diagramm als Probe:

$$\tau_* = 0,03; \quad Re_* = 0,0717 \cdot \frac{10,6}{10^{-3}} \cdot \frac{10^6}{1,20} = 632.$$

Diese Berechnung des d_{65} berücksichtigt noch nicht die Verminderung der Bettverformung durch die Abdeckung, auch noch nicht die Vergrößerung der Sohlrauhigkeit durch das Geschiebeabdeckmaterial, auch nicht eine Veränderung des Formbeiwertes des Kornes. Aus allem würde sich eine Veränderung des Energieverzehr und damit des Wasserspiegelgefälles ergeben, und mit diesem müßte eine zweite Annäherung nachgerechnet werden. Für die Verhältnisse der oben beschriebenen Modelluntersuchungen könnte diese Annäherungskorrektur leicht ausgeführt werden durch einen Leitstrahl parallel zu den im Modell für die Kornvergrößerungen gefundenen Leitstrahlen (s. Bild 14).

Das Ergebnis wäre hier eine mögliche Kornverkleinerung der Abdeckschicht auf $d_{65} = \text{rd. } 9,0 \text{ mm}$. Im Interesse der Sicherheit wird jedoch für diese Aufgabe eines Sohlenschutzes empfohlen, davon Abstand zu nehmen und den größeren Wert der Aus-

führung zugrunde zu legen. Zur Erleichterung und Kontrolle sind im Shieldsschen Diagramm noch die Leitlinien der Korndurchmesser für eine Zähigkeit des Wassers entsprechend 13°C eingerechnet.

Nach einem Vorschlag der Bundesanstalt für Wasserbau, der in einem Modellversuch 1:50 überprüft wurde, wird die Sohlensicherung der Nahe in Idar-Oberstein in dieser Bauweise ausgeführt werden. Infolge steiler Hanglage und dichter Verbauung dieses Ortes ist für die zukünftige Durchführung der 4spurigen Bundesstraße kein Platz mehr vorhanden. Es muß diese Straße auf rd. 2 km Länge über dem Fluß angeordnet werden. Zu diesem Zweck wird er in einem Kasten-Profil gefaßt, und auf der Decke führt die Straße. Die Hochwassermenge des Flusses beträgt $300\text{ m}^3/\text{s}$. Durch die Fassung im gleichförmigen Kasten erhält der Fluß ein viel glatteres, aber auch engeres Profil. Einen Ausschnitt hieraus in einer Flußkurve zeigt Bild 18.

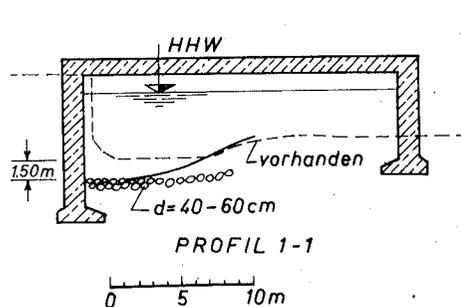
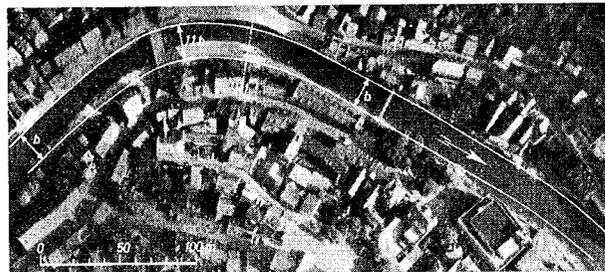


Bild 18
Abschnitt des Nahe-Flusses in Idar-Oberstein

Die Fließgeschwindigkeit steigt bis $5,5\text{--}6\text{ m/s}$ an. Der Eisdurchführung und Sohlensicherung war zum Schutz des Bauwerkes größte Sorgfalt zu widmen. Vorhandenes Geschiebe $d_{65} = 7,5\text{ cm}$, Sicherung durch eine $0,75\text{--}1,0\text{ m}$ starke Steinabdeckung von $d_{65} = 50\text{ cm}$. Diese Abdeckung braucht aber nicht auf die ganze Sohlbreite angeordnet zu werden, sondern nur an den gefährdeten Außenkrümmungen, denen zusätzliche Kolk-tiefen von $1,5\text{--}2,0\text{ m}$ vorausgegeben wurden. Durch diese freiwillig angebotenen Kolke und eine Profilerweiterung um $10\text{--}20\%$ in den Krümmungen konnte einmal das notwendige Fließgefälle gesenkt und die Kolkgefahr wesentlich verringert werden. Herkömmliche Mittel der bisherigen Sohlensicherung wie Schwellen und Querspundwände zeigten sich erfolglos.

