

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Proceedings, Published Version

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.)

Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

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

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104004>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.) (2000): Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 18).

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.



Wasserbauliche Mitteilungen

**Belastung, Stabilisierung
und Befestigung
von Sohlen und Böschungen
wasserbaulicher Anlagen**

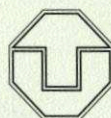


3950-A-2011-00000128



TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

**Institut für Wasserbau
und Technische Hydromechanik**





TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

**Institut für Wasserbau
und Technische Hydromechanik**

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 18

**Belastung, Stabilisierung
und Befestigung
von Sohlen und Böschungen
wasserbaulicher Anlagen**

**Vorträge zum
Wasserbaukolloquium
vom 16.03. bis 17.03.2000**

Die Deutsche Bibliothek - CIP-Einheitsaufnahme

Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen: Vorträge zum Wasserbaukolloquium vom 16.03. bis 17.03.2000 / Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik. - Dresden: Inst. für Wasserbau und Techn. Hydromechanik, 2000

(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 18)

ISBN 3-86005-243-8

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ. Prof. Dr.- Ing. habil. H.-B. Horlacher

Univ. Prof. Dr.- Ing. habil. H. Martin

Univ. Prof. Dr.- Ing. habil. H. Wagner

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Tel.: 0351 463 4397

Fax.: 0351 463 7120

E-Mail: wb_thm@bbbrs5.bau.tu-dresden.de

WWW: <http://www.tu-dresden.de/biwiwth/welcome.htm>

Redaktion:

Dr.-Ing. Dirk Carstensen

Dipl.-Ing. Eckehard Bielitz

Redaktionsschluß:

25.02.2000

Verlag:

Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Bezugsmöglichkeit:

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Der Nachdruck der Beiträge bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061

ISBN 3-86005-243-8

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Schubspannungsverteilung bei unterschiedlichen Rauigkeiten von Böschung und Sohle	5
Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner	
Schubspannungsverteilung in offenen Trapezgerinnen	19
Dr.-Ing. F. Krüger	
Strömungsbelastung in Krümmungen	31
Dr.-Ing. D. Carstensen	
Kritische Geschwindigkeiten und Schubspannungen	45
em. Prof. Dr.-Ing. H.-J. Vollmers	
Geschiebezugabe zur Sohlenstabilisierung der Elbestrecke unterhalb von Dresden	57
Dipl.-Ing. E. Kühne, Dipl.-Ing. R. Schossig	
Sohlsicherung in Steilbereichen Abflußberechnung und Bemessung von Deckwerken auf überströmbaren Dämmen	69
Dipl.-Ing. S. Dornack	
Beispiele für ausgeführte Sohlen- und Böschungsbefestigungen in Sachsen und Brandenburg	79
Dipl.-Ing. K.-H. Brummer	
Böschungs- und Sohlbelastung durch instationären Porenwasserdruck	93
Dipl.-Ing. J. Köhler	
Böschungs- und Sohlbefestigung im Bereich des Wasserstraßenbaus	113
BDir Dr.-Ing. M. Heibaum	
Moderne Schiffsantriebe als Erzeuger von Strahlbelastungen	125
Dipl.-Ing. H.-J. Heinke	

Konstruktionsarten von Bugstrahlrudern als Belastungserzeuger von Wasserbauanlagen	137
Prof. Dr.-Ing. habil. R. Vollheim	
Belastungen durch Bugstrahlruder	145
Dr.-Ing. E. Schmidt	
Sohl- und Böschungsbefestigungen für hochbelastete wasserbauliche Anlagen	159
Dipl.-Ing. G. Hackmann	
Havariebedingte Lasten	175
Dr.-Ing. E.-D. Egge, Dipl.-Ing. M. Scharrer, Dipl.-Ing. K.-H. Niemyer	
Böschungbelastung durch Wellen: Vorhersage brechender Wellen	187
Dipl.-Ing. M. Muttray	
Notwendige Verbesserung der Hudsonformel	199
Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner	
Böschungsgestaltung in der Bergbaunachfolgelandschaft Lausitz	221
Dr.-Ing. G. Gockel	
Deichsicherung mit Rasen	231
Dipl.-Ing. E. Bielitz	
Stabilisierung von Küstenabschnitten an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern	247
Dr.-Ing. D. Weiss	

Schubspannungsverteilung bei unterschiedlichen Rauigkeiten von Böschung und Sohle

Kurzfassung

Auf der Basis des Boussinesq-Ansatzes (Wirbelviskositätskonzept) wird näherungsweise der turbulente Abfluß in offenen Rechteckprofilen behandelt. Die Untersuchung schließt auch unterschiedliche Rauigkeiten an Sohle und Böschung mit ein. Es kann nachgewiesen werden, daß die mittleren Sohl- und Wandschubspannungen mit gemessenen Daten übereinstimmen.

Abstract

The turbulent discharge in open rectangular channels is approximately derive on the basis of the Boussinesq assumption (concept of eddy viscosity). The investigation includes difference roughness on bottom and slope. It could be proved, that the mean bottom and slope shearstress correspond to measured data.

1 Einleitung

Schubspannungen stellen an ideellen und realen Grenzflächen von Festkörpern, Flüssigkeiten und Gasen die auf die Fläche bezogenen, tangentialen Kontaktkräfte dar, welche von der einen Schnittebene auf die benachbarte übertragen werden.

In der Hydromechanik sind tangential Randflächenspannungen Schubspannungen, die von der bewegten Flüssigkeit auf die Berandungen, d. h. insbesondere auf Sohle und Böschungen eingetragen werden. Sie sind beim Abfluß in offenen Gerinnen abhängig von

- den Gefälleverhältnissen
- der Windwirkung an der Wasseroberfläche
- den Tiefen und Breiten der Gerinne
- der Form der Gerinne
- der Lage der zu betrachtenden Punkte auf der benetzten Umfangslinie
- den Fließzuständen
- der lokalen und zeitlichen Beschleunigungscharakteristik
- den Rauigkeitsverhältnissen
- der Dichte und Zähigkeit der Flüssigkeit und schließlich
- vom Anteil und Art sowie Verteilung der mitbewegten Stoffe.

Die Kenntnis des an den Wandlungen eines Gerinnes angreifenden Schubspannungen ist notwendige Voraussetzung für die Einschätzung der Stabilität von Sohle und Böschungen, des Erosionsbeginnes, der Feststoffführung und von Ablagerungserscheinungen. Gleichzeitig kann aber die Kenntnis der Schubspannungsverteilung auch ein maßgebender Aspekt bei der Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit und damit der Profilabflüsse sein.

2 Bisherige Möglichkeiten zur prognostischen Kennzeichnung der Randschubspannungen beim Abfluß in offenen Gerinnen

Die erste, auch heute noch unverändert gültige und maßgebende Grundlage wurde bereits 1754 von Albert Brahms formuliert. In seinem Buch „Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst“ schreibt er in Teil 1 auf Seite 105: „Das Gefälle bei gleichförmigen Abfluß in Freispiegelgerinnen wird dadurch bestimmt, daß die beschleunigende Kraft der Schwere dem verzögerten Reibungswiderstand des Bettes gleich sein muß“.

Bezeichnet man nun mit α_s den Gefällewinkel, mit I das Gefälle, mit R_B die Reibungskraft, mit τ_m die mittleren Randschubspannungen, mit U die Gesamtlänge des benetzten Umfanges, mit ρ die Dichte des Wassers, mit g die Erdbeschleunigung, mit F den Fließquerschnitt und mit dx ein differentiales Längenelement in Fließrichtung, so folgt als analytische Formulierung des von Brahms ausgesprochenen Sachverhaltes:

$$I = \tan \alpha_s \cong \sin \alpha_s = \frac{R_B}{\rho \cdot g \cdot F \cdot dx} = \frac{\tau_m \cdot U \cdot dx}{\rho \cdot g \cdot F \cdot dx}$$

und damit

$$\tau_m = \rho \cdot g \cdot \frac{F}{u} \cdot I = \rho \cdot g \cdot I \cdot R \quad (1)$$

Gl. (1) repräsentiert das Ergebnis des Impulsansatzes für stationär gleichförmiges Fließen und weist mit $R = F/U$ den sogenannten hydraulischen Radius als Quotienten von Fließfläche zum Umfang aus.

Für ein unendlich breites Gerinne mit der Wassertiefe h folgt aus Gl. (1) für die mittleren Sohlenschubspannungen τ_{Bm}

$$\tau_m = \tau_{Bm} = \rho \cdot g \cdot I \cdot h \quad (2)$$

Gl. (1) kann damit (siehe Bild 1) auch so interpretiert werden, als würde der reale Profilabfluß als Ausschnitt mit der Breite U und der mittleren Wassertiefe $h_m = F/U = R$ in einem unendlich breiten Gerinne erfolgen. Mit dieser Linearisierung sind dann die unterschiedlichsten Fließformeln entwickelt worden, die meist dann auch die gleichmäßige Verteilung der Schubspannung entlang des benetzten Umfanges voraussetzen.

Hauptsächlich indiziert durch Untersuchungen zur Geschiebepbewegung entstand das Problem, die anteiligen Sohlenschubspannungen separat auszuweisen.

Ausgehend von der Aufgliederung der Fließfläche mit dazugehörigen Randbereichen nach spannungsfreien Trennlinien (Geschwindigkeitsorthogonalen) entstand zurückgehend auf Einstein [2] nachfolgende, auf unterschiedliche Rauigkeiten im Querschnitt anwendbare Ähnlichkeitstransformation. Voraus- und angesetzt werden:

- a) $u_{mi} = u_m$
 d. h. die mittleren Geschwindigkeiten u_{mi} in den Teilquerschnitten „i“ sind ungefähr gleich der mittleren Geschwindigkeit u_m im gesamten Querschnitt
- b) $\sum U_i = U_{ges}$ (Umfangsbedingung)
- c) $\sum F_i = F_{ges}$ (Fließflächenbedingung)
- d) $\sum u_i \cdot F_i = u_m \cdot F_{ges} = Q$ (Durchflußbedingung)
- e) $\sum \tau_{mi} \cdot u_i = \tau_m \cdot u_{ges}$ (Schubspannungsbedingung).

Zusammen mit der allgemeinen Potenzformel

$$u_m = C \cdot R^\alpha \cdot I^\beta \quad (3)$$

ergibt sich damit:

$$C_{ges} = \left(\frac{U_{ges}}{\sum \cdot \frac{U_i}{C_i^{1/\alpha}}} \right)^\alpha \quad \text{und} \quad \tau_{Bi} = \frac{C_{ges}^{1/\alpha}}{C_i^{1/\alpha}} \cdot \tau_m \quad (4), (5)$$

dabei bezeichnet der Index „i“ jeweils den Untersuchungsbereich und der Index „ges“ das Gesamte. Die Gln. (4) und (5) beinhalten mit $\alpha = 2/3$ und $\beta = 0,5$ sowohl die GMS- Formel (Gaukler- Manning- Strickler- Formel) mit

$$M_{ges} = \left(\frac{U_{ges}}{\sum \cdot \frac{U_i}{M_i^{3/2}}} \right)^{2/3}; \quad \tau_{Bi} = \frac{M_{ges}^{3/2}}{M_i^{3/2}} \cdot \tau_m \quad (4a); (5a)$$

wie auch mit $C = \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$, $\alpha = 0,5$ und $\beta = 0,5$ die Beziehungen, die analog zur Rohrhydraulik aufgebaut sind

$$\lambda_{ges} = \frac{\sum U_i \cdot \lambda}{U_{ges}}; \quad \tau_{Bi} = \frac{\lambda_i}{\lambda_{ges}} \cdot \tau_m. \quad (4b); (5b)$$

Bezogen auf ein Rechteckprofil (siehe Bild 1b) mit unterschiedlichen Rauigkeiten an beiden Seitenwänden und an der Sohle folgt daraus für den Gerinneboden (Index B)

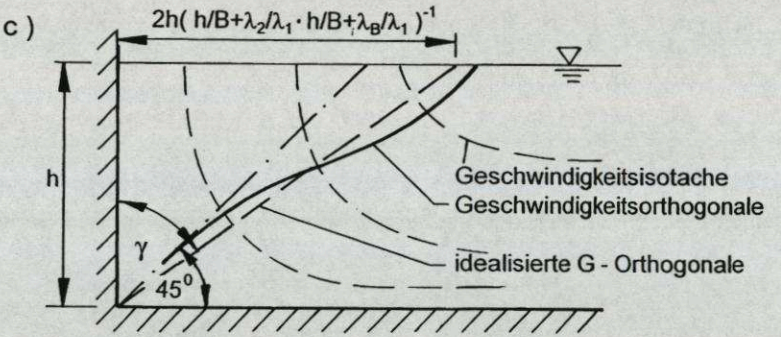
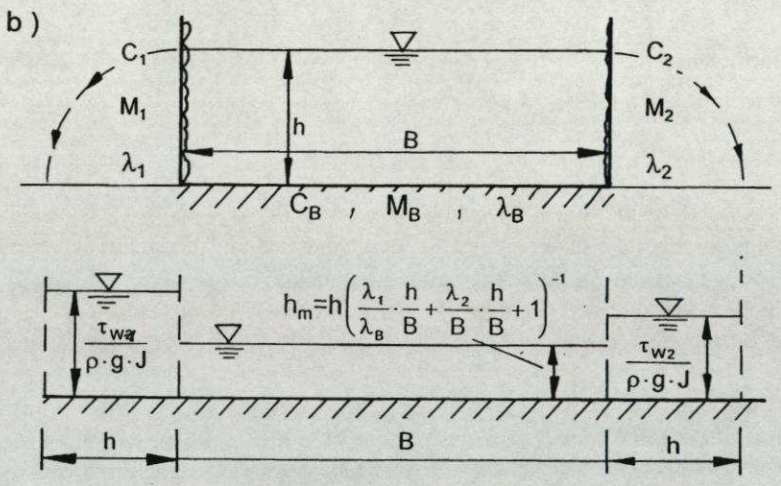
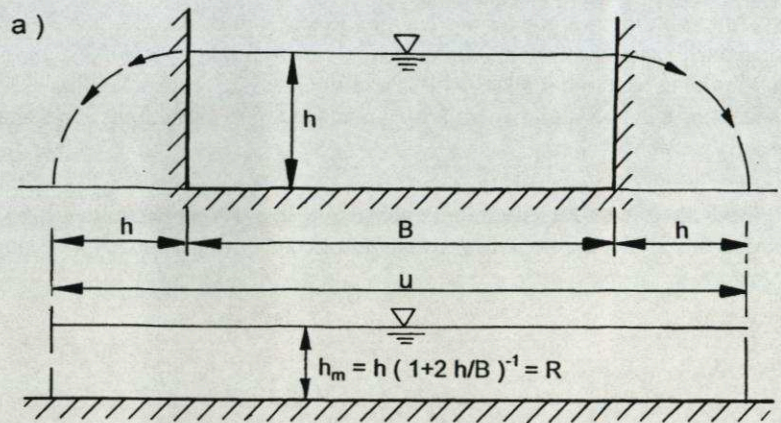


Bild 1: Darstellung der Ähnlichkeitstransformation am Rechteckprofil

$$\begin{aligned} \frac{\tau_B}{\rho \cdot g \cdot I} &= \frac{h}{\left(\frac{C_B}{C_1}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \frac{h}{B} + \left(\frac{C_B}{C_2}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \frac{h}{B} + 1} = \frac{h}{\frac{\lambda_1}{\lambda_B} \cdot \frac{h}{B} + \frac{\lambda_2}{\lambda_B} \cdot \frac{h}{B} + 1} \\ &= \frac{h}{\left(\frac{M_B}{M_1}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{h}{B} + \left(\frac{M_B}{M_2}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{h}{B} + 1} \end{aligned} \quad (6)$$

sowie für die Seitenwand 1 (links)

$$\begin{aligned} \frac{\tau_{w1}}{\rho \cdot g \cdot I} &= \frac{h}{\frac{h}{B} + \left(\frac{C_1}{C_2}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \frac{h}{B} + \left(\frac{C_1}{C_B}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \frac{h}{B}} = \frac{h}{\frac{h}{B} + \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \cdot \frac{h}{B} + \frac{\lambda_B}{\lambda_1}} \\ &= \frac{h}{\frac{h}{B} + \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{h}{B} + \left(\frac{M_1}{M_B}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{h}{B}} \end{aligned} \quad (7)$$

Die Funktionsausdrücke nach Gl. (6) und (7) stellen die den jeweiligen Abschnitten i zugeordneten Wassertiefen dar, die integriert über die ideelle Sohlenbreite $b + 2h$ wieder die Fließprofilfläche $F = h \cdot B$ ergeben.

Stellt man die den Seitenwandflächen zugeordneten Fließflächen näherungsweise beschrieben durch die Wandlinie, durch die Wasseroberfläche und durch eine Gerade dar, die durch den Eckpunkt geht (siehe Bild 1c), so ergibt sich für den Neigungswinkel γ

$$\begin{aligned} \gamma &= \arctan 2 \cdot \left[\left(\frac{C_1}{C_B}\right)^{\frac{1}{\alpha}} + \frac{h}{B} + \left(\frac{C_1}{C_2}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \frac{h}{B} \right]^{-1} = \arctan 2 \cdot \left[\left(\frac{M_1}{M_B}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{h}{B} + \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{h}{B} \right]^{-1} \\ &= \arctan 2 \cdot \left[\frac{\lambda_B}{\lambda_1} + \frac{h}{B} + \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \cdot \frac{h}{B} \right]^{-1} = \arctan \frac{2\tau_w}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I} \end{aligned} \quad (8)$$

Für $c_1 = c_2 = c_B$ folgt daraus

$$\gamma = \arctan 2 \cdot (1 + 2 \cdot h/B)^{-1} = \arctan 2 \cdot R/h \quad (8a)$$

und für $h/B = 0$ (unendlich breites Profil) $\gamma = 63,4^\circ$.

Gl. (8) und (8a) zeigen deutlich, daß diese sehr einfache und auch sehr zweckmäßige Transformation außer der Einschränkung nach Pkt. a nur so gut sein kann, wie es eine Übertragung allein mit den hydraulischen Radius gestattet.

Zur Kontrolle der Übertragungsmöglichkeit werden die laminaren Abflußverhältnisse im Kreisrohr denen in einem beliebig gestalteten offenem Rechteckprofil gegenübergestellt.

Nach [1] kann der Widerstandsbeiwert für das kreisrunde Rohr mit

$$\lambda = 64 \cdot \frac{v}{u_m \cdot D} = 16 \cdot \frac{v}{u_m \cdot R} = 8 \cdot \frac{\tau_m}{\rho \cdot u_m^2} \quad (9)$$

angegeben werden.

Nach [3,4,5] gilt für die gleiche Situation im offenen Rechteckprofil

$$\lambda = \frac{24}{K_B (1 + 2 \cdot h/B)^2} \cdot \frac{v}{R \cdot u_m} = 8 \cdot \frac{\tau_m}{\rho \cdot u_m^2} \quad (10)$$

mit

$$K_B = 1 - \frac{384}{\pi^5} \cdot \frac{h}{B} \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\cosh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{2 \cdot h} - 1}{k^5 \cdot \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{2 \cdot h}} \quad (11)$$

$$= 1 - 1,255 \cdot \frac{h}{B} \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} k^{-5} \cdot \tanh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{h}$$

Für die Verhältnisse des unendlich breiten Gerinnes folgt daraus:

$$K_B = 1 \quad \text{und} \quad \lambda = 24 \cdot \frac{v}{R \cdot u_m} \quad (10a)$$

und damit ein Ergebnis, das nicht mit dem Resultat von Gl. (9) identisch ist. Die mittlere Geschwindigkeit u_m fällt unter sonst gleichen Verhältnissen um 18,35% geringer aus, als in einem dem hydraulischen Radius äquivalenten Kreisprofil.

Damit kann augenfällig nachgewiesen werden, daß mit dem hydraulischen Radius nur näherungsweise übertragen werden kann, denn auch die Formulierung eines Formbeiwertes als Faktor zu Gl. (11) führte zu weiteren Diskrepanzen im Bereich um $h/B = 0,5$.

3 Neuer Ansatz zur Erfassung unterschiedlicher Rauigkeiten von Böschungen und Gerinnesohle

Leider ist man auch heute, trotz aller Fortschritte in der Rechentechnik noch recht weit davon entfernt, die Bewegungsgleichungen der turbulenten Fließbewegung, selbst für die relativ einfachen Bedingungen des stationär gleichförmigen Abflusses in offenen Rechteckprofilen, lösen zu können.

Auf der Suche nach einer besseren Näherungslösung als es die vorstehend beschriebene, sicherlich einfache und übersichtliche Transformation darstellen kann, wurde folgender Weg beschritten.

Ausgangspunkt für die theoretische Untersuchung war und ist die These, daß die Aufteilung der Reibungskräfte zwischen Wand- bzw. den Böschungsbereichen und der Gerinnesohle vom Fließzustand unabhängig ist. Dieser Sachverhalt wird in Bild 2 anhand der Schubspannungen zusammen mit Turbulenzeffekten graphisch dargestellt.

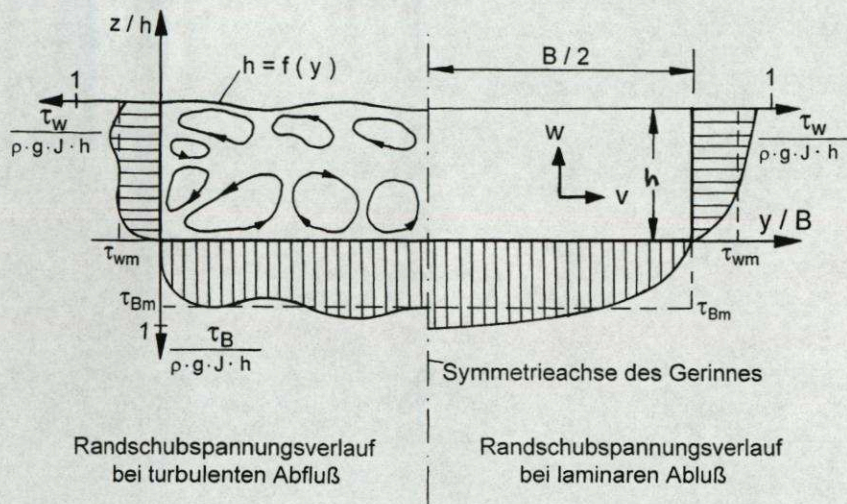


Bild 2: Schubspannungsverteilung bei laminarem und turbulentem Abfluß

Während im rechten Teil der Zeichnung die Schubspannungen entsprechend den exakten Lösungen [3] bei Laminarabfluß dargestellt sind, wurden im linken Bildbereich die Verhältnisse bei stark turbulentem Abfluß skizziert. Infolge der lokal unterschiedlichen Erzeugung turbulenter Energie zu Lasten der Hauptströmung und den damit proportional entstehenden, zusätzlichen turbulenten Druckgradienten werden Sekundärströmungen angeregt, die eine Vergleichsmäßigung der Geschwindigkeiten im Fließquerschnitt bewirken. Zwangsläufig eng mit dieser Erscheinung verbunden sind Ausgleichstendenzen im Randschubspannungsverlauf. Es ist dabei feststellbar, daß die turbulenten Randschubspannungen einen ähnlichen Verlauf besitzen wie die laminaren. Sie sind jedoch im Eckbereich fülliger und gruppieren sich mit wachsendem Turbulenzgrad enger um den offenbar mit dem Laminarfall zumindest näherungsweise identischen Mittelwert.

Zur Erweiterung der bisherigen Untersuchungen [3] auch auf Verhältnisse mit unterschiedlichen Rauigkeiten an Böschung und Sohle wird für ein Rechteckprofil angesetzt:

$$0 = \rho \cdot g \cdot I + \epsilon_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \epsilon_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (12)$$

Mit dem Homogenisierungsansatz

$$u = u_0 + u_1 \quad (13)$$

und der speziellen Lösung

$$u_0 = \frac{\rho \cdot g \cdot I}{2 \cdot \epsilon_z} (2 \cdot h \cdot z - z^2) \quad (14)$$

ergibt sich daraus die homogene Differentialgleichung

$$0 = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z} \cdot \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} = \epsilon \cdot \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \quad (15)$$

mit den Randbedingungen:

$$u_{1(0,z)} = \frac{\rho \cdot g \cdot I}{2 \cdot \epsilon_z} \cdot (z^2 - 2 \cdot z \cdot h) \quad (\text{linke Wand})$$

$$u_{1(B,z)} = \frac{\rho \cdot g \cdot I}{2 \cdot \epsilon_z} \cdot (z^2 - 2 \cdot z \cdot h) \quad (\text{rechte Wand})$$

$$u_{1(y,0)} = 0 \quad (\text{Sohle})$$

$$u_{1(y,2h)} = 0 \quad (\text{Symmetriebedingung, gleichzusetzen mit Schubspannungen an der Wasseroberfläche gleich 0}).$$

Mit dem Separationsansatz

$$u_1 = Y(y) \cdot Z(z) \quad (16)$$

gelingt die Zerlegung der partiellen in zwei gewöhnliche Differentialgleichungen. Die kombinierte Lösung ergibt das Ergebnis

$$u_1 = \sum_k \left(A_k \cdot \cosh \frac{k \cdot \pi \cdot y}{2 \cdot \epsilon \cdot h} + B_k \cdot \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot y}{2 \cdot \epsilon \cdot h} \right) \cdot \sin \frac{k \cdot \pi \cdot z}{2 \cdot h} \quad (17)$$

Zusammen mit den Randbedingungen ergibt sich daraus die Strömungsgeschwindigkeit zu

$$u = u_0 + u_1 = \frac{\rho \cdot g \cdot I}{\epsilon_z} \cdot \left[z \cdot h - \frac{z^2}{2} - \frac{16 \cdot h^2}{\pi^3} \cdot \sum_{k=1,3,5,\dots} \frac{\sinh \frac{k \cdot \pi \cdot (B-y)}{2 \cdot \epsilon \cdot h} + \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot y}{2 \cdot \epsilon \cdot h}}{k^3 \cdot \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{2 \cdot \epsilon \cdot h}} \cdot \sin \frac{k \cdot \pi \cdot z}{2 \cdot h} \right] \quad (18)$$

und

$$\tau_B = \tau_{xz}|_{x=0} = \epsilon_z \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=0} = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \cdot \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{k=1,3,5,\dots} \frac{\sinh \frac{k \cdot \pi \cdot (B-y)}{2 \cdot \epsilon \cdot h} + \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot y}{2 \cdot \epsilon \cdot h}}{k^2 \cdot \sinh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{2 \cdot \epsilon \cdot h}} \right)$$

Daraus folgt als Mittelwert

$$\tau_{Bm} = \frac{1}{B} \cdot \int_0^B \tau_B \cdot dy = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \cdot \left(1 - \epsilon \cdot \frac{32}{\pi^3} \cdot \frac{h}{B} \cdot \sum k^{-3} \cdot \tanh \frac{k \cdot \pi \cdot B}{\epsilon \cdot h} \right) \quad (19)$$

$$= \rho \cdot g \cdot h \cdot I \cdot K_F$$

Für den Rauigkeitsunterschied ε gilt

$$\varepsilon = \left(\frac{y_0}{z_0} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (20)$$

mit z_0 als Rauigkeitsparameter der Sohle

$$z_0 = \frac{v}{9 \cdot \sqrt{\tau_{Bm}} / \rho} + \frac{k_{SB}}{30} \quad (21a)$$

und y_0 als Rauigkeitsparameter der Wand

$$y_0 = \frac{v}{9 \cdot \sqrt{\tau_{wm}} / \rho} + \frac{k_{sw}}{30} \quad (21b)$$

Da beim Abfluß in offenen Gerinnen in der Praxis fast ausschließlich hydraulisch rauhes Fließverhalten vorliegt, wird dann

$$\varepsilon \cong \left(\frac{k_{sw}}{k_{SB}} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (20a)$$

mit k_S als Kennzeichnung der Sandrauigkeit nach Nikuradse.

Die Ergebnisse von Gl. (19) und (20a) sind in Bild 3 dargestellt und in Bild 4 mit den Meßwerten von Krüger [7] verglichen worden. Die ersichtliche, gute Übereinstimmung zeigt die Signifikanz der theoretischen Ansätze.

Insgesamt kann die mittlere Sohlenschubspannung τ_{Bm} über die vorstehenden Darlegungen hinausgehend folgendermaßen eingeschätzt werden:

$$\tau_{Bm} = K_F \cdot K_{LB} \cdot K_{ZB} \cdot K_{wi} \cdot \rho \cdot g \cdot h \cdot I_s \quad (21)$$

Dabei beschreibt K_F den Form- und Rauigkeitsbeiwert. Für ein beliebig gestaltetes Trapezprofil mit der Böschungsneigung m gilt dabei näherungsweise

$$K_F \cong 1 - \frac{1,032}{1+m} \cdot \left(\frac{k_{sw}}{k_{SB}} \right)^{\frac{1}{7}} \cdot \frac{h}{B} \cdot \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} k^{-3} \cdot \tanh k \cdot \pi \cdot \left(\frac{k_{SB}}{k_{sw}} \right)^{\frac{1}{7}} \cdot (1+m) \cdot \frac{B}{h} \quad (22)$$

Der Faktor K_{LB} kennzeichnet den Einfluß der lokalen Beschleunigung (Stau- und Senkungslinien).

$$K_{LB} \cong 1 \pm \frac{I_w^*}{I_s} \mp \frac{I_w^*}{I_s} \cdot \frac{u_m^2}{g \cdot h} \quad (23)$$

(untere Vorzeichen für Staukurve; Verzögerung)

Es werden bezeichnet mit

I_s ...das Sohlengefälle,

I_w^* ...das Wasserspiegelgefälle, bezogen auf die Gerinnesohle.

Der Faktor K_{ZB} beschreibt den zeitlich instationären Zusammenhang in Abhängigkeit von der Beschleunigung du/dt

$$K_{zB} = 1 \pm c \cdot \frac{k_{SB} \cdot g}{u_{Bm}^2} \cdot \frac{1}{g} \cdot \frac{du}{dt} \quad (24)$$

(Vorzeichen plus – Beschleunigung, Vorzeichen minus – Verzögerung).

Schließlich kennzeichnet der Faktor K_{wi} den Einfluß des Windes auf die Sohlschubspannungen. Es ist

$$K_{wi} = 1 \pm \frac{3 \cdot 10^{-6} \cdot W_{10}^2}{g \cdot I_s \cdot h} \quad (25)$$

für Windgeschwindigkeiten $W_{10} \geq 15$ m/s. Dabei gilt das positive Vorzeichen für Wind in Fließrichtung und das negative für Windwirkung gegen die Fließrichtung.

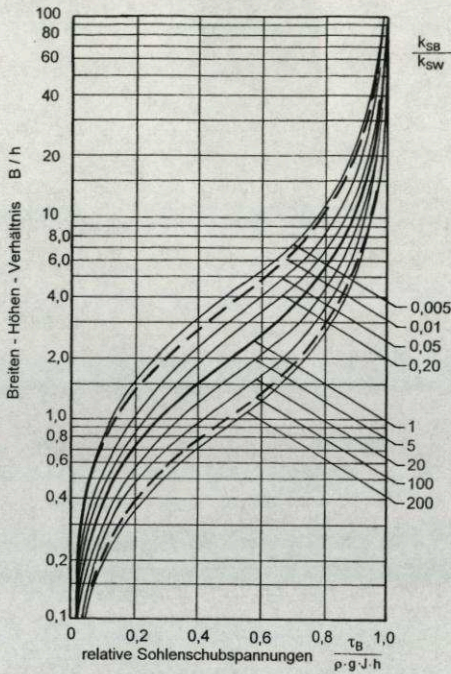


Bild 3: Sohlschubspannungen in Abhängigkeit vom Höhen- Breiten- Verhältnis und vom Verhältnis der Rauigkeiten an Wand und Sohle

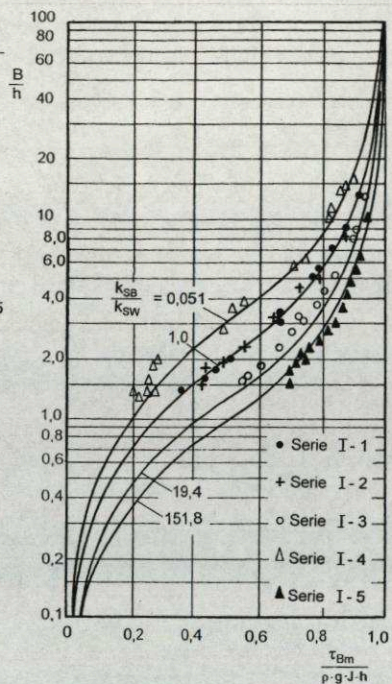


Bild 4: Vergleich von theoretischen Ergebnissen mit den Meßwerten von Krüger

Mit dem Ansatz der mittleren Sohlschubspannung τ_{Bm} lassen sich gute Ergebnisse für den turbulenten Profilabfluß bzw. für die mittlere Geschwindigkeit u_m in offenen Rechteckprofilen erzielen.

Nach [3] ergibt sich:

$$u_m = \sqrt{\frac{\tau_{Bm}}{\rho}} \cdot \frac{2,3}{0,44} \cdot \left(\lg \frac{4 \cdot h}{z_0} - 2,43 \right) \quad (26)$$

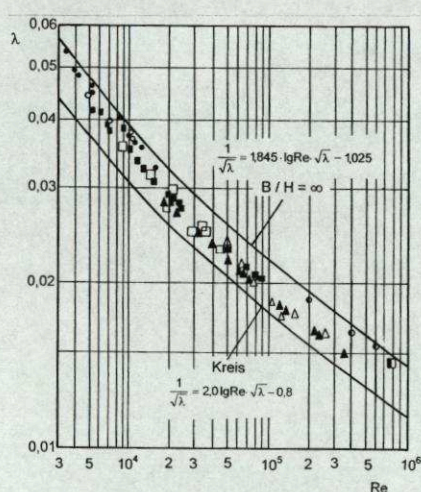
(z_0 siehe Gl. (21a)) bzw.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,85 \cdot \lg \left[\frac{k_s}{10,6 \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{3,33 \cdot v}{k_s \cdot \sqrt{\tau_{Bm}} / \rho} \right) \right] = \frac{u_m}{\sqrt{8 \cdot \tau_{Bm} / \rho}} \quad (27)$$

Für den hydraulisch rauhen Bereich folgt daraus

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cong 1,85 \cdot \lg \frac{h}{k_s} + 1,9 = 1,85 \cdot \lg \frac{R \cdot (1 + 2 \cdot h/B)}{k_s} + 1,9 \quad (28)$$

Die Gl. (27) wurde in den Bildern 5 und 6 mit Meßwerten nach [3] verglichen. Auch hier zeigte sich gute Übereinstimmung.



B / h	BOCK	REINIUS	BAZIN
<10	▲	△	▲
10 + 30	■	□	■
30 + 60	●	○	●

Bild 5: Widerstandsbeiwerte für den hydraulisch glatten Bereich

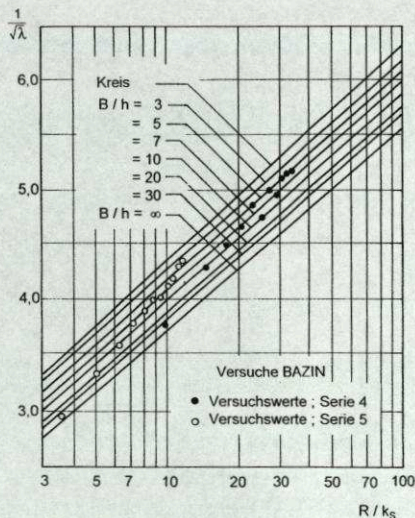


Bild 6: Widerstandsbeiwerte für den hydraulisch rauhen Bereich

Symbolverzeichnis

c	[1]	Beschleunigungsbeiwert
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
h	[m]	Wassertiefe
h _m	[m]	mittlere Wassertiefe
k	[1]	Eigenwerte
k _S	[m]	äquivalente Sandrauhigkeit
k _{SB}	[m]	äquivalente Sandrauhigkeit der Sohle
k _{SW}	[m]	äquivalente Sandrauhigkeit des Wandbereiches
m	[1]	Böschungsneigung
t	[s]	Zeitkoordinate
u	[m·s ⁻¹]	Geschwindigkeit in x- Richtung
u _m	[m·s ⁻¹]	mittlere Geschwindigkeit in x- Richtung
x,y,z	[m]	Koordinaten
y ₀	[m]	Rauhigkeitsparameter der Wand
z ₀	[m]	Rauhigkeitsparameter der Sohle
A _k	[1]	Integrationskonstante
B _k	[1]	Integrationskonstante
B	[m]	Gerinnebreite
C	[m ^{1/α}]	Beiwert der allgemeinen Fließformel
D _k	[1]	Integrationskonstante
F	[m ²]	Fläche des Fließquerschnittes
I	[1]	Gefälle des stationär gleichförmigen Abflusses
I _S	[1]	Sohlgefälle
I _w [*]	[1]	Wasserspiegelgefälle bezogen auf die Gerinnesohle
K _B	[1]	Beiwert des Profilabflusses
K _F	[1]	Formbeiwert
K _{LB}	[1]	Beiwert der lokalen Beschleunigung
K _{ZB}	[1]	Beiwert der zeitbezogenen Beschleunigung
K _{wi}	[1]	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Windes
M	[m ^{1/3} /s]	Manning- Strickler- Beiwert
R	[m]	hydraulischer Radius
Re	[1]	Reynoldszahl
U	[m]	benetzter Umfang
W ₁₀	[m/s]	Windgeschwindigkeit bezogen auf 10 m Höhe über der Wasseroberfläche
α	[1]	Potenz der allgemeinen Fließformel
α _S	[°]	Neigungswinkel der Gerinnesohle
β	[1]	Potenz der allgemeinen Fließformel
γ	[°]	Begrenzungswinkel für die der Wand zugewandten Fließfläche
ε _y	[kg·m ⁻¹ ·s ⁻¹]	Wirbelviskosität in y- Richtung
ε _z	[kg·m ⁻¹ ·s ⁻¹]	Wirbelviskosität in z- Richtung
ε	[1]	= ε _y /ε _z

λ	[1]	Widerstandsbeiwert
ν	$[\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}]$	kinematische Viskosität
ρ	$[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$	Dichte des Wassers
τ	$[\text{N} \cdot \text{m}^{-2}]$	Sohlschubspannungen
τ_{Bm}	$[\text{N} \cdot \text{m}^{-2}]$	mittlere Sohlschubspannungen
τ_{Wi}	$[\text{N} \cdot \text{m}^{-2}]$	Windschubspannungen
τ_{Wm}	$[\text{N} \cdot \text{m}^{-2}]$	mittlere Wandschubspannungen
τ_{xz}	$[\text{N} \cdot \text{m}^{-2}]$	Schubspannungen in einer Ebene senkrecht zur x- Achse in z- Richtung

Literaturverzeichnis

- 1 Schlichting, H. **Grenzschicht- Theorie**, Karlsruhe, 1958
- 2 Einstein, H. A. **Formules for the transportation of bed load**, Proceedings ASCE, Journal of the Hydraulic Division, Vol. 68, 1942
- 3 Wagner, H. **Theoretische Untersuchung der Abflußcharakteristik in beliebig gestalteten, offenen Rechteckprofilen**, Habilitationsschrift, TU Dresden, 1969
- 4 Wagner, H. **Laminar flow in open rectangular channels, a contribution to the flow problem of open channels**, IAHR 1969, Tokio, Vol. 1 A6-1, pp. 43-51
- 5 Wagner, H. **Laminarabfluß in offenen Gerinnen**, Mitt. der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, H. 24, 1969
- 6 Wagner, H. Beitrag zur Abflußberechnung offener Gerinne, Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden, 21 (1972), H. 3
- 7 Krüger, F. **Fließgesetze in offenen Gerinnen**, TU Dresden, Promotionsschrift, 1988

Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner
 TU Dresden
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
 01062 Dresden
 Wagner@bwbrs1.bau.tu-dresden.de



KUBENS Ingenieurgesellschaft mbH

Beratende Ingenieure

Ihr kompetenter Partner für komplette Leistungen :

- konstruktiver Wasser- und Ingenieurbau
- Betoninstandsetzung
- Spezialtiefbau
- Bauüberwachung, Bauberleitung
- Projektsteuerung

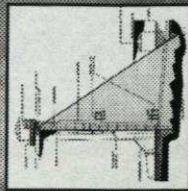
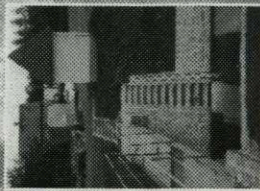
Unsere Leistungen umfassen alle Phasen von der Bestandsaufnahme / Bauzustandsuntersuchung und Beratung zum Bau- und Instandsetzungskonzept über die ausführungsfähige Planung, die Bauüberwachung / Bauberleitung bis zum Ablauf der Gewährleistung der beteiligten Unternehmen.

Bebelstraße 19
99086 Erfurt
Tel. (0361) 2 11 39 66
Fax. (0361) 2 11 39 67

Niederkirchner Str. 7
04107 Leipzig
Tel. (0341) 98 4 97-70
Fax (0341) 98 4 97-66

Rothenburger Str. 241
90438 Nürnberg
Tel. (0911) 96 59 3-0
Fax (0911) 96 59 3-20

Internet : <http://www.kubens-ingenieure.de>
E-mail : mail@kubens-ingenieure.de



Schubspannungsverteilung in offenen Trapezgerinnen

Kurzfassung

Die Kenntnis der am benetzten Umfang offener Gerinne wirksamen Randschubspannungen ist von grundlegender Bedeutung für die Gerinnehydraulik. In diesem Beitrag werden Ergebnisse von Untersuchungen zur Frage des Einflusses der Querschnittsform und der Rauheitsverhältnisse in offenen Trapez- und Rechteckgerinnen auf die Schubspannungsverteilung vorgestellt. Der Vergleich der Schubspannungsverteilung bei turbulenter Strömung und uniformer Gerinnerauheit zeigt ausreichende Übereinstimmung mit der theoretischen Schubspannungsverteilung bei Laminarabfluß. Bei ungleicher Wand- und Sohlenrauheit kann das Modell der laminaren Schubspannungsverteilung nicht mehr angewendet werden, da die Schubspannungen sich in Bereichen größerer Rauheit erhöhen. Die Anwendung der Ergebnisse bei der Überlagerung von Rauheiten wird diskutiert.

Abstract

The Knowledge of the boundary shear stress distribution in open channels is from elementary importance for the channel hydraulics. This paper reports results of investigations on channels with rectangular and trapezoidal cross section. The question formulation was the influence of the cross section shape and the roughness on the shear stress distribution. The comparison of the shear stress distribution in the case of turbulent flow and uniform roughness shows sufficient agreement with the theoretical shear stress distribution at laminary flow. At different wall and bed roughness, the model of the laminary shear stress distribution can be applied no more since the shear stresses increase in fields of greater roughness. The application of the results during the superposition of roughnesses is discussed.

1 Einführung

Nachdem BRAHMS 1754 wohl als erster von Reibungs- oder Schubkräften sprach, die beim Abfluß in offenen Gerinnen der antreibenden und beschleunigenden Kraft der Schwere entgegenwirken müssen, wurden von

¹ Von 1986 bis 1988 Forschungsstudent an der Sektion Wasserwesen, Bereich Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden

ENGELS 1912 und SCHOBER 1914 erste gezielte Untersuchungen durchgeführt, um die Gültigkeit der aus dem Kräftegleichgewicht abgeleiteten Gleichung

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E \quad (1)$$

auch experimentell nachzuweisen. SCHOBER verwendete bei seinen im damaligen Flussbaulaboratorium der Technischen Universität Dresden durchgeführten Experimenten bereits eine bewegliche Messplatte, die ebenbündig in die Gerinnewandung eingelassen war und über eine empfindliche Waage die Bestimmung der Schubkräfte ermöglichte. Engels und Schober erkannten, dass die Schubspannungen entlang der Wandung sehr ungleichmäßig verteilt sind, konnten aber aufgrund der Unzulänglichkeiten ihres Messgerätes die Gültigkeit von Gleichung (1) nicht exakt nachweisen.

In der Folgezeit lieferten insbesondere die von PRANDTL ausgearbeitete Grenzschichttheorie und die Fortschritte in der Aerodynamik die theoretischen Grundlagen zur Beschreibung von Strömungsvorgängen in der Nähe fester Wandungen.

Während die Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeiten und der Fließwiderstände in Kreisrohren und offenen Gerinnen eine theoretisch fundierte und experimentell bestätigte Lösung erfahren hat, kann die Frage nach der Schubspannungsverteilung in offenen Gerinnen noch immer nicht allgemeingültig beantwortet werden. Insbesondere der Einfluss der Querschnittsform und von Rauheitsunterschieden ist bisher ungenügend erforscht. Auch zeigen selbst neuere Arbeiten z.B. von SEDLMAIR (1970) oder VOLLMERS & PERNECKER (1967) Widersprüche bei der Definition des in Gl. (1) maßgeblichen Gefälles I . Es sei deshalb darauf verwiesen, dass in Gl. (1) stets das Energienliniengefälle maßgeblich ist, KRÜGER (1988). Gleichung (1) gilt damit auch bei stationär-ungleichförmigem Fließen.

Theoretische (geschlossene) Lösungen für turbulente Strömungen in offenen Gerinnen sind aufgrund der schwer erfassbaren Komplexität aller Einflussfaktoren (Turbulenzen, Sekundärströmungen, Rauheiten...) bisher nicht möglich und wohl auch nicht zu erwarten. Der heutige Kenntnisstand zur Frage der Schubspannungsverteilung basiert deshalb fast ausschließlich auf experimentellen Untersuchungen von BLAU (1969), IPPEN & DRINKER (1962), GHOSH & ROY (1970), KNIGHT (1981) oder FLINTHAM & CARLING (1988). Die Ergebnisse dieser experimentellen Untersuchungen besitzen naturgemäß einen begrenzten Gültigkeitsbereich und zeigen teilweise erhebliche Widersprüche. Dies betrifft insbesondere den Einfluss von Rauheitsunterschieden und den Schubspannungsverlauf an Unstetigkeitsstellen des Gerinneumfanges, wo direkte Messungen der Randschubspannungen nicht möglich sind und die Messwerte extrapoliert werden müssen.

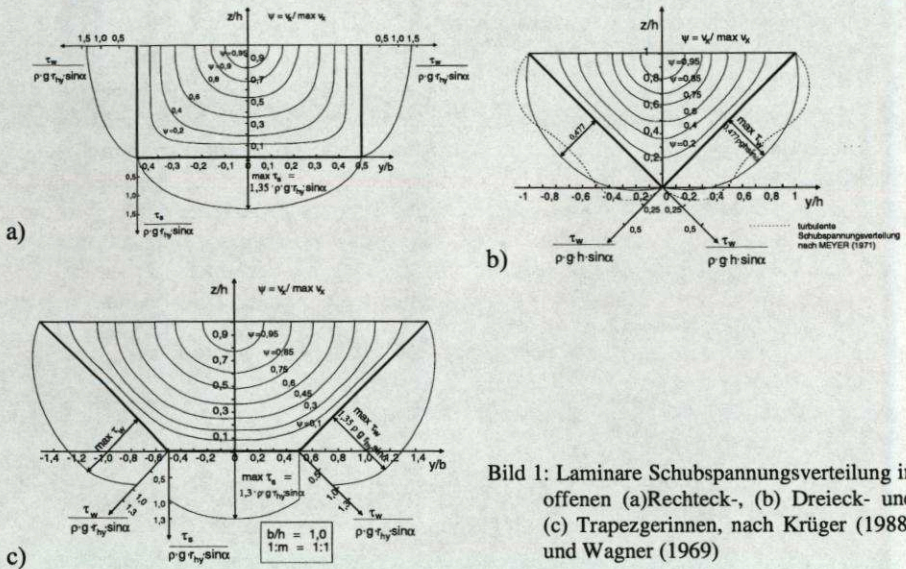


Bild 1: Laminare Schubspannungsverteilung in offenen (a)Rechteck-, (b) Dreieck- und (c) Trapezgerinnen, nach Krüger (1988) und Wagner (1969)

So wird in Trapezgerinnen auch heute noch häufig die Schubspannung in der Ecke Sohle-Böschung gleich Null gesetzt, wengleich bei Böschungsneigungen $\beta < 90^\circ$ die Geschwindigkeitsgradienten und damit auch die Schubspannungen stets größer als Null sein müssen.

Hier liefern die Ergebnisse theoretischer Untersuchungen zum Laminarabfluß in offenen Gerinnen einen hilfreichen Beitrag zum allgemeinen Verständnis der Schubspannungsverteilung. In den Bildern 1.a bis 1.c sind die Schubspannungsverteilungen bei laminarer Strömung in Rechteck-, Dreieck- und Trapezgerinnen dargestellt. Inwieweit diese Verteilungen auch bei turbulenter Strömung von Bedeutung sind, soll im folgenden erläutert werden.

2 Experimentelle Untersuchungen

Das Ziel der hier vorgestellten experimentellen Untersuchungen bestand darin, den Einfluss der Querschnittsform und von Rauheitsunterschieden auf die Schubspannungsverteilung zu ermitteln. Die Untersuchungen wurden in einer 28 m langen Versuchsrinne aus PVC-Segmenten mit 250 mm Sohlenbreite und veränderbarer Böschungsneigung im Hubert-Engels-Laboratorium der Technischen Universität Dresden durchgeführt und später durch weitere Untersuchungen in einem 20,5 m langen und 468 m breiten Rechteckgerinne in der hydrotechnischen Versuchshalle im ZALF Müncheberg ergänzt. Die Rauheit

der glatten Gerinne wurde mit $k_s = 0,054$ bzw. $0,03$ mm ermittelt. Die Sohle und/oder die Böschungen wurden wahlweise mit Sand ($k_s = 1,05$ mm, Rauheit II) bzw. Kies ($k_s = 8,2$ mm, Rauheit III) belegt, so dass unterschiedliche Rauheitsverhältnisse $k_{s,s}/k_{s,w} = 0,0066$ bis $151,8$ untersucht werden konnten.

Für die Schubspannungsmessungen wurde das im Bild 2 dargestellte Messgerät konstruiert, welches eine direkte Messung der Schubkräfte ermöglicht. Das Gerät besteht aus einer auf Federbeinen gelagerten Messplatte, die ebenbündig mit der Sohle bzw. Wandung des Gerinnes eingebaut war. Die bei Einwirkung einer Schubkraft entstehende horizontale Verschiebung ist proportional der Schubkraft und wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Die Kalibrierung des Gerätes erfolgte auf direktem Wege mittels Gewichten.

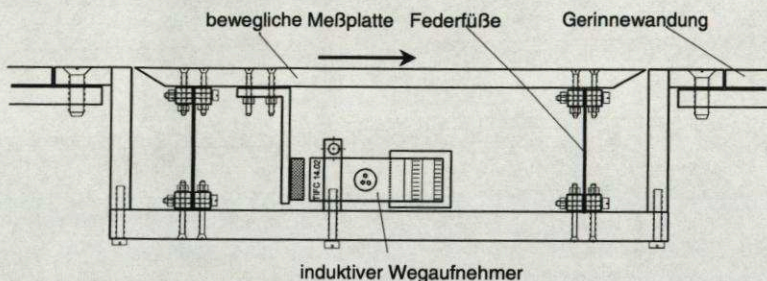


Bild 2: Schubspannungsmessgerät

Des weiteren kam die PRESTON-Technik zur Anwendung. Dabei wird ein Staurohr (direkt auf die Wandung aufgesetzt und aus der gemessenen dynamischen Druckhöhe $v^2/2g$ und dem bekannten Wandabstand (halber Staurohrdurchmesser) auf den lokalen Wert der Randschubspannung geschlossen. Dieses Verfahren zeichnet sich durch Unkompliziertheit aus, bedarf aber einer Kalibrierung. Diese erfolgte sowohl gegen das Plattenmessgerät als auch gegen den theoretischen Mittelwert nach Gl. (1). Für die PVC-glatte Wandung konnte die von PATEL (1965) angegebene Kalibriercharakteristik

$$y = 0,8287 - 0,1281 \cdot x + 0,1437 \cdot x^2 - 0,006 \cdot x^3$$

mit $y = \log \frac{\tau_0 d^2}{4 \rho v^2}$ und $x = \log \frac{\Delta p d^2}{4 \rho v^2}$ (2)

bestätigt werden.

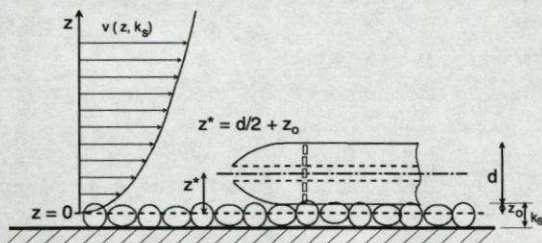


Bild 3: Schubspannungsmessung mit dem Staurohr (PRESTON-Technik)

Bei der sand- bzw. kiesrauen Wandung ergaben sich lineare Abhängigkeiten für das verwendete Staurohr mit einem Außendurchmesser von 7 mm:

$$\frac{\Delta p}{\tau_0} = 70,06 \quad \text{für } k_s = 1,05 \text{ mm} \quad (3)$$

$$\frac{\Delta p}{\tau_0} = 29,2 \quad \text{für } k_s = 8,2 \text{ mm}$$

Über einer rauen Wandung ist das Staurohr stets in Höhe der Rauheitsspitzen positioniert worden. Es sei erwähnt, dass das logarithmische Gesetz der Geschwindigkeitsverteilung bei rauer Wandung

$$\frac{v(z)}{v_*} = 5,75 \cdot \lg \frac{z}{k_s} + 8,5 \quad (4)$$

nur dann den Kalibriercharakteristiken des Staurohres nach Gl. (3) entspricht, wenn für den Wandabstand der Wert $z = d/2 + 0,3 \cdot k_s$ eingesetzt wird. Damit liegt der theoretische Nullhorizont der logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung um $0,3 \cdot k_s$ unter den Spitzen der Rauheitselemente. Die Fließtiefen und Fließflächen wurden bei der Auswertung der Versuche stets auf diesen Horizont bezogen.

Bei allen Versuchen lag mit $Re = 8000$ bis 150.000 und $Fr = 0,3$ bis $0,6$ strömender und turbulenter Fließzustand vor.

3 Ergebnisse

In den Bildern 4 und 5 sind stellvertretend für jede Versuchsserie einige Beispiele für gemessene Schubspannungsverteilungen angegeben. Die gemessenen Schubspannungsverteilungen wurde der theoretischen laminaren gegenübergestellt. In Gerinnen mit einheitlicher Rauheit ist eine prinzipielle Übereinstimmung erkennbar. Die laminare Schubspannungsverteilung kann praktisch als Ausgleichskurve für die Messwerte bei turbulenter Strömung angesehen werden. Die Differenzen sind auf die Wirkung von Sekundärströmungen zurückzuführen, welche einerseits eine ausgleichende

Wirkung haben und andererseits zu einer Verlagerung der Schubspannungsmaxima führen.

Bei gleicher Sohl- und Wandrauheit (Bild 4.a, b und 5.a) zeigen die nahezu identischen Schubspannungsverteilungen, dass die absolute Rauheit des Gerinnes ohne signifikanten Einfluss ist. Bei ungleicher Sohl- und Wandrauheit ergeben sich deutliche Unterschiede zur laminaren Schubspannungsverteilung. Da sich der Fließwiderstand in Bereichen hoher Wandrauheit konzentriert, sind diese Bereiche auch erhöhten Schubspannungen ausgesetzt. Auch sind die Schubspannungen in den rauhen Bereichen deutlich inhomogener verteilt, was auf verstärkte Sekundärströmungen in diesen Bereichen schließen lässt. Bei hohen Rauheitsunterschieden kann das Schubspannungsmaxima an der Sohle durchaus den zweifachen Betrag des theoretischen Mittelwertes erreichen.

Die weniger rauen Bereiche dagegen werden relativ entlastet.

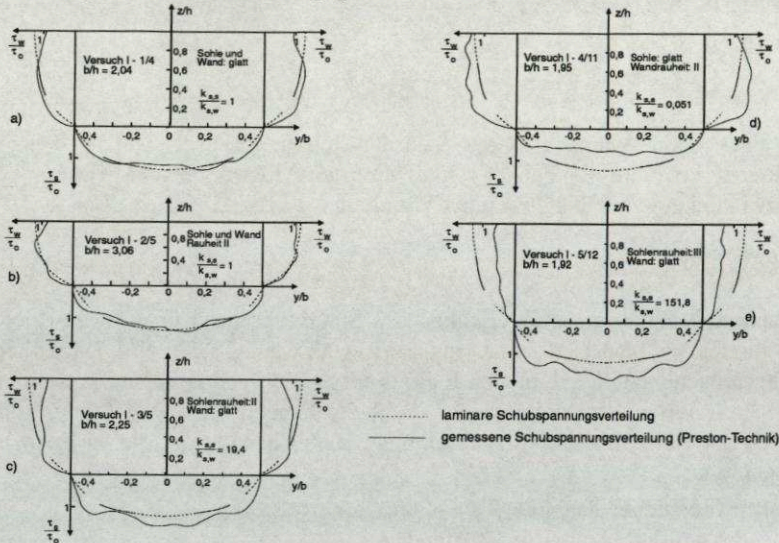


Bild 4: Schubspannungsverteilung im Rechteckgerinne

Diese Zusammenhänge werden noch deutlicher, wenn die Mittelwerte der Schubspannungen an der Sohle vergleichend gegenübergestellt werden, Bild 6. In Gerinnen mit einheitlich glatter oder rauer Wandung $k_{s,s}/k_{s,w} = 1,0$ ergibt sich eine Übereinstimmung mit der theoretischen Kurve für die laminare Strömung. Bei erhöhter Sohlenrauheit sind die Sohlenschubspannungen um bis zu 50% größer als bei uniformen Rauheitsverhältnissen. Der Wert $\tau_{s,m} = \rho \cdot g \cdot h \cdot I_E$ stellt den oberen Grenzwert dar, der nur im unendlich breiten Gerinne oder bei einer im Vergleich zur Sohlenrauheit vernachlässigbaren Wandrauheit $k_{s,s}/k_{s,w} \rightarrow \infty$ erreicht wird.

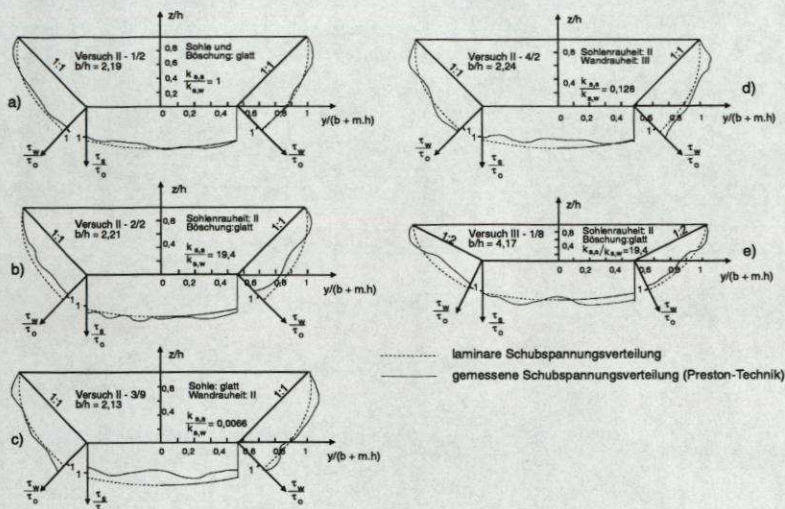


Bild 5: Schubspannungsverteilung im Trapezgerinne

Für die mittlere Sohlenschubspannung kann folgende semi-empirische Formel angegeben werden:

$$\frac{\tau_{s,m}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E} = 1 - F(b/h, m) \cdot R(k_{s,s}/k_{s,w}) \quad (5)$$

wobei die Funktion F den Formeinfluss beschreibt und direkt aus der theoretischen Lösung für die Laminarströmung übernommen werden kann

$$F(b/h, m) = \frac{32}{\pi^3 (1 + 0,887 \cdot m^{3/4}) \cdot b/h} \left[\tanh\left(\frac{\pi \cdot b}{4 \cdot h}\right) + \frac{1}{27} \tanh\left(\frac{3\pi \cdot b}{4 \cdot h}\right) \right] \quad (5.a)$$

Die Funktion R erfasst den Rauheitseinfluss und ist empirisch ermittelt worden:

$$R(k_{s,s}/k_{s,w}) = 1 - 0,2105 \cdot \lg(k_{s,s}/k_{s,w}) \quad \text{für } k_{s,s}/k_{s,w} \geq 1 \quad (5.b)$$

$$R(k_{s,s}/k_{s,w}) = 1 - 0,3113 \cdot \lg(k_{s,s}/k_{s,w}) \quad \text{für } k_{s,s}/k_{s,w} \leq 1 \quad (5.c)$$

Die mittleren Wandschubspannungen berechnen sich dann

$$\frac{\tau_{w,m}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E} = \frac{b}{h} \cdot \frac{1 + \frac{m}{b/h} - \frac{\tau_{s,m}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E}}{2\sqrt{1+m^2}} \quad (6)$$

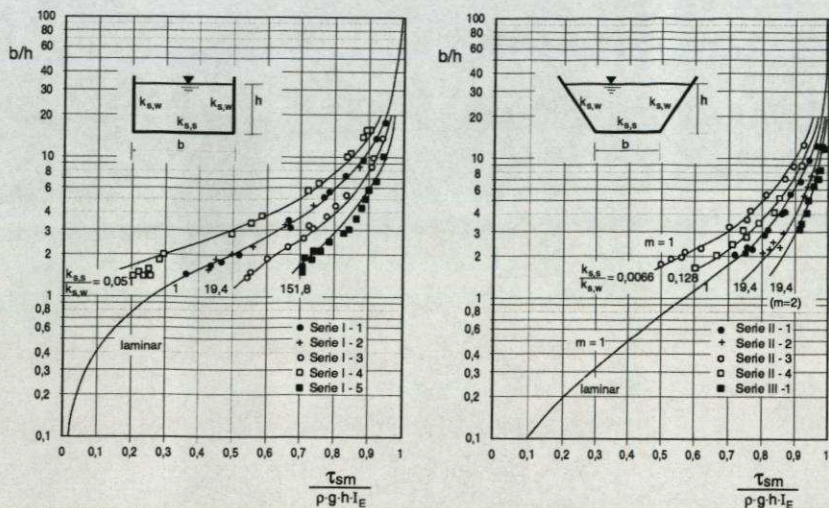


Bild 6: Mittlere Sohlschubspannungen in Trapez- und Rechteckgerinnen

4 Rauheitsüberlagerungen und mittlere Widerstandsbeiwerte

Bei Gerinnen mit unterschiedlichen Sohlen- und Wandrauheiten ist die Berechnung der mittleren Rauheiten bzw. Widerstandsbeiwerte von großem praktischen Interesse. Die den einzelnen (unterschiedlich rauen) Teilabschnitten des Gerinneumfanges zugeordneten Teilfließflächen lassen sich bei bekannter Geschwindigkeitsverteilung aus dem Isotachenbild ermitteln, wobei eine als Schubspannungsfrei angenommene Orthogonale zu den Isotachen konstruiert wird, s. Bild 7.

Analytische Berechnungsansätze für Rauheitsüberlagerungen gehen von der vereinfachenden Annahme gleicher mittlerer Fließgeschwindigkeiten in den Teilfließflächen aus. Damit ergibt sich der mittlere Abflussbeiwert im Fließgesetz nach MANNING-STRICKLER

$$k_{St,m} = \left[\frac{l_{u,ges}}{\sum \frac{l_{u,i}}{k_{St,i}^{3/2}}} \right]^{2/3} \quad (7)$$

Für das universelle Fließgesetz nach DARCY-WEISSBACH

$$v_m = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} \cdot \sqrt{r_{hy} \cdot I_E} \quad (8)$$

sind die mittleren Widerstandsbeiwerte mit der Gleichung

$$\lambda_{ges} \cdot l_{u,ges} = \sum \lambda_i \cdot l_{u,i} \quad (9)$$

nur iterativ zu ermitteln, da die jeweiligen partiellen Widerstandsbeiwerte λ_i neben der Rauheit noch von den partiellen hydraulischen Radien $r_{hy,i}$ abhängig sind.

Mit den dargelegten Ergebnissen für die Schubspannungsverteilung können die der Sohle bzw. Seitenwand zugeordneten Teilfließflächen und damit die partiellen mittleren Fließgeschwindigkeiten und Abflüsse auf direktem Wege ermittelt werden. Es gilt:

$$r_{hy,s} = \frac{\tau_{sm}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E} \cdot h$$

$$A_s = r_{hy,s} \cdot b$$

$$A_w = \frac{A_{ges} - A_s}{2} \quad (10.a-d)$$

$$r_{hy,w} = \frac{A_w}{h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$$

Die Auswertung des im Bild 7 angegebenen Beispiels (Versuch Nr. II-4/6) zeigt bezüglich der mittleren Fließgeschwindigkeiten in den Teilfließflächen deutliche Unterschiede. Ausgehend von den gemessenen (oder nach Gl. (5), (6)) errechneten mittleren Sohlen- und Wandschubspannungen

$$\frac{\tau_{sm}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E} = 0,79 \quad \text{und}$$

$$\frac{\tau_{wm}}{\rho \cdot g \cdot h \cdot I_E} = 0,62$$

ergeben sich die Teilfließflächen nach Gl. (10) zu $A_w = 39,6 \text{ cm}^2$ und $A_s = 127,6 \text{ cm}^2$.

Die Aufteilung der Fließflächen nach der Isotachenmethode liefert ähnliche Werte. Damit lassen sich die hydraulischen Radien

$$r_{hy,s} = 5,317 \text{ cm}, \quad r_{hy,w} = 4,16 \text{ cm}$$

und die partiellen Widerstandsbeiwerte

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} = -2 \cdot \lg \frac{k_{s,i} / 4 \cdot r_{hy,i}}{3,72} \quad (11)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_s}} = 5,754 \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda_w}} = 3,755$$

sowie die Abflüsse

$$Q_s = 4,743 \text{ l/s} \quad \text{und} \quad Q_w = 1,699 \text{ l/s}$$

und letztlich der Gesamtabfluss

$$Q_{\text{ges}} = \sum Q_i = 6,44 \text{ l/s}$$

ermitteln. Der Wert ist um 6 % größer als der beim Versuch gemessene Abfluß.

Damit betragen die mittleren Fließgeschwindigkeiten in den der Wand (rauer Bereich) zuzuordnenden Teilflächen mit $v_{m,w} = 0,215 \text{ m/s}$ nur 74% des gemessenen Mittelwertes $v_m = Q/A_{\text{ges}} = 0,292 \text{ m/s}$ und 58 % der mittleren Fließgeschwindigkeit von $v_{m,s} = 0,372 \text{ m/s}$ in dem der Sohle zuzuordnenden Bereich.

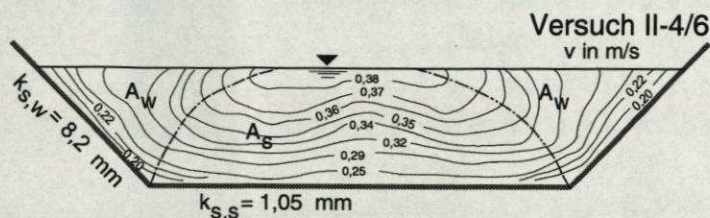


Bild 7: Isotachen und Fließflächenaufteilung

Verzeichnis der verwendeten Symbole und Formelzeichen

Index: s - Sohle, w - Seitenwand bzw. Böschung,
 m - mittel, i - partiell, Zählindex

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	m ²	Fließfläche
b	m	Sohlenbreite
d	m	Durchmesser
g	m/s ²	Erdbeschleunigung
h	m	Fließtiefe
I _E	-	Energieliniengefälle
k _s	m	äquivalente Sandrauheit
k _{St}	m ^{1/3} /s	Manning-Strickler-Beiwert
l _u	m	benetzter Gerinneumfang
m	-	Böschungsneigung, m = cotβ
r _{hy}	m	Hydraulischer Radius, r _{hy} = A/l _u
v	m/s	Fließgeschwindigkeit
v _*	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit, $v_* = \sqrt{\tau_o / \rho}$

α	°	Sohlengefälle
β	°	Böschungswinkel
λ	-	Widerstandsbeiwert
μ	kg/m·s	dynamische Zähigkeit
ν	m ² /s	kinematische Zähigkeit, $\nu = \mu/\rho$
ρ	kg/m ³	Dichte
τ_0	kN/m ²	mittlere Randschubspannung

Literaturverzeichnis

- BLAU, E. (1969): „Die Messung der Wandschubspannung und ihre Bedeutung für die Gerinnehydraulik“, Dresden, Technische Universität, unveröffentlichtes Manuskript der Habilitationsschrift
- FLINTHAM, T.P. und CARLING, P.A. (1988): „The prediction of mean bed and wall boundary shear in uniform and compositely rough channels“, Proc. Int. Conf. on River Regime, Wallingford, U.K. S. 267 - 287
- GHOSH, N. und ROY, N. (1970): „Boundary shear distribution in open channel flow“, Journ. of the Hydr. Div., ASCE, HY 4, Vol. 96, S: 967 - 994
- IPPEN, A.T. und DRINKER, P.A. (1962): „Boundary shear stress in curved trapezoidal channels“, Journ. of the Hydr. Div., ASCE, HY 5, Vol 88, S: 143 - 179
- KNIGHT, D.W. (1981): „Boundary shear in smooth and rough Channels“, Journ. of the Hydr. Div., ASCE, HY 7, Vol. 107, S: 839 - 852
- KRÜGER, F. (1988): „Fließgesetze in offenen Gerinnen“, Dresden, Technische Universität, Dissertation
- MEYER, J. (1971): „Wandschubspannungs- und Geschwindigkeitsverteilung im glatten Dreieckgerinne (Öffnungswinkel 90°)“, Mitt. der Technischen Universität Berlin, Heft 74
- PATEL, V.C. (1965): „Calibration of the PRESTON tube and limitations on its use in pressure gradients“, Journal of Fluid Mechanics, London, Vol. 23, part 1, S. 185 -208
- SEDLMAIR, G (1970): „Beitrag zur Frage der Grenzschleppspannung erläutert am Beispiel der unteren Isar“, München, Technische Universität, Dissertation
- VOLLMERS & PERNECKER (1967): „Beginn des Feststofftransportes für feinkörnige Materialien in einer richtungskonstanten Strömung“, Die Wasserwirtschaft 6, 57.Jg., S. 237 - 246
- WAGNER, H. (1969): „Theoretische Untersuchung der Abflusscharakteristik in beliebig gestalteten, offenen Rechteckprofilen“, Dresden, Technische Universität, Habilitationsschrift

Dr.-Ing. F. Krüger

Landesumweltamt Brandenburg

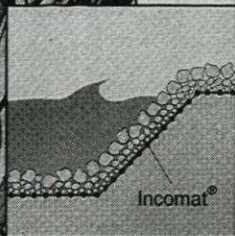
Referat W6 „Gewässergestaltung, Wasserbau und Hochwasserschutz“

Herbert-Jensch-Str. 38

15234 Frankfurt/O.

Die sichere Basis:

Incomat®



Bauen mit Geosynthetics

Als Hersteller von Geosynthetics bieten wir Ihnen überzeugende technische Lösungen wirtschaftlich, sicher, fortschrittlich.

Erd- und Grundbau

Deponiebau

Wasserbau

Verkehrswegebau

Beratung, Planung,
Umsetzung - weltweit.

HUESKER Synthetic GmbH & Co.

Postfach 1262 - D-48705 Gescher

Telefon (0 25 42) 7 01-0

Telefax (0 25 42) 7 01-499

Internet: <http://www.huesker.com>

E-mail: huesker.synthetic@t-online.de



HUESKER

Strömungsverhältnisse in Flusskrümmungen

Kurzfassung

Unter natürlichen Bedingungen nehmen Flüsse selten eine gerade, statt dessen eine geschwungene Linienführung an. Eines der charakteristischsten Merkmale der Strömung in Krümmungen ist die Spiralströmung, welche durch den Unterschied der wirkenden Zentrifugalkräfte in der oberen und unteren Schicht des Wasserkörpers entsteht. Der Beitrag berichtet über grundlegende Erkenntnisse aus theoretischen und experimentellen Untersuchungen der Strömung in Gerinnekrümmungen und mäandrierenden Gerinnen mit überströmten Vorländern. Es werden analytische Methoden zur Bestimmung der Energieverluste vorgestellt.

Abstract

Under natural conditions, rivers rarely take straight courses but instead take winding courses. One of the most characteristic features of the flow in channel bends is the spiral motion due to the difference of centrifugal forces between the upper and lower layer of the flow. The paper reports basically findings of theoretical and experimental studies on flow in channel bends and in meandering compound channels. Analytical methods which predicts energy losses are presented.

1 Einführung

Natürliche, im Regime vorhandene, Bäche oder Flüsse sind am Ende des Oberlaufes sowie im Bereich des Mittel- und Unterlaufes durch eine geschwungene Linienführung, Krümmungen und Mäander gekennzeichnet. Verschiedene Theorien wurden zur Entstehung von Fließgewässerkrümmungen entwickelt. Bear (1860) bezeichnete die Wirkung der Coriolisbeschleunigung als ursächlich, DAVIS (1903) und GRAVELIUS (1914) stellten die 'Anstoßtheorie' auf. Auch die von EXNER (1919) in der 'transversalen Schwingung des Wasserspiegels' gefundene Deutung ist ein Beispiel für das Erklärungsbedürfnis zu dieser Problematik. Auf der Grundlage von Naturbeobachtungen wurden von verschiedenen Autoren (FARGUE, 1868; LEOPOLD/WOLMAN/MILLER, 1964; RZHANITZYN, 1962) empirische Bemessungsansätze entwickelten, welche die geometrischen Verhältnisse natürlicher Flusskrümmungen beschreiben. Speziell zur Ausbildung und

Optimierung von Krümmungen kompakter Gerinne und den damit verbundenen lokalen Energieverlusten sind die Arbeiten von NIPPERT (1929), GARBRECHT (1952) und DENZLER (1960) zu erwähnen. Analytische Ansätze zur Beschreibung der Sekundärgeschwindigkeitsprofile bzw. der Schubspannungsverteilung in solchen Gerinnen beruhen stets auf vereinfachenden Annahmen. ROZOVSKII (1957), YEN (1965) oder FRANCIS/ASFARI (1971) gingen beispielsweise bei der Beschreibung der vertikalen Verteilung der Geschwindigkeit in Hauptfließrichtung vom logarithmischen Wandgesetz aus. Andere Autoren nutzten einen parabolischen Ansatz (ENGELUND, 1974) bzw. eine Potenzfunktion (ZIMMERMANN/KENNEDY, 1978) zur Charakterisierung der vertikalen Verteilung der longitudinalen Geschwindigkeitskomponente. Mit den erwähnten Formeln ergibt sich stets das Maximum der Geschwindigkeit an der Wasserspiegeloberfläche.

2 Strömungsvorgänge in gekrümmten Kompaktgerinnen

In Abhängigkeit von der relativen Krümmung (r_m/b) wirkt auf die Teilchen innerhalb des eine Krümmung durchfließenden Wasserkörpers eine radial in Richtung des konvexen Ufers gerichtete Zentrifugalkraft. Infolge dieser Einwirkung kommt es zu einem Transport in diese Richtung und damit zu einer Anhebung des Wasserspiegels am sog. Prallhang. Gleichzeitig ergibt sich ein radiales Druckgefälle in Richtung des konvexen Ufers (Gleithang). Die longitudinale Geschwindigkeitskomponente ($U_{\theta(z)}$) kann, wegen der in fast allen bekannten Untersuchungen zu dieser Thematik nachgewiesenen Lage des Geschwindigkeitsmaximums unter dem Wasserspiegel, durch eine Erweiterung des logarithmischen Geschwindigkeitsverteilungsgesetzes um einen quadratischen Funktionsausdruck der relativen Strömungshöhe beschrieben werden (CARSTENSEN, 1999a). Diese Funktion ist außerdem maßgeblich vom b/h_m -Verhältnis des Fließquerschnittes abhängig. Damit ergibt sich auch ein Maximum der Zentrifugalkraft in der Nähe des Wasserspiegels und ein Minimum an der Sohle. Eine Bilanz der Verteilung der Zentrifugalkraft und der in Richtung des konvexen Ufers gleichmäßig über die Tiefe wirkenden relativen Druckverteilung führt zu einer Ausbildung der Radialkraft bzw. der in der Vertikalen wirkenden Radialgeschwindigkeit ($U_{r(z)}$), wie sie in Bild 1 schematisch dargestellt ist. In Abhängigkeit von der Querschnittsform, dem Breiten-Tiefen-Verhältnis und dem Radius-Tiefen-Verhältnis bildet sich infolge der Überlagerung von longitudinaler, radialer und vertikaler Geschwindigkeitskomponente in einer Gerinnekrümmung eine Spiralströmung heraus. Diese kann sich aus einer einzelnen Spirale oder aus der Kombination mehrerer Drehbewegungen zusammensetzen. Die Entstehung, das Anwachsen und der Zerfall der Spiralbewegung wird ursächlich durch das Breiten-Fließtiefen-Verhältnis beeinflusst.

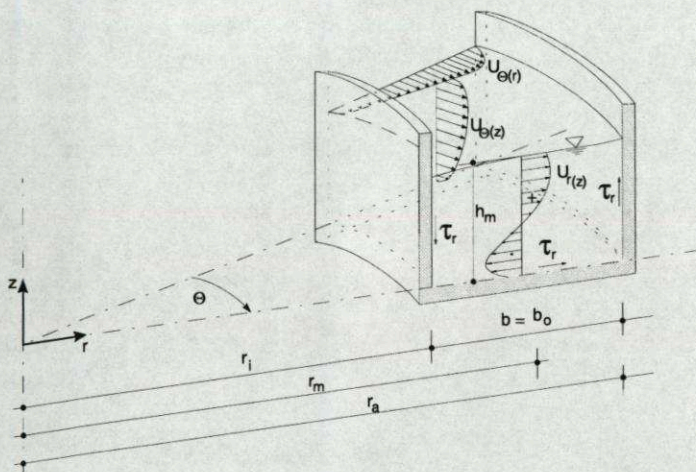


Bild 1: Systemskizze

Ab $b_0/h_m \geq 12$ ist dies für den von Wandeffekten unbeeinflussten Bereich des Fließquerschnittes nicht mehr von Bedeutung (YEN, 1965). Die relative Stärke der Spiralbewegung entlang der Krümmungsachse $\left[\int_0^{h/h_m} |U_r/u_m| dz/h_m \right]$ ist

umgekehrt proportional zu r_m/h_m . Die Spiralströmung ist bereits vor der eigentlichen Krümmung nachweisbar. Versuche im Hubert-Engels-Labor der TU Dresden haben gezeigt (vgl. CARSTENSEN, 1999 a,b), dass ein gerader Gerinnebereich mit einer Länge, die der zweifachen Gerinnebreite (b_0) entspricht, zwischen zwei Krümmungen entgegengesetzter Richtung nicht ausreicht, um ein vollständiges Abklingen der Spiralströmung zu erreichen bzw. eine Übertragung in den nächsten Krümmungsabschnitt zu verhindern. Der Gerinneabschnitt, bestehend aus einer Krümmung und einem dahinter folgenden geraden Abschnitt, in dem die Spiralströmung wirkt und nachweisbar ist, kann nach NOUH/TOWNSEND (1979) mit

$$T = \frac{\pi \cdot r_m \cdot \Theta}{180^\circ} + x_{NL} \quad (1)$$

bestimmt werden. Darin stellt x_{NL} die sog. Nachlauflänge dar.

$$x_{NL} = 1,77 \cdot \frac{C \cdot h}{\sqrt{g}} \quad (2)$$

In Modellversuchen konnte nachgewiesen werden, dass der Strömungsabschnitt, in dem die Spiralströmung umbilden oder zerfallen kann, kürzer ist als der Abschnitt, in dem die Möglichkeit der Umbildung und der

Verteilung der mittleren longitudinalen Geschwindigkeit besteht (CARSTENSEN, 1999 a). Somit ist die stromab reichende Beeinflussung einer Krümmung neben der Spiralströmung primär durch die im Verhältnis zum geraden Gerinne verzerrte Verteilung der Tangentialgeschwindigkeit im Querschnitt bestimmt. Unter Einbeziehung verschiedener Ergebnisse anderer Autoren und der bei den Versuchen gefundenen Werte konnte geschlussfolgert werden, dass es bei mehreren hintereinander angeordneten Krümmungen ($r_m/b \leq 10$), getrennt durch eine dazwischen liegende gerade Strecke ($L_G \approx 2...3 \cdot b$), zu Vergrößerungen des Maximalwertes der Schubspannung kommen kann. Diese Vergrößerung kann zwischen 15 % und 35 % des Maximums der Schubspannung in bzw. nach einer Einzelkrümmung betragen. Der Bereich der maximalen Schubspannung wurde stets hinter der eigentlichen Krümmung bestimmt und mit der Preston- bzw. Plattenmessung nachgewiesen.