Gestehungskosten und jeweilige Vorteile:

Die technischen Vorteile dieser neuen Bauweise sind: Verlässliche Bemessung; einfache Herstellung; einfache Ausbesserungsmöglichkeit; Ausführung einer elastischen Sohle, die Veränderungen nachgeben und daher nicht unterspült werden kann; Erhöhung der Rauigkeit der Sohle und damit bereits Energieverzehr, wenn auch das darüber hinausfließende Geschiebe die Sohle wiederum etwas glättet; leichte Ausführung und Sicherung vorgegebener Kolke. Für die Gestehungskosten werden Erfahrungen abgewartet werden müssen.

2. Schutz der Böschungen in Flüssen

Die Uferdeckwerke eines schiffbaren Flusses sind durch Schiffswellen und Schraubwasser dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt, die mit der Intensität des Schiffsverkehrs anwachsen und naturgemäß wesentlich stärker sind als die nahezu stoßfreien Belastungen der Deckwerke in einem Vorfluter ohne Schiffsverkehr.

Am Oberrhein wurden bei der seinerzeitigen Korrektur die Uferdeckwerke (Bild 19) nur auf reine Vorflutverhältnisse dimensioniert, da die Schifffahrt ohne Bedeutung war. Inzwischen ist der Schiffsverkehr so intensiv geworden und hat sich außerdem in letzter Zeit so maßgebend in seiner Struktur geändert, daß die alte Ufersicherung den gesteigerten Anforderungen nicht mehr gewachsen ist.

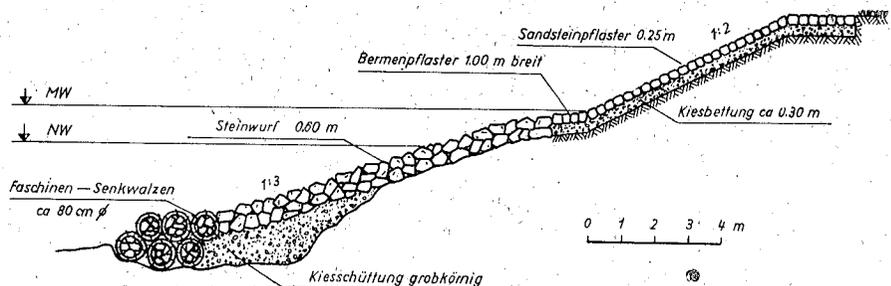


Bild 19
Sandsteinpflaster auf Kies (Skizze)

Im Herbst des Jahres 1962 wurden bei Mainz täglich bis über 500 Schiffe gezählt. Den Hauptanteil stellen die selbstfahrenden Schiffe mit einer Maschinenleistung von 500 bis 1000 PS. Sie verursachen mit ihrer erhöhten Geschwindigkeit eine weitaus größere Beanspruchung der Uferdeckwerke als die langsam fahrenden, noch vor einiger Zeit vorherrschenden Schleppzüge.

Der von der Schiffsschraube erzeugte und nach hinten geschleuderte Wasserstrahl übt je nach der Tiefe des Fahrwassers und Leistung der Schiffsmaschine eine mehr oder weniger starke Stoßwirkung aus und greift das Gefüge der Sohle und der nahegelegenen Bauwerke an.

Noch stärker als die Schiffsschraube greifen die Schiffswellen die Uferdeckwerke an. Das fahrende Schiff erzeugt einen am Ufer entlang laufenden Wellenzug mit mehreren 50 cm bis über 1 m hohen Wellenbergen. Zur dynamischen Kraft der aufschlagenden Wassermengen tritt die Wirkung der Strömung, die jeden einzelnen Stein des Uferdeckwerkes im ständigen Auf und Ab zwischen Wellenberg und Wellental umspült. Das

wechselnde, weit in die Tiefe reichende Auf- und Abströmen des Wassers zerrt und rüttelt an den mehr oder weniger lose liegenden Steinen der Berme und des Böschungsvorfußes, sucht die Steine zu bewegen und führt bei nicht einwandfreiem Zustand des Uferdeckwerkes zur Beschädigung des Bauwerkes.

Neben den geschilderten direkten Angriffen der Schiffswellen auf die Steine des Deckwerkes verursacht der Höhenunterschied zwischen Wellenberg und Wellental in der Bettungsschicht des Uferbelages eine saugende Wasserbewegung, die sich insbesondere auf die aus feineren Kies- und Sandteilchen bestehende Bettung des Natursteinpflasters zerstörend auswirkt. Beim Passieren des Wellenberges dringt durch die verhältnismäßig breiten Fugen des deckenden Natursteinpflasters zusätzlich Wasser in den Bettungsunterbau ein. Beim Passieren des Wellentales hingegen wird das im sandigen Unterbau hinter der Deckschicht angestaute Wasser, vermehrt um das vom Wellenberg eingedrungene Wasser, bestrebt sein, in den Strom zurückzuströmen. Hierbei schwemmt es, zwar langsam aber stetig, Sand und Kiesteile des Unterbaues mit fort und unterhöhlt die gepflasterte Deckschicht. Diese, der Stütze beraubt, verliert ihren Halt und Zusammenhang und kann der weiteren Zerstörung nunmehr geringen Widerstand entgegensetzen. Besonders intensiv, weil lange andauernd, ist die Sogwirkung des ersten Wellentales, das dem Vorbeifahren eines Schiffes vorausgeht. Die Sogwirkung ist um so größer, je schneller die Vorbeifahrt erfolgt.

Bild 20 zeigt das zerstörte unterhöhlte Natursteinpflaster. Der ausgespülte Bettungssand hat sich auf der Berme abgelagert.



Bild 20

Durch Schiffswellen zerstörtes Sandsteinpflaster mit Bettungskies (Photo)

Die am Oberrhein bis vor kurzem nach Bild 19 hergestellten Uferdeckwerke waren sehr lohnintensiv. Das fugenrechte Bebauen und Verlegen des Sandsteinpflasters sowie die Herstellung der Faschinen- oder Drahtsenkwalzen erforderten umfangreiche manuelle Arbeitsleistungen, die nicht nur sehr teuer, sondern wegen Mangel an Wasserbauarbeitern gegenwärtig kaum noch ausgeführt werden können.

Damit sind die beiden maßgebenden Gründe dargelegt, die zur Umstellung im Bau der Uferdeckwerke zwingen. Die Böschungssicherungen müssen in verstärkter Bauweise ausgeführt werden, um den Belastungen durch den modernen Schiffsverkehr standzuhalten. Es muß außerdem die bisher vorherrschende manuelle Arbeitsweise weitgehend durch Maschinenarbeit ersetzt werden.

Neue Baustoffe und Bauausführungen:

Ersatz des Natursteinpflasters durch Steinwurf:

Pflasterungen aus Natursteinen werden, soweit der Verfallzustand dies noch zuläßt, zwar wieder instandgesetzt, aber nicht mehr neu angelegt. In Stromstrecken außerhalb bebauter Stadtgebiete und Ortslagen wird das Pflaster immer mehr ersetzt durch den einfachen Steinwurf, wie er in Bild 21 dargestellt ist. Der Steinwurf wird in einer durchschnittlichen Stärke von 60 cm aufgebracht. Der Steinwurf erfordert nur wenig Handarbeit und bietet dem Ufer auch gegen starken Wellenschlag genügend Schutz.

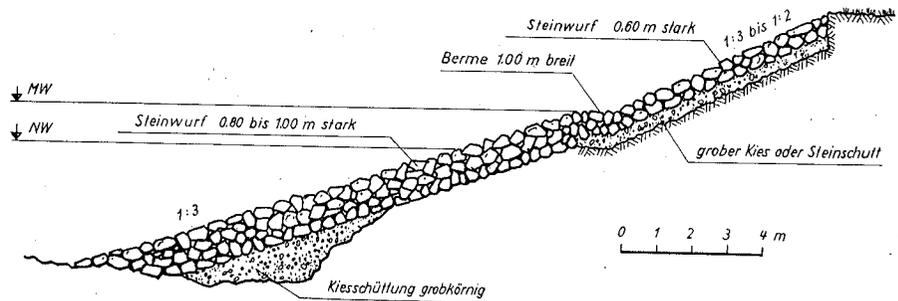


Bild 21

Ufersicherung aus Bruchsteinen, ausgeführt als Steinwurf (Skizze)

Ein Unterspülen der Steinschicht ist ohne Bedeutung, weil das Nachsinken der Wurfsteine das ohnehin unregelmäßige Oberflächengefüge des Steinwurfes nicht verändert und nach einiger Zeit, wenn die feineren Untergrundbestandteile ausgewaschen sind, die Ausspülung von selbst zum Stillstand kommt. Die Bettungsschicht wird etwa 30 cm stark entweder aus grobem Kies, besser aus Steinschutt hergestellt.