3 Strömungsvorgänge in gekrümmten Gerinnen mit überströmten Vorländern

Im Rahmen der naturnahen Gestaltung von Fließgewässern und den dabei zu berücksichtigenden Hochwasserprofilen, ist die Beschreibung der physikalischen Zusammenhänge bei überströmten Gerinnekrümmungen mit Vorländern aus hydraulischer, aber auch ökonomischer Sicht zu beachten. Die in diesem Fall auftretenden Erscheinungen stellen sich noch wesentlich komplizierter dar, als die im Abschnitt 2 beschriebenen Vorgänge. Die longitudinale Geschwindigkeitskomponente und die Spiralströmung im gekrümmten Hauptgerinne wird durch die turbulenten und konvektiven Interaktionen mit den über den Vorländern vorhandenen Geschwindigkeitsverteilungen beeinflusst.

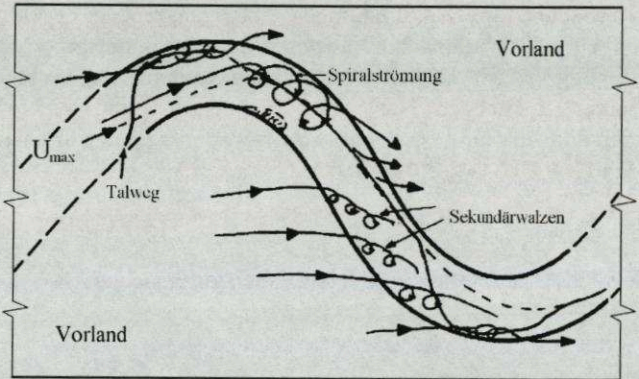


Bild 2: Strömungsbildung in gekrümmten Fließgewässern mit überströmten Vorländern (RAMESHWARAN et al. (1999), modifiziert)

Von wesentlicher Bedeutung für die Abschätzung und Deutung dieser Erscheinungen ist das Verhältnis der Fließtiefen auf dem Vorland bzw. im Flussschlauch. Bezüglich der qualitativen und quantitativen Ausbildung der Sekundärwalzen im Flussschlauch, der Austauschvorgänge mit den Vorländern, der Bettbildung und des Sedimenttransportes sowie analytischer Bestimmungsmethoden einzelner Faktoren und Erscheinungen (Widerstandsbeiwert, Energieverlust) ist auf Arbeiten von TOEBES/SOOKY (1967), YEN/YEN (1983), McKEOGH/KIELY (1989), SELLIN/GILES (1989), STEIN (1989), MACLEOD/ERVINE (1999) und RAMESHWARAN et al. (1999) zu verweisen.

4 Energieverluste in gekrümmten Gerinnen

Innerhalb einer Gerinnekrümmung wird der Strömung im Vergleich zu einem geraden Gerinne zusätzliche Energie entzogen. Ursächlich hierfür sind:

- die Veränderung der longitudinalen Geschwindigkeitsverteilung bezogen auf die Fließtiefe und die Gerinnebreite, einschließlich der Verschiebung des Geschwindigkeitsmaximums;
- erhöhte innere Reibung bzw. Reynoldsspannungen infolge der entstehenden oder ausgebildeten Spiralströmung;
- größere Reibungsverluste an der Gerinnewandung aufgrund der zusätzlich auftretenden radialen Schubspannung;
- die Entstehung von Wirbeln und Ablösungen in Abhängigkeit von der "Krümmungsschärfe" bzw. der relativen Krümmung.

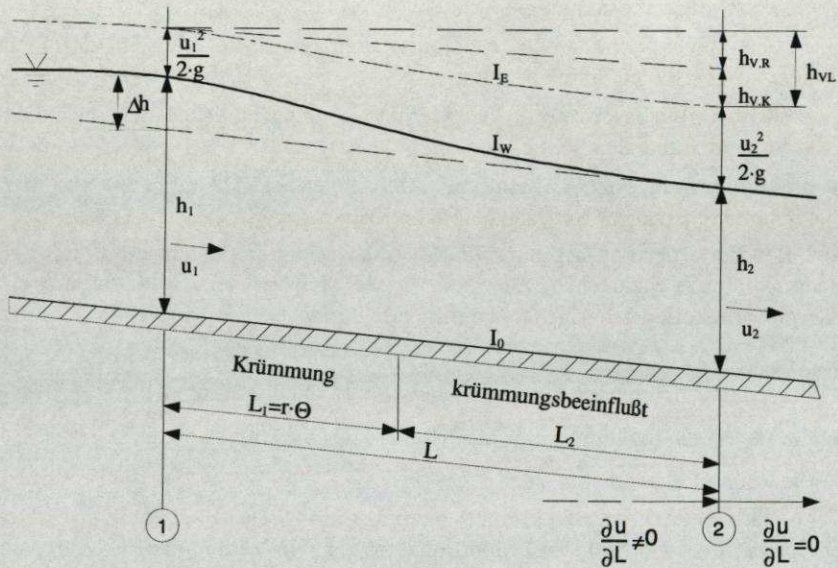
Auf die Größe der von der Krümmungsströmung verbrauchten und damit der Hauptströmung entzogenen Energie, welche sich in der Gesamtbilanz als Energieverlust niederschlägt, haben folgende Parameter Einfluss:

- der Winkel der Krümmung Θ ;
- die relative Krümmung r_m/b und die relative Fließtiefe h_m/b ,
- die Reynolds- und die Froudezahl (Re, Fr) der Strömung sowie
- die Rauigkeitsverhältnisse.

Der relativen Krümmung kommt hierbei die größte Bedeutung zu. Der Energieverlust ist umgekehrt proportional zum r_m/b -Verhältnis. Ein Wert von 4...5 für r_m/b stellt einen natürlichen Mittelwert dar, wogegen $r_m/b < 3...4$ typisch für regulierte Flüsse ist. Dann ist jedoch z.T. mit Strömungsbilösungen und erhöhten Verlusten bzw. verstärkter Energiedissipation zu rechnen (BAGNOLD, 1960; GÖTZ, 1975). Eine Zunahme des h_m/b -Verhältnisses wirkt sich abmindernd auf die kinetische Energie der Spiralströmung aus. Die

Vergrößerung des Krümmungswinkels Θ führt gewöhnlich zu einer Vergrößerung der kinetischen Energie der Spiralströmung.

Die in der deutschen Literatur am häufigsten zitierten Grundlagen für die Bestimmung des Energieverlustes in offenen Gerinnekrümmungen entstammen einer Arbeit von GARBRECHT (1961). Darin wird der Krümmerverlust durch die Multiplikation eines Verlustbeiwertes ζ (für glattwandige, kreisförmige Krümmungen mit Rechteckquerschnitt und $\Theta = 90^\circ$) mit einem Korrekturbeiwert für einen von 90° abweichenden Winkel (β_1), einem weiteren Korrekturbeiwert für rauhe Gerinne ($k > 0,0025 \text{ m}$) (β_2) sowie der Geschwindigkeitshöhe ($u_m^2 / 2g$) bestimmt. In älteren Arbeiten (z.B. WITTMANN, 1955) wird empfohlen, den STRICKLERSchen k_s -Wert oder das rechnerische Gefälle I gegenüber der gleich langen, geraden Strecke zu ermäßigen (MANGELSDORF/SCHEURMANN, 1980). Bei $r_m / b_0 \approx 5$ und $\Theta = 60^\circ \dots 135^\circ$ kann für k_s ein etwa 20%, für I ein etwa 5 .. 10% kleinerer Wert als für ein äquivalentes gerades Gerinne angenommen werden.



- $h_{V,R}$ Verlusthöhe infolge kontinuierlicher Wandreibung in longitudinaler Richtung
- $h_{V,K}$ Verlusthöhe infolge radialer Zirkulation
- $h_{V,L}$ Gesamtverlusthöhe

Bild 3: Energieverluste in Krümmungen

Die Energiedissipation, welche sich allein durch eine Gerinnekrümmung bzw. durch die darin wirkende Spiralströmung vollzieht, ist quantitativ in etwa von der gleichen Größenordnung wie der Verlust, der durch die longitudinale Wandreibung erzeugt wird (CHANG, 1983). Durch den Verlust an Strömungsenergie in offenen, gekrümmten Gerinnen bildet sich ein steileres Energieliniengefälle als in einem gleich langen, geraden Gerinneabschnitt aus. Infolge dieses steileren Verlaufes kommt es zu Rückstauerscheinungen oberhalb der Krümmung.

Für ein breites, gekrümmtes Rechteckgerinne, in dem ein gleichförmig stationärer Abfluss vorhanden ist, das radiale Wasserspiegelgefälle vernachlässigt wird sowie eine voll entwickelte Strömung aufgrund einer ausreichend langen Durchströmung der Krümmung vorhanden ist (d.h. mit zunehmender Bogenlänge ist eine annähernd identische tiefengemittelte Verteilung oder betragsmäßige Übereinstimmung der radialen Geschwindigkeitskomponente vorhanden), kann der Energieverlust ($h_{v,K} = h_{v,1} + h_{v,4}$) ROZOVSKII (1957) wie folgt bestimmt werden.

1. Es entsteht ein erhöhter Energieverlust in der Krümmung gegenüber der geraden Gerinnestrecke wegen der Veränderung des longitudinalen Geschwindigkeitsprofils ($h_{v,1}$).

$$U_{\Theta} = \frac{Q}{r \cdot h \cdot \ln \frac{r_a}{r_i}} \quad (3)$$

$$\frac{h_{v\Theta}}{L} = I_E = \frac{U_{\Theta}^2}{h_m \cdot C^2} \quad (r_{hy} \approx h \text{ wegen } b/h > 30, L = \Theta \cdot r) \quad (4)$$

$$h_{v\Theta} = \int_0^b \frac{Q^2 \cdot \Theta}{h_m^3 \cdot r \cdot C^2 \cdot \ln^2(r_a / r_i)} \quad (\text{Krümmung}) \quad (5)$$

$$h_{vL} = \frac{L}{h_m^3 \cdot b^2} \cdot \frac{Q^2}{C^2} \quad (\text{Gerade}) \quad (6)$$

$$h_{v,1} = h_{v\Theta} - h_{v1} = \frac{L \cdot u_m}{C^2 \cdot h_m} \cdot \left[\frac{2b/r_i \cdot (r_a/r_i)^2 + 1}{(r_a/r_i + 1) \cdot [(r_a/r_i)^2 - 1]} - 1 \right] \quad (7)$$

2. Der infolge der Anfachung der Radialgeschwindigkeit entstehende Energieverlust ($h_{v,2}$) kann unter Nutzung des Ansatzes für die Bestimmung von U_r nach ROZOVSKII (1957) mit $\kappa = 0,5$ und $C = 50 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$ überschläglich bestimmt werden.

$$h_{v,2} = \left(\frac{U_r^2}{2g} \right)_m \approx 10 \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot \frac{u_m^2}{2g} \quad (8)$$

3. Da in der Krümmung gegenüber der Geraden zusätzliche radiale Schubspannungsbelastungen an der Gerinnewandung auftreten, entstehen zusätzliche Reibungsverluste, die proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit sind.

$$\tan \phi = \frac{\tau_{r0}}{\tau_{\theta 0}} = \frac{\tau_{r0}}{\tau_0 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{r0}}{\tau_0} \right)^2}} \cong \frac{\tau_{r0}}{\tau_0} = B(\lambda) \cdot \frac{h_m}{r_m} \quad (9)$$

	B(λ)	Bemerkung
ROZOVSKII (1957)	11 < B(λ) < 11,5 10 < B(λ) < 12	0,3 cm < k _s < 0,4 cm, „rauh“ glatte Sohle
ENGELUND (1974)	B(λ) = 7	natürliche Gerinnerrauheit
Hussein/Smith (1986)	4,6 < B(λ) < 6,0 10,25 < B(λ) < 12,90	C / $\sqrt{g} \approx 10$ C / $\sqrt{g} = 19$

Tabelle 1: Krümmungswiderstandsfunktionswerte B(λ) (CARSTENSEN, 1999a)

Unter der Voraussetzung, dass in der r- Θ -Ebene (siehe Bild 1) die resultierende Strömungsgeschwindigkeit mit der resultierenden Schubspannung und damit auch deren Komponenten in radialer und longitudinaler Richtung zusammenfallen, kann geschrieben werden:

$$\frac{\tau_{r0}}{\tau_{\theta 0}} = \frac{U_{r0}}{U_{\theta 0}} \quad (10)$$

Damit ergibt sich

$$h_{v,3} \approx \frac{\tau_{\theta 0} \cdot L}{\rho \cdot g \cdot h_m} \cdot \left[1 + 60 \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \right] \approx 60 \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot \frac{u_m^2 \cdot L}{C \cdot h_m} \quad (11)$$

4. Die Verluste, bedingt durch erhöhte innere Reibung, können für eine turbulente Strömung wie folgt bestimmt werden:

$$h_{v,4} = 24 \cdot \frac{\sqrt{g}}{C} \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot \frac{L}{h_m} \cdot \frac{u_m^2}{2g} \quad (12)$$

Weitere Verluste, z.B. aus dem Ausgleich der Geschwindigkeitsverteilung in der Vertikalen sowie infolge von Ablösungen und Wirbelbildungen werden hier nicht berücksichtigt. Im Ergebnis kann zusammengefasst werden:

$$h_{v,K1} = \sum_{i=1}^{i=4} h_{v,i} \quad (13)$$

Die Verlusthöhen $h_{v,1}$ und $h_{v,2}$ sind wegen ihrer geringen Größe vernachlässigbar. Demzufolge kann geschrieben werden:

$$h_{v,K1} = \left[24 \cdot \frac{\sqrt{g}}{C} + 60 \cdot \frac{g}{C^2} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot \frac{L}{h_m} \frac{u_m^2}{2g} \quad (14)$$

bzw. für $L = \Theta \cdot r_m = 1m$

$$h_{v,K1} = \left[12 \cdot \frac{\sqrt{g}}{C} + 30 \cdot \frac{g}{C^2} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot Fr^2 \quad (15)$$

Ebenfalls durch die Aufteilung der Energiedissipation innerhalb einer Krümmung in Verluste aus der Wandreibung in longitudinaler Richtung und in Verlusten infolge der radialen Zirkulation entwickelte CHANG (1983) einen Ausdruck für die Bestimmung der Verlusthöhe:

$$h_{v,K2} = \left[\frac{5,75 \cdot \sqrt{\lambda} + 4,14 \cdot \lambda}{1,13 + 2 \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot \frac{L}{h_m} \frac{u_m^2}{2g} \quad (16)$$

bzw. für $L = \Theta \cdot r_m = 1m$

$$h_{v,K2} = \left[\frac{2,86 \cdot \sqrt{\lambda} + 2,07 \cdot \lambda}{0,565 + \sqrt{\lambda}} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot Fr^2 \quad (17)$$

Diese Lösung basiert auf der Annahme einer linearen Verteilung der Radialgeschwindigkeit über die Fließtiefe und einem Potenzgesetz für die Bestimmung der longitudinalen Geschwindigkeitsverteilung in der Vertikalen. MCKEOGH/KIELY (1989) nutzten diesen Ansatz beispielsweise, um den Energieverlust im vom Vorlandabfluss überfluteten Flussschlauch zu bestimmen (vgl. Abschnitt 3). Der Widerstandsbeiwert λ stellt das Maß für die äußere Reibung in Abhängigkeit von der hydraulischen Rauigkeit und die innere Reibung als Funktion der Reynoldszahl dar. Da es sich für die praktische Anwendung oftmals als günstiger erweist, eine Quantifizierung des Widerstandsverhaltens auf der Grundlage der Beschreibung der geometrischen Form und Zusammensetzung der Rauigkeitselemente an der Gerinnesohle bzw. den Wänden vorzunehmen, sollen für die Gleichungen (15) und (17) Lösungen unter Verwendung der äquivalenten Sandrauigkeit k_s angegeben werden. Mit

$$\sqrt{\lambda} = \frac{\sqrt{8 \cdot g}}{C} = \sqrt{8} \cdot \frac{\kappa}{n} = \frac{1,131}{n} \quad \text{und} \quad (18)$$

$$n = 4,7 \cdot \left(\frac{h}{k_s} \right)^{0,06} \quad [\text{nach Li/Chen/Zhao (1983)}] \quad (19)$$

können folgende Beziehungen entwickelt werden:

$$h'_{V,K1} = \left[1,022 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06} + 0,217 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,12} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot Fr^2, \quad (20)$$

$$h'_{V,K2} = \left[\frac{0,69 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06} + 0,12 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,12}}{0,565 + 0,241 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06}} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2 \cdot Fr^2. \quad (21)$$

Für k_s kann beispielsweise der d_{50} für Sedimente mit geringer Kornabstufung bzw. der d_{90} für stetige Kornverteilungen eingesetzt werden, da dieser näherungsweise dem mittleren Durchmesser der Deckschicht (d_m) entspricht.

Der Anteil der Energiedissipation infolge der radialen Zirkulation zur gesamten Energieverlusthöhe, bezogen auf einen Meter Fließlänge, kann mittels Division der Gleichungen (20) und (21) durch

$$h_{VL} = Fr^2 \cdot \frac{\lambda}{8} = Fr^2 \cdot \frac{\left[0,241 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06} \right]^2}{8} \quad (22)$$

ermittelt werden. Es ergeben sich dann folgende Beziehungen:

$$\frac{h'_{V,K1}}{h_{VL}} = \left[140,77 \cdot \left(\frac{h}{k_s} \right)^{0,06} + 29,96 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2, \quad (23)$$

$$\frac{h'_{V,K2}}{h_{VL}} = \left[\frac{22,84 + 4 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06}}{0,136 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,06} + 0,058 \cdot \left(\frac{k_s}{h} \right)^{0,12}} \right] \cdot \left(\frac{h_m}{r_m} \right)^2. \quad (24)$$

5 Zusammenfassung

Die Strömung in einer Gerinnekrümmung wird durch die Spiralströmung, eine gegenüber dem geraden Gerinne veränderte Verteilung der Hauptgeschwindigkeitskomponente, das radiale Wasserspiegelgefälle und lokale Vergrößerungen der Schubspannung gegenüber einem geraden Fließgewässerabschnitt gekennzeichnet. Die Stärke der Spiralströmung ist umgekehrt proportional zum Radius-Fließtiefen-Verhältnis. Besondere Bedeutung kommt den Strömungsvorgängen in naturnahen, gekrümmten oder mäandrierenden Fließgewässern im Hochwasserfall zu. Die hierbei ablaufenden Prozesse bezüglich des Dominanzverhaltens von Flussschlauch und Vorland sind in erster Linie vom Verhältnis der Fließtiefen in beiden Abschnitten und von der Rauigkeit des Bereiches in unmittelbarer Nähe sowie außerhalb des Flussschlauches abhängig.

Der Energieverlust in Fließgewässerkrümmungen kann durch die Summation der longitudinalen Verluste (Wandreibung, turbulenten Schubspannungen, ...) mit den von der Spiralströmung bzw. Quercirkulation herrührenden Verlusten bestimmt werden. Wegen der direkten Proportionalität der Energieverluste infolge Quercirkulation zum Fließtiefen-Radius-Verhältnis, zur Froudezahl und zur Rauigkeit des Gerinnes hat diese Problematik Bedeutung für praktische Anwendungen.

Dr.-Ing. D. Carstensen
Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
01062 Dresden
e-mail: dirk-ca@bwbrs1.bau.tu-dresden.de

6 Literaturverzeichnis

- ANWAR, H.O. (1986): "Turbulent structure in a river bend", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 112, No. 8
- BAGNOLD, R. (1960): "Flow resistance in sinuous or irregular channels", Geol. Surv. Prof. Paper 282-D
- CARSTENSEN, D. (1999a): "Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung", Dissertation, in Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 16
- CARSTENSEN, D. (1999b): "Flow conditions in rivers with a winding course", 7th Conference – Problems of Hydroengineering, Wrocław
- CHANG, H.H. (1983): "Energy expenditure in curved channels", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.109, No. 7
- DENZLER, C.E. (1960): "Optimum shape of 90° bend in a rectangular channel", Thesis presented to the State University of Iowa, in practical filements for the degree of M.S.
- ENGELUND, F. (1974) : "Flow and bed topography in channel bends", Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 100, No. HY11
- ENGELUND, F. (1974): "Flow and bed topography in channel bends", Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 100, No. HY11
- FARQUE, O. (1868): "Sur la corrélation entre la configuration du lit et la profondeur d'eau dans les rivières a fond mobile.", Annales des Ponts et des Chaussées, Paris
- FRANCIS, J.R.D.; ASFARI, A.F. (1971): "Velocity Distribution in Wide, Curved Open Channel Flows", Journal of Hydraulic Research, Vol. 9, No. 1
- GARBRECHT, G. (1952): "Wasserabfluss in gekrümmten Flussstrecken", Dissertation, TH Karlsruhe
- GARBRECHT, G. (1961): "Abflussberechnungen für Flüsse und Kanäle", Zeitschrift Wasserwirtschaft, Heft 2
- GÖTZ, W. (1975): "Sekundärströmungen in aufeinander folgenden Gerinnekrümmungen", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 163
- HUSSEIN, A.S.; SMITH, K.V. (1986): "Flow and bend deviation angle in curved open channels", Journal of Hydraulic Research, Vol. 24, No. 2
- LEOPOLD/WOLMANN/MILLER (1964): "Fluvial process in geomorphology", Freeman and Co., London
- LI, Z.; CHEN, Y.; ZHAO, Y. (1983): "Laboratory investigation on drag and lift forces acting on bed spheres", Proceedings of the 2nd International Symposium on River Sedimentation, Nanjing, pp. 330-343
- MACLEOD, B.; ERVINE, A. (1999): "The influence of scale on the interaction mechanisms in meandering compound channels", Proc. XXVIII. IAHR Congress, Graz
- MANGELSDORF, J.; Scheurmann, K. (1980): "Flussmorphologie", R. Oldenbourg Verlag München, Wien
- MCKEOGH, E.J.; KIELY, G.K. (1989): "Experimental study of the mechanisms of flood flow in meandering channels", Proc. XXIII. IAHR-Congress, Ottawa
- NIPPERT, H. (1929): "Über den Strömungsverlust in gekrümmten Kanälen", VDI-Forschungsheft 320, Berlin
- NOUH, A.M.; TOWNSEND, R.D. (1979): "Shear Stress Distribution in Stable Channel Bends", Journal of the Hydraulics Division, Proc. of the ASCE, Vol. 105, HY10
- RAMESHWARAN et al. (1999): "Flow mechanisms in two-stage meandering channel with mobil bed", Proc. XXVIII. IAHR Congress, Graz
- ROZOVSKII, I.L. (1957): "Flow of Water in Bends of Open Channels", Translated from Russian (Academy of Science of the Ukrainian, Kiev), published for: The National Science Foundation, Washington D.C. and the Department of the Interior by the Israel Program for Scientific Translations
- RZHANTZYN, N.A. (1962): "Morphological and hydrological regularities of the structure of the river net", Agr. Research Serv. And US Coast and Geodetic Survey, Washington D.C.
- SELLIN, R.H.J.; GILES, A. (1989): "Flow mechanisms in spilling meander channels", Proc. XXIII. IAHR-Congress, Ottawa
- STEIN, J. (1989): "Mäandrierende Fließgewässer mit überströmten Vorländern - Experimentelle Untersuchungen numerische Simulation", Dissertation, RWTH Aachen
- TOEBES, G.H.; SOOKY, A.A. (1967): "Hydraulics of meandering und rivers with flood plains", Journal of the Waterways and Harbors Division, Proc. of the ASCE, Vol. 93, No. WW2, Mai
- WITTMANN, H. (1955): "Flussbau – im Taschenbuch für Bauingenieure", Band 2, 2. Auflage,
- YEN, B.C. (1965): "Characteristics of Subcritical Flow in a Meandering Channel, Ph. D. Dissertation, Iowa State University, Iowa City
- YEN, B.C.; YEN, C.L. (1983): "Flood Flow over meandering channels", River meandering conference, ASCE, New Orleans
- ZIMMERMANN, C.; KENNEDY, J.F. (1978): "Transverse bed slopes in curved alluvial streams", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 104, HY1

7 Verzeichnis der Symbole und Formelzeichen

– hier nicht aufgeführte Formelzeichen oder Symbole werden direkt an der betreffenden Textstelle spezifiziert

Große Buchstaben:

C	$L^{1/2}T^{-1}$	mittlerer Reibungsbeiwert nach de Chezy
I	L/L	Gefälle
L_G	L	Länge der Geraden zwischen zwei Krümmungen
Q	L^3T^{-1}	Durchfluss
U_i (i=z,r,θ)	LT^{-1}	Geschwindigkeit (zeitlicher Mittelwert)

Kleine Buchstaben:

b	L	Breite, Wasserspiegelbreite
d_{50}, d_{90}	L	Korndurchmesser bei 50 bzw. 90 Masse-% Siebdurchgang
g	LT^{-2}	Erdbeschleunigung
h	L	Fließtiefe
k_S	L	Rauhigkeitshöhe, äquivalente Sandrauheit
l	L	Länge des Fließweges
n		Exponent eines vertikalen Geschwindigkeitsverteilungsgesetzes
u_m	LT^{-1}	mittlere Fließgeschwindigkeit ($u_m = Q/A$)
r, θ, z		Richtungskordinaten - Zylinderkoordinatensystem

Griechische Buchstaben:

κ		v. Kármán-Konstante
ρ	ML^{-3}	Dichte einer Flüssigkeit
τ_0	$ML^{-1}T^{-2}$	Mittelwert der Randschubspannung
φ	°	Winkel des mittleren Sohlschubspannungs- bzw. Geschwindigkeitsvektors zur longitudinalen Fließrichtung in der r-θ-Ebene

Indices:

a, i, m		außen, innen, Mitte oder mittlerer Wert
VL		Verlust bezogen auf eine Fließstrecke der Länge L
V.K		Verlust infolge des Krümmungseinflusses
0		in Sohlhöhe
r, θ, z		Richtungskordinaten - Zylinderkoordinatensystem

Kritische Geschwindigkeiten und Schubspannungen

Kurzfassung

Die kritische Geschwindigkeit und die kritische Schubspannung sind nach wie vor wesentliche Parameter sowohl zur Beurteilung der Stabilität einer natürlichen Gerinnesohle als auch künstlicher Maßnahmen zur Sicherung der Umrandung eines Fließgewässers. Seit SHIELDS haben sich schon Generationen an einer allgemeingültigen Lösung versucht. In dieser Arbeit werden verschiedene bekannte Ansätze vorgestellt, die eine Vorhersage der beiden genannten Parameter erlauben. Diese Auswahl erhebt aber erstens keinen Anspruch auf Vollständigkeit und ist zweitens subjektiv, wie es auch alle visuellen und sonstigen Beurteilungen der kritischen Parameter für den Transportbeginn u.ä. sind.

Abstract

The critical velocity and the critical shear stress are still important parameters both for the estimation of the stability of a natural flume bottom and artificial measures for the protection of the embankment of a river. Since SHIELDS generations of scientists have tried to develop a general solution. In this paper different possibilities are presented allowing a forecast of the two parameters. However, on the one hand this selection does not claim in completeness and on the other hand is subjective following all of the visual and other investigations to determine the initiation of sediment motion.

1 Einleitung

Es ist nach wie vor erstaunlich, mit welcher Hartnäckigkeit sich das vor nunmehr fast 65 Jahren von SHIELDS vorgestellte Diagramm zur Beurteilung des kritischen Zustands eines Korngemisches (Ruhe oder Bewegung) in einem Fließgewässer am Leben hält. Es läßt sich kaum noch beurteilen, ob das ständige Neu-Eindringen in das SHIELDS Diagramm an der mangelnden Phantasie der „Nachfahren“ liegt oder mit der Komplexität des Phänomens zusammenhängt, die bis heute eine allgemeingültige Lösung verhindert hat. Das Letztere mag wohl zutreffen!

Damit soll keineswegs die Leistung von Albert Shields geschmälert werden. Die Laudatio von KENNEDY (1995) zeigt deutlich, welche Schwierigkeiten Shields gehabt hat, die neue dimensionsunabhängige Betrachtungsweise seinem Doktorvater Ludin verständlich zu machen. Man sollte aber auch vermeiden, die damalige

Meßtechnik oder die Versuchssystematik aus heutiger Sicht zu kritisieren. So darf auch nicht erwartet werden, daß in dieser Arbeit irgendwelche bahnbrechenden Neuigkeiten auftauchen. Es soll vielmehr gezeigt werden, wie man mit den Parametern des Bewegungsbeginns umgehen kann. Dabei beschränken sich die Betrachtungen auf rolliges Sohlenmaterial und gleichförmige Strömungsverhältnisse.

2 Parameter zur Definition des Bewegungsbeginns

2.1 Allgemeines

Die Frage nach dem Widerstand, den eine wie auch immer geartete Umrandung eines Fließgewässers oder -gerinnes dem Medium Wasser entgegensetzen kann, gehört nach wie vor zu den grundsätzlichen Problemen der Hydromechanik und des Wasserbaus, da sie die Voraussetzung für die Berechnung transportierter Massen in einem bestimmten Zeitraum bildet. Allerdings lassen die Vielzahl der Parameter, die einen Transportvorgang beeinflussen und die Subjektivität der Beobachtung, eine exakte Definition noch nicht zu, da die Berechnung des jeweiligen Strömungszustands nicht nur auf idealisierten Annahmen (z.B.: log. Geschwindigkeitsverteilung) beruht, sondern auch die Beschreibung des Sediments schwierig ist und eine Vielzahl wählbarer Kennzahlen vom Korndurchmesser bis zur Kornform bietet.

Die einzelnen Körner eines Feststoffgemisches werden bei rolligem Material je nach Größe und Exposition zur Strömung in Bewegung gesetzt. Die groben Körner sind der Strömung stärker ausgesetzt, halten dafür aber auch einem größeren Strömungsangriff stand. Kleinere Körner werden zwischen den größeren abgeschirmt (Hiding-Effekt), haben aber einen kleineren Erosionswiderstand. Diese sich teilweise in ihrer Wirkung aufhebenden Einflüsse führen dazu, daß viele Fraktionen eines Korngemisches fast gleichzeitig in Bewegung geraten können, so daß näherungsweise ein charakteristischer Korndurchmesser zur Beschreibung des Bewegungsbeginns verwendet werden kann. Es ist üblich, dafür den Bereich d_{50} bis d_{65} der Siebkurve zu benutzen, der in der Regel auch den gemittelten Korndurchmesser d_m miteinschließt.

Im Zusammenhang mit dem Hiding-Effekt spielt die sog. Deckschichtbildung bzw. „Abpflasterung“ der Sohle durch den Grobanteil der Körnung eine wichtige Rolle. Man nennt diesen Zustand auch „latente Erosion“, da sich nach dem Aufreißen dieser Deckschicht der Feststofftransport schlagartig erhöht.

Wie bei vielen Problemen in den Natur- und Ingenieurwissenschaften ist das Experiment im Laboratorium unabdingbare Voraussetzung für das Studium der

wesentlichen Zusammenhänge des Sedimenttransportes (VOLLMERS 1998).

So entstanden die Beziehungen oder Formeln für den Transportbeginn meist durch systematische Versuche in Rinnen oder Becken unter kontrollier- und wiederholbaren Bedingungen. Die exakte Bestimmung des Transportbeginns ist dabei immer noch von der Subjektivität des „Experimentators“ abhängig.

VANONI (1964) hat versucht, Zustände des Bewegungsbeginns mit Hilfe der Beobachtung eines kleinen Sohlenschnitts und Zählung sog. Aufbrüche (bursts) pro Zeiteinheit zu klassifizieren. Er definierte die Begriffe: Ruhe, vernachlässigbar, gering, kritisch, allgemein. Bis auf „Ruhe“ kann jeder Zustand den Bewegungsbeginn darstellen, obwohl die Unterschiede in der Strömungsgeschwindigkeit zwischen der minimalen und der maximalen Kornbewegung bezogen auf v_{\max} über 50% liegen. Es ist daher zweckmäßig, den Bewegungsbeginn nicht mit einem exakten Zahlenwert zu beschreiben, sondern jeweils einen Bereich anzugeben, in dem die Startbedingungen vorhanden sind. In neueren Untersuchungen wird das Bewegungsrisiko definiert (ZANKE 1990, siehe Bild 6)

Die praktische Bedeutung des Transportbeginns führte zu einer Vielzahl von Arbeiten, die entsprechende Kriterien enthalten (HRISSANTHOU et al. 1995). Grundsätzlich lassen sich für den Bewegungsbeginn zwei Betrachtungsmöglichkeiten unterscheiden:

- a. Kritische Geschwindigkeit
- b. Kritische Schubspannung

2.2 Kritische Geschwindigkeit

Für die Praxis sind Zusammenhänge, die die mittlere Fließgeschwindigkeit und einen charakteristischen Korndurchmesser enthalten, am einfachsten anzuwenden, da sich die beiden genannten Größen mit einem hinreichenden Erfahrungspotential relativ leicht messen oder berechnen lassen.

Die bekannteste graphische Darstellung ist das empirische HJULSTRÖM-Diagramm (1935) (Bild 1). Das Kurvenband gilt nur für weitgehend ebene Gewässersohlen und für Wassertiefen größer ca. 1 m. Da der Transportbeginn bei kohäsiven Sohlenmaterialien noch nicht genau bekannt ist, bzw. von anderen Parametern abhängt, wird die Benutzung (wie hier dargestellt) nur bis $d = 0,01$ mm empfohlen.

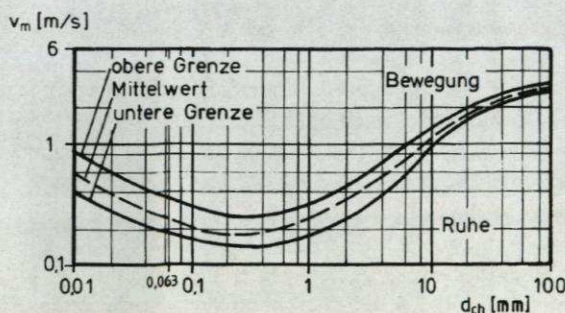


Bild 1: Mittlere kritische Geschwindigkeit und charakteristischer Korndurchmesser nach HJULSTRÖM

Ein halb-empirischer dimensionsreiner Ansatz, der auch bedingt für kohäsives Material gilt und wassertiefenabhängig ist, wurde von DOU GO-ZEN (1962) vorgestellt.

$$v_{mcr} \approx 2,5 \left[\rho' g d + 0,19 \frac{\epsilon_k + \rho_w \cdot g \cdot \delta \cdot h}{\rho_w \cdot d_{ch}} \right]^{0,5} \quad [\text{m/s}] \quad (1)$$

Darin bedeuten $\epsilon_k = 2,56 \cdot 10^5$ [N/m] ein Adhäsionsparameter und $\delta = 2,13 \cdot 10^3$ [m] die Kontaktstärke des Wasserfilms zwischen 2 Körnern.

Die ebenfalls dimensionsreine empirische Beziehung von ZANKE (1982) ergibt ähnliche Werte wie bei HJULSTRÖM:

$$v_{mcr} = 2,8 (\rho' g d_{ch})^{0,3} + 14,5 \frac{v}{d_{ch}} \cdot c \quad (2)$$

v_{mcr} = kritische mittlere Fließgeschwindigkeit für Bewegungsbeginn [m/s]

Es werden sowohl die Wassertemperatur (< kinematische Zähigkeit [m²/s]) als auch die Adhäsion berücksichtigt. Für natürliche Sande ist $c = 1$. Die Formel gilt für Wassertiefen zwischen 0.7 und 2 m (im Mittel ca. 1,4 m). Für andere Wassertiefen kann die mit oben angegebener Gleichung ermittelte Geschwindigkeit mit dem Faktor

$$\left(\frac{h_{\text{voh.}} [\text{m}]/1,4 [\text{m}]}{1,4} \right)^{1/6}$$

multipliziert werden, d.h. bei größeren Wassertiefen erhöht sich die kritische

Geschwindigkeit entsprechend.

In neueren Untersuchungen wurde festgestellt, daß sich die für den Bewegungsbeginn erforderlichen Initialgeschwindigkeiten der Strömung durch sog. biologische Verfestigung erheblich vergrößern können (FÜHRBÖTER 1983). Das trifft z.B. für Bereiche zu, die in rhythmischer Folge trocken fallen (Watt) oder aber für Fließgerinne, deren Wasserstände zeitweise so niedrig sind, daß sich eine biologische Besiedlung an der Sohle bilden kann. Ebenso setzt der Transportbeginn bei einer mit Transportkörpern bedeckten Sohle erheblich später als bei ebener Sohle ein. Ohne auf das relativ komplexe Widerstandsverhalten von Formrauheiten einzugehen, ist es ohne weiteres verständlich, daß es größerer Initialgeschwindigkeiten bedarf, um ein Korn auf dem negativ geneigten Luvhang einer Düne in Bewegung zu setzen (Bild 2).

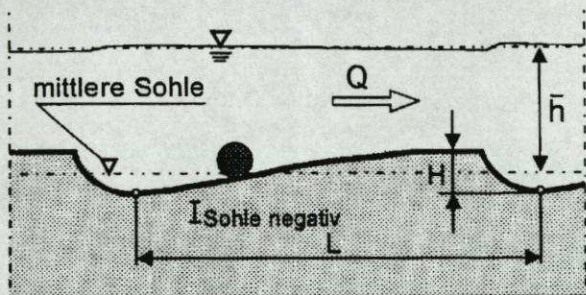


Bild 2: Transportbeginn auf einem Dünenlufhang (schematisch)

2.3 Kritische Schubspannung

Der klassische Ansatz für die Schub- oder Schleppspannung ergibt sich für stationär gleichförmige Verhältnisse nach Bild 3.

Die „Gewichtskraft“ des Wasserkörpers beträgt

$$G = L \cdot b \cdot h \cdot \rho_w \cdot g \quad [N]$$

Die Komponente F in Fließrichtung wird bei gleichförmigem Abfluß

$$F = G \cdot \sin \alpha \approx G \cdot I = L \cdot b \cdot h \cdot \rho_w \cdot g \cdot I \quad [N]$$

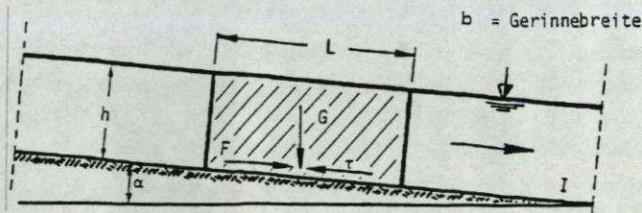


Bild 3: Erklärung des Schubspannungsansatzes

Die Schleppspannung ϑ muß mit der auf die Fläche verteilten Komponente F im Gleichgewicht sein, d.h.

$$\tau = \frac{F}{Lb} = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot I \approx 10^4 h \cdot I \quad [\text{N/m}^2] \quad (3)$$

Ist die Gerinnebreite $b < 30h$, ersetzt man die Wassertiefe durch den hydraulischen Radius R .

Der Zusammenhang zwischen ϑ und der Schubspannungsgeschwindigkeit v_o^* lautet

$$\tau = \rho_w \cdot v_o^{*2}$$

Bei ungleichförmigem Abfluß läßt sich nach VOLLMERS/PERNECKER (1967) (und aufgrund einer persönlichen Mitteilung von W. Günzel 1961) der nachstehende Ausdruck für eine beschleunigte Strömung ableiten.

$$\tau = \rho_w \cdot g \cdot h_m (I_{\text{Sohle}} + I_{\text{Spiegel}}) - I_{\text{Spiegel}} \cdot \rho_w \cdot v_m^2 \quad [\text{N/m}^2] \quad (4)$$

Bei verzögertem Abfluß kehren sich die Vorzeichen um. Danach wird die Schubspannung gegenüber dem Zustand bei gleichförmigem Abfluß bei beschleunigtem Abfluß kleiner und bei verzögertem Abfluß größer. Zum gleichen Ergebnis kamen mit einem ähnlichen Ansatz bereits SMERDON/BEASLEY (1959).

Neben der Sohlenschubspannung ist für die Praxis die Frage nach den auf den Böschungen eines trapezförmigen Gerinnes auftretenden Schubspannungen von Bedeutung. Nach grundsätzlichen Untersuchungen beträgt die maximale Schubspannung auf seitlichen Böschungen etwa 0,75 der Sohlenschubspannung, wobei die Sohlenbreite und die Böschungsneigung nur bei relativ schmalen Gerinnen einen merklichen Einfluß ausüben.

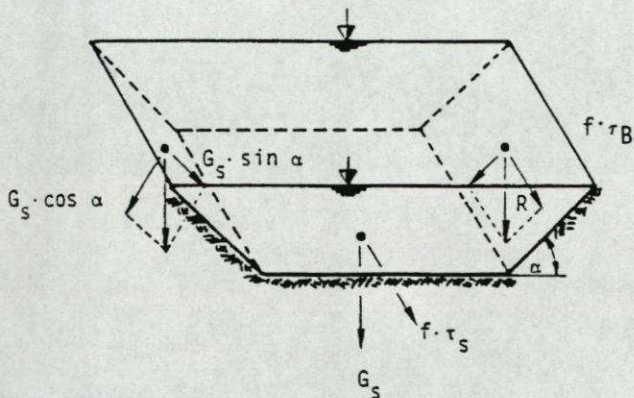


Bild 4: Schubspannungen auf Sohle und Böschungen

Mit den Bezeichnungen auf Bild 4 läßt sich eine Gleichung entwickeln, die die Schubspannung auf Böschung und Sohle unter Einbeziehung des natürlichen Schüttwinkels von rolligem Material beschreibt.

Für die Böschung gilt

$$R = \sqrt{G_s^2 \cdot \sin^2 \alpha + f^2 \tau_B^2} = G_s \cos \alpha \cdot \tan \beta$$

$$\tau_B = \frac{G_s}{f} \cos \alpha \cdot \tan \beta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \beta}}$$

f [m^2] Faktor zur Berücksichtigung von Korndurchmesser und Reibungswiderstand

Für die Sohle gilt

$$f \cdot \tau_s = G_s \tan \beta$$

$$\tau_s = \frac{G_s}{f} \tan \beta$$

und schließlich

$$\frac{\tau_B}{\tau_s} = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \beta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \beta}} \quad (5)$$

Der einzige bekannte Zusammenhang für den natürlichen Böschungswinkel β vom Korndurchmesser für nicht kohäsives Material ist in Bild 5 dargestellt.

Ebenso wie bei den aus der kritischen Geschwindigkeit abgeleiteten Beziehungen für den Bewegungsbeginn existieren eine Reihe mehr oder weniger empirischer Ansätze zur Berechnung der kritischen Schubspannung.

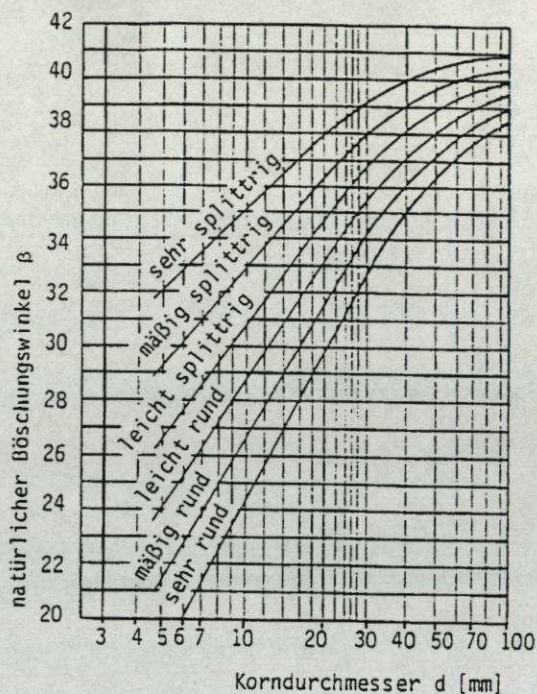


Bild 5: Natürlicher Böschungswinkel in Abhängigkeit vom Korndurchmesser und der Kornform

Zur Frage der praktischen Anwendung ist zu bemerken, daß der direkte Einschnitt eines Fließgewässers in den natürlichen Untergrund ein Sonderfall ist. Böschungen sind meist befestigt, das Widerstandsverhalten der Befestigungsart läßt sich aus diversen Tabellen als Schubspannungswert entnehmen.

Die bis heute am meisten benutzte allgemeingültige Grundlage für Untersuchungen zum Bewegungsbeginn von Materialien ist das Diagramm von SHIELDS (1936) (Bild 6), das hier in der von ZANKE (1990) modifizierten Form mit Angabe des Bewegungsrisikos R vorgestellt wird.

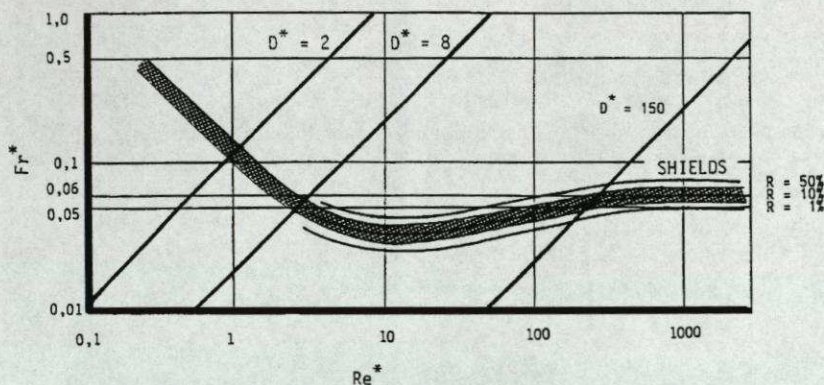


Bild 6: SHIELDS-Diagramm (1936) (nach ZANKE)

Shields fand eine Beziehung zwischen der Feststoff-FROUDE-Zahl Fr^* und der Feststoff-REYNOLDS-Zahl Re^* . Im hydraulisch rauhen Bereich (etwa ab $Re^* \sim 300$ ($D^* \sim 150$, $d \sim 0,6$ cm) ist Fr^* nicht mehr von Re^* abhängig, d.h. dort sind nur noch Druckkräfte maßgebend. Im hydraulisch glatten Bereich wird

$$Fr^* \sim 0,1/Re^*$$

d.h. hier sind die Zähigkeitskräfte maßgebend (Kohäsionseinfluß). Zwischen beiden Bereichen liegt eine Übergangszone, die jedoch für viele praktische Fälle maßgebend ist.

BONNEFILLE (1963) fand bei der Suche nach einer formulierbaren Darstellung des SHIELDS-Diagramms einen Zusammenhang, der bei konstanten Material-, Liquid- und Fallbeschleunigungsdaten eine lineare Abhängigkeit vom jeweiligen charakteristischen Korndurchmesser lieferte:

$$D^* = (\text{Re}^{*2} / \text{Fr}^*)^{1/3} = \left(\frac{\rho \cdot g}{v^2} \right)^{1/3} \cdot d_{\text{ch}} \quad (6)$$

Damit gelang es, die SHIELDS-Kurve durch zwei Funktionen $D^* = f(\text{Re}^*)$ darzustellen (Bild 7), wobei der Gültigkeitsbereich des linken Geradenabschnitts jedoch nur bis $\text{Re} \sim 1$ reicht. Seine Gleichungen lauten

$$D^* = 2,5 \text{ Re}^{*4/5} \quad (1 < \text{Re}^* < 15) \quad (7a)$$

$$D^* = 3,8 \text{ Re}^{*5/8} \quad (1 < \text{Re}^* < 15) \quad (7b)$$

BONNEFILLE konnte allerdings erstens nicht ahnen, daß sein „Sedimentologischer Durchmesser“ bereits 1956 von dem chinesischen Kollegen SA YUGING benutzt wurde, allerdings nur für eine allgemeingültige Darstellung von Sinkgeschwindigkeiten von Quarzkörnern (VOLLMERS 1987) und daß zweitens das D^* immer noch wieder neu entdeckt wird!

Die Beziehung von SHIELDS für den voll rauhen Bereich ($\text{Fr}^* > 0,06$) lautet in der $D^* \text{-Re}^*$ Darstellung

$$D^* = 2,56 \text{ Re}^{*2/3} \quad (7c)$$

und ist eine Parallele zu der in Bild 7 eingetragenen Geraden $D^* = 2,7 \text{ Re}^{*2/3}$ ($\text{Fr}^* = 0,05$). Die bekannte Gleichung von MEYER-PETER/MÜLLER läßt sich wie folgt umformen:

$$D^* = 2,77 \text{ Re}^{*2/3} \quad (\text{Fr}^* = 0,047) \quad (7d)$$

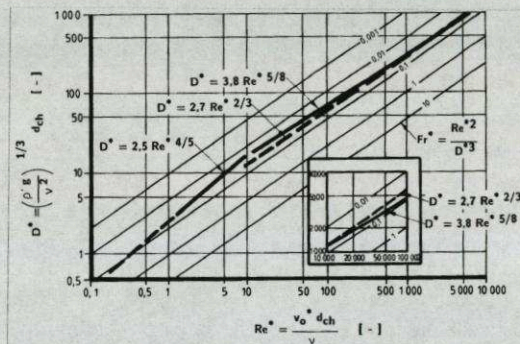


Bild 7: Beginn des Sedimenttransportes nach BONNEFILLE (PERNECKER/VOLLMERS 1965)

Der Zusammenhang von Fr^* , Re^* und D^* erklärt übrigens, weshalb sich die Meßergebnisse zum Transport von Quarzkörnern bei der Darstellung nach SHIELDS immer um eine Gerade (Bild 6) gruppieren, was manche Autoren noch viel später als neue Erkenntnis vermerkten.

3 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die wesentlichen Möglichkeiten zur Bestimmung der kritischen Strömungsgeschwindigkeit bzw. der Schubspannung aufgezeigt, bei der ein Quarzkorn gerade noch in Ruhe bleibt, bzw. sich durch die Strömung in Bewegung setzt. Das gilt auch für eine beliebige Befestigungsart der Gerinnesohle oder der Böschungen, deren Widerstand irgendeinen kritischen Grenzwert besitzt und bei dessen Überschreiten mit Zerstörungen gerechnet werden muß. Die jeweiligen Grenzwerte lassen sich meistens nicht durch irgendeinen einzelnen Zahlenwert, sondern allgemein nur einen Bereich „von bis“ definieren. Dabei spielen auch die hydraulischen Kennwerte eine Rolle, z.B. die Wassertiefe. Es ist nicht verwunderlich, wenn man aus mehreren Ansätzen unterschiedliche kritische Geschwindigkeiten bzw. Schubspannungen erhält. Falls keine definitiven Naturwerte (Beobachtungen, Messungen etc.) vorliegen, kann man dann durchaus das arithmetische Mittel der Formelwerte als Grundlage für das weitere Vorgehen benutzen. Wie bereits im Abschnitt 1 gesagt wurde, hat die Vielzahl der Parameter bisher eine allgemeingültige Lösung verhindert.

Mit den heute bekannten Hilfsmitteln (Mathematische Modelle) läßt sich aber zumindest die flächenhafte Verteilung der Sohlenschubspannungen mit einem geeigneten Geschwindigkeitsverteilungsgesetz in einem Fließgewässer berechnen. Der Rückgriff auf einen charakteristischen Korndurchmesser (oder eine fraktionierte Betrachtung) und die Wahl eines kritischen Bewegungsansatzes bleiben einem dabei aber auch nicht erspart, ganz abgesehen davon, wenn noch nach einer Bilanzierung (Feststofffracht) gefragt wird.

Bei zahlreichen praktischen Problemen wird man sich auf die Relation der einzelnen untersuchten Varianten zu einem Ausgangszustand beschränken müssen, wobei alle Zustände mit der gleichen Methodik bzw. mit den selben Ansätzen berechnet werden. Eines der besten Beispiele aus der neueren Zeit ist zweifellos die Untersuchung über die Beeinflussung des Geschiebetransportes durch die Schifffahrt auf dem Rhein (SÖHNGEN, etwa 2001).

4 Literaturverzeichnis

Es werden nicht sämtliche Zitate aufgeführt. Eine neuere zusammenfassende Betrachtung enthält die Arbeit von Hrissanthou et al. 1995.

- Bechteler, W. (1997):
Vollmers, H.-J. "Feststofftransport", Vorlesungsskript, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg (unveröffentlicht)
- Bonnefille, R. (1963): "Essais de synthèse des lois de début d'entraînement des sédiments sous l'action d'un courant en régime uniforme", Bull. du CREC de Chatou, No. 5.
- Hrissanthou, V. (1995):
Vollmers, H.-J.,
Hartmann S. "Beginn des Feststofftransports – Eine zusammenfassende Betrachtung", Universität der Bundeswehr München, Mitt. Heft. Nr. 54
- Söhngen, B. (2001 ?): "Einfluß des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheines bei Westhofen", Mitt. Blatt BAW Karlsruhe
- Vollmers, H.-J. (1987): "Bed Load Transport (van Rijn)", Discussion, ASCE, V. 113, No. 9
- Vollmers, H.-J. (1998): "Experimente und Modellversuche mit beweglicher Sohle", Dresdner Wasserbauliche Mitt., H. 13
- Vollmers, H.-J. (1967):
Pernecker, L. Beginn des Feststofftransportes für feinkörnige Materialien in einer richtungskonstanten Strömung, Wasserwirtschaft, 57. Jg., Heft 6
- Zanke, U. (1990): "Der Beginn der Sedimentbewegung als Wahrscheinlichkeitsproblem", Wasser und Boden, 42. Jg., Heft 1

em. Univ. Prof. Dr.-Ing. H.-J. Vollmers
Universität der Bundeswehr München
Institut für Wasserwesen
85577 Neubiberg

Geschiebezugabe zur Sohlenstabilisierung der Elbestrecke unterhalb von Dresden

Kurzfassung

Seit über 100 Jahren tieft sich die Elbe im Bereich Mühlberg bis Coswig/Anhalt ein. Eine Möglichkeit diese Sohlenerosion einzuschränken, ist die Geschiebezugabe. Sie wird nunmehr seit 1996 als Naturversuch durchgeführt. Hier werden jährlich 30.000 bis 40.000 t Sand/Kies-Gemisch dem Fluß zugegeben.

Abstract

For more than 100 years the bed of the river Elbe degrades between Muehlberg and Coswig/Anhalt (km 120 – 230). Since 1996 experiments are carried out to stabilize the river bottom by artificial bed load feeding. Per year about 30.000 to 40.0000 tons of sand-gravel-mixture are added.

1. Veranlassung

Seit Beginn der Regelungsarbeiten im 18. Jahrhundert führt die Tiefenerosion in weiten Bereichen der Elbe nachweislich zum Absinken der Sohle. Gravierende Ausmaße nimmt diese stetige Eintiefung der Flußsohle für den Untergrund im Übergang von der Ober- zur Mittelbe im Teilbereich der Elbe von km 120 bis 230 (Strecke Mühlberg bis Coswig/Anhalt) an. Diese Strecke wird heute als Erosionsstrecke der Elbe bezeichnet.

Besonders deutlich sind die Auswirkungen der Tiefenerosion im Torgauer Raum zu beobachten, wo sich eine Felsrippe quer durch die Elbsohle zieht. Die Folge der Sohlenerosion zeigte sich im „Herauswachsen“ dieses Felsens aus der kiesigen bzw. sandigen Sohle. Der Torgauer Felsen war in der Vergangenheit ein großes Hindernis für die Schifffahrt. Durch Abmeißelung des Felsens in den 30er, 60er und 90er Jahren wurden die Schifffahrtsbedingungen immer wieder lokal nur für einige Jahre verbessert.

Eine weitere Folge der Eintiefung ist die anhaltende, relative „Erhöhung“ der Strombauwerke und Vorländer. Damit einhergehend kommt es zur Veränderung der Regelungsfunktion von Buhnen und Deckwerken. Durch Auskolkung und Unterspülung beginnen die Gründungen der Uferbauwerke zu rutschen.

Das Absinken des Elbewasserstandes hat Auswirkungen auf den gesamten Naturraum der Elbauen mit ihren wasserführenden Altarmen. In den

angrenzenden Gebieten sinken auch die Grundwasserstände. Die Vegetation der Elbauen wird stark beeinflusst, die Vorflut der Nebenflüsse ist gestört. Bei weiterer Eintiefung kann es zu Problemen bei Trinkwasserfassungen kommen.

Ursprünglich wurden bei der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung im Zusammenhang mit der Erosionsproblematik hauptsächlich die immer ungünstiger werdenden Verhältnisse im Bereich des Torgauer Felsens gesehen. In den letzten Jahren hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, daß die Sohlenerosion großräumig und dauerhaft eingedämmt werden muß, um die gesamten Auswirkungen der fortschreitenden Eintiefung zu verhindern. Eine lokale Beseitigung des Schifffahrtshindernisses an der Felschwelle in Torgau allein stellt weder eine dauerhafte Maßnahme zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs dar, noch wird sie allen weiteren Nutzungsansprüchen gerecht. Die Anforderungen der Landeskultur, der Wasserwirtschaft und der Schifffahrt machen deshalb eine großräumige, intensive Untersuchung der Erosionsstrecke erforderlich.

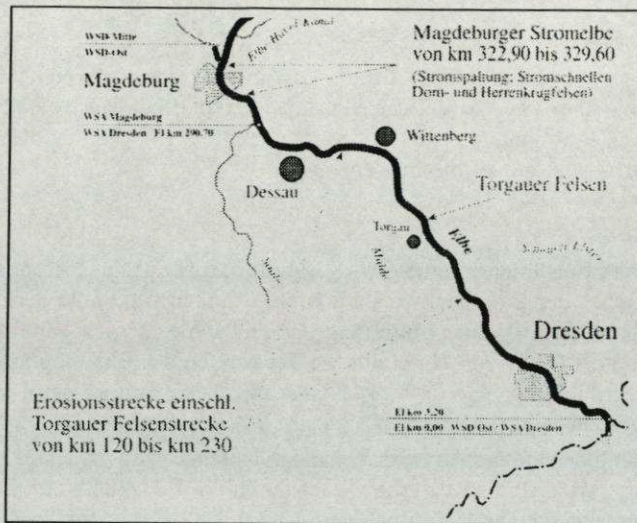


Bild 1: Übersichtskarte der Elbe

2. Kurzcharakteristik der Erosionsstrecke der Elbe

2.1. Geologische und morphologische Verhältnisse

Der betrachtete Elbabschnitt ist durch bedeutende quartäre Ablagerungen geprägt. Die Sand/Kiesschichten besitzen hier eine Mächtigkeit von 30 bis 50 m und werden überdeckt von einer 1 bis 4 m starken Auelehmschicht. Unterbrochen wird diese Schichtung nur im Bereich Torgau, wo sich ein Felsriegel aus Porphy durch das Elbtal zieht.

Der mittlere Korndurchmesser des vorhandenen Sohlenmaterials ändert sich von $d_m = 25$ mm (Grobkies) bei Mühlberg auf $d_m = 13$ mm (Mittelkies) bei Torgau und bis Wittenberg /Coswig in Anhalt auf 2-5 mm (Grobsand bis Feinkies). Damit nimmt in diesem Bereich auch die kritische Schubspannung von ca. 15 N/m² auf 6-7 N/m² ab.

2.2. Hydrologische Verhältnisse

Das Wasserspiegelgefälle bei Mittelwasser beträgt gegenwärtig zwischen Riesa und Torgau 0,30‰ und zwischen Torgau und Wittenberg 0,20 ‰. Bild 2 zeigt die Sohlen- und Wasserspiegellagen im Umfeld der Erosionsstrecke bezogen auf den GIW89* als heutigen Bezugswasserstand. Ein Blick auf den Vergleich der Wasserspiegel von 1888 und 1996 verdeutlicht die Eintiefung der Elbe über 100 Jahre.

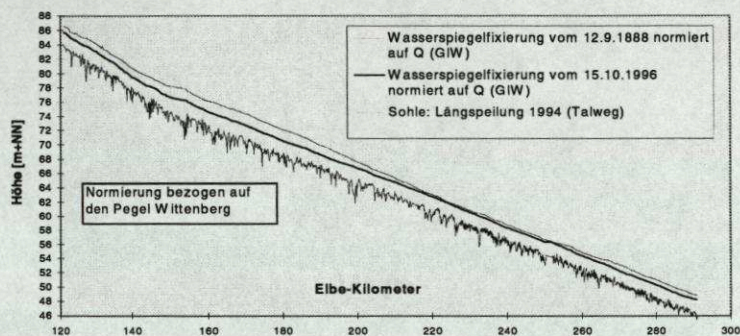


Bild 2: Längsschnitt der Erosionsstrecke

Die Angaben zum Einzugsgebiet der Erosionsstrecke der Elbe sind in der Tabelle 1 dargestellt.

Pegel	Elbe-km	Einzugsgebiet (km ²)	errichtet/beobachtet seit
Mühlberg	128,0	54.785	1818 (Verlegung 1862)
Torgau	154,2	55.211	1817 (Verlegung 1995)
Pretzsch/Mauken	184,4	55.725	1861
Elster	200,2	61.325	1904/1906
Wittenberg	214,1	61.879	1817

Tabelle 1: Übersicht der Pegel mit Einzugsgebietsgröße

Um die Wasserstands- und Abflußverhältnisse der Elbe im Bereich der Erosionsstrecke zu beschreiben seien hier an den Pegeln Torgau und Wittenberg die aktuellen Wasserstandshauptzahlen der Jahresreihe 1986-95 mit den dazugehörigen Abflüssen und mittleren Geschwindigkeiten genannt (Tabelle 2).

		Torgau	Wittenberg
MNW	in cm	88	132
Q bei MNW	in m ³ /s	128	141
v _m bei MNW	in m/s	0,8	0,8
MW	in cm	211	260
Q bei MW	in m ³ /s	306	329
v _m bei MW	in m/s	1,0	1,1
MHW	in cm	558	508
Q bei MHW	in m ³ /s	1.283	1.109*
v _m bei MHW	in m/s	1,8	1,4

Tabelle 2: Wasserstandshauptzahlen für die Pegel Torgau und Wittenberg

(* Angabe ohne Abfluß der Flutbrücken)

2.3. Heutiger Ausbauzustand

Der Beginn der Regelungsmaßnahmen an der Elbe reicht bis in das 11. Jahrhundert zurück und diente überwiegend dem Hochwasserschutz. Auch die im 18. Jahrhundert durchgeführten umfangreichen Deichbauten und Durchstiche wie z.B. bei Mockritz 1773, Neu Bleesern 1774 im Bereich Torgau und Bösewig 1774 im Bereich Elster/Wittenberg galten dem Hochwasserschutz oder der Gefahrenabwehr bei Eisversetzungen. Mit den Beschlüssen des Wiener Kongresses 1815 begannen die planmäßigen Ausbaumaßnahmen zur Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen für die gesamte Elbe. In knapp 30 Jahren ist der Ausbau der Elbe von der deutsch – böhmischen Grenze bis Hamburg als auf Mittelwasser bezogene Stromregelung vollendet worden. Dabei wurden bis 1900 6.944 Buhnen und 319 km Deck- und Leitwerke errichtet sowie weitere Durchstiche zur Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen ausgeführt.

Eine zweite Stromregelung erfuhr die Elbe mit der Niedrigwasserregulierung in den 30 Jahren. Ziel war für den hier betrachteten Elbabschnitt eine Minimaltiefe von 1,10 m unter einem neu ermittelten Regulierungswasserstand RW 29. Ab Elbe – km 121 bestand die Feinregelung im wesentlichen aus dem Einbau von Kopfschwellen bzw. vereinzelt durch Krümmungsabflachung (z.B. in Belgern km 139, Klöden km 189) und Errichtung von Deckwerken in Krümmungsbereichen zur besseren Strömungsführung. Der Zweite Weltkrieg beendete den großräumigen Elbausbau.

Mit der Einigung Deutschlands 1990 wurden auch die Regelungsziele der Elbe überprüft und den neuen Gegebenheiten angeglichen. Von der Bundesanstalt für Wasserbau wurde ein Bezugswasserstand GIW 1989* (20d) ermittelt, auf den sich die neue Fahrrinntiefe von 1,6 m und –breite von 50m beziehen. Die dafür erforderlichen Regulierungsmaßnahmen bestehen hauptsächlich in einer

örtlichen Ergänzung der Strombauwerke durch Rand-, Kopf- oder Grundschwelen oder zusätzlichen Einbau von Leitwerken.

3. Ursachen und Ausmaß der Erosion sowie Gegenmaßnahmen

3.1. Ursachen der Erosion

Die Erosion hat sehr unterschiedliche Ursachen. Hier soll nur ein kurzer Überblick über mögliche, begünstigende Faktoren an der Elbe gegeben werden.

Geologische und hydrologische Situation:

- vorhandene Sohlenstruktur (Korngrößen des Sohlenmaterials)
- Talwegs- und Gefälleentwicklung
- Hochwasser, Eisgang

Großräumige anthropogene Eingriffe

- Laufverkürzung der Elbe im betrachteten Bereich um insgesamt 21 km
- Einschränkung der Seitenerosion durch Uferverbau
- Verringerung des Abflußprofils durch Deichbau, Vorlandauflandungen, Mittel- und Niedrigwasserausbau

Verringerung des Geschiebedargebotes

- Bau von Staustufen und Talsperren in der Tschechischen Republik
- Abpflasterung der Sohle im sächsischen Strombereich

Lokale und sonstige Faktoren

- lokale Unstetigkeiten Steilgefälle (Felsen Torgau), Krümmungen
- Schifffahrt

3.2. Ausmaß der Erosion

Vielfältige Untersuchungen ergeben Eintiefungsraten von bis zu 2cm/Jahr in einzelnen Bereichen der Erosionstrecke. Ein Vergleich der Wasserspiegellagen von 1888, 1934, 1959 und 1996 ist in Bild 3 ausgewählt, um exemplarisch die großräumige Eintiefung der Elbe zu verdeutlichen.

Hier ist der Wasserspiegelverfall von 1888 bis 1996 mit Spitzen von über 160 cm im Bereich der km 150 bis 180 vorhanden. Der aktuelle Erosionsschwerpunkt liegt im Abschnitt Prettin – Mauken – Klöden (Elbe – km 170 bis 200).

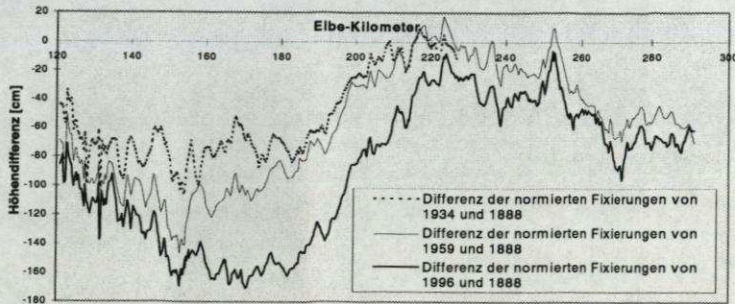


Bild 3: Vergleich der Wasserspiegellagen von 1888, 1934, 1959 und 1996

3.3. Möglichkeiten der Erosionseindämmung

Zur Eindämmung der Tiefenerosion der Elbe gibt es allgemein gesehen sehr unterschiedliche Varianten. Sie sollen nur der Vollständigkeit halber und ohne Wertung genannt sein, so

- die Anpassung zu hoch gelegener Regelbauwerke und Vorländer
- der Gefälleausgleich und die Sohlenstabilisierung durch Grundschwellen, Kolkverbau
- Einbau von Staustufen
- Rückverlegung von Deichen
- Geschiebezugabe.

Die letztgenannte Möglichkeit ist an der Elbe die derzeit praktizierte. Bei einer Geschiebezugabe wird in Abhängigkeit vom Wasserstand eine definierte Menge eines Sand – Kiesgemisches dem Fluß zugeführt. Damit wird das vorhandene Geschiebedefizit der Elbe verringert und das sonst aus der Sohle entnommene Material bleibt im Untergrund erhalten.

Die Geschiebezugabe hat den Vorteil, daß sie ständig an die sich ändernden Randbedingungen durch Änderung der Zugabemenge und Kornzusammensetzung angepaßt werden kann. Es treten keine nachhaltigen Beeinflussungen der Natur und Landschaft auf. Auch bei Wegfall der Notwendigkeit einer Geschiebezugabe sind keine nachteiligen Wirkungen für den Stromraum zu befürchten. Dem gegenüber steht ein hoher, da ständig erforderlicher Aufwand an Personal, Fahrzeugen und Geräten zur Durchführung, Kontrolle und Auswertung der Geschiebezugabe.

4. Konzeption und Durchführung der Geschiebezugabe

Auf Grundlage des bisherigen Erkenntnisstandes zum Geschiebetransportverhalten der Elbe wurde gemeinsam mit BAW und BfG ein Pilotversuch geplant. Mit diesem 1. Versuch sollten folgenden Fragen beantwortet werden:

- Wahl der Zugabestellen
- Art und Größe der Zugabemenge und Zusammensetzung des Materials
- Auswirkungen auf die lokalen Wasserstände
- Feststofftransportverhalten (Transportmenge, -zeiten, -fraktionen)
- Aufwand der meßtechnischen Begleitung
- Zugabetechnologie
- Eignung des eingesetzten Tracers und Möglichkeiten der Verfolgung

4.1. Konzeption des ersten Naturversuches

1996 wurde mit der Geschiebezugabe als Naturversuch begonnen. Folgende Randbedingungen waren gegeben:

- Lage der Zugabestelle am Eingangsbereich der Erosionsstrecke, da hier Geschiebetransport erst bei Abflüssen größer 800 m³/s erfolgt
- Nähe der Zugabestelle zum liefernden Kieswerk (kurze Transportwege) und zum Außenbezirk des WSA Dresden (Betreuung des Versuches)
- keine Einflüsse durch Bau- oder Unterhaltungsmaßnahmen im Zugabebereich
- Versuchsbegleitung durch die BAW mittels bestehender hydronumerischer Wasserspiegellagen- und Feststofftransportmodelle
- Keine Flachgefällestrecke und Tiefenreserve unter der Sollsohle, möglichst keine Krümmungen

Diese Bedingungen erfüllte die Elbestrecke von km 142,5 bis 142,9 mit einer Wassertiefe von durchschnittlich 70 cm unter der Sollsohle.

Auf der Grundlage der vorhandenen Messungen wurde ermittelt, daß jährlich zwischen Mühlberg (km 126) und Wittenberg (km 215) ca. 60.000 bis 70.000 t Material aus der Sohle ausgetragen werden. Diese Kiesmenge müßte theoretisch - verteilt auf verschiedene Bereiche des Flusses - zugegeben werden, um die Erosion bedeutend einzuschränken.

Für den ersten praktischen Zugaberversuch wurden allerdings nur rd. 20.000 t Kies geplant, dessen Körnung -55 % Sand zu 45 % Kies (0 bis 32 mm)- der anstehenden Sohle angepaßt war. Um das Transportverhalten beobachten zu können, wurde zusätzlich ein Tracer (Meißner Granit der Körnung 0 bis 32 mm) zugegeben. Die Geschiebezugabe sollte nur bei Wasserständen über MW erfolgen, um keine Behinderungen für die Schifffahrt zu schaffen.

4.2 Durchführung der Zugabe

Die Arbeiten begannen am 16.04.1996 und mußten am 15.07.96 infolge der NW-Stände der Elbe eingestellt werden. Der Kies - aus dem Kieswerk Mühlberg - wurde mit einer verwaltungseigenen Hydraulik-Klappschute (160 t Tragfähig-

keit) in den Zugabebereich gebracht und dort im Talweg bei der Bergfahrt auf einer Strecke von ca.200 m langsam verklappt. Infolge der relativ großen Transportentfernung und der eintretenden NW-Stände konnten nur 9.120 t Kies und 2.145 t Tracer zugegeben werden.

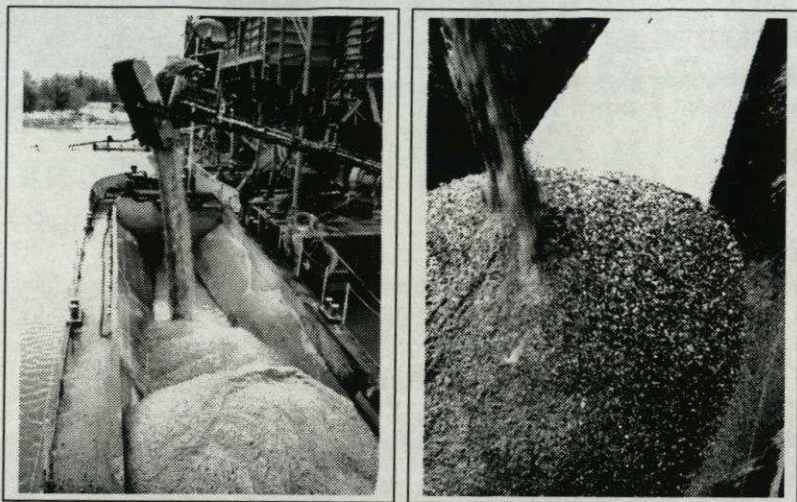


Bild 4 und Bild 5: Verladung des Zugabematerials im Kieswerk Mühlberg

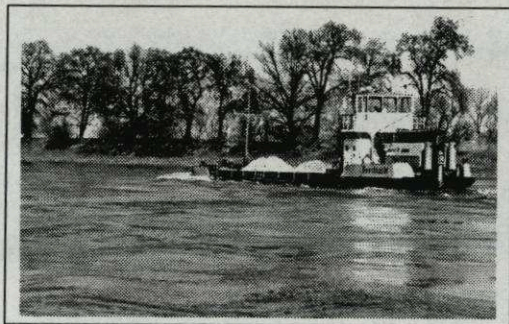


Bild 6:Hydroklappschute Molch beim Transport

5. Erste Ergebnisse von vier Jahren Geschiebezugabe an der Elbe

Vor, während und nach der Zugabe wurden umfangreiche Messungen durchgeführt:

- Wöchentliche Sohlenaufnahme an bis 50 Querschnitten
- Geschiebe-, Schwebstoff- und Abflußmessungen vor, in und unterhalb der Zugabestelle
- zweimalige Fixierung des Wasserspiegels in diesem Bereich

- kontinuierliche Aufnahme des Wasserstandes im direkten Zugabebereich mit Hilfe eines Schreibpegels
- Unterwasser-Videoaufnahmen zum Sichtbarmachen des Geschiebetransportes
- Probenahmen aus dem Zugabematerial und Analyse der Kornzusammensetzung
- Mehrmalige Sohlprobenentnahme innerhalb und unterhalb der Zugabestelle
- Tägliche Peilung der Wassertiefen zur Verkehrssicherung

Die Auswertungen der erhobenen Daten übernehmen die Bundesanstalten für Gewässerkunde und für Wasserbau.

Von 1997 bis 1999 wurden die in Tabelle 3 aufgeführten Zugabemengen in den Strombereichen El-km 131,5 bis 132,0 und 173,5 bis 178,5 verklappt.

Zugabejahr	Elbe-km		Kies	Tracer
	von	bis	T	T
1997	131,5	132,0	7.000	20.100
	173,5	174,7	4.100	
1998	131,5	132,0	6.700	
	176,9	178,3	35.000	
		142,0	Luminoforen 10	
1999	131,5	132,0	3.000	
	153,5	154,3	23.000	
	174,0	174,5	17.000	

Tabelle 3: Übersicht der Zugabemengen von 1997 bis 1999

Die Zugaben in den Strecken um El-km 154 und 174/178 führten Unternehmer nach einer öffentlichen Ausschreibung aus.

Seit 1998 wird zusätzlich die Zugabemenge den Wasserständen angeglichen, um zum einen besser den natürlichen Geschiebetransport nachzuempfinden und zum anderen die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt zu gewährleisten. Bisher traten nur im Jahr 1997 zwei Beeinträchtigungen der Schifffahrt auf, die sich infolge der verstärkten Kontrolle nicht wiederholten.

Die Kosten für alle bisherigen Zugaben betragen rd. 2,5 Mio DM. Hier sind jedoch keine Angaben über eigene Personal-, Fahrzeuge- und Gerätekosten enthalten.

In einem aufwendigen Verfahren sind 1998 10 t Kies mit fluoreszierenden Farben angefärbt und am El-km 142 eingebracht wurden. Durch spätere Sohlprobeentnahmen, die in 1 bis 2 Monatsabständen wiederholt wurden, konnten diese „Luminoforen“ nach einer Laufzeit von 6 Monaten am El-km 170 nachgewiesen werden. Gegenüber dem eingebrachten Tracermaterial mit einer

Transportgeschwindigkeit von nachgewiesenen 58 m/d wurde hier eine Transportzeit von ca. 150 m/d ermittelt.

Durch Auswertung der Profilaufnahmen konnte eine Sohlenaufhöhung (Bild 7) im direkten Zugabebereich wie auch unterhalb bis ca. 1,5 km nachgewiesen werden. Der Vergleich mit den berechneten Sohlenlagen im Feststofftransportmodell ergab eine gute Übereinstimmung.

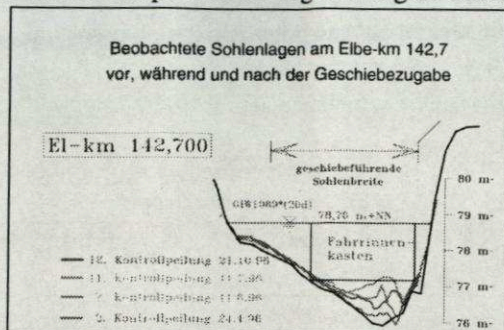


Bild 7: Profilauswertung

Die eingebrachten Tracer und Luminoforen konnten jedoch nur erste Rückschlüsse auf das Geschieberegime geben, statistisch gesicherte Aussagen waren noch nicht möglich.

Diese ersten positiv verlaufenen Naturversuche sind Grundlage für die Zugaben der folgenden Jahre. Um weitere Erkenntnisse über den Geschiebetransport, die Kornverteilungen bei entsprechenden Abflüssen bzw. Wasserständen in den einzelnen Teilbereichen der Elbe zu erhalten, werden künftige Zugabestellen nach neuen Fragestellungen z. B. für eine routinemäßige Zugabe ausgewählt.

6. Ausblick

Die Geschiebezugabe hat sich als eine Variante zur Erosionseindämmung erwiesen, die aufwendig in Bezug auf Material- und Personal (-kosten) ist, aber ständig den sich ändernden Bedingungen angepaßt werden kann. In den bisher kurzen Zeiträumen und Zugabestrecken konnte der einsetzende Geschiebetrieb nachgewiesen werden, das Ziel – ein Gleichgewicht zwischen Materialeintrag und -austrag ohne Sohleintiefung – kann jedoch nur in langen Zeitreihen erreicht werden. Deshalb ist als erster Schritt für die nächsten 5 Jahre eine Zugabe als feste Maßnahme an mindestens zwei Stellen mit einer Zugabemenge von etwa 40.000 t geplant. Sicher wird in diesem Zeitraum auch das Problem einer Akkumulation von Teilen dieses Materials auftreten, das dann gelöst werden muß (evtl. Geschiebefang).