Als Steinwurf werden zweckmäßig Steine verschiedener Größen verwendet, so daß kleineres Füllmaterial die Deckschicht verfestigt. Die Neigung der Uferböschung soll 1:3, im Höchstdfall 1:2 sein, damit die einzelnen Steine den dynamischen Angriffen der Schiffswellen standhalten können.

Der Vorfuß des Deckwerkes wird nicht mehr mit Senkwalzen, sondern mit verstärktem Steinwurf gesichert.

Böschungspflaster aus Betonsteinen:

In bebauten Stadtgebieten kann auf gepflasterte Uferböschungen nicht verzichtet werden. Da das in Bild 19 skizzierte, auf Sand-Kiesbettung errichtete Natursteinpflaster den Belastungen durch den modernen Schiffsverkehr nicht mehr genügt und eine Verstärkung des Unterbaues durch Packlage oder Gestück zu teuer kommt, wurden von Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung Pflastersteine aus Beton entwickelt und erprobt. Bild 22 zeigt den Mannheimer und den Mainzer Stein mit ihren Abmessungen und typischen Unterschieden, Bild 23 gibt das Normalprofil des Betonsteinpflasters an.

Die Erprobungsversuche begannen vor nahezu einem Jahrzehnt und haben befriedigende Ergebnisse erbracht. Die Betonpflastersteine sind mechanisch sehr widerstandsfähig, sie können von Lastwagen gekippt und vom Greifer gefaßt werden. Sie sind witterungsbeständiger als Natursandsteine und gegen Frost unempfindlich. Sie zeigten, als

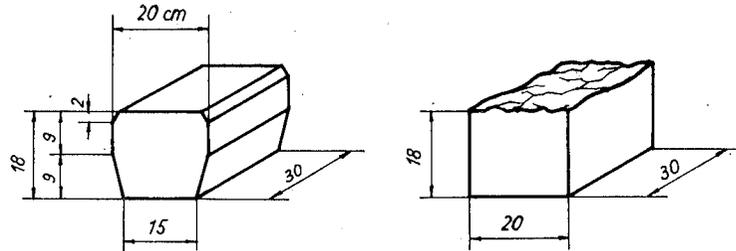


Bild 22
Pflastersteine aus Beton (Skizze)

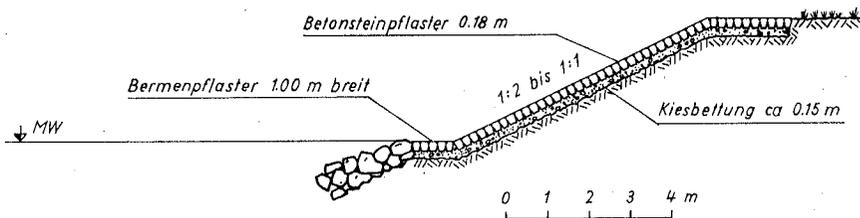


Bild 23
Betonsteinpflaster auf Kies (Skizze)

bei einer Havarie ein Schiff auf eine mit Mainzer Steinen gepflasterte Böschung auffuhr, keinen Bruch. Das Verlegen der Pflastersteine erfordert keine Facharbeiter, die Leistung ist wesentlich größer als bei Natursteinpflasterung (Bild 24).

Die Fugen des Betonsteinpflasters sind außerordentlich eng. Ein Ausspülen des Bettungssandes entlang der Fugen und damit ein Verfall des Pflasters durch Unterspülung wurde noch nicht beobachtet. Andererseits ist trotz des engen Verbandes das Pflaster bei Setzungen des Baugrundes so nachgiebig, daß es sich den Setzungen anschmiegt. Eine Plattenwirkung mit Hohraumbildung unter der Platte tritt nicht auf.

Mutwillige Beschädigungen des Pflasters durch Badende oder Angler, wie sie bei Natursteinpflaster häufig vorkommen, haben bisher, da der einzelne Stein sehr fest im



Bild 24
Verlegen der Mainzer Betonpflastersteine (Photo)

Zusammenstellung der am Oberrhein gebräuchlichen Böschungssicherungen

Lfd. Nr.	Bilder	Art der Böschungssicherung	Gestehungskosten in DM je m ² Böschungsfäche						Bemerkungen und Vorteile
			Unterbau	Steine frei	Behauen der Steine	Pflastern bzw. Angleichen	Summe je m ²	Prozent	
1	19 20	Sandsteinpflaster auf Kies	10,—	17,—	9,—	17,—	53,—	100	In Herstellung und Unterhalt: teuer, empfindlich gegen Unterspülung, für den modernen Schiffsverkehr zu schwach
2	21	Steinwurf	4,50	19,—	—,—	5,—	28,50	52	Billigste Böschungssicherung im freien Strom. Geringer manueller Arbeitsaufwand, unempfindlich gegen Setzung und Unterspülungen
3	22 23	Betonpflaster mit konischen Seitenflächen (Mannheimer Stein)	6,50	18,—	—,—	8,—	32,50	60	Gegen mechanische und Witterungseinflüsse widerstandsfähig. Unempfindlich gegen Unterspülungen, leicht zu verlegen. Im Aussehen nicht ganz befriedigend
4	22 23 24 25	Betonpflaster mit parallelen Seitenflächen (Mainzer Stein)	6,50	22,—	—,—	11,—	39,50	75	Gegen mechanische und Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähig. Unempfindlich gegen Unterspülungen. Leicht zu verlegen und von gutem Aussehen
5	21	Vorfuß aus Steinwurf	—,—	32,—	—,—	2,50	34,50	65	Ersatz der manuell verfertigten Faschinen- bzw. Drahtsenkwalzen durch verstärkten maschinell eingebrachten Steinwurf

Verband sitzt, noch nicht stattgefunden. Die rötliche Färbung des Mainzer Steines und seine einem rauhen Naturstein nachgeformte freie Oberfläche geben dem fertigen Pflaster ein Aussehen, das sich befriedigend dem städtischen Uferbild einfügt. Der ungefärbte Mannheimer Stein wurde bisher vorwiegend im Hafengelände verwendet.

Am Mainzer Stein können lochförmige Aussparungen zum Anbringen von Baubühnen benützt werden. Mit Humus verfüllt, begünstigen sie die Begrünung der gepflasterten Fläche (Bild 25).



Bild 25

Leitwerkspflaster aus Mainzer Betonsteinen mit Bewuchs (Photo)

Gestehungskosten und jeweilige Vorteile:

In der Tabelle auf Seite 112 ist eine Zusammenstellung der am Oberrhein gebräuchlichen Böschungssicherungen und Vorfußausbildung einschließlich der Gestehungskosten gegeben. Auf die jeweiligen Vorteile der einzelnen Bauausführungen ist hingewiesen.

Mit der Verwendung von Betonsteinpflaster und der Anwendung des Steinwurfes als Böschungsschutz und Vorfußsicherung konnte die manuelle Arbeit stark reduziert und der Einsatz von Baumaschinen gefördert werden. Die endgültige Lösung dürfte jedoch noch nicht gefunden sein, die Versuche gehen weiter.

III. SCHUTZ DER BÖSCHUNGEN UND DER SOHLE IN HAFEN

Geböschte Ufer sind in Häfen anderen Beanspruchungen als an Kanälen und Flüssen ausgesetzt. Auf einer Wasserstraße werden die Ufer im wesentlichen von der auflaufenden Bugwelle, insbesondere aber von dem Sog der Heckwelle des Schiffes angegriffen.

In Häfen fahren die Schiffe langsamer, so daß diese Beanspruchung hier verhältnismäßig gering ist. Dafür legen die Schiffe unmittelbar am Ufer an, wodurch die Uferbefestigung direkt dem Aufprall der Schraubenwasser ausgesetzt ist. Besonders beim Ablegen und auch beim Wenden im Hafenbecken wird das Schraubenwasser durch die Ruderlage direkt und mit voller Gewalt auf das Ufer gelenkt. Diese Beanspruchung ist erheblich größer als die zerstörenden Kräfte aus den Bug- und Heckwellen. Während am Kanal die Welle auf der Böschung aufläuft, trifft der Schraubenstrahl im Hafen beinahe

senkrecht auf die Böschung. Am Kanal setzt die Zerstörung des Ufers meist in der Wasserlinie ein, im Hafen dagegen in einer Tiefe von 1—2 m unterhalb des Wasserspiegels.

Hinzu kommt, daß die Böschungen in den Häfen wegen der Kranausladung wesentlich steiler sind. Im oberen Teil ist die Böschung meist 1 : 1,25 bis 1 : 1,5, in besonderen Fällen auch 1 : 2 geneigt, während in Kanälen eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 4 üblich ist.