Gleichzeitig untersucht die gebildete Projektgruppe weitere Möglichkeiten der Erosionseindämmung, insbesondere Gefälleausgleich über längere Strecken durch Sohlenstabilisierung mit Grundswellen und Kolkverbau, höhenmäßige

Anpassung von Bühnen und Deckwerken sowie Vorländern in bestimmten Bereichen, Anbindung von Altarmen zur Entlastung des Flußschlauches bei HW-Ständen und nicht zuletzt Rückverlegung von Deichen, die sehr nah an der Streichlinie liegen.

Diese Arbeit wird noch eine geraume Zeit in Anspruch nehmen, es gilt dabei auch, die angrenzenden Länder Sachsen, Brandenburg und Sachsen-Anhalt mit ins Boot zu holen.

Literaturverzeichnis

Bundesanstalt für Wasserbau

(BAW) (1996): Vorträge zum BAW-Kolloquium „Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe“, Mitteilungsblatt Nr. 74

Bundesanstalt für Gewässerkunde

(BfG) (1994): Gutachten „Kornzusammensetzung der Elbsohle von der tschechischen Grenze bis zur Staustufe Geesthacht“, BfG-0834

BAW & BfG (1996): Bericht „Erosionstrecke der Elbe – Bericht zur wissenschaftlichen Vorbereitung und Begleitung des Naturversuchs Geschiebezugabe“, unveröffentlicht

BAW & BfG (1997): Bericht „Erosionstrecke der Elbe – Ergebnisse des ersten Naturversuchs zur Geschiebezugabe“, BfG-1093

BAW & BfG (1999): Bericht „Erosionstrecke der Elbe – Ergebnisse des zweiten Naturversuchs zur Geschiebezugabe“, BfG-1212

Wasser- und Schiffsamt Dresden

(1995): Entwurf HU „Strombaumaßnahmen an der Elbe, von Elbe – km 0,0 bis 607,5“, unveröffentlicht

Wasser- und Schiffsamt Dresden

(1998): Nachtrag zum Entwurf HU „Strombaumaßnahmen an der Elbe – die Geschiebezugabe in der Erosionsstrecke der Elbe, von km 120 bis 230“, unveröffentlicht

Faulhaber, P.

Schmidt, A. (1998): „Geschiebezugabe in der Erosionsstrecke der Elbe“, Binnenschifffahrt, Nr.23, I. Dezember-Ausgabe 1998

Faulhaber, P. (1998): Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenhöhen in der deutschen Binnenelbe innerhalb der letzten 100 Jahre – 100 Jahre „Elbstromwerk“-; Gewässerschutz im Einzugsgebiet der Elbe, 8. Magdeburger Gewässerschutzseminar, Teubner Verlag Stuttgart-Leipzig

Dipl.-Ing. E. Kühne, Dipl.-Ing. R. Schoßig

Wasser- und Schiffsamt Dresden

01127 Dresden

e-Mail: WSA.Dresden@t-online.de

Sohlsicherung in Steilbereichen - Abflußberechnung und Bemessung von Deckwerken auf überströmbaren Dämmen

Kurzfassung

Die Anwendung überströmbarer Dämme ist bisher auf flache Böschungsneigungen mit $\cot \alpha > 4$ beschränkt. Anhand von Modellversuchen wurden die Strömungsverhältnisse im Überflutungsbereich untersucht und eine Möglichkeit zur Berechnung der maßgebenden Belastungsgröße vorgeschlagen. Unter Verwendung eines aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstein abgeleiteten Stabilitätsansatzes war die Entwicklung einer Bemessungsgleichung für überströmbare Deckwerke aus gesetzten Bruchsteinen mit Neigungen $\cot \alpha < 4$ möglich.

1 Einleitung

Steilbereiche in Fließgewässern sind Gefällestrrecken, in denen der Abfluß je nach Wasserführung ständig oder zeitweilig schießend erfolgt. Sohle und Böschungen dieser Fließstrecken sind infolgedessen hohen Beanspruchungen ausgesetzt und erfordern besondere Maßnahmen der Stabilisierung. Zu den Steilbereichen zählen in diesem Sinne Sohlgleiten und Blocksteinrampen in Flußläufen, aber auch Überflutungsstrecken an überströmbaren Staudämmen und Hochwasserrückhaltebecken (Dammcharten).

Während für die erosionssichere Dimensionierung von Sohlgleiten und Blocksteinrampen umfangreich Literatur existiert, gibt es für überströmbare Dammböschungen mit zumeist steilen Neigungen ($\cot \alpha < 4$) bisher keine vergleichbar fundierten Bemessungsverfahren. Gegenwärtig werden unter der Leitung von Prof. Horlacher am Hubert-Engels-Institut der Technischen Universität Dresden Untersuchungen durchgeführt, die die Entwicklung eines praktikablen Ansatzes zur Bemessung steil geneigter, überströmbarer Deckwerke aus Bruchsteinen zum Ziel haben. Aufgrund der gegenüber Steinschüttungen deutlich größeren Stabilität werden im folgenden ausschließlich Deckwerke aus Steinsatz betrachtet.

2 Untersuchungen zum Abfluß über steil geneigte Deckwerke

2.1 Vorbetrachtungen

Bei der Überströmung eines Dammes sind mehrere Abflußzonen mit unterschiedlicher Beanspruchung des Deckwerks zu unterscheiden. Zunächst war die maßgebende hydraulische Belastung der Deckwerksteine zu bestimmen.

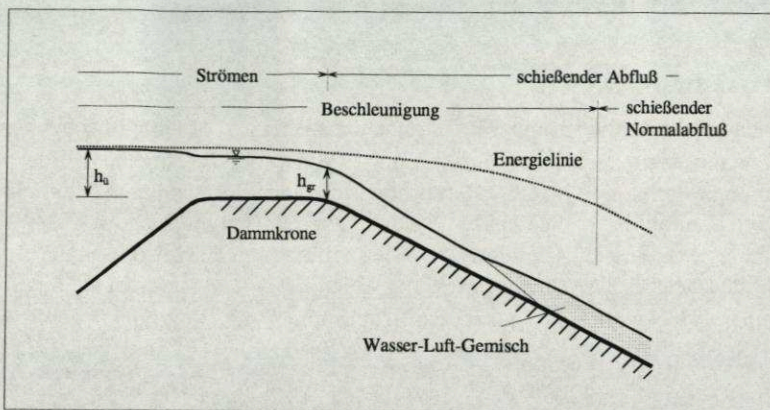


Bild 1: Abflußzonen bei der Überströmung eines Dammes

Ein kritischer Bereich ist zum einen der luftseitige Abschnitt kurz unterhalb der Dammkrone. Aufgrund der Tendenz zur Strahlablösung und dem daraus resultierenden Unterdruck werden die Deckwerksteine hier zusätzlich zu den wirkenden Strömungskräften beansprucht. Große Belastungen sind weiterhin bei hohen Fließgeschwindigkeiten und damit im Bereich des schießenden Normalabflusses zu erwarten. Da aber der Normalabfluß auf einer steil geneigten Böschung infolge der Selbstbelüftung des Schußstrahles als Wasser-Luft-Gemisch erfolgt, sind die auf die Deckwerksteine wirkenden Strömungskräfte F_D in dieser Zone nicht zwangsläufig maßgebend für die Erosionssicherheit des Deckwerks. Aufgrund der geringeren Dichte des Wasser-Luft-Gemisches ρ_{WL} können die Strömungskräfte hier - trotz der höheren Fließgeschwindigkeit - durchaus kleiner sein als im Bereich des beschleunigten unbelüfteten Abflusses.

Um die Größe und die Wirkung der verschiedenen Belastungen auf die Erosionssicherheit des Deckwerks beurteilen zu können, wurden Untersuchungen am physikalischen Modell durchgeführt. Damit sollte insbesondere die Fließgeschwindigkeit in den kritischen Bereichen für den Erosionsbeginn als die wesentliche Einflußgröße für die Stabilität des Einzelsteins bestimmt werden. Anhand der Versuchsergebnisse sollte von den zur Verfügung stehenden Berechnungsansätzen ein geeignetes Verfahren für die hydraulische Berechnung dieser speziellen Strömungsverhältnisse vorgeschlagen werden.

2.2 Berechnungsgrundlagen

Für die Strömungsverhältnisse im Überflutungsbereich sind die großen relativen Rauheiten k/h und die Selbstbelüftung des Abflusses auf der luftseitigen Böschung charakteristisch. Da beim Abfluß über raue Deckwerke zumeist ebene Strömungsverhältnisse vorliegen, erfolgt die Untersuchung in der Regel für den spezifischen Abfluß q [m^3/sm]. Für die hydraulische Berechnung wird auch bei diesen Randbedingungen vielfach die Fließformel (1) nach Brahms / de Chezy

$$q = h \cdot C \cdot r_{hy}^{1/2} \cdot I_E^{1/2} \quad (1)$$

mit dem Ansatz (2) von Strickler für den Reibungsbeiwert C verwendet.

$$C = A \cdot \left(\frac{r_{hy}}{k} \right)^{1/6} \quad (2)$$

h ... Abflußtiefe

k ... absolute hydraulische Rauheit

I_E ... Energieliniengefälle

A ... Koeffizient [$m^{1/2}/s$]

r_{hy} ... hydraulischer Radius

In der Gleichung (2) wird für die Rauheit k eine maßgebende Korngröße d als Rauheitselement eingesetzt. Der Koeffizient A ist bei mittleren relativen Rauheiten $0,002 < k/r_{hy} < 0,2$ nach Untersuchungen von Garbrecht (1961) mit $A = 26 \text{ m}^{1/2}/s$ anzusetzen. Für den hydraulischen Radius wird die Näherung $r_{hy} \approx h$ für breite Gerinne verwendet.

Speziell für den Rauherinneabfluß existiert weiterhin die Abflußformel (3) mit der Widerstandsfunktion (4) von Scheuerlein (1968), die vorwiegend von deutschen Autoren für die hydraulische Berechnung steil geneigter überströmter Deckwerke angewandt wird:

$$q = \sigma \cdot h_{WL} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g \cdot h_{WL} \cdot \sin \alpha} \quad (3)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -3,2 \cdot \log \left(\sigma \cdot (1,7 + 8,1 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha) \cdot \frac{k_m}{4h_{WL}} \right) \quad (4)$$

$$\sigma = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \frac{h_{WL}}{k_m} \quad (5)$$

σ ... Belüftungsfaktor, $\sigma = \rho_{WL}/\rho_W$

g ... Erdbeschleunigung

ρ_W ... Dichte des Wassers

λ ... Reibungsbeiwert

ρ_{WL} ... Dichte des Wasser-Luft-Gemisches

α ... Böschungswinkel

h_{WL} ... Abflußtiefe des Wasser-Luft-Gemisches

Φ ... Rauheitsparameter, $\Phi = k_{max} \cdot \sqrt{N}$

k_m ... mittlere Rauheitshöhe des Deckwerks

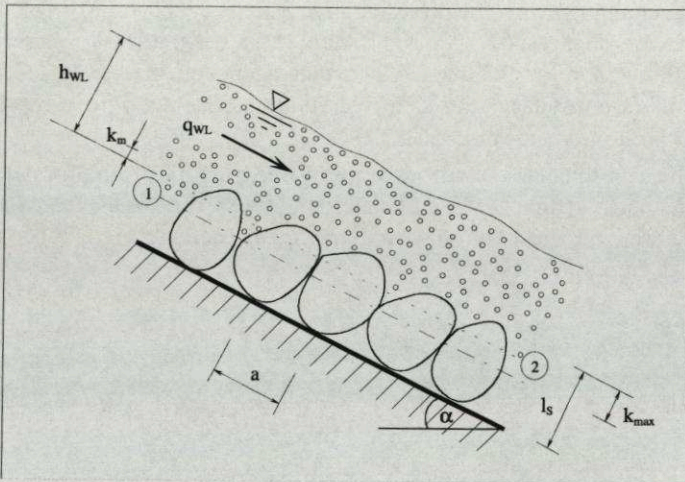
Die Rauheit des überströmten Deckwerks wird durch die mittlere Rauheitshöhe k_m charakterisiert, die nach dem Verfahren von Scheuerlein in einem Meßbehälter volumetrisch bestimmt wird. Danach liegt die Trennfläche zwischen ober- und unterirdischem Abfluß in der Ebene des geringsten Hohlraumgehalts und legt zusammen mit der Steinspitzenebene die maximale Rauheitshöhe k_{max} fest. Die mittlere Rauheitshöhe k_m ist als Abstand zwischen der Steinspitzenebene und der hydraulisch wirksamen Sohle definiert und geht bei Scheuerlein als hydraulische Rauheit $k = k_m$ in die Strömungsberechnung ein. Sie kann in Abhängigkeit vom äquivalenten Steindurchmesser eines Bruchsteins d_s

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot m_s}{\pi \cdot \rho_s}} \quad (6)$$

(m_s ... Steinmasse, ρ_s ... Steindichte) näherungsweise berechnet werden zu

$$k_m = 0,54 \cdot d_s \quad (7)$$

In Bild 2 sind die Größen des Rauhgerinneabflusses dargestellt.



- | | |
|--|---|
| ① ... Trennfläche zwischen ober- und unterirdischem Abfluß | k_{max} ... Höhe zwischen Trennfläche und Steinspitzenebene |
| ② ... hydraulisch wirksame Sohle | a ... mittlerer Steinabstand, $a \approx 1/\sqrt{N}$ |
| l_s ... Steinlänge | N ... Lagerungsdichte der Steine [$1/m^2$] |

Bild 2: Rauhgerinneabfluß (Bezeichnungen nach Scheuerlein)

Die Widerstandsfunktion (4) von Scheuerlein gilt für den schießenden Normalabfluß bei Sohlneigungen $20 \geq \cot \alpha \geq 1,5$ und relativen Rauheiten von $0,3 < k_m/h_{wL} < 1,0$. Ihr wesentlicher Vorteil gegenüber dem Reibungsansatz (2)

von Strickler ist die Berücksichtigung der Abflußbelüftung bei steilen Neigungen. Die Kombination der Gleichung (1) mit dem Ansatz (2) ist dagegen in der Anwendung einfacher, da hiermit die Abflußgrößen direkt berechnet werden können. Gleichung (2) geht ebenfalls von meßbaren Rauheitsgrößen (Korndurchmesser) aus und läßt sich nach Untersuchungen von Garbrecht (1961) gut mit den Ergebnissen der Turbulenztheorie (logarithmische Widerstandsfunktion nach von Karman / Prandtl) in Übereinstimmung bringen. Sie gilt jedoch ursprünglich für mittlere relative Rauheiten und nur für den unbelüfteten Abfluß.

2.3 Berechnung des Abflusses auf Dammböschungen

In den Modellversuchen wurde festgestellt, daß der Bruch eines überströmten Deckwerks aus Steinsatz immer oberhalb des kritischen Punktes der Selbstbelüftung beginnt. Die maßgebende Beanspruchung der Deckwerksteine liegt demnach im Bereich der maximalen Fließgeschwindigkeiten des unbelüfteten Abflusses vor. Der infolge der Strahlablösung unterhalb der Dammkrone entstehende Unterdruck ist für die Deckwerkstabilität nur von untergeordneter Bedeutung.

Für die Berechnung der Fließgrößen im kritischen Bereich des Erosionsbeginns ist die Fließformel von Scheuerlein aufgrund der fehlenden Voraussetzungen (gleichförmiger Abfluß eines Wasser-Luft-Gemisches) nicht geeignet. In den weiteren Untersuchungen wurde deshalb die Gleichung (1) in Verbindung mit dem Ansatz (2) von Strickler verwendet. Um die Eignung dieses Reibungsansatzes für die vorliegenden Strömungsverhältnisse einschätzen zu können, erfolgte ein Vergleich mit der theoretisch fundierten logarithmischen Widerstandsfunktion in der Fließformel (8) nach Prandtl / Coolebrook:

$$q = h \cdot \left[-2 \cdot \lg \left(\frac{f_g \cdot v}{8r_{hy} \cdot \sqrt{2g \cdot r_{hy} \cdot I_E}} + \frac{k}{4r_{hy} \cdot f_r} \right) \right] \cdot \sqrt{8g \cdot r_{hy} \cdot I_E} \quad (8)$$

Für eine Anpassung des Strickleransatzes an die Ergebnisse dieser Beziehung empfiehlt sich zum einen die Änderung des Koeffizienten A. Nach Gleichsetzung von (8) und (1) unter Einbeziehung der Gleichung (2) erhält man hierfür

$$A = \sqrt{8g} \cdot \left[-2 \cdot \lg \left(\frac{f_g \cdot v}{8r_{hy} \cdot \sqrt{2g \cdot r_{hy} \cdot I_E}} + \frac{k}{4r_{hy} \cdot f_r} \right) \right] \cdot \left(\frac{k}{r_{hy}} \right)^{1/6} \quad (9)$$

Die Auswertung dieser Beziehung für relative Rauheiten $0,001 \leq k/h \leq 1,0$ ergibt die im folgenden Diagramm dargestellte Kurve $A = f(k/h)$. Die Formbeiwerte wurden nach Angaben in Bollrich (1992) mit $f_g = f_r = 3,05$ angesetzt (Rechteckquerschnitt mit $b \gg h$).

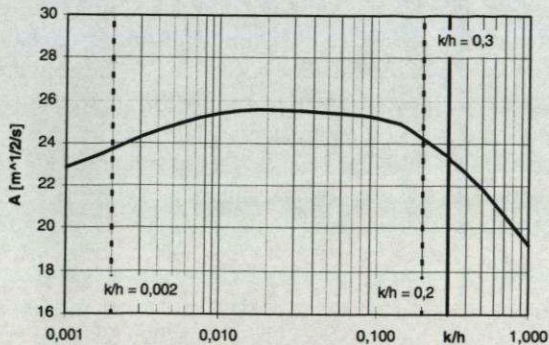


Bild 3: Abhängigkeit des Koeffizienten A von der relativen Rauheit

Der Koeffizient A weist im interessierenden Bereich $k/h > 0,2$ eine starke Abhängigkeit von der relativen Rauheit auf und ist hier geringer anzunehmen als $A = 26 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. Allerdings kann die Beziehung (9) bei diesen Rauheiten nur zur Abschätzung der Werte A dienen, da der Widerstandsfunktion in Gleichung (8) Meßergebnisse bei Strömungsverhältnissen mit $k/h < 0,13$ zugrunde liegen (vgl. Garbrecht, 1961) und ihre Eignung für den Abflußvorgang auf überströmten Deckwerken damit ebenfalls nicht gesichert ist. Für eine Anwendung der Gleichungen (1) und (2) zur Berechnung der Fließgrößen war der Koeffizient A anhand der Ergebnisse aus den Modellversuchen zu überprüfen.

Eine weitere Möglichkeit zur Anpassung des Strickleransatzes besteht über die Wahl des maßgebenden Rauheitselements. Da in einem Stein an Stein gesetzten Deckwerk nicht die gesamte Korngröße d des Einzelsteins als Rauheitserhebung hydraulisch wirksam wird, ist der Ansatz einer im Vergleich zur Steingröße d geringeren Rauheit sinnvoll. In der Versuchsauswertung wird deshalb die von Scheuerlein eingeführte mittlere Rauheitshöhe k_m für die Anwendung im Reibungsansatz (2) untersucht.

2.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

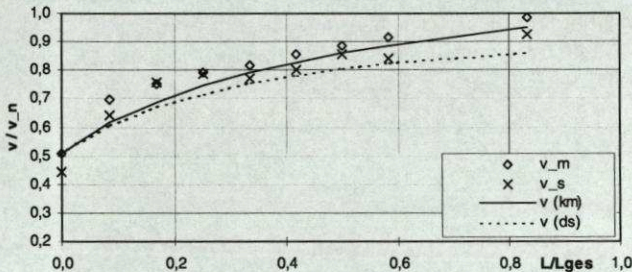
Am Versuchsdammb wurden die Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in der Zone des beschleunigten, unbelüfteten Abflusses ermittelt. In der Tabelle 1 sind beispielhaft Ergebnisse von Messungen auf der luftseitigen Böschung bei einer Neigung von $\cot \alpha = 2$ angeführt. Die Berechnung der relativen Rauheiten und der Koeffizienten A nach Gl. (9) erfolgte sowohl mit der mittleren Rauheit k_m als auch mit dem äquivalenten Steindurchmesser d_s . Die Fließlängen L sind auf die Gesamtlänge der unbelüfteten Abflußzone auf der Böschung L_{ges} bezogen worden.

L / L _{ges}	k _m / h	d _s / h	A (k _m)	A (d _s)
			nach Gl. (9)	
0	0,45	0,85	22,2	20,0
0,08	0,62	1,15	21,2	18,6
0,25	0,71	1,32	20,7	17,9
0,42	0,76	1,42	20,4	17,6
0,59	0,81	1,51	20,1	17,2
0,83	0,96	1,80	19,4	16,2

Tabelle 1: Relative Rauheiten auf der luftseitigen Böschung (Versuchsergebnisse) und Koeffizienten A entsprechend Gl. (9)

Für die Strömungsverhältnisse auf der Böschung ergibt der Ansatz der mittleren Rauheitshöhe k_m 10 - 20 % höhere Koeffizienten A gegenüber der Berechnung mit dem Steindurchmesser d_s. Mit diesen theoretischen Werten A nach Gleichung (9) erfolgte nun eine schrittweise Berechnung der Fließgrößen auf der luftseitigen Böschung. Ausgangspunkt hierfür waren die Meßwerte der Wassertiefe und der Geschwindigkeit am Böschungsbeginn.

In Bild 4 sind Ergebnisse dieser Untersuchungen dargestellt. Neben den Meßwerten enthält das Diagramm berechnete Kurven der Fließgeschwindigkeit v, bezogen auf die nach (1) und (2) berechnete Geschwindigkeit des schießenden Normalabflusses v_n.



- v_s ... Fließgeschwindigkeit in Höhe der Steinspitzen (Meßwert)
- v_m ... mittlere Fließgeschwindigkeit (Meßwert)
- v (km) ... Fließgeschwindigkeit, berechnet mit k_m und A = f(k_m/h) in (2)
- v (d_s) ... Fließgeschwindigkeit, berechnet mit d_s und A = f(d_s/h) in (2)

Bild 4: Meßergebnisse und Rechenwerte der Fließgeschwindigkeit auf der luftseitigen Dammböschung (d_s = 50 mm, q = 65 l/sm, cot α = 2)

Der Vergleich der Rechenwerte mit den Versuchsdaten zeigt, daß der Reibungsansatz (2) mit der Rauheitsgröße k_m und den Koeffizienten A nach Gl. (9) bei diesen Strömungsverhältnissen gute Ergebnisse liefert. Die mittlere Rauheitshöhe k_m nach Scheuerlein erfaßt die hydraulische Rauheit offensichtlich besser als die Steingröße d_s . Im Hinblick auf die Bemessung von Deckwerken ist weiterhin die Feststellung von Bedeutung, daß im kritischen Bereich kurz oberhalb des Belüftungsbegins annähernd die rechnerischen Fließgeschwindigkeiten des schießenden Normalabflusses erreicht werden. Zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit in dem für die Erosion maßgebenden Bereich ist daher die Berechnung der Geschwindigkeit des gleichförmig schießenden Abflusses mit den Formeln (1) und (2) ausreichend genau. Die Verwendung dieser etwas höheren Werte v ist zudem ratsam, um Unsicherheiten (z.B. Geschwindigkeitsspitzen infolge von Abflußkonzentrationen) auszugleichen. Unter Berücksichtigung der durchgeführten Modellversuche kann für die Abflußberechnung ein Koeffizient $A = \text{const.} = 21 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ angesetzt werden.

4 Bemessungsgleichung

Die Beurteilung der Erosionssicherheit eines überströmten Deckwerks aus Steinsatz erfolgte über die Betrachtung der Einzelsteinstabilität. Als zusätzliche Einflußgröße bei steilen Neigungen wurde insbesondere die stabilisierende Zwängung und Verteilung der Bruchsteine durch die Längskraftabtragung im Deckwerk experimentell untersucht und ein Ansatz zur Berechnung der Reibungskraft infolge Zwängung aufgestellt. Im Ergebnis wurde aus dem Momentengleichgewicht an einem als Kugel idealisierten Stein die Gleichung (10) zur Berechnung der kritischen Fließgeschwindigkeit v_{cr} abgeleitet.

$$v_{cr} = \sqrt{\frac{4}{3} g \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_w} \cdot d_s \cdot \cos\alpha \cdot \left(3,685 + 3,74 \cdot \frac{\rho_s}{\Delta\rho} \cdot \tan\alpha \right)} \quad (10)$$

mit $\Delta\rho = \rho_s - \rho_w$

Die verwendeten Bezeichnungen sowie die hierzu durchgeführten Versuche und deren Auswertung sind in Dornack (1999) beschrieben.

Zur Ableitung einer Bemessungsgleichung für ein überströmbares Deckwerk wird nun der Stabilitätsansatz (10) mit den Gleichungen (1) und (2) für die Geschwindigkeit des unbelüfteten Normalabflusses kombiniert. In der Beziehung (11) für den kritischen spezifischen Abfluß

$$q_{cr} = v_{cr} \cdot h \quad (11)$$

wird die Abflusstiefe h durch den aus (1) und (2) erhaltenen Ausdruck

$$h = \left[\frac{q_{cr} \cdot k_m^{1/6}}{A \cdot \sin \alpha^{1/2}} \right]^{3/5} \quad (\sin \alpha = I_E) \quad (12)$$

ersetzt. Für k_m wird in der weiteren Ableitung der Steindurchmesser d_s nach entsprechender Umrechnung mit Gleichung (7) verwendet. Mit dem Ausdruck (12) und $A_d = (0,54)^{-1/6} \cdot A$ erhält man aus Gl. (11) nach weiterer Umformung

$$q_{cr} = v_{cr}^{5/2} \cdot d_s^{1/4} \cdot A_d^{-3/2} \cdot \sin \alpha^{-3/4} \quad (13)$$

Durch Einsetzen der Beziehung (10) für die kritische Fließgeschwindigkeit v_{cr} und mit $A_d \approx 23 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ erhält man nach Einführen der steinbezogenen Froudezahl

$$Fr_s = q / \sqrt{g \cdot d_s^3} \quad (14)$$

die einfache Beziehung

$$Fr_{s,cr} = \left(0,449 \cdot \frac{\Delta \rho}{\rho_w} \tan \alpha^{-0,6} + 0,456 \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \tan \alpha^{0,4} \right)^{5/4} \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad (15)$$

zur Bemessung eines überströmten Deckwerks aus Steinsatz. In Bild 4 ist die mit dieser Formel berechnete Bemessungskurve zusammen mit Ergebnissen aus eigenen sowie aus Versuchen anderer Autoren dargestellt. Sie weist nicht nur - wie angestrebt - im Bereich steiler Neigungen, sondern auch bei flachen Gefällen eine gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Versuchsergebnissen auf.

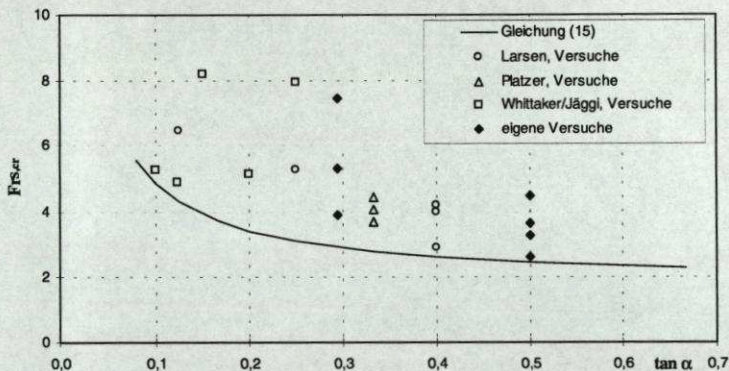


Bild 5: Vergleich der Bemessungskurve nach Gl. (15) mit gemessenen Werten $Fr_{s,cr}$ beim Bruch eines überströmten Deckwerks aus Steinsatz

Die Gleichung (15) dient der Bemessung eines überströmbaren Deckwerks aus Steinsatz gegenüber einem durch die Erosion von Einzelsteinen ausgelösten Bruch. Andere Versagensmöglichkeiten wie z.B. das Ausbrechen eines gestützten Deckwerks durch Überschreitung der zulässigen Stützspannungen oder die Standsicherheit der überströmten Böschung werden mit diesem Ansatz nicht erfaßt und sind gesondert zu untersuchen.

4 Literatur

- Bollrich, G.; Technische Hydromechanik Band 1. Grundlagen. 3. Aufl., Verlag für Bauwesen, Berlin München
Preißler, G. (1992)
- Dornack, S. Dammscharten in Lockerbauweise - Deckwerke aus Steinsatz auf steil geneigten Böschungen. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 15, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und THM (1999)
- Garbrecht, G. Abflußberechnungen für Flüsse und Kanäle. Die Wasserwirtschaft, Heft 2 u. 3 (1961)
- Scheuerlein, H. Der Rauherinneabfluß. Bericht Nr. 14 der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München. München / Obernach (1968)

Dipl.-Ing. S. Dornack
Landesamt für Umwelt und Geologie
Referat 21
Postfach 800 100
01101 Dresden

Beispiele für ausgeführte Sohlen- und Böschungsbefestigungen in Sachsen und Brandenburg

1 Einleitung

Die verschiedenen Bedingungen der Ausbildung von Sohlen- und Böschungsbefestigungen in Fließgewässern sind neben mehreren anderen Einflüssen von der Geometrie des entsprechenden Abflussquerschnittes und den Wirkungen des Abflussgeschehens abhängig. Das trifft speziell dort zu, wo mit dem erforderlichen Rückbau stark beschädigter und einsturzgefährdeter Wehre der jeweilige Gewässerabschnitt abflussgerecht und möglichst naturnah nahtlos an den vorhandenen Flusslauf anbinden wird. Mit dem Abbruch der Wehre werden Abflusshindernisse beseitigt und die unkontrollierte Ausdehnung von Gewässerschäden verhindert.

Die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) hat deshalb der Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH (HPI), Büro Dresden den Auftrag erteilt, für 2 landeseigene ehemalige Wehre in Gewässern 1. Ordnung den Rückbau und die Sohlen- und Böschungsbefestigungen zu planen.

Für die Instandsetzung des Entwässerungs- und Parallelgrabens der Talsperre Spremberg wurden im Auftrag des Landesumweltamtes Brandenburg (LUA), Außenstelle Cottbus umfangreiche geotechnische Voruntersuchungen durchgeführt. Auf der Grundlage der Ergebnisse entstanden die Ausführungsunterlagen, die mit den bereits fertiggestellten Grabenabschnitten realisiert wurden.

Im Raum Senftenberg und Brieske plante HPI im Auftrag der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau- Verwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) die Wiederherstellung von ehemaligen Vorflutern. Damit werden für diese Gebiete wirkungsvolle Entwässerungselemente geschaffen, um den künftigen Grundwasseranstieg zu begrenzen, der sich als Folge der Flutung von umgebenen Tagebauen einstellen wird. Infolge teilweise enger Platzverhältnisse innerhalb bereits ausgehauener Grundstücke und bedingt durch die Einschnitttiefen ist ein Ausbau mit Steingabionen notwendig.

Im weiteren Bericht wird auf diese 4 Beispiele eingegangen.

2 Ufer und Sohlgestaltung der Zwickauer Mulde in Aue / Erzgebirge

Veranlassung

Im Zentrum der Stadt Aue befand sich in der Zwickauer Mulde das sog. Textima - Wehr, was seit den 60er Jahren außer Betrieb ist.

Infolge ungenügender Unterhaltungsarbeiten entstandene Bauwerksschäden, sowie durch einhergehende Verwitterung und Erosion ist die feste Wehrschwelle letztlich durch Hochwassereinwirkungen zerstört worden und gebrochen.

Auf einer Länge von ca. 20 m wurde die insgesamt 50 m lange Schwelle weggerissen. An den baulichen Resten war festzustellen, dass das Wehr lediglich im Flussschotter gegründet war (Bild 1).



Bild 1: Zerstörtes Textima-Wehr in der Zwickauer Mulde, Aue/Erzgebirge

Die noch verbliebenen Teile der Wehrschwelle, der anschließende Kolk sowie unregelmäßige Anlandungen im Ober- und Unterwasser hatten unetliche und stark turbulente Abflussverhältnisse zur Folge, die weitere Schäden im Fließquerschnitt und auch an den angrenzenden Uferbefestigungen bewirkten.

Der Einlaufbereich des ehemaligen Betriebsgrabens war besonders dicht bewachsen. Infolge seiner Lage am Prallufer sammelte sich dort schnell Treibgut und hässlicher Kulturmüll an. Nachdem der ehemalige Rechtsträger des Wehres durch Nutzungsverzicht kein weiteres Interesse gezeigt hatte, wurde das formell bestehende Wasserrecht gelöscht.

Zur dringend erforderlichen Herstellung des notwendigen Abflussprofils und zur Gewährleistung standsicherer Verhältnisse für Flusssohle und Böschungen wurde die Planung zusammen mit der Talsperrenmeisterei Zwickauer Mulde /

Weißer Elster als Unterhaltungspflichtiger für das Gewässer 1. Ordnung umgesetzt.

Mit der Instandsetzung war das Ziel verbunden, nach vollständigen Abbruch der Wehrschwelle, eine möglichst naturnahe und abflussgerechte Teilstrecke der Zwickauer Mulde innerhalb dichter städtischer Bebauung zu schaffen, die sich gleichzeitig der vorhandenen Flusstrecke anpasst.

Bestehende Verhältnisse

Die Zwickauer Mulde ist in Aue durch eine 1,0 bis 2,5 m dicke Überlagerung des Felshorizontes gekennzeichnet, die aus Geröllblöcken und Steinen bis 80 cm Kantenlänge besteht, zwischen denen sich Flussschotter und Kies abgesetzt hatte. Infolge der ehemals ca. 2,30 m hohen Wehrschwelle hat sich in diesem Bereich ein mittleres Sohlgefälle von $I_s = 2,1 \%$ eingestellt, während oberhalb und unterhalb $I_s = 1,4 \%$ vorhanden ist.

Die Abflussverhältnisse sind gekennzeichnet mit:

$$HQ_2 = 28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{100} \text{ rd. } 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vergleich von Varianten

Für die rd. 110 m lange Ausbaustrecke sind für die künftige Ufer- und Sohlengestaltung 3 Varianten verglichen worden:

Variante 1: Abbruch der Wehrschwelle und Verfüllung des Kolkes mit Sohlangleichung, durchgehendes konstantes Sohlgefälle

Variante 2: Abbruch der Wehrschwelle,
Erweiterung des vorhandenen Kolkes (max. 1,20 m tief)
zum rechten Ufer hin, Ausbildung einer Sohlstufe,

Variante 3: Abbruch der Wehrschwelle und Verfüllung des Kolkes, Ausbildung von 2 Sohlrampen

Die Varianten 2 und 3 hätten einen vergleichbar hohen Bauaufwand erfordert, um die Energieumwandlung zu erreichen. Infolge des ohnehin schießenden Abflusses unterhalb, erwiesen sich deshalb zusätzliche Befestigungen als unwirtschaftlich.

Übereinstimmend mit dem Bauherren wurde Variante 1 der weiteren Planung zugrunde gelegt. Mit der Ausbildung des durchgehenden Sohlgefälles tritt im allgemeinen ungestörter Abfluss im Bereich der kritischen Tiefe auf.

Die Fließgeschwindigkeiten sind relativ konstant und betragen $v = 4,2$ bis $4,4 \text{ m/s}$ beim Bemessungshochwasser HQ_{100} , wobei geringfügige Ausuferungen des rechten Vorlandes bis $0,40 \text{ m}$ entstehen.

Ausbildung des Fließquerschnittes

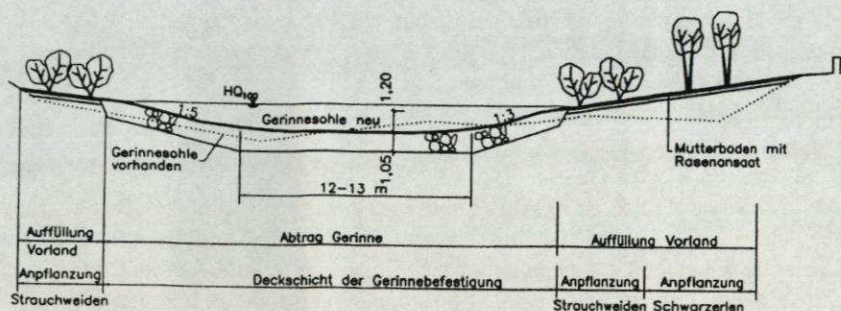


Bild 2: Regelprofil der Sohlen- und Ufergestaltung der Zwickauer Mulde

Die Sohlbreite des neuen Abflussprofils, die sich den vorhandenen Verhältnissen anpasst, beträgt i.M. $b = 12,5$ m.

Die Böschungen sind rechts 1:3 und links unterschiedlich zwischen 1:3,5 und 1:5,5 ausgebildet. Mit einer Profiltiefe von 1,20 m entstand so eine flache Parabelform (Bild 2).

Aufgrund der Ergebnisse der technischen Berechnungen ergaben sich folgende Parameter der Gerinnebefestigung:

Korngrößen des

Flussgerölles oder Wasserbausteine

$d = 20 - 60$ cm

$d_{50} = 35$ cm

Schichtdicke der Befestigung

$t = 1,05$ m

Die erforderlichen Steingrößen waren teilweise im Baubereich vorhanden. Zusätzliche Steine wurden antransportiert. Der Einbau erfolgte mit dem Ziel möglichst dichter Lagerung. Der Oberflächenbereich wurde mit dem Einbaugerät (Bagger) maschinell gepackt.

Während der Bauausführung, die jeweils halbseitig erfolgte, diente abschnittsweise ein Längsfangedamm zur Wasserhaltung. Durch die im Oberlauf vorhandene Talsperre Eibenstock war zeitweise eine Zuflussregulierung möglich.

Die Vorländer wurden mit Abbruch- und Gerinneaushub - Material profiliert und mit Flussschotter überlagert.

Abschließend ist Kulturboden angedeckt worden.

Innerhalb der Vorländer sind Quer- bzw. Längsneigungen von 1:9 bis 1:15 so ausgebildet worden, dass möglichst wenig Ablagerungen von Treib- und Schwemmgut bei hohen Abflüssen entstehen.

Die geplante Bepflanzung der Vorlandflächen ist inzwischen mit Strauchweiden sowie Rot- und Schwarzerlen ausgeführt.

Für künftige Unterhaltungs- und Pflegearbeiten im Flussabschnitt ist im linken Ufer eine befestigte Zufahrtsrampe ausgebildet worden.

Mit der in dieser Form hergestellten Ausbaustrecke entstand ein neu gestalteter Flussabschnitt der Zwickauer Mulde, der sich innerhalb von Aue nahtlos dem vorhandenen Gewässerbild anpasst und durch gefahrlose Abflusszustände gekennzeichnet ist (Bild 3). Angrenzende Grundstücke und Gebäude sind nicht gefährdet.

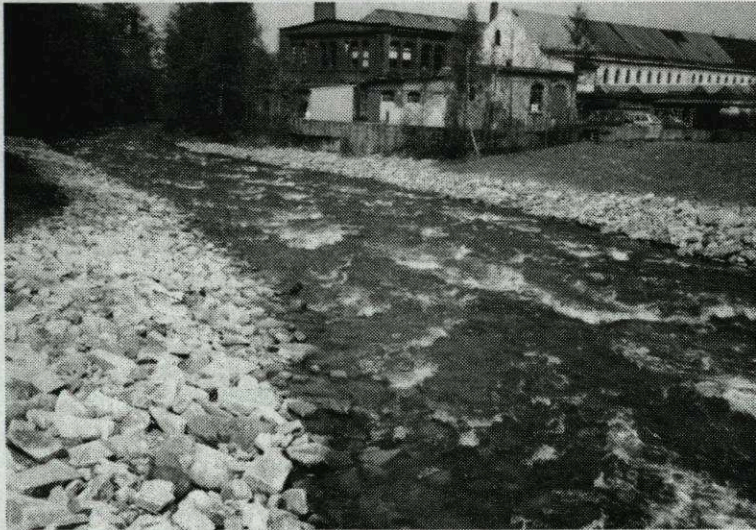


Bild 3: Fertiggestellte Sohlen- und Uferbefestigung der Zwickauer Mulde

Die vorhandene Rauhgigkeit des Ausbaues führt zur gewünschten Belüftung des Abflusses und bietet für die biologische Durchgängigkeit gute Voraussetzungen. Somit wurden einige Grundsätze der sächsischen Richtlinie für die naturnahe Gestaltung von Gewässern des Staatsministeriums für Umwelt und Landesentwicklung entlang des relativ kurzen Gewässerabschnittes weitgehend berücksichtigt.

3 Ausbau der Sohle und Böschungen nach dem Rückbau des Pleißewehres Neukirchen

Vorhandene Situation

Auch in diesem Beispiel handelt es sich um Sohlen- und Böschungsbefestigungen durch den notwendigen Abbruch eines Wehres. Das Wehr Neukirchen ist durch mehrere Schäden wie vor allem einen erheblichen Kolk im Unterwasser,

die Zerstörung der Tosbeckenplatte und den Abbruch des Wehrpfeilers gekennzeichnet und einsturzgefährdet (Bild 4).

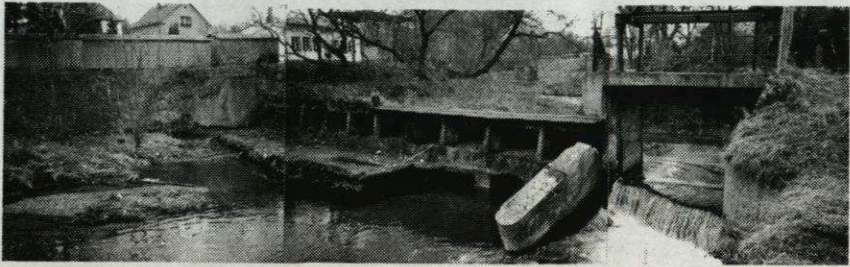


Bild 4: Pleißewehr bei Neukirchen im gegenwärtigen Zustand

Die Talsperrenmeisterei Zwickauer Mulde / Weiße Elster der Landestalsperrenverwaltung Sachsen als Bauherr folgte deshalb der Anordnung der Unteren Wasserbehörde des Landratsamtes Zwickau, das Wehr abzubauen und mittelfristig ordnungsgemäße Abflusszustände herzustellen.

Die Gesamtlänge des Wehres beträgt rd. 30 m, wovon 5 m auf die Entlastungsöffnung mit dem Schütz und 25 m auf die Wehrschwelle entfallen. Sie ist als Besonderheit nach der Bauart von Ambursen ausgeführt und besteht aus einer mehrgliedrigen Stahlbeton - Konstruktion mit Sparräumen.

Seit dem Abbruch des Wehrpfeilers blieb das Schütz ständig vollkommen gezogen. Der Wehrteich, der bisher mit max. 2,20 m überstaut war, ist seit diesem Zeitpunkt auf Dauer abgelassen.

An den damit sichtbar gewordenen Böschungsfüßen entlang des rd. 400 m langen Wehrteiches und vor allem auf der Gründung der 70 m oberhalb des Wehres stehenden Straßenbrücke musste überraschend festgestellt werden, dass die Sohle der Pleiße stark erodiert ist. Im Brückenbereich beträgt das Maß der Erosion max. 1,4 m, so dass die Fundamentunterkante des rechten Widerlagers und des Mittelpfeilers erreicht ist (Bild 5).

Erhebliche Instandsetzungen sind deshalb in Vorbereitung und müssen auch auf die Böschungen des Wehrteiches ausgedehnt werden. Infolge der erodierten und inzwischen nachgebrochenen Bereiche muss eine Erweiterung der Schäden verhindert werden, da die nahe Ortsstraße gefährdet ist und alter Baumbestand in die Pleiße zu fallen droht.

Die Erosion lässt sich am deutlichsten anhand der 1974 vermessenen Gewässerquerprofile nachweisen. Der zeitliche Ablauf dieser großräumigen Erosion lässt sich zwar nicht genau nachweisen, aber die Ursache liegt im mehrfachen schnellen Entleeren des Wehrteiches und langdauernden Abfluss größerer Wassermengen bei gezogenem Schütz.

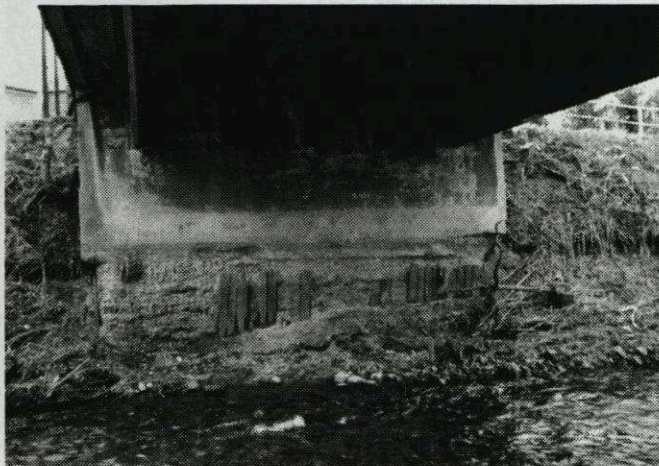


Bild 5: Sohlenerosion der Pleiße oberhalb des Wehres

Sohlen- und Böschungsausbau

Von der Gemeindeverwaltung und der Talsperrenmeisterei war übereinstimmend entschieden worden, nach dem Rückbau des Wehres keinen Stau wieder herzustellen, sondern lediglich eine Sohlrampe zu bauen.

Die dazu untersuchten Varianten ergaben:

Variante 1: Sohlgleite $I = 2,7 \%$ (1:37,5) Länge = 110 m

Variante 2: Sohlrampe $I = 6,7 \%$ (1:15) Länge = 37,5 m

Der Bemessungsabfluss beträgt $HQ_{100} = 88,3 \text{ m}^3/\text{s}$, während $HQ_2 = 23 \text{ m}^3/\text{s}$ gilt.

Die Entscheidung für die Variante 2 wurde gemeinsam mit dem Staatlichen Umweltfachamt aufgrund der günstigeren Energieumwandlung innerhalb des Rampenbereiches getroffen.

Die Kronenlänge der Rampe beträgt 20 m.. Auf der Länge von 37,5 m verjüngt sich die Rampe auf 15 m. Das Quergefälle in Richtung des am Prallufer integrierten Fischaufstiegs beträgt 2,5 % bis 3 %.

Der errechnete Hochmesser der Blocksteine beträgt $d_s = 0,8$ bis $0,9$ m bei einem mittleren Durchmesser $d_m = 0,5$ bis $0,6$ m.

Die Hohlräume des so entstehenden hochkant und dicht zu setzenden Steinverbandes werden auf $2/3$ des Hochmessers mit geeigneten Steingrößen ausgezwickt und gleichzeitig mit Kiessand verfüllt. Im Oberflächenbereich der Rampe entsteht so die absolute Rauigkeit $k_s = 0,25$ bis $0,30$ m.

Im Kronen- und Fußbereich wird der Rampenabschluss mit Stahlspundwänden hergestellt (Bild 6).

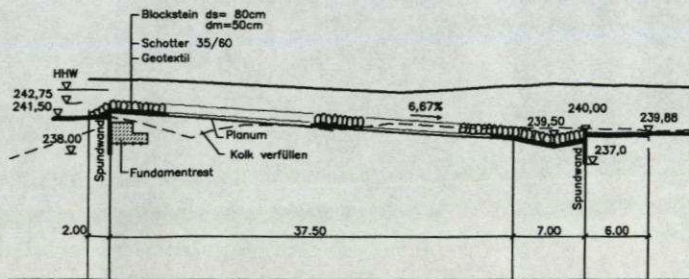


Bild 6: Längsschnitt der geplanten Blocksteinrampe

Unter Niedrigwasser - Verhältnissen stellt sich entsprechend der Höhe der Rampenkrone eine Wassertiefe von rd. 1 m über der vorhandenen PleiBesohle ein. Damit wird eine Wiederauflandung ermöglicht und eine fortschreitende Sohlenerosion weitgehend verhindert.

Durch die einseitige Querneigung der Rampe bewegt sich der Niedrigwasserabfluss entlang des Prallufers. Um die biologische Durchgängigkeit herzustellen, wurde von der Sächsischen Landesanstalt für Landwirtschaft, Referat Fischerei, aufgrund der im Fluss vorkommenden Fischarten (Barsch, Gründling, Plötze, Regenbogenforelle) ein Fischaufstieg für die 1:15 geneigte Rampe gefordert. Damit wird den für das Fließgewässer bekannten Laich- und Nahrungswanderungen entsprochen. Die ebenfalls vorhandenen Fischarten Elritze und Schmerle gelten gemäß der Roten Liste in Sachsen als stark gefährdet.

Der mit 2,5 m Breite ausgebildete Rauhgerinne - Beckenpass hat 11 Becken mit 2,50 m lichter Beckenlänge sowie eine mittlere Wassertiefe von 0,50 m. Seine Bemessung erfolgte für $MNQ = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Literaturhinweise

- Knauss, J. (1977), Flach geneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen, Vortrag 1977
- Knauss, J. (1980), Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen, Obernach 1980
- Hassinger, R. (1991), Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen, Institut für Wasserbau Universität Stuttgart 1991, Heft 74

4 Instandsetzung der luftseitigen Entlastungsgräben der Talsperre Spremberg

Allgemeine Angaben

Die Talsperre Spremberg ist die einzige des Landes Brandenburg, die im ICOLD - Weltregister enthalten ist. Sie wurde in den 50er Jahren geplant, um hauptsächlich den Hochwasserschutz für den Spreewald und die Brauchwasserversorgung von Braunkohlekraftwerken zu gewährleisten.

Der Untergrund des Spreetales besteht aus diluvialen Sanden, die an der Sperrstelle eine Mächtigkeit von 40 bis 50 m haben. Darunter steht eine Braunkohleformation an.

Mit einem mittleren Durchlässigkeitswert von $k = 2 \cdot 10^{-4}$ m/s ist der Untergrund der Sperrstelle als sehr durchlässig und grundwasserführend einzustufen.

Der Erdstaudamm mit geneigter Lehmdichtung besitzt eine sogenannte hängende Untergrunddichtung, die unterströmt ist. Die Fassung des Sickerwassers erfolgt mit einem mehrstufigen Flächenfilter und einem entsprechenden Filterprisma, welches über Dränrohre in den Entwässerungsgraben entwässert.

Darüber hinaus verläuft im Abstand von rd. 25 m zu diesem Graben als weiteres Entwässerungselement der Parallelgraben, der zusätzlich mit Entwässerungsbrunnen versehen ist.

Umfang der Instandsetzung

Zur Gewährleistung der allgemeinen und örtlichen Standsicherheit entsprechend den aktuellen wasserwirtschaftlichen und unterhaltungstechnischen Erfordernissen umfasst der Auftrag des LUA Brandenburg die Instandsetzung folgender Anlagen und Bauwerke:

- Dammfußbereich mit Dränrohr-Mündungen
- Sohle und Böschungen des Entwässerungsgrabens, Länge rd. 2100 m
- Sohle und Böschungen des Parallelgrabens, Länge rd. 650 m
- Sohlabstürze und Messwehre
- 3 Vorlandgräben mit Einlaufbauwerken, Länge rd. 500 m
- Durchlässe an den Messwehren
- Auslaufbauwerk an der Spree.

Die abgeschlossene Planung wird innerhalb von 4 Baulosen ausgeführt. Der Entwässerungsgraben ist auf einer Länge von rd. 600 m fertiggestellt.

Im weiteren folgen einige Angaben zum Ausbau der Sohle des Entwässerungsgrabens.

Ausbau der Sohle des Entwässerungsgrabens

Die Grabensohle ist seit den 60er Jahren mit Filterplatten aus Einkornbeton befestigt. Die vorhandenen Schäden sind hauptsächlich gekennzeichnet durch

- Zerfall des Einkornbetons an der Oberfläche und teilweise über die gesamte Plattendicke
- Zugesehter Porenraum der Filterplatten durch Feinteile aus dem Untergrund und durch Eisenhydroxid - Schlamm
- Plattenhebungen

Die Stahlbetonfertigteile - Platten der Böschungen befinden sich in gutem Zustand und besitzen in Höhe der Grabensohle Sohlsteifen ($29 \times 15 \text{ cm}^2$) zur gegenseitigen Abstützung.

Nach Vergleich verschiedener Lösungen entsteht wiederum eine durchlässige Grabensohle, die jedoch jetzt mit einem 3-Stufen-Filter und Betongitterplatten hergestellt wird (Bild 7).

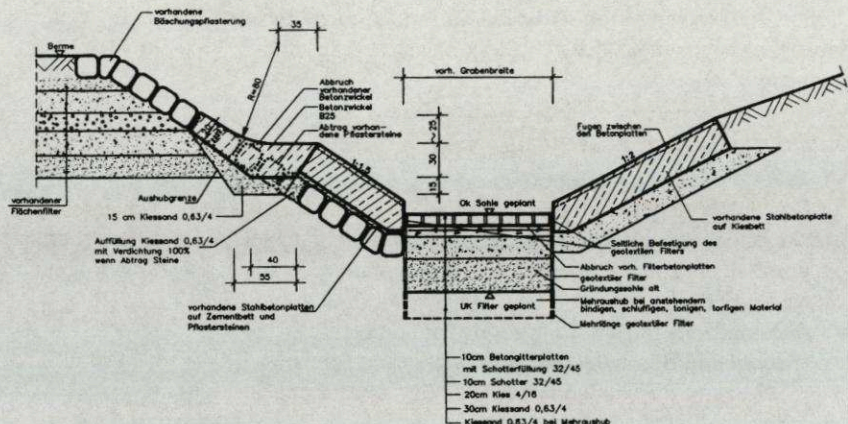


Bild 7: Instandsetzung des Entwässerungsgrabens der Talsperre Spremberg

Dazu gilt:

- Abschnittsweiser Abbruch der vorhandenen Filterplatten und Grabenaushub bis 70 cm Tiefe.
- Geschlossene Wasserhaltung ist während der gesamten Bauzeit ohne Unterbrechungen abschnittsweise zu gewährleisten, wobei der Grundwasserspiegel auf mindestens 0,5 m unter tiefstem Aushubplanum abzusenken ist. Einer Staumentleerung, die für die Arbeiten zugrunde gelegt war, wurde aus Umweltgründen nicht zugestimmt. So befand sich der Staupiegel bei ca. 7,5 m über der Aushubsohle (Bild 8).



Bild 8: Aushub für den Filtereinbau im Entwässerungsgraben

- Die Sohlsteifen sind während der Arbeiten im Entwässerungsgraben lagemäßig so zu sichern, dass ihre abstützende Wirkung zwischen den Böschungsplatten ständig erhalten bleibt.
- Die seitliche Begrenzung des Aushubes ist falls erforderlich durch Verbau so zu sichern, dass die Wandbereiche nicht nachbrechen und Auflockerungen des Untergrundes verhindert werden.
Dieser Verbau konnte bei den bisherigen Arbeiten entfallen, da die teilweise mit Handaushub hergestellten Abschnitte standfest blieben.
- Das Geotextil muss die Grabenwandungen über die gesamte Höhe abdecken und soll nicht auf der Gründungssohle des Filters aufliegen.
- Filteraufbau:

10 cm	Betongitterplatte mit Schotterfüllung 32/45
10 cm	Schotter 32/45
20 cm	Kies 4/16
30 cm	Kiessand 0,63/4 (auch für Mehraushub)

Die Instandsetzung wird mit tagfertiger Herstellung abschnittsweise durchgeführt. Der Entwässerungsgraben gewährleistet nach Abschluss dieser Arbeiten

einschließlich der Böschungs- und Dränrohr - Instandsetzungen seine frühere Funktion und bietet alle Voraussetzungen für die unentbehrliche turnusmäßige Reinigung.

5 Wiederherstellung von ehemaligen Vorflutern zur Entwässerung

Mit der früheren Ausweitung der Tagebaue und den Folgen der Grundwasserabsenkung hatten im Raum Senftenberg und Brieske die beiden Vorfluter Wollschinka und Totziggraben keine Bedeutung mehr. Teilweise wurden sie mit der Zeit verrohrt und zur Abwasserentsorgung genutzt.

Die genannten Vorfluter sind im Hinblick auf den Grundwasser - Wiederanstieg entlang der ehemaligen Trassen, die auch zu Unland mit starken Bewuchs wurden, wieder auszubauen.

Mit der geplanten Tiefe der neuen Vorfluter wird erreicht, dass besonders für bebaute Gebiete der prognostizierte Grundwasseranstieg begrenzt wird und Gründungen von Gebäuden weitgehend oberhalb des künftigen Grundwasserhorizontes liegen.

Aufgrund des festgelegten Verlaufes der Trasse der Wollschinka innerhalb engliegender Grundstücksgrenzen wurde der Vorfluter - Ausbau mit Steingabionen und Faschinen unvermeidbar.

Die Einschnitttiefen betragen bis zu 3,50 m und die Sohlbreite 1,50 m.

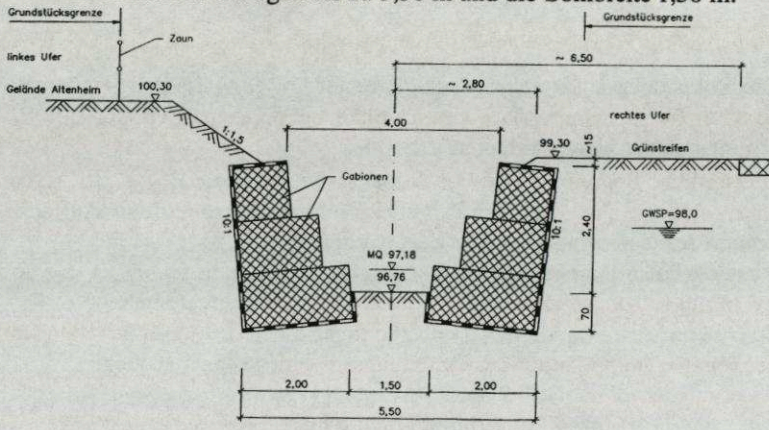


Bild 9: Wiederherstellung der Wollschinka, Raum Brieske

Das in Bild 9 dargestellte Regelprofil stellt den beidseitigen Gabionenaufbau dar, während in Abschnitten aufgeweiteter Grundstücksbegrenzung einseitig auch Faschinenkästen mit anschließender Böschung das Profil begrenzen. Mit solchen Wechseln wird der naturnahe Ausbau hervorgehoben. Bei einem durchgängigen Sohlgefälle der Wollschinka

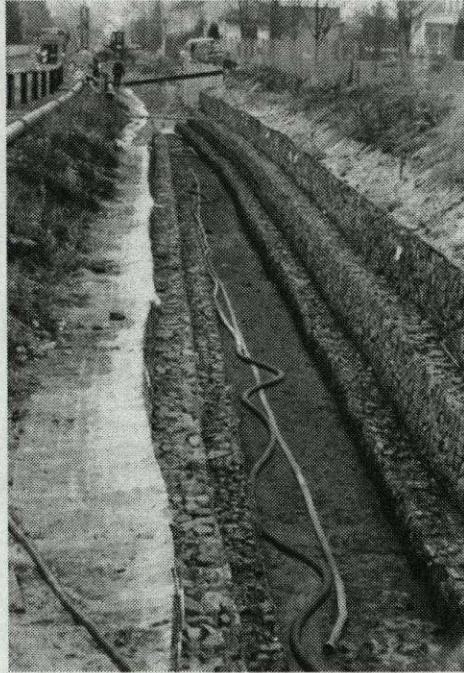
$I_s = 0,25 \lambda$ stellt sich bei Mittelwasserabflüssen eine geringe Wassertiefe von

t rd. 0,4 bis 0,5 m ein. Eine gesonderte Sohlbefestigung entfällt.

Der Einbau der Gabionen, die Maximalabmessungen von 200 x 100 x 100 cm besitzen, erfolgt so innerhalb des senkrechten Baugrubenverbaues, dass Nachbargrundstücke nicht in Anspruch genommen werden.

Der Standsicherheitsnachweis für die Gabionenböschungen bezieht sich hauptsächlich auf den Gelände- und Grundbruch sowie auf das Gleiten. Vorbemessungen sind mit Hilfe von Firmenangaben möglich.

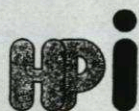
Im Bild 10 ist das ausgeführte Profil der Wollschinka dargestellt.



Am genannten Vorhaben zeigte sich, dass ein erstmals mit Gabionen-Bauwerken beauftragter Ausführungsbetrieb Schwierigkeiten mit den Kriterien der Montage der einzelnen Drahtkörbe und der Füllung mit geeigneten Wasserbausteinen hat.

Zur Nutzungsdauer der Drahtkörbe unter ständiger Beanspruchung durch eisenhaltiges Grundwasser mit geringem ph-Wert sind unterschiedliche Angaben zwischen 30 und 60 Jahren bekannt.

Beim Ausbau des Totziggrabens erlauben die geringeren Einschnittiefen bei Sohlbreiten von 0,8 bis 1,0 m die Anordnung von 1:2 geneigten Böschungen.



HYDROPROJEKT
INGENIEURGESELLSCHAFT

**Seit Jahrzehnten bewährt -
Ingenieurleistungen für:**

WASSER

UMWELT

INFRASTRUKTUR

Firmensitz:

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Dittelstedter Grenze 3
99099 Erfurt

Telefon: (0361) 4 37 64 00
Telefax: (0361) 4 37 64 05
e-mail: hydroprojekt@compuserve.com
Internet: <http://www.hydroprojekt.de>

Büros in: Berlin, Blankenburg, Dresden,
Düsseldorf, Erfurt, München,
Rostock und Stuttgart

**Planung und Consulting
für umweltgerechten Wasserbau**

Böschungs- und Sohlbelastung durch instationären Porenwasserdruck

Kurzfassung

Die Stabilität von Gewässersohlen und Unterwasserböschungen wird beeinflusst vom vorhandenen Sättigungszustand des Bodens unter Wasser. Sowohl das freie Oberflächenwasser wie auch das im Untergrund zirkulierende Porenwasser enthalten einen nicht zu vernachlässigenden Anteil von fein verteilten Gasblasen. Diese sind in der Natur immer vorhanden. Schon geringe Mengen an Gas erhöhen die Kompressibilität des Wassers in der Weise, daß die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen im Boden unter Wasser erheblich verzögert wird. Oszillierende Wasserspiegel rufen gegenläufig gerichtete Druckänderungen im Porenwasser hervor, die durch die verzögerte Druckausbreitung im nicht vollständig gesättigten Boden unter Wasser zu gedämpften Porenwasserdruckreaktionen führen. Materialtransport und Bodendeformationen können an Boden-Wasser-Grenzflächen und Schichtflächen zwischen unterschiedlichen Böden unter Wasser allein schon dadurch ausgelöst werden, daß äußere Druckänderungen auf solche Bodenformationen einwirken. Veränderliche Wasserspiegel, wie sie durch wind- oder schiffsinduzierte Wellen entstehen, initiieren Bodenpartikelbewegungen und Porenwasserdruckänderungen, die im wasserbelasteten Boden lokale Porenwasserfließzyklen auslösen und von instationären Porenwasserüberdrücken mit wechselnden Verteilungen begleitet sind.

Abstract

The stability of river beds and underwater embankments are greatly influenced by the saturation degree of the submerged soil. Surface and pore water contain fine dispersed gas bubbles, which in nature are always present. Such fluids behave as compressible mediums and cause delayed pore water pressure reactions. Oscillating water levels therefore induce counter directional changes in pore water pressures in such partially saturated soils. Material transport and soil deformation is due to occur at soil-water boundaries and soil interfaces, when external pressure changes act on such porous medium. Fluctuating water levels caused by wind and ship induced waves for instance may initiate particle motion and transient pore water pressure spreading causing excess pore water pressures and locally induced flow cycles. Soil deformation, settling and heaving as well as structural changes of the soil formations can be observed.

1 Einleitung

Sohl- und Uferschutzkonstruktionen sollten ausreichend stabil gegen Abgleiten, Abheben, Verformung und Erosion sein. Insbesondere das Kriterium des Abgleitens bzw. Abrutschen auf potentiell gefährdeten Gleitflächen ist für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen von ausschlaggebender Bedeutung. Durch den Schiffsverkehr werden schnelle Wasserspiegelabsenkungen im Kanalquerschnitt erzeugt, die speziell in Böden mit Wasserdurchlässigkeiten $k < 1 \cdot 10^{-3}$ [m/s] zu gefährlichen Porenwasserüberdruckreaktionen im Böschungs- bzw. auch Sohluntergrund führen können. Die Fließbedingungen im Porenwasser ändern sich vom stationären (Grundwasserzufluß) in den transienten, instationären Porenwasserfluß (schnelle Druckentlastung).

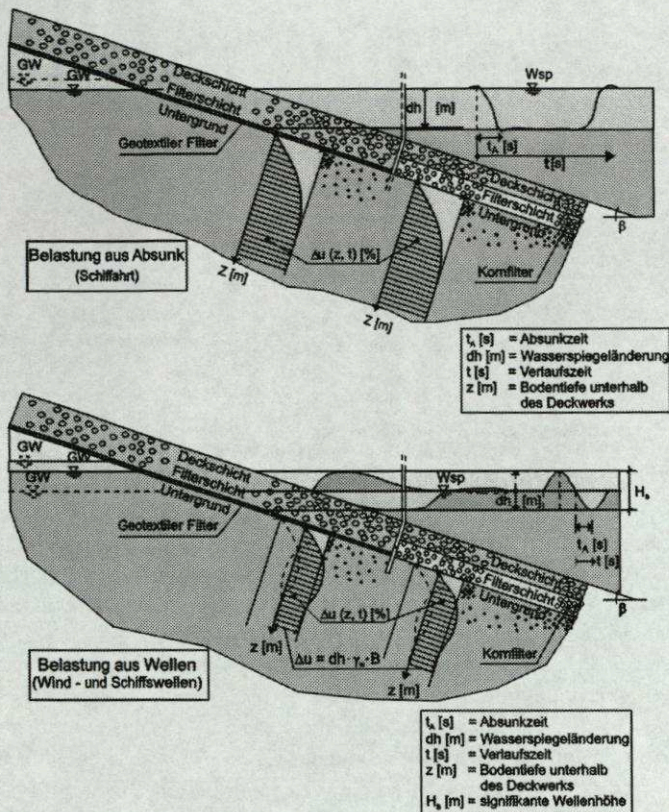
Die elastische Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zur Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck bestimmend wird für die Sicherheit gegen Abrutschen auf potentiellen Gleitflächen sowie mögliche Bodenstrukturänderungen als Folge temporär einwirkender Bodenverflüssigung. Diese Porenwasserdruckreaktionen wirken über die gesamte Gewässerberandung, sowohl an der Sohle wie an der Böschung (Köhler 1997).

Modellversuche und numerische Berechnungen haben gezeigt, daß die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, die sich zeitlich verändernden Porenwasserdruckverteilungen im Untergrund zu beschreiben. Es konnte nachgewiesen werden, daß das Porenwasser einen beachtlichen Anteil von Luft in der Größenordnung zwischen 5 und 15 % enthält, wodurch die Druckdämpfung im Boden erklärt werden kann. Die hierfür maßgebende Gleichung (1), (Biot 1941), zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden (Parameterbeschreibung (P1) siehe Anhang):

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \rho g \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (1)$$

Bei Anwendung dieser Gleichung können Porenwasserdruckreaktionen im wasserdruckwechselbelasteten Boden nachgewiesen werden, die das Maß der Stabilität von Böschungen sowie Sohl- und Uferschutzkonstruktionen in nicht unerheblicher Größe beeinträchtigen. Auch in anderen bodenmechanisch relevanten Nachweisen ist diese Gleichung von Bedeutung. Der Einfluß des Luftgehalts im Porenwasser sollte zukünftig nicht mehr außer Acht gelassen werden. Besonders wichtig ist dieser Einfluß überall dort, wo die Interaktion zwischen Wasser und Boden beurteilt werden muß. In der Regel sind schon durch Absenkgrößen von mehr als 60 cm Schäden an Böschungs- und Sohlenschutzvorrichtungen zu erwarten, wenn diese nicht für solche Belastungen bemessen wurden. Zumeist werden in potentiellen Gleitflächen böschungsparelle Rutschungen initiiert, aber auch Fluidisierungsvorgänge des Sohluntergrundes mit einhergehender Erosion aus Überströmung sind typische Schadensursachen. In der Abbildung 1 sind zwei

Beispiele von Belastungen aus Schifffahrt und Wind dargestellt. Mit Überlagerungen beider Belastungsvorgänge muß gerechnet werden.



Porenwasserdruckverlauf im Böschungsuntergrund, induziert aus Wasserspiegelabsink, Wind- und Schiffswellen

Bild 1: Porenwasserüberdruck, induziert aus Schiffsabsink sowie Schiffs- und Windwellen

Das Porenwasser des Bodens enthält relativ große Anteile von Luft und anderen gasförmigen Stoffen, so daß wir es auch unterhalb des Grundwasser- und Kanalwasserspiegels mit quasi ungesättigten Böden zu tun haben. Wir können deshalb zukünftig nicht mehr vom üblicherweise angenommenen Zweiphasensystem (Feststoff- und Wasseranteil) ausgehen, sondern müssen vielmehr auch die dritte Phase der gasförmigen Stoffe im Boden unterhalb des Wasserspiegels sogar örtlich bis zur Größenordnung von etwa 20 % berücksichtigen. Mit Porenwasserdruckdämpfungen dieser Art muß selbst noch bis in Wassertiefen mit ei-

nem Umgebungsdruck von 10 bis 20 [m WS] noch gerechnet werden (erst in Wassertiefen von mehr als 20, teilweise sogar erst ab 80 [m WS] sind sie praktisch nicht mehr von Bedeutung).

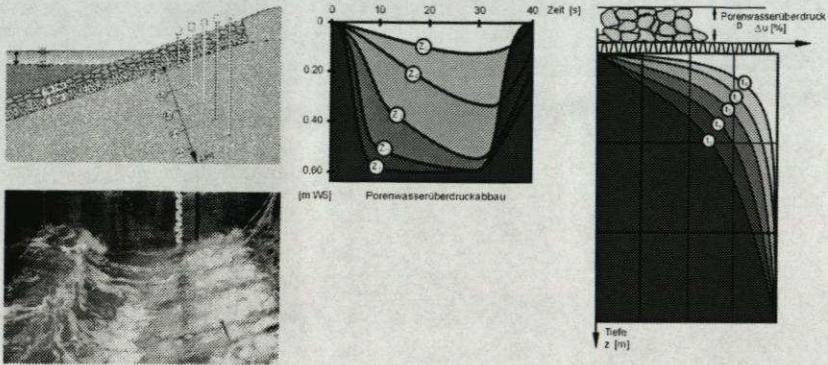


Bild 2: Wirkung der Porenwasserdruckdämpfung in dem mit Wasserspiegelabsenkung belasteten Untergrund

Unterhalb des wassersunkbelasteten Bodens entsteht ein zeitlich und tiefenabhängig veränderlicher Porenwasserdruck, der sich in unterschiedlichen Bodentiefen mit zeitlicher Verzögerung für Bemessungszwecke vereinfachend in einer exponentiellen Druckverteilung beschreiben läßt. In der Abbildung 2 ist diese Druckwirkung dargestellt, verteilt über die Zeit t [s] und Bodentiefe z [m], senkrecht zur Eintragsfläche gerechnet. Als vereinfachender Rechenansatz zur Berücksichtigung des dabei wirksam werdenden instationären Porenwasserüberdrucks $\Delta u(z,t)$ wird die maßgebende Absenkungsgröße der Wasserspiegeländerung - (γ_w, dh_w) - mit dem Dämpfungsglied einer exponentiellen Übertragungsfunktion $B(z,t)$ multipliziert (Gleichung 2).

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w, dh_w, B(z,t) \tag{2}$$

wobei für die Übertragungsfunktion gilt: $B(z,t) = (1 - a(t), e^{-b(t) \cdot z})$ (3)

2 Wellenbelastung (laufende Welle)

Gemessene Porenwasserdruckausbreitungen als Folge von Wasserspiegelhebungen und Wasserspiegelsenkungen haben deutlich gemacht, daß bei Anwendung der Diffusionsgleichung zur Berechnung von Porenwasserdruckentwicklungen unter dem Einfluß vorhandener Luft im Porenwasser das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung numerisch nachgebildet werden kann.

Die folgende Abbildung 3 zeigt die Auswirkung von Wellen auf die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdruckverlaufs im Sohl- und Böschungsuntergrund

analog zur Entstehung von Porenwasserüberdruck als Folge der schnellen Wasserspiegelsenkung bei Schiffahrtsbelastung. Ausgelöst durch oszillierende Wellen entstehen durch die wechselseitig einwirkenden instationären Porenwasserdrücke $\Delta u(z,t)$ Ein- und Ausströmungsvorgänge in dem durch Wellen belasteten Boden, wodurch die in natürlichen Gewässern ständig stattfindenden Bodenumlagerungen an der Gewässersohle oder an brandungsbelasteten Sandböschungen eindrucksvoll zu begründen sind. Wellenstrukturen an der Wasseroberfläche bilden sich ab an der Oberfläche der Gewässersohle, die sich in verändernder Riffelbildung analog zur Änderung der einwirkenden Wellenstrukturen direkt widerspiegeln.

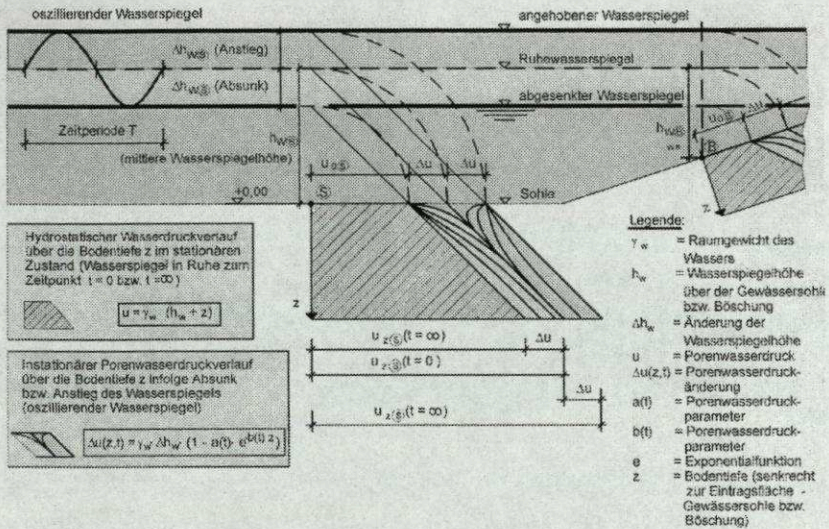


Bild 3: Oszillierende Wasserspiegel - Wirkung auf Sohle und Böschung

Eindimensionale und zweidimensionale numerische Berechnungsverfahren mit dem Lösungsprinzip der finiten Differenzen genügen, um die an Wasserstraßen oder auf wellenbelasteten Böschungen einwirkenden Druckänderungen in ihrem zeitlichen Verlauf ausreichend genau vorzuberechnen. Dabei ist es auch möglich, unterschiedliche Schichtungshorizonte im Boden sowohl in horizontaler als auch vertikaler Ausdehnung zweidimensional zu erfassen.

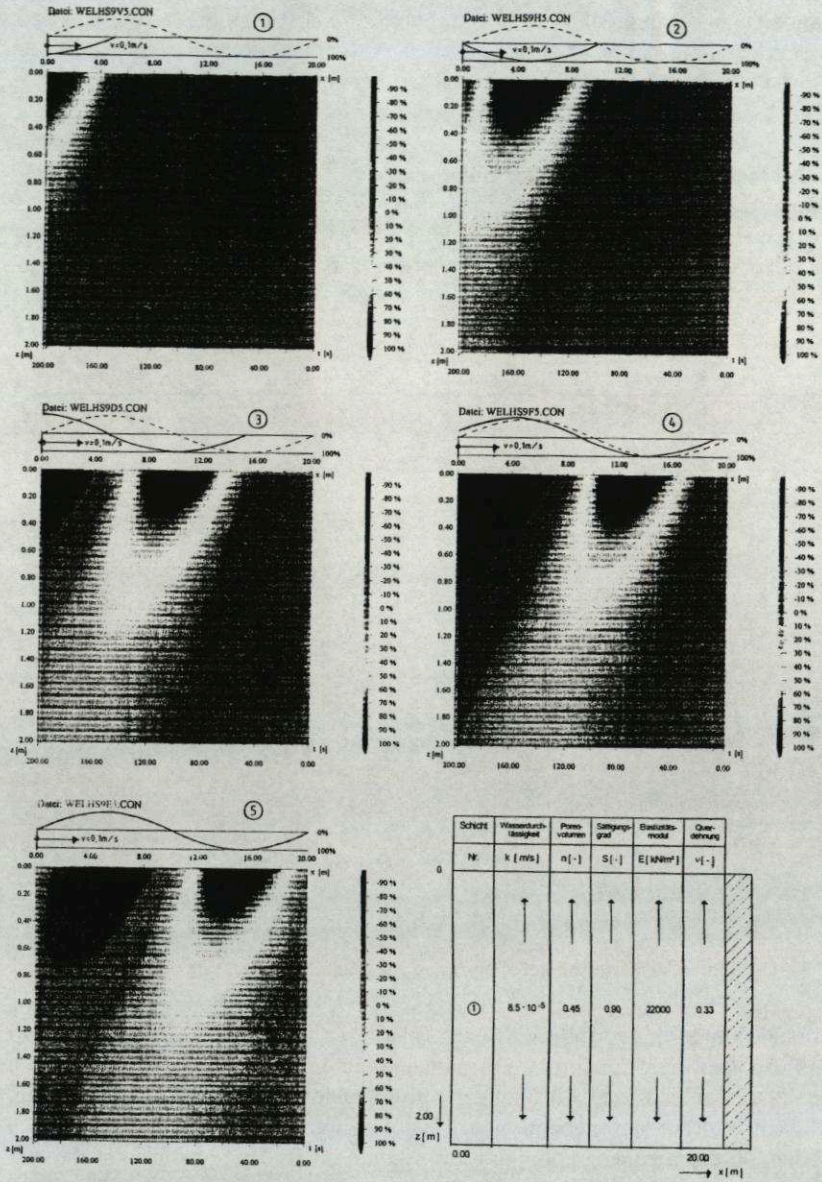


Bild 4: Porenwasserdruck im unter Wasser liegenden Boden unter einer laufenden Welle - Ergebnisse einer zweidimensionalen numerischen Berechnung

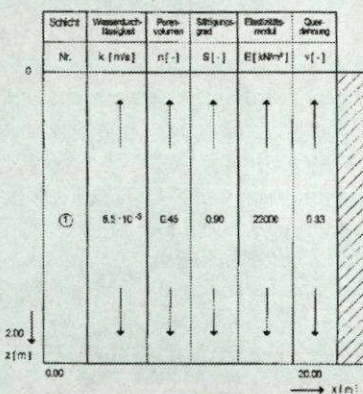
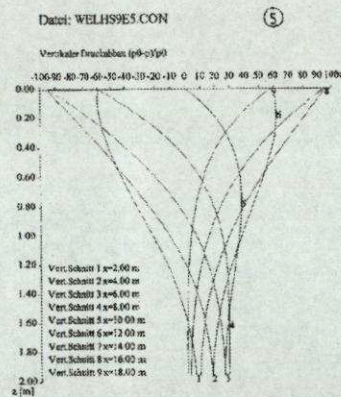
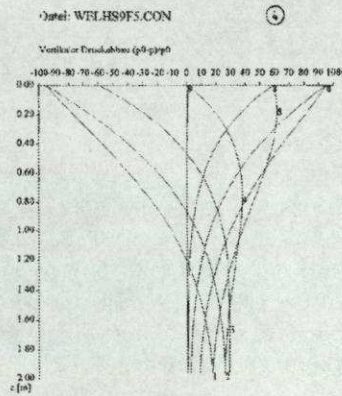
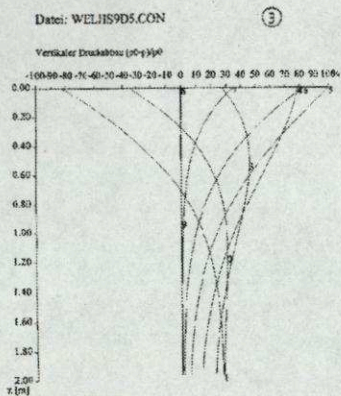
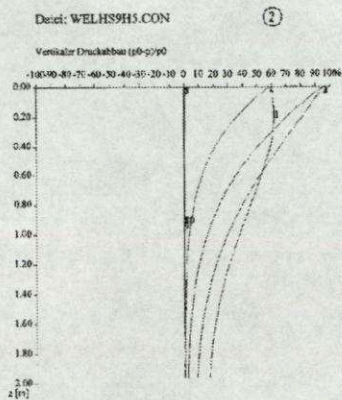
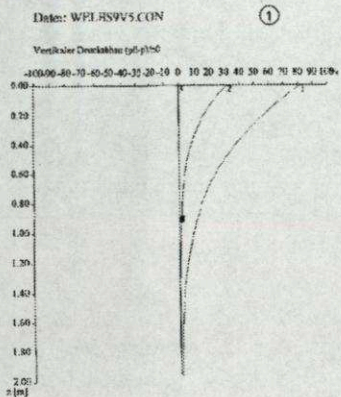


Bild 5: Porenwasserdruck unter einer laufenden Welle für verschiedene Vertikalschnitte und Einwirkungsorte in einem homogenen Untergrund

Ein Beispiel einer solchen Berechnung zeigen die Abbildungen 4 und 5 für den Lastfall einer über die Gewässersohle laufenden Welle mit einer Wellenlänge von 20 m für unterschiedliche Laufzeiten, mit der die Welle den 20 m langen Streckenabschnitt L [m] der Gewässersohle, ausgehend vom linken Rand, durchläuft. Die in den Kreisen eingezeichneten Numerierungen (1) bis (5) beschreiben hierbei den jeweiligen Einwirkungsort der mit einer Fortpflanzungsgeschwindigkeit $v = 3.2$ [m/s] laufenden Welle (vergl. Bild 4):

(1) $x = 0.25 L$ [m], (2) $x = 0.5 L$ [m], (3) $x = 0,75 L$ [m], (4) $x = 0,95 L$ [m] und (5) $x = 1.0 L$ [m]

Der Boden besteht bis in eine Tiefe von 2 m unterhalb der Gewässersohle aus einer homogenen Bodenschicht. Die Porenwasserdruckausbreitung wird ganz wesentlich von den maßgeblichen Bodenkennwerten wie Wasserdurchlässigkeit k [m/s], Porenvolumen n [-], Sättigungsgrad S [-], Elastizitätsmodul E [kN/m²] und Querdehnungszahl ν [-] charakterisiert.

In der Abbildung 5 sind die jeweils wirkenden Porenwasserdruckverläufe für die einzelnen in der zeitlichen Abfolge erreichten Standorte der laufenden Welle (1) bis (5) in den ausgewählten Vertikalschnitten $x = 2$ [m], 4 [m], bis 18 [m] dargestellt. Deutlich ist der sich ständig ändernde Einfluß der laufenden Welle auf die jeweilige Druckentlastungswirkung im homogenen Untergrund zu erkennen.

Die Differentialgleichung zur zweidimensionalen Berechnung der jeweils wirkenden Standrohrspiegelhöhen ϕ [m] (Piezometer) über den Bodentiefen z [m] unterhalb der Gewässersohle, wie sie durch wandernde Oberflächenwellen oder den aus der Schifffahrt resultierenden Wasserspiegeländerungen im unter Wasser stehenden Untergrund hervorgerufen werden, kann vereinfachend wie folgt (Gleichung 4) beschrieben werden,

$$\frac{\partial}{\partial t} \varphi(x, z, t) = D(z, t) \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi(x, z, t) + \varepsilon(z, t) \frac{\Delta}{\Delta t} \varphi(x, z, t) \quad (4)$$

wobei die substantielle Ableitung $\Delta \phi / \Delta t$ eine Änderung von ϕ darstellt, die in dem hier vorliegenden Anwendungsfall, hier vereinfachend nur als eindimensionaler Vorgang betrachtet, sich mit dem durch die Laufgeschwindigkeit der Sunk- bzw. Wellenbelastung ändernden Druckabbau in vertikaler Richtung des Bodens z [m] einstellt.

Die Änderung von ϕ erklärt sich durch die Berücksichtigung der vorherigen Entwicklung für das zur Zeit $t - dt$ am Ort $r(t) - v(x, z, t)$, dt beobachtete Element. Dieser Effekt wird als substantielle Ableitung in der Differentialgleichung berücksichtigt (Parameterbeschreibungen (P2) siehe Anhang).

Für den einfachen Fall einer homogenen Bodenschicht kann der maßgebende Verlauf des Porenwasserüberdrucks über die Bodentiefe z [m] für den Belastungsfall Schifffahrt unmittelbar in Relation zur Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens der Abbildung 6 entnommen werden. Das Diagramm zeigt die jeweiligen instationären Porenwasserdruckverläufe zum ungünstigsten Zeit-

punkt t, unmittelbar nach Ablauf der Absinkzeit t_A mit dem Absinkmaß z_A , das für die Bemessung von Deckwerken an schiffahrtsbelasteten Wasserstraßen mit rund 4 [m] Wassertiefe als maßgebend angenommen wird.

Der jeweilige Porenwasserdruckparameter $b(t_A)$ steht in unmittelbarer Abhängigkeit zur Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens und gilt hierbei für die aus Schifffahrt resultierenden Absinkgeschwindigkeiten zwischen $v_{zA} > 12$ [cm/s] und $v_{zA} < 18$ [cm/s].

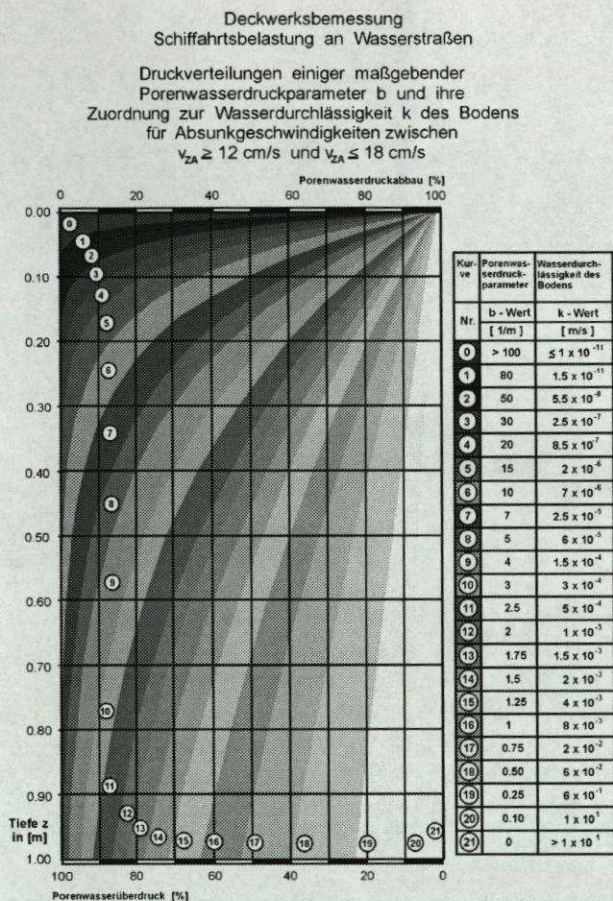


Bild 6: Druckverteilungen mit den maßgebenden Porenwasserdruckparametern $b(t)$ [1/m] für den Lastfall Absink z_A [m] aus Schifffahrt und ihre Zuordnung zur Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des wasserdruckbelasteten Bodens

Eine noch weitergehende Interpretation für den maßgebenden Porenwasserdruckparameter $b(t)$ in Abhängigkeit von der Absinkdauer t_A [s] bis zum Erreichen des tiefsten Punktes der auf die Gewässersohle einwirkenden Wasserspiegelsenkung zeigt die Abbildung 7.

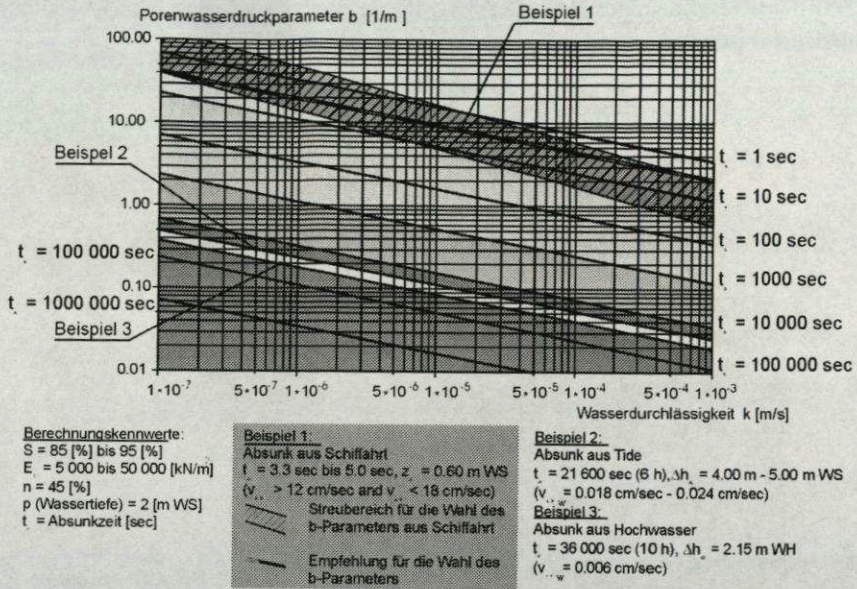


Bild 7: Porenwasserdruckparameter $b(t)$ [1/m] in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens für unterschiedliche Absinkdauer t_A [s]

Das Beispiel 1 (Absink aus Schifffahrt) beschreibt die Abhängigkeit des Porenwasserdruckparameters $b(t)$ von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens für eine Absinkdauer $t_A = 3.3$ bis 5.0 [sec] (Absinkgeschwindigkeiten zwischen $v_{ZA} > 12$ [cm/sec] und $v_{ZA} < 18$ [cm/sec]). Das Beispiel 2 steht stellvertretend für eine wesentlich langsamer ablaufende Wasserspiegelsenkung, wie sie z.B. für den Tideverlauf mit einer Absinkdauer $t_A = 6$ Stunden (Absinkgeschwindigkeit von $v_{ZA} = 0.018$ [m/sec]) oder in ähnlicher Größe oft auch für ablaufende Hochwässer (Beispiel 3) angenommen werden kann.

Das Diagramm bezieht sich auf die nachfolgend genannten Berechnungskennwerte des Bodens wie Sättigungsgrad $S = 85 - 95$ [%], Steifemodul $E_S = 5.000 - 50.000$ [kN/m²], Porenvolumen $n = 45$ [%] und eine mittlere Wassertiefe über der Gewässersohle von $z = 2$ [m WS].

Der für einzelne Absenkungszustände maßgebende Porenwasserdruckverlauf wird durch die Exponentialgleichung (2) bestimmt. Aus dem Diagramm in Abbildung 7 ist in Abhängigkeit von der Dauer der Absenkzeit t_A [s] und der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Untergrundes der zugehörige Porenwasserdruckparameter $b(t)$ auf der Ordinate abzulesen. Durch Einsetzen dieses Parameters $b(t)$ [1/m] in die Exponentialgleichung (2) ergibt sich die Größe des jeweils instationär wirkenden Porenwasserdruck $\Delta u(z,t)$ [kN/m²] zum Zeitpunkt t_A [s], unmittelbar nach Erreichen der Absunkhöhe $dh = z_A$ [m], wobei für den Parameter $a(t)$ vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend den Wert von $a(t) = 1.0$ gesetzt werden kann (Gleichung (5)).

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w \cdot dh_w (1 - a(t) \cdot e^{-b(t) \cdot z}) \quad (5)$$

Mit dem Einsetzen der kritischen Tiefe $z = d_{B \text{ krit}}$ kann der zum ungünstigsten Zeitpunkt nach Erreichen der maximalen Wasserspiegelabsenkung wirkende Porenwasserüberdruck $\Delta u(z,t)$ ermittelt werden und in die Standsicherheitsberechnung eingeführt werden. Die Abbildung 8 zeigt die Wirkung dieses Porenwasserdrucks im Böschungsuntergrund und an der Gewässersohle.

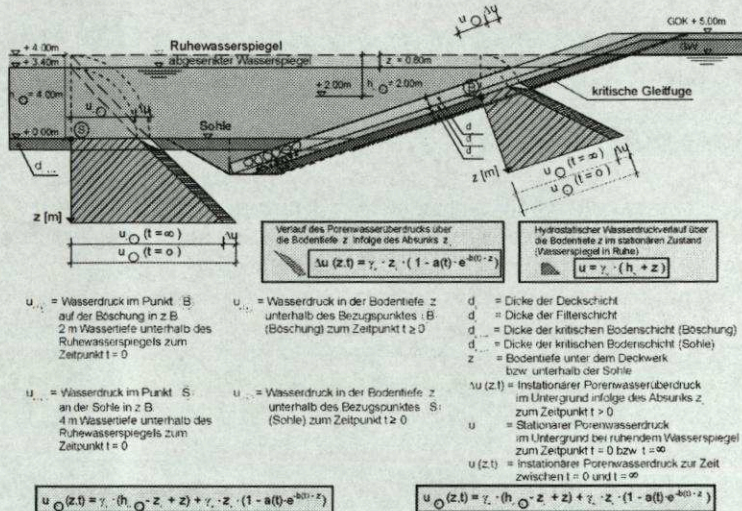


Bild 8: Wasserspiegelsenk im Kanalquerschnitt - Porenwasserdruckverlauf

Es gilt festzuhalten, daß die oben beschriebenen Berechnungsverfahren durch den Bruchgrenzzustand entsprechend der nach dem Coulomb'schen Reibungsgesetz mobilisierbaren Reibung in der potentiellen Bruchfuge bestimmt sind, die

in ihrer Größe vom überlagernden Gewicht aus Deckwerk und Boden abhängt. Mit dem Erreichen dieses Grenzzustandes sind in der Regel auch relativ große Verformung verbunden. Diese Verformungszustände vor dem Erreichen des eigentlichen Bruchs können ein anderes, nicht minder schädliches Fehlverhalten einer Böschungs- oder Sohlbefestigung bewirken, das durch wiederholt auftretende Hebungs- und Setzungseffekte („Atmen des Bodens“) in der gefährdeten Bodenzone unterhalb der Befestigung Kornumlagerungen auslösen. Es kann zu langsam fortschreitenden Deckwerksverformungen führen (Köhler et al 1999).

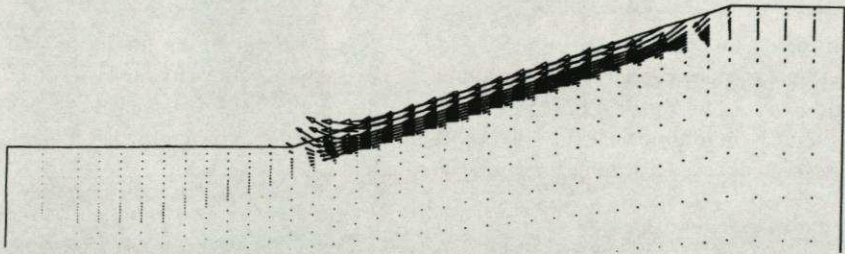


Bild 9: Beispiel einer FE-Berechnung für ein Böschungs-Deckwerk mit Fußvorlage

Die Abbildung 9 zeigt die Größe eines solchen gefährdeten Bodenbereiches unmittelbar nach dem äußeren Wasserspiegelabsenk, wodurch große hydraulische Gradienten im Boden unmittelbar unterhalb des Deckwerks initiiert werden, ohne daß der Bruchzustand schon erreicht wäre. Destabilisierungen dieser Art können den geforderten sicheren Filterprozess erheblich stören. Sie führen dann meist zu den nicht mehr akzeptierbar großen Verformungen der Böschungskonstruktion, die den Sicherheitszustand des Deckwerks auf Dauer durch kontinuierlich fortschreitende Deckwerksverformungen zerstören können. Der betrieblich geforderte Gebrauchszustand eines solchen Deckwerks wird hierdurch erheblich abgemindert.

Die oben beschriebene Methode zur Abschätzungen der auftretenden Porenwasserüberdrücke $\Delta u(z,t)$, wie er an wasserbelasteten Böschungen immer wieder auftreten kann, ist ebenso anwendbar für Böschungen, die durch schnelle Spiegelsenkungen (draw down), schnell ablaufende Hochwässer (flood crest situations) oder Tidesituationen (high tide situation) belastet sind. Die Ergebnisse aus solchen Vergleichsberechnungen (Beispiele 2 und 3) haben gezeigt, daß die Standsicherheit solcher Böschungen auch für diese instationären Belastungszustände eine vorhersagbare Schadensabschätzung erfolgen kann. Die Böschungen können damit gegen solche Belastungen sicher dimensioniert werden.

Für die an tidebeeinflussten Böschungen auftretenden Belastungen zeigt die Abbildung 10 das Ergebnis einer solchen Standsicherheitsberechnung (Beispiel 2).

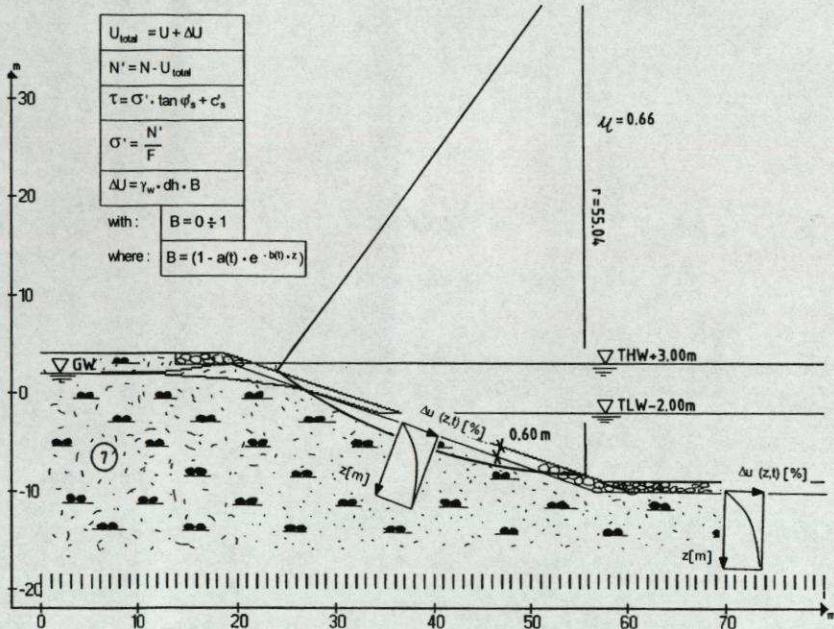


Bild 10: Tidesituation (high tide situation) - Beispiel 2, (example 2)
Standsicherheitsberechnung einer Böschung unter Tidebelastung

Für Böschungen und Uferwände können Hochwasserstände und Luftdruckschwankungen Einfluß auf die Standsicherheit haben. Hochwasserdeiche sind nicht nur bei ansteigendem Hochwasser durch die sich einstellende Druchströmung dieser Deiche von der Wasser- zur Luftseite hingerrichtet beansprucht. Rutschungen können ebenso leicht auftreten bei ablaufenden Hochwasserständen mit der Wirkung, daß durch die Aufsättigung der Dammkörper bei ablaufendem Hochwasser Rutschungen auf der Wasserseite eintreten können, die durch instationäre Porenwasserüberdrücke ausgelöst werden.

Die Abbildung 11 zeigt einen schematischen Ablauf einer solchen Hochwasserwelle und die damit verbundenen Absinkgrößen dh [m] und Absinkgeschwindigkeiten v_{zA} [m/s] nach der Aufsättigungsphase, die nur von der Dauer der anhaltenden Hochwassersituation abhängig ist. Mit den maßgebenden Absinkzeiten t_A [s] und den vorherrschenden Wasserdurchlässigkeitswerten k [m/s] des Damm- und Untergrundmaterials läßt sich aus der Abbildung 7 der jeweilige Porenwasserdruckparameter $b(t)$ bestimmen, der zusammen mit dem Wert

$a(t) = 1$ den maßgeblichen Porenwasserüberdruck $\Delta u(z,t)$ [kN/m²] für den instationären Zustand beschreibt.

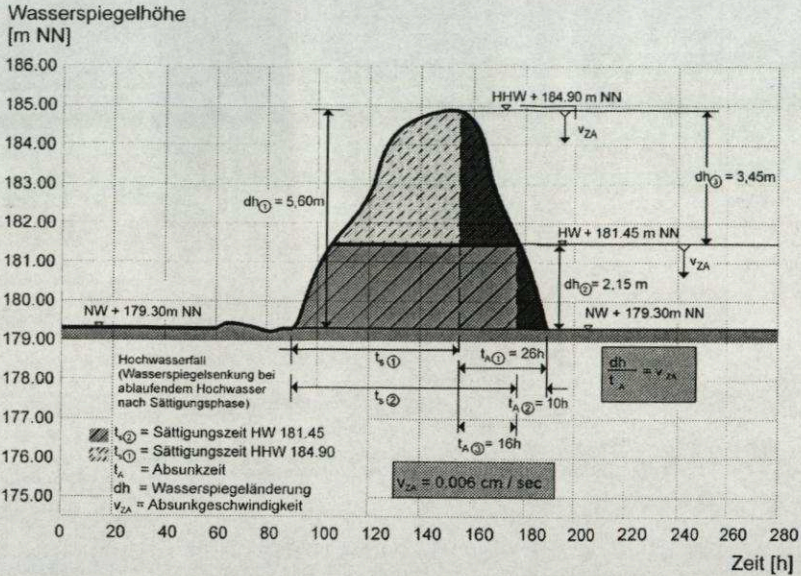


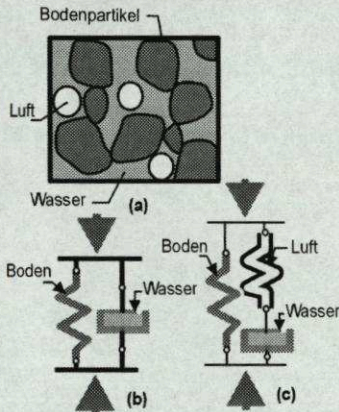
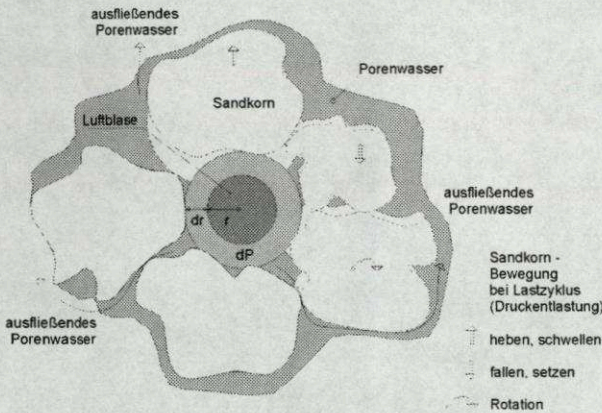
Bild 11: Hochwasserganglinie (schematisiert)
Auf- und ablaufendes Hochwasser mit Sättigungs- und Absinkphase

3 Hydrodynamische Bodendeformation

Hydrodynamisch belastete Grenzschichten sind in ihrem Stabilitätsverhalten oft Ausgangspunkt von schädlichen Bodenumlagerungen und Verformungen, die in der Folge hydrodynamischer Prozesse häufig durch Partikelwanderungen ausgelöst werden (Köhler et al 2000).

Aus videometrischen Untersuchungen an Boden-Wasser-Grenzflächen sind in Abhängigkeit von den geometrischen Abmessungen der angrenzenden Porensysteme und der einwirkenden Wasserdruckänderungen Materialverlagerungen und Bodeninstabilitäten mit hoher zeitlicher und örtlicher Auflösung sowohl qualitativ als auch quantitativ nachgewiesen worden. Ausgelöst werden diese Bewegungen durch die im Porenwasser eingeschlossenen Luftblasen, die je nach Druckänderungsgeschwindigkeit und -größe unterschiedliche Bewegungshäufigkeiten im Bodenkörper verursachen (siehe Abb.12). Mikroskopisch kleine Bildausschnitte der Größe 6 x 6 [mm] werden mit Endoskopen erfasst und durch

speziell entwickelte digitale Bildalgorithmen ausgewertet. Der durch schnelle Wasserdruckänderungen ausgelöste Bewegungsbeginn an den Grenzflächen und die dabei auftretenden örtlichen Verformungsgrößen und Porenwasserströmungen können hierdurch visuell und betragsmäßig nachgewiesen werden.



Ungesättigter Boden mit eingeschlossenen Luftblasen

- (a) Mikroskopisches Modell
- (b) Mechanisches Modell für gesättigten Boden
- (c) Mechanisches Modell für ungesättigten Boden

Bild 12: Modellvorstellung mit Änderung der Luftblasengrößen bei Wasserdruckänderung und ausgelöste Kornwanderung durch instationäre örtliche Fließbewegungen des Porenwassers – Schwellen und Senken des Bodenkörpers und Übertragung in ein mechanisches Modell (untere Bildhälfte)

Aus dem Vergleich der Versuchsergebnisse aus speziell durchgeführten Druckwechselbelastungen mit theoretischen Ansätzen und numerischen Berechnungen zur auftretenden Druckdämpfung im Boden und Filter kann auf die Stabilität von Sohl- und Uferschutzeinrichtungen geschlossen werden. Entstehende Porenraumverstopfungen oder auch Aufweitungen von wasserdruckbelasteten Porensystemen können in Beziehung gesetzt werden zu den sich einstellenden Strukturveränderungen im Boden und insbesondere an den Grenzschichten, die sich aus den hydraulischen Wechselbelastungen ergeben.

Mögliche Strukturänderungen durch Kornwanderungen wurden hierbei in zeitlich abgestuften Bildfolgen visuell dargestellt. Aus der nachfolgenden Abbildung ist das Ergebnis eines solchen Versuches mit eingefärbten Sandkörnungen zu ersehen.

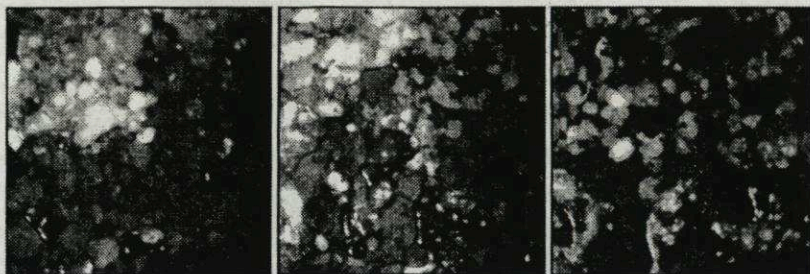


Bild 13: Durchmischung von grün (hell dargestellt) und rot (dunkel dargestellt) eingefärbten horizontalen Sandlagen als Folge von ungefähr 35 Wasserdruckwechsel in der Größe zwischen 0,6 und 1,80 [m WS]. Das linke Bild zeigt den Anfangszustand, das rechte Bild den völlig durchmischten Endzustand nach insgesamt 70 Lastwechseln.

Strukturänderungen dieser Art sind immer dann zu erwarten, wenn hohe hydraulische Druckgradienten als Folge großer Wasserspiegeländerungen an druckwechselbelasteten Grenzschichten einwirken. Die Abbildung 13 zeigt das Beispiel einer durch hydraulische Beanspruchung erzeugten Durchmischung. Die obere Sandlage war grün eingefärbt und ist hier zur besseren Unterscheidung zur unteren rot eingefärbten Sandlage als Kontrast zwischen hell und dunkel dargestellt. Schon nach etwa 35 Wasserdruckwechseln war die völlige Durchmischung eingetreten. Der gesamte Bodenbereich war zeitweise fluidisiert, weil die fehlende Auflast ein Verwirbeln der vorgegebenen Sandstruktur zuließ. Im Zusammenhang mit den die Boden-Bewegungen auslösenden Volumenänderungen der im Porenwasser enthaltenen Gasblasen kann die Zuordnung der gemessenen Bewegungsgrößen und Geschwindigkeiten mit der Modellvorstellung nach dem Gesetz von Boyle-Mariotte beschrieben werden. Solange die Verformungen mit der Modellvorstellung der sich ändernden Luftblasengröße

übereinstimmen, befindet sich der Boden in einem quasi elastisch verformbaren Zustand, der auch als „Atmen des Bodens“ bezeichnet werden kann. Erst im Zustand einer sich verändernden Kornstruktur nach völliger Durchmischung im sogenannten fluidisierten Zustand können mit dieser Modellvorstellung die gemessenen Verformungen in ihrer Größe und in ihrem zeitlichen Verlauf nicht mehr beschrieben werden. Der Boden verhält sich dann viskos, die auftretenden Verformungen sind wesentlich größer. Ein Vergleich dieser Modellvorstellung für die beiden Situationen ist in der Abbildung 14 dargestellt. Im sich elastisch verhaltenden Bodenverformungszustand gilt diese Modellvorstellung, der Boden verhält sich noch stabil. Im völligen Durchmischungszustand überwiegen die plastischen Verformungen mit deutlich einhergehender Strukturänderung des druckwechsel-belasteten Bodens.

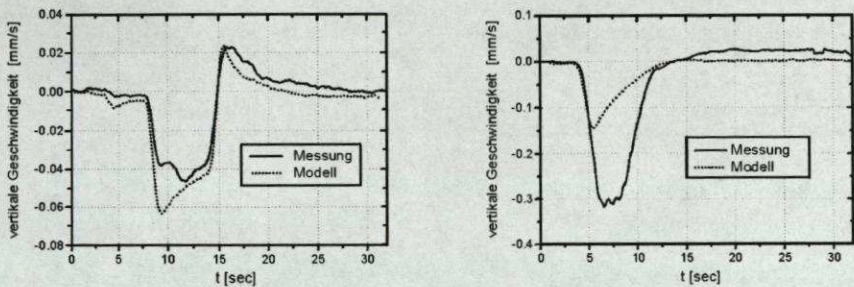


Bild 14: Gemessene und entsprechend der Modellvorstellung berechnete vertikale Änderungsgeschwindigkeiten des Bodensegments, a) stabil, b) instabil

4 Schlußbemerkung

Das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung im Boden unter Wasser hat seine Ursache im Gehalt von fein im Porenwasser verteilten Luftblasen. Die unter Druckänderung sich einstellenden Volumenänderungen dieser Luftblasen lösen örtlich instationären Porenwasserfluß aus, der bei geringer Wasserdurchlässigkeit des Porenmediums und hoher Steifigkeit zu erheblichen Verzögerungen der Porenwasserdruckanpassung an die äußeren Lastbedingungen führt. Dieser Effekt hat im gesamten Bereich der bodenmechanischen Berechnungsverfahren eine nicht zu vernachlässigende Bedeutung. Die hierbei ausgelösten Verformungen im unter Wasser liegenden Boden sind bei der Interaktion zwischen Wasser und Boden zu beachten. Deckwerke an Wasserstraßen, Deiche für den Hochwasserschutz im Binnen- und Küstenbereich, Schleusen und andere von wechselnden Wasserstandsänderungen belastete Bauwerke unterliegen diesen Belastungen in besonderer Weise. Sie müssen bei der Dimensionierung von Böschungs- und Sohlbefestigungen berücksichtigt werden.

5 Literaturverzeichnis

- Biot, M.E. (1941): „General Theory of Three-Dimensional Consolidation“, Journal of Applied Physics, Vol.12, New York
- Köhler, H.-J. (1997): „Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Brechnungsansätze“, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 75, Karlsruhe
- Köhler et al (1999): „Fluidisation and deformation of submerged soil due to fluctuating water level“, Proceedings of the XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, the Netherlands, 7th - 10th June 1999; F.B.J.Barends et al (eds), A.A.Balkema, Rotterdam,
- Köhler et al (2000): „Material Transport and Structure Changes at Soil-Water Interfaces“, Proceedings of the Third Intern. Conference on Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering, Geofilters 2000, Warschau, Polen, 5th - 7th June 2000; W. Wolski et al (eds), A.A.Balkema, Rotterdam,

Köhler, H.-J.

Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe

76187 Karlsruhe, Kußmaulstraße 17

e-mail: koehler@baw.de

6 Anhang

Parameterbeschreibung (P1) zur Gleichung (1):

β'	=	Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Luft-Gemisch)
ε	=	volumetrische Dehnung im Boden
n	=	Porenvolumen des Bodens
z	=	Bodentiefe unterhalb des Wassers
t	=	Verlaufszeit
ϕ	=	piezometrische Druckhöhe
k	=	Wasserdurchlässigkeit
g	=	Gravitationskonstante
ρ	=	Dichte des Wassers

(Parameterbeschreibung (P2) zu Gleichung (4):

Substantielle Ableitung:

$$\frac{\Delta}{\Delta t} \varphi(x, z, t) = \frac{\partial}{\partial t} \varphi(x, z, t) - v(x, z, t) \nabla \varphi(x, z, t)$$

Difussionskonstante $D(z,t)$ als Funktion der Bodentiefe z [m] und Zeit t [s]:

$$D(z, t) = \frac{k(z, t)}{\rho g n(z, t) \left(\beta + \frac{1 - S(z, t)}{p_{\text{atm.}} + \rho g h_w + \rho g z} \right) + \rho g \alpha_E(z, t)}$$

mit den folgenden Parametern bzw. Variablen:

- Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches

$$\beta'(z, t) = \left(\beta + \frac{1 - S(z, t)}{p_{\text{atm.}} + \rho g h_w + \rho g z} \right)$$

- Kompressibilität des sich elastisch verhaltenden Bodens

$$\alpha_E(z, t) = \frac{(1 + \nu(z, t))(1 - 2\nu(z, t))}{E(z, t)(1 - \nu(z, t))}$$

- die Volumendehnung eines Bodenelementes

$$\varepsilon(z, t) = \frac{\alpha_E(z, t)}{n(z, t) \left(\beta + \frac{1 - S(z, t)}{p_{\text{atm.}} + \rho g h_w + \rho g z} \right) + \alpha_E(z, t)}$$

bzw.:

$$\varepsilon(z, t) = \frac{\alpha_E(z, t)}{n(z, t) \cdot \beta'(z, t) + \alpha_E(z, t)}$$

mit den Kennwerten

- für den Boden

$E(z, t)$ [kN/m ²]	=	Elastizitätsmodul
$\nu(z, t)$ [-]	=	Querkontraktionszahl
$n(z, t)$ [-]	=	Porenvolumen
$S(z, t)$ [-]	=	Sättigungsgrad
$k(z, t)$ [m/s]	=	Wasserdurchlässigkeit
$\alpha_E(z, t)$ [m ² /kN]	=	Kompressibilität des Bodens
$\varepsilon(z, t)$ [-]	=	Volumendehnung
$E_S(z, t)$ [kN/m ²]	=	Steifefiziffer des Bodens

- für die Flüssigkeit

ρ [kg/m ³]	=	Dichte des Wassers
β [m ² /kN]	=	Kompressibilität des Wassers
$\beta'(z, t)$ [m ² /kN]	=	Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches

- und die sonstige Umgebung

$p_{\text{atm.}}$ [kN/m ²]	=	Atmosphärendruck (101.3 [kN/m ²])
$\rho g h_w$ [kN/m ²]	=	Hydrostatischer Wasserdruck oberhalb der Gewässer-sole bzw. der Böschungsoberfläche (Funktion der Wasserhöhe h_w)
$\rho g z$ [kN/m ²]	=	Hydrostatischer Wasserdruck unterhalb der Gewässersohle bzw. der Böschungsoberfläche (Funktion der Bodentiefe z , gerechnet senkrecht zur Eintragsfläche)
g [m/s ²]	=	Gravitationskonstante (9.81 [m/s ²])

Erosionsschutz und Geotextilien haben einen neuen Namen: IGG-Internationale Geotextil Gesellschaft.



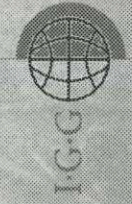
Erosionsschutzgewebe aus Kokos mit DIN-ISO-Prüfzeugnis
400 - 700 -900 g/m²
2,0 und 4,0 m breit.
Standard -Kokosgewebe ohne Prüfzeugnis in 200 cm Breite
Kokos - Geonetz und Teichrand - Taschengewebe
Jutegewebe in verschiedenen Gewichtsklassen und Qualitäten
Baumband geflochten, Kokosstrick, AKO - Bond Kokos -Allzweckband
Befestigungsmittel aus Stahl und Holz, ROCKHI -Felsnägel

Fasermatten aus Stroh, Kokos oder Stroh-Kokosgemisch mit PP- oder
Jutenetz -Versteppung mit o. ohne Saatguteinlagerung in verschiedenen
Gewichtsklassen und Abmessungen.
Mulchmatte mit Spezial-2+Porenfolie

Fasersubstratmatte mit Vegetationsschicht aus CocoTerra® Substrat
Kokos - Geotextil - Walzen: Durchm. 20-50 cm, 40 cm eckig
Füllung aus Kokosfasern, Längen nach Wunsch



Steinkörbe-Gabionen, Steinschlagnetze, Flußmatratzen,
Terramesh-System für bewehrte Erdkörper,
Steilböschungen, Lärmschutzwälle



Internationale Geotextil Gesellschaft mbH

Reinhold Neisser • Oststraße 65 • D -57392 Schmallenberg
Fon: 02972-48117/18 • Fax: 02972-48119
Internet: www.igg.de • E-Mail: Neisser.igg@cityweb.de

Böschungs- und Sohlenbefestigungen im Wasserstraßenbau

Kurzfassung

Böschungs- und Sohlensicherungen gewährleisten eine ausreichende Stabilität des Gewässerbettes insbesondere bei im Verhältnis zu den Schiffen begrenzten Querschnitten. Der Beitrag gibt einen Überblick über die üblichen Bauweisen und Bauelemente, behandelt Möglichkeiten und Grenzen naturnahen Bauens und gibt Hinweise zur Bauausführung.

Abstract

Bank and bottom protection provide the stability of a river or canal bed which is required particularly in all cases of a limited channel. The paper describes the mostly used construction methods and elements, informs on biotechnical systems and gives advice for practice.

1 Allgemeines

Der Schutz eines (geneigten) Ufers oder der Sohle einer Wasserstraße wird durch Deckwerke gewährleistet. Der Aufbau eines Deckwerks folgt grundsätzlich von oben (außen) nach unten folgendem Schema, wobei nicht immer alle Schichten erforderlich sind (Bild 1):

- Deckschicht
- Polsterschicht
- Filter/Trennlage
- Dichtung
- Ausgleichsschicht
- Untergrund

Die Ausbildung im Einzelfall wird sehr unterschiedlich sein: neben den lokalen Anforderungen bestimmt Tradition in großem Maße die Bauweise. An den Flüssen ist häufig die Geologie der Grund für die verschiedenen Deckwerksarten, aber selbst an den Kanälen finden sich bei gleichen Randbedingungen sehr unterschiedliche Bauausführungen.

Da die Diskussionen um den Deckwerksbau gezeigt haben, dass es wünschenswert ist, objektive Bemessungsverfahren zur Verfügung zu haben, wurden immer wieder Versuche unternommen, allgemeingültige Regeln aufzustellen. Dabei müssen

sowohl einzelne Bauteile als auch das Deckwerk als Gesamtheit behandelt werden. Eine enge Zusammenarbeit von Geotechnikern und Hydraulikern ist dabei unerlässlich, da die Deckwerksdimensionierung beide Fachgruppen betrifft (die Diskussion mit Schiffbauexperten kann zusätzliche wichtige Informationen bringen):

- Die Deckschicht wird i.w. durch hydraulische Kriterien bestimmt.
- Die Polsterschicht ergibt sich aus konstruktiven Gesichtspunkten.
- Der Filter ist nach geohydraulischen (d.h. durch Porenwasserströmungen und ihren Wechselwirkungen mit dem Korngerüst bestimmten) Gesichtspunkten zu dimensionieren.
- Eine Dichtung muss bestimmten geotechnischen Anforderungen genügen.
- Eine Ausgleichsschicht wird meist konstruktiv gewählt, muss jedoch auf geotechnische und/oder geohydraulische Randbedingungen abgestimmt sein.
- Der Untergrund muss (geotechnisch) standsicher sein.

Ausgleichsschichten und Polsterschichten sollen hier nicht weiter behandelt werden. Ausgleichsschichten werden verwendet, um für das Deckwerk ein ebenes Planum zu schaffen, wenn dies nicht durch Abgraben erreicht werden kann. Sie können ferner notwendig werden, wenn sehr heterogener Boden ansteht, so dass der Filter lokal sehr unterschiedlich dimensioniert sein müsste. Sie entsprechen einem Bodenaustausch, z.B. wenn die Böschung nicht sauber profiliert werden kann, weil der anstehende Boden zum Fließen neigt. Polsterschichten werden zum Schutz vor zu großen Beanspruchungen (z.B. besonders große Wasserbausteine) angeordnet. Beide Sonderschichten müssen jeweils filterrichtig dimensioniert sein.

2 Deckschicht

Die Bemessung der Deckschicht, also der obersten, erosionsfesten Schicht einer Böschungs- oder Sohlensicherung ist primär ein hydraulisches Problem: Strömung und Wellenangriff dürfen nicht zu einer Schädigung dieser obersten Schicht führen, d.h. Verlagerungen von Bauelementen müssen verhindert werden, Druckschläge müssen schadlos aufgenommen werden können und gleichzeitig soll Energie dissipiert werden.

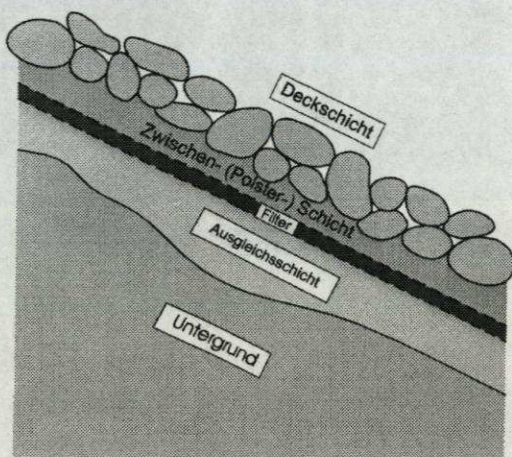


Bild 1: Genereller Deckwerksaufbau

Die Palette der möglichen Bauelemente reicht weit. Im deutschen Binnenbereich am weitesten verbreitet sind Schüttsteine, ggf. teilvergossen. Über dem Ruhewasserspiegel können diese mit Mutterboden angedeckt und bepflanzt werden, wobei sich allerdings im Wasserwechselbereich infolge der Strömungs- und Wellenbelastung keine Pflanzen ansiedeln können. Die Hohlräume der Steinschüttung werden auch von Tieren genutzt.

Anstelle der Steine kann auch Schlacke verwendet werden, sofern sie umweltverträglich und beständig ist. Insbesondere Schlacken mit hohem spezifischen Gewicht (Metallhüttenschlacke) zeichnet sich durch hohe Lagestabilität aus. Eishüttenschlacken sind ggf. witterungsempfindlich und dann nur für den Einsatz unter Wasser geeignet.

Schließlich sind auch Pflanzen als Baustoff im Einsatz. Ufersicherungen an Still- und kleinen Fließgewässern wurden schon erfolgreich ausgeführt. Für den Einsatz an Binnenwasserstraßen sind sog. Vegetationsdeckwerke (Bild 2, Bestmann et al., 1994) in der Erprobung. Das sind Mattenelemente, die mit vorgezogenen Pflanzen besetzt sind, um die kritische Anwuchsphase ohne hydraulische Belastungen zu durchlaufen und nach Verlegung von Anfang an einen ausreichenden Schutz des Ufers zu gewährleisten. Die Matten sind gefüllt mit schweren Steinen, um die nötige Lagestabilität zu gewährleisten und mit Lava, um ausreichende Feuchtigkeit auch oberhalb der Wasserlinie zur Verfügung zu stellen. Notwendig ist dabei eine gute Abstimmung von biologischen und technischen Notwendigkeiten, um erfolgreich und dauerhaft zu bauen.

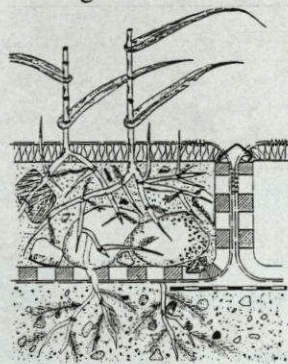


Bild 2: Vegetationsdeckwerk

3 Regelbauweisen

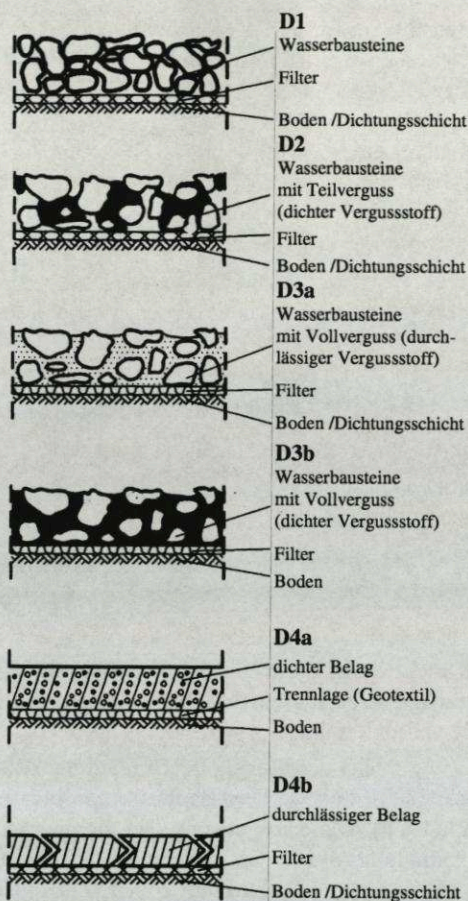
3.1 Allgemeines

Deckwerke werden durchlässig und dicht ausgeführt. Die durchlässige Auskleidung ermöglicht einen ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und Wasserstraße, die dichte Auskleidung verhindert ihn.

Für gleichbleibende Randbedingungen wie z.B. bei den Regelquerschnitten der deutschen Kanäle, können Regelbauweisen aufgestellt werden. Bauweisen an Flüssen sind demgegenüber vielfältiger (Paul, 1988). Diese Regelbauweisen beruhen auf Erfahrungen beim Bau und der Unterhaltung von Böschungs- und Sohlensicherungen. Die Erfahrungsbasis ist für die einzelnen Bauweisen jedoch sehr unterschiedlich. Ferner darf nicht vergessen werden, dass auf Erfahrung beruhende Bauweisen sich nur auf bisher Bekanntes beziehen können. Man weiß nur, dass

bislang bei diesen Bauweisen kein Schaden aufgetreten ist (oder nicht als in der Bauweise begründet erkannt wurde), ohne dass Kenntnis über das herrschende Sicherheitsniveau vorhanden ist: Auch bei einer Sicherheit von $\eta=1,01$ wird der Grenzzustand nicht erreicht. Zukünftige Entwicklungen können daher zu unliebsamen Überraschungen führen, insbesondere wenn die de facto bestehende Sicherheitsmarge gering ist. Ein Beispiel für solch eine Entwicklung sind die nicht mehr ausreichend widerstandsfähigen Sohlensicherungen von Seehäfen, die den neuen Schiffsantrieben nicht mehr standhalten (Mazurkiewicz, 2000).

Die Bundeswasserstraßenverwaltung hat dennoch den Versuch unternommen, die vorhandenen Deckwerksbauweisen in einem Merkblatt (MAR, 1993) zu systematisieren und auf vier



systematisieren und auf vier Bauweisen zurückzuführen (Bild 3). Die Bauweisen als solche können auf individuell bemessene Deckwerke übertragen werden, während die angegebenen Deckschichtdicken Mindestwerte darstellen. Weitere Regeln zu Mindestdicken hinsichtlich Filterlänge, UV-Schutz bei Geotextilien, Sicherheit gegen Ankerwurf etc. wurden von Abromeit (1997) vorgeschlagen und in den Entwurf des Merkblatts zur Bemessung von Deckwerken (MBB, 1999) aufgenommen. In allen Fällen, in denen das Porenwasser im Boden und das offene Wasser der Wasserstraße in Wechselwirkung treten können, ist jedoch infolge der in Abhängigkeit von anstehenden Boden auftretenden Porenwasserüberdrücke eine konkrete Bemessung erforderlich (Köhler, 2000), die zu größeren Deckschichtdicken führen kann. Diese und weitere vom Standardfall abweichende Randbedingungen können mit Hilfe des Merkblattes MBB (1999) berücksichtigt werden.

Bild 3: Regelbauweisen nach MAR

Weitere Merkblätter zu Filter (MAK, 1989 und MAG, 1993) und Verguss (MAV, 1990) stehen dem planenden und ausführenden Ingenieur als eine geschlossene Reihe von Nachschlagewerken zum Deckwerksbau zur Verfügung.

In diesem Zusammenhang wird immer wieder die Frage aufgeworfen, ob die WSV denn zu sicher bauen würde. Dünnere Deckwerke brächten denselben Schutz wie die jetzt gebauten, sofern sie nur in sich stabil seien. Dabei wird aber häufig vergessen, dass man die Stabilität der Deckwerke nicht nur hinsichtlich der Stabilität gegen hydraulischen Angriff ("von außen") betrachten darf, sondern dass das Gesamtsystem einschließlich des anstehenden Bodens und des Grundwassers betrachtet werden muss.

Während für die Deckwerksstabilität in Analogie zum Böschungsbruch mehrere verschiedene Modelle vorhanden sind, gibt es für die hydrodynamische Bodenverlagerung bislang kein verlässliches Modell (Heibaum, 1998). Der einzige diesbezügliche Nachweis in deutschen Normen und Empfehlungen ist der Nachweis ausreichender Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Dieser Nachweis besteht in einem Kräftevergleich in Bodenschnitten, wobei der ungünstigste Schnitt maßgeblich ist. Andere Modellvorstellungen, z.B. das "Doppelfugenmodell" (Richwien/Schoen, 1997) führt in dieser Hinsicht zu gleichen Ergebnissen. Das Modell in Analogie zum hydraulischen Grundbruchnachweis wird den wirklichen Vorgängen nicht gerecht, so dass auf diesem Gebiet sicher noch weiterer Erkenntniszuwachs vonnöten ist. Solange jedoch kein Ersatz gefunden wird, kann nur mit diesem Ansatz ein unzureichendes Sicherheitsniveau vermieden werden.

3.2 Bauweise D1: lose Schüttsteine

Die Bauweise D1 besteht aus geschütteten Wasserbausteinen der Größenklasse II oder III (TLW, 1997). Diese Bauweise besitzt eine große Anpassungsfähigkeit an Untergrundverformungen. Von der Unterhaltungsseite wird die relativ leichte Reparatur dieser Bauweise hervorgehoben. Allerdings sollte das unterhaltungsarme Deckwerk das Ziel jedes Bauens sein. Aus diesem Grund wurde schon seit langem in den ZTV-W (1991) für die Steinklasse II eine Mindestrohddichte von $\rho = 2,6 \text{ t/m}^3$ für den Einsatz auf Böschungen gefordert. Neuere Erkenntnisse zeigen jedoch, dass sogar für die Steinklasse III die höhere Mindestrohddichte von $\rho = 2,6 \text{ t/m}^3$ verwendet werden sollte, da sich in einigen Baulosen insbesondere in der Wasserwechselzone deutliche Steinverlagerungen gezeigt haben. Die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte hat daher bereits den Stein der Klasse III mit $\rho = 2,6 \text{ t/m}^3$ als Basis festgelegt. Umrechnungen können mit Hilfe der Formel

$$\frac{D_{ED(B)}}{D_{ED(A)}} = \frac{\rho'_{A} * D_{St(A)}}{\rho'_{B} * D_{St(B)}}$$

(Deckschichtdicken D_{ED} , Steingrößen D_{St} , Dichten unter Auftrieb $\rho' = \rho - \rho_w$) erfolgen (Abromeit 1997). Zur Vermeidung von Missverständnissen soll hier nochmals darauf hingewiesen werden, dass die Maßangaben für Wasserbausteine nach TLW sich stets auf die größte Steinlänge beziehen und damit größer ausfallen als Angaben von Siebdurchmessern oder nominalen Steingrößen $D_n = (G/\rho)^{1/3}$. Zur Umrechnung wird eine empirisch gefunden Beziehung verwendet: $D_n = 0,626 D_{TLW}$.

3.3 Bauweise D2: teilvergossene Schüttsteine

Die Bauweise D2 besteht aus geschütteten Wasserbausteinen der Größenklasse II mit einem Teilverguss aus dichtem Vergussstoff. Der Verguss bewirkt eine wesentlich erhöhte Lagestabilität des Einzelsteins, der dadurch den hydraulischen Angriffen (Wellen, Strömung) einen wesentlich höheren Widerstand entgegensetzt. Weitere Informationen zum Vergussstoff finden sich im Merkblatt MAV.

Die Bauweise mit Teilverguß wird manchmal kritisch betrachtet, da hier neben "natürlichen" Steinen "künstlicher" Vergußmörtel eingesetzt wird (wobei allerdings auch "künstliche" Steine, z.B. Reststoffe, verwendet werden). Dabei behält die teilvergossene Deckschicht alle positiven Eigenschaften des losen Schüttsteindeckwerkes wie große Rauigkeit und große Durchlässigkeit. Es werden i.a. maximal 40% des Hohlraumes vergossen, so dass mehr als ausreichender Resthohlraum verbleibt.

Die teilvergossene Deckschicht besitzt bei entsprechend gewählter Vergussmenge eine ausreichende Flexibilität, da bei den üblichen Einbringverfahren stets Stellen vorhanden sind, an denen der Mörtelverbund leicht bricht. Die Flexibilität wird durch (im Zickzack) streifenförmiges oder punktuelles Einbringen des Vergußmörtel erreicht. Bei punktuellm Verguss entstehen Konglomeratbrocken aus vermörtelten Wasserbausteinen, die untereinander stark verzahnt sind. Zwischen den Vergusspunkten oder -streifen können je nach Abstand des Vergussmaterials einige Steine ohne Fixierung liegen, die ggf. verlagert werden können. In dieser Hinsicht kann die Forderung der ZTV-W verletzt werden, dass "jeder Stein an der Oberfläche festsetzt". Im MAV sind dagegen lichte Streifenabstände von 0,3 bis 0,5 m erwähnt, was zu einzelnen nicht festgehaltenen Steinen führen kann. Die Gesamtfunktion der Deckschicht wird durch einzelne lose Steine nicht beeinträchtigt, jedoch ist bei Kornfiltern auf ausreichende Filterstabilität (Filtrationslänge) zu achten.

Um eine optimal vergossene Deckschicht zu erhalten, empfehlen sich immer Eignungsversuche, wobei unter Baustellenbedingungen die notwendige Verklammerungsmenge festgelegt werden sollte. Jede Kombination aus Deckschichtdicke, Steingröße, Wasserqualität und Bauausführung erfordert eine entsprechend abgestimmte Vorgehensweise.

Die ökologische Wertigkeit von teilvergossener und loser Schüttsteinschicht ist i.w. als gleich anzusehen (Günter, 1997; BfG, 1997). Dabei sollte insbesondere auch berücksichtigt werden, dass sich bei dicken (losen) Deckschichten oft mehr Schlamm absetzt und "Leben im Deckwerk" verhindert als in den für dieselben Randbedingungen bemessenen dünneren teilvergossenen Deckschichten.

3.4 Bauweise D3: vollvergossene Schüttsteine

Die Regeldeckschicht D3 besteht aus geschütteten Wasserbausteinen der Klasse II mit einem Vollverguss aus dichtem oder durchlässigem Vergussstoff. Beide Bauweisen, insbesondere wenn hydraulische gebundene Vergussstoffe gewählt werden, führen zu starren Deckwerken, die etwaigen Untergrundverformungen nicht folgen können. Sie dürfen daher nur angewandt werden, wenn Setzungen des Baugrundes nahezu ausgeschlossen sind.

Durchlässiger Vergussstoff darf nur auf geotextilem Filter angewandt werden.

Unter einer dichten Deckschicht ist eine Trennlage aus Geotextil erforderlich. Diese Trennlage fördert Selbstheilungsprozesse bei Rissebildung.

Asphalt dichtungen können im Wasserwechselbereich durch Rhizome und Wurzeln geschädigt werden: Asphalt verhält sich wie eine hochviskose Flüssigkeit die einem Wachstumsdruck nicht standhält. Die benachbarte Vegetation muss auf Gras beschränkt bleiben, um Penetrationen zu verhindern.

3.5 Bauweise D4: Beläge

Beläge sind dichte Deckschichten aus Asphaltbeton, Gießasphalt oder zementgebundenem Material oder durchlässige Deckschichten, wie z.B. Betonverbundsteine, Säulenpflaster, Drahtschottermatten o.ä. Bei diesen Bauweisen sind die jeweiligen Besonderheiten zu berücksichtigen, wie z.B. die Tatsache, dass sich Asphaltbeton nur im Trockenen einbauen lässt und demzufolge auch nicht mit gleichem Material unter Wasser repariert werden kann. Dies wird z.B. bei durch Schiffsanfahrten entstandenen Lecks in der Dichtung kritisch, wie sich am Main-Donau-Kanal gezeigt hat. Die Reparatur muss mit anderen Materialien durchgeführt werden, was immer eine gewisse Schwachstelle infolge des unterschiedlichen Materialverhaltens an den Stoßstellen zur Folge hat.

3.6 Fußsicherung

Eine gute Fußsicherung ist das A und O eines beständigen Deckwerks. Unter den auftretenden Belastungen werden die hangabtreibenden Kräfte nur zum Teil durch Reibung zwischen Deckwerk und Untergrund aufgenommen, der Rest muss über die Fußstützung in den Untergrund abgeleitet werden. Die Forderung, alles über Reibung abzutragen, würde zu unwirtschaftlich dicken Deckwerken führen. Es stehen für Fußsicherungen folgende Alternativen zur Verfügung (Bild 4):

Die Fußvorlage als Fortführung des Böschungsdeckwerks in der Sohle wird nur bei Böden mit geringer Neigung zur Entwicklung von Porenwasserüberdrücken eingesetzt.

Die Fußverlängerung ist eine Fortführung des Böschungsdeckwerks mit gleicher Neigung in den Untergrund. Die Einbindetiefe beträgt bei erosionsgefährdeten Böden 1,5 m. Für den Bau ist ein entsprechender Graben erforderlich, dessen Herstellung insbesondere bei relativ feinkörnigen nichtbindigen Böden Probleme bereiten kann und vor dem Einbau des Deckwerkes sorgfältig kontrolliert werden muss.

Die Fußspundwand mit im Regelfall ebenfalls 1,5 m Einbindetiefe ist in allen rambaren Böden anwendbar. Besonderes Augenmerk ist auf einen guten Anschluss des Deckwerkes an die Spundwand zu richten. Es ist für einen guten Kraftschluss und für Filterstabilität an der Stoßstelle Sorge zu tragen.

Regelbauweisen für die Ausbildung einer Fußsicherung

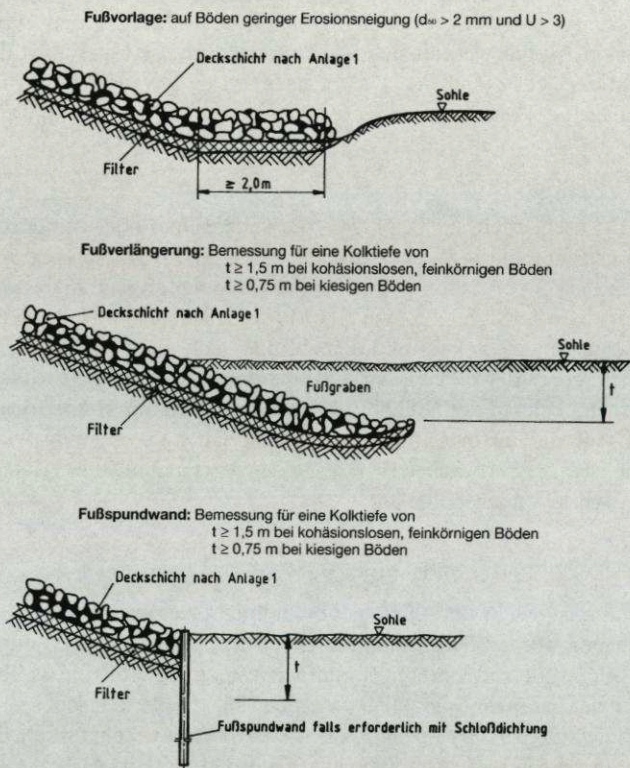


Bild 4: Regelbauweisen für Fußsicherungen nach MAR

4 Filter

Der Filter gehört mit zu den wichtigsten Elementen des Deckwerks. Eine Ausführung ist als Kornfilter oder als Geotextilfilter denkbar. Gerade auf dem Gebiet der geotextilen Filter hat in den letzten zwei Jahrzehnten eine lebhafte Entwicklung stattgefunden, begleitet von nicht weniger lebhaften Diskussionen. Die europäische und internationale Normung (in CEN und ISO) hat sich dieses Themas intensiv angenommen.

Dass die Kornfilter daneben nicht in Vergessenheit geraten sind, haben Konferenzen gezeigt, die 1992 von BAW und Universität Karlsruhe initiiert worden waren und 1996 in Montreal und 2000 in Warschau ihre Fortsetzung fanden. Dabei werden die beiden Filterbauweisen zusammen behandelt, und es wurde deutlich, dass die vormalige starke Trennung nicht sinnvoll sein kann. In beiden Fällen handelt es sich um das Problem hydrodynamischer Kornverlagerung, das mit Hilfe eines entsprechend bemessenen Filters gelöst werden muss. Die Forschung hat sich bislang allerdings wesentlich intensiver den Filtrationsvorgängen in Kornfiltern gewidmet als denjenigen in geotextilen Filtern - hier wäre noch Forschungsaufwand wünschenswert, um die empirisch belegten positiven Erfahrungen begründen und extrapolieren zu können.

5 Dichtung

Dichtungen werden erforderlich, wenn der Wasserverlust aus der Wasserstraße zu groß wird oder wenn eine Interaktion mit dem Grundwasser vermieden werden soll. Letzteres gewinnt in zunehmendem Maß an Bedeutung, bedeutet aber bei hochstehendem Grundwasser ein zusätzliches Problem bei der Dimensionierung des Deckwerks.

Es sind zwei Dichtungsbauweisen grundsätzlich zu unterscheiden: Dichte Deckschichten (Beläge oder Vollverguss), die Dichtungs- und Schutzwirkung kombinieren und eigene Dichtungsschichten (Naturton, künstliche Erdstoffe, Geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD), auch Bentonitmatte genannt). Deckwerke mit dichten Deckschichten benötigen eine geringere Bauhöhe, sind jedoch starr und stoßen in ökologischer Hinsicht nicht auf Begeisterung.

Naturtondichtungen gehören zu den ältesten Dichtungsarten. Aufgrund von Erfahrungen wurden für den Wasserstraßenbau beim Unterwassereinbau Festigkeiten des Tons von $c_u=15 \dots 25$ kPa als optimal für Verformungsfähigkeit bei ausreichender Lagesicherheit festgelegt. Ein gewisser Andruck des Tons beim Einbau auf dem Untergrund bringt zusätzliche Vorteile. Die Tondichtung benötigt eine größere Bauhöhe, da neben der eigenen Dicke ein Filter (sofern es sich um einen Kornfilter handelt) und die Deckschicht zu Buche schlagen.

Eine Neuentwicklung sind geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD), die sich auch für Wasserstraßen eignen. Um auch bei der Verlegung der GTD unter Wasser an den Überlappungen von vornherein Dichtigkeit zu gewährleisten,

wird das Vlies mit Bentonit getränkt, um einen Wassertransport in der Geotextilebene zu verhindern (Fleischer/Heibaum, 1999). Für den ersten Einsatz dieser Dichtungsart in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wurde gemeinsam von Geotextilhersteller, ausführender Firma und Bundesanstalt für Wasserbau ein System entwickelt, das eine hohe Verlegesicherheit ermöglicht: Bei der Verlegung im Trockenen wird eine GTD sofort nach dem Verlegen mit einer Schutz- und Ballastschicht aus Schotter oder Kies beschüttet, so auch bei einer Anwendung in den französischen Wasserstraßen (Walter, 1996). Die dabei vorhandene Gefahr, dass Schüttmaterial zwischen die Überlappungen der Bahnen gerät, wurde begegnet, indem Schutz und Ballast diesmal durch eine Sandmatte gewährleistet wird, die gleichzeitig mit der GTD unter Wasser abgerollt wird. Die beiden Bahnen sind versetzt aufgetrommelt, so dass sowohl GTD wie Sandmatte eine ausreichende Überlappung erhalten (Heibaum, 1999).

Die zweite Neuentwicklung ist das Dichtungsmaterial "Colcredur" (Colcrete - von Essen GmbH, 1999), einer Mischung aus Sand, Tonmineralen und einer geringen Menge Zement, das ähnlich wie kolloidaler Vergussmörtel in hochtourigen Mischern aufbereitet wird. Das Material bleibt in entsprechender Zusammensetzung dauerhaft flexibel und erosionsstabil.

6 Bauausführung

Jedes Deckwerk wird immer nur so gut sein können, wie es hergestellt wurde. Die Erfahrung an den Binnenwasserstraßen zeigt immer wieder, dass jede noch so bewährte Bauweise bei falscher Ausführung zu baldigen Schäden führt, und dass bei der Planung die Möglichkeiten und Grenzen der Bauausführung berücksichtigt werden müssen. Bauen im Nassen hat von vornherein mit einem großen Handicap zu kämpfen: In den meisten Fällen "fischen" bzw. bauen wir im Trüben. Zwar haben die bauausführenden Firmen einen großen Erfahrungsschatz gesammelt, aber dennoch ist eine Verbesserung der Kontrollmöglichkeiten dringend geboten. Nicht aus Misstrauen gegenüber den Firmen, sondern zur Sicherung einer optimalen Ausführung bleibt auf diesem Gebiet noch einiges zu tun. Der hohe Aufwand für Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Produktion vieler Baustoffe und Bauteile darf nicht durch unzureichende Qualitätssicherung bei der Bauausführung zunichte gemacht werden. Andererseits nutzen Forderungen in der Ausschreibung gar nichts, wenn sie nicht überwachbar oder nicht baubar sind.

Das Deckwerk insgesamt zu betrachten ist daher nicht nur eine Forderung der Dimensionierung, sondern dies ist auch erforderlich, um Probleme bei der Ausführung zu antizipieren:

- Es ist nicht sinnvoll, den Unternehmer mit Forderungen zu konfrontieren, wenn von vornherein Probleme bekannt sind. (Z.B. kann beim Deckwerksbau unter rauen Randbedingungen keine Filigranarbeit im 5-cm-Bereich gefordert werden.)

- Grenzwerte zu fordern, ist nur dann wirksam, wenn entsprechende Kontrollmöglichkeiten zur Verfügung stehen (z.B. muss die mögliche Peilgenauigkeit berücksichtigt werden).
- Es ist andererseits sehr wichtig, soviel wie möglich zu kontrollieren - es gibt genügend Einzelbereiche, wo Kontrollen nicht oder nur begrenzt möglich sind.
- Daher ist es ein Rückschritt, die Bauaufsicht zu reduzieren. Im Gegenteil: Qualitätssicherung kann nur gewährleistet sein, wenn eine ausreichende Überwachung in allen Stadien von der Planung bis zur Vollendung erfolgt. Während des Baus zu prüfen ist immer einfacher als nur bei der Abnahme.
- Nicht vorhersehbare Probleme kommen meist noch hinzu, so dass ein optimaler Ablauf von Planung, Ausschreibung und Bauausführung am besten durch permanent aufeinander abgestimmte Zusammenarbeit von Auftraggeber, Gutachter und ausführender Firma erreicht werden kann - diese Feststellung soll gleichzeitig ein Appell sein, möglichst immer so zu verfahren.

7 Literatur

- Abromeit, H.-U.: Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr.75. Eigenverlag 1997
- Bestmann, L.; Heibaum, M.; Roth, S.: Von Spundwand bis Deckwerk - Aufgaben für Ingenieurbau und Ingenieurbiologie bei der Ufersicherung von Wasserstraßen. In: PIANC (Hrsg.): 28. Internationaler Schifffahrtkongress, Sevilla, 1994.
- BfG - Bundesanstalt für Gewässerkunde: Faunistische Untersuchungen zum Besiedlungsverhalten von verklammerten und unverklammerten Deckwerken am Mitellandkanal. Gutachten 1997/1998
- Brauns, J.; Schuler, U.: Behaviour of coarse and well-graded filters. In: Brauns, Heibaum, Schuler (Hrsg.): Filters in geotechnical and hydraulic Engineering S.3-18. Rotterdam: Balkema, 1993.
- Colcrete - von Essen GmbH: Firmenprosekt "Colcredur", 1999
- Fleischer, P.; Heibaum, M.: Unterwassereinbau von geosynthetischen Tondichtungsbahnen. In: 6. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, März 1999. Essen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Sonderheft 1999, S.129-133
- Günther, U.: Die ökologische Bedeutung von Mörtleverklammerungen im Wasser- und Kanalbau ZfB - Binnenschifffahrt 13/1997 S.31-34
- Günther, U.: Biologische Auswirkungen von Geotextilien im Kanalbau ZfB - Binnenschifffahrt 4/1996 S.38-40
- Heibaum, M.: Grenzzustände von Deckwerken - Studie mit der Finite-Elemente-Methode und Bemessungsvorschlag. In: Binnenschifffahrt - ZfB, Nr.9, Mai 1998 S.40-45
- Heibaum, M.: Utilisation de géocomposites bentonitiques dans les voies navigables allemandes. Rencontres Géosynthétiques '99, Oktober 1999, Bordeaux, Frankreich, Vol.1, S.139-144
- Köhler, H.-J.: Böschungbelastung durch instationären Porenwasserdruck. In: Vortragsband zum Wasserbaukolloquium 2000 der Technischen Universität Dresden, 16./17. März 2000
- Mazurkiewicz, B.: Anforderungen an Sohlsicherungssysteme in Häfen und Wasserstraßen. In: Vortragsband zum HTG Sprechtag 23. März 2000, Bremen.
- MAG - Merkblatt für die Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1993

- MAK - Merkblatt für die Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1989
- MAR - Merkblatt für die Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1993
- MAV - Merkblatt Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguß von Wasserbausteinen an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1990
- MBB - Merkblatt Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen (Entwurf). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1999
- Paul, W.: Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr.66. Eigenverlag 1989
- Richwien, W.; Schoen, H.-G.; Wittkop, A.: Der Nachweis der Standsicherheit von Deckwerken bei schnellem Wasserspiegelabsenk. Binnenschiffahrt - ZfB Nr. 23, S. 30-36, 1997.
- TLW - Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Hannover. Drucksachenstelle bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion, 1997.
- Walter, M. (1996): Une dérouleuse nautique pour le bief de Niffer. Matériels et chantiers, Février 1996, pp.38-39
- ZTV-W - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für Böschungs- und sohlensicherungen (Leistungsbereich 210). Hannover. Drucksachenstelle bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion, 1991.

BD Dr.-Ing. Michael Heibaum
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe
e-mail: michael.heibaum@baw.de

Moderne Schiffsantriebe als Erzeuger von Strahlbelastungen

Kurzfassung

Der Propeller beschleunigt Wasser in axialer, tangentialer und radialer Richtung und erzeugt somit einen Propellerstrahl. Der Propellerstrahl kann näherungsweise mittels der Strahltheorie berechnet werden. Moderne Verfahren bieten die Möglichkeit einer detaillierten Berechnung der Geschwindigkeiten im Propellerstrahl. Die Validierung dieser Berechnungen erfolgt durch Geschwindigkeitsmessungen mittels LDA-Systemen.

Vorgestellt werden wichtige Schiffsantriebe, wie Fest- und Verstellpropeller, Düsenpropeller und schwenkbare Z-Antriebe und Podded Drives. Für die Z-Antriebe und Podded Drive wurden verschiedene Propellerkonzepte entwickelt. Die schwenkbaren Antriebe können einen hohen Schub in jede Richtung erzeugen. Bei der Beurteilung der Strahlbelastungen müssen die Schubbelastungsgrade und Propellerkonzepte der Antriebssysteme und die Schiffsumströmung beachtet werden. Moderne Berechnungsverfahren bieten die Möglichkeit, die Strömung und die Wechselwirkung zwischen Schiff und Fahrwasser sowie wasserbaulichen Einrichtungen zu erfassen.

Abstract

The propeller accelerates water in axial, tangential and radial direction and produces consequently a propeller jet. The propeller jet can be calculated approximately with the jet theory. Modern methods offer the possibility of detailed calculations of the velocities in the propeller jet. The validation of these calculations results by velocity measurements by LDV-systems.

Important propulsion systems, like fixed pitch propellers, controllable pitch propellers, ducted propellers and azimuthing Z-drives as well as Podded Drives will be presented. For Z-drives and Podded Drives different propeller concepts were developed. The azimuthing drives can produce a high thrust in every direction. For the judgement of the jet load the thrust loading coefficients and propeller concepts of the propulsion systems as well as the flow around the ship must be considered.

Modern numerical methods offer the possibility to cover the flow and the interaction between the ship and the fairway as well as hydraulic structures.

1 Einleitung

Der Widerstand eines fahrenden Schiffes muß durch eine ihm entgegengesetzte Kraft, dem Schub überwunden werden. Das derzeitige und auch zukünftig am häufigsten eingesetzte Antriebssystem ist der Propeller mit festen Flügeln (Festpropeller), verstellbaren Flügeln (Verstellpropeller) ohne oder mit einer Ummantelung (Düsenpropeller).

Die Leistungsdichte (Leistung pro Propellerkreisfläche) der Propeller hat in den letzten Jahren weiter zugenommen. Bild 1 zeigt die Leistungsdichte für Fest- und Verstellpropeller in Abhängigkeit von der Schiffsgeschwindigkeit [1].

Weiterhin muß festgestellt werden, daß sich die Vielfalt der Propulsionssysteme vergrößert hat. Insbesondere bei den schwenkbaren Systemen wurden innovative Propellerkonzepte in die Praxis eingeführt und mit der Entwicklung der Podded Drives stehen leistungsstarke Antriebssysteme zur Verfügung.

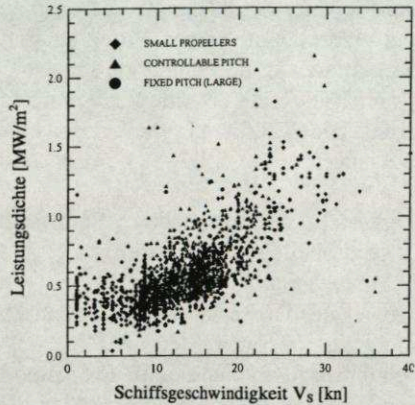


Bild 1: Leistungsdichte von Propellern [1]

2 Propeller

Der Propellerentwurf wird heute überwiegend mit stationären und voll instationären Lifting Surface Verfahren durchgeführt. Ziel des Propellerentwurfs sind ein hoher Wirkungsgrad, eine geringe Kavitationsgefährdung und eine minimale Schwingungserregung. Je nach Wichtung dieser Zielstellungen und den vorgegebenen Randbedingungen für Durchmesser und Drehzahl erfolgt die Optimierung der Propellergeometrie. Moderne Propeller weisen häufig eine Spitzenentlastung und größere Skewwinkel auf, um der Kavitations- und Schwingungsgefährdung entgegen zu wirken.

Der Festpropeller wird für einen bestimmten Betriebspunkt entworfen. Während des Einsatzes des Schiffes wechseln die Betriebspunkte infolge unterschiedlicher Beladung, Widerstandserhöhung durch Bewuchs oder Seegang usw. Die Drehmoment-Drehzahl-Charakteristiken der Hauptmaschine und des Festpropellers weisen nicht den gleichen Verlauf auf und somit kann nur in einem Betriebspunkt die günstigste Übereinstimmung erreicht werden. Mit einem Verstellpropeller kann die Charakteristik des Propellers durch die Veränderung der Steigung so angepaßt werden, daß sie für alle Betriebspunkte etwa mit dem

Drehmomentenverlauf der Antriebsanlage zusammenfällt [2]. Statistiken zeigen, daß die Anzahl der Verstellpropeller im Verhältnis zur Anzahl der Festpropeller stetig zunimmt [1].

2.1 Propellerstrahltheorie

Die Geschwindigkeit, mit der sich der Propeller gegenüber dem umgebenden Wasser fortbewegt, wird als Anströmgeschwindigkeit V_A bezeichnet. Die Strahlaustrittsgeschwindigkeit ist $V_A + U_A$, wobei U_A die axiale vom Propeller induzierte Zusatzgeschwindigkeit darstellt (Bild 2). Durch die Reibung an den Propellerflügeln ergibt sich im Propellerstrahl auch eine Rotationsbewegung und es tritt eine tangentielle Beschleunigung des Wassers auf. In der Propellerebene beträgt die axiale Zusatzgeschwindigkeit $U_A/2$ und die tangentielle Zusatzgeschwindigkeit

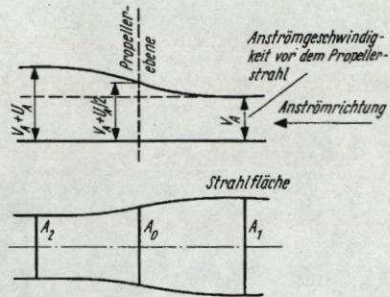


Bild 2: Geschwindigkeitsänderung und Strahlkontraktion im Propellerstrahl [2]

$U_T/2$. Durch die Erhöhung der Geschwindigkeit tritt eine Verringerung des Strahlquerschnittes ein. Die Geschwindigkeiten im Propellerstrahl können auf unterschiedliche Art und Weise berechnet werden. Für wasserbauliche Anwendungen wurden Näherungsverfahren hergeleitet (Lattermann [3] und Oebius [4]). In der Schiffshydrromechanik werden für Überschlagsrechnungen Verfahren auf der Basis der Propellerstrahltheorie angewendet [5], [6]. Die mittlere axiale Zusatzgeschwindigkeit im Propellerstrahl kann z. B. näherungsweise nach Gutsche [5] wie folgt ermittelt werden:

$$U_{A_{\infty}} = V_A * (-1 + \sqrt{1 + C_{TH}}) \quad \text{mit Schubbelastungsgrad} \quad C_{TH} = \frac{T}{\rho / 2 * V_A^2 * \pi / 4 * D^2}$$

$$\text{Anströmgeschwindigkeit} \quad V_A = V_S * (1 - w)$$

Nach der Strahltheorie bildet sich die Zusatzgeschwindigkeit erst unendlich weit hinter dem Propeller aus. Die Berücksichtigung der Reibung und Betrachtung der Geschwindigkeiten in der Nähe des Propellers erfolgt nach [5], [6] durch einen Faktor k_m , der über dem Radius des Propellers veränderlich ist. Für Überschlagsrechnungen kann k_m wie folgt berechnet werden:

$$k_m = 1 - 0,5 * e^{(-3 * r_x / D)}$$

Die mittlere axiale Geschwindigkeit im Propellerstrahl ergibt sich somit zu:

$$V_{\text{Strahl}} = V_A * [1 + k_m * (\sqrt{1 + C_{TH}} - 1)]$$

Von Romahn, Thieme [6] werden Beziehungen zur näherungsweise Bestimmung der Tangentialgeschwindigkeit im Propellerstrahl auf der Basis des Eulerschen Momentensatzes angegeben:

$$V_T = \left(\frac{1,3 * K_Q / K_T}{k_m + 1 / (\sqrt{1 + C_{TH}} - 1)} \right) * V_{Strahl} \quad \text{mit Schubbeiwert} \quad K_T = \frac{T}{\rho * n^2 * D^4}$$

$$\text{und Drehmomentenbeiwert } K_Q = \frac{Q}{\rho * n^2 * D^5}$$

Die Anströmrichtung im Propellerstrahl ergibt sich dann zu $\alpha = \arctan(V_T / V_{Strahl})$.