Seit dem Vordringen der Selbstfahrer ist die Beanspruchung der geböschten Ufer in den Häfen so groß geworden, daß die bisher übliche Steinschüttung am Fuß einer Böschung kaum noch zu halten ist oder zumindest erhebliche Unterhaltungskosten verursacht. Der unter den Schüttsteinen liegende Sand und Kies wird durch den Sog des Schraubenwassers herausgesogen und die Schüttsteine sinken ab und wandern auf der unbefestigten Böschung bis zur Hafensohle. Die bisherigen Erfahrungen in den Häfen am Niederrhein mit dem wohl stärksten Verkehr von Selbstfahrern haben gezeigt, daß durch noch so häufiges Ausbessern der Steinschüttung keine dauerhafte Befestigung der Böschungsufer mehr zu erreichen ist.

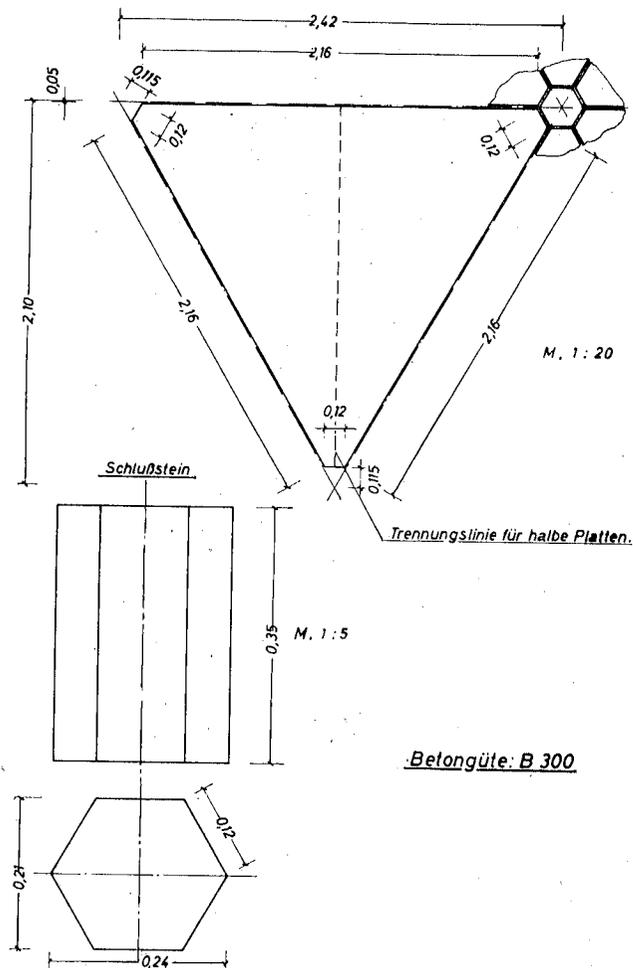


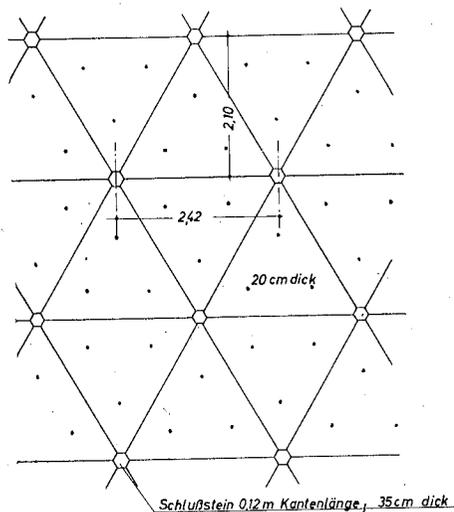
Bild 26
Dreiecksplatte für Böschungsbefestigung

Eine Sicherung der geböschten Ufer durch Schwarzdecken ist in westdeutschen Häfen bisher nicht ausgeführt worden, weil die Böschung für eine Schwarzdecke zu steil und kaum standfest auszuführen ist. Hinzu kommt, daß die Böschungen in Häfen außer den Einwirkungen durch das Schraubenwasser mechanischen Angriffen durch herabfallendes Ladegut, wie Schrottpakete, Eisenteile usw. ausgesetzt sind, insbesondere aber auch den Beanspruchungen durch ausgeworfene Anker, Setzen von Schorbäumen und der unmittelbaren Berührung durch den Schiffsboden. Diesen Beanspruchungen ist eine Schwarzdecke nicht gewachsen, auch nicht mit Drahtnetzeinlagen, die gerade durch Einhaken von Ankern besonders gefährdet sind. Versuche, in Häfen verhältnismäßig starke und grobe Steinschüttung unterhalb der Pflasterung durch Bitumenverguß zu befestigen, haben einen sehr hohen Materialverbrauch ergeben, der zu keinem wirtschaftlich befriedigenden Ergebnis geführt hat.