2.2 Propellerstrahl

Die vom Propeller induzierten Geschwindigkeiten können mittels LDA-Meßsystemen detailliert aufgemessen werden. Die Bilder 4 und 5 zeigen Beispiele für die Verteilung der axialen Geschwindigkeitskomponenten in der Ebene $x/D = 0,1$ hinter einem Modellpropeller (Bild 3). Im Bild 5 sind auch die Vektoren der tangentialen und radialen Geschwindigkeitskomponenten dargestellt.

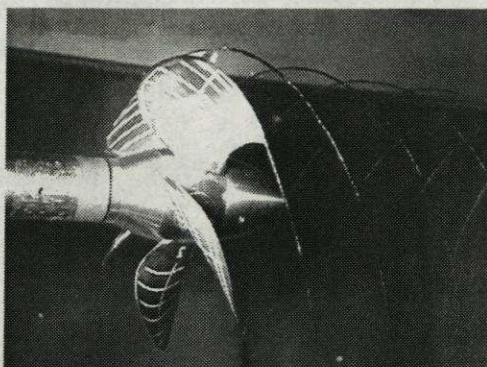


Bild 3: Modellpropeller im Kavitationstunnel der SVA Potsdam

Die Geschwindigkeitsmessungen zeigen die folgenden charakteristischen Strömungsgebiete im Propellerstrahl:

- Nachstrom der Propellerflügel,
- beschleunigte Strömung an den Propellerflügeln, insbesondere auf der Saugseite,
- verzögerte Strömung in der Nähe der Narbe auf der Druckseite,
- stark beschleunigte Strömung in axialer Richtung im Spitzenwirbelbereich (r/R ca. 0,98),
- stark verzögerte Strömung in axialer Richtung im Spitzenwirbel (r/R ca. 1,01).

Die Nachrechnung von Propellern sowie Schiffen mit arbeitenden Propulsions-systemen erfolgt heute zunehmend mit viskosen Berechnungsverfahren [7]. Bild 6 zeigt die axiale Geschwindigkeitsverteilung des Modellpropellers, berechnet mit einem viskosen Verfahren.

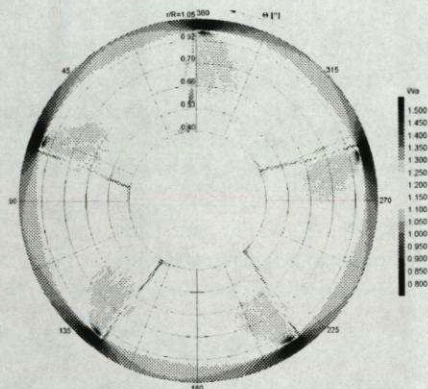


Bild 4: Axiale Geschwindigkeiten hinter einem Modellpropeller $x/D = 0,1$

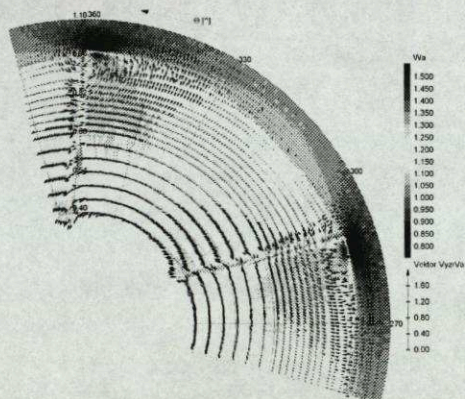


Bild 5: 3-dimensionales Geschwindigkeitsfeld hinter einem Modellpropeller $x/D = 0,1$

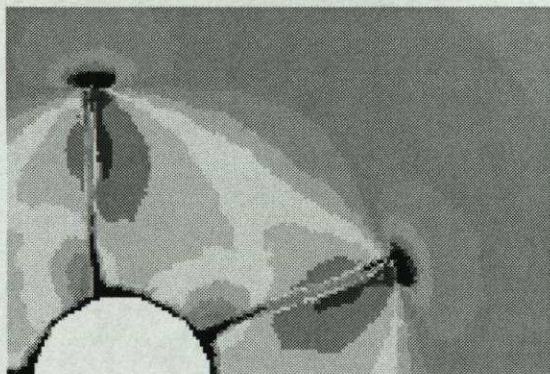


Bild 6: Berechnete Verteilung der axialen Geschwindigkeiten 0,1 D hinter dem Propeller

3 Düsenpropeller

Die einfache Strahltheorie besagt, daß zur Schuberzeugung die vom Propeller erfaßte Wassermenge möglichst groß und die ihr erteilte Zusatzgeschwindigkeit möglichst klein sein soll. Die Düsenwirkung beruht u.a. darauf, daß durch die Düsenöffnung in Fahrtrichtung mehr Wasser erfaßt und dem Propeller zugeführt wird. Das Wasser wird dabei zusätzlich beschleunigt (Beschleunigungsdüse). Aus den Übergeschwindigkeiten im Düseneintritt resultiert ein Unterdruck, der in Verbindung mit der Formgebung der Düseninnenwand eine Unterdruckwirkung vor dem Propeller aufbaut. Der entstehende Sog ist maßgeblich für den Düsenschub T_D .

Für weitergehende Berechnungen wird die Düse als ringförmiger Tragflügel betrachtet, der durch einen Wirbelring oder eine Wirbelfläche ersetzt wird. Bedingt durch das Arbeiten des Propellers und die Strahleinengung erfährt das Düsenprofil eine Schräganströmung und es tritt um das Düsenprofil eine Zirkulation auf, deren Größe von der Form der Düse und der Propellerbelastung abhängt [8]. Nach dem Satz von Kutta-Joukowski ist normal zur Anströmrichtung des Düsenprofils ein Auftrieb dL_N und in der Richtung von V_i ein Widerstand dD_N vorhanden (Bild 7).

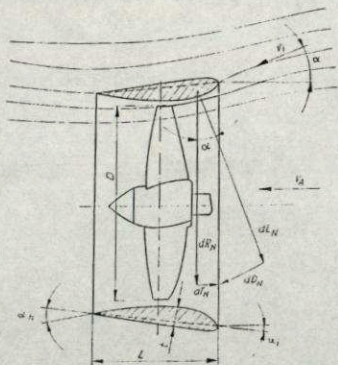


Bild 7: Düsenpropeller [8]

Die Kraftkomponente $dT_N = dL_N \cdot \sin \alpha - dD_N \cdot \cos \alpha$ entspricht dem Düsenschub T_D . Der Düsenschub aus der Tragflügelauftriebskraft und dem Profilwiderstand ist identisch mit der resultierenden Kraft aus dem Druckfeld um die Düse. Propeller und Düse bilden ein System, in dem sich beide Elemente gegenseitig beeinflussen.

Die derzeitigen Entwicklungen auf dem Gebiet des Düsenpropellers zielen insbesondere auf die Erhöhung des Standschubes (Pfahlzuges). Die Düse wird deshalb hinsichtlich der Länge, dem Typ des Düsenprofils, dessen Dicken- und Wölbungsverhältnisses, sowie dem Eintrittsöffnungsverhältnis optimiert. Die Propeller weisen große Sehnenlänge an den Flügelspitzen und moderate Skewwinkel auf.

Im Bild 8 sind Meßergebnisse für die axiale Umströmung eines Düsenpropellersystems der Firma SCHOTTEL für unterschiedliche Schubbelastungsgrade C_{TP} des Propellers dargestellt.

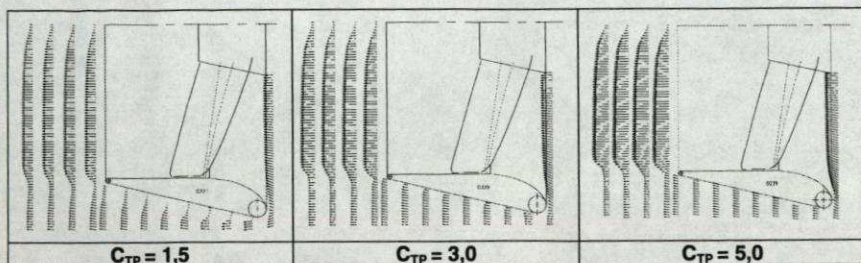


Bild 8: Um- und Durchströmung eines Düsenpropellers

4 Z-Antriebe

Z-Antriebe oder Ruderpropeller sind um 360° schwenkbare Antriebe mit unterschiedlichen Propelleranordnungen. Die maximalen Wellenleistungen für diese Z-Antriebe liegen bei $P_D \approx 4,5$ MW. Für eine grobe Abschätzung können folgende spezifischen Schübe $c_0 = T_0/P_0$ für Pfahlzugbedingungen ($V = 0$ m/s) genutzt werden [9]: $c_0 \approx 135$ N/kW für freie Propeller und $c_0 \approx 185$ N/kW für Düsenpropeller am Z-Antrieb.

Die Entwicklung von Z-Antrieben war in den letzten Jahren durch neue Propelleranordnungen und die Optimierung der Gehäuse geprägt. U.a. wurden von KaMeWa Gegenlaufpropeller für Z-Antriebe entwickelt. Durch Schottel wurden die STP-Systeme mit gleichlaufenden Twinpropellern entwickelt. Weiterhin wurde die Anbindung der Düse an den Schaft optimiert. Im Bild 9 sind ausgewählte Z-Antriebe dargestellt.

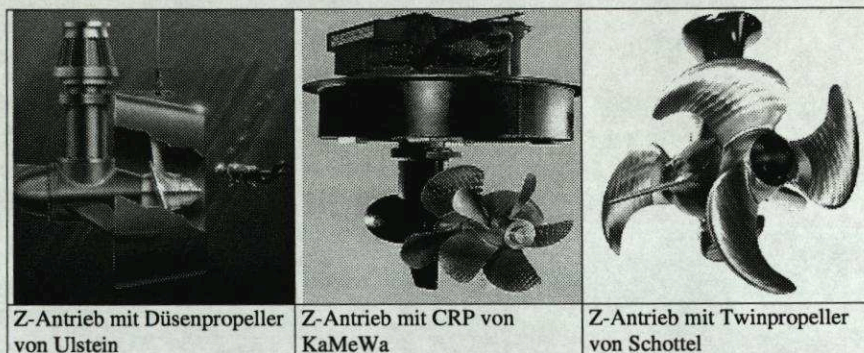


Bild 9: Ausgewählte Z-Antriebe

Auf Grund der Schwenkbarkeit der Z-Antriebe kann ein hoher Schub in alle Richtungen erzeugt werden. Begrenzungen ergeben sich bei Fahrt durch die ma-

ximal zulässigen Drehmomente, so daß zum Schutz vor Überlastung dann die Drehzahl reduziert wird.

Das Bild 10 zeigt ein Hinterschiff eines Schleppers mit zwei SRP-Systemen der Firma Schottel. Für diesen Schleppern wurden CFD-Berechnungen in der SVA Potsdam zur Ermittlung der Umströmung durchgeführt (Bild 11 zeigt einen Teil des numerischen Gitters).

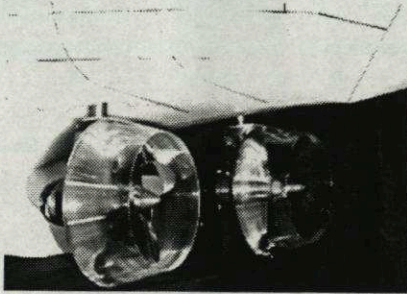


Bild 10: Hinterschiff mit zwei Z-Antrieben

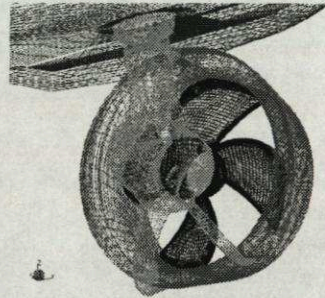


Bild 11: Numerisches Gitter

Das Bild 12 zeigt die Verteilung der axialen Geschwindigkeitskomponenten in einem Längsschnitt durch den Z-Antrieb. Beim Pfahlzug sind die Berechnungsergebnisse stark abhängig von der Simulationszeit. Das Bild 12 zeigt die Ergebnisse nach einer Simulationszeit von 2 Sekunden. Der Propellerstrahl ist noch nicht richtig ausgebildet. Im Bild 13 ist die Ausbildung des Propellerstrahls räumlich dargestellt.

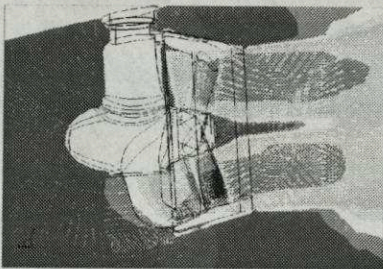


Bild 12: Axiale Geschwindigkeitsverteilung in einem Längsschnitt

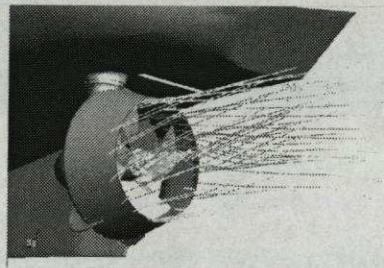


Bild 13: Stromlinien im Bereich des Propellerstrahls

5 Podded Drives

Basierend auf den verstärkt in Einsatz kommenden diesel-elektrischen Fahranlagen kamen in den letzten Jahren Podded Drives ins Gespräch. Haupt-

merkmal dieser Podded Drives ist die Integration eines leistungsstarken Elektroantriebes in einer hydrodynamisch optimierten Gondel unter dem Schiff, der direkt den Propeller antreibt. Durch den Fortschritt auf den Gebieten der Stromrichtertechnik und Elektromotoren können heute 20 bis 30 MW pro Antrieb erreicht werden. Derzeit auf dem Markt sind folgende Podded Drives (Bild 14):

AZIPOD®	ABB
MERMAID™	KaMeWa/Cegelec
SSP	Schottel/Siemens
DOLPHIN	Lips/STN

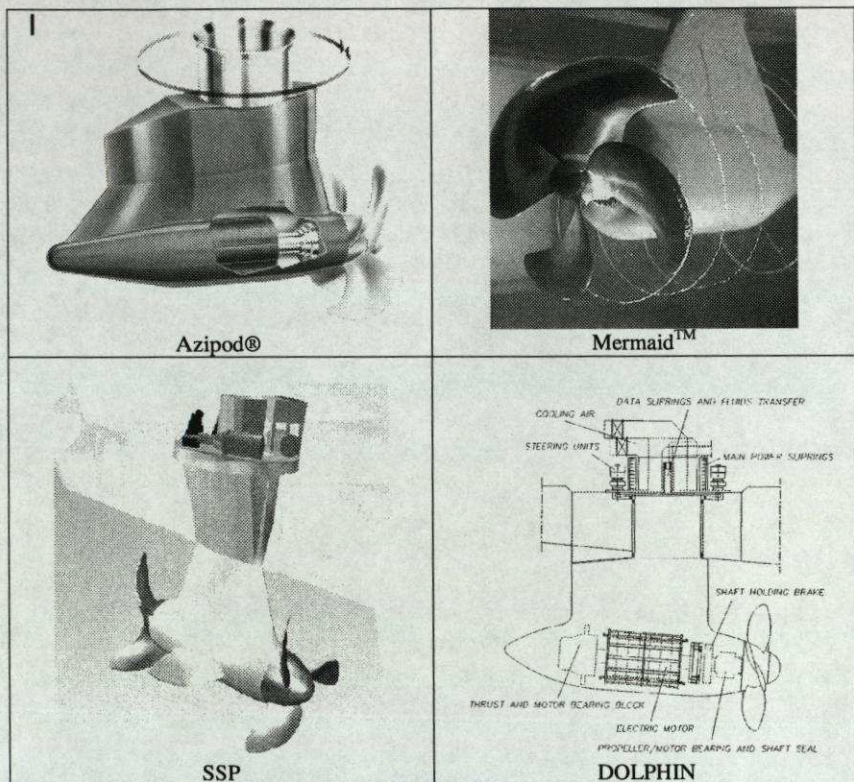


Bild 14: Podded Drives

Die Umströmung von Podded Drives wurde in der SVA Potsdam unter Beachtung der Propellerwirkung berechnet. Das Bild 15 zeigt die berechneten Stromlinien um den Podded Drive DOLPHIN bei einem Steuerwinkel von 5° nach Steuerbord. Die Beschleunigung der axialen Umströmung findet insbesondere im Bereich unterhalb der Gondel statt.

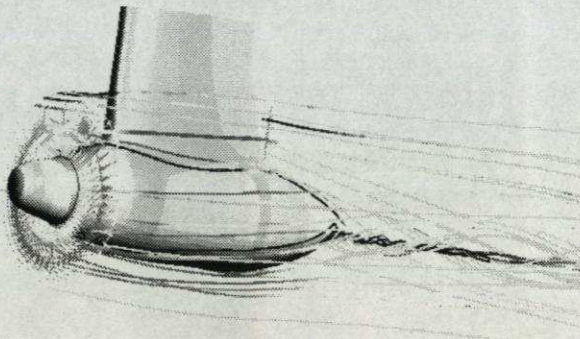


Bild 15: Stromlinien um den Podded Drive DOLPHIN (Steuerwinkel 5)

Die Firmen SCHOTTEL GmbH & Co. KG und SIEMENS AG, Marine Engineering haben den SIEMENS SCHOTTEL PROPULSOR (SSP) entwickelt. Das SSP-System ist u.a. charakterisiert durch eine Twinpropelleranordnung und Leitflossen am Pod. Im Bild 16 sind Ergebnisse der numerischen Berechnungen für ein SSP-System dargestellt.

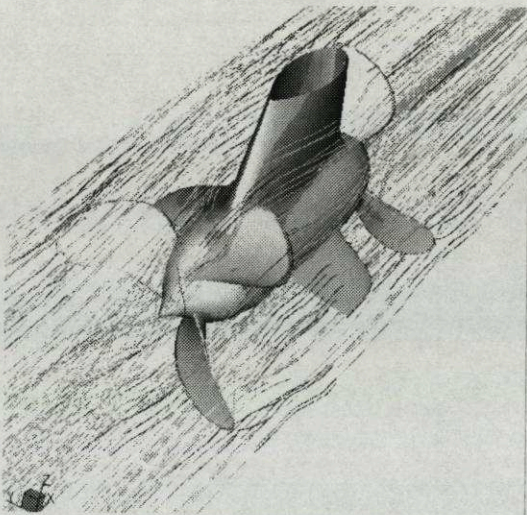


Bild 16: Stromlinien um den SIEMENS SCHOTTEL PROPULSOR

Die Strahlausbildung bei den Podded Drives und Z-Antrieben ist von dem Schubbelastungsgrad der Propeller, dem Propellerkonzept (Druck-, Zug-, kontrarotierender oder Twinpropeller), der Ausführung des Gehäuses, dem Schwenkwinkel und der Schiffsumströmung (Schiffsgeschwindigkeit) abhängig. Die Arbeit des Propellers am Gehäuse ist verbunden mit einer Wechselwirkung

zwischen dem Propeller und Gehäuse. Diese Wechselwirkung muß bei einer detaillierten Analyse beachtet werden.

6. Ausblick

Moderne Berechnungsverfahren sind heute trotz der komplizierten Geometrie von Schiffsform, Propulsionssystem(en), Gewässersohle und wasserbaulichen Anlagen in der Lage, die Strömung und die Wechselwirkung zwischen Schiff und Fahrwasser zu erfassen [10]. Die Bilder 17 und 18 zeigen die Druckverteilung am Schiffskörper eines Großmotorgüterschiffes und auf der Sohle unter Einbeziehung der Propellerwirkung [10].

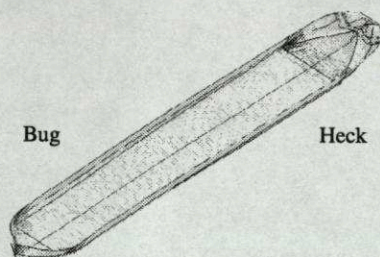


Bild 17: Druckverteilung am Großmotorgüterschiff

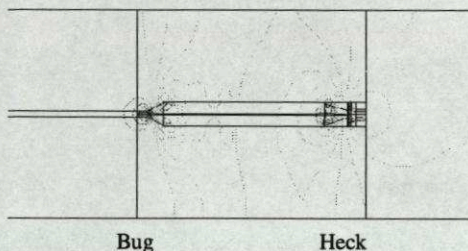


Bild 18: Druckverteilung auf der Gewässersohle

Die Berechnungen der vom Schiff induzierten Geschwindigkeiten und Wandschubspannungen an der Sohle erfolgte mit und ohne Berücksichtigung des Propellerstrahls. Die erreichten Rechenergebnisse für die Wandschubspannungen am Flußboden zeigten, daß unter dem Vorschiff die größten Werte auftreten. Der Einfluß des Propellers im Hinterschiffsbereich auf die Wandschubspannungen kommt erst in einiger Entfernung hinter dem Schiff zum tragen. Diese Entfernung ist abhängig von der Geschwindigkeit des Vermischungsprozesses des Propellerstrahls und der Außenströmung.

Literaturverzeichnis

- [1] van Beek, T.
The Role of Cavitation in the Design of Controllable Pitch Propellers
PROPCAV 95, Newcastle, May 1995
- [2] Dudszus, A.; Danckwardt, E.
Schiffstechnik Einführung und Grundbegriffe
Verlag Technik Berlin, 1982
- [3] Lattermann, E.
Flußschiffahrt und Fahrdynamik
Binnenschiffahrt Nr. 8, August 1996 und Nr. 9, September 1996

- [4] Oebius, H. U.
Loads on beds and banks caused by ship propulsion systems
Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin
- [5] Gutsche, F.
Die Induktion der axialen Strahlzusatzgeschwindigkeit in der Umgebung der
Schraubenebene
Schiffstechnik 3. Bd, Heft 12/13 1995
- [6] Romahn, K.; Thieme, H.
Zur Wahl der Balancefläche von Rudern im Propellerstrahl
Schiffstechnik 4. Bd, Heft 21, 1957
- [7] Abdel-Maksoud, M.; Heinke, H.-J.
Investigation of Viscous Flow around Modern Propulsion Systems
CFD'99, Ulsteinvik, Norway, June 1999
- [8] Gatzert, H.
Theorie des Schiffes
6. Lehrbrief Propulsion und Propeller (Teil I)
Universität Rostock, März 1985
- [9] Brix, J.
Manoeuvring Technical Manual
Seehafen Verlag, 1993
- [10] Rieck, K.; Abdel-Maksoud, M.; Hellwig, K.
Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeit eines Binnenschiffes im
Flußbett bei Bergfahrt
BAW – Kolloquium „Interaktion Schiff - Wasserstraße“, Berlin, 16.06.1999
Bericht Nr. 2511, Schiffbau-Versuchsanstalt Potsdam, Juni 1999

Dipl.-Ing. H.-J. Heinke
Schiffbau-Versuchsanstalt Potsdam GmbH
Marquardter Chaussee 100
D-14469 Potsdam
e-mail: heinkeh@sva-potsdam.de

Konstruktionsarten von Bugstrahlrudern als Belastungserzeuger von Wasserbauanlagen

Kurzfassung

Schiffe werden mit Querstrahlanlagen ausgerüstet, um im Stand oder bei geringer Fahrtgeschwindigkeit manövrieren zu können, da das Schiffsrudder erst bei höherer Geschwindigkeit wirksam wird. Es existiert eine große Vielfalt konstruktiver Varianten zur Erzeugung einer Querkraft. Sie unterscheiden sich im Massestrom sowie in der Strahlgeschwindigkeit und haben demzufolge eine unterschiedliche Spülwirkung auf abgelagertes Schüttgut an den Wänden von Häfen und Kanälen zur Folge.

Abstract

It is usual to fit ships by bow thrusts, to get them to be able manoeuvring in rest or at low speeds, because the rudder will become active only at higher speeds. There are existing a lot of types of constructive possibilities, to generate a force in the cross direction. They are to be distinguished by the mass flow and by the jet speed. In reason of it they have a different eroding action on the sediments at the walls of channels and harbours.

Konstruktionsmerkmale

Eine Auswahl von Bugstrahlrudern mit propellerartigen Axiallaufrädern zeigt Bild 1 [1]. Das Umsteuern der Strahlrichtung geschieht bei den Anlagen vom Typ 1a, b, f durch Umkehr der Laufraddrehrichtung. Einigen Typen ist eine Leitvorrichtung zugeordnet, womit der Wasserstrahl wahlweise in die eine oder in die andere Richtung quer zum Schiff gelenkt werden kann, - bei 1c wird ein Steuerzylinder gedreht, bei 1d werden Klappen geöffnet oder geschlossen und bei 1e ein Profilgitter gedreht. Die Geschwindigkeit des Wasserstrahls kann bei 1a bis 1e mittels Änderung der Laufrad-Drehzahl reguliert werden. Bei 1f wird zu diesem Zweck ein Teil des vom Laufrad geförderten Volumenstroms mittels Verstellen von Klappen durch einen Seitenkanal gelenkt.

Eine gut entworfene Querstrahlanlage erzeugt bei relativ geringer Antriebsleistung eine große Schubkraft, vorausgesetzt die Strömungsverluste in den Kanälen sind gering und der erzeugte Strahl ist weitgehend drallfrei. Besondere Beachtung erfordert die Vermeidung der Strömungskavitation an den Bauteilen im Inneren der Querstrahlanlage. Das Prinzip der Querstrahlanlage mit einem Durchströmungskanal von konstantem Querschnitt zeigt in sehr vereinfachter

Form Bild 2. Die Druckverluste vor und hinter dem Laufrad symbolisieren Widerstandsgitter. Das in der Umgebung ruhende Wasser wird angesaugt und tritt mit der Geschwindigkeit c aus dem Bugstrahlruder aus.

Die Schubkraft T ist gleich dem Impulsstrom des erzeugten Wasserstrahls. Die Leistung P wird zur Überwindung der Druckverluste und zur Erzeugung des Wasserstrahls benötigt.

$$T = \rho A c^2$$

$$P = (p_2 - p_1) A c = (1 + \zeta_a + \zeta_b) \frac{\rho}{2} A c^3$$

Um die kritische Strahlgeschwindigkeit c_{krit} zu bestimmen, bei der auf dem Schaufelprofil des Laufrades Kavitation eintritt, ist noch die Kenntnis weiterer Auslegungsparameter erforderlich: Lieferzahl $\varphi = c_m/u$ als Verhältniswert von Meridional- zur Umfangsgeschwindigkeit, kritischer Druckbeiwert C_{pD} des Schaufelprofils am Laufrad, Verlustbeiwert ζ_a , Barometerdruck p_{Bar} , Dampfdruck p_D und die Tiefenlage h des gefährdeten Profils unterhalb der Wasseroberfläche.

$$c_{krit} = \sqrt{\frac{p_{Bar} - p_D - g \rho h}{1 + \zeta_a - \left(1 + \frac{1}{\varphi^2}\right) C_{pD}}}$$

Eine Übersicht der technischen Möglichkeiten von Querstrahlanlagen bieten die c - D -Diagramme in Bild 3 mit der Auftragung von Linien konstanten Schubes T , konstanter idealer Leistungszufuhr P und der dazugehörigen Grenzwerte für das Einsetzen von Kavitation auf dem Schaufelprofil. Dafür wurden folgende Zahlenvorgaben getroffen:

- Druckziffer $\psi = 2(p_2 - p_1)/(\rho u^2) = 0,5$,
- kritischer Druckbeiwert des Schaufelprofils am Laufrad $C_{pD} = -1$,
- Gleichheit der Verlustbeiwerte $\zeta_a = \zeta_b$ und $\zeta_a + \zeta_b = \bullet \zeta$,
- sowie $p_{Bar} = 10330$ mmWS, $p_D = 330$ mmWS und $h = D$.

Sind der Zuström- und der Abströmkanal verlustfrei, also ist $\bullet \zeta = 0$, so tritt Kavitation bei diesem Musterbeispiel erst oberhalb $c_{krit} \bullet 7$ m/s auf. Ein Verlustbeiwert von $\bullet \zeta = 4$ würde bereits zur Verringerung auf $c_{krit} \bullet 3,5$ m/s führen.

Hydrodynamische Belastung

Der aus einer Querstrahlanlage austretende Wasserstrahl belastet im eingeeengten Fahrwasser die Kanalwände. Das auf der Kanalsohle und auf den Böschungen liegende fein- und grobstückige Schüttgut wird unter ungünstigen Umständen weggespült. Dieses Wegspülen von lagerndem Schüttgut durch eine äußere Strömungseinwirkung kann zwei verschiedene Ursachen haben.

Ein einzelner Körper, der auf einer festen undurchlässigen Wand liegt, wird in Bewegung versetzt, wenn die hydrodynamische Kraft infolge der Körperumströmung die Wandreibungskraft überwindet. Dieser Fall ist mit dem Rohrleitungstransport verwandt. Ein anderer Fall dagegen tritt an einer liegenden wasserdurchlässigen Schüttgutschicht auf, in der die kritische Bruchspannung überschritten wird und ein Aufwirbeln von Körnerballen stattfindet.

Zu einer ingenieurmäßigen Vorhersage des Aufwirbeln einzelner Körner können entsprechend Bild 4 die strömungsmechanischen Einflußgrößen für zwei Sonderfälle betrachtet werden:

- a) senkrecht auf die Wand gerichteter Strahl,
- b) tangential zur Wand gerichteter Strahl.

Das Geschwindigkeitsfeld in Wandnähe wird im Fall a) direkt durch den aus dem Schiffsrumpf austretenden Freistrahл gebildet. Dieser führt zu einer angenähert rotationssymmetrischen Staupunktströmung. Vom Staupunkt aus beginnend bildet sich an der Wand eine turbulente Wandgrenzschicht mit negativem Druckgradienten aus. An die Umlenkzone schließt sich eine ringförmige Freistrahлzone mit konstantem Wanddruck an. Falls der Strahl am Austritt des Bugstrahlruders nur eine axial gerichtete Geschwindigkeit hätte, so wäre im Übergangsbereich die maximale Erosionswirkung zu erwarten. Es ist aber zu berücksichtigen, daß bisweilen im Strahl ein Drall und auch starke Pulsationen vorherrschen, die die Bodenerosion stromauf verlagern können. Am Außenrand der Staupunktströmung bildet sich eine turbulente Mischzone aus, die stromab mit der Wandgrenzschicht zusammenwächst. Dadurch nimmt die Strömungs-geschwindigkeit wieder ab und die Erosionsgefahr verringert sich. Es kann auch bereits zur Ablagerung des zuvor aufgewirbelten Feststoffes kommen.

Im Fall b) ist eine Anlaufstrecke zur Umwandlung der Turbulenzstruktur im Strahl zu berücksichtigen. Danach ist der turbulente Freistrahл ausgebildet, er breitet sich seitlich unter einem Winkel von 8° aus und erfaßt die Wandzone. In diesem Bereich steigt die Geschwindigkeit an der Wand in Strömungsrichtung auf einen Maximalwert an, um dann wieder abzuklingen. Dementsprechend

entsteht analog zum Fall a) auch ein Gebiet mit maximaler Wandschubspannung, das eine Bodenerosion verursachen kann.

Der Sonderfall des Kräftegleichgewichtes an einem angeströmten Partikel an einer Wand im Moment des Überwinden einer Haftwirkung ist bereits mehrfach untersucht worden. Als ein Musterfall sei der im Bergbau übliche hydraulische Transport von Gestein vom mittleren Korndurchmesser d durch waagerechte Rohrleitungen vom Durchmesser D erwähnt [2]. Danach ist es hinreichend genau, nur die Überwindung der Reibungskraft des Korns an der Wand durch die hydrodynamische Kraftwirkung zu berücksichtigen [3]. Der Gleitreibungsbeiwert sei mit f_m und der hydrodynamische Widerstandsbeiwert mit c_w gekennzeichnet. Bei groben Körnern von $d/D \approx 1/4$ beaufschlagt das Wasser im Rohr lagerndes Gestein näherungsweise mit der gemittelten Geschwindigkeit $\bar{c} = 4\dot{V}/\pi D^2$, womit sich ein Grenzzustand bei der Überwindung der Wandreibung ergibt,

$$\bar{c}_{\text{krit}} = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{f_m}{c_w} g d \frac{\rho_m - \rho}{\rho}}, \text{ oder } Fr_{\text{krit}} = \frac{\rho}{\rho_m - \rho} \frac{\bar{c}_{\text{krit}}^2}{g d} = \frac{4}{3} \frac{f_m}{c_w}.$$

Diese spezielle kritische Froude-Zahl „ Fr_{krit} “ drückt den Verhältniswert von der Trägheitskraft des Wassers zur Haftkraft des Korns am Boden aus. Werden weiterhin die Zahlenwerte $f_m = 0,1$ und $c_w = 0,5$ vorausgesetzt, so würde sich als Kenngröße für das Aufwirbeln des oben genannten Gesteinskorns in der Rohrleitung als kritische Froude-Zahl der Zahlenwert $Fr_{\text{krit}} = 0,27$ ergeben. Wie nun genauere Untersuchungen der Strömungskraft auf kugelförmige Körper an Wänden zeigen [4; 5], tritt zusätzlich auch eine normal von der Wand weg gerichtete fluide Kraftkomponente auf, die mittels eines Auftriebsbeiwertes c_a gekennzeichnet sei. In diesem Fall wird das Gesteinskorn bereits bei einer geringeren Strömungsgeschwindigkeit aufgewirbelt [6]. Es gilt

$$\bar{c}_{\text{krit}} = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{f}{c_w + c_a f} g d \frac{\rho_m - \rho}{\rho}}.$$

Soll nun der allgemeine Fall für das Aufwirbeln von den am Kanalboden liegenden Gesteinskörnern mit dem Durchmesser d innerhalb der Strömungsgrenzschicht der Dicke δ durch einen Bugstrahlruder-Strahl vorausberechnet werden, so ist der Verlauf der Wandschubspannung entlang der Wegkoordinate $\tau_w(s)$ rechnerisch oder experimentell zu bestimmen. Damit ergibt sich dann unter Zugrundelegen des „universellen“ Wandgesetzes die wandnormale Geschwindigkeitsverteilung der turbulenten Wandgrenzschicht entlang des Fließweges und der Ort des Aufwirbelns kann gefunden werden.

Ausblick

Es sollte gezeigt werden, wie strömungsmechanische Wirkprinzipien zum Aufwirbeln von geschütteten Bodenbelägen in Schiffahrtskanälen durch Strahlen aus Bugstrahlrudern führen können. Diese Kenntnisse sind geeignet, um wasserbauliche Modellversuche zur Analyse von Erosionserscheinungen nach den Prinzipien der Ähnlichkeitsmechanik durchzuführen und ihre Ergebnisse auf neue Projekte zu übertragen.

Literatur

- [1] Vollheim, R.: Modellversuche zur Entwicklung eines Bugstrahlruders. Schiffbauforschung, Rostock 18 (1979) 1/2
- [2] Beck, W.: Grundlagen der Strömungsmechanik. Deutscher Verlag d. Wissenschaften, Berlin 1960
- [3] Vollheim, R.: Aerodynamisches Kriterium zur Vorhersage der Staubablagerung, Maschinenbautechnik, Berlin 32 (1983) 5
- [4] Buggisch, H.: Langsame Relativbewegung von festen Partikeln in Strömungsfeldern - Anwendungsbeispiele aus der mechanischen Verfahrenstechnik, ZAMM, Berlin 64 (1984) T3-T11
- [5] Becker, S.: Messung der aerodynamischen Kraft auf eine Kugel an einer Wand, Unveröffentlichte Belegarbeit des Bereichs Strömungstechnik der TU Dresden, 1985
- [6] Vollheim, R.: Zur Strömungswirkung auf Staubkörner an Kanalwänden. Energietechnik, Leipzig 36 (1986) 4

Prof. Dr.-Ing. habil. R. Vollheim
Technische Universität Dresden
Institut für Strömungsmechanik
01062 Dresden

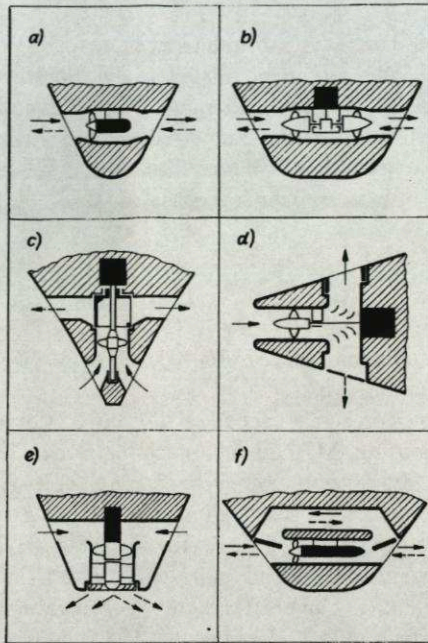


Bild 1: Varianten der Bugstrahlruder

- a) Einzelnes Laufrad im Querkanal
- b) Zwei gegenläufige Laufräder mit Kegelradantrieb
- c) Kanalsystem mit Steuerzylinder
- d) Kanalsystem mit Klappensteuerung
- e) Drehbare Schaufelgitter im Strahlastritt
- f) Bypass zur Schubregulierung

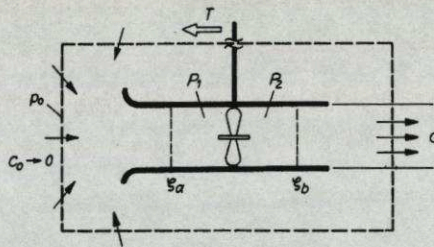


Bild 2: Wirkprinzip einer Querstrahlanlage

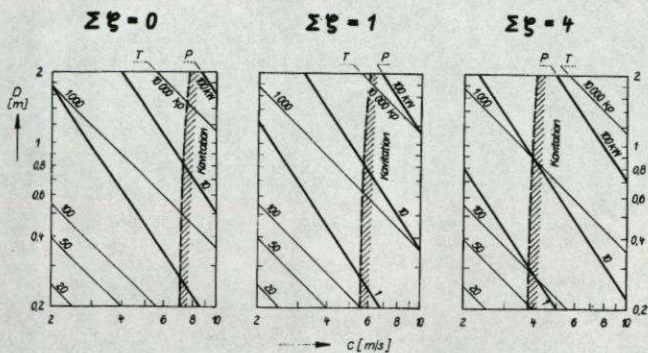


Bild 3: Erreichbare Querschübe und Antriebsleistungen. Annahmen:
 $\psi = 0,5$; $C_{pD} = -1,0$; $\zeta_a = \zeta_b$; $p_{Bar} = 10330 \text{ mmWS}$; $p_D = 330 \text{ mmWS}$.

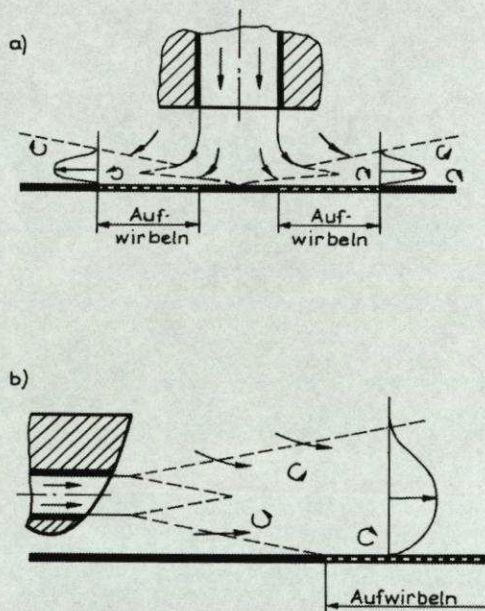


Bild 4: Erosionszonen infolge Strahlwirkung
 a) senkrecht
 b) waagrecht

Belastungen durch Bugstrahlruder

Kurzfassung

In der vorliegenden Arbeit werden neue Ansätze zur Ermittlung des Ausbreitungsverhaltens eines Bugpropellerstrahls, insbesondere nach der Umlenkung an einer Kaiwand, aufgezeigt. Es werden Funktionen entwickelt, die die freie Ausbreitung des Propellerstrahles und die Abnahme der Geschwindigkeiten des Strahles in Richtung der Kaiwand beschreiben. Es wird eine Funktion entwickelt zur Ermittlung der Strömungsgeschwindigkeiten am Fuß der Kaiwand (Sohle).

Dabei wird die Abhängigkeit der Strömungsgeschwindigkeiten vom horizontalen Abstand L und vom vertikalen Abstand h_p des Bugstrahlruders zur Kaiwand aufgezeigt. Mit Hilfe der ermittelten Funktionen kann die erosionswirksame Geschwindigkeit an einer Hafensohle ermittelt und eine Sohlensicherung dimensioniert werden.

Abstract

Docking and departure manoeuvres of vessels of all sizes nowadays are carried out under their own power, without tug assistance. Bow thruster and increasing stern thruster together with the vessels' main machine effect parallel shifting of the vessel. The bow-thrusters produce powerful jets, which by impinging directly to quay wall structures have the capability of doing considerable structural damage. In this feature a method is presented which allows to determine, in an approximate way, the bow-thruster induced flow fields at different positions of the bottom and quay-wall. The relationship between the velocities in front of the quay wall and the horizontal distance L and the vertical distance h_p of the bow-thruster is discussed. With the results it is possible to calculate the velocities at the toe of the quay-wall and to calculate the dimensions of the bottom protection material knowing the applied ships' power and the diameter of the bow-thruster.

1 Vorbemerkungen

Der Umschlag von Containern im Schiffsverkehr hat in den letzten Jahren weltweit zugenommen. Um dem zunehmenden Bedarf an Containertransporten gerecht zu werden, setzt die Schifffahrtsindustrie größere Containerschiffe mit erhöhten Antriebsleistungen ein. Da eine Reederei für den Aufenthalt ihrer Schiffe im Hafen Liegegeld entrichten muß, ist sie bestrebt, den Aufenthalt im Hafen möglichst kurz zu halten. Dazu trägt eine kurze Manövrierzeit der Schiffe im Hafen bei. Um bei An- und Ablegemanövern unabhängig von einer Schlepperhilfe zu sein, werden die Containerschiffe zusätzlich zum Heckpropeller, mit einem oder mehreren Bugstrahlrudern und zum Teil bereits mit einem Heckstrahlruder ausgerüstet. Dies ermöglicht ein eigenständiges Manövrieren der Schiffe. Bei Einsatz eines Bugstrahlruders in Kainähe, z. B. bei An- und Ablegemanövern, trifft der Strahl direkt auf die Kaiwand, wird dort allseitig umgelenkt und verläuft dann als sog. Wandstrahl entlang der Kaiwand. Der nach unten gerichtete Wandstrahl erreicht im Fußbereich der Wand die Hafenbeckensohle und kann dort Erosionen (Kolke) hervorrufen (RÖMISCH, 1993). Durch das Ausspülen des stützenden Bodens vor dem Fuß der Kaimauer wird die Standsicherheit der Kaianlage gefährdet. Die auftretenden Kolk-tiefen und Kolkgrößen sind schwer zu erfassen, da sich während der Schiffsmanöver (An- und Ablegen) die Erosions- und Zuspülprozesse überlagern. Auf den Peilbildern von Hafensohlen ist das Erdreich z. T. noch vorhanden, kann aber nicht mehr als rückhaltende Kraft bei der Dimensionierung angesetzt werden (LAUMANN und GLIMM, 1997). Nachfolgend wird ein Ansatz zur Bestimmung der erosionswirksamen Geschwindigkeit im Fußbereich einer Kaiwand entwickelt.

2 Strahlausbreitung Bugstrahlruder

2.1 Vorbemerkungen

Der Hauptantrieb eines Schiffes erfolgt durch den Heckpropeller. Eine bessere Manövrierfähigkeit wird durch das Bugstrahlruder bewirkt. Das Bugstrahlruder besteht aus einem Propeller mit horizontaler Achse, der in einem Rohr arbeitet. Dadurch wird ein senkrecht zur Schiffsachse gerichteter Strahl erzeugt. Dieser Strahl bewirkt einen Rückstoß (Schub), mit dem das Schiff quer zur Schiffsrichtung manövrieren kann. Die größte Belastung der Hafensohle vor einer Kaiwand tritt bei einem Ablegemanöver auf. Hier muß zuerst die Massenträgheit des Schiffes überwunden werden, d.h. das Schiff verharrt an seiner Position (stationärer Zustand) bis der vom Bugpropeller erzeugte Schub ausreicht, um die Massenträgheit des Schiffes zu überwinden. Im nächsten Schritt bewegt sich der Bug von der Kaiwand weg und der Heckpropeller wird zugeschaltet.

2.2 Versuchseinrichtungen

Zur Untersuchung von Propellerstrahlen und deren Erosionswirkung an Hafensohlen wurden 3 Versuchsstände gebaut. Die Hauptuntersuchungen zum Geschwindigkeitsfeld des Bugpropellers wurden in einer Versuchsrinne im Maßstab 1:45 durchgeführt (SCHMIDT, 1998). Diese Versuchsrinne war in Längsrichtung seitlich durch Glasscheiben begrenzt. Daneben wurden Untersuchungen in zwei Modellbecken im Maßstab $M = 1:45$ bzw. $M = 1:18$ durchgeführt (DREWES, RÖMISCH, SCHMIDT, 1995).

Für die Modellversuche wurde als Referenzschiff ein Containerschiff der 4. Generation die "Hannover Express" (in HANSA, 1991) verwendet. Im Propellerstrahl ergibt sich für die "Hannover Express", mit einem Propellerdurchmesser von $D_B = 3$ m, bei einer Leistung von $P = 2500$ kW, eine induzierte Austrittsgeschwindigkeit $v_0 = 6,5$ m/s (RÖMISCH, 1993). Dies entsprach einer induzierten Geschwindigkeit im Modell im Maßstab $M = 1:45$ von $v_0 = 1,0$ m/s ($D_B = 6,8$ cm) und Maßstab $M = 1:18$ von $v_0 = 1,5$ m/s ($D_B = 18,5$ cm).

Für die Messungen in der Versuchsrinne wurde ein stilisiertes Modell gebaut, das dem Ausschnitt des Bugbereichs des Schiffes entsprach. Das Schiffsmodell wurde in der Rinne an einer Traversiereinrichtung befestigt. So konnte, unabhängig vom Wasserstand, die Höhenlage zur Sohle und die Entfernung zur Kaiwand variiert werden.

2.2 Versuchsprogramm

Zur Bestimmung der Ablegepositionen von Containerschiffen wurden im Rahmen eines Forschungsvorhaben Ablegemanöver im Hamburger Hafen analysiert (LWI-Bericht Nr. 789, 1994) und auf ein hydraulisches Modell übertragen. Es wurden drei charakteristische Positionen eines Ablegemanövers definiert:

- Pos. 1: Das Schiff liegt an der Kaiwand, die Maschinen arbeiten.
- Pos. 2: Die Massenträgheit des Schiffes wurde überwunden, der Bug bewegt sich von der Kaiwand weg.
- Pos. 3: Das Schiff bewegt sich in Richtung der Fahrrinne.

Der Schwerpunkt der Untersuchungen wurde auf den Beginn des Ablegemanövers gelegt, d.h. das Schiff liegt an einer Kaiwand und das Bugstrahlruder erzeugt ein Strömungsfeld in Richtung der Kaiwand (Position 1, stationärer Zustand). Es wurden die Geschwindigkeiten dieses Strömungsfeldes zwischen der Kaiwand und dem Modellschiff mit einem 2-Komponenten-Laser-Doppler-Anemometer (2D-LDA) gemessen. Dabei wurde das Modellschiff entsprechend der jeweiligen Position ortsfest in der Versuchsrinne über einer festen Sohle eingebaut.

Es wurden sechs unterschiedliche Tiefgänge des Schiffes untersucht. Für diese Untersuchungen wurden die Extrempositionen eines Containerschiffes ermittelt, d.h. das Schiff ist entladen (max. Entfernung zur Sohle) oder das Schiff ist beladen (min. Entfernung zur Sohle). Die Tiefgänge, charakterisiert durch den Abstand h_p der Propellerachse zur Sohle, und die Abstände L , charakterisiert durch den Abstand zwischen dem Austrittsquerschnitt des Bugstrahlruders und der Kaiwand, wurden unabhängig voneinander variiert.

Für die Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen wurde, aufgrund der komplexen Zusammenhänge, das Strömungsfeld zwischen Bugstrahlruder und Kaiwand in fünf Bereiche aufgeteilt und zunächst getrennt untersucht (Abb. 1).

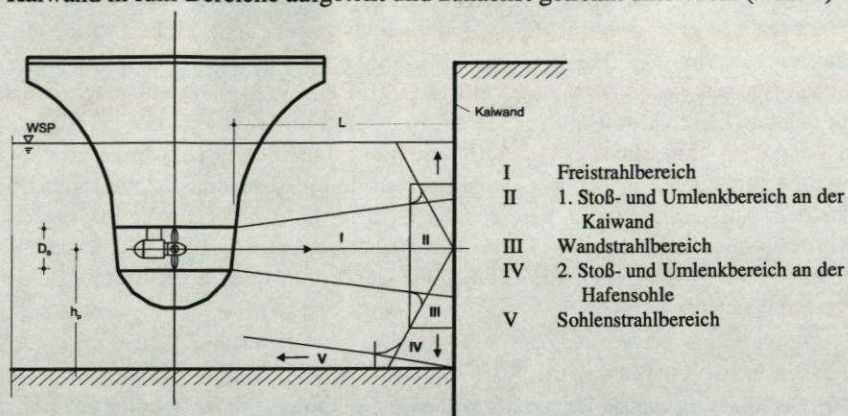


Abb. 1: Aufteilung des Strömungsfeldes in fünf Bereiche

2.4 Induzierte Strahlgeschwindigkeit

Ein Propeller wird gemäß der vereinfachten Theorie von RANKINE (in RÖMISCH, 1993) als idealer Druckbeschleuniger aufgefaßt. Daraus kann die vom Propeller induzierte Strahlgeschwindigkeit abgeleitet werden. Für Propeller ohne Düse wird unter Verwendung der Bernoulli-Gleichung für den Schub T vor und hinter dem Propeller folgende Gleichung angegeben (RÖMISCH, 1993; BLAAUW und VAN DE KAA, 1978) :

$$T = \rho_w \cdot v_0 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left(v_A + \frac{v_0}{2} \right) \quad (1)$$

Darüber hinaus ist aus der schiffbaulichen Propellerbemessung unter Berücksichtigung des Schubbeiwertes k_T für den Schub T bekannt (VOLLHEIM, 1979):

$$T = \rho_w \cdot n^2 \cdot D^4 \cdot k_T \quad (2)$$

Für die induzierte Geschwindigkeit v_0 ergibt sich, unter der Voraussetzung, daß das Schiff aus dem Stand anfährt, durch Gleichsetzen der Gleichung 1 und 2 und Auflösen nach v_0 :

$$v_0 = 1,59 \cdot n \cdot D_B \cdot \sqrt{k_T} \quad (3)$$

Die so berechnete induzierte Geschwindigkeit tritt unmittelbar hinter dem Propeller, in einer Entfernung von $x / D = 0,5$, gemessen von der Propellerebene, auf. Ein mittlerer Schubbeiwert von $k_T = 0,35$ führt nach FUEHRER, POHL und RÖMISCH (1975) zu der Näherungslösung:

$$v_0 = 0,95 \cdot n \cdot D_B \quad (4)$$

mit einem mittleren Fehler von $\pm 20\%$, aufgrund der unterschiedlichen Schubbeiwerte.

Der Bereich, in dem die maximale Geschwindigkeit $v_{x, \max}$ gleich der induzierten Geschwindigkeit v_0 ist, wird Kernzone (s. a. Abb. 2) bezeichnet und es gilt:

$$\frac{v_{x, \max}}{v_0} = 1 \quad (5)$$

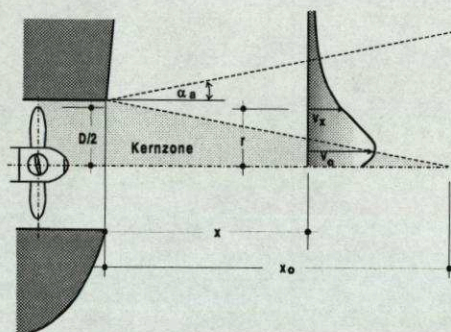


Abb. 2: Strahlausbreitung Bugstrahrunder

2.5 Strahlausbreitungscharakteristik

Die Ausbreitungscharakteristik des Propellerstrahles kann nach den Gesetzmäßigkeiten der freien Strahlurbulenz behandelt werden (RÖMISCH, 1975). Im Gegensatz zum Flüssigkeitsstrahl hat der Propellerstrahl axiale, radiale und tangentielle Geschwindigkeitskomponenten. Grundsätzlich ist die vom Propeller erzeugte Strömung ein kreisrunder, vollturbulenter Torsionsstrahl. Dieser Verlauf des Propellerstrahles ist durch intensive, turbulente Austausch- und Vermischungsvorgänge mit dem umgebenden Wasser geprägt. Beim Bugstrahlruder kommt hinzu, dass der induzierte Strahl senkrecht auf eine Kaiwand trifft und dort allseitig umgelenkt wird.

Die gemessenen Profilgeschwindigkeiten werden in Analogie zum freien kreisrunden Tauchstrahl (KRAATZ, 1989) als Funktion der relativen Entfernung x/D_B dargestellt. Für die Verteilung der Geschwindigkeiten gilt folgender Funktionsansatz:

$$\frac{v_{x,\max.}}{v_0} = f\left(\frac{x}{D_B}\right) \quad (6)$$

Die grafische Darstellung der Geschwindigkeiten zeigt (s. a. Abb. 3) für die unterschiedlichen Sohlenabstände h_p / D_B der Propellerachse deutlich die Kernzone und die lineare Abnahme der Geschwindigkeit nach der Kernzone. Der Schnittpunkt der horizontalen Geraden mit der Funktion im Bereich der Geschwindigkeitsabnahme ergibt eine Kernzonlänge von $x_0 = 1,9 \cdot D_B$.

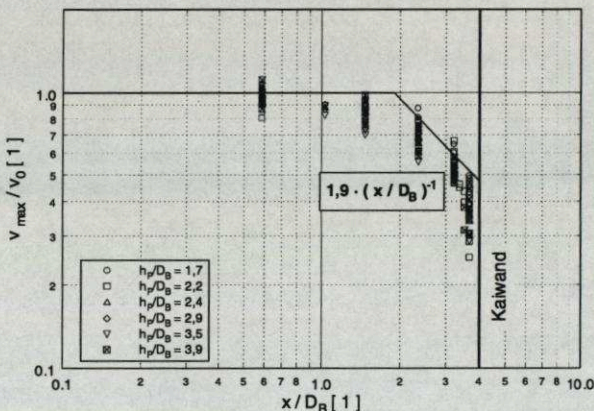


Abb. 3: Abnahmecharakteristik der maximalen Geschwindigkeiten für unterschiedliche Tiefgänge in der Position 1 des Ablegemanövers ($L = 27,0$ cm bzw. $x/D_B = 4,0$)

Es ergibt sich folgender funktionaler Zusammenhang für den Bereich der Strahlausbreitung:

Bereich 1: die Kernzone, in der die Geschwindigkeit gleich der Austrittsgeschwindigkeit ist.

Bereich 2: die Zone der ungestörten Strahlausbreitung in der sich die Abnahme der Geschwindigkeiten durch folgende Funktion beschreiben läßt:

$$\frac{v_{x,\max.}}{v_0} = \left(\frac{x_0}{D_B}\right) \cdot \left(\frac{x}{D_B}\right)^{-1} \cong 1,9 \cdot \left(\frac{x}{D_B}\right)^{-1} \quad (7)$$

Die deutlich stärkere Abnahme der Geschwindigkeit vor der Kaiwand resultiert aus einer Umwandlung von kinetischer in potentielle Energie im Staubereich der Kaiwand ($x > 0,7 \cdot L$).

Die weiteren Phasen des Ablegemanövers wurden durch die Position 2 ($L = 37,0$ cm, $x/D_B = 5,5$) und die Position 3 ($L = 49,5$ cm, $x/D_B = 7,3$) simuliert. In Abbildung 4 sind die Messungen der maximalen Geschwindigkeiten für zwei unterschiedliche Tiefgänge aller drei Positionen des Ablegemanövers aufgetragen. Die Auswertung zeigt, daß die Kernzone unabhängig von Abstand L/D_B zur Kaiwand und vom Tiefgang $x_0 = 1,9 \cdot D_B$ lang ist. Die Abnahme der Geschwindigkeiten hinter der Kernzone war für die drei unterschiedlichen Positionen gleich. Die absoluten Geschwindigkeiten wurden geringer je weiter das Schiff von der Kaianlage entfernt stationiert wurde.

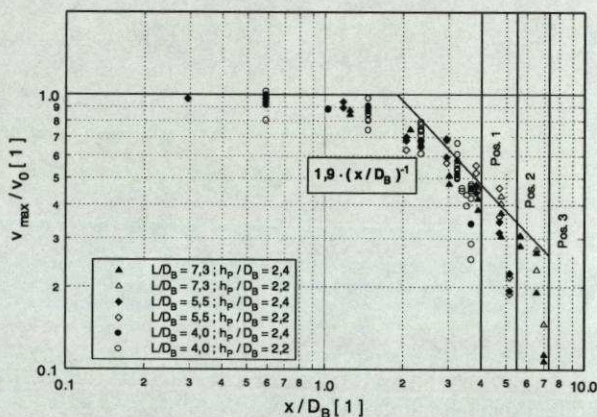


Abb. 4: Abnahmecharakteristik der maximalen Geschwindigkeiten für unterschiedliche Abstände L von der Kaiwand beim Ablegemanöver

Es wurde auch hier folgender funktionaler Zusammenhang ermittelt:

$$\frac{v_{x,\max.}}{v_0} = 1,9 \cdot \left(\frac{x}{D_B} \right)^{-1} \quad (8)$$

in den Grenzen: $x < 0,7 \cdot L$

Position 1:	$x < 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 27,0 = 18,9 \text{ cm}$	für	$1,9 < x / D_B < 2,8$
Position 2:	$x < 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 32,0 = 22,4 \text{ cm}$	für	$1,9 < x / D_B < 3,3$
Position 3:	$x < 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 49,5 = 34,6 \text{ cm}$	für	$1,9 < x / D_B < 5,1$

2.6 Bugpropellerstrahl im Umlenkungsbereich und Wandstrahl

Die Umlenkung des Strahles ist charakterisiert durch die Abnahme der Geschwindigkeiten in Richtung der Kaiwand. Im Staupunkt sind die Geschwindigkeiten annähernd null, dort erreichen die Staudrücke ihr Maximum. Die kinetische Energie wird in potentielle Energie umgewandelt. Der Strahl wird umgelenkt und die Geschwindigkeiten nehmen wieder zu. In dem Punkt, in dem die Drücke ihr Minimum haben, erreichen die Geschwindigkeiten ihr Maximum. Die Geschwindigkeiten nehmen dann in Richtung der Sohle ab (KRAATZ, 1989).

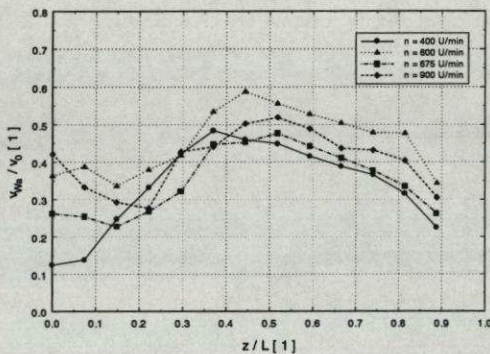


Abb. 5: Strahlumlenkung an der Kaiwand für $h_p = 26,7 \text{ cm}$

Für den maximalen Sohlenabstand (Schiff entladen) entspricht die Strahlcharakteristik dem klassischen Wandstrahl (Abb. 5). Die Zunahme der Geschwindigkeit bis zur Ortskoordinate $z/L = 0,44$ und die Abnahme der Geschwindigkeit bis zur Station $z/L = 0,8$ ist zu erkennen.

Für den minimalen Sohlenabstand (Schiff beladen) zeigt sich, daß der Maximalwert der Geschwindigkeit nicht erreicht wird. Für $z_{\max} = h_p$ ist $z/L = 0,41$ und somit liegt das Geschwindigkeitsmaximum im Staubereich der Sohle.

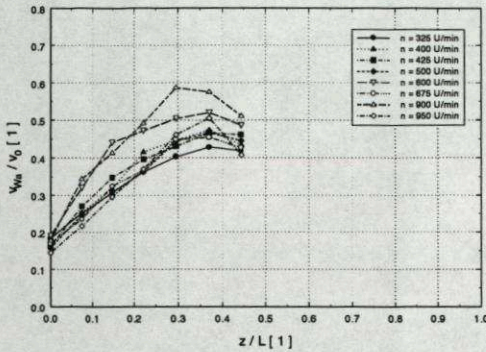


Abb. 6: Strahlumlenkung an der Kaiwand für $h_p = 14,8$ cm

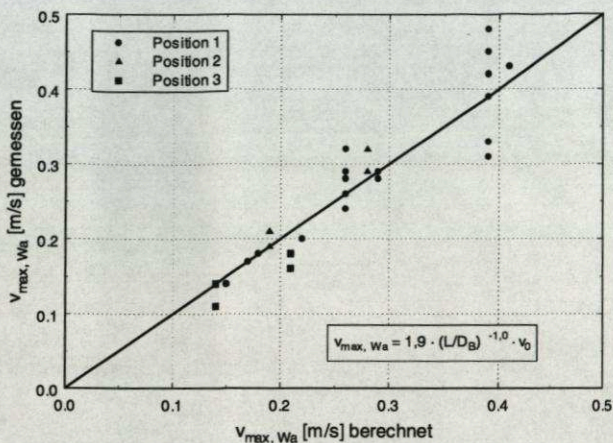
Die Gesamtanalyse der Ergebnisse für die unterschiedlichen Tiefgänge ergibt, dass das Maximum der Wandgeschwindigkeiten bei $z/L = 0,41$ d. h. $h_p > 11,0$ cm erreicht wird.

Die Untersuchungen für die Positionen 2 ($L/D_B = 5,5$) und 3 ($L/D_B = 7,3$) des Ablegemanövers zeigen, dass sich der Wandstrahl und der in Richtung der Wand umgelenkte Strahlanteil an der Sohle überlagern. Der untere Strahlanteil in Richtung der Wand erreicht schon vor der Kaiwand die Sohle. Die einzelnen Strahlbereiche waren nicht mehr so ausgeprägt. Das Strömungsbild der Geschwindigkeiten für die Position 2 zeigt noch den charakteristischen Verlauf der Strahlgeschwindigkeiten an der Wand, wie sie schon bei der Position 1 zu beobachten waren. Die absoluten Geschwindigkeiten sind aufgrund des größeren Abstandes L jedoch geringer. Bei der Position 3 sind die Strahlverläufe nicht mehr so charakteristisch ausgeprägt (SCHMIDT, 1998).

2.7 Geschwindigkeit nach der Umlenkung

Die Berechnung der maximalen Geschwindigkeiten nach der Umlenkung erfolgte nach der Freistahltheorie, d. h. es wurde die fiktive Geschwindigkeit ermittelt die im theoretischen Staupunkt auftritt. Dazu wurde für die bereits ermittelte Abnahmefunktion der Geschwindigkeiten hinter der Kernzone (Gleichung 8) an der Stelle $x = L$ die fiktive Geschwindigkeit für einen Freistahl ermittelt. Abbildung 7 zeigt, daß diese Geschwindigkeit der maximalen Geschwindigkeit, die nach der Umlenkung erreicht wird, entspricht. Sie kann somit als induzierte Geschwindigkeit für den Wandstrahl betrachtet werden.

Die grafische Darstellung der Geschwindigkeiten (Abb. 6) für eine Standard-situation zeigt auch die charakteristische Zunahme der Geschwindigkeiten nach der Umlenkung wie sie bereits von KRAATZ (1989) für den Flüssigkeitsstrahl beschrieben wurde. Das Maximum der gemessenen Geschwindigkeiten wurde bei ca. $z/L = 0,37$ erreicht.



Mit der Hilfe der Freistahltheorie und unter Berücksichtigung der Gleichung 8 läßt sich nun für jeden Abstand L des Bugstrahlruders zur Kaiwand die maximale Geschwindigkeit an der Kaiwand nach der Umlenkung ermitteln und es gilt:

$$v_{\max, Wa} = 1,9 \cdot \left(\frac{L}{D_B} \right)^{-1,0} \cdot v_0 \quad (9)$$

Die Versuchsergebnisse zeigten, daß die Abnahme der Geschwindigkeiten an der Kaiwand der Abnahmecharakteristik eines Wandstrahles folgen. Daraus läßt sich folgender funktionaler Zusammenhang formulieren:

$$\frac{v_{Wa}}{v_{\max, Wa}} = a_L \left(\frac{z}{D_B} \right)^{-1,15} \quad \text{mit} \quad a_L = f \left(\frac{L}{D_B} \right) \quad (10)$$

Wird die maximale Geschwindigkeit an der Kaiwand als neue Bezugsgröße verwendet, so läßt sich damit die Abnahme der Geschwindigkeiten an der Kaiwand für die untersuchten Abstände L von der Kaiwand in folgender Form darstellen:

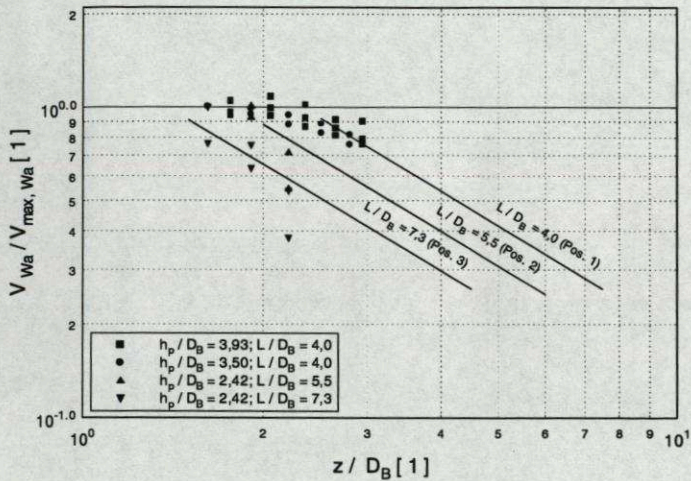


Abb.8: Abnahme der Geschwindigkeiten an der Kaiwand für die Positione 1, 2 und 3

Aus dem Abstandsverhältnis L / D_B kann eine Wandlänge z_0 / D_B ermittelt werden, die der Kernzone eines Freistrahles entspricht (s. a. Abb. 9). Der Abstandsparameter a_L ergibt sich aus:

$$a_L = 10,6 \cdot \left(\frac{L}{D_B} \right)^{-1,0} \quad (11)$$

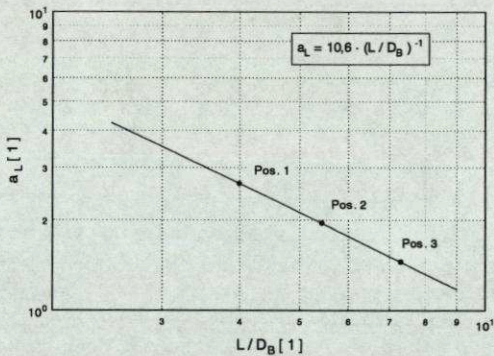


Abb. 9: Ermittlung des Abstandsparameters a_L

Mit der ermittelten Abstandsfunktion ergibt sich für die Abnahme der Geschwindigkeit an der Kaiwand folgender funktionaler Zusammenhang:

$$\frac{v_{Wa}}{v_{max, Wa}} = 10,6 \cdot \left(\frac{L}{D_B}\right)^{-1,0} \cdot \left(\frac{z}{D_B}\right)^{-1,15} \quad (12)$$

unter der Bedingung $v_{Wa} / v_{max, Wa} < 1,00$.

Mit Gleichung 12 kann nun für alle Abstände L eines Schiffes zur Kaiwand und für alle Abstände h_p der Propellerachse zur Sohle die Geschwindigkeit an einer Kaiwand berechnet werden. Dieser Zusammenhang läßt sich in folgender Form darstellen (Abb. 10):

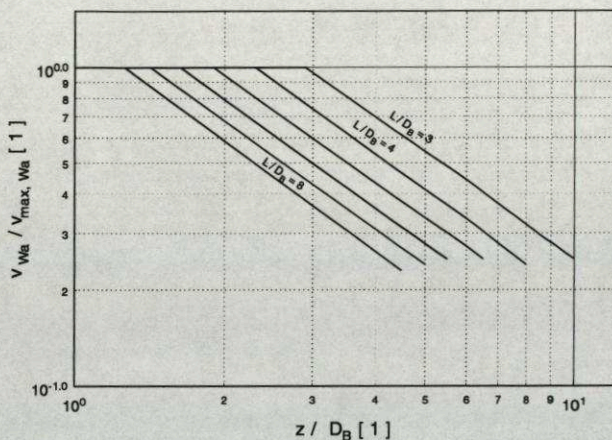


Abb. 10: Abnahmefunktion der Geschwindigkeiten an der Kaiwand für alle Abstände L

3 Zusammenfassung

Bei Ablegemanövern von Schiffen werden hohe, turbulente Strömungsgeschwindigkeiten erzeugt. Zur Erhöhung der Manövrierfähigkeit sind eine große Anzahl von Schiffen mit Bugstrahlrudern ausgerüstet. In der vorliegenden Arbeit werden neue Ansätze zur Ermittlung des Ausbreitungsverhaltens eines Bugpropellerstrahls aufgezeigt.

Es konnte gezeigt werden, dass im Freistrahlsbereich der Einfluß der Höhenlage des Schiffes vor einer Kaiwand auf die maximalen Geschwindigkeiten ver-

nachlässigt werden kann. Die Annahme von RÖMISCH (1993), dass die Umlenkung der Geschwindigkeiten an der Kaiwand annähernd verlustfrei erfolgt, wurde bestätigt. Die Strahlgeschwindigkeiten nahmen jedoch nach der Umlenkung in Richtung der Sohle ab. Diese Abnahme der Geschwindigkeit erfolgte mit wachsendem Abstand h_p der Propellerachse zur Sohle. Es wurde eine Funktion zur Ermittlung der Strömungsgeschwindigkeiten entlang der Kaiwand und an der Sohle (Fuß einer Kaiwand) entwickelt. Diese Geschwindigkeit kann zur Kontrolle der Erosionsstabilität einer Sohle und Dimensionierung einer Sohlen-sicherung herangezogen werden.

Dr.-Ing. Eckard Schmidt
Colcrete von Essen GmbH
Am Waldrand 9c
26180 Rastede

Literaturverzeichnis

- /-(1991) Containerschiff "Hannover Express" aus Korea. HANSA, 128, 7/8, S. 397-411
- BLAAUW, H. G.; VAN DE KAA, E.J. (1978) Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw of manouvring ships. 7 th. International Harbour Congress, Antwerp, 1-12
- DREWES, U.; RÖMISCH, K.; SCHMIDT, E. (1995) Propellerstrahlbedingte Erosionen im Hafenubau und Möglichkeiten zum Sohlenschutz für den Ausbau des Burchardkais im Hafen Hamburg. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 134, 1995, S.285-372
- FUEHRER, M.; POHL, H.; RÖMISCH, K. (1987) Propeller jet erosion and stability criteria for bottom protections of various constructions. P.I.A.N.C - A.I.P.C.N. - Bulletin, 58, S. 45-56
- KRAATZ, W. (1989) Flüssigkeitsstrahlen. In: Technische Hydromechanik, Band 2, Herausgeber: Bollrich, G., Verlag für Bauwesen
- LAUMANN, Q.; GLIMM, M. (1997) Endfestigung von Sandschichten im Erdwiderstandsbereich vor Kaimauern. HANSA, 134, 1, S. 63- 65
- LWI-BERICHT NR. 789 (1994) Untersuchungen von Maßnahmen gegen propellerstrahlinduzierte Erosionen an Schiffsliegeplätzen. Forschungsbericht des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover und des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig
- RÖMISCH, K. (1975) Der Propellerstrahl als erodierendes Element bei An- und Ablegemannövern im Hafenbecken. Seewirtschaft, 7, 7, S. 431 - 434
- RÖMISCH, K. (1993) Propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Häfen. HANSA, 130, 8, S. 62-68
- SCHMIDT, E. (1998) Ausbreitungsverhalten und Erosionswirkung eines Bugpropellerstrahles vor einer Kaiwand. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 143, 1998
- VOLLHEIM, R. (1979) Modellversuche zur Entwicklung eines Bugstrahlruders. Schiffbau-forschung, 18, 1/2, S. 3-5

Sohl- und Böschungsbefestigungen für hochbelastete wasserbauliche Anlagen

Kurzfassung

Zur Sicherung des Schiffsverkehrs in Häfen und Binnenschiffahrtsstrassen werden zur Standsicherheit von Bauwerken Deckwerke und Sohlensicherungen erstellt. Diese müssen dauerhaft hydraulischen, mechanischen und chemisch-physikalischen Einwirkungen widerstehen.

In der vorliegenden Arbeit werden die möglichen Bauweisen von Deckwerken und Sohlensicherungen aufgezeigt. Ansätze zur Dimensionierung werden erläutert. Anhand von ausgewählten Bauprojekten, die von der Firma Colcrete-von Essen GmbH durchgeführt wurden, wird der Bau von Deckwerken bzw. Sohlensicherungen dargestellt.

Summary

For the safety of the shipping traffic in harbours navigation-channels and bottom protections are constructed, which are responsible for the stability of different structures. These protections must be resistant against hydraulic, mechanic, and chemical-physical load.

In this feature different bank and bottom protections are described. Aspects of designing these protections are discussed. Final, special embankments and bottom protections, which were built by Colcrete-von Essen GmbH, are explained.

1 Einleitung

Überall dort, wo Böschungen und Sohlen gegen Erosion infolge des strömenden Wassers, Druckänderungen oder mechanische Angriffe gesichert werden müssen, werden zum Schutz der Menschen, zur Standsicherheit von Bauwerken und zur Sicherung der Leichtigkeit des Schiffsverkehrs in Häfen, See- und Binnenschiffahrtsstraßen Deckwerke erstellt. Unter dem Oberbegriff „Deckwerke“ werden sowohl „durchlässige“ als auch „dichte“ Böschungs- und Sohlensicherungen (Auskleidungen) verstanden.

Die unterschiedlichen Beanspruchungen an den Deckwerken wirken einzeln oder in Kombination, wobei die Bemessung von Deckwerken letztendlich von den speziellen Randbedingungen, z.B. der topografischen Lage und den morphologischen Bedingungen sowie der Schwere, Häufigkeit und Dauer der Bean-

spruchungen abhängt. Diese Deckwerke müssen dauerhaft hydraulischen, mechanischen und chemisch-physikalischen Einwirkungen standhalten.

Im Rahmen einer Dimensionierung gilt es dann, das wirtschaftlich vernünftigste System unter Berücksichtigung aller Einflußgrößen zu finden.

2 Deckwerke

2.1 Vorbemerkungen

Die Dimensionierung von losen Deckschichten erfolgt im Seebereich nach der Hudson-Formel und/oder der van der Meer-Gleichung. Ergänzt werden diese Ansätze durch bautechnische Grundsätze für die Planung und Durchführung, die in den Empfehlungen für Küstenschutz (EAK, 1993 und der EAU, 1996) nachzuschlagen sind. Maßgebende Parameter für die Deckschicht sind die Steingrößen, d.h. das Steingewicht W_{erf} bzw. der Durchmesser d_{erf} und das spezifische Gewicht des Steines sowie die Neigung des Deckwerkes. Im Binnenbereich wird die Dimensionierung zumeist mit Hilfe der Diagramme nach Knies (1983) durchgeführt. Verschiedene Regelbauweisen werden in der MAR (1991) aufgezeigt.

Bemessungsansätze für Sohlensicherungen sind z. B. in DIETZ (1973), FUEHRER, POHL und RÖMISCH (1987) zu finden. Ergänzungen dieser Ansätze liegen in HANSEN (1985) vor.

Außerdem ist ein sehr umfangreiches Merkblatt zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen (MBB 1999) der Bundesanstalt für Wasserbau als Entwurf erschienen. Darin werden ausschließlich Deckschichten aus ungebundenen Steinschüttungen behandelt. Andere mögliche Befestigungssysteme sollten bezüglich ihres Stabilitätsverhaltens auch berücksichtigt werden. Zumindest sollte für die Anwender ein Hinweis auf deren Verfügbarkeit und Anwendungsmöglichkeit erfolgen. Dies erscheint um so wichtiger, da die Verbundsysteme wie z.B. Betonmatten (LWI, TU-BS, 1995), gekoppelte Betonblocksysteme oder verklammerte Steinschüttungen (LWI, TU-BS, 1998) oft eine gute Alternative insbesondere bei hohen Strömungsbelastungen darstellen und damit dünnere Deckwerke ermöglichen.

2.2 Durchlässige Deckwerke

Das durchlässige Deckwerk besteht aus der Deckschicht, evtl. einer Zwischenschicht und dem darunterliegenden Filter. Alle Schichten müssen den ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und überströmendem Wasser ermöglichen.

Der Filter soll den Boden unter den möglichen hydraulischen Einwirkungen zurückhalten, damit Setzungen des Deckwerkes durch Kornverlust vermieden werden. Außerdem muß er den Boden so entwässern, daß ein Druckanstieg unterbleibt. Die evtl. vorhandene Zwischenschicht schützt den Filter und ist so zu

bemessen, daß sie gegenüber der Deckschicht suffisionssicher ist. Die Deckschicht muß gegenüber den hydraulischen, mechanischen Beanspruchungen lagestabil sein.

2.3 Deckwerk aus loser Steinschüttung

Der klassische Schutz eines Deckwerkes besteht aus einer losen Steinschüttung. Der Bestand eines Deckwerkes aus losen Wasserbausteinen gegenüber angreifenden Wellen oder turbulenten Strömungen wird weitgehend von der Lagestabilität der an der Oberfläche der Deckschicht liegenden Steine bestimmt. Löst sich ein Stein aus dem beim Einbau zufällig entstandenen Verband, so werden neue Bewegungsmöglichkeiten für die benachbarten Steine geschaffen. Das Herauslösen eines einzelnen Steines kann dann zu kettenreaktionsartig ablaufenden Zerstörungen führen, so daß der darunterliegende Filter seinen Schutz verliert und die Sicherheit von Bauwerken usw. gefährdet ist.

Die Lagestabilität von losen Wasserbausteinen ist abhängig von der Trockenrohddichte, der Steingröße (und -form) sowie von der Einbaudicke.

2.4 Dichte Deckwerke

Dichte Deckwerke werden aus Asphaltdecken, Betonplatten oder mit Asphalt oder Zementmörtel vollvergossenen Schüttsteinen hergestellt.

Für außergewöhnliche Belastungsfälle muß sichergestellt sein, daß die Eigenlast des dichten Deckwerkes stets größer ist als der unmittelbar darunter auftretende, größte Wasserdruck, so daß die Deckschicht nicht abgehoben werden kann. Übersteigt die Komponente des Eigengewichts der Deckschicht in Richtung der Böschung die Reibungskraft, treten wegen hoher Innenwasserdrücke zusätzliche Beanspruchungen auf, die zum Abrutschen führen können. Die schwierige Einschätzung der Belastung aus der Höhendifferenz zwischen dem nicht stationären Wasserspiegel und dem Außenwasser führte zu der Erkenntnis, daß möglichst nur noch oberhalb MTHW ein geschlossenes, darunter aber ein offenes Deckwerk angeordnet wird. Ausgenommen hiervon sind dichte Deckwerke in Dammstrecken.

3 Sohlensicherungen

Sohlensicherungen bestehen im traditionellen Wasserbau aus losen Steinschüttungen auf Kornfiltern oder auf geotextiler Filterschicht. Die Lagestabilität gegenüber den angreifenden Strömungskräften wird ausschließlich aus dem Eigengewicht des Einzelsteines hergeleitet. Daraus folgt, daß für hohe Strömungsgeschwindigkeiten auch zunehmend große Steingewichte erforderlich werden (Bild 1).