Es bietet daher zweifellos die senkrechte und teilweise senkrechte Wand in Häfen die größten Vorteile, da der Umfang der Unterhaltungsarbeiten auf ein Maximum reduziert wird, weil der Teil einer Uferböschung, der die Unterhaltungskosten verursacht, in Fortfall kommt und die Schiffe einwandfrei und näher im Kranbereich anlegen können.

Trotzdem werden in Häfen an wenig genutzten Ufern oder an solchen Plätzen, an denen die Schiffe nicht nahe an das Ufer kommen, wie z. B. an Mineralölumschlagplätzen, Böschungen zur Ausführung kommen. Deren Ausführung ist bereits im Bericht zum XX. Internationalen Schiffahrtskongreß 1961, Abteilung I, Subject 6, eingehend beschrieben. Es ist dem nichts hinzuzufügen. Die Ausbildung nach der Zeichnung auf S. 8 des Berichts von 1961 hat sich bis heute bewährt und wird auch meist in dieser Form heute noch als beste Lösung angesehen. Betonsteinpflaster erfordert flachere Böschungen von ca. 1 : 2 Neigung. Es genügt zwar den Beanspruchungen durch das Schraubenwasser, ist aber gegen mechanische Beanspruchungen nicht so widerstandsfähig.

In einigen Häfen sind Versuche mit einer Böschungsbefestigung mit größeren Betonplatten ausgeführt worden. Da die Herstellung von Ortbeton auf einer geneigten Böschung ausführungstechnische Schwierigkeiten bereitet, ist man bestrebt, Fertigbeton-