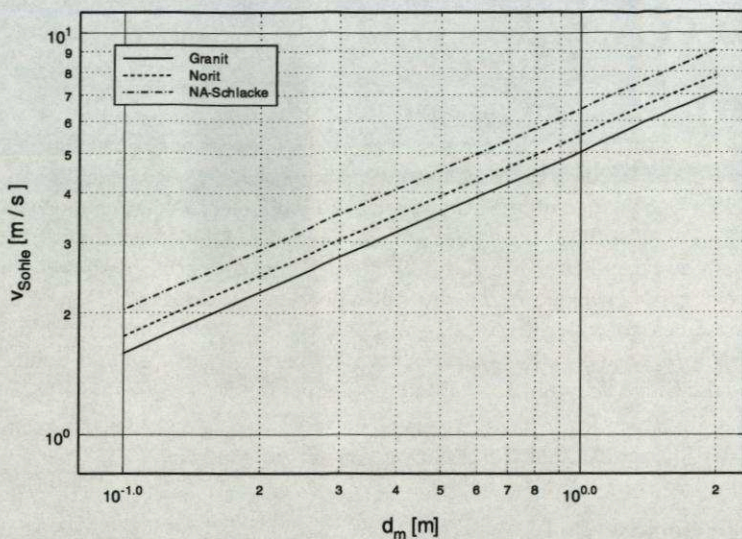


Bild 1: Grenzstabilität loser Schüttsteine (HACKMANN, RÖMISCH, 1996)

An Schiffsliegstellen, an denen Fähr- und Containerschiffe selbständig an- und ablegen muß mit sohlennahen Strahlgeschwindigkeiten von 4,5 bis 5 m/s gerechnet werden. Bei energischeren Manövern, die im Falle ungünstiger Wetterbedingungen gefahren werden, kann es sogar zu Geschwindigkeiten von 6 bis 8 m/s kommen (RÖMISCH, 1993).

Durch den Einsatz neuer Antriebssysteme, sog. Azimutpropeller, werden bei An- und Ablegemanövern Sohlengeschwindigkeiten bis zu 10 m/s erzeugt. Hinzu kommt der Einsatz dieses Hauptantriebes als sog. Bugstrahlruder. Dies bedeutet, es werden auch sehr hohe Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Kaianlage erzeugt.

Auch aus dem Bereich des konstruktiven Wasserbaus sind auf Schußböden und Tosbecken hinter Wehren und im Bereich der Sohlen an Sperrwerken Strömungsgeschwindigkeiten von 5 – 7 m/s mit hohen Turbulenzen bekannt. Ohne Sohlensicherungsmaßnahmen ist die Standsicherheit dieser Bauwerke nicht gewährleistet.

Eine lose Steinschüttung, die normalerweise zum Erosionsschutz angewendet wird, ist bei derartig hohen turbulenzreichen Geschwindigkeiten nicht mehr wirtschaftlich. Eine Sicherung mit losen Steinschüttungen führt zu erforderlichen Steindurchmessern von 0,8 bis 1,5 m und größer. Mit den Abstufungen in den Filterlagen werden Aufbaustärken von 2,0 bis 4,0 m erforderlich. Hier zeigt

sich alternativ ein großer Anwendungsbereich für Verbundsysteme. Von den Verbundsystemen wird nachfolgend nur die mit Zementmörtel verklammerte Steinschüttung erläutert.

4 Verklammerte Steinschüttung

Durch den Verguß mit Mörtel kann die Strömungsstabilität von Steinschüttungen erhöht werden. Viele ausgeführte Projekte an Schifffahrtsstraßen, Wehren und Sperrwerken (Muldewehr Wurzen, Emssperrwerk, Sohlensicherungen in den Fährhäfen Mukran und Puttgarden) beweisen dies.

Zusätzlich zu dem Gewicht eines Steines kommen bei einer vergossenen Steinschüttung die Verklammerungskräfte zur Wirkung, die sich aus dem Verbund zwischen Schüttstein und Vergußmaterial ergeben.

Bei flächenartigem Teilverguß eines Deckwerkes nach dem COLCRETE-Verfahren wird (nahezu) jeder Stein gehalten und die gesamte Deckschicht damit in die Lage versetzt, Längskräfte, Querkräfte und in begrenztem Umfang auch Biegemomente aufzunehmen. Dadurch entsteht im Deckwerk ein Sicherheitspotential, das es ermöglicht, mit kleinen Steingrößen dünne Deckschichten zu bauen, die durch gegenseitige Verklammerungen in hohem Maße erosionsstabil sind.

Zur Sicherung einer ausreichenden Durchlässigkeit, einhergehend mit einer hohen Verbundwirkung der Deckschicht, werden ca. 50% des Hohlraumgehaltes mit Vergußmasse verfüllt. Bei Deckwerken, die geringeren hydraulischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, kann die Verklammerungsmenge auf ca. 30% des Hohlraumgehaltes reduziert werden. Dadurch wird auch eine gewisse Flexibilität der Deckschicht erreicht.

Basierend auf theoretischen Untersuchungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig (LWI, TU-BS 1998) wurde für eine verklammerte Steinschüttung nachstehendes Stabilitätsmodell formuliert (HACKMANN / RÖMISCH, 1996). Bei diesem Modell wird vorausgesetzt, daß als stabilisierendes Moment neben dem Eigengewicht des Steines eine Verklammerungskraft angesetzt wird.

Diese Verklammerungskraft F_V wird dabei als zusätzliches Gewicht, im Schwerpunkt des Steines angreifend in die Rechnung eingeführt, vgl. Bild 2.

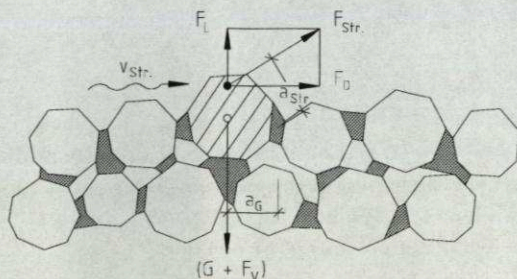


Bild 2: Kräfte an einem verklammerten Stein

$F_{str.}$ = Resultierende Strömungskraft

G = Gewichtskraft

F_V = Haltekraft infolge Verklammerung

Unter Beachtung dieser Voraussetzung gilt:

$$\text{zul. } v_{\text{Sohle}} = B_{\text{Grenz}} \sqrt{d_{50} \cdot g \cdot \Delta' \cdot \left[1 + 6 \cdot a \frac{\tau_v}{g \cdot (\rho_s - \rho_o) \cdot d_{50}} \right]} \quad (1)$$

Darin bedeuten:

- B_{Grenz} = Stabilitätsbeiwert wie in Gl. (1), = 1,25
- Δ' = relative Dichte des Steinmaterials, unter Wasser
- d_{50} = mittlerer Steindurchmesser in [m]
- τ_v = Verklammerungsspannung, näherungsweise identisch mit der Zugspannung des Verbundmaterials (z.B. Mörtel), [kN/m²]
- $(\rho_s - \rho_o)$ = Dichte des Steinmaterials unter Wasser, [t/m³]
- a = Verhältnis der Verbundfläche (Fläche an der der Mörtel den Verbund realisiert) zur gesamten Steinoberfläche; $a = 0,1$ bis $0,6$, je nach Vergußmenge

Eine entscheidende Größe in Gl. (1) stellt die Verklammerungsspannung dar. In (ROSTASY, 1983) werden dazu folgende Angaben gemacht:

$\tau_v = 0,5$ bis $5,0$ N/mm².

Mittels durchgeführter Ausreißversuche an unter Wasser vergossenen Steinen konnten Verklammerungsspannungen in gleicher Größenordnung, nämlich von $\tau_v = 2$ bis 5 N/mm², bestimmt werden.

Für praktische Berechnungen wird unter Beachtung abmindernder Aspekte (Unterwassereinbau, Sedimentablagerung auf den Haftflächen der Steine) vorgeschlagen, mit folgenden Eingangsgrößen zu arbeiten:

$$a = 0,2$$

$$\tau_v = 0,1 \text{ N/mm}^2.$$

Der auf Bild 3 dargestellte Funktionsverlauf beruht auf diesen Eingangsgrößen. Bemerkenswert ist, daß die Verklammerungswirkung sich auf die zulässige Sohlengeschwindigkeit umso stärker auswirkt, je kleiner der Steindurchmesser ist, d.h. bereits für kleine Steindurchmesser wird eine hohe zulässige Stromgeschwindigkeit erreicht.

Diese zulässige Sohlengeschwindigkeit liegt für Steine der Steinklasse II bis III (nach TLW) bei 13 bis 14 m/s, was einen unerwartet hohen Wert darstellt.

Eine experimentelle Überprüfung konnte für Strömungsgeschwindigkeiten bis 7,7 m/s durchgeführt werden.

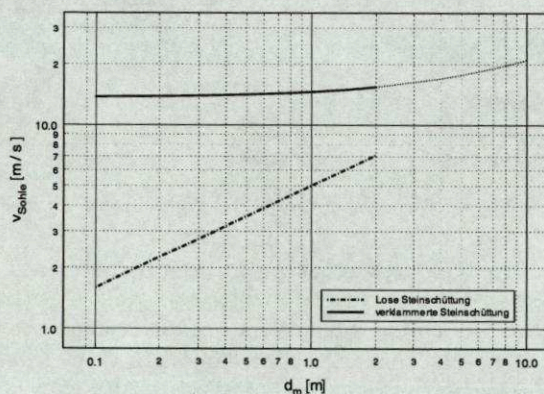


Bild 3: Zulässige sohlennahe Geschwindigkeit für lose und verklammerte Steinschüttungen (HACKMANN, RÖMISCH, 1996)

5 Ausgeführte Projekte

5.1 Sohlensicherung Fährhafen Sassnitz / Mukran

Der Fährhafen Sassnitz-Mukran ist zu einem der modernsten Fähranleger Europas ausgebaut worden und hat 1998 mit der Fertigstellung einer 310 m langen

Fingerpier zwei weitere Liegeplätze, einen für Kfz- und Eisenbahntransfer, der andere für den PKW- und LKW-Transfer, erhalten. Die neue Pieranlage besteht aus einem Fangedamm mit geneigter Spundwand und überbauter Strömungs- und Eiskammer und einer 62 m langen, offenen Pier.

Die An- und Ablegemanöver der Fähren mit eigenen Maschinen (Heckschraube, Bugstrahlruder) können im Bereich der Sohle der neuen Pier zu Erosionen führen und die Standsicherheit der Pierkonstruktion gefährden. Zum Schutz der Sohle im Bereich vor der Fingerpier wurden insgesamt 30.000 m² Sicherung eingebaut. Aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchungen wird die Sohlensicherung in 3 unterschiedliche Bereiche aufgeteilt:

Bereich I:	Flächensicherung,
Bereich II:	Spundwandsicherung,
Bereich III:	Randsicherung.

Bereich I: Die Flächensicherung besteht aus einem geotextilen Filter mit der darüberliegenden Deckschicht aus Schüttsteinen der Kl. II/III, die mit 125 l/m² kolloidalem Mörtel verklammert wurden. Die Dicke der Deckschicht beträgt 70 cm. Wegen der großen Lagestabilität im Einbauzustand und der möglichen Einbaugenauigkeit wurde ein sandgefülltes Vlies als Filter verlegt (Sandmatte, Sandfüllung ca. 5000 gr/m²).

Bereich II: Für die Sicherung des Spundwandanschlusses wurden sandgefüllte, geotextile Container in die Spundwandtäler eingebaut. An der Spundwand wurden die Steine in 1,0 m Dicke eingebaut und auf 3 m Breite voll mit kolloidalem Mörtel vergossen.

Bereich III: Die flexible Randsicherung besteht aus Colcrete-Betonmatten; das sind untereinander verbundene, kissenförmige, geotextile Matratzen, die nach dem Verlegen mit kolloidalem Injektionsmörtel verfüllt werden. Die Ober- und Unterlagen sind durch eingewebte Abstandhalter und Bewehrungsbänder fest miteinander verbunden. Die Matratzen sind streifenförmig, im Abstand von vier Kissen geschlitzt und passen sich im Übergangsbereich zur ungeschützten Sohle einer möglichen Randkolkung an. Unter die Betonmatte ist ein Filtervlies genäht.

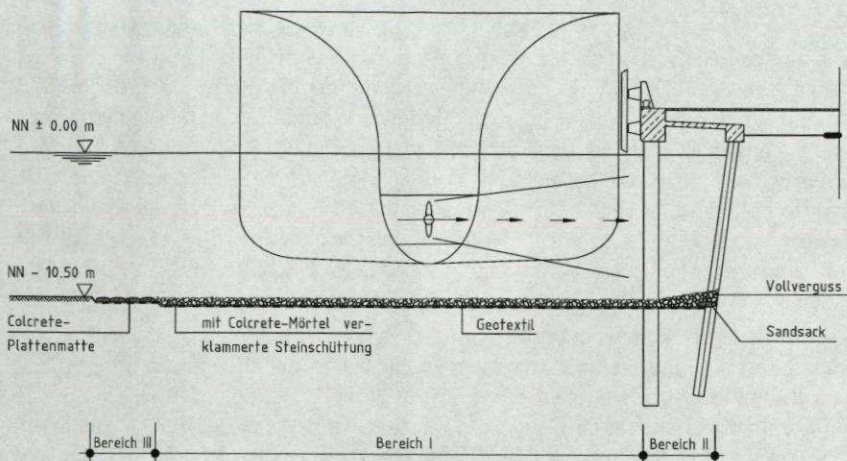


Bild 4: Sohlensicherung Fährhafen Sassnitz / Mukran

Einbau der Sohlensicherung:

Nach profilgenauer Sohlbaggerung mit einem Stelzenponten wurden die Sandmatten mit Hilfe eines automatisierten Mattenverlegegerätes unter Wasser zwangsgeführt ausgerollt. Nach dem Einbau des geotextilen Filters wurden Schüttsteine der Kl. II/III aus Granit mit einem Steinschüttgerüst auf einer Fläche von jeweils ca. 6 x 20 cm abgestürzt. Dabei wurde über Wasser die Einbaudicke der Schüttsteinlage überprüft. Die Lagegenauigkeit der einzelnen Einbauschritte wurde durch die Einmessung über DGPS (Satellitennavigation) gesichert. Die abschließende Verklammerung erfolgte mit Hilfe eines eigenentwickelten Einbaugerätes, das die vorgegebene Vergußmenge von 125 l/m² gleichmäßig auf die Steinschüttung verteilte. Alle Einbauschritte wurden zusätzlich von Tauchern überwacht.

Beim Bau von Sohlensicherungen hat sich der hohe Automatisierungsgrad von Einbausystemen bewährt und gewährleistet eine präzise und wirtschaftliche Ausführung.

5.2 Sohlensicherung am Emssperrwerk

Das Emssperrwerk in der Ems bei Gandersum wird als Sturmflutsperrwerk zum Schutz der Bevölkerung vor zukünftigen Sturmfluten erstellt. Zusätzlich erhält das Sperrwerk eine Staufunktion, um die Wasserstände der Ems für die Schiffsüberführungen von der Papenburger Meyer-Werft zur Nordsee in ihrer Höhe zu sichern.

Das Emssperrwerk erhält sieben Durchflußöffnungen mit 6 Hubtoren und einem Drehsegmenttor in der Hauptschiffahrtsöffnung.

Die Drempe und Sperrwerkspfeiler des Bauwerkes müssen gegen Unterläufigkeit und die Bauwerksein- und -ausläufe durch ausreichend bemessene Sohlsicherungen vor Kolkbildung geschützt werden. Für die Bemessung der Sohlsicherung sind beim Franzius-Institut Modelluntersuchungen durchgeführt worden. Dabei wurde festgestellt, daß mit maßgeblichen Strömungsgeschwindigkeiten von 6,6 m/sec. zu rechnen ist. Bei der Variante „Sturmflutentlastung“, die erforderlich wird, wenn die Außenwasserstände NN + 6,65 m überschreiten, treten oberstromig (Richtung Papenburg) zwar noch größere Fließgeschwindigkeiten auf, die aber bei der Bemessung nicht berücksichtigt wurden, da die Eintrittswahrscheinlichkeit sehr gering ist.

Für die gesamte Sohlsicherung wurde ein geotextiler Filter, bestehend aus einem Filtervlies und einem darüberliegenden festvernadelten Gewebe, gewählt. Auf das zugefeste Gewebe wird eine 15 cm dicke Buschpackung und kreuzweise Faschinen gebunden. Diese so kombinierten Sinkstücke werden auf die Sohle abgesenkt und dabei mit ca. 250 kg/m² Schüttsteinen der Kl. II/III beschwert (Lagesicherung).

Für die Bemessung des Sohlschutzes gegen Überströmung wurde die Sohlsicherung in 3 Bereiche unterteilt.

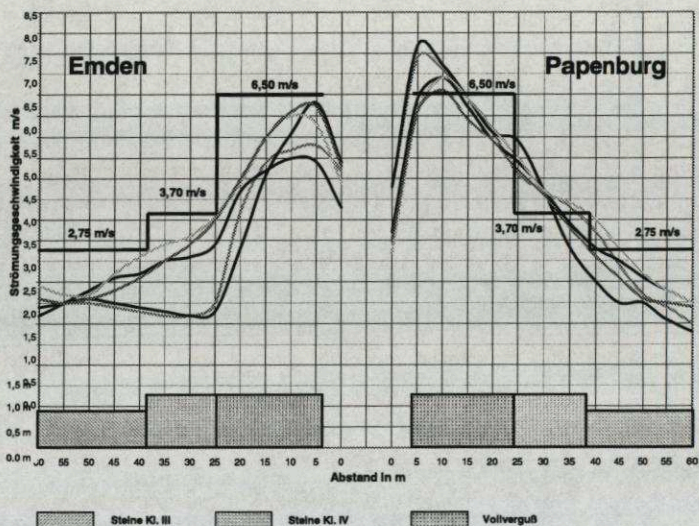


Bild 5: Sohlsicherung Emssperrwerk

Bereich I Die Deckschicht im Anschluß an die DrempeI wurde für eine Fließgeschwindigkeit von 6,6 m/s dimensioniert. Dort werden Schüttsteine der Steinklasse III mit einem spez. Gewicht von 2,75 to/m³ in einer Gesamtdicke von 1,50 m, zum Rand hin auf 1,25 m fallend, eingebaut. Die Steine werden anschließend mit Vergußmörtel (Hydrocrete) voll vergossen.

Bereich II Der weitere Kolkschutz, bemessen für Strömungsgeschwindigkeiten von 3,7 m/sec., besteht aus einer losen Steinschüttung der Steinklasse IV mit einem spez. Gewicht von 3,0 to /m³ in 1,25 m Dicke.

Bereich III Der dritte Bereich wird durch lose Steinschüttung der Kl. III mit einem spez. Gewicht von 3,0 to/m² gesichert. Die Deckschichtdicke reduziert sich zum Ende der Sohlensicherung auf 90 cm.

Einbau der Sohlensicherung

Nach der Baggerung der Bauwerksmulde und Profilierung der Sohle mit Stelzenbagger werden die Sinkstücke eingeschwommen, über DGPS positioniert und mit 2 Einbauschiffen in ihrer Lage gehalten. Über ein Senkrohr werden sie abgesenkt und mit Schüttsteinen gleichmäßig beschwert. Dabei fährt der Steinstürzer über das Sinkstück und schiebt die Steine hydraulisch ab.

Anschließend werden die Steine in der geforderten Dicke mit dem Steinstürzer und Stelzenpontons eingebaut. Alle Geräte sind mit DGPS (Satellitennavigationssystem) ausgerüstet und können somit exakt ihre Einbauposition bestimmen. Abschließend erfolgt der Verguß mit „Hydrocrete-dicht“. Der Vergußmörtel wird auf einem Betonierschiff hergestellt und über eine Betonverteilermast mit Taucherhilfe unter Wasser eingebaut. Für die bessere Orientierung werden die Vergußbereiche in kleine Einzelfelder unterteilt, die systematisch DGPS-gestützt fertiggestellt werden.

Für die Erstellung der Sohlensicherung werden ca. 72.000 m Sinkstücke hergestellt, ca. 125.000 to Schüttsteine eingebaut und ca. 23.000 m² Bauwerksanschlüsse mit „Hydrocrete-dicht“ voll vergossen.

Die Arbeiten werden zur Zeit am Emssperrwerk ausgeführt.

5.3 Instandsetzung des seeseitigen Deckwerkes der Buhne A auf der Insel Minsener Oog

Die Strombauwerke der Insel Minsener Oog haben die Aufgabe, die Wanderung von zusammenhängenden Sandplatten durch die Außenjade zu unterbinden, um so ein lagebeständiges und ausreichend tiefes Fahrwasser nach Wilhelmshaven zu gewährleisten. Bereits 1909 wurde auf Veranlassung der Reichsmarine mit

dem Bau der Strombauwerke aus Buschpackwerken und Sinkstücken begonnen. Die Buhne A ist ein Teil dieser Bauwerke, sie wurde von 1910-1913 auf 2.500 m Länge hergestellt. 1922/23 wurde die Buhne A auf 2.960 m Länge erweitert. Diese Verlängerung hatte erhebliche Stromverstärkungen vor Kopf zur Folge, so daß dort drei eiserne Senkkästen abgesenkt wurden, die mit erheblichen Mengen an Sinkstücken, Steinen, Eisenschrott und unbrauchbaren Schuten gesichert wurden.

So waren immer wieder neue Sicherungsmaßnahmen und Erweiterungen erforderlich, insbesondere wenn die Fahrwassertiefe der Jade erhöht wurde.

Anhand der praktischen Erfahrungen und im Zuge der technologischen Entwicklung wurden im Verlauf der ständigen Erweiterungen und Schadensbeseitigungen andere Bauweisen und Materialien eingesetzt. So erfolgte z. B. die Sicherung des Kopfes der Buhne A mit Tetrapoden, die ein Stückgewicht von rd. 6 to haben. Trotz der großen Lagestabilität und des großen Eigengewichtes haben sich einige Tetrapoden aus dem Verband gelöst. Aus diesem Grunde wurden die Tetrapoden 1983 in Teilbereichen durch den Einbau von Schüttsteinen und Verguß dieser Schüttsteine mit kolloidalem Mörtel gesichert. Seitdem sind keine Tetrapoden mehr verschlagen.

Bedingt durch die negativen morphologischen Entwicklungen führten verstärkte Seegangsbelastungen, besonders im vorderen Teil der Buhne A, zu erheblichen Beschädigungen an den immer wieder ausgebesserten, im oberen Bereich vollvergossenen Seitenböschungen.

In dem nördlichen Abschnitt der Buhne A hat sich seeseitig im Bereich des Böschungsfußes eine tiefe Rinne gebildet. Einhergehend mit dem Überdruck im Bühnenkern führte dies zu den Zerstörungen in der zu dünnen Deckschicht.

Aus diesem Grunde erfolgte 1995 eine Nachbemessung der vorhandenen Deckschicht der Bühnenböschung für diesen Bereich. Bedingt durch die exponierte Lage des Bauwerkes sind die Belastungen aus Wellen maßgebend.

Die Bemessungswelle hat ein H_s von 2,50 m, die maßgebliche Windrichtung ist NNW.

Die Bemessung ergibt folgende Varianten für die Deckschicht:

1. lose Deckschicht:

1.1 lose Deckschicht aus Granit

Bei einer Ausführung der Deckschicht, Neigung 1:4, aus Granitsteinen mit einem spez. Gewicht von $2,7 \text{ to/m}^3$ sind Einzelsteine von 1 bis 3 to Stückgewicht erforderlich, die zu einer Deckschichtdicke von 2,0 m führen. Mit der erforderlichen Zwischenschicht führt das zu einer Gesamtdicke von 2,60 m.

1.2 lose Deckschicht aus Norit

Bei einer Ausführung der Deckschicht aus Noritgestein mit einem spez. Gewicht von $3,05 \text{ to/m}^3$ sind Einzelsteine von 0,8 bis 2,5 to erforderlich, die zu einer Deckschichtdicke von 1,65 m führen. Mit der erforderlichen Zwischenschicht führt das zu einer Gesamtdicke von 2,25 m.

1.3 lose Deckschicht aus Eisensilikatgestein

Bei einer Ausführung der Deckschicht aus NA-Schlacke mit einem spez. Gewicht von $3,70 \text{ to/m}^2$ sind Einzelsteine von 0,4 bis 0,8 to erforderlich, die zu einer Deckschichtdicke von 1,00 m führen. Mit der erforderlichen Zwischenschicht führt das zu einer Gesamtdicke von 1,40 m. Die Schlackensteine in dieser Größe Dr => 60 cm fallen bei der Produktion nur in sehr geringer Menge an und können daher nur für kleine Bauvorhaben eingesetzt werden.

2. Teilvergossenes Deckwerk

Für die teilvergossene Deckschicht ist der Nachweis gegen „Abgleiten“ maßgebend. Die Bemessung ergab folgenden Deckwerksaufbau. Das Schüttsteindeckwerk aus NA-Schüttsteinen der Kl. III mit einem spez. Gewicht von $3,7 \text{ to/m}^2$ muß in einer Dicke von 0,80 m und einer Verklammerungsmenge von 120 l/m^2 hergestellt werden.

3. Gewählter Deckwerksaufbau

Vorerst mußte das alte Deckwerk aufgebrochen werden. Mit dem Abbruchmaterial wurde die Böschung ausgeglichen und profiliert. Die großen Brocken wurden als Böschungsfußsicherung genutzt.

Für die Fußsicherung wurde im Bereich der Erosionsrinne ein Sinkstück bestehend aus einem Kunststoffgewebe mit 15 cm aufgebundenem festem Busch und im Raster von $1,0 \times 1,0 \text{ m}$ angeordneten Faschinen gewählt. Die Sinkstücke wurden mit ca. 75 cm NA-Schüttsteinen der Kl. IV und den großen Abbruchbrocken beim Absenken belastet. Oberhalb des Sinkstückes bis zur Niedrigwasserlinie wurde ebenfalls eine lose Steinschüttung aus NA-Steinen der Kl. IV in 1,0 m Dicke hergestellt.

Vom Mitteltideniedrigwasser bis OK Deckwerk ca. MTHW + 1,40 m wurden 80 cm Schüttsteine der Kl. III aus NA-Schlacke eingebaut. Diese Steine wurden mit ca. 120 l/m^2 Colcretemörtel unter Beibehaltung der Durchlässigkeit verklammert; dies entspricht einer Hohraumauffüllung von 35 %.

Es wurden folgende Leistungen erbracht:

ca. 3.000 m ²	vergossenes Deckwerk abbrechen
ca. 9.000 m ²	vorhandenes Deckwerk abgleichen
ca. 4.000 m ²	Sinkstücke als Fußvorlage
ca. 5.000 to	NA-Steine Kl. IV
ca. 15.000 to	NA-Steine Kl. III
ca. 9.000 m ²	Verklammerung der Steinschüttung

6 Zusammenfassung

Zur Sicherung der Standfestigkeit von Bauwerken im Einflußbereich hoher turbulenter Strömungen an Wasserwegen werden Deckwerke und Sohlensicherungen gebaut. Diese Sicherungen bestehen aus losen Steinen oder Sicherungssystemen, wie einer verklammerten Steinschüttung.

In der vorliegenden Arbeit werden die Vorteile, insbesondere das hohe Sicherheitspotential, einer verklammerten Steinschüttung aufgezeigt. Es wurde ein Bemessungsansatz diskutiert. Die Ausführung wurde anhand von drei Projekten erläutert.

In Zukunft sind stetig zunehmende Schiffsgrößen, Erhöhung der Antriebe und damit verbundene erhöhte Fahrgeschwindigkeiten zu berücksichtigen. Es liegt daher nahe, für zukünftige Projekte auch die Haltekraft aus der Verklammerungswirkung zu berücksichtigen, um so zur Erstellung von wirtschaftlicheren Deckschichten für Sohlen und Böschungen zu gelangen.

Dipl.-Ing. G. Hackmann
Colcrete - von Essen GmbH & Co. KG
Am Waldrand 9c
26180 Rastede

7 Literaturverzeichnis

- DIETZ (1973) Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken, Wasserwirtschaft 63, S. 76-83, 1973
- EAK (1993) Empfehlungen für Küstenschutzbauwerke, Heft 55
- EAU (1996) Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferneinbauten“ Häfen und Wasserstraßen, Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1997
- FUEHRER, M., POHL, H., RÖMISCH, K. (1987) Propeller jet erosion and stability criteria for bottom protection of various constructions PIANC-Bulletin, No. 58 (1987)
- HACKMANN, G., Die Colcrete-Plattenmatte und die verklammerte Steinschüttung
- HANSEN, A.H. (1985) Wasserbausteine im Deckwerksbau, Bemessung und Konstruktion. Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide (Holstein)
- KNISS, H.G. (1983) Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen von Binnenschiffahrtskanälen Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr.53, Karlsruhe (1983)
- MAR (1991) Merkblatt zur Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen der Klasse IV (MAR), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (1991)
- MAV (1990) Merkblatt zur Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguß von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (1990)
- RÖMISCH, K. (1993) Propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Häfen Hansa, Nr. 8 (1993)
- RÖMISCH, K. (1996) HANSA, Nr. 8, 1996
- ROSTASY, F.S. (1983) Baustoffe, Verlag W. Kohlhammer, (1983)
- Versuchsbericht LWI, TU Braunschweig (1995) Großmaßstäbliche Untersuchungen und Optimierung des Kolkschutzsystems "COLCRETE Plattenmatte" für den Einsatz als Sohlenschutz vor hochbelasteten Kaianlagen, Versuchsbericht Nr. 791, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Dezember 1995 (unveröffentlicht)
- Versuchsbericht LWI, TU Braunschweig (1998) Stabilität von verklammerten Steinschüttungen, Versuchsbericht Nr. 833, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, August 1998 (unveröffentlicht)

Havariebedingte Lasten

Kurzfassung

Durch Kollisionen von Binnenschiffen mit Kanalbrücken können Schäden evtl. sehr großen Ausmaßes verursacht werden. Es wird ein Rechenverfahren beschrieben, mit dem die dabei entstehenden Lasten und Verformungen unter Berücksichtigung der Schiffsdynamik ermittelt werden. In der Schiffsdynamik sind sowohl die Starrkörperbewegungen als auch die durch den Stoß verursachten Schiffsschwingungen enthalten. Im Kontaktbereich wird das elastisch-plastische Tragverhalten der Schiffstruktur angesetzt. Die Berechnungen, die mit Finiten Element Techniken erfolgten, können auch das Steifigkeits- und Tragverhalten der Kanalbrücke berücksichtigen.

Abstract

Collisions of inland vessels against canal bridges can cause severe damages. A calculation procedure is presented that allows the evaluation of loads and deformations with inclusion of the ship's dynamic. The dynamic behaviour describes the rigid body motions and the vibrations caused by the impact. In the contact area the elastic-plastic bearing capacity of the ship is regarded. The calculations, which are done by means of the Finite Element techniques can also include effects of the stiffness and bearing behaviour of the canal bridge.

Einleitung

Seit über 30 Jahren führt der Germanische Lloyd Berechnungen mit der Finiten-Element-Methode durch. Standardmäßig werden Festigkeitsuntersuchungen an Schiffen, Offshoreeinrichtungen und anderen Strukturen vorgenommen, wobei sich die computergestützte lineare FE-Methode als sehr robustes und zuverlässiges Werkzeug erwiesen hat.

In diesem Zeitraum ist das Interesse an weitergehenden Fragen stark gewachsen, gerade auch Untersuchungen in Bereichen zu machen, die nicht mehr linear sind. Ursprünglich fragte man, welche maximale Last kann ein Bauteil unter der Voraussetzung aufnehmen, daß es völlig intakt bleibt. Heute möchte man oft auch das plastische Verformungsverhalten jenseits dieser Grenze bis zum totalen Versagen kennen, samt des Verlaufs der Verformungsenergie. Varianten der klassischen linearen FE-Technik, nämlich inkrementelle, werkstofflich und geometrisch nichtlineare FE-Programme sind hierfür geeignet.

Ein für den Germanischen Lloyd aktuelles Anwendungsgebiet ist die Berechnung von Schiffskollisionen. In Abb. 1 ist eine solche Kollisionssituation zwischen zwei Seeschiffen zu sehen. Diese sehr aufwendigen Berechnungen werden mit Hilfe von expliziten FE-Programmen durchgeführt, die auch in der Automobilindustrie für Crash-Simulationen verwendet werden. Der Aufwand wird verständlich, wenn man weiß, daß hier für jede Sekunde Realzeit etwa 740000 Zeitschritte berechnet werden müssen.

Havariebedingte Lasten an Kanalbrücken

Ähnliche Fragestellungen kommen mitunter auch in dem Bereich der Binnenschifffahrt vor. So wurde der Germanische Lloyd von dem Bundesamt für Wasserbau beauftragt, havariebedingte Entwurfslasten für die Kanalbrücken der Neubaustrecke des Dortmund-Ems-Kanals zu bestimmen. Für diese Strecke waren fünf Kanalbrücken mit gleichem trapezförmigen Kanalquerschnitten vorgesehen. Ziel der Arbeit war es, Stoßlasten für den Fall zu berechnen, daß ein Binnenschiff auf die geneigt Seitenfläche auffährt. Diese Lasten sollten sowohl zur Dimensionierung der Brückenlager als auch zur Bemessung der Brückenkonstruktion selbst dienen. Eine Darstellung der Brückenquerschnitte ist in Abb. 2 gegeben. Im Querschnitt und in Draufsicht ist eine angenommene Kollisionssituation dargestellt.

Diese Kanalbrücken sind Stahlkonstruktionen, die an den Seiten eine Steigung von 1:3 aufweisen. Die Wassertiefe in den Kanalbrücken beträgt 4.30m. Sie dürfen von Schiffen mit einem max. Tiefgang von 2.80m befahren werden. Die Längen der Kanalbrücken variierten stark, nämlich von 3.58m (KÜ-Klauke) bis 69.60m (KÜ-Lippe).

Da die Brückenkonstruktion zu jener Zeit noch nicht vorlag und die Kollisionskräfte aber wiederum von der Steifigkeit der Konstruktion abhingen, sah der Auftrag vor, von einer starren Brückenkonstruktion auszugehen.

Zur Berechnung der Kollisionen wurden vier verschiedene Schiffstypen herangezogen. Abb. 3 und 4 zeigen die idealisierten FE-Modelle. Da es im Prinzip nur auf ihr Schwingungsverhalten ankam, konnten sie einfach gehalten werden.

Dies waren:

Typschiff 1:	Großmotorschiff mit Pontonbug Länge 105m Breite 11.40m Tiefgang 2.80m Anfahrwinkel 5.0, 7.5, 10.0 Grad
Typschiff 2:	Großmotorschiff mit Spitzbug Sonst wie 1)
Typschiff 3:	Tankschiff, sonst wie 1)
Typschiff 4:	Schubverband aus GMS (wie 1) und einem Leichter Europa E II a, Gesamt-Länge 185.00m Breite 11.40m Tiefgang 2.80m Anfahrwinkel 2.5, 5.0, 7.5 Grad

Typschiff 2 (GMS mit Spitzbug) wurde gerechnet, weil die Bugform und die Konstruktion des Laderaumfrontschotts Einfluß auf die Stoßkraft haben. Die Schiffe vom Typ 1, 2 und 4 zeichnen sich wegen ihrer langen Ladeluken durch eine geringe Torsionssteifigkeit aus. Deshalb wurde zusätzlich eine Variation mit hoher Torsionssteifigkeit analog der eines Tankschiffes berücksichtigt.

Mit einem FE-Programm wurden dann Eigenschwingungsuntersuchungen dieser Modelle durchgeführt. Dazu wurden für jedes Modell 45 Eigenformen und deren Frequenzen berechnet. Richtungsabhängige hydrodynamische Zusatzmassen wurden auch im Hinblick auf die geringe Wassertiefe abgeschätzt und als Knotenmassen auf das Modell aufgebracht. Da die Modelle in Horizontalrichtung nicht gelagert waren, ergaben sich drei Starrkörperbewegungen, nämlich Längs- und Seitversetzen bzw. Gieren als unterste Eigenformen, mit unendlich großer Eigenperiode. Eine Besonderheit ist noch, daß hydrodynamische Federn idealisiert wurden, die die Auftriebszunahme bei Tiefertauchung simulierten, dadurch werden auch die hydrodynamischen Eigenformen Tauchen, Stampfen und Rollen berechnet. Einige Eigenformen sind beispielhaft in Abb. 5 und 6 gegeben.

Die Eigenschwingungsanalyse dient als Vorstufe zu Berechnung erzwungener Schwingungen. Sie können durch Überlagerung von Eigenschwingungen dargestellt werden. Dabei wird angesetzt, daß die erregende Kraft auf jede Eigenform gesondert wirkt und Verformungen erzeugt, die die Summe der Verformungen der einzelnen Eigenformen darstellen. Dieses Vorgehen ist auch für impulsförmige Kräfte anwendbar. Es wird beispielsweise in der BV 043/19 (Bauvorschrift für Schiffe der Bundeswehr) zum Nachweis der Schocksicherheit für militärische Schiffe verwendet. Allerdings muß der Impuls

zeitlich so lange wirken, daß er durch die Frequenzen der berechneten Eigenformen angemessen darstellbar ist.

Da sich die Kräfte erst aus dem Bewegungsablauf ergeben, mußte diese Methode für das vorliegende Problem modifiziert werden. Dies führt auf eine Differentialgleichung (Anfangswertaufgabe), deren Lösung der Bewegungsablauf und die übertragenden Kräfte sind. Im einzelnen berücksichtigt das Programm:

1. die Kontaktsituation, d.h. zwischen Schiff und Kanalbrücke wirken nur Druckkräfte
2. die elastischen Steifigkeiten in der Nähe des Kontaktpunktes
3. die plastischen Eigenschaften in der Nähe des Kontaktpunktes
4. die Starrkörperbewegungen des Schiffes (Längs- und Seitversetzen bzw. Gieren)
5. die hydrodynamischen Schiffsbewegungen (Tauchen, Stampfen und Rollen)
6. die elastischen Verformungen der Schiffsstruktur (Biegung, Torsion und höhere Formen, dargestellt durch die Eigenformen)
7. Reibung des Schiffes an der geneigten Kanalwand (Reibkraft = Reibkoeffizient*Stoßkraft, die der Bewegungsrichtung des Kontaktpunktes entgegengesetzt ist)
8. Dämpfung der Eigenschwingungen (pauschal 5 Prozent der kritischen Dämpfung bei allen Eigenformen)

Die Lösung dieser Differentialgleichung erfolgte im Zeitbereich mit einer Schrittweite von 0.02 s Länge, um auch die höchsten berechneten Eigenfrequenzen (ca. 12 Hz) berücksichtigen zu können. Bei den Einzelschiffen wurden jeweils 500, bei dem Schiffsverband 600 Zeitschritte berechnet.

Die unter Punkt 2) aufgeführten elastischen Steifigkeiten in der Umgebung der Kontaktstelle wurden gesondert, d.h. ausserhalb der Eigenschwingungsanalyse betrachtet. In der Nähe des Kontaktpunktes befindet sich das Laderaumfrontschott, über das die Kontaktkräfte auf das Schiff übertragen werden. Da es sehr steif ist, liegen seine Eigenfrequenzen weit über dem durch die Eigenwertanalyse berücksichtigen Bereich. Um die Steifigkeit des Laderaumfrontschotts zu ermitteln, wurde eine Detailrechnung erstellt, in der neben den Platten des Schottes auch die mittragende Breite der Aussenhaut, der Wände und des Decks angesetzt wurden. Die Steifigkeit ergab sich zu

500000 kN/m für die Schiffstypen 1 und 2
625000 kN/m für die Schiffstypen 3 und 4.

Für das plastische Tragverhalten wurden die in Abb. 7 angegebenen Werte verwendet. Die unterschiedlichen Formen der Traglastkurven ergeben sich aus den Spantformen am Kontaktpunkt.

Als Ergebnis erhält man eine Funktion der Kontaktkraft über der Zeit. Unter den gerechneten Fällen ergibt sich eine maximale Stoßkraft von 720 kN für die Kollision des Tankschiffes gegen die Kanalbrücke bei einer Geschwindigkeit von 8 km/h und einem Kurswinkel von 10 Grad. Diese Situation ist in Abb. 8 dargestellt. Deutlich zu sehen sind hier verschiedene Kraftspitzen, die von den unterschiedlichen Eigenformen bzw. -frequenzen verursacht werden. An den Punkten maximaler Kraft treten im Schiffsboden plastische Verformungen auf.

Als größte Vereinfachung dieser Rechnung muß angesehen werden, dass die Elastizität der Kanalbrücke nicht berücksichtigt wurde. Es ist ein Irrtum anzunehmen, daß die Betrachtung der Kanalbrückenböschung als starre Wand zu einem konservativen Ergebnis führt. Um das auffahrende Schiff so abzulenken, dass es wieder in den Kanal zurückkommt ist im Wesentlichen ein durch die äußere Mechanik bestimmter Impuls nötig. Man erhält ihn, wenn man das Integral der Kontaktkraft über die Zeit bildet. Er bewirkt, dass die Schiffsmasse (incl. der Hydromassen) eine Geschwindigkeitsänderung erfährt, wobei es sich unter den betrachteten Bedingungen vornehmlich um eine Änderung der Geschwindigkeitsrichtung handelt. Je inhomogener nun die Steifigkeitsverteilung der Wand ist, desto inhomogener wird auch der Kraftverlauf sein. Da aber der Impuls irgendwie aufgebracht werden muß, treten wahrscheinlich auch höhere Kraftspitzen auf.

Als im Zuge der Überführung des Mittellandkanals über die Leine bei Hannover zwei größere Kanalbrücken vorgesehen wurden, beauftragte das Bundesamt für Wasserbau den Germanischen Lloyd nun exemplarisch Kollisionssituationen zu berechnen, bei denen auch das reale elastische und plastische Verformungsverhalten der Brücke eingeht. Diese Brücken waren als Dreifeldträger mit unterschiedlichen Stützweiten ausgebildet. Die Feldlängen betragen zwischen 15.6m und 30.0m. Auch hier war das Fahrprofil trapezförmig mit einer Steigung der Trogschrägen im Verhältnis 1:3. Die Trogtiefe war mit 5.0m und der Wasserstand mit 4.0m etwas größer ausgelegt als die entsprechenden Werte des Dortmund-Ems-Kanals waren. Grundlage für die Berechnung sollte die größere der beiden Brücken sein, wobei jedoch ihr etwas gekrümmter Verlauf nicht in die Rechnung mit einbezogen werden sollte.

Die Stoßkraft ist im wesentlichen von der Masse bzw. Tiefgang des Schiffes, der Schiffsgeschwindigkeit, dem Kurswinkels und dem Auftreffpunkt auf die Brückenstruktur abhängig. Hierzu machte Die Bundesanstalt für Wasserbau folgende Vorgaben:

Beladenes Schiff	Tiefgang 2,8m, Geschwindigkeit 10.0 km/h
Leeres Schiff	Tiefgang 0.6m, Geschwindigkeit 12.0 km/h
Kurswinkelbereich:	5 Grad bis 10 Grad

Als Schiff wurde ein Großmotorschiff mit Spitzbug in der torsionssteifen Tankerversion zugrundegelegt, weil dieses bei der Untersuchung für den Dortmund-Ems-Kanal die größten Stoßkräfte erzielte.

Das Steifigkeitsverhalten der tragenden Brückenkonstruktion wurde ermittelt, indem ein FE-Modell der Brücke mit Einheitslasten an diesen Punkten belastet wurde und mit der sich ergebenden Verformung ins Verhältnis gesetzt wurde. Die Berechnung der Steifigkeit der Plattenfelder ist relativ aufwendiges, weil bereits nach kleinen Verformungen (ca. halbe Plattendicke) Membrankräfte und pastische Effekte wirksam werden. Auch spielt der Ort der Lasteinleitung im Plattenfeld eine Rolle. Dabei wurde ein Belastungskörper mit der Krümmung der Kimm angesetzt und die Kraft-Verformungskennlinie mit dem geometrisch und materiell nichtlinearen FE-Programm ANSYS berechnet. Dabei reduzieren sich die Nichtlinearitäten der Membranwirkung und des Plastizierens gegenseitig, so dass sich als Ergebnis eine nur noch schwach nichtlineare Kraft-Verformungs-Kennlinie ergibt. (siehe Abb. 9). Die durchgezogene Kurve beschreibt das Verformungsverhalten bei der ersten Belastung. Zurückgehende Lasten und erneute Belastungen folgen den unterbrochenen Linien.

Das Gesamt-Verformungsverhalten der Kanalbrücke setzt sich nun aus den elastischen Steifigkeiten der Unterkonstruktion und dem elastisch-plastischen Verformungsverhalten der Deckbleche zusammen. Diese variierten in ihrer Länge Zwischen 10.00m und 11.75m bei einer Plattenbreite von 1.55m.

Die eigentlichen Kollisionsrechnungen wurden wie beim Dortmund-Ems-Kanal durchgeführt, mit dem Unterschied, daß nun auch das Verformungsverhalten der Kanalbrücke mitberechnet wurde. Die Kraftübertragung erfolgt wiederum nur am Kontaktpunkt, der sich aufgrund der Vorwärtsgeschwindigkeit des Schiffes ständig weiterbewegt und sich je nach örtlicher Steifigkeit mehr oder weniger stark in die Brückenschräge eindrückt.

Die Abb. 10 und 11 zeigen Ergebnisse derjenigen Rechenläufe, bei denen die größten Stoßkräfte auftraten. Sie betragen

für Tiefgang 2.8m	1310 kN
für Tiefgang 0.6m	944 kN

Die Maxima im Stoßkraftverlauf lassen sich deutlich erkennbar unterteilen, und zwar in eher runde Maxima, die von der schwingenden Schiffstruktur herrühren, und in sehr spitze Extrema auf die eine steile abfallende Flanke folgt. Letztere werden von den steifen Unterzügen der Brücke verursacht. An diesen Stellen ist die Verformung der Brücke natürlich gering, während hier das Schiff deutliche plastische Deformationen erlangt. In den weichen Plattenfeldern der Brücke entstehen plastische Verformungen bis ca. 45 mm. Kollisionen mit einem leeren Schiff sind deutlich kürzer und der Kontakt wird in mehrere Einzelkontakte aufgeteilt, die sich aus den Schiffsschwingungen und den harten Brückenpunkten ergeben. Trotz der höheren Geschwindigkeit von 12 kn gegenüber 10 kn für das beladene Schiff, sind die Spitzenwerte der Stoßkraft geringer.

Havariebedingte Lasten bei anderen Bauwerken

Wie eingangs ausgeführt möchte man zunehmend auch das Verhalten einiger Strukturen jenseits des normalen linearen elastischen Bereichs berechnen. In diesem Zusammenhang führte der Germanische Lloyd z.B. Untersuchungen an den Trogtoren der Schiffshebewerke Niederfinow, Rothensee und Scharnebek und für Schleusentore durch. In diesem Zusammenhang sei noch die Herrenbrücke in Lübeck erwähnt, eine bekannte Klappbrücke, deren Pfeiler im Wasser der Trave stehen. Der Klappmechanismus der Brücke wurde als sehr empfindlich eingestuft, so daß eine Kollision eines Schiffes mit einem der Brückenpfeiler verhindert werden muß. Auf diesem Abschnitt wird die Trave auch durch Seeschiffe, insbesondere regelmäßig durch seegängige Fährschiffe befahren. Das ursprüngliche Leitwerk bildete keinen nennenswerten Schutz gegen derartige Schiffe, da die überkragenden Büge zuerst den Brückenpfeiler berühren und erst dann Kontakt mit dem Leitwerk bekommen. Hier hat der Germanische Lloyd im Auftrag der Wasser und Schiffahrtsdirektion Lübeck Vorschläge für den Umbau des Leitwerks erarbeitet, die unter Berücksichtigung nichtlinearer Fender, dem elasto-plastischen Verformungsverhalten der Pfähle und Querbalken des Leitwerks berechnet wurden.

Es ist abzusehen, daß Untersuchungen von Kollisionssituationen mit den sich ständig verbessernden nichtlinearen Berechnungsmöglichkeiten zunehmen und auch bei speziellen Fragen der Binnenwasserfahrt eingesetzt werden.

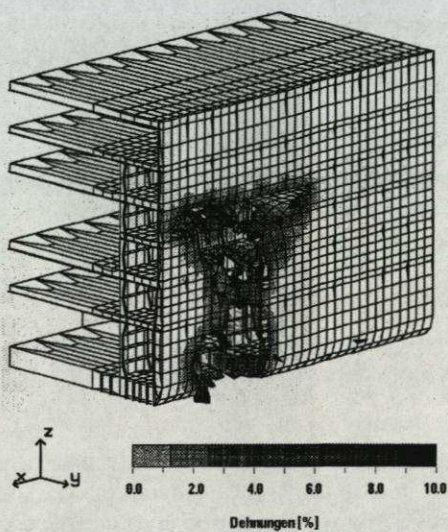


Bild 1: Kollisionsrechnung mit
FEM-Crash-Programm DYNA3D
Verformungen und plastische Dehnungen
bei 6 m Eindringtiefe, Bugform entfernt

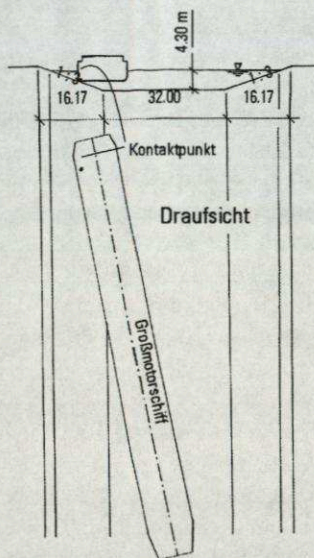


Bild 2: Brückenbereich, Querschnitt

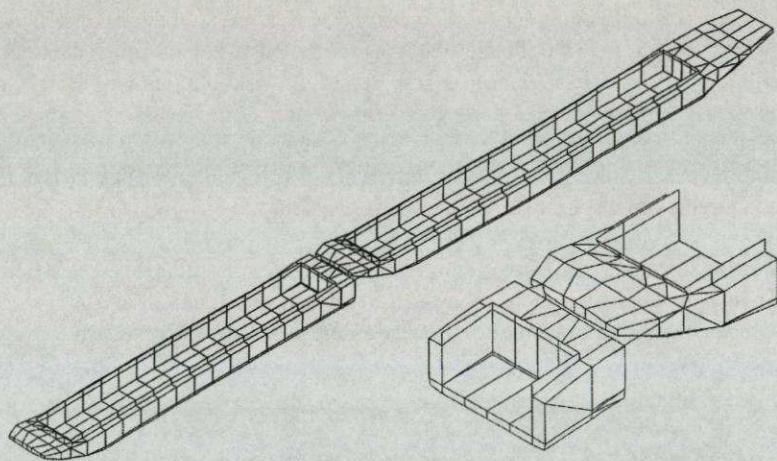


Bild 3: FE-Modell vom Verband Großmotorschiff und Schubleichter

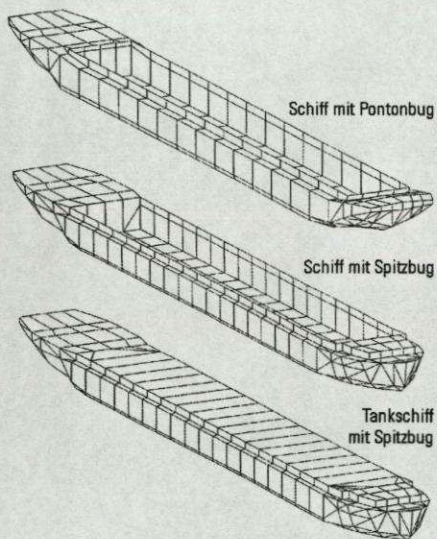


Bild 4: FE-Modelle von 3 Großmotorschiffen

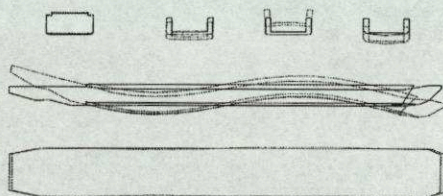


Bild 5: Beispiel für Eigenform GMS-Pontonbug
hier 9. Eigenform, 1.5 Hz,
Vertikale 3-Knoten-Biegeschwingung

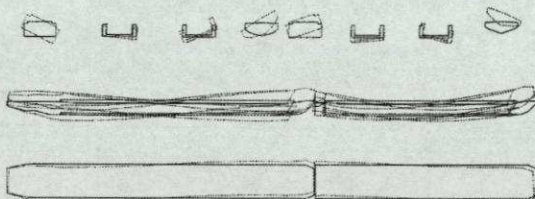


Bild 6: Beispiel für Eigenform des Schubverbandes
hier 12. Eigenform, 0.92 Hz, Torsionsschwingung

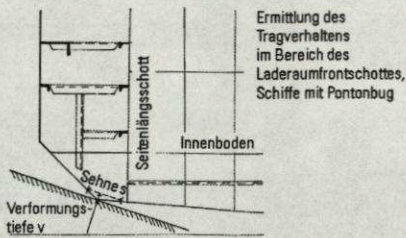
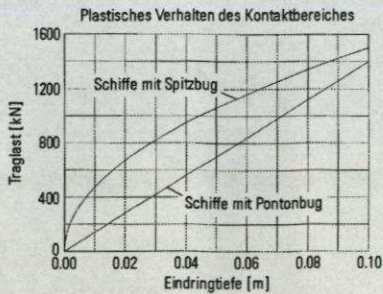


Bild 7: Plastisches Verhalten der Schiffe im Kontaktbereich

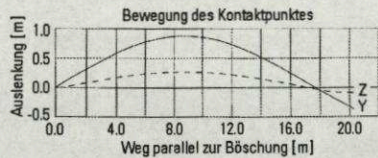
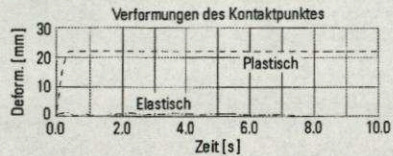
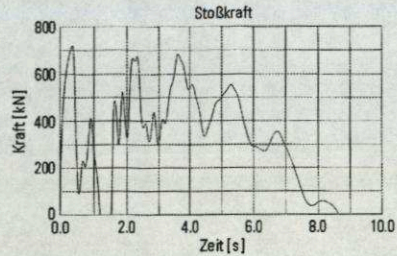


Bild 8: Ergebnisse für Tankschiff
V= 8 Km/h, Kurs= 10 Grad
Brückenböschung starr

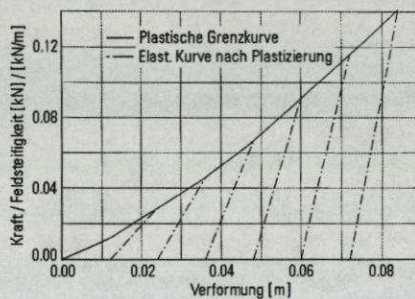


Bild 9: Kraft-Verformungs-Diagramm der Plattenfelder

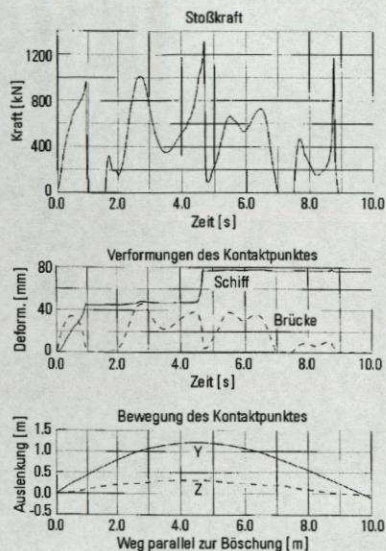


Bild 10: Ergebnisse für Tankschiff (beladen)
Kollisionsfall 1.1:
T= 2,8m, V= 10km/h, Kurs= 10 Grad
Auftreffpunkt : x= 21m, y= 3,8m

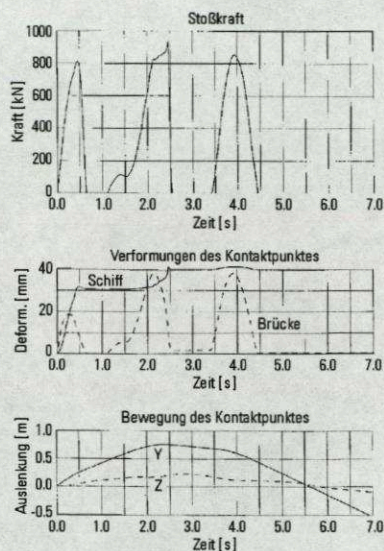


Bild 11: Ergebnisse für Tankschiff (leer)
Kollisionsfall 2:
T= 0,6m, V= 12km/h, Kurs= 10 Grad
Auftreffpunkt : x= 16m, y= 10,2m

M. Scharrer
Germanischer Lloyd
Vorsetzen 32
20459 Hamburg
E-mail:
srr @ germanlloyd.org

Dr. E. D. Egge
Germanischer Lloyd
Vorsetzen 32
20459 Hamburg
E-mail:
eg @ germanlloyd.org

Dipl.-Ing. K.-H. Niemeyer
Germanischer Lloyd
Heerstr. 32
14052 Berlin
E-mail:
niem @ germanlloyd.org

Böschungsbelastung durch Wellen: Vorhersage brechender Wellen

Kurzfassung

Das Wellenbrechen auf steilen Bauwerksböschungen, das durch das Überschreiten der kritischen Wellensteilheit ausgelöst wird, wurde experimentell untersucht mit dem Ziel, Wellenbrechen vorherzusagen. Es wurden Brechkriterien für undurchlässige und durchlässige Böschungen ausgearbeitet. Darüber hinaus wurden i) Kennzahlen zur Berücksichtigung der wesentlichen Einflußparameter für die Wellentransmission und -reflexion und ii) empirische Ansätze zur Beschreibung der Transmissions- und Reflexionskoeffizienten entwickelt.

Abstract

Wave breaking at sloping structures has been studied experimentally including the interaction between wave breaking, wave reflection and wave transmission which represent the most important hydraulic processes on a permeable slope. Breaking criteria for impermeable and permeable slopes as well as predictive equations for wave reflection and wave transmission at sloping perforated walls have also been developed.

1 Einleitung

Die Wellenbelastung einer Bauwerksböschung ist neben der Wellenhöhe vor allem auch von der Wellenbewegung auf der Böschung sowie vom möglichen Wellenbrechen abhängig. In der Bemessungsformel für Deckwerke nach Hudson (1959) werden diese Einflüsse durch die Stabilitätszahl K_d berücksichtigt, die empirisch in Laboruntersuchungen und durch die Analyse von Schadensfällen für verschiedene Deckschichtelemente und Belastungssituationen ermittelt wurde (vgl. SPM, 1984). In der Regel wird der K_d -Wert für brechende Wellen abgemindert. Eine sichere Vorhersage brechender Wellen auf der Böschung bereitet in der Praxis jedoch häufig Schwierigkeiten.

Wellenbrechen an Böschungen kann auftreten beim Überschreiten i) des kritischen Brecherindex $(H/h)_{krit}$ am Böschungsfuß oder ii) der kritischen Wellensteilheit $(H/L)_{krit}$.

Bei geringer Wassertiefe am Bauwerksfuß ($H/h \approx 1$) kann ein Wellenbrechen auf dem Vorstrand, das unmittelbar vor dem Bauwerk beginnt, dazu führen, daß die Welle auf die Bauwerksböschung bricht. Mit den für flache Strandböschungen entwickelten Brechkriterien (z.B. Goda, 1985) kann ein solches Wellenbrechen vorhergesagt werden. Eine gewisse Unsicherheit entsteht jedoch durch mögliche Einflüsse der Wellenreflexion am Bauwerk auf das Wellenbrechen.

Auch bei großer Wassertiefe am Böschungsfuß ($H/h \gg 1$) können steile Wellen ($H/L > (H/L)_{krit}$) auf der Bauwerksböschung brechen. Die Umstände, unter denen es zu einem solchen Wellenbrechen kommt, sollen in diesem Beitrag beschrieben werden. Dazu wurden hydraulische Modellversuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts durchgeführt. Auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen wurden Ansätze zur Vorhersage des Wellenbrechens über undurchlässigen und durchlässigen Böschungen entwickelt. Darüber hinaus wurden die Wechselwirkungen zwischen dem Wellenbrechen, der Wellenreflexion und der Wellentransmission, den wesentlichen hydraulischen Prozessen auf der Böschung untersucht.

2 Experimentelle Untersuchungen

Es wurden Modellversuche zur Wellenumformung über steilen Böschungen im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts durchgeführt. Die Böschungen wurden auf horizontaler Sohle errichtet. Dazu wurden Stahlbleche auf einer Stützkonstruktion (Stahlskelett), deren Neigung verändert werden konnte, montiert. Die Dicke der Stahlbleche, die die Böschungsoberfläche bildeten, betrug 3-6mm und ist somit relativ zur Wellenlänge vernachlässigbar. Die Böschungsneigung $\cot \alpha$ variierte zwischen 0 und 6, die Durchlässigkeit ϵ zwischen 0%, 12% und 40% (s. Bild 1).

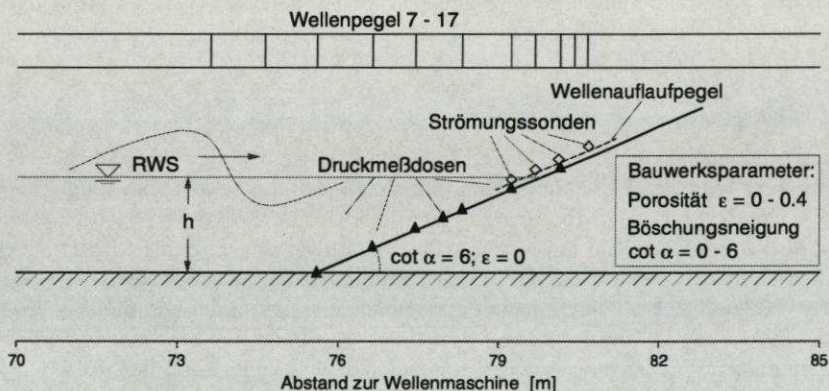


Bild 1: Längsschnitt durch die Böschung mit Meßgerätpositionen (undurchlässige Böschung, Neigung 1:6)

Es wurden Versuche mit regelmäßigen Wellen und Wellenspektren bei Wasserständen h (am Böschungsfuß) von 0.60m, 0.70m und 0.80m durchgeführt. Dabei wurden Wellenhöhen $H = 0.08m, 0.12m, 0.16m$ und $0.20m$ und Wellenperioden $T = 1.5s, 2.0s, 2.5s, 3.25s$ und $4.25s$ untersucht.

Die Wasserspiegelauslenkungen vor und auf der Bauwerksböschung wurden mit 6 Wellenpegeln, 5 Schichtdickenpegeln (die auf der Böschung oberhalb des Ruhwasserspiegels installiert waren) und einem Wellenauflaufpegel gemessen

(Bild 1). Weitere 4 Wellenpegel, die etwa in Kanalmitte standen, wurden verwendet um die Parameter der anlaufenden und reflektierten Wellen zu bestimmen (3-Pegel-Methode, Mansard & Funke, 1980). Die Wellentransmission wurde mit einem Wellenpegel hinter dem Bauwerk bestimmt. Darüber hinaus wurden 7 Druckmeßdosens und 4 Strömungs sondens auf der Böschung installiert, um ein vollständigeres Bild der Wellenkinematik in diesem Bereich zu erhalten (s. Bild 1).

Die Untersuchungen wurden im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschungsvorhabens "Bemessungsparameter vor Strukturen mit verschiedenen Reflexionseigenschaften" durchgeführt.

3 Wellenbrechen über undurchlässigen Böschungen

Die Brecherform auf einer Strandböschungen (Neigung $< 1/10$) ist abhängig von der Wellensteilheit im Tiefwasser (vgl. Wiegel, 1964 und Galvin, 1968). Die Brecherzahl ξ beschreibt das Verhältnis der Wellensteilheit zur Böschungsneigung $\tan \alpha$ und charakterisiert damit die Brecherform. Unter Verwendung der lokalen Wellensteilheit H/L bzw. der Tiefwasserwellensteilheit H_0/L_0 erhält man:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L}} ; \quad \xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad (1)$$

In Bild 1 sind die bei den Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen beobachteten Brecherformen über dem Kehrwert der Brecherzahl aufgetragen. Über steilen Bauwerksböschungen vollzieht sich das Wellenbrechen oft durch ein plötzliches Kollabieren der Welle. Deshalb wird hier lediglich unterschieden zwischen "nichtbrechenden Wellen", "brechenden Wellen" und den dazwischen liegenden "leichtbrechenden Wellen", die keiner der beiden anderen Gruppen eindeutig zugeordnet werden können. Die beobachteten Brecherformen sind in Bild 1a über der lokalen Brecherzahl $1/\xi$ (Wellensteilheit H/L am Böschungsfuß) und in Bild 1b über der Tiefwasser-Brecherzahl $1/\xi_0$ (Wellensteilheit H_0/L_0 im Tiefwasser, nach linearem Shoalingansatz ermittelt) aufgetragen. Im ersten Fall vollzieht sich der Übergang von nichtbrechenden zu brechenden Wellen etwa bei $\xi = 2.5$, wird jedoch deutlich durch die relative Wassertiefe h/L am Böschungsfuß beeinflusst. Im zweiten Fall liegt der Übergang bei $\xi_0 = 3$, wobei hier der Einfluß der relativen Wassertiefe h/L vernachlässigbar ist.

Es kann somit festgestellt werden, daß das Wellenbrechen auf der Bauwerksböschung durch die Wellenumformung im Böschungsbereich und nicht durch die Wellenverhältnisse am Böschungsfuß bestimmt wird.

Deshalb stellen nicht die lokalen Wellenparameter am Böschungsfuß, sondern die Wellenparameter am Fuß einer hypothetischen langen Böschung, die sich bis in das Tiefwasser ($h/L > 0.5$) ausdehnt, die maßgeblichen Einflußparameter für die Beschreibung dieser Prozesse dar. Ein Wellenbrechen auf einer steilen Bauwerksböschung ist für $\xi_0 \leq 3$ zu erwarten. Für Böschungsneigungen $\tan \alpha > 1$

erhält man mit $\xi_{0,krit} = 3$ jedoch unrealistische Werte für die kritische Wellensteilheit $(H_0/L_0)_{krit}$, die über der maximalen Wellensteilheit fortschreitender Wellen ($H_0/L_0 = 0.141$, s. Williams, 1981) liegen.

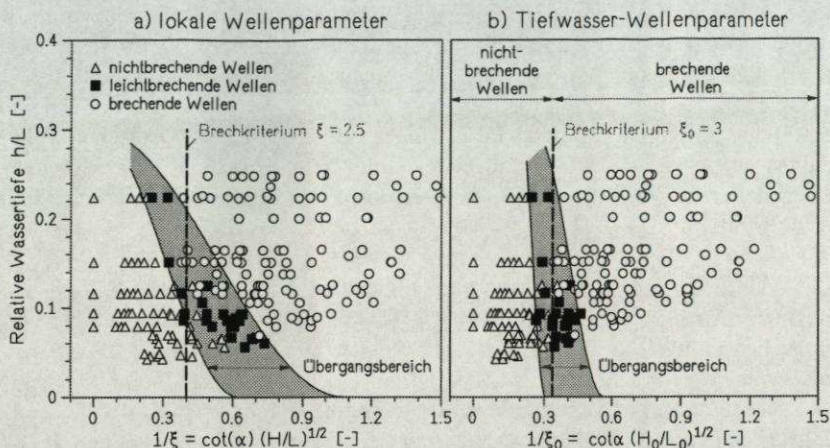


Bild 2: Kritische Brecherzahlen: a) mit lokalen Wellenparametern (ξ); b) mit Tiefwasser-Wellenparametern (ξ_0)

Deshalb stellen nicht die lokalen Wellenparameter am Böschungsfuß, sondern die Wellenparameter am Fuß einer hypothetischen langen Böschung, die sich bis in das Tiefwasser ($h/L > 0.5$) ausdehnt, die maßgeblichen Einflußparameter für die Beschreibung dieser Prozesse dar. Ein Wellenbrechen auf einer steilen Bauwerksböschung ist für $\xi_0 \leq 3$ zu erwarten. Für Böschungsneigungen $\tan \alpha > 1$ erhält man mit $\xi_{0,krit} = 3$ jedoch unrealistische Werte für die kritische Wellensteilheit $(H_0/L_0)_{krit}$, die über der maximalen Wellensteilheit fortschreitender Wellen ($H_0/L_0 = 0.141$, s. Williams, 1981) liegen.

Miche (1951) leitete ein Brechkriterium für steile Böschungen aus der Wellentheorie nach Stokes (2. Ordnung) ab. Danach brechen die Wellen auf der Böschung beim Überschreiten der kritischen Wellensteilheit:

$$\left(\frac{H_0}{L_0} \right)_{krit} = \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi}} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi} \quad (2)$$

Das Verhältnis der Wellensteilheit zur kritischen Wellensteilheit nach Miche ist in Bild 2 über der relativen Wassertiefe aufgetragen. Man erkennt, daß das Brechkriterium von Miche für steile Bauwerksböschungen ebenso wie die Brecherzahl ξ_0 sehr gut zur Vorhersage des Wellenbrechens auf der Böschung geeignet ist.

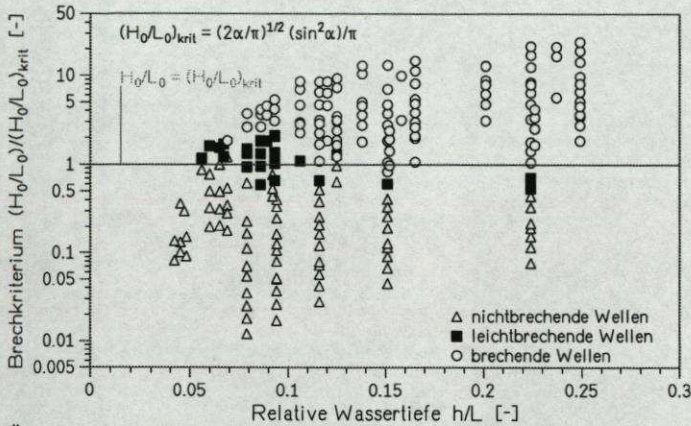


Bild 3: Übergang von nichtbrechenden zu brechenden Wellen nach dem Brechkriterium von Miche

Nach Gl. 2 ergibt sich für stehende Wellen (bei vollständiger Reflexion an einer senkrechten Wand) eine kritische Wellensteilheit $(H_0/L_0)_{krit} = 0.318$, wobei H_0 die Wellenhöhe der stehenden Welle beschreibt. Dieser Wert liegt deutlich über der kritischen Wellensteilheit stehender Wellen $(H_0/L_0)_{krit} = 0.218$, die Penney & Price (1952) nach Stokes (5. Ordnung) ermittelten. Darüber hinaus ist es unbefriedigend, daß der Parameter H_0 in Gl. 2 bei Teilreflexion die Wellenhöhe der anlaufenden Welle beschreibt, bei vollständiger Reflexion dagegen die Höhe der stehenden Welle. Deshalb wurde der Ansatz von Miche dahingehend verändert, daß i) H_0 immer die Wellenhöhe der anlaufenden Welle beschreibt und ii) die kritische Wellensteilheit für $\alpha = \pi/2$ (senkrechte Wände) gegen $0.218/2 \approx 0.11$ strebt. Für Böschungsneigungen $\cot \alpha < 3$ wird eine Korrektur des Miche Ansatzes vorgenommen, die für Werte $\cot \alpha \leq 1$ zu einer deutlichen Reduktion der kritischen Wellensteilheit führt. Das modifizierte Brechkriterium lautet:

$$\left(\frac{H_0}{L_0} \right)_{krit} = 0.11 - \frac{1}{14.6} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)^{3/2} \quad \text{für } \cot \alpha < 3 \quad (3)$$

Für $\cot \alpha \geq 3$ wird die kritische Wellensteilheit nach Gl. 2 berechnet.

In Bild 3 sind die mit der Brecherzahl $\xi_0 = 3$, dem Brechkriterium von Miche (Gl. 2) und nach Gl. 3 ermittelten kritischen Wellensteilheiten $(H_0/L_0)_{krit}$ in Abhängigkeit von der Böschungsneigung $\cot \alpha$ dargestellt. Darüber hinaus sind die maximalen Wellensteilheiten für fortschreitende und stehende Wellen markiert.

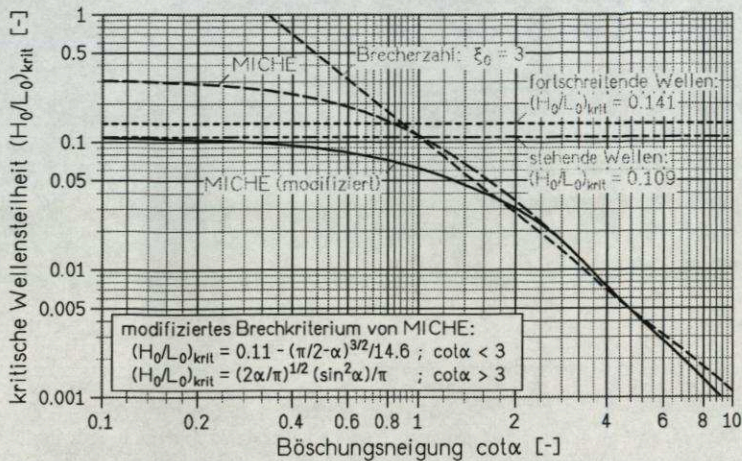


Bild 4: Vergleich des Brecherzahl-Brechriteriums, des Brechkriteriums nach Miche und des modifizierten Brechkriteriums von Mische

Für Böschungseigungen $\cot \alpha > 2$ sind die Differenzen zwischen den verschiedenen Brechkriterien vernachlässigbar. Für $\cot \alpha < 1$ liefert allein Gl. 3 sinnvolle Werte.

4 Wellenbrechen über durchlässigen Böschungen

Mit zunehmender Durchlässigkeit der Böschung nimmt die Zahl der brechenden Wellen auf der Böschung deutlich ab. Um den Einfluß der Wellentransmission auf das Wellenbrechen zu beschreiben, wurde die nachfolgende Annahme getroffen: *Die anlaufende Welle kann in einen transmittierten und einen nicht-transmittierten Wellenanteil zerlegt werden. Der transmittierte Anteil passiert die Böschung und hat dabei keinen wesentlichen Einfluß auf die Wellenumformung und das Wellenbrechen auf der Böschung. Der nicht-transmittierte Wellenanteil bestimmt die Wellenbewegung auf der Böschung und wird dabei teilweise dissipiert (Wellenbrechen, Reibung) und teilweise reflektiert.*

Wellenbrechen tritt somit auf, wenn die Wellenhöhe des nicht-transmittierten Wellenanteils die kritische Wellenhöhe nach Gl. 3 überschreitet:

$$H_0 (1 - K_t) \geq H_{0, krit} \quad (4)$$

wobei K_t für den Transmissionskoeffizient ($= H_t/H_i$) steht.

In Bild 4 wurde die Wellensteilheit des nicht-transmittierten Wellenanteils $H_0(1-K_t)/L_0$: i) für eine 1:2 Böschung über der relativen Wellenhöhe H_i/h am Böschungsfuß und ii) für alle untersuchten Böschungen über der Böschungseigung $\cot \alpha$ aufgetragen. In beiden Fällen erkennt man, daß die Wellensteilheit

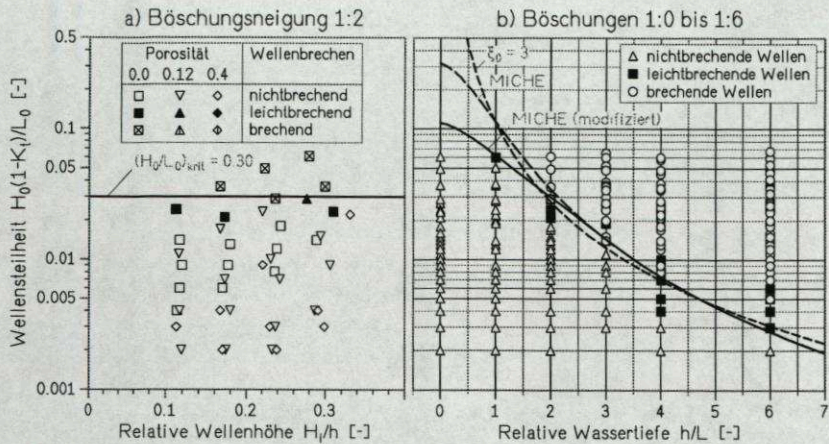


Bild 5: Wellenbrechen über durchlässigen Böschungen

des nicht-transmittierten Wellenanteils ein eindeutiges Kriterium für das Wellenbrechen auf der durchlässigen Böschung liefert.

Die einfache Modellvorstellung, die auf der linearen Zerlegung der anlaufenden Wellen in zwei Wellenanteile basiert, beschreibt somit wesentliche Aspekte des Wellenbrechens auf porösen Böschungen hinreichend genau, um ein Wellenbrechen vorherzusagen. Dafür ist jedoch die Kenntnis des Transmissionskoeffizienten für die Böschungsoberfläche erforderlich. Im folgenden Abschnitt werden deshalb Ansätze zur Beschreibung der Wellentransmission an dünnwandigen geböschten Bauwerken vorgestellt.

5 Wellentransmission

Die Untersuchungen zur Wellentransmission an durchlässigen geneigten Wänden, deren Wandstärke relativ zur Wellenlänge vernachlässigbar ist, zeigten, daß die Wellentransmission in allen Fällen proportional zur Porosität ϵ ist.

An senkrechten Wänden ($\cot \alpha = 0$) ist K_t darüber hinaus umgekehrt proportional zur relativen Wellenhöhe H_r/h und unabhängig von der Wellenlänge. An flach geneigten Böschungen ($\cot \alpha \geq 2$) ist K_t dagegen umgekehrt proportional zur Wellensteilheit H_r/L und an steilen Böschungen ($\cot \alpha \approx 1$) annähernd proportional zu $(hL)^{1/2}/H_r$.

Für die Wellentransmission sind im Gegensatz zum Wellenbrechen auf der Böschung nicht die Wellenparameter am Fuß einer fiktiven, bis ins Tiefwasser verlängerten Böschung, sondern die Wellenparameter am Fuß der tatsächlichen Böschung maßgeblich. Dies ist ein weiterer Hinweis darauf, daß die Wellentransmission an geneigten Wänden sich weitgehend unabhängig von der Wellenumformung auf der Böschung vollzieht und bestätigt die im vorangehenden Abschnitt getroffene Annahme.

Die wesentlichen Einflußfaktoren für die Wellentransmission wurden in einer Transmissionszahl M zusammengefaßt:

$$M = \frac{\epsilon L}{H_i \coth kh} \quad (5)$$

mit: h - lokale Wassertiefe am Bauwerksfuß
 H_i - lokale Höhe der anlaufenden Wellen
 L - lokale Wellenlänge
 k - Wellenzahl = $2\pi/L$

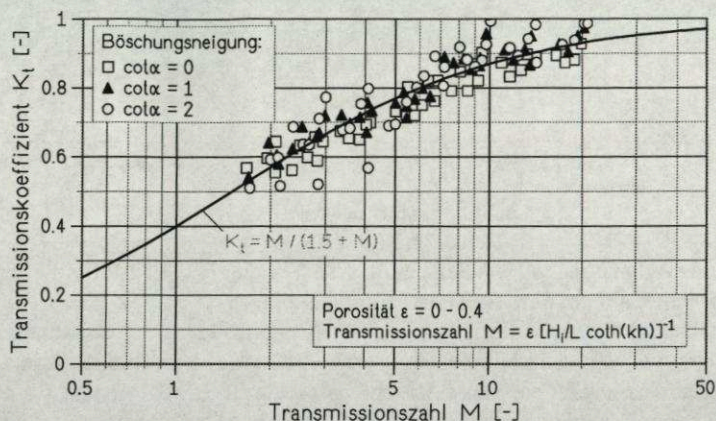


Bild 6: Wellentransmission an durchlässigen geneigten Wänden

In Bild 6 ist der Transmissionskoeffizient K_t in Abhängigkeit von der Transmissionszahl dargestellt. Man erkennt einen deutlichen Zusammenhang zwischen der Transmissionszahl und dem Transmissionskoeffizient. Die gemessenen Transmissionskoeffizienten können durch die folgende empirische Näherungsfunktion beschrieben werden:

$$K_t = \frac{M}{1.5 + M} \quad (6)$$

Die nach Gl. 6 berechneten Werte sind gegenüber den Meßwerten im Mittel um 0.1% kleiner und haben eine Standardabweichung von $\sigma_t = 0.047$ (6.1%). Diese Abweichungen liegen im Bereich der Meßungenauigkeiten bei hydraulischen Modellversuchen in Wellenkanälen. Die an geneigten durchlässigen Wänden beobachtete Transmission wird somit vollständig durch Gl. 6 beschrieben.

6 Wellenreflexion

An undurchlässigen Böschungen ($K_t = 0$) stehen der Reflexionskoeffizient $K_r = H_r/H_i$ und der am Bauwerk dissipierte Anteil der anlaufenden Welle ($H_d = 1 - K_r$) in unmittelbarem Zusammenhang. An glatten Böschungen ist

darüber hinaus die Energiedissipation durch Oberflächenreibung gering, so daß Energiedissipation fast ausschließlich beim Brechen erfolgt. Somit kann die Intensität des Wellenbrechens aus dem Reflexionskoeffizient ermittelt werden.

In der Literatur sind eine Reihe empirischer Ansätze zur Beschreibung der Wellenreflexion an Böschungen in Abhängigkeit von der Brecherzahl ξ beschrieben. An dieser Stelle sollen lediglich der Ansatz nach Battjes (1974):

$$K_r = 0.1 \xi^2 \quad (7)$$

und der Ansatz nach Seelig & Ahrens (1981):

$$K_r = \left[\tanh 0.1 \xi^2; \frac{1}{6.2 \xi^2 + 1} \right]_{\min} \quad (8)$$

erwähnt werden. Beide Ansätze verwenden eine Brecherzahl ξ , die aus der lokalen Wellenhöhe H_i und der Tiefwasserwellenlänge L_0 gebildet wird.

Der Ansatz nach Battjes (Gl. 7) überschätzt die gemessenen Reflexionskoeffizienten deutlich (im Mittel um 18.1%) und weist gegenüber den Meßwerten eine Standardabweichung $\sigma_r = 0.133$ (25.8%) auf. Die Korrektur des Battjes-Ansatzes nach Seelig & Ahrens ($K_r = \tanh 0.1 \xi^2$) liefert eine gute Abschätzung des oberen Grenzwertes für den Reflexionskoeffizienten mit im Mittel um 11.1% zu hohen Werten und einer Standardabweichung von $\sigma_r = 0.094$ (18.2%). Der vollständige Ansatz nach Seelig & Ahrens (Gl. 8) liefert im Mittel um 1.3% zu geringe Werte. Er überschätzt jedoch kleine Reflexionskoeffizienten ($K_r < 0.5$) deutlich und unterschätzt große Werte ($K_r > 0.5$), so daß sich eine Standardabweichung $\sigma_r = 0.092$ (17.9%) ergibt.

Miche (1951) stellt eine Reflexionshypothese auf, wonach der Anteil der anlaufenden Welle, der die kritische Wellensteilheit überschreitet, beim Brechen dissipiert wird und der verbleibende Anteil reflektiert wird. Der Reflexionskoeffizient ergibt sich damit zu $K_r = (H_0/L_0)_{\text{krit}}/(H_0/L_0)$.

Es wurde bereits festgestellt, daß die kritische Wellensteilheit nach Miche geeignet ist, das Einsetzen des Wellenbrechens auf der Böschung zu beschreiben.

Deswegen wird die folgende Reflexionszahl R zur Beschreibung der Wellenreflexion auf undurchlässigen Böschungen vorgeschlagen:

$$R = \frac{H_0}{H_{0,\text{krit}}} = \frac{H_0}{L_0} \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} \frac{\pi}{\sin^2 \alpha} \quad (9)$$

Vereinfachend wird dabei die kritische Wellensteilheit nach Gl. 2 berechnet. Der Übergang von nichtbrechenden zu brechenden Wellen vollzieht sich bei $R = 1$.

In Bild 7 ist der Reflexionskoeffizient K_r für alle untersuchten undurchlässigen Böschungen über der Reflexionszahl R aufgetragen. Man erkennt einen deutlichen Zusammenhang zwischen Reflexionszahl und Reflexionskoeffizient, der

durch die folgende Funktion beschrieben werden kann:

$$K_r = 1 - R^{3/2} \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) \quad \text{für } R < 1$$

$$K_r = \frac{2}{\pi R} \quad \text{für } R \geq 1$$
(10)

Die Meßwerte sind im Mittel um 1.7% kleiner als die Werte der Näherungsfunktion (Gl. 10) und haben eine Standardabweichung $\sigma_r = 0.069$ (13.3%). Es wurden keine systematischen Abweichungen ermittelt. Somit erscheint die Reflexionszahl R besser geeignet zur Beschreibung der Wellenreflexion an steilen Bauwerksböschungen als die Brecherzahl ξ .

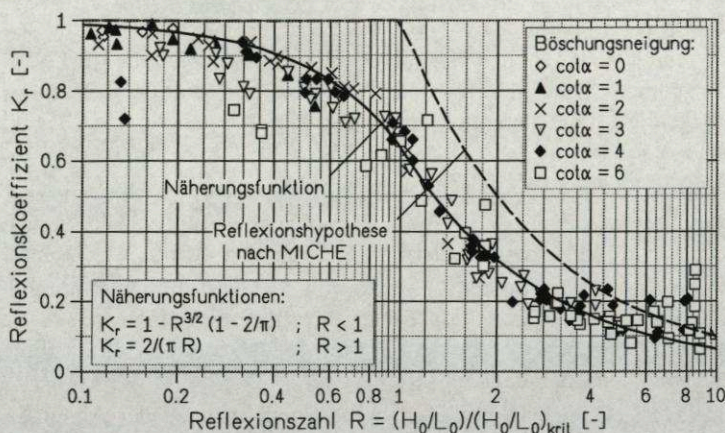


Bild 7: Wellenreflexion an undurchlässigen Böschungen

Die Reflexionshypothese von Mische überschätzt den Reflexionskoeffizienten deutlich (Bild 7). Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, daß der beim Brechen dissipierte Wellenanteil größer als von Mische angenommen ist. Darüber hinaus werden Reibungsverluste und Verluste infolge der unvollständigen Generierung der reflektierten Wellen auf der Böschung nicht berücksichtigt.

Man erkennt in Bild 7, daß der Übergang von nichtbrechenden zu brechenden Wellen sich nicht schlagartig bei $R = 1$ sondern allmählich etwa ab $R = 0.5$ vollzieht.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Das Wellenbrechen auf steilen Bauwerksböschungen, das durch das Überschreiten der kritischen Wellensteilheit ausgelöst wird, wurde experimentell untersucht. Ziel der Untersuchungen ist die Vorhersage des Wellenbrechens. Dazu wurden in erster Linie die Ergebnisse von Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen herangezogen.

Das Wellenbrechen auf glatten, undurchlässigen Böschungen kann mit der Tiefwasser-Brecherzahl $\xi_{0,krit} = 3$ oder dem Brechkriterium von Miche (1952) (s. Gl. 2) abgeschätzt werden. Beide Kriterien versagen jedoch bei steilen Böschungen ($\cot \alpha \leq 1$). Das Brechkriterium von Miche wurde deshalb modifiziert, so daß es auch für Böschungen bis $\cot \alpha = 0$ (senkrechte Wand) anwendbar ist (Gl. 3).

Es wurde ein Modell zur Beschreibung des Wellenbrechens an durchlässigen Böschungen entwickelt, das die anlaufende Welle linear in den transmittierten und den nicht-transmittierten Wellenanteil zerlegt. Der transmittierte Anteil passiert die Böschung ohne das Wellenbrechen auf der Böschung wesentlich zu beeinflussen während der nicht-transmittierte Anteil für das Wellenbrechen auf der Böschung verantwortlich ist. Wenn die Wellenhöhe dieses Wellenanteils die kritische Wellenhöhe nach Gl. 3 überschreitet, tritt Wellenbrechen auf.

Die Vorhersage des Wellenbrechens auf durchlässigen Böschungen erfordert die Kenntnis der Wellentransmission. Die wesentlichen Einflußparameter für die Transmission wurden deshalb für durchlässige, geneigte Wände ermittelt, in einer Transmissionszahl M zusammengefaßt (Gl. 5) und durch einen empirischen Ansatz beschrieben (Gl. 6).

Die Energiedissipation beim Wellenbrechen steht in unmittelbarem Zusammenhang mit der Wellenreflexion. Aus dem Brechkriterium von Miche wurde eine Reflexionszahl abgeleitet (Gl. 9) und ein empirischer Ansatz zur Beschreibung der Wellenreflexion an undurchlässigen, glatten Böschungen entwickelt (Gl. 10).

Gegenstand der zur Zeit laufenden Auswertungen sind:

- Einfluß geringer Wassertiefen ($h/L < 0.05$) am Böschungsfuß auf das Wellenbrechen über der Bauwerksböschung;
- Wellenreflexion an teildurchlässigen Böschungen;
- Übertragung der bei den Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen erzielten Ergebnisse auf Wellenspektren.

Darüber hinaus besteht weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der folgenden Aspekte:

- Einfluß der Vorstrandgeometrie auf das Wellenbrechen über der Bauwerksböschung;
- Wellentransmission und Wellenreflexion an durchlässigen Bauwerken, deren horizontale Ausdehnung nicht vernachlässigbar ist;
- Wellenbrechen an teildurchlässigen Bauwerken mit komplexer Geometrie der Bauwerksfront.

8 Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung dieser umfangreichen Grundlagenuntersuchungen im Rahmen des Forschungsvorhabens "Bemessungswellenparameter vor Strukturen mit verschied-

denen Reflexionseigenschaften" (DFG-Ou 1/3-1,2).

9 Literaturverzeichnis

- Battjes, J.A. (1974): Surf similarity. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), Vol. 14, pp. 466-477; New York.
- Galvin C.J. (1968): Breaker type classification on three laboratory beaches. Journal of Geophysical Research, Vol. 73, No. 12, pp. 3651-3659.
- Goda, Y. (1985): Random seas and design of maritime structures. University of Tokyo Press, Japan.
- Hudson R.Y. (1959): Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. Journal of the Waterways and Harbors Division; No. 9; pp. 93-114.
- Mansard, E.P.D.; Funke, E.R. (1980): The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), Vol. 17, pp. 154-172; Sydney, Australia.
- Miche, R. (1951): Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes - Exposés a l'action de la houle. Annales des Ponts et Chaussées, Vol. 121, 3/12, pp. 285-319.
- Penney, W.G.; Price, A.T. (1952): Finite periodic stationary gravity waves in a perfect liquid. Part 2: Some gravity wave problems in the motion of perfect liquids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London - A, Vol. 244, No. 882, pp. 254-284.
- Seelig W.N.; Ahrens J.P. (1981): Estimation of wave reflection and energie dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters. Technical Paper. Coastal Engineering Research Center; No. 81-1, pp. 41; Fort Belvoir.
- SPM (1984): Shore protection manual. Vol. 2, 800 pp.; 4th Edition; Coastal Engineering Research Center; U.S. Army Corps of Engineers; Vicksburg, Mississippi.
- Wiegel, R.L. (1964): Oceanographical Engineering. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Williams, J.M. (1981): Limiting gravity waves in water of finite depth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London - A, Vol. 302, pp. 139-188.

Dipl.-Ing. M. Muttray, Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci
Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig,
Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen
38106 Braunschweig, Beethovenstr. 51a
Tel. +49 531 391 3951 / -30, Fax: +49 531 391 8217
e-mail: m.muttray@tu-bs.de, h.oumeraci@tu-bs.de

Notwendige Verbesserungen der Hudsonformel

Kurzfassung

Zur Steinbemessung für wellenbelastete Böschungen wird die Hudson-Formel mit den ihr zugrundeliegenden Versuchsbedingungen interpretiert und mit anderen Rechenansätzen verglichen. Es wird gezeigt, daß wesentliche Einflußfaktoren bisher nicht berücksichtigt werden.

Die empfohlene Bestimmungsmethode ist detailliert. Sie wird aus dem Produktansatz von einzelnen Modulen aufgebaut und beinhaltet die Funktionsabhängigkeit von folgenden Größen:

- der Steinform einschließlich der Einbautechnologie,
- der Schluckfähigkeit der Deckschicht oder der Böschung,
- dem vertretbaren Schadensansatz,
- der Wellensteilheit und der relativen Wassertiefe
- der Böschungsneigung einschließlich des Grenzwinkels,
- den Dichteverhältnissen,
- der kennzeichnenden Wellenhöhe und den Spektraleigenschaften sowie
- der Krümmungsgestaltung des Bauwerkes im Grundriß.

Abstract

In order to design a slope wave on the basis of protectionlayer using quarrystones, the Hudson-formula is interpreted on its experimental conditons and compared with other equations. It will be shown that, the known influencing factors have not been taken into considerations until now. The recommended method is described in detail. This method is developed from the product of the independent modules and includes the following independent variables:

- shape of the rock and the construction technology
- absorbing capacity of the coverlayer or the slope
- representative damage mode
- wave steepness and the relative water depth
- angle of the slope including the limit slope
- relations of density
- significant wave height and the spectral relationships as well as
- curvature of the construction in plan.

1 Einleitung

Ufersicherungen durch Steinschüttungen stellen ebenso wie Molen und Wellenbrecher aus Bruchsteinen schon seit altersher bedeutende Ingenieurbauten dar. Sie schützen in ihrer Funktionsbestimmung das menschliche Tätigkeitsfeld vor Gefährdungen durch Wellenbelastungen.

Steinschüttungen haben gegenüber anderen Befestigungsarten zahlreiche Vorteile. Dazu gehören u. a. die Robustheit, die Unempfindlichkeit gegenüber Setzungen, die Überlastbarkeit, die geringe Reflexionswirkung, die einfache Technologie für Herstellung und Reparatur und auch günstige landschaftsgestalterische und ökologische Faktoren.

Auf Grund der Summe der wirtschaftlich vorteilhaften Bedingungen wird diese Art der Sicherung gegen Wellenbelastung vielfach angewendet und bindet einen erheblichen Teil aller im konstruktiven Wasserbau eingesetzten finanziellen Mittel.

Zur Bemessung von wellenbelasteten Steinschüttungen ist es heute meist üblich, die Hudson-Formel heranzuziehen. Mit dieser Handhabe der Bestimmung werden aber nicht nur neuere Untersuchungen und deren Erkenntnisse völlig ignoriert, sondern auch die Empfehlungen und Fehlerquellen übersehen, auf die Hudson schon vor ca. 50 Jahren hingewiesen hatte.

Es erscheint deshalb zweckmäßig, zunächst die grundlegenden Versuche von Hudson und deren Ergebnisse zu erläutern.

2 Untersuchungen von Hudson

Hudson [8] begann 1950 im Wasserbaulaboratorium in Vicksburg, USA, mit Untersuchungen zur Stabilität von Steinschüttungen bei Wellenbelastung. Diese Recherchen hatten zunächst die Aufgabe, die ungesicherten Koeffizienten K_j in der Formeln von Iribarren [15]

$$G = K_j \cdot \frac{\rho_s \cdot g \cdot H^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (1)$$

und K_L in der Formel von Epstein - Tyrell [5]

$$G = K_T \cdot \frac{\rho_s \cdot g \cdot H^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^3} \cdot \frac{\cos^3 \alpha}{(\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (2)$$

zu bestimmen.

Dabei bezeichnen:

G [N] - das minimal notwendige, mittlere Steingewicht,

ρ_s [kg m^{-3}] - die Dichte des Steinmaterials,

ρ [kg m^{-3}] - die Dichte des Wassers,

g [m s^{-2}] - die Erdbeschleunigung

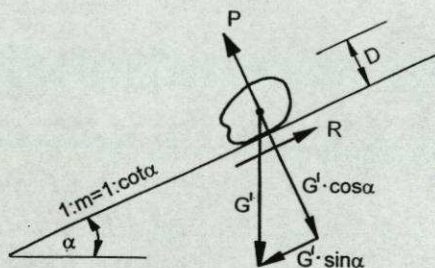
H [m] - die Wellenhöhe

α [$^\circ$] - den Böschungswinkel und

μ [1] - den Reibungsbeiwert.

Nach dem Grundgedanken von Iribarren, daß die Steine unter der Wirkung der Wellen senkrecht aus ihrem Verband gehoben werden, entwickelte Hudson [11] die verbesserte Iribarrenformel (siehe Bild 1).

$$G \geq k_j' \frac{\rho_s \cdot g \cdot \mu^3 \cdot H^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^3 (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (1a)$$



$$P = \rho \cdot g \cdot k_F \cdot D^2 \cdot H$$

P - Strömungsdruckkraft

$$G' = (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot k_v \cdot D^3$$

G' - Unterwassergewicht

$$R = \mu \cdot (G' \cdot \cos \alpha - P)$$

R - Reibungskraft

Kräftegleichgewicht parallel zur Böschungsebene:

$$R \geq G' \cdot \sin \alpha$$

$$\mu (G' \cdot \cos \alpha - P) = G' \cdot \sin \alpha$$

$$\mu \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot k_v \cdot D^3 \cdot \cos \alpha - \mu \cdot \rho \cdot g \cdot k_F \cdot D^2 \cdot H \geq (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot k_v \cdot D^3 \cdot \sin \alpha$$

$$D \geq \frac{k_F}{k_v} \cdot \frac{\mu \cdot H}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) \cdot (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

$$G \geq \rho_s \cdot g \cdot k_v \cdot D^3 \equiv k_j' \frac{\rho_s \cdot g \cdot \mu^3 \cdot H^3}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^3 \cdot (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

Bild 1: Ableitung der Iribarrenbeziehung nach HUDSON

Nach einer ersten Testreihe mit konstantem Wasserstand h und drei Wellenperioden T ($0,16 \leq h/\lambda \leq 0,38$) zeigten die Versuchsergebnisse von Hudson, daß bei Annahme von $\mu = 1,09$ ($\phi_e = 47,5^\circ$) der Beiwert k' in Gl. (1a) nicht konstant, sondern ganz wesentlich vom Verhältnis Wassertiefe zur Wellenlänge h/λ und von Böschungswinkel α abhängig ist.

Mit der Durchführung und Auswertung weiterer Versuche zeigte Hudson dann, daß bei Ansatz von $k' = 0,015$ (Beiwert für Bruchsteine nach Iribarren in Gl. 1a) der eigentlich als unveränderlich anzusehende Reibungsbeiwert μ in den Grenzen von 0,78 bis 1,28 und μ^3 von 0,48 bis 2,1 schwankt.

Dieses Ergebnis erschütterte die Glaubwürdigkeit der Iribarrenformel einschließlich ihrer mechanischen Modellvorstellung. Gleichzeitig wurde aber damit auch die Berechnungsformel von Epstein und Tyrell (Gl. 2) ungläubwürdig, da sie strukturell ähnlich aufgebaut ist, wie die Beziehung von Iribarren.

Zur Klärung der Problematik führte Hudson daraufhin systematische Laborversuche mit regelmäßigen Wellen durch. Die Modellbedingungen dafür sind in Bild 2 skizziert.

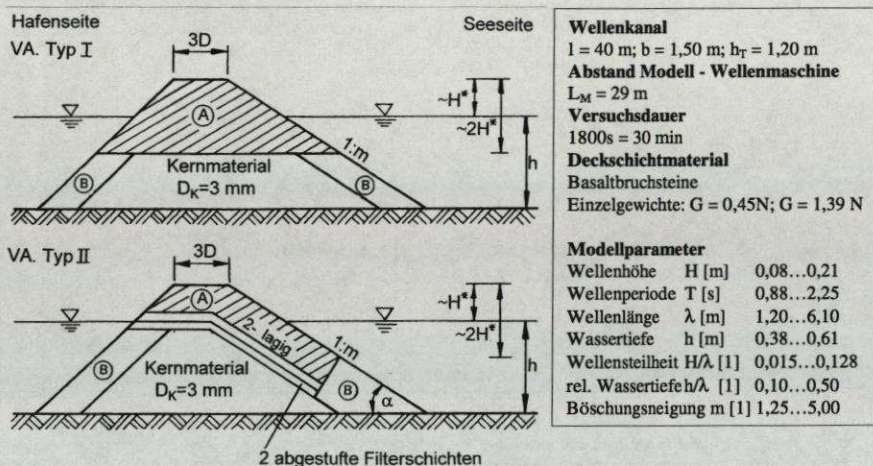


Bild 2: Versuchsbedingungen der Stabilitätsuntersuchungen von HUDSON für Deckschichten aus Bruchsteinmaterial

Die als Schutzelemente dienenden Steine (A- Material) waren speziell ausgesucht worden sowie form- und gewichtsmäßig nahezu gleich. Das B- Material (siehe Bild 2) war von ähnlicher Größenordnung, aber in den Einzelgewichten etwas unterschiedlicher und in der Form nicht so kubisch wie die Steine des A-Materials.

Nachdem der Basaltsplitt des Kerns, das B- Material und ggf. die Filterschichten eingebracht waren, wurde per Hand das A- Material (Basaltbruchsteine mit Gewichten von 0,45 N bzw. 1,39 N) von unten nach oben eingebaut. Es wurde jeweils eine Kronenbreite von drei Durchmessern des A- Materials angeordnet.

Nach Flutung der Wellenrinne wurde dann das Modellbauwerk dynamisch belastet. Dabei sind die Wellenhöhen mit Intervallen von 6 mm solange gesteigert worden, bis in Belastungszeiten von 30 Minuten (bei gleichen Wellenhöhen) der erste Stein (oder die ersten Steine) seine Lageposition verlassen hatten. Diejenige Wellenhöhe, bei der die ersten geringfügigen Bauwerksbeschädigungen aufgetreten waren, wurde als Entwurfswellenhöhe H^* gekennzeichnet. Bei den Versuchen war darauf geachtet worden, daß die Höhe des Modellbauwerkes gerade so hoch war, daß kein Kronenüberlauf (no-overtopping) erfolgte. Gleichzeitig wurde garantiert, daß das A- Material bis zu einer Wassertiefe h_k unter dem Ruhewasserspiegel ungeordnet war, die damit dem Maß der Kronenhöhe über dem Wasserspiegel entsprach.

Bei weiterer Steigerung der Belastung (Vergrößerung der Wellenhöhe über den Wert H^* hinaus) sind dann bei unveränderter Bauwerkskontur und konstant gehaltenem Wasserspiegel (d.h. ggf. mit relativ geringem Wellenüberlauf) die Beschädigungs- und Zerstörungserscheinungen (Damages) untersucht worden.

Diese Recherchen bezogen sich ausschließlich auf Wassertiefenverhältnisse von $h/\lambda = 0.10$ bis $h/\lambda = 0,25$ und Böschungsneigungen $m = 1,25$ bis 4.

Aus den Vergleichsuntersuchungen zu den Bemessungsformeln von Iribarren und Epstein-Tyrell hatte Hudson festgestellt, daß die üblichen mechanischen Vorstellungen hinsichtlich der Neigungsabhängigkeit nicht zum Ziel führen.

Er gründete seine Problemanalyse deshalb auf das folgende Gedankenmodell. Die Standfestigkeit eines Steinelementes in der Deckschicht wird belastet durch den Überfallstrahl der brechenden Welle. Bei einer Strahlgeschwindigkeit von

$$v_b = \sqrt{g \cdot h_b} = \sqrt{g \cdot \frac{H_b}{k}}$$

kann die Druckkraft P, die auf ein Steinelement des Durchmessers D ausgeübt wird, mit

$$P = c \cdot \rho \cdot D^2 \cdot v_b^2 = c \cdot \rho \cdot g \cdot D^2 \cdot H_b$$

angegeben werden (Bezeichnungen vgl. Bild 4).

Den Widerstand eines kritischen Befestigungselementes setzt Hudson proportional zum Unterwassergewicht G'

$$G' = k_v \cdot D^3 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho)$$

und schreibt dann

$$k_v \cdot D^3 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) = c \cdot D^2 \cdot \rho \cdot g \cdot H_b$$

bzw.

$$\frac{H_B}{D \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)} = \frac{H_B}{D \cdot \Delta} = \frac{k_v}{c}$$

Mit

$$G = k_v \cdot \rho_s \cdot g \cdot D^3 \quad \text{bzw.} \quad D = \sqrt[3]{\frac{G}{k_v \cdot \rho_s \cdot g}}$$

ergibt sich daraus

$$\frac{H_B}{\Delta} \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3} = \frac{k_v^{2/3}}{c}$$

und die Stabilitätszahl N_s

$$N_s = \frac{H}{\Delta} \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3} = \text{Funktion von zahlreichen Abhängigen.}$$

Als Abhängige für die Stabilitätszahl werden von Hudson genannt:

- der Böschungswinkel α ,
- die Steinform,
- das Mitwirken von Beschleunigungskräften,
- die Wellensteilheit H/λ ,
- die relative Wassertiefe h/λ ,
- die relative Wellenhöhe H/h
- die absolute Wassertiefe vor dem Bauwerk h ,
- der Winkel der Schorreinigung α_s ,
- die Durchlässigkeit p ,
- die Dicke der Deckschicht,
- die Kronenhöhe über Ruhewasser h_K ,
- die Kronenbreite B ,
- der Wellenanlaufwinkel β ,
- die Einbauart und schließlich
- der Beschädigungszustand.

Als Ergebnis der durchgeführten Modelluntersuchungen erhielt Hudson

$$N_s = \frac{H}{\Delta} \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3} = (K_o^1 \cdot K_v \cdot \cot \alpha)^{1/3} \quad (3)$$

mit $K_0'^{1/3} = 1,37$ bis $1,6$ und im Mittel $K_0'^{1/3} = 1,47$; bzw. $K_0' = 3,2$
und mit Verlustwerten nach Tabelle 1.

V[%]	H / H*	$K_0' \cdot K_v$	1 + V[%]
0 bis 1 (0,5)	1,00	3,2	1,5
1 bis 5 (2,5)	1,18	5,1	3,5
5 bis 15 (10)	1,33	7,2	11
10 bis 20 (15)	1,45	9,5	16
15 bis 40 (32,5)	1,60	12,8	33,5
30 bis 60 (45)	1,72	15,9	46

Tabelle 1: Ergebnisse der Damage - Versuche von Hudson

Dabei bezeichnet V den Verlust, prozentual bezogen auf eine zweilagige Decklage aus A- Material gemäß Bild 2, VA Typ II.

Werden die Logarithmen der Verlustwerte nach Tabelle 1 einer linearen Regression unterzogen, so ergibt sich :

$$K_0' \cdot K_v = 2,63(1 + V)^{0,48} \quad (4)$$

Damit wird nach Gl. (3) als Stabilitätszahl erhalten

$$N_s = 1,38 \cdot (1 + V)^{0,16} \cdot (\cot \alpha)^{1/3} = \frac{H}{\Delta} \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3} \quad (5)$$

bzw. als notwendiges Steingewicht:

$$G = \frac{H^3}{N_s^3} \cdot \frac{\rho_s \cdot g}{\Delta^3} = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H^3}{2,63 \cdot (1 + V)^{0,48} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^3} \cdot m \quad (6)$$

3 Anwendungsbedingungen für die Hudson- Formel

Die Gln. (4), (5) und (6) beinhalten die Ergebnisse aller von Hudson mit Bruchsteinen durchgeführten Modellversuche. Da für die Stabilitätszahl keinerlei theoretische Stützung existiert, ist die Anwendung dieser rein empirischen Beziehungen unmittelbar an die Versuchsbedingungen gebunden.

Das betrifft insbesondere die Bettung, die Dicke, den technologischen Aufbau der Deckschicht sowie die Steinform. Veränderungen dieser Faktoren gegenüber den Versuchsbedingungen hinsichtlich der Schluckfähigkeit und der technologisch bedingten Lagestabilität der Steine können erhebliche Abweichungen der Ergebnisse von Gl. (6) zur Folge haben.

Es ist deshalb noch einmal daran zu erinnern, daß die Gleichungen (4) bis (6) die Stabilität von kantigen, kubischen, faktisch gleich großen Bruchsteinelementen in einer von Hand systematisch von unten nach oben aufgebau-

ten Steinschüttung beschreiben. Die Bestimmungsgleichungen gelten streng genommen weiterhin nur dann, wenn ein geradliniges Bauwerk von senkrecht zur Bauwerksachse anlaufenden, regelmäßigen „Modellwellen“ (Maßstabseffekt) ohne oder nur mit unwesentlichem Wellenüberlauf belastet wird.

Ein weiterer wichtiger Aspekt, der über die Zuverlässigkeit und Anwendbarkeit der Gln. (4) bis (6) Auskunft gibt, ist bereits aus den Versuchsergebnissen von Hudson ableitbar, die er zur Kritik der Iribarrenformel (Gl. 1a) benutzte.

In Bild 3 sind deshalb die schon vorher erwähnten Versuchsergebnisse von Hudson für eine Meßserie mit konstanter Wassertiefe h , sechs unterschiedlichen Böschungsneigungen m und jeweils drei Wellenperioden T als Funktionsabhängigkeit $k'_i = f(m; h/\lambda)$ dargestellt.

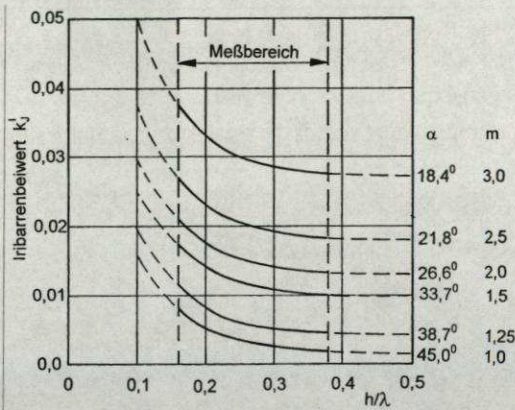


Bild 3: Darstellung des Iribarrenwertes k'_i mit Meßwerten von HUDSON [8]

Aus dem Kurvenverlauf ist direkt ersichtlich, daß der Beiwert k'_i der Iribarrenformel und damit auch allgemein das notwendige Steingewicht vom Verhältnis h/λ (Wassertiefe/Wellenlänge) abhängig ist. Da aber bei diesen Versuchen die Wassertiefe konstant gehalten worden war, muß das Steingewicht G nicht unwesentlich von der Wellenlänge λ bzw. von der Wellenperiode T abhängig sein. Diese Funktionalität wird aber durch die Hudson-Formel nicht wiedergegeben.

Ein weiteres Manko dieser Beziehung ist in der leicht nachprüfaren Sachlage zu sehen, daß durch die Proportionalität zum Faktor $\tan \alpha = 1/m$ mit ihr für alle Böschungswinkel $\alpha < 90^\circ$ und damit auch für extrem steile Neigungen, standsichere Steingrößen ausgewiesen werden. Diese Aussage betrifft selbst solche Neigungenverhältnisse, die steiler sind als die Grenzwinkel des Befestigungsmaterials, bei denen die Böschung schon allein aus statischen Gründen ohne Wellenbelastung die Standsicherheit verliert. Es darf und muß deshalb geschlußfolgert werden, daß die Hudsonformel für steile Neigungen und geringe Materialverluste fehlerhaft ist und einer Korrektur bedarf. Zentrale Bedeutung

hat die Wahl der maßgebenden Bemessungswellenhöhe des natürlichen Seeganges als Äquivalent zur Wirkung der stets gleichen Höhe H von regelmäßigen Modellwellen in Gl. (5) und (6). Hudson läßt die Beantwortung dieser Fragestellung weitgehend offen und äußert lediglich die Meinung, daß die Bestimmung der Steingrößen mit einer Wellenhöhe unterhalb von $1,6 \cdot H_{1/3} = 2,56 \cdot H_m \cong H_{0,6\%}$ durchgeführt werden sollte. Er bezieht die Ergebnisse seiner Versuche auf die ermittelte Größe $H_{1/3}$ der „regelmäßigen“ Modellwellen und damit auf $H_{1/3} = 1,07 \cdot H_m$.

Nachdem in der Folgezeit bei zahlreichen Bauwerken, die mit $H = H_{1/3} = 1,6 \cdot H_m$ bemessen worden waren, schwerwiegende Schäden auftraten, wurde zunächst im SPM [37] die Wellenhöhe $H = H_{1/10} = 1,27 \cdot H_{1/3} = 2,03 \cdot H_m$ zur Steinbemessung empfohlen.

Inzwischen sind jedoch zahlreiche Untersuchungen mit naturähnlichen Wellen durchgeführt worden. Sie weisen aus, daß als Bemessungswellenhöhe in die Hudsonformel die statischen Größen von

$H_{Bem} = H_{1/10} = 1,27 \cdot H_{1/3} = 2,03 \cdot H_m$ bis $H_{1/30} = 1,79 \cdot H_{1/3} = 2,86 \cdot H_m$
eingesetzt werden sollten.

So ist auch nach EAU 1996, E 137 [39] die Bemessungswelle in der Hudsonformel mindestens mit $H_{1/3}$ anzusetzen. Gemäß E 136-3 gilt weiterhin, daß die Höhe der Bemessungswelle für Wellenbrecher mit $H_{Bem} = 1,0 \cdot H_{1/3}$ bis $1,5 \cdot H_{1/3}$ für geböschte Molen mit $H_{Bem} = 1,6 \cdot H_{1/3}$ und bei Bauwerken mit hohen Sicherheitsanforderungen mit $H_{Bem} = 2,0 \cdot H_{1/3}$ anzusetzen ist. Da aber die Wellenhöhe in die Bestimmung des Steingewichtes mit der dritten Potenz eingeht, resultieren aus diesen Forderungen sehr unterschiedliche und z. T. sehr hohe Steingewichte. Diese Sachlage zeigt einerseits, daß zur Realisierung wirtschaftlicher Bauweisen des Wellenschutzes, das Risiko, der Verlust bzw. die notwendige Unterhaltungs- und Ausbesserungsarbeiten mit in die Kostenminimierung einbezogen werden sollte. Andererseits wird jedoch durch die sehr großen Gewichtsunterschiede auch die Unsicherheit und der weitere Forschungsbedarf offenbart, der aus dem Umgang mit diesen rein empirischen, durch kein Aktionsschema gestützten Versuchsdaten entsteht.

Die notwendige Kritik an der Hudsonformel beinhaltet deshalb hauptsächlich die nachfolgenden drei Aspekte:

1. unvollkommene Erfassung der Einflußfaktoren
2. notwendige Korrektur der Neigungsabhängigkeit
3. unzufriedenstellende Übertragung der Modellwerte auf Naturverhältnisse.

Insgesamt fehlt der Hudsonformel eine zutreffende, physikalische Modellvorstellung, welche die Einzelvorgänge mit ihren Einflußfaktoren und Wirkungsmechanismen anschaulich zum registrierten Gesamtgeschehen und dem daraus abgeleiteten analytischen Ausdruck verknüpft.

4 Internationale Bemühungen zur Bestimmung der Steingewichte für wellenbelastete Böschungen

Vor und nach den Untersuchungen von Hudson sind zahlreiche Bemühungen unternommen worden, um Bemessungsgrundlagen für wellenbelastete, steingeschützte Böschungen zu entwickeln. Die nachfolgende Aufstellung gibt einen Überblick über die dabei entwickelten Funktionsbeziehungen, die teilweise zu Unrecht bisher wenig Beachtung gefunden haben. Sie werden entwickelt und verglichen als Stabilitätszahl N_s

$$N_s = \frac{H}{\frac{\rho_s}{\rho} - 1} \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3} = \frac{H \left(\frac{\rho_s \cdot g}{G} \right)^{1/3}}{\Delta \cdot D_n} \quad (7)$$

$$\text{mit: } G = g \cdot \rho_s \cdot D_n^3 = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H^3}{\Delta^3} \cdot \frac{1}{N_s^3} \quad (8)$$

Diese speziellen für den Vergleich benutzten Stabilitätszahlen beziehen sich auf ein geradliniges Bauwerk mit einer zweilagigen Deckschicht aus Bruchsteinen, die über einem Stufenfilter aufgebaut ist. Sie charakterisieren den Stabilitätszustand in der Situation zu Beginn der Materialverluste und gelten für Belastungen ohne wesentlichen Überlauf.

Im Einzelnen sind bisher bekannt geworden:

$$\text{Izbas (1932) [16]:} \quad N_s = 2,25 \cdot \cos \alpha \quad (9)$$

$$\text{Iribarren (1938) [15]:} \quad N_s = 4,05(\cos \alpha - \sin \alpha) \quad (10)$$

$$\text{Castro [40]:} \quad N_s = 1,12(m+1)^{2/3} \cdot \left(m - 2 \frac{\rho}{\rho_s} \right)^{1/6} \quad (11)$$

$$\text{Rodolph (1950) [40]:} \quad N_s = 3,95 \left(\frac{H}{T} \right)^{1/3} \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (12)$$

$$\text{Mathews [40]:} \quad N_s = 8,76 \left(\frac{H}{T} \right)^{1/3} \cdot (\cos \alpha - 0,75 \cdot \sin \alpha)^{2/3} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \text{Larras (1952) [25]:} \quad N_s &= 5,7 \cdot \frac{\lambda}{2\pi h} \cdot \sinh \frac{2\pi h}{\lambda} \cdot \sin(45^\circ - \alpha) \\ &\cong 5,7 \left[1 + 6,57 \cdot \left(\frac{h}{\lambda} \right)^2 \right] \cdot \sin(45^\circ - \alpha) \end{aligned} \quad (14)$$

$$\text{Hudson (1953) [11]:} \quad N_s = 1,47 \cdot m^{1/3} \quad (15)$$

- Hedar** (1953) [7]: $N_s = 4,37 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)$ (16)
- Pyskin** (1954) [26]: $N_s = 3,94 \cdot \cos \alpha$ (17)
- Bozic** (1954) [4]: $N_s = 2,95 \cdot \cos \alpha$ (18)
- Sankin** (1955) [29]: $N_s = 0,50 \cdot (m + 2) \cdot \cos \alpha$ (19)
- Beaudevin** (1955) [2]: $N_s = 1,59 \cdot \left(\frac{1}{m - 0,8} - 0,15 \right)^{-1/3}$ (20)
- Lupinskij** (1959) [22]: $N_s = 7,78 \cdot (8 - 1,4 \cdot m)^{-1/3} \cdot \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{1/3}$ (21)
- Goldstein** (1959) [6]: $N_s = 1,35 \cdot m^{0,61}$ (22)
- Zajcev** (1960) [35]: $N_s = 3,42 \cdot \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{1/3} \cdot (m^3 + 1)^{1/6}$ (23)
- Oficerov** (1962) [25]: $N_s = 1,00 \cdot m^{5/6}$ (24)
- Rybcevschij** (1964) [27]: $N_s = 4,05 \cdot \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{1/3} \cdot \sqrt{m} \cdot \cos \alpha$ (25)
- Svee** (1965) [30]: $N_s = 2,03 \cdot \cos \alpha$ (26)
- Metelicyna** (1967) [23]: $N_s = 3,42 \cdot \cos (23^\circ + \alpha)$ (27)
- Wagner** (1984) [34]: $N_s = 24,3 \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{1/4} \cdot m^{1/3} \cdot \tanh 6 \left(1 - \frac{\alpha}{\alpha_{gr}} \right) \cdot \frac{1}{\ln N}$ (28)
- van der Meer** (1988) [19]: $N_s = 6,04 \cdot \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{1/4} \cdot m^{1/2} \cdot N^{-0,1}$ (29)
- Koev** (1992) [17]: $N_s = 1,92 \cdot \left(\frac{H}{\lambda} \right)^{0,128} \cdot m^{0,522}$ (30)
- Belfadhel** (1993) [3]: $N_s = 0,81 \cdot m^{0,77}$ (31)

Die Übersicht zeigt zunächst, daß sich zahlreiche Forscher mit der Problematik beschäftigt haben. Über die Hälfte der Beziehungen stellen die Stabilitätszahl ausschließlich als Funktion der meist nicht näher gekennzeichneten Struktur (Steinform und Aufbau) und des Neigungswinkels der Böschung, ähnlich wie Hudson, dar. Neun der aufgeführten Bestimmungsgleichungen berücksichtigen außer den vorgenannten Faktoren den Einfluß der Wellenperiode meist über den Ansatz der Wellensteilheit H/λ . Letztlich schließen weiterhin zwei dieser aufge-

fürten Untersuchungsergebnisse den Wirkungsmechanismus der natürlichen Wellenbewegung über die Anzahl der Belastungswellen N mit in die Bestimmung ein.

Da alle Beziehungen versuchsmäßig fundiert sind, ist es nur auf der Basis der relativ breiten Modellpalette und der damit vorgenommenen Charakterisierung eines „oberen Mittelwertverhaltens“ sowie durch gegenseitige Überlagerung von Einflüssen vorstellbar, warum sich die Hudsonformel in ihrer wenig detaillierten Form so lange in der Anwendung erhalten hat. Zur Überprüfung dieses Sachverhaltes wurde in Tabelle 2 ein Beispiel, bezogen auf Talsperren und Binnenseen der Bundesrepublik, gerechnet. Dargestellt werden die Stabilitätszahlen N_s , der normierte Durchmesser $D_n \cong 0,88 D$ und das Relativgewicht zum Steingewicht von Hudson.

Neben der bis auf wenige Ausnahme überraschenden Einheitlichkeit der Ergebnisse, wird das vermutete „obere Mittelwertverhalten“ der Hudsonformel an diesem Beispiel bestätigt.

Bei den Bestimmungsmethoden, welche die Anzahl der natürlichen Wellen mit in die Berechnung einbeziehen, stellt van der Meer seine Versuchsergebnisse als Stabilitätszahl empirisch in Abhängigkeit von der Iribarrenzahl ξ dar.

$$\xi = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{\lambda_0}{H}}$$

Im Gegensatz dazu entwickelte der Verfasser primär ein Gedankenmodell, das die physikalischen Zusammenhänge der kritischen Stabilitätssituation eines Steinelementes in Abhängigkeit von der Wirkung des Brecherstrahles, der ablaufenden Welle, des Eigengewichtes unter Wasser, der Zwangskräfte der Nachbarelemente und Zufallsgrößen beschreibt (siehe Bild 4).

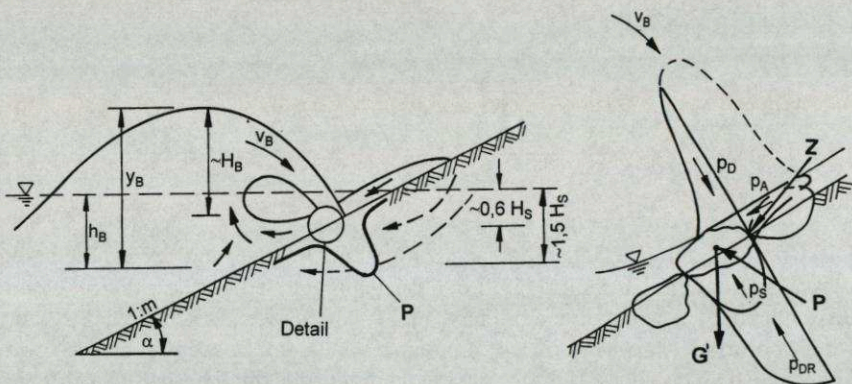


Bild 4: maßgebende Belastungssituation

Verfasser	N_s	$\frac{D_s}{H} = \frac{1}{\Delta \cdot H_s} = \frac{0,606}{N_s}$	$\frac{G}{G_H} \cdot 100 = \left(\frac{1,86}{N_s}\right)^3 \cdot 100$
Izbas	2,01	0,301	79
Iribarren	1,81	0,335	109
Castro	2,42	0,250	45
Rodolph	1,49	0,407	195
Mathews	2,23	0,272	58
Larras	∞	0	0
Hudson	1,86	0,326	100
Hedar	1,95	0,311	87
Pyskin	3,52	0,172	15
Bozic	2,64	0,230	35
Sankin	1,79	0,339	112
Beaudevin	1,81	0,335	108
Lupinskij	1,82	0,333	107
Goldstein	2,06	0,294	74
Zajcev	2,00	0,303	80
Oficerov	1,78	0,340	114
Rybcevschij	2,08	0,291	72
Svee	1,82	0,333	107
Metelicyna	2,22	0,273	59
Wagner	1,92	0,315	91
van der Meer	1,93	0,314	90
Koev	1,95	0,311	87
Belfadhel	1,38	0,439	245
Mittelwert	1,91	0,31	93

Tabelle 2: Vergleich der verschiedenen Stabilitätszahlen

(Vorgaben: $\alpha = 26,56^\circ$; $m = 2$; $h/\lambda = \infty$; $\lambda/H = 15$; $T = 2,2s$; $t_0 = 2h$; $N = 2 \cdot 3600/2,2 = 3272$)

Die daraus abgeleiteten Berechnungsmethode wird vorrangig zur Anwendung empfohlen:

- weil sie klar strukturiert und übersichtlich ist,
- weil sie alle maßgebenden Einflussfaktoren enthält und sinnvoll erweiterungsfähig ist,
- weil sie die Hudsonformel mit der Vielzahl der für sie existierenden Versuchswerten einschließt,
- weil sie auch bei Böschungsneigungen in grenzsteilen Bereichen nicht versagt,
- und weil sie schließlich die Überführung der Modellergebnisse auf Naturereignisse besser und widerspruchsfreier beschreibt, als alle bisher dafür existierenden Methoden.

Nach der empfohlenen Berechnungsmethode kann die notwendige Gewichtskraft eines Steinelementes G in einer wellenbelasteten Decklage eines Bauwerkes dargestellt werden als Produkt unterschiedlicher Module M_i .

$$G = M_1 \cdot M_2 \cdot M_3 \cdot M_4 \cdot M_5 \cdot M_6 \cdot M_7 \cdot M_8 \cdot M_9 \cdot M_{10} \quad (32)$$

Strukturmodul $M_1 = \frac{1}{K_0}$

Der erste Modul beschreibt die Steinform einschließlich ihrer Rauigkeit, die Größenverteilung der Steine, die Einbauart und ggf. die Vorbelastung als Verfestigung. Für Bruchsteine liegt K_0 zwischen den Werten von $K_0 = 2,5$ bis $5,0$. Der versuchsmäßig ermittelte Wert für „geglättete“ Steinschüttungen liegt bei $K_0 \approx 4,0$.

Porenmodul $M_2 = \frac{1}{K_D}$

Der zweite Modul kennzeichnet die Schluckfähigkeit der Steinsicherung. Er wird maßgeblich bestimmt von der verfügbaren Schichtdicke, den absoluten Porengrößen und der Porenziffer. Es gelten:

- Bauwerk aus gleichartigem Steinmaterial $K_D = 1,0$
- zweilagige Decklage auf Stufenfilter $K_D = 0,8$
- zweilagige Decklage auf Textilfilter $K_D = 0,6$
- zweilagige Decklage auf dichter Unterlage $K_D = 0,5$

Risikomodul $M_3 = \frac{1}{(1+V)^{0,6}}$

Der dritte Modul beschreibt das Risiko, bzw. die zu erwartende Beschädigung des Bauwerkes. V kennzeichnet den Verlust in Prozent zu den Steinen in einer zweilagigen Deckschicht bezogen auf eine Höhenlamelle von $2 \cdot H_{1/3}$. Der faktische Beginn der Materialverluste liegt bei ca. $V = 2\%$. Für eine zweilagige Deckschicht sollte im Hinblick auf die Gesamtstandfestigkeit der Verlustwert von $V = 9\%$ nicht überschritten werden. Durch das Überlastungskonzept der Hudsonversuche (bei Belassung der Kronenhöhe im konstanten Abstand von etwa H^* zum Wasserspiegel) war eine andere Risikoabhängigkeit zu erwarten, welche in Gl. (4) mit $M_{3 \text{ Hudson}} = K_v^{-1} = (1+V)^{-0,48}$ angegeben ist.

Steilheitsmodul $M_4 = \left(\frac{\lambda/H}{30}\right)^{3/4}$ für $\lambda/H \leq 30$

Der vierte Modul kennzeichnet den Einfluß der Wellenperiode auf die Steingröße über den Ausdruck der Wellensteilheit. Für Werte $\lambda/H > 30$ ist $M_4 \approx 1$ einzusetzen. Da die Relation M_4 stets kleiner oder gleich eins ist, kann im Vergleich zu Hudson davon ausgegangen werden, daß diese Beziehung ausschließlich den Maximalwert beschreibt.

Wassertiefenmodul $M_5 = \tanh^3 2 \cdot \pi \cdot h / \lambda$

Der fünfte Modul stellt die Abhängigkeit des Steingewichtes vom Wassertiefenverhältnis h/λ in Rechnung. Nach den bisher vorliegenden Meßwerten kann $M_5 = \tanh^3 2\pi h / \lambda$ angesetzt werden. Spezielle weitere Untersuchungen sind dringend erforderlich.

Neigungsmodul
$$M_6 = \frac{\tan \alpha}{\tanh^3 6 \left(1 - \frac{\alpha}{\alpha_{gr}} \right)}$$

Der Modul M_6 beschreibt die Neigungsabhängigkeit der Steingewichte vom Böschungswinkel α . Mit dem Funktionsanteil $\tan \alpha$, äquivalent zu Hudson, wird der Einfluß der Reflexion gekennzeichnet. Der Ausdruck des hyperbolischen Tangens charakterisiert die Lagestabilität von Einzelsteinen der Deckschicht. Der Winkel α_{gr} ist dabei der Grenzwinkel, bei dem ohne Wellenbelastung aus einer zweilagigen Deckschicht der Böschungslänge $6 \cdot D / \cos \alpha$ ein Verlust von $V\%$ auftritt. Für Bruchsteine ergab die Auswertung der Versuchsergebnisse $\alpha_{gr} = 52^\circ \cdot V^{0,115}$. Der Funktionsanteil $\tanh^{-3} 6 \cdot (1 - \alpha/\alpha_{gr})$ ist in Bild 5 dargestellt. Es ist daraus ersichtlich, daß ein merkbarer und bedeutsamer Anteil des Verlustes der Eigenlagestabilität erst für steile Neigungen oberhalb von $\alpha = 26,57^\circ$ ($m = 2$) entsteht.

Dichtemodul
$$M_7 = \frac{\rho_s \cdot g}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^3}$$

Der siebte Modul bestimmt, wie auch bei allen anderen Berechnungsansätzen für Steine auf wellenbelasteten Böschungen, den Einfluß der Dichten auf die notwendigen Steingewichte. Für quarzhaltige Natursteine ergibt sich mit $\rho/\rho = 1,65$ ein Wert von $M_7 = 5,787 \text{ kN/m}^3$.

Wellenhöhenmodul
$$M_8 = \left(\frac{H_{max}}{H_{1/10}} \right)^6 \cdot H_m^3$$

Der Wellenhöhenmodul ist die wichtigste Einflußgröße innerhalb dieser Bestimmung. Er beschreibt die Wirkung einer Wellenbewegung mit der mittleren Wellenhöhe H_m auf die notwendigen Steingrößen. Für regelmäßige Modellwellen ist $M_8 = 1 \cdot H^3 = 1 \cdot H_m^3 = H_{bem}^3$. Bei der Übertragung der Ergebnisse von Versuchen mit regelmäßigen Wellen auf Naturverhältnisse ist aber auch für den Beginn der Steinverluste nicht die vergleichbar größte Wellenhöhe des Spektrums, sondern die größte Wellenwirkung gesucht.

Das ungünstigste Standsicherheitsverhalten ist aber dann gegeben, wenn eine Welle großer Höhe γH_{\max} auf besonders ungünstige Verhältnisse trifft, die durch die Vorgängerwelle mit der Höhe H_{x1} erzeugt wurde.

Zur Kennzeichnung dieses Verhaltens wurde deshalb der Ansatz

$$\frac{H_{\text{Bem.}}}{H_m} = \left(\frac{\gamma H_{\max}}{H_{x1}} \right)^\varepsilon = \left(\frac{H_{\max}}{H_x} \right)^\varepsilon = \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/n}} \right)^\varepsilon \quad (33)$$

gemacht. Dabei kennzeichnet ε das Wellenspektrum, insbesondere die Wellenhöhenverteilung. Nach den bisher vorliegenden Ergebnissen, auch mit Langzeitversuchen von ca. 9000 Belastungswellen gemäß einem Jonswap-Spektrum, ergibt sich

$$\frac{H_{\text{Bem.}}}{H_m} = \left(\frac{H_{\max}}{H_{4,4\%}} \right)^2 \cong \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/10}} \right)^2 \quad (34)$$

oder auch

$$\frac{H_{\text{Bem.}}}{H_{1/3}} \left(\frac{H_{\max}}{H_{0,67\%}} \right)^2 \cong \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/60}} \right)^2 \quad (35)$$

$$\text{Mit } H_{\max} = \left(\frac{1}{a} \ln N \right)^{1/b} \cdot H_m \quad (36)$$

$$H_{x\%} = \left(-\frac{1}{a} \ln \frac{x}{100} \right)^{1/b} \cdot H_m \quad (37)$$

$$a = \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{H_m}{\sqrt{2\pi} \cdot h} \right) \quad (38)$$

$$b = 2 \cdot \left(1 - \frac{H_m}{h} \right) \quad (39)$$

ergibt sich daraus:

$$H_{\text{Bem.}} = H_m \cdot \left(\frac{\ln N}{3,25} \right)^{1-H_m/h} = H_{1/3} \cdot \left(\frac{\ln N}{5} \right)^{1-H_m/h} \quad (40)$$

Für den Wellenmodul folgt daraus:

$$\begin{aligned}
 M_8 &= \left(\frac{H_{\max}}{H_{4,4\%}} \right)^6 \cdot H_m^3 = \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/10}} \right)^6 \cdot H_m^3 = \left(\frac{\ln N}{3,25} \right)^{3(1-H_m/h)} \cdot H_m^3 \\
 &= \left(\frac{H_{\max}}{H_{0,67\%}} \right)^6 \cdot H_{1/3}^3 = \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/60}} \right)^6 \cdot H_{1/3}^3 = \left(\frac{\ln N}{5} \right)^{3(1-H_m/h)} \cdot H_{1/3}^3 \quad (41)
 \end{aligned}$$

$N = t_D/T_m$ bezeichnet dabei die Anzahl der Belastungswellen, t_D die Belastungszeit und T_m die mittlere Wellenperiode.

Krümmungsmodul
$$M_9 = \frac{1}{\left(1 - A \frac{D}{r}\right)^3}$$

Der Krümmungsmodul beschreibt die Vergrößerung des notwendigen Steingewichtes für die Lage von Böschungssicherungselementen in konvexen Krümmungen (Molenkopfsituation, bei der Krümmungsradius r positiv ist) sowie die Verringerung des Gewichtes bei konkaven Krümmungen (r – negativ). Für Bruchsteine des Durchmessers $D = 1,14 (G/\rho_s \cdot g)^{1/3}$ gilt $A = 0,40$.

Als weitere Einflußparameter sollte untersucht werden:

- der Einfluß des schrägen Wellenanlaufes $M_{10} = f(\beta)$,
- der schon erwähnte Einfluß des Wassertiefenverhältnisses (M_5) und schließlich
- die Stabilität von Steinen auf der Krone des Bauwerkes in Abhängigkeit von der relativen Kronenhöhe.

5 Schlußfolgerungen

Es wurde gezeigt, daß die Hudsonformel für die Bemessung durch Wellen belasteter Steine auf Bauwerksböschungen einen ersten brauchbaren Anhalt liefert.

Sowohl aus wirtschaftlichen wie aus sicherheitstechnischen Aspekten ist aber eine genauere Berechnung erforderlich.

Mit dieser Bestimmung sollten, über die Hudson-Formel hinausgehend, die Schluckfähigkeit der Böschung, die Wellensteilheit, der Schwingungsraum vor dem Bauwerk, die Grenzneigung des Steinmaterials, die Krümmungsgestaltung des Bauwerkes, der Einfluß des schrägen Wellenanlaufes und vor allen Dingen die besonderen Wirkungseigenschaften natürlicher Wellenspektren berücksichtigt werden.

In die empfohlene Bemessungsmethode werden diese Faktoren weitgehend einbezogen. Die notwendige Gewichtskraft G , die notwendige Masse M oder der Steindurchmesser D nach folgender Beziehung:

$$G = g \cdot M = 0,68 \cdot \rho_s \cdot g \cdot D^3 = M_1 \cdot M_2 \cdot M_3 \cdot M_4 \cdot M_5 \cdot M_6 \cdot M_7 \cdot M_8 \cdot M_9.$$

- $= \frac{1}{K_o}$

Strukturmodul $K_o = 2,5 \dots 5$
im Mittel $K_o = 4,0$
- $\cdot \frac{1}{K_D}$

Porenmodul
gleichartiges Steinmaterial $K_D = 1$
2-lagige DS auf Stufenf. $K_D = 0,8$
2-lagige DS auf Textilf. $K_D = 0,6$
2-lagige DS auf dichtem U. $K_D = 0,5$
- $\cdot \frac{1}{(1+V)^{0,6}}$

Risikomodul
Verlustansatz V [%] zwischen
2 % und 8 % für 2-lagige DS
- $\cdot \left(\frac{\lambda}{30H} \right)^{3/4}$

Steilheitsmodul für $\lambda/H \leq 30$,
für $\lambda/H > 30$ $M_4 = 1$
- $\cdot \tanh^3 2\pi h / \lambda$

Wassertiefenmodul für $h/\lambda > 0,10$
(weitere Untersuchungen sind notwendig)
- $\cdot \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha^3 6 \left(1 - \frac{\alpha}{\alpha_{gr}} \right)}$

Neigungsmodul, für Bruchsteine
 $\alpha_{gr} = 52^\circ \cdot V^{0,115}$
- $\cdot \frac{\rho_s \cdot g}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^3}$

Dichtemodul, für quarzhaltige Natur-
steine $M_7 \cong 5787 \text{ N/m}^3$
- $\cdot \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/10}} \right)^6 \cdot H_m^3$

Wellenhöhenmodul, beinhaltet die Grup-
penwirkung der Wellen auf die Standsi-
cherheit (Berechnung siehe Gl. (41))
- $\cdot \left(1 - A \frac{D}{r} \right)^{-3}$

Krümmungsmodul, konvexe Krümmun-
gen r + positiv; konkave Krümmungen
r - negativ; für Bruchsteine $A = 0,4$

Der Modul M_{10} , der die Abhängigkeit von der Wellenanlafrichtung beinhaltet, ist noch nicht ausreichend analytisch bestimmbar. Nach den bisherigen Untersuchungen ist jedoch einschätzbar, daß im Bereich $0^\circ < \beta < 30^\circ$ keine wesentliche Verkleinerung des Steingewichtes zustande kommt.

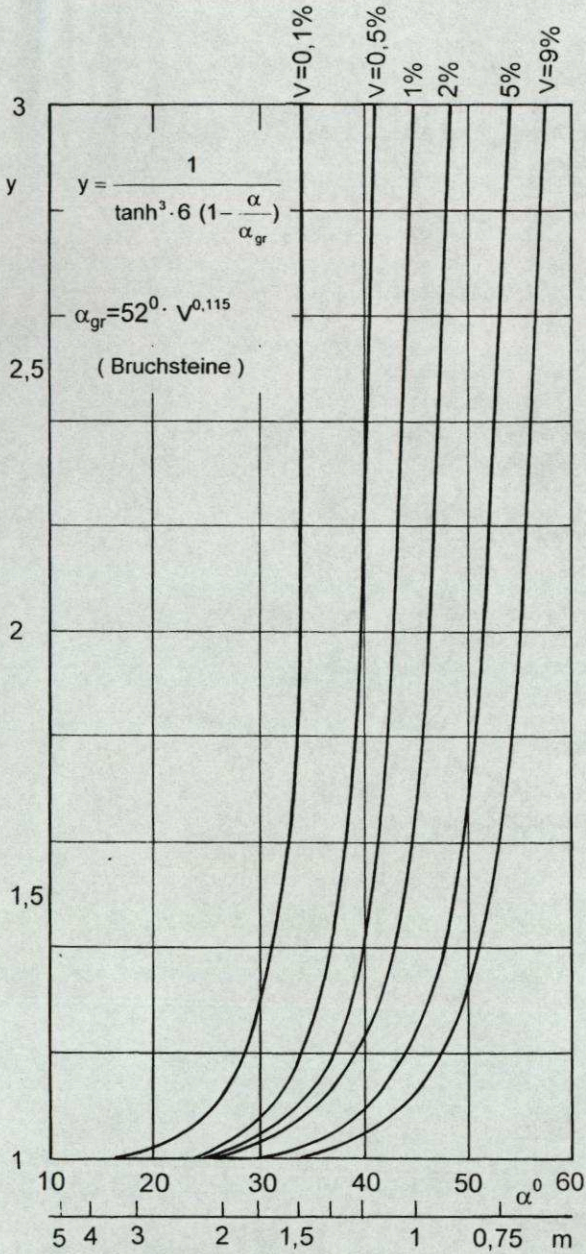


Bild 5: Lagestabilität

Symbolverzeichnis

α	[°]	Böschungswinkel
α_{gr}	[°]	Grenzwinkel der Böschung
β	[°]	Anlaufwinkel der Wellen zwischen der Bauwerksnormalen und der Wellenrichtung
Δ	[1]	Relativitätsdichte unter Wasser $\Delta = (\rho_s/\rho) - 1$
λ	[m]	Wellenlänge
λ_m	[m]	mittlere Wellenlänge
λ_p	[m]	Wellenlänge, die der Peakperiode entspricht
μ	[1]	Reibungsbeiwert
ρ	[kg/m ³]	Dichte des Wassers
ρ_s	[kg/m ³]	Dichte des Steinmaterials
A	[1]	Krümmungsbeiwert (Bruchsteine A = 0,4)
B	[m]	Kronenbreite
D	[m]	maßgebender Steindurchmesser $D = 1,14 D_n$
D_n	[m]	normierter Steindurchmesser $D_n = (G/(\rho_s \cdot g))^{1/3}$
F_H	[1]	Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenhöhe
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
G	[N]	Gewicht des Steines
G'	[N]	Unterwassergewicht eines Steines
h	[m]	Wassertiefe
H	[m]	Wellenhöhe
H*	[m]	Wellenhöhe, bei der die ersten Steinverluste auftreten
$H_{1/10}$	[m]	Mittel des höchsten Zehntels der Wellen
$H_{1/3}$	[m]	Mittel des höchsten Drittels der Wellen
$H_{1/60}$	[m]	Mittel des höchsten Sechzigstel der Wellen
$H_{1/n}$	[m]	mittlere Wellenhöhe des n- tels der höchsten Wellen
H_B	[m]	Höhe der brechenden Welle
H_{Bem}	[m]	Bemessungswellenhöhe
h_K	[m]	Kronenhöhe über dem Wasserspiegel
H_{max}	[m]	maximale Wellenhöhe
H_x	[m]	Wellenhöhe mit der Überschreitungswahrscheinlichkeit x
K_D	[1]	Beiwert der Durchlässigkeit
K_i	[1]	Beiwert
K_O	[1]	Strukturbeiwert
m	[1]	Böschungsneigung $m = \cot \alpha$
M	[kg]	Masse des Steines
N	[1]	Anzahl der Belastungswellen $N = t_p/T_m$
N_s	[1]	Stabilitätszahl
p	[1]	Porenzahl
P	[N]	Strömungskraft
R	[N]	Reibungskraft
S	[m]	Streichlänge des Windes auf der Wasserfläche
\bar{S}	[1]	dimensionslose Streichlänge $\bar{S} = g \cdot S / W_{10}^2$
T	[s]	Wellenperiode
t_D	[s]	Belastungszeit
T_m	[s]	mittlere Wellenperiode $T_m = 0,85 T_p$
T_p	[s]	Peakperiode
V	[%]	Steinverluste, bezogen auf eine zweilagige Deckschicht mit der Höhenlamelle $2H_{1/3}$
W_{10}	[m/s]	Windgeschwindigkeit, bezogen auf 10 m Höhe über Wasserspiegel

Literaturverzeichnis

- 1 Beau Devin, C. u. a. **Recherches experimentales sur la stabilité d'une jetée à talus incliné, soumise à la houle**, La Houille Blanche, 1953, vol. 8, Nr. 3
- 2 Beau Devin, C. **Stabilité des digues à talus à carapace en vrac**, La Houille Blanche, 1955, No A
- 3 Belfadhel, M.B. u. a. **Comparison and evolution of different riprap stability formulas using field performance**, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 1996, January/February
- 4 Bozic, P.K. **Meereswellen und ihre Einwirkung auf Bauwerke und Ufer**, Masstroizdat, 1949
- 5 Epstein, H. u. a. **Design of rubble-mound breakwaters**, XVII Congress Internat. of Navigation, Lisbon, Sect 2, c 4, p.81, 1949
- 6 Goldstein, M. N. **Untersuchung der Filter und der Steinbefestigungen von Böschungen an Erdbauwerken**, Kongreßmaterialien über die Dynamik von Ufern an Meeren und Stauseen, Odessa 1959
- 7 Hedar, P. A. **Design of rock-fill breakwaters**, XVIII Internat. Navig. Congress, Sect. II - Q 1, Rom, 1953
- 8 Hudson, R. Y. **Wave forces on breakwaters**, Transactions, ASCE, vol. 118 (1953)
- 9 Hudson, R. Y. u. a. **Stability of rubble-mound breakwaters**, Technical Memorandum No. 2-365, June 1953, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- 10 Hudson, R.Y. u. a. **Design of tetrapod cover layer for a rubble-mound breakwater, crescent City Harbor, crescent City California**, Technical Memorandum No. 2 - 413, Juni 1955, U.S Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- 11 Hudson, R.Y., **Design of quarrystone cover layers for rubble-mound breakwaters**, Research Report Nr. 2-2, July 1958, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station CE Vicksburg, Miss.
- 12 Hudson, R.Y. **Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters**, Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 85 No, WW3, Part 1, Sept. 1959
- 13 Hudson, R.Y. u. a. **Design for rubble-mound breakwater repairs, Nawiliwili arbor, Nawiliwili, Hawaii, hydraulic modell investigation**, Miscellaneous Paper No 2-377, Feb. 1960, U.S. Army Engineer Waterways, Experiment Station, CE, Vicksburg
- 14 Hudson, R.Y. **Concrete armor units for protection against wave attack**, Miscellaneous Paper H -74-2, January 1974, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, HL, Vicksburg, Miss.
- 15 Iribarren, R. **Una Formula Para el Calcula de los Diques de Escollera**, Revista de Obras Publicas, Madrid, Spain, 1938
- 16 Izbaš, S. W. **Hydraulik in der praktischen Arbeit**, Staatsverlag für Bauwesen, 1949
- 17 Koev, K. N. **Statistical analysis of formulas for breakwater armor layer design**, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering 1992 (2)
- 18 Köhler, F. **Langzeitbelastung von geschütteten Deckwerken**, Diplomarbeit TU Dresden, 1999
- 19 van der Meer, J. W. u. a. **Stability of breakwater armour layers: Deterministic and probabilistic design**, Delft Hydraulics Laboratory, Publication No 378, 1987
- 20 van der Meer, J. W. **Rock slopes and gravel beaches under wave attack** Delft Hydraulics, Publication No 396, 1988
- 21 van der Meer, J.W. **Stability of rubble mound slopes under random wave attack**, Delft Hydraulic Laboratory, Publication No 332
- 22 Lupinskij, M.I. **Experimentelle Untersuchungen von Befestigungen, die die Böschungen von Erddämmen vor der zerstörenden Einwirkung von Wellen schützen**, Kongreßmaterialien über die Dynamik von Ufern an Meeren und Stauseen, Odessa 1959
- 23 Metelicyna, G.G. **Welleneinwirkung und Auflaufhöhe an steilgeneigten Böschungen**, Sbornik. Ausgabe XV, Flußtransport, 1958

- 24 Metelicyna, G.G. **Bestimmung des Gewichtes von Steinen und Betonblöcken in Schutzschichten von Bauwerken, die von Wellen belastet werden**, Hydrotechnisches Bauwesen, 1967, Nr. 5
- 25 Oficerov, A.S. „**Bestimmung des Gewichtes von Blöcken und Steinen für Schutzbauten und für schützende Abdeckungen**“, Arbeiten der hydraulischen Laboratorien, Sbornik Nr. 9 der Akademie für Bauwesen und Architektur der UdSSR, Moskau 1962
- 26 Pyškin, B.A. **Fragen der Dynamik der Uferumbildung**, Ausgabe der Akademie der Wissenschaften der Ukrainischen SSR, Kiew 1963
- 27 Rybcevschij, G.G., **Berechnung der Standsicherheit von Schutzelementen vor der Welleneinwirkung für Bauwerke, die aufgebaut sind aus Steinschüttung**, Hydrotechnisches Bauwesen, 1964, Nr. 11
- 28 Rybcevschij, G.G., **Schutzwirkung einer Decklage aus Steinschüttung bei Dämmen vor Welleneinwirkung**, Hydrotechnisches Bauwesen, 1967, Nr. 4
- 29 Šankin, W.S. **Untersuchungen der Einwirkungen der Wellen auf Blockschüttungen**, Sbornik Nr. 25, Seehydraulisches Bauwesen, Staatsverlag für Bauwesen, 1955
- 30 Svee, R. u.a. **The stability properties of the Svee-blocks**, XXI Internat. Navig. Congress, Sect. II, Stockholm, 1965
- 31 Wagner, H. **Wellenangriff auf Schüttsteinbefestigungen**, Forschungsarbeit der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau, Berlin, 1982
- 32 Wagner, H. **Strukturbeiwerte - Untersuchungen zum Objekt Eisenbahnfährverbindung DDR-UdSSR, Teilbericht 15**, Forschungsbericht FAS, Berlin 1984
- 33 Wagner, H. **Steinschüttungen im Seebau**, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin H. 54, 1989
- 34 Wagner, H. **Bemessungen von Steingrößen in geschütteten Deckwerken**, Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 9, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik 1996
- 35 Zajcev N. N., **SN 92 - 60, Technische Bedingungen der Bestimmung der Welleneinwirkung auf See- und Flußbauten und auf Ufer**, Standard der UdSSR, Staatsverlag 1960
- 36 Zukovec, A.M., u. a. **Einwirkung von Wellen auf Anlagen des Böschungstyps**, VN II G. S, Staatlicher Verlag für Literatur des Bauwesens und der Architektur, 1956
- 37 **Shore protection manual**, (1984) 4 th. Ed. U.S. Army Corps of Engrs. Coastal Engng. Res. Ctr., Washington D. C.
- 38 **Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken**, EAK 1993, Die Küste, 1993, H. 55
- 39 **Empfehlungen des Ausschusses für Uferneufassungen**, EAU, 9. Auflage, Berlin 1996
- 40 **NHL-MEMO, Breakwater testing-too much scatter of results**, ianc's Committee on deep water breakwaters, IAHR-working grup on wave generation and wave analysis, Trondheim 12. 10. 1981
- 41 **Analysis of rubble mound breakwater**, Permanent Association of Navigation Congress, report of working groups no. 12 of the Permanent Technical Committee II, Bulletin, No 78/79 (1992)

Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner

TU Dresden

Institut für Wasserbau und Technisch Hydromechanik

01062 Dresden

Wagner@bwbrs1.bau.tu-dresden.de

Böschungsgestaltung in der Bergbaufolgelandschaft der Lausitz

1 Bergbauliche Situation

Die Anpassung der Kohleförderung nach der politischen Wende an den geänderten Bedarf hat zu einer einschneidenden Veränderung für den gesamten Braunkohlebergbau geführt. Dadurch mußten eine Reihe von Tagebauen aus dem laufenden Betrieb heraus stillgesetzt werden. Von den ursprünglich 17 in der Lausitz fördernden Tagebauen sind im Jahr 2000 nur noch 4 aktiv und einer gestundet. Die ursprünglich vorgesehene Verfüllung der durch die Kohlegewinnung entstandenen Hohlformen, im bergmännischen Sprachgebrauch Restlöcher genannt, mit den Aufschlußmassen der Folgetagebaue war nicht mehr zu realisieren. Daraus resultierend ergaben sich Zwangspunkte für die Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft. Die nach 1990 durchgeführten Landesplanungen für die Bergbaugebiete der Lausitz hatten diese veränderte Situation zu berücksichtigen. Mit den von den Landesregierungen per Rechtsverordnung für verbindlich erklärten Plänen werden u.a. die Nutzungsziele der aus den Restlöchern entstehenden künftigen Bergbauseen einschließlich deren Umfeld unter Abwägung der Interessen unterschiedlichster Nutzer definiert. Damit wurden u.a. auch die maßgeblichen geotechnischen und wasserwirtschaftlichen Randbedingungen für die künftigen Bergbauseen fixiert und im Behördengang für die weiteren Planungen verbindlich geregelt.

Im Rahmen der Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft werden in der Lausitz in den nächsten Jahren Bergbauseen mit einer Wasserfläche von ca. 13 500 ha entstehen und somit zu einer völlig neuen Landschaft beitragen.

Das Primat bei der Tätigkeit der LMBV mbH bei der Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft haben die Gefahrenabwehr sowie die Herstellung der öffentlichen Sicherheit. Im Rahmen ihrer bergrechtlichen Verantwortung führt die LMBV mbH die Sicherungs- und Sanierungsarbeiten so durch, daß mit Beendigung der Bergaufsicht eine gefahrlose öffentliche Nutzung der Bergbauseen sowie deren Umfeld in einer den landesplanerischen Zielen gemäßen Form möglich wird.

2 Geotechnische Randbedingungen

Grundlage für die Nutzung der Restseen sowie deren Umfeld sind stabile Böschungen und Uferbereiche. Das verlangt den Nachweis sowohl der geotechnischen Sicherheit als Dauerstandfestigkeit für die gewachsenen und gekippten Böschungen gegen Rutschungen und Geländebrüche als auch der

hydromechanischen Sicherheit als die Stabilität der Ufer und Uferböschungen gegenüber den Wirkungen von Wellen und Strömung.

2.1 Geotechnische Stabilität der Böschungen

Die für den Gewinnungsbergbau mit in der Regel vergleichsweise steilen und nur kurzzeitig stehenden Böschungen entwickelten lokalen und regionalen bodenmechanischen Modelle sind hinsichtlich ihres Geltungsbereiches für die Phasen während und nach Abschluß der Sanierung zu überprüfen. Die aus den geologischen, bodenphysikalischen, hydrologischen und technologischen Teilmodellen für den Gewinnungsbergbau maßgebenden Randbedingungen und Eingangsgrößen sind für die während und nach Ende der Flutung auftretenden Verhältnisse nicht mehr zutreffend. Deshalb sind sie der veränderten Situation anzupassen.

Grundsätzlich gilt, daß für alle Uferbereiche sowie das angrenzende Hinterland entlang der künftigen Bergauseen für die Böschungen in gewachsenen und gekippten Bereichen die Dauerstandfestigkeit gesichert werden muß.

Für die Lausitzer Verhältnisse gilt es, eine durch die geologischen Verhältnisse bedingte Besonderheit zu beachten. Die mit geringen bindigen Anteilen versehenen rolligen Sedimente neigen bei durch den Verkippungsprozeß erzeugter lockerer Lagerung und Wassersättigung zu spontaner Verflüssigung. Dieses Phänomen eines bei der Verflüssigung eintretenden nahezu totalen Festigkeitsverlustes gilt als Auslöser für die gefährlichste Rutschungsart, weil die Böschungsbewegungen ohne vorherige Anzeichen ausgelöst und dabei große Böschungsbereiche bis tief in das Hinterland erfaßt werden können. Als Kriterien für die Abschätzung der Verflüssigungsneigung gelten:

- die Kornverteilung und Kornform
- der erreichte Wasserstand in der Kippe
- die bezogene Lagerungsdichte ID sowie die Festigkeitseigenschaften des verkippten Materials.

Liegen die Angaben für die zu beurteilende Böschung im Zutreffensbereich der Kriterien vergl. z.B. [1], so sind die Voraussetzungen für das Eintreten einer Setzungsfließrutschung gegeben. Ein z.B. durch ein vorbeifahrendes Fahrzeug eingetragenes Initial kann als Auslöser für die spontane Verflüssigung auftreten. Insgesamt sind entlang der Restlöcher und Bergauseen in der Lausitz ca. 330 km Böschungen als setzungsfließgefährdet einzustufen. Mit zunehmendem Wasserstand in den Kippen, bedingt durch den Wasseranstieg in den Bergauseen, nimmt der Grad der Gefährdung zu. Deshalb sind derzeit zur Gewährleistung der öffentlichen Sicherheit große Flächen entlang der künftigen Bergauseen für jegliches Betreten gesperrt.

Grundsätzlich sind die setzungsfließgefährdeten Kippen und Kippenböschungen vor der Gestaltung dauerhaft zu sichern, d.h., die Verflüssigungsgefahr ist durch geeignete Verfahren für immer zu beseitigen.

Seit Beginn der 90iger Jahre wurden in Erwartung der sich abzeichnenden Gestalt der Bergbaufolgelandschaft intensiv an Verfahren der Kippenstabilisierung gearbeitet. Die Herstellung von Stützkörpern in Form „versteckter Dämme innerhalb des Böschungsbereiches z.B. durch Spreng-, Rüttel- und Dynamische Intensivverdichtung wurde nach umfangreichen wissenschaftlichen Untersuchungen [5,8 favorisiert und vom Versuchsstadium zum Routinebetrieb entwickelt [8,9]. Weitere Verfahren, wie die Hochdruckinjektion mit Wasser (Jetting), die Injektionen mit Montanwachssuspensionen und das Luft-Impuls-Verfahren [7] befinden sich für die Anwendung auf Kippen in der Entwicklung.

Die technischen Möglichkeiten sind in [3] unter Berücksichtigung geotechnischer Bedingungen ausführlich beschrieben. Die möglichen Verfahren zur Sicherung setzungsunempfindlicher Böschungen sind in Bild 1 dargestellt.

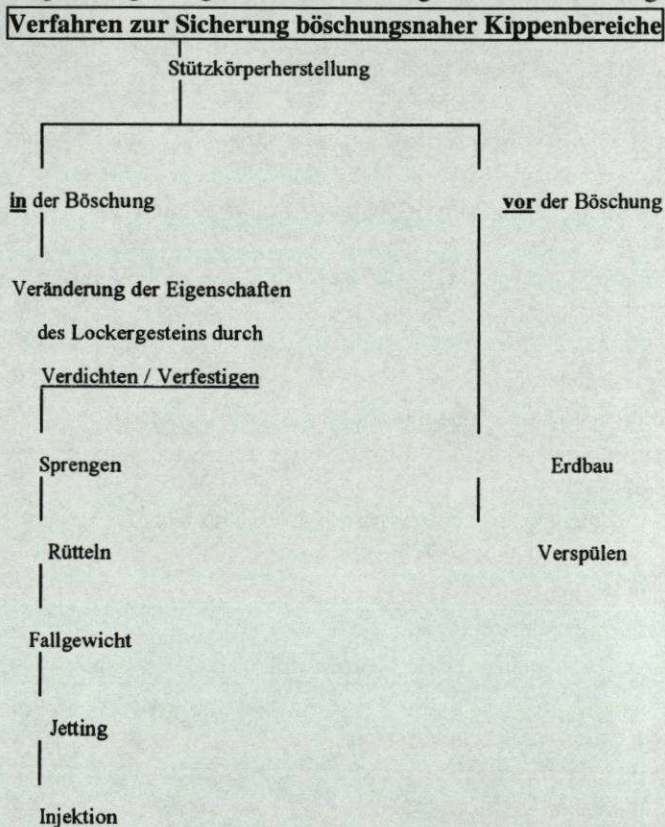


Bild 1: Verfahren zur Sicherung böschungsnaher Kippenbereiche [4]

Die Wahl des anzuwendenden Sicherungsverfahrens wird von Kriterien

- der geotechnischen Bedingungen (z.B. Wasserstand in der Kippe),
- der Gewährleistung der geotechnischen Sicherheit für Personal, Technik und zu schützende Objekte,
- der Qualitätsanforderung,
- betriebswirtschaftlicher Überlegungen und
- des Umfangs der notwendigen Sicherung

bestimmt.