Maßstab 1:50

Bild 27
Böschungsbefestigung mit Fertigbetonplatten

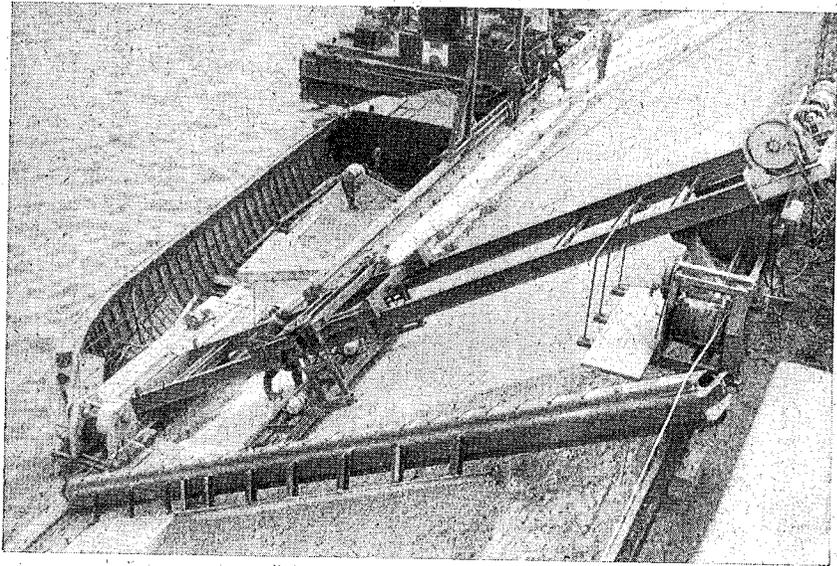


Bild 28
Rüttelgerät

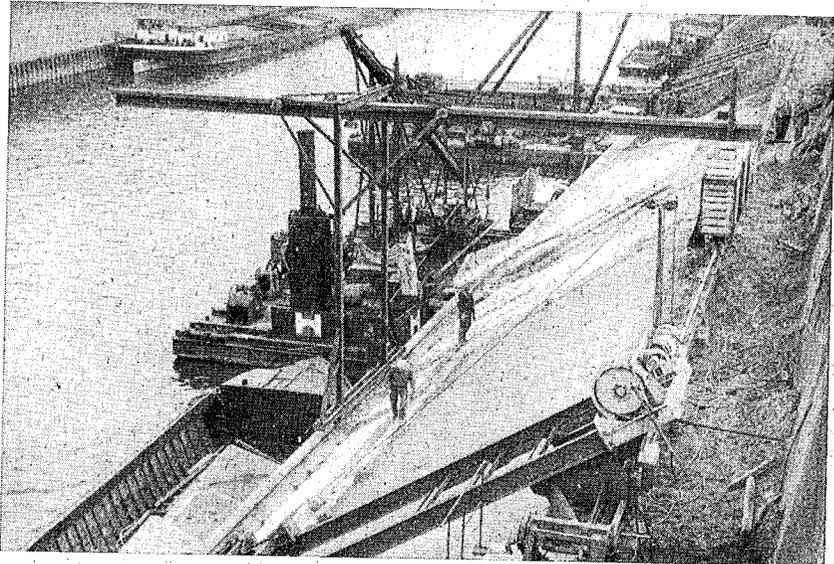


Bild 29
Verlegegerät

platten zu verwenden. Größere Fertigbetonplatten sind bis zu ca. 10 qm Fläche ausgeführt worden. Bei viereckigen Platten besteht, auch bei sorgfältigstem Verdichten und Abziehen der Böschung, die Schwierigkeit, eine gleichmäßige Auflage der Platte auf dem Untergrund zu erzielen. Um eine gute Auflage zu erreichen, sind auf einer Versuchsstrecke dreieckige Eisenbetonplatten von ungefähr 2,2 m Kantenlänge verlegt worden, bei denen die Spitzen der Dreiecke, wegen der Gefahr der Beschädigung, durch einen Schlußstein ersetzt sind (Bild 27). Während die Platten eine Stärke von 20 cm haben, sind die sechseckigen Schlußsteine 40 cm dick, binden somit etwas tiefer in den Untergrund ein. Der Untergrund aus kiesigem Bodenmaterial wurde durch ein auf der Böschung laufendes Rüttelgerät gut planiert und verfestigt. Die Verlegung der Platten geschah nicht von dem sonst üblichen Schwimmkran, sondern von einem Bockkran mit Laufkatze, um Ungenauigkeiten bei der Verlegearbeit durch das Schaukeln des Verlegegerätes zu vermeiden (Bild 28/29). Eine Plattenbefestigung aus größeren Dreiecksplatten ist nur an geraden Ufern möglich, da an Krümmungen unregelmäßige Fugenabstände entstehen.

Größere Preisunterschiede sind nach den in den Jahren 1963/64 durchgeführten Bauarbeiten nicht zu verzeichnen. Die Preise für verfugtes Natursteinpflaster auf Kiesbettung liegen bei 40,— bis 50,— DM/qm, für Betonsteine bei ungefähr 40,— DM/qm. Die oben beschriebene Plattenbefestigung kostet ca. 50,— DM/qm. Für die Ausführungsart dürfte daher nur die Widerstandsfähigkeit des Materials sowie die zur Verfügung stehenden Facharbeiter entscheidend sein.

Grundsätzlich ist in einem Hafen das sogenannte gebrochene Ufer mit einer Spundwand im unteren Teil in betrieblicher Hinsicht am zweckmäßigsten und auch am wirtschaftlichsten, da es den geringsten Unterhaltungsaufwand erfordert. Wenn ein geböschtes Ufer aus anderen Gründen angeordnet wird, so hat die althergebrachte Bauweise nach Bild 26 aus Natursteinen sich am besten bewährt.

Schriftumsverzeichnis

- [1] Röhnisch, A.: Dichtung des Bettes und der Dämme der schiffbaren Kanäle und Flüsse. 1956. Deutsche Berichte zum 19. Internationalen Schiffahrtskongreß London 1957, S. 101, 22 Abb.
- [2] „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau“, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau E. V., Essen, 1964.
- [3] Stecher, B.: Ergebnis der Versuche für Ufersicherung durch Asphalt an der Unteren Hunte und am Küstenkanal. „Die Wasserwirtschaft“ 48 (1957/58), S. 159—60.
- [4] Koenig, R.: Versuche mit Asphalt zur Festigung der Steinschüttung an den wasserseitigen Böschungen von Binnenschiffahrtskanälen. „Bitumen“ 14 (1952), S. 39, 4 Abb.
- [5] Arens, H.: Unterwasser-Asphaltverguß zur Böschungssicherung von Binnenschiffahrtskanälen. „Bitumen“ 1954, S. 53—56.
- [6] Illiger, J.: Asphaltverguß als Schutz von Kanalböschungen. „Die Wasserwirtschaft“ 1955/56, S. 155—159.
- [7] O. V.: Unterwasserteppich aus Asphalt. „Bitumen“ 1961, S. 131.
- [8] Gewecke, G.: Asphaltmörtel bei der Ufersicherung an Flüssen und Kanälen. „Bitumen“ 1959, S. 120.
- [9] Röhnisch, A.: Fertigung und Verlegung von fugenlosen Asphaltmatten. „Baumaschine und Bautechnik“ 3 (1956), H. 5.
- [10] Marotz G.: Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Stuttgart, Heft 2, 1963.