Für den Einsatz der Verfahren der Sprengverdichtung, der Rütteldruckverdichtung und der Dynamischen Intensivverdichtung, den am häufigsten angewandten seien folgende maßgebende Bedingungen genannt [4]:

Sprengverdichtung (SV):

- nur wirksam in wassergesättigten Kippenbereichen
- kostengünstiges Verfahren
- bis ca. 60 m Tiefe wirtschaftlich anwendbar,
- große erreichbare Wirtiefe und großer Wirkradius,
- fast ebene Geländeoberfläche nach der Sprengverdichtung (wenig Erdarbeiten)
- nicht in der Nähe von zu schützenden Objekten einsetzbar (Erschütterungen).

Rütteldruckverdichtung (RDV):

- in erdfeuchten und wassergesättigten Kippen einsetzbar,
- Stabilisierung in einer Etappe erreichbar (schnelle Fertigung eines Objektes möglich),
- in der Nähe von zu schützenden Objekten einsetzbar,
- höhere spezifische Kosten als Sprengverdichtung,
- kleine Wirkradien,
- Massenzugabe erforderlich,
- höherer Erdbaufwand durch notwendige Oberflächenplanierung.

Dynamische Intensivverdichtung (DYN IV):

- in erdfeuchten und wassergesättigten Kippen einsetzbar,
- geringe Wirtiefe bis ca. 15 m,
- höherer Erdbaufwand durch notwendige Oberflächenplanierung.

Mit dem Wasseranstieg im Bergbausee und den sich dadurch verschiebenden Bedingungen bietet sich eine Verfahrenskombination von vornehmlich Spreng- und Rütteldruckverdichtung an.

Erst nach Realisierung des versteckten Damms kann eine Vorfeldstabilisierung (Bereich zwischen restlochseitiger Dammgrenze und Böschung) mit anschließender

Böschungsgestaltung vorgenommen werden.

Ein Beispiel der Herstellung „versteckter“ Dämme durch Kombinationen der Verfahren Sprengverdichtung und Rütteldruckverdichtung zeigt Bild 2.

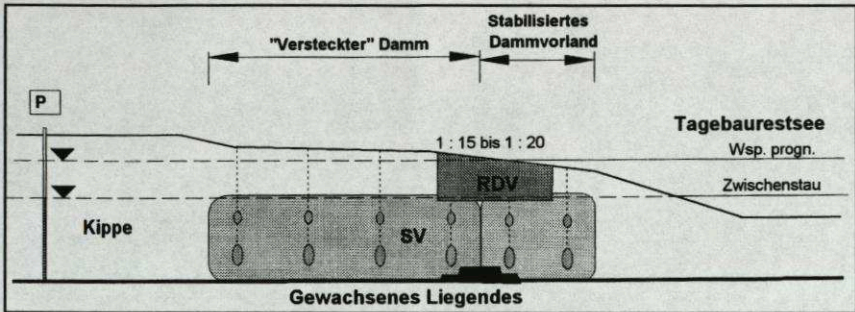


Bild 2: Herstellung versteckter Dämme durch Kombinationen der Verfahren Sprengverdichtung und Rütteldruckverdichtung (Prinzipiskizze) [4 J

2.2 Hydromechanische Stabilität

Besonderes Augenmerk bei der Böschungsgestaltung an den Bergbauseen ist der Ausbildung der Uferbereiche zu schenken. Die durch wechselnde Wasserstände bei Speicherbetrieb sowie durch Wellenwirkung auftretenden Belastungen sind zu berücksichtigen. In der Regel dienen regionalspezifische Wellenprognosen der Ermittlung der von den Wellen ausgehenden Uferbelastungen sowie in Verbindung mit bodenmechanischen Berechnungen der Bestimmung möglicher Wellenrückgriffweiten.

Nach den vorliegenden Prognosen werden die unbefestigten Ufer bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes, dem Wellenausgleichsprofil, umgeformt. Dabei ist es nach Untersuchungen von WAGNER [6] unbedeutend, ob es sich um gewachsene oder gekippte Böschungen handelt. Lediglich der Zeitraum bis zur Einstellung des Wellenausgleichsprofils ist unterschiedlich.

Ist die Böschung bereits im Rahmen bergbaulicher Maßnahmen im Bereich des künftigen Wasserspiegels mit einer dem Ausgleichsprofil nahekommenden Neigung gestaltet, sind nur geringe Umformungen zu erwarten. Je nach Windrichtung, Windgeschwindigkeit und Streichlänge des Windes ist eine Böschungsneigung von ca. 1:15 bis 1:20 im Schwankungsbereich des

Wasserspiegels als ausreichend anzusehen.

Durch vielfältige Gründe bedingt ist in manchen Bereichen eine vorherige Profilierung der Böschungen in einer dem Ausgleichsprofil entsprechenden Neigung nicht möglich. Dann erfolgt die Ufergestaltung mit bei Wasseraufgang wandernden Kliff. Eine nachträgliche Abflachung auf die erforderliche Böschungsneigung im Wellenaufbauereich auf ca. 1:15 bis 1:20 ist im Rahmen der Ufergestaltung zur Verminderung nachträglicher Instandhaltungsarbeiten erforderlich. Bild 3 zeigt das Beispiel einer nachträglichen Böschungsteilabflachung mit der Ausbildung eines wandernden Kliffs.

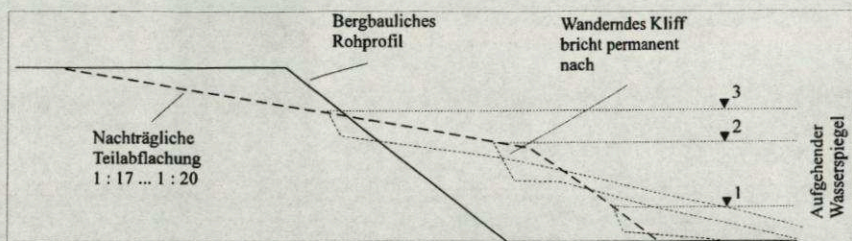


Bild 3: Teilverflachung mit wanderndem Kliff bei aufgehendem Wasserspiegel [4]

Dabei ist zu beachten, daß [4,9]:

- die im verflüssigungsgefährdeten Korngrößenspektrum liegenden Abtragsmassen setzungsfließgefährdet sind,
- die unverdichteten Abtragsmassen vom Wasser in das Restloch mit der Ausbildung steiler Abbruchkanten umgelagert werden
- die entstehenden Kliffs bis zum Erreichen des Wellenausgleichsprofils ohne Sicherungsmaßnahmen bzw. Absperrungen in der Regel nur bis zu Höhen von < 1 m zugelassen werden und
- die Kippenböschungen im gesamten Profil gegen Setzungsfließen zu sichern sind.

In Gebieten mit begrenztem Wellenrückgriff bzw. im Bereich zu schützender Objekte ist ein Uferverbau angeraten.

3 Ufersicherung durch Verbaumaßnahmen

Oft stehen aus Gründen der Bebauung die für die Abflachung auf die erforderliche Ausgleichsneigung notwendigen Flächen nicht zur Verfügung. Dann sind zur Fixierung des Ufers bzw. zur Begrenzung der Wellenrückgriffweite hinreichende Verbaumaßnahmen erforderlich. Auch zur Sicherung sich in das Hinterland entwickelnder Kliffs haben sich linienhaft angeordnete Uferverbaue als geeignet erwiesen.

In der Praxis sind es vorwiegend elastische Verbauarten, die zur Anwendung kommen. Bei ausreichender Reaktionszeit werden ingenieurbio-logische Böschungs- und Ufersicherungen als besonders kostengünstig bevorzugt. Für die durch die LMBV mbH zu gestaltenden Bergbauseen hat diese Verbauart eine weite Verbreitung vornehmlich zur Ufersicherung der zahlreich anzulegenden Gewässer für die Zuführung von Flutungswasser gefunden.

Die wie am Senftenberger See notwendige nachträgliche Sicherung des Ufers in bestimmten exponierten Bereichen ist durch den Einsatz von mit Schotter oder Steinen gefüllten Drahtkäfigen, den sogenannten Gabionen, möglich. Die Gabionen erhalten durch eine versetzte Anordnung eine auszeichnende Stabilität und verhalten sich trotzdem in erforderlichem Umfang elastisch. Die Verwendung von Geotextilien verhindert die Erosion hinter dem Verbau und sichert so die Stabilität der Verbaumaßnahme.

Die Gründung der Gabionen hat nach den Prinzipien des Grundbaus zu erfolgen und ist für eine Stützwand bei in der Regel zur Wasserseite gerichteter Neigung zu bemessen. Sicherheit gegen Grundbruch und ausreichend tiefe Gründungssohle sind Voraussetzungen für dauerhafte Wirksamkeit.

Für die durch die LMBV mbH zu gestaltenden Bergbauseen ist bei den Sicherungsmaßnahmen zu beachten, daß sich mit der Flutung der bergbaulichen Hohlform der Wasserspiegel im Bergbausee erst langsam dem endgültigen Niveau annähert. Das bedeutet, daß sich der Wasserspiegel über längere Zeit im Steilbereich der künftigen Unterwasserböschung befindet und somit die Böschung der Wellenerosion ausgesetzt ist. Längeres Verweilen des Wasserspiegels in einem Niveau, z.B. durch Aussetzen der Flutungswasserzuführung infolge anhaltender Trockenheit, kann für die Steilböschung fatale Folgen haben. Das Nachbrechen der Böschung bis in bereits endgültig gestaltete Bereiche würde für die Sanierung betriebenen Aufwand zunichte machen.

Eine nach bodenphysikalischen Kriterien festgelegte Mindestanstiegsgeschwindigkeit hilft die Beschädigung der Böschungen zu verhindern. Besonderes Augenmerk ist der Einhaltung der erforderlichen Anstiegsgeschwindigkeit im Niveau der Gründungssohle der Verbaumaßnahmen zu schenken. Eine Gefährdung der Gründungssohle durch die Abrasion der Wellen darf unter keinen Umständen eintreten. Durch ein all diese Zwänge beachtendes Management der Wasserverteilung für die Flutung unter Beachtung vergebener Nutzungsrechte und erforderlicher ökologischer Mindestabflüsse kann dieser Situation vorbeugen.

Mit den nachfolgenden Bildern sollen Beispiele für den Einsatz von Gabionen vorgestellt werden, die sich bei geschickter Anordnung recht harmonisch in die Landschaft einfügen.

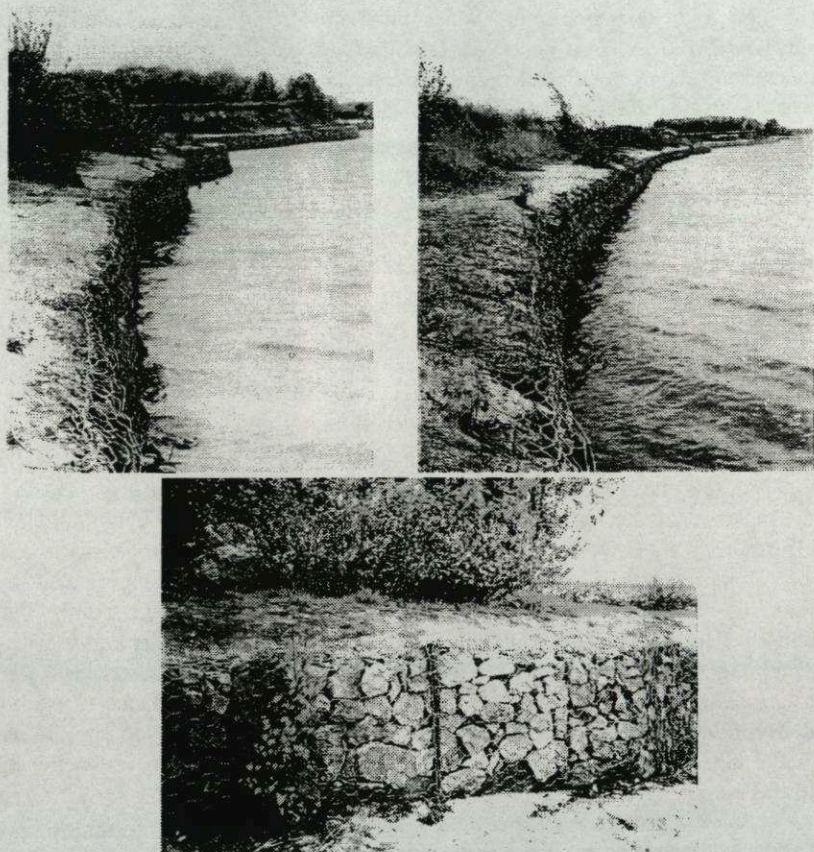


Bild 4: Beispiele für Gabionenverbau zur Ufersicherung

4 Ausblick

Die Gestaltung der Bergbaufolgelandschaft mit ihren zahlreichen Wasserflächen bedeutet für uns alle Neuland. Vor allem die nur geringe Festigkeit aufweisenden gleichförmigen Sande des Lausitzer Braunkohlereviere werden uns noch einiges Lehrgeld abverlangen. Für uns Bergleute war der Senftenberger See mit seinen nunmehr über 25 Jahren den Wirkungen von Wind und Wellen ausgesetzten Ufern und Böschungen ein Lehrbeispiel. Die an diesem Objekt gesammelten Erfahrungen sowie wissenschaftliche Bearbeitungen im Rahmen des Grundsatzgutachtens für den künftigen Speicher Lohsa II waren uns eine große Hilfe bei der Gestaltung der entstehenden Bergbauseen.

5 Literatur

- [1] FÖRSTER, W.
Bodenmechanik
Teubner Studienbücher Bauwesen, 1998
- [2] FÖRSTER, W.; WALDE, M.
Gestaltung von Kippenböschungen an Tagebaurestlöchern -ostdeutsche Erfahrungen
Vortrag zum Tagebautechnischen Kolloquium, Freiberg, 1994
- [3] WARMBOLD, U.; VOGT, A.
Geotechnische Probleme und technische Möglichkeiten der Sanierung und Sicherung
setzungsfließgefährdeter Kippen und Restlochböschungen in der Niederlausitz
Braunkohle, 1994, Heft 7, S.22 u.f.
- [4] GOCKEL, G.; VOGT, A.
Böschungsstabilisierung im Umfeld gefluteter Tagebaurestlöcher in der
Lausitz - Notwendigkeit, Möglichkeiten und Wirkungen
Proceedings 6. DGW-Forschungstage, 1997
- [5] KUNTZE, W.; WARMBOLD, U.
Sicherung böschungsnaher setzungsfließgefährdeter Kippenbereiche an
Tagebaurestseen
Proceedings Baugrundtagung Köln, 1994, S.331 u.f.
- [6] WAGNER, H.
Böschungsumbildungen durch Wellen Wasserbauliche Mitteilung der TU Dresden,
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Heft 9, 1996
- [7] STOLL, R.D.; TUDESHKI, H.H.; KOOP, J.; NIEZEN, G.R.
Das Luft-Impuls-Verfahren unter Einsatz der steuerbaren Horizontalbohrtechnik zur
Verdichtung locker gelagerter Böden Braunkohle, 1996, Heft 6, S.633 u.f.
- [8] NOVY, A.
Rütteldruckverdichtung in wassergesättigten Tagebaukippen zur
Sicherung setzungsfließgefährdeter Kippenrandbereiche
Braunkohle, 1995, Heft 7, S.8 u.f.
- [9] NOVY, A.; REICHEL, G.; WARMBOLD, U.; VOGT, A.
Geotechnische Untersuchungen und Verfahren bei der Sicherung
setzungsfließgefährdeter Tagebaukippen der N iederlausitz Braunkohle, 1999, Heft 4,
S.465 u.f.

Dr.-Ing. Gert Gockel
Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH
Karl-Liebknecht-Str. 33
10100 Berlin

Deichsicherung mit Rasen

Kurzfassung

Grasdeiche stellen ein wesentliches und typisches Element zum Schutz vor Überschwemmungen und Landverlust infolge von Sturmflut- und Hochwasserereignissen an den Ufern der Flüsse und Meere dar. Das Schutzvermögen der Grasnarbe als wesentlicher Bestandteil eines Grasdeiches, seine Geometrie sowie der innere Aufbau sind für die Erfüllung der Funktionen bei der Abwehr von Sturmfluten maßgebend. Scharliegende, gut gepflegte Grasdeiche können bei ausreichend flacher Außenneigung und entsprechender Höhe die auftretenden Seegangsbelastungen aufnehmen. Bei steileren Neigungen müssen diese durch eine vorgelagerte Restdüne auf ein erträgliches Maß reduziert werden. Die maximal aufnehmbare Wellenbelastung ist unter den gegebenen Verhältnissen mit einer signifikanten Wellenhöhe von $H_S \leq 0,5$ m erreicht.

Das erforderliche Schutzvermögen kann nur von einer dichten, festen, geschlossenen und ausreichend tief verwurzelten Grasnarbe gewährleistet werden. Wesentliche Kriterien dafür sind die Zusammensetzung der Ansaatmischung unter Berücksichtigung aller relevanten Standortfaktoren sowie geeignete Maßnahmen zur Unterhaltung und Pflege.

Abstract

Grass dikes are an essential and typical element to protection before inundations and landing loss due to strong wave events on the coast of Mecklenburg-Vorpommern. The protective property of the grass layer as essential component of a grass dike as well as its construction and the geometrie are decisive of waves for the fulfillment of the functions in the case of defense. If there is a corresponding height and the exterior inclinations shallow enough Grass dikes without a dune in her front are able to take the occurring sea loads.

In the case of steeper inclinations the sea loads must be reduced by a corresponding height and width of the preceding dune to a bearable measure what is given under the extant conditions in the case of $H_S = 0,5$ m.

The protective property is only available by a thick, strong, whole and deeply rooted grass layer. Essential criteria for it are composition of the seed mixture, subject to all relevant locational factors as well as measures for the maintenance.

1 Veranlassung und Zielstellung

Die Länge der Außenküste von Mecklenburg-Vorpommern beträgt insgesamt 354 km, davon sind 128 km Steilküste und 226 km Flachküste. An den unterschiedlichen Küstenformen kommen in der Praxis je nach Erfordernis verschiedene Schutzsysteme zur Ausführung. Typische Küstenschutzsysteme für Flachküsten sind:

- Schutzsystem auf der Grundlage von Dünen

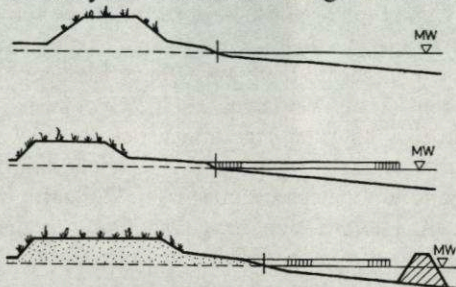


Bild 1: Beispiele für das Küstenschutzsystem Düne (WEISS, 1991)

- Schutzsystem Düne – Schutzwald – Deich

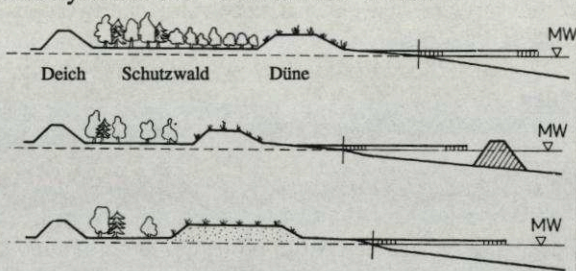


Bild 2: Beispiele für das Küstenschutzsystem Düne – Schutzwald – Deich (WEISS, 1991)

Die Form des Deichquerschnittes, charakterisiert durch die Neigungen von Außen- und Binnenböschung sowie die Höhe und Breite der Deichkrone, wird vor allem durch die zu erwartenden Belastungen und den Bemessungswasserstand beeinflusst. Sowohl die Beurteilung der Belastbarkeit des Deiches, maßgeblich bestimmt durch das Schutzvermögen der Grasnarbe, als auch die wellendämpfende Wirkung des Vorlandes ist bis heute mit einigen Unsicherheiten verbunden. Belastungen an Deichen im Küstenschutz wirken komplex und können in ihrem Zusammenspiel die Funktion dieser Bauwerke erheblich beeinträchtigen und im pessimalen Fall letztlich sogar zu deren vollständigem Versagen führen.

Im Zusammenhang mit der Fortschreibung des „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern“ wurden deshalb vom Land

Mecklenburg-Vorpommern (M/V) Untersuchungen in Auftrag gegeben, deren Ziel es war, zunächst theoretische Grundlagen zur Beschreibung von relevanten, an einem Deich auftretenden Belastungsgrößen aus dem derzeitigen, wissenschaftlichen Kenntnisstand herauszuarbeiten und dann auf die an verschiedenen Küstenabschnitten vorhandenen Bedingungen anzuwenden. Desweiteren sollten auf der Grundlage von Untersuchungen für verschiedene Abschnitte Verfahren zur Bewertung des Zustandes und der Wehrhaftigkeit dieser Deiche erarbeitet und daraus eine Definition zulässiger Belastungsgrößen abgeleitet werden. Einen weiteren Schwerpunkt stellten Untersuchungen zur Eignung der bestandsbildenden Grasarten unter gegebenen Standortfaktoren, daraus resultierende Empfehlungen zur Zusammensetzung geeigneter Ansaatmischungen und zu Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen dar.

2 Hydrodynamische Belastungen an Deichen

Voraussetzung für die Einschätzung der Eignung vorhandener und die Bemessung neu zu errichtender Küstenschutzanlagen ist die Kenntnis der im Falle des Eintretens eines Sturmflutereignisses auftretenden Belastungsgrößen.

Maßgebende Belastungen in diesem Sinne treten auf infolge von:

- Hochwasserereignissen, charakterisiert durch
 - Hochwasserstand,
 - Verweildauer;
- brandenden Wellen, die sich insbesondere auswirken als
 - Druckschlag,
 - Auflaufhöhen und den damit verbundenen Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf,
 - Wellenüberlauf.

Für das Küstengebiet Fischland - Darß beträgt der Bemessungswasserstand 2,70 müHN, für den Abschnitt Prerow - Zingst 2,80 müHN und für Koserow 2,90 müHN. Die Bedeutung der Verweildauer hoher Wasserstände für die Belastung von Grasdeichen wird besonders im Hinblick auf den Wellenüberlauf und die damit verbundenen Strömungsbelastungen an der Luftseite sowie der Durchfeuchtung des Deichkörpers deutlich. Die Auswirkungen der Strömungsbelastungen beim Wellenauf- und -ablauf auf der seeseitigen Böschung sind von der Dauer des Hochwasser- bzw. Sturmflutereignisses abhängig.

Eine Betrachtung der Auswirkungen von Sturmflutereignissen an der Küste von M/V zeigt, dass bei Ereignissen mit vergleichsweise niedrigerem Wasserstand und längeren Verweilzeiten (z. B. 1913) zum Teil gleich große oder größere Schäden an den Deichen verursacht wurden als bei Ereignissen mit umgekehrten Verhältnissen (z.B. 1872, vgl. Generalplan, 1995).

Eine weitere wichtige Grundlage für eine umfassende Analyse der Belastungssituation ist die Kenntnis der zu erwartenden Wellenkenngrößen für die jeweiligen Küstenabschnitte. Dies sind insbesondere die signifikante Wellenhöhe H_s und die Peakperiode T_p , welche auf der Grundlage detaillierter Auswertungen von Windrichtungen und Windstärken mit einem dreidimensionalen numerischen Modell unter Berücksichtigung der Form des Seegebietes für das Fischland und den Küstenabschnitt Prerow – Zingst berechnet wurden.

Zur direkten Wellenbelastung eines Deiches entsprechend Bild 2 kommt es erst, wenn die vorgelagerte Düne durch die Wellenbelastung „abgearbeitet“ und überflutet wird. Die Parameter der auf den Deich auflaufenden Welle (Seichtwasserbedingungen) werden hauptsächlich von der Höhe der Restdüne beeinflusst. Bei Restdünenhöhen $h_k < 2,40$ müHN treten für den Deich relevante Wellenhöhen landwärts der Düne auf, wobei Größenordnungen im Bereich von $h_k \leq 1,90$ müHN und weniger durchaus als realistisch angenommen werden können.

Resthöhe der Düne	Wassertiefe	Maximale Wellenhöhe	mittlere Wellenhöhe	signifikante Wellenhöhe
h_k [müHN]	h_0 [m]	H_{max} [m]	H_m [m]	H_s [m]
0,00	2,70	2,11	1,25	1,68
0,45	2,25	1,76	1,04	1,40
0,90	1,80	1,40	0,84	1,12
1,45	1,25	0,98	0,58	0,78
1,90	0,80	0,62	0,37	0,50

Tabelle 1: Wellenhöhen am Deich in Abhängigkeit von der Restdünenhöhe bei BHW = 2,70 müHN

Der Dämpfungseffekt einer infolge andauernder Wellenbelastung abgearbeiteten Düne kann durch den Transmissionskoeffizienten K_t nach D'ANGREMOND et al. (1996)

$$K_t = -0,4 \cdot \frac{R_c}{H_{s,i}} + \left(\frac{B}{H_{s,i}} \right)^{-0,31} \cdot (1 - e^{-0,5\xi}) \cdot c \quad 0,075 < K_t < 0,8 \quad (1)$$

mit $c = 0,64$ für durchlässige Bauwerke
 $c = 0,8$ für undurchlässige Bauwerke

quantifiziert werden.

Die Bestimmung der Brechercharakteristik (Schwallbrecher, Sturzbrecher, Reflexionsbrecher) in Abhängigkeit von der Böschungsneigung und den o.g. Wellenparametern ist mit der Brecherzahl möglich.

$$\xi_p = \xi(H_s, T_p, n) = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_s}} \cdot T_p \cdot \frac{1}{n} = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\frac{L_p}{H_s}} \quad (2)$$

Auf dieser Grundlage ist die Bestimmung aller interessierenden Belastungsparameter möglich. Die unter den gegebenen Bedingungen wichtigste Belastungs-

art ist die Geschwindigkeit infolge des Wellenauf- und -ablaufes auf der Außenböschung eines Grasdeiches. Eine differenzierte Berechnung der auf Deichböschungen auftretenden Geschwindigkeiten nach Größe und Ort ist in WAGNER

et al. (1969) angegeben. Es ist für $\frac{T}{8} \sqrt{\frac{2g}{H}} < m = \cot \alpha < 5,5$ und glatte Böschungen

$$v_D^* = \sqrt{1 - (0,017m - 0,012)H} \cdot v_D \quad (3)$$

$$v_0 = \frac{10 \cdot \sqrt{g} \cdot K_R \cdot \xi \cdot \sqrt{H^2 \cdot L}}{2 \cdot \pi + m} \quad (4)$$

$$v_u = \frac{k \cdot \pi \cdot H}{\sqrt{\frac{\pi \cdot L}{g} \cdot \sinh\left(\frac{4 \cdot \pi \cdot d_u}{L}\right)}} \quad (5)$$

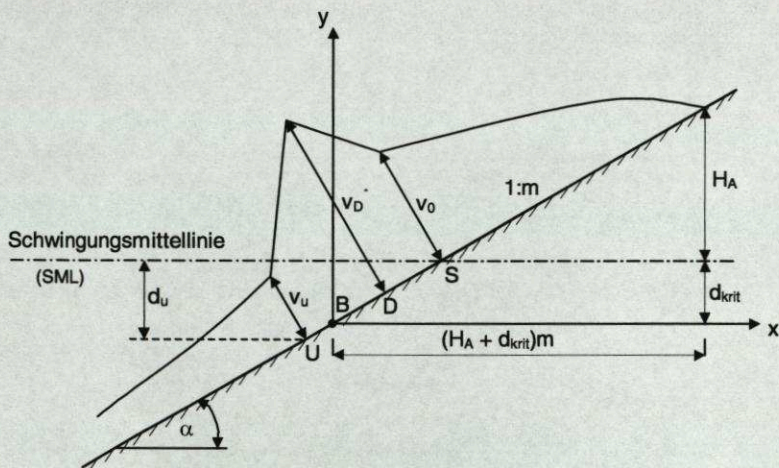


Bild 3: Darstellung der Maximalgeschwindigkeiten auf der Böschung bei brandendem Wellencharakter (nach WAGNER et al., 1969); (modifiziert)

Ausgangspunkt des Auflaufvorganges bildet die anlaufende Welle mit der Höhe H_{krit} , aus deren Kopf sich bei Erreichen der Brechertiefe d_{krit} der Brecherstrahl herauslöst (vgl. Bild 4). Dabei ist

$$\frac{H_{krit}}{H} \cong 0,95 - (0,84 \cdot m - 0,25) \cdot \frac{H}{L} \quad \text{und} \quad (6)$$

$$\frac{d_{krit}}{H} = \left(0,47 + 0,023 \cdot \frac{L}{H}\right) \cdot \frac{1 + m^2}{m^2} \quad (7)$$

Zu Beginn des Brechungsvorganges hat ein Wasserteilchen A im Brecherkamm die Geschwindigkeit

$$v_A = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot g}{L} \cdot \coth \frac{2 \cdot \pi \cdot d_0}{L}} + \left[4,7 \cdot \frac{H}{L} + 3,4 \cdot (\cos \alpha - 0,86) \right] \cdot \sqrt{\frac{g \cdot L}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh \frac{2 \cdot \pi \cdot d_0}{L}} \quad (8)$$

Der Brecherstrahl trifft im Punkt D, dessen Tiefenlage d_D unter der Schwingungsmittellinie mit der Gl. (9) angegeben werden kann (vgl. Bild 3), auf die Böschung.

$$d_D = \left[(0,09 \cdot m - 0,33) + (0,03 - 0,002 \cdot m) \cdot \frac{L}{H} \right] \cdot H \quad (9)$$

Die Fallgeschwindigkeit v_D des Teilchens A beträgt beim Aufschlag

$$v_D = \sqrt{v_A^2 + \left(\frac{g \cdot x_D}{v_A} \right)^2}, \quad \text{wobei} \quad x_D = \frac{v_A}{g} \cdot \sqrt{\frac{v_A^2}{m^2} + 2g \cdot (d_{\text{krit}} + h_{\text{krit}})} - \frac{v_A^2}{m \cdot g} \quad (10), (11)$$

Durch das Eintauchen des Brecherstrahls in den Rücklaufschwalm wird die Geschwindigkeit v_D auf den Wert v_D^* (Gl. 3) abgemindert.

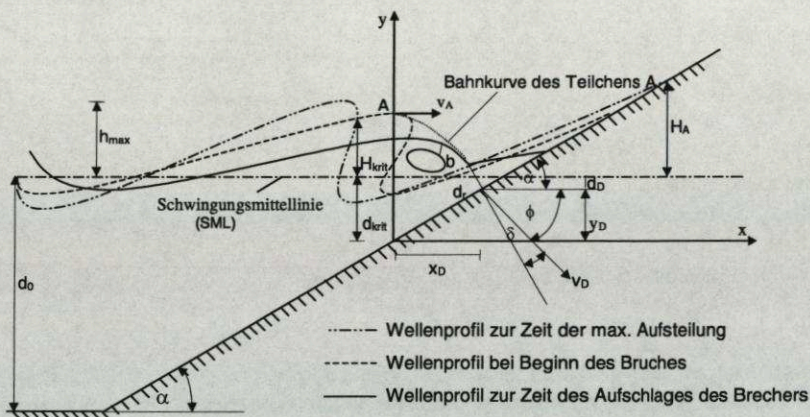


Bild 4: Systemskizze zum Bewegungsmechanismus brandender Wellen an Böschungen (nach WAGNER et al., 1969); (modifiziert)

Von der Geschwindigkeit v_D^* kann eine lineare Abnahme auf v_U (Gl. 5) im Punkt U bzw. v_0 (Gl. 4) im Punkt S (vgl. Bild 3) angenommen werden. Oberhalb der Schwingungsmittellinie erfolgt die Berechnung der Geschwindigkeit des gebremsten Auflaufschwales in der Form

$$v = v_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{x - m \cdot d_{\text{krit}}}{H_A \cdot m}} \quad (12)$$

mit v_0 nach Gl. (4). Die auf der Böschung vorhandenen Rauigkeitsverhältnisse werden bei der Berechnung der Geschwindigkeit v_0 durch den Faktor K_R berücksichtigt.

$$\frac{K_R}{K_1} = 0,8 \text{ (Rasen)}, \quad K_1 = 0,015 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{L}{H}} + 1 \quad (13), (14)$$

Die Ermittlung weiterer Belastungsparameter (Wellenaufbauhöhe, Wellenüberlauf, Druckschlag) ist entsprechend den in der Literatur enthaltenen Berechnungsverfahren möglich (z.B. VAN DER MEER et al., 1994; EAK, 1993; TAUTENHAIN, 1989; WAGNER et al., 1969).

3 Untersuchung des Zustandes der Deiche an ausgewählten Deichstrecken

Folgende Ziele waren den Untersuchungen im Einzelnen vorangestellt:

- Feststellung des allgemeinen Zustandes der Grasnarbe unter verschiedenen Umgebungsbedingungen (Standortfaktoren),
- Erkenntnisse über die Zusammensetzung der Ansaatmischungen,
- Bestimmung der vorhandenen Grasarten und deren prozentualen Anteilen auf den Deichen,
- Feststellung von eventuell vorhandenen Unterschieden bezüglich der Grasarten zwischen See- und Binnenböschung,
- Erkenntnisse über die Geometrie der Deiche, die Schichtenfolge und deren Stärken sowie die Kornverteilungen und Durchlässigkeiten der verwendeten Erdstoffe,
- Analysen der Art und des Umfanges der Unterhaltungsmaßnahmen an den Deichen.

Das hauptsächlich zu untersuchende Küstengebiet (vgl. Bild 5) beginnt in Dierhagen-Strand bei Kkm 170,730, verläuft über das Fischland bis Kkm 175,250 vor Wustrow, wird hier von der Steilküste bei Ahrenshoop unterbrochen, erstreckt sich bis hinter die Rehberge am Kkm 185,000, wird vom Darß erneut unterbrochen und setzt sich von Prerow bei Kkm 200,100 bis Zingst am Kkm 209,900 fort.

In diesem Bereich wurden 11 Untersuchungspunkte festgelegt, ein Standort befand sich in Koserow (Usedom, vgl. Tabelle 2).

lfd. Nr.	I	II	III	IV	V	VI
Kkm	170,730	172,900	174,400	175,250	182,100	183,300
Kurzbeschreibung der Lage	Dierhagen-Strand	ehemaliges Wasserloch	Dierhagen ca. 100 m vor Nebelstation	Strandübergang 10,	Ahrenshoop, Treppe Rehaklinik	nördlich von Riegeldeich 2
lfd. Nr.	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Kkm	185,000	200,100	201,500	206,070	209,900	19,750
Kurzbeschreibung der Lage	GeodätischerFestpunkt, Lütt Wils	Deichanfang Prerow	Prerow, Strandübergang 21	Zingst, Nähe Strandübergang 10	Zingst, Strandübergang 1	Oe. Koserow

Tabelle 2: Übersicht von Lage und Kilometrierung der Untersuchungspunkte

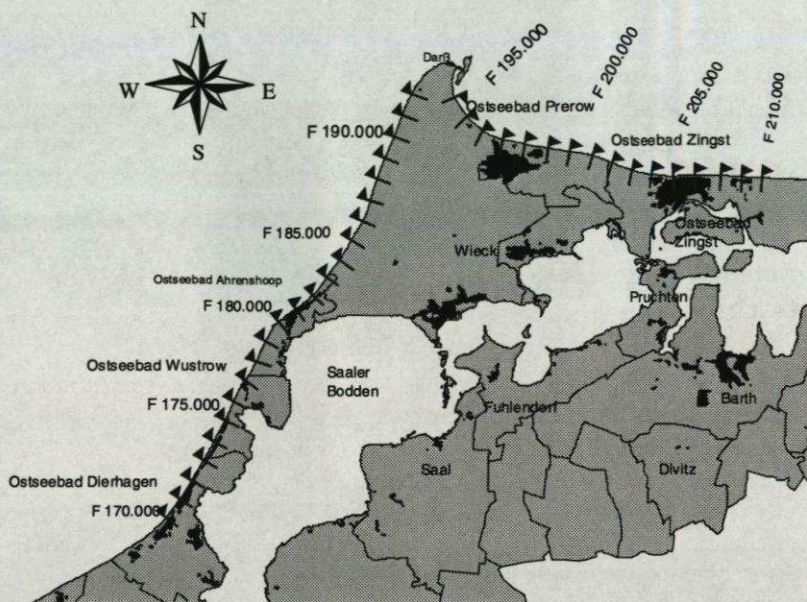


Bild 5: Untersuchungsgebiet Fischland – Darß - Zingst von Kkm 170,000 bis Kkm 210,000

3.1 Durchgeführte Untersuchungen

Zur Bearbeitung der o. g. Untersuchungsziele sind an jedem Untersuchungspunkt folgende Tätigkeiten durchgeführt worden:

1. Abgrenzung eines 10 m breiten Untersuchungsstreifens und optische Beurteilung des Zustandes der Grasnarbe (Fotodokumentation); Beurteilung der Grasnarbe hinsichtlich Fehlstellen, Bedeckung, Bewuchsdichte, Wühltierbefall und sonstiger Besonderheiten;
2. Bodenerkundung auf der Seeseite bis in 1,0 m Tiefe (Sandkern) mit einer Schlagsonde zur Bestimmung von Schichtenaufbau, Kornverteilung und Durchlässigkeitsbeiwert k_f der vorhandenen Böden;
3. Entnahme möglichst repräsentativer Grassoden auf der See- und Binnenseite zur Bestimmung der vorhandenen Grasarten sowie deren Anteile am Gesamtbestand als Grundlage zur Einschätzung des biotechnischen Wertes der Vegetation, Vergleich des Grasbestandes zwischen See- und Binnenseite untereinander sowie mit geeigneten Grasarten, Bestimmung der Tiefe der Hauptwurzelzone;
4. Fallprobe zur Ermittlung der Einschlagtiefe eines 2,0 kg- und eines 5,0 kg-Gewichtes aus 1,50 m Höhe als Äquivalent zur Trittfestigkeit der Grasnarbe, die ein Maß für die Strapazierfähigkeit des Rasens darstellt.

Im Ergebnis der Auswertungen entstanden vergleichbare Werte, die eine differenzierte Beurteilung des Ist- Zustandes der analysierten Deichabschnitte ermöglichten. Dafür fanden folgende Maßstäbe Anwendung:

Kriterium	Bedeckung	Bewuchsdichte	Fehlstellen	Tiefe der Hauptwurzelzone (Mittelwert)	Trittfestigkeit (Abweichung vom Mittelwert) [cm]
sehr gut	95 ... 100%	sehr dicht	fast keine	> 30 cm	- 1,1 ... - 0,6
gut	81 ... 94 %	dicht	wenige kleine	30 ... 25 cm	- 0,5 ... - 0,1
ausreichend	71 ... 80 %	licht	viele kleine	24 ... 20 cm	± 0
mangelhaft	61 ... 70 %	dünn	wenige große	19 ... 10 cm	+ 0,1 ... + 0,5
nicht ausreichend	< 60 %	sehr dünn	viele große	< 10 cm	+ 0,6 ... + 1,1

Tabelle 3: Kriterien und Bewertungsmaßstäbe

3.2 Bewertungsergebnisse und Vegetationsaufnahmen

Die Beurteilung des Zustandes der Deiche erfolgte durch die Einschätzung und Bewertung der Kriterien, die das Schutzvermögen der Grasnarbe und damit die Wehrhaftigkeit eines Deiches maßgeblich beeinflussen (vgl. Tabelle 3).

Nr.	Standort	I	II	III	IV
	Kriterium	Kkm. 173,730	Kkm. 172,900	Kkm. 174,400	Kkm. 175,250
1	Bedeckung	Bedeckung ca. 90%	Bedeckung ca. 95%	Bedeckung ca. 70%	Bedeckung ca. 95%
	Bewertung	gut	sehr gut	Mangelhaft	sehr gut
2	Bewuchsdichte	dichte Grasnarbe, seeseitig dichter als luftseitig	dünnere Bewuchs	dichter Bewuchs	dichter Bewuchs
	Bewertung	gut	ausreichend	Gut	gut
3	Fehlstellen	seeseitig keine, binnenseitig mehrere große (ca. 45 cm ²) im Kronenbereich	wenige kleine auf beiden Seiten, Beschädigungen durch Fahrspuren	viele große auf beiden Seiten	wenige, vereinzelt
	Bewertung	ausreichend	gut	Ausreichend	sehr gut
4	Tiefe der Hauptwurzelzone	27,5 cm	12,5 cm	13,5	27,5
	Bewertung	gut	mangelhaft	Mangelhaft	gut
5	Festigkeit der Grasnarbe	- 0,4	- 0,9	- 0,4	+ 1,1
	Bewertung	gut	sehr gut	Gut	nicht ausreichend
6	Gesamt	gut	gut	Ausreichend	gut

Tabelle 4: Bewertung der Standorte I bis IV (vgl. Bild 5 bzw. Tabelle 2)

In Tabelle 4 sind beispielhaft die Bewertungen einiger Standorte zusammengestellt. Die Ergebnisse der Vegetationsaufnahmen zeigen im Allgemeinen, dass auf den seeseitigen Böschungen meist eine wesentlich größere Artenvielfalt anzutreffen ist als auf der Binnenseite. Dieser Umstand ist in Abhängigkeit von der

Wirkungsintensität der natürlichen Standortfaktoren Licht, Wasser, Temperatur etc. sowie den Untergrundverhältnissen mehr oder weniger stark ausgeprägt. Die Ursache ist vor allem in der steileren Neigung der Binnenseite zu sehen, welche primär einen wesentlich geringeren Lichteinfall auf die Pflanzen zur Folge hat. Desweiteren wird das Wasserdargebot durch die steilere Neigung im Vergleich zur Seeseite negativ beeinflusst, da effektiv weniger Böschungsfäche zum Auffangen, zur Versickerung und Speicherung von Niederschlagswasser zur Verfügung steht. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen (z.B. Fehlen der Mutterbodenschicht) kommt es zu einer Verstärkung dieses Effektes, da das Speichervermögen einer dünnen Grasnarbe auf schluffigen oder lehmigen Böden sehr gering ist. Zusätzlich wird die Ausbildung der Hauptwurzelzone stark eingeschränkt, was negative Auswirkungen auf die Belastbarkeit der Deichböschung nach sich zieht.

Außerdem bewirkt die steile Binnenneigung bei Vorhandensein von ausreichend starkem, aufländigem Wind eine Minimierung des Auftreffens von Niederschlägen auf der Binnenseite. Diese Überlegungen werden durch die Häufung weniger anspruchsvoller Grasarten bezüglich Licht und Wasser auf der Binnenseite im Vergleich zur flacheren Seeseite unterstützt.

4 Ergebnisse und Empfehlungen

4.1 Belastungsgrößen

Hydrodynamische Belastungen für Grasdeiche müssen durch eine entsprechende Höhe und Breite der vorgelagerten Düne auf ein erträgliches Maß reduziert werden. Dies ist nach derzeitigem Erkenntnisstand für die gegenwärtig vorhandenen Deiche bis zu einer signifikanten Wellenhöhe von $H_s \leq 0,50$ m gewährleistet. Um diese Verhältnisse nicht zu überschreiten, muss eine Restdüne mit einer Höhe von $\geq 1,90$ müHN und einem entsprechenden Querschnitt sichergestellt werden.

In diesem Fall sind auf einer 1 : 4 geneigte Böschung bei BHW = 2,70 müHN u.a. folgende Belastungsgrößen zu erwarten:

- **Wellenauflaufhöhe**

$$H_{A,1\%} = 1,93 \text{ m bei } H_{1\%} = 0,62 \text{ m (nach WAGNER et al., 1969)}$$

$$z_{98} = 1,62 \text{ m bei } H_s = 0,50 \text{ m (nach EAK 1993)}$$

- **Strömungsgeschwindigkeiten**

$$v_D^* = 4,86 \text{ m/s bei } H_s = 0,50 \text{ m (nach WAGNER et al., 1969)}$$

$$v_{98} = 5,00 \text{ m/s bei } H_s = 0,50 \text{ m (nach EAK 1993)}$$

Die daraus resultierende Erosionstiefe beträgt bei einer Belastungsdauer von 20 h und einer dichten, gut gepflegten Grasnarbe etwa 7...10 mm, wobei die Belastungsmaxima in einer Tiefe von ca. 0,4 m unter der SML (vgl. Bild 4) auftreten (MEIJER et al., 1994).

4.2 Grasnarbe

Unter Berücksichtigung der am vorgesehenen Ansaatort herrschenden Standortverhältnisse (z.B. Licht, Feuchtigkeit, Salzwasser, Bodenverhältnisse) sollten vorzugsweise aus den in der Tabelle 6 enthaltenen Grasarten Ansaatmischungen gebildet werden, wie das Beispiel in Tabelle 5 zeigt. Die angegebenen Mischungen sind an vielen Standorten einsetzbar, weil aufgrund der enthaltenen Mischungspartner die Anpassung an unterschiedliche Standortfaktoren erfolgen kann. Diese vollzieht sich in einer relativ kurzen Zeit von ca. zwei bis drei Jahre (KLAPP, 1990).

Die Aussaatmenge sollte bei 17...20 g/m² liegen. Größere Mengen sind unbedingt zu vermeiden, weil es sonst aufgrund zu vieler Jungpflanzen auf engstem Raum zu Populationsdruck infolge Nährstoffmangel kommt. Kräuter und Leguminosen (besonders *Trifolium* spp. repens) sind für Rasen auf Deichböschungen nicht zu empfehlen.

Wichtig bei der Wahl des Saatverfahrens ist die Kenntnis der Wuchseigenschaften und Einflüsse klimatischer Faktoren auf das Keimverhalten der ausgesäten Grasarten. So dürfen beispielsweise die Arten *Festuca rubra* und *Poa pratensis* nur flach in die oberste Bodenschicht eingebracht werden, da sonst die Keime aufgrund von Lichtmangel absterben. Die Ansaat von Rasen ist grundsätzlich während der gesamten Vegetationsperiode möglich, wenn eine Keimtemperatur von mehr als + 8°C und ausreichendes Bodenwasserdargebot gewährleistet werden können (ERCHINGER, 1976). Die günstigste Keimzeit liegt zwischen Mitte Juli und Anfang September, kann jedoch oftmals aufgrund von Verzögerungen beim Deichbau nicht genutzt werden. Günstig für die Rasensaat sind pH- Werte des Bodens zwischen 5,5 und 6,5, also schwach sauer.

Die Aussaat von Deichrasen erfolgt am besten auf einer ca. 15...20 cm starken Mutterbodenschicht, was hinsichtlich der Ausbildung einer entsprechend tiefen Hauptwurzelzone und der Bodenwasserspeicherung sehr günstig ist. Diese Umstände waren beispielsweise an den in Tabelle 4 bewerteten Standorten gegeben. Auf die Anwendung von Naßspritzverfahren unmittelbar auf Dichtungsschichten aus lehmigen oder tonigen Böden sollte bei Deichrasen verzichtet werden, da die sich entwickelnde Grasnarbe i.d.R. nur sehr dünn und flach verwurzelt ist.

Steht nicht mehr genügend Zeit für die Rasensaat und das Keimen der Samen zur Verfügung, so kann die Grasnarbe künstlich durch Verlegung von Fertigrasen oder durch Besodung hergestellt werden.

Grasart	Anteile in der Mischung in Gewichtsprozent für	
	offene Lage	Schattenlage
Agrostis stolonifera	-	5 (-)
Festuca rubra commutata	30	25
Festuca rubra trichophylla	30	25
Lolium perenne	5	10
Phleum pratense	15	10 (15)
Poa pratensis	20	25
Gesamt [%]		100

Tabelle 5: Empfehlungen für geeignete Ansaatmischung bei Neuansaat

Die Anzucht von Fertiggrasen bzw. die Gewinnung von Rasensoden muss an einem dem Verwendungsort hinsichtlich der Standortfaktoren entsprechenden Standort geschehen. Die Dicke der Soden richtet sich nach der Einbauzeit (DIN 19657). Sowohl Rollrasen als auch Rasensoden verlangen einen gut planierten Untergrund und müssen auf dem Deich befestigt werden, woraus erhebliche Mehrkosten resultieren.

4.3 Maßnahmen zu Unterhaltung und Pflege

Die Abwehrkraft eines Deiches mit Grasnarbe ist nur bei guter Pflege und Unterhaltung über das gesamte Jahr zu gewährleisten. Diese umfasst die Jungwuchspflege, Pflege des Bestandes, Schädlingsbekämpfung, Beseitigung von Schäden und Beräumung von Treibselablagerungen nach Sturmflutereignissen.

Eine Grasnarbe wird am besten durch Beweidung mit Schafen gepflegt (Hiller, 1973). Da dies an der Küste von M/V heute nur selten realisiert wird, muss als primäre Pflegemaßnahme die Grasmahd (2...3 mal jährlich) mit einer Schnitthöhe von mindestens 6...8 cm empfohlen werden. Sehr häufig und tief gemähte Rasen besitzen wenige assimilationsfähige Blattflächen und eine überwiegend senkrechte Blattstellung, wodurch nur eine geringe Lichtabsorptionsrate möglich ist. Daraus resultieren eine verminderte Wachstumsfähigkeit der Pflanzen, eine höhere Anfälligkeit gegenüber Krankheiten und Schädlingen sowie ein höherer Bedarf an Reservestoffen, der nur durch erhöhten Pflegeaufwand (Düngung) bereitzustellen ist. Andererseits ist eine regelmäßige Mahd notwendig, um das Konkurrenzverhalten der Graspflanzen im dichten Bestand zwischen schneller und langsamer wachsenden Pflanzen zu regulieren und so eine gute Qualität der Grasnarbe zu erzielen. Während großer Hitzeperioden ist von einer Mahd abzu-sehen, weil die Pflanzen in diesem Zustand sehr geschwächt sind und nicht nachwachsen können. Zu Beginn des Winters sollte die Grasnarbe möglichst kurz sein.

Beim Einsatz von Technik in diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass Böschungen steiler als 1:3 nicht längs zur Deichachse befahren und die zulässigen Belastungen der Kronenwege nicht überschritten werden. Nach 2...3 Jahren ist bei Vorhandensein von Fehlstellen eine selektive Nachsaat durchzuführen. Da-

für sollten Mischungen mit 3-4 geeigneten Mischungspartnern unter Berücksichtigung der gegebenen Standortfaktoren aus den in Tabelle 6 beschriebenen Grasarten gebildet werden, in der ggf. Mängel in der ursprünglichen Ansaatmischung berücksichtigt sind.

Große Bedeutung bei der Erhaltung der Funktionsfähigkeit eines Grasdeiches kommt der frühzeitigen Erkennung von eventuell vorhandenen Schäden an der Grasnarbe sowie deren möglichst schneller Beseitigung zu. Voraussetzung dafür ist die kontinuierliche Überwachung der Deiche (Deichschau) mindestens einmal im Jahr.

Grasart	Wuchseigenschaften										Standortansprüche		
	T	S	W	D	F	J	N	H	V	LZ	TZ	FZ	
<i>Agrostis stolonifera</i> (Flechtstraußgras)	4	4	2	⊗	∪ (∩)	mittel	gut	befriedigend	mittel	4	0	4 u	
<i>Festuca rubra</i> ssp. <i>Commutata</i> (Horstrotschwingel)	4	3	1	⊗	∇	mittel	gut	befriedigend	gering	4	0	0	
<i>Festuca rubra</i> ssp. <i>Trichophylla</i> (Hausschwingel)	4	3	2	⊗	(∩)	mittel	gut	befriedigend	gering	4	0	0	
<i>Lolium perenne</i> (Deutsches Weidelgras)	5	5	2	⊗	∇ (∩)	schnell	gut	befriedigend	hoch	5	3	3	
<i>Phleum pratense</i> (Wiesenlieschgras)	3	3	2	⊗	∩ (∪)	schnell	k. A.	gut	gering	4	0	3	
<i>Poa pratensis</i> (Wiesenrispengras)	5	4	3	⊗	∩	langsam	gut	gut	gering	3	0	3	

Tabelle 6: Eigenschaften von geeigneten Grasarten für die Ansaat auf Seedeichen (ERCHINGER, 1952; HILLER, 1973; GANDERT/BURES, 1991, KLAPP/OPITZ, 1995;), modifiziert

Erläuterungen zu den in der Tabelle verwendeten Bezeichnungen und Symbolen:

Wuchsform : Dauer : ⊕...einjährig überwinternd; ⊙...zweijährig; ⊗...mehrjährig bis ausdauernd; ü: Überschwemmungen ertragend; w: starken Feuchtigkeitswechsel ertragend; k. A. = keine Angabe möglich; ∇...horstbildend; ∪...oberirdische; ∩...unterirdische Ausläufer, (∪/∩)...sehr kurze ober-/unterirdische Ausläufer; Trittfestigkeit (T); Schnittfestigkeit (S); Wurzeltiefgang (W); Dauer (D); Wuchsform (F); Jugendentwicklung (J); Salzverträglichkeit (N); Winterhärte (H); Verdrängungsvermögen im Dauerbestand (V); Klassifizierung: 1 = sehr gering...5 = sehr groß bzw. gut - befriedigend - schlecht
Standortansprüche: Lichtzahl (LZ); Temperaturzahl (TZ); Feuchtezahl (FZ); Klassifizierung: 1 = sehr gering...5 = sehr groß

Dipl.- Ing. E. Bielitz
 Technische Universität Dresden
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
 01062 Dresden
 Eckehard.Bielitz@mailbox.tu-dresden.de

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Hier nicht angeführte Symbole oder abweichende Bedeutungen werden an den entsprechenden Stellen im Text erläutert!

α	[°]	Neigungswinkel der Außenböschung
ξ	[-]	Brecherkennzahl
ξ_p	[-]	Brecherkennzahl mit signifikanten Wellenkenngrößen
d	[m]	Wassertiefe
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
h_k	[müHN]	Restdünenhöhe
m	[-]	Neigung der Außenböschung
v_{98}	[m/s]	Auflaufgeschwindigkeit, die von 98 % der Wellen unterschritten wird
z_{98}	[m]	Wellenaufbauhöhe, die von 98% der auflaufenden Wellen unterschritten wird
B	[m]	Kronenbreite des Bauwerkes
H	[m]	Wellenhöhe
H_A	[m]	Wellenaufbauhöhe
H_m	[m]	mittlere Wellenhöhe
H_{max}	[m]	maximale Wellenhöhe
H_s	[m]	signifikante Wellenhöhe
$H_{s,i}$	[m]	signifikante Wellenhöhe hinter dem Bauwerk
$H_{x\%}$	[m]	Wellenhöhe, die mit einer Wahrscheinlichkeit von x% überschritten wird
L	[m]	Wellenlänge
L_o	[m]	Wellenlänge unter Tiefwasserbedingungen
L_p	[m]	Wellenlänge am Deichfuß
T	[s-1]	Wellenperiode
T_m	[s-1]	mittlere Wellenperiode
R_c	[m]	senkrechter Abstand zwischen Bauwerkskrone und SML (Freibordhöhe)
T_p	[s]	Peakperiode
BHW...		Bemessungshochwasserstand
Kkm...		Küstenkilometer
SML...		Schwingungsmittellinie (vgl. Bild 4)
ssp. ...		Subspezies (Unterart)

5 Literaturverzeichnis

- BOSSHARD, M. (1991)** : „Überflutbarkeit kleiner Dämme“, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich, März 1991
- D' ANGREMOND ET AL. (1996)**: „Wave Transmission at low-crested structures“, Coastal Engineering 1996, Chapter 187, Published by ASCE, New York, 1996
- DIETRICH, K. (1995)**: „Hydraulische Belastbarkeit ingenieurbiologischer Bauweisen“, in : WBW- Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Gewässerpflege mbH, 1996
- DIN 18918**: „Ingenieurbiologische Sicherungsbauweisen“, September 1990
- DIN 19657**: „Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen - Richtlinien“, September 1973
- DIN 19712**: „Flußdeiche“, November 1997
- DVWK- MERKBLÄTTER**, Heft 210: „Flußdeiche“, 1986

- EAK 1993** : „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken“, in : „Die Küste“, Heft 55, 1993
- ELLENBERG, H. (1952)**: „Wiesen und Weiden und ihre standörtliche Bewertung“, Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Naturwissenschaften - Eugen Ulmer · Stuttgart, 1. Auflage, 1952
- ERCHINGER, H.-F. (1976)**: „Grasnarbe“ in „Seedeichbau – Theorie und Praxis“, Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e.V., Hamburg, 1976
- Forschungsbericht** : „Küsten- und Hochwasserschutz Fischland“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1998, unveröffentlicht
- GANDERT, K. / BURES, F. (1991)** : „Handbuch Rasen“, Deutscher Landwirtschaftsverlag Berlin, 1. Auflage, 1991
- „Gutachten zur Bemessung von Seedeichen im Hinblick auf die Wellenbelastung“**, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1999, unveröffentlicht
- HILLER, H. (1973)** : „Über das Schutzvermögen der Grasnarben auf einigen Seedeichen in Ostfriesland“, Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung 14, 1973
- KLAPP, E. / OPIZ, W. (1995)**: „Gräserbestimmungsschlüssel für die häufigsten Grünland- und Rasengräser“, Blackwell Wissenschafts- Verlag Berlin-Wien 1995
- MEIJER, D.G. / VERHEIJ, H. (1994)**: „Grass dikes - Analysis of measurements from large scale tests. Delft Hydraulics draft report Q 1584 (in Dutch), 1994
- MINISTERIUM FÜR BAU, LANDESENTWICKLUNG UND UMWELT MECKLENBURG-VORPOMMERN** : „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg- Vorpommern“
- RSM 96**: „Regel - Saatgut - Mischungen, Ausgabe 1996“, Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e.V. - FLL, Troisdorf
- TAUTANHAIN, E. (1989)** : „Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufes - eine Beitrag zur Bemessung“, Mitteilungen des Franzius- Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der TU Hannover, Heft 53, 1989
- VAN DER MEER, J.W. et al. (1994)** : „Erosion and overtopping of a grass dike - Large scale model tests“ in : „COASTAL ENGINEERING 1994“
- WAGNER, H. et al. (1969)** : Werkstandard (WAPRO 3.04. Blatt 4) „Lastannahmen im Wasserbau- Belastung durch Windwellen- Wellenaufwurf“, VEB Projektierung Wasserwirtschaft, Halle, 1969
- WEISS, D. (1991)**: „Seebau und Küstenschutz“ in: WIEGLEB, K. (1992): „Wassertechnik“, Band 4, Verlag für Bauwesen GmbH, Berlin, 1991

Starke Ideen für den Wasserbau

Unsere Geokunststoff-Systeme für den Wasserbau erfüllen höchste Ansprüche an Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Ökologie.

Unser Team entwickelt innovative Lösungen für außergewöhnliche Bauvorhaben.

Wir argumentieren mit Fakten.
Fordern Sie uns.

NAUE 
FASERTECHNIK

Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG
Alter Bahndamm 12 · 49448 Lemförde
Telefon 0 54 43 / 2 06 - 0
Telefax 0 54 43 / 2 06 - 79
Internet: www.naue.com
e-mail: wasserbau@naue.com

Stabilisierung von Küstenabschnitten an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern

1 Gefährdung und Schutz als veränderlicher Zustand

Der Begriff Küstendynamik fasst die ständigen Veränderungsprozesse im Küstenraum, landwärts wie seewärts der Uferlinie zusammen. Es sind die ganzjährigen, mittleren Vorgänge und deren stetige Wirkungen wie die kurzzeitigen Extremereignisse mit oft einschneidenden Folgen. Ständiger Seegangs- und Energieeintrag in die ufernahe Zone, Sedimentumlagerung, Küstenrückgang und Landverlust bestimmen das Bild. Uferlinienrückgänge zwischen 0,5 und 1,0 m/a oder Absolutwerte von 325 m landwärtiger Verlagerung in 300 Jahren sind von der Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommerns bekannt. Ebenso sind Sturmfluten der Vergangenheit in ihrer Schwere mit unterschiedlichem Wiederkehrintervall dokumentiert. Danach wurden Durchbruch- und Überflutungsgefahren abgeleitet. Als Bemessungsturmflut für Schutzanlagen gilt ein Ereignis, dass der Flut vom November 1872 entspricht und damit ein Wiederkehrintervall von etwa 100 - 150 Jahren hat. Die Scheitelwasserstände (BHW) liegen dabei 2,5 - 3 m über dem generalisierten Normal-Mittelwasser (NMW).

Aus Erfahrungen werden Prognosen über die Küstenentwicklung abgeleitet. Verlässlich bestimmbar ist auf Grund der ungenügend bekannten physikalischen Vorgänge im küstennahen Raum der zukünftige Küstenzustand nicht. Ein Schutzbauwerk steht im Verlauf seiner Funktionsdauer veränderten Umfeldbedingungen gegenüber, die beim Bau nicht bekannt waren. Küstenschutzanlagen müssen verändert, verstärkt, angepasst und gegebenenfalls verlegt und neugebaut werden.

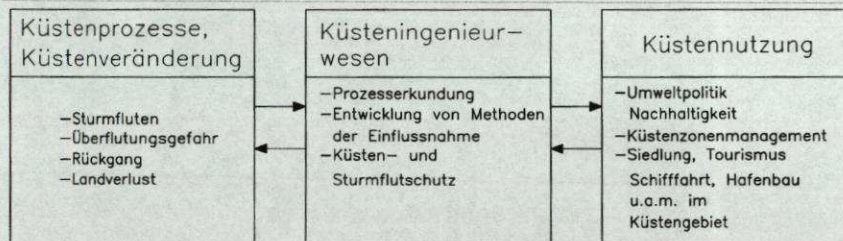


Bild 1: Stellung des Küsteningenieurwesens im Küstenentwicklungs- und Nutzungskonzept

Küstenschutz ist nie abgeschlossen, nie fertig. Aber der Handlungsraum wird enger durch die immer intensivere Nutzung der Küste. Die Brücke zwischen den zumeist widersprüchlichen Gegebenheiten zwischen Küstenentwicklung und -nutzung hat das Küsteningenieurwesen zu schlagen (Bilder 1, 2, 3).

Dynamik der südlichen Ostseeküste

Mecklenburger Bucht (Warnemünde bis Darßer Ort)

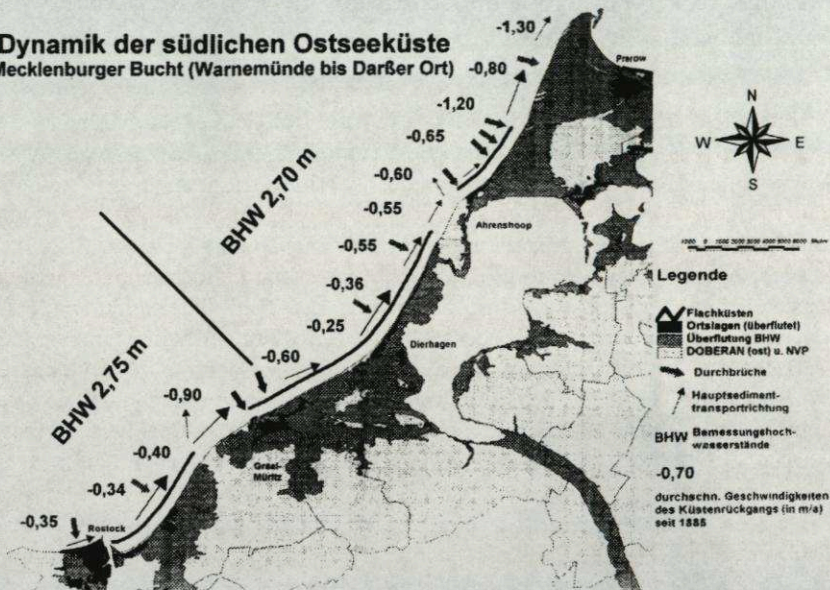


Bild 2: Dynamik der südlichen Ostseeküste

[m] über NMW

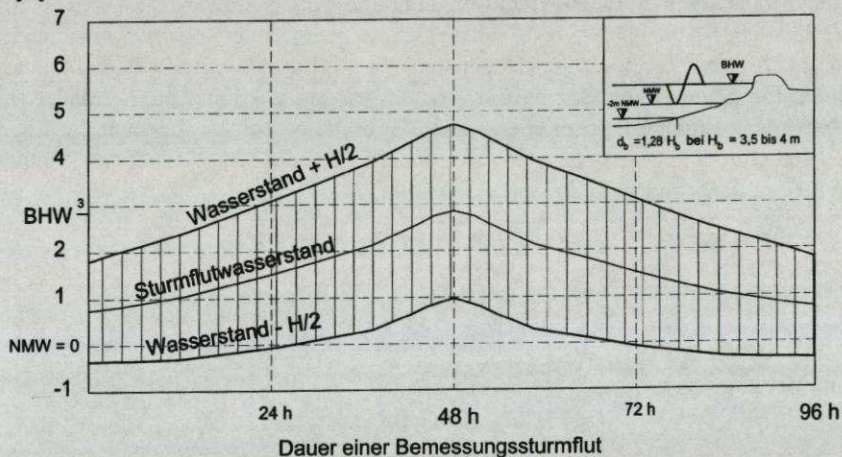


Bild 3: Schematische Darstellung der Belastungsgrößen Wasserstand und Wellenhöhe

2 Stabilisierung von Küstenabschnitten zur Küstennutzung

Küstenschutz zielt auf den Schutz der Nutzung des Küstenraumes. Angesichts des negativen Sedimenthaushaltes, der den Rückgang von 75 % der Ostseeküste von M-V bestimmt, bedeutet Stabilisierung Erhaltung der Nutzungsbedingungen für einen bewertbaren Zeitraum. Bei natürlichen Rückgangsprofilen schreitet mit einer Geschwindigkeit bis zu 1,0, extrem sogar bis 1,5 m/a an Steil- und Flachküsten der Landverlust voran. An Flachküsten bedeutet es Verminderung der wirksamen Vorlandbreite vor den Sturmflutschutz-Anlagen Düne und Deich. Die in der Vergangenheit ausreichende, belastungsdämpfende Vorlandwirkung existiert nicht mehr.

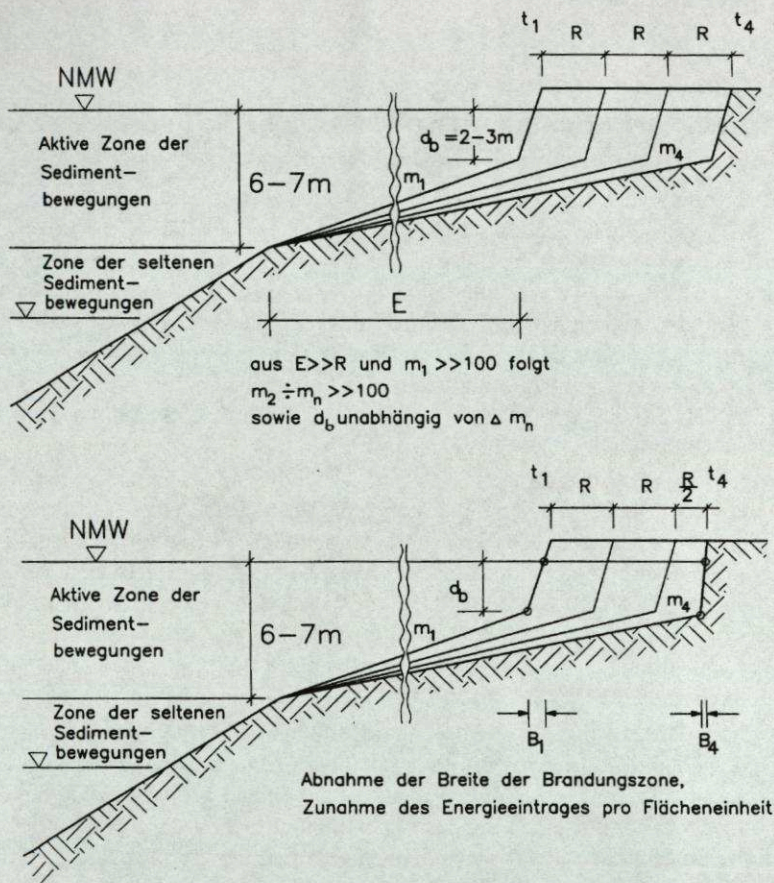


Bild 4: Einflussnahme auf den uferliniennahen Bereich eines Küsterückgangsprofils (schematisch)

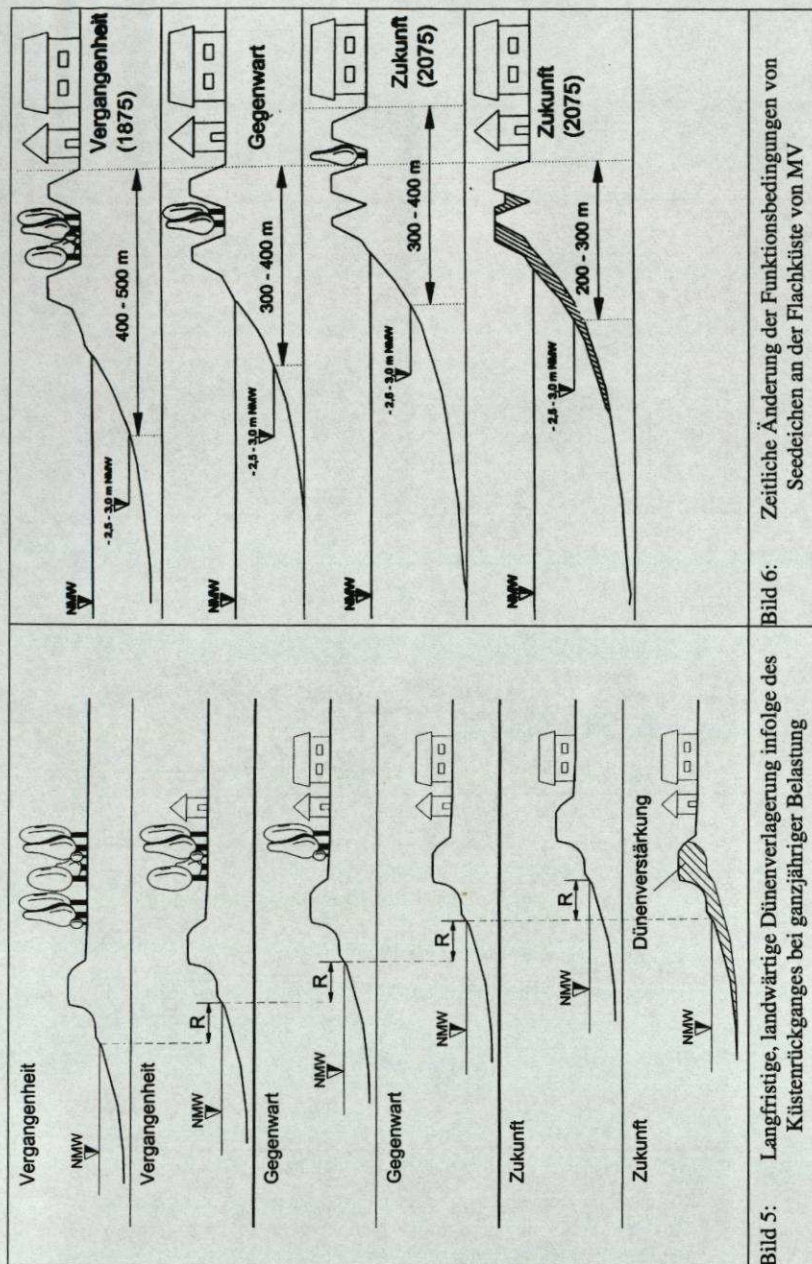
Um Durchbrüche zu verhindern, müssen die Sturmflutschutz-Anlagen und deren Vorland verstärkt werden. Eine Einflussnahme auf die Rückgangsprofile und zwar eine Reduzierung des Rückganges in Uferlinien-Nähe, in Wassertiefen von 0 bis 3 m, ist denkbar. Bühnen, Sandauffüllungen und Wellenbrecher wurden und werden ausgeführt. Allerdings kommt es nach den derzeitigen Hypothesen über den Formänderungsprozess bei küstenschutztechnischer Einflussnahme zu einer uferliniennahen Verteilung. Dadurch vermindert sich die Breite der für die Energieumwandlung verantwortlichen Brandungszone. Die Belastung nimmt stetig zu und zum gleichbleibenden Stabilisierungseffekt werden immer größere Anstrengungen nötig (Bilder 4, 5, 6, 7).

3 Formen der Stabilisierung

3.1 Erhalt oder Schaffung der wirksamen Breite der Brandungszone durch Sandzuführung

Die Energieumwandlung auf einer flachen Schorre entlastet und schützt das Ufer. Dies gilt natürlich auch für Rückgangsküsten. Der über 150 Jahre alte Bühnenbau an der deutschen Ostseeküste verfolgt daher dieses Ziel. Bei günstiger Bemessung von Bühnenlänge in See, Bühnenabstand zueinander sowie Durchlässigkeit (oder Dichte) des Bühnenquerschnitts wird im landwärtigen Teil des Bühnenfeldes die Brandungslängsströmung deutlich reduziert und die Herausbildung einer uferliniennahen "Terrasse" aus Sand gefördert. Der Strand wird breiter und höher. Im Sturmflutfall sind darin die für die Herausbildung des Gleichgewichtsprofils nötigen Sandmengen aus dem Dünenabbruch deutlich geringer. Dies ist das Ziel der Vorlandwirkung (Bilder 8 und 9). Über 1000 Bühnen wurden an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern geschlagen. Die Wirkungen sind jedoch wechselhaft, abhängig in starkem Maße vom Sedimenthaushalt, in den sie eingreifen. Selten sind Bühnen allerdings so erfolgreich wie im Beispielfall Warnemünde/West. Aber auch dort ist es nicht von Dauer. Vom Bühnenkopf her setzen Sandverlust und Vertiefung ein. Wegen vorhandenem Sandmangel wird immer häufiger die Kombination von Bühnen und künstlichen Sandauffüllungen praktiziert.

Für die Dimensionierung der Auffüllungen wird das erwartete Gleichgewichtsprofil bei der Bemessungsturmflut zugrundegelegt. Die Kornzusammensetzung des Spülmaterials ist möglichst gröber als die des im Küstenabschnitt vorhandenen Sandes. Der Einbau trachtet danach die gesamte Profiltiefe zu erreichen und Verlustmengen während des Spülvorgangs werden zusätzlich antransportiert. Auch die Sandanreicherung der Bühnen aus dem Längstransport findet in der Folgezeit statt.



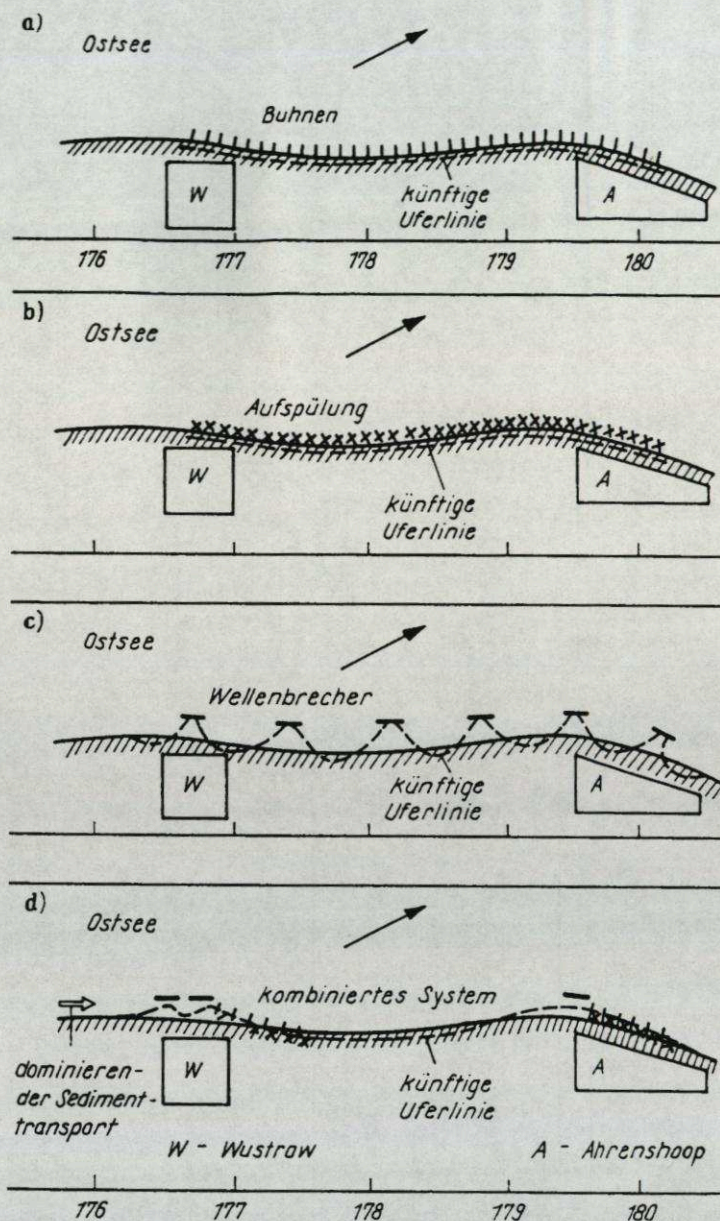


Bild 7: Einsatz von Küstenschutzbauwerken auf der Schorre vor der Fischland-Steilküste (Schema) a) Buhne, b) Aufspülungen, c) Wellenbrecher, d) Verbindung von unverbauter und verbauter Küste (mit kombiniertem System)

Dennoch bleibt immer ungewiss, wie lange die Gleichgewichtsbedingungen für die Bemessungsturmflut vorhanden sind oder während des Ereignisses aus dem verfügbaren Schorre-, Strand- und Dünensand ohne Dünendurchbruchgefahr ausgebildet werden können (Bilder 10 und 11).

Sicher dagegen scheint die Tendenz, dass auf Grund der Schorrevertiefungen in der aktiven Zone der Sedimentbewegungen die notwendigen Sandmengen für die Ausbildung der Gleichgewichtsprofile größer werden. Ebenfalls reichen dann die Buhnen in größere Tiefen.

3.2 Dämpfung der anlaufenden Seegangsenergie durch küstenparallele Bauwerke

Wellenbrecher gibt es seit 1978 an der Küste von M-V und heute sind 22 Stück vorhanden. Im Jahre 1999 wurden die Doppel-Wellenbrecher Sellin/Rügen fertiggestellt. Wellenbrecher stehen in 3 bis 6 m Tiefe und reichen damit deutlich weiter in See als Buhnen und Sandauffüllungen. Auf Grund der hohen Kosten aber auch der Funktionsweise liegen nur kurze Küstenstrecken direkt in der Wellenschattenzone küstenparalleler Wellenbrecher. Der großräumige Schutz entsteht vielmehr (bei in bestimmter Entfernung zueinander angeordneten Wellenbrechern) aus den sich seewärts vorwölbenden Höft- oder Tombolobildungen und den dazwischen liegenden, relativ stabilen Buchten.

Ingenieurmorphogenese hat man diese Küstenlinienentwicklung schon genannt. An der Küste von Mecklenburg-Vorpommern ist Mitte der 80er Jahre ein derartiges System auf dem Fischland zwischen Wustrow und Ahrenshoop errichtet wurden. Diese funktionell wie konstruktiv beispielhafte Anlage sichert die beiden durchbruchgefährdeten Übergänge von der Fischland-Steilküste zu den Sturmflutschutzbauwerken der Flachküsten (Bilder 12 und 13). Außerdem wird bei weitgehendem Erhalt des aktiven Steilufercharakters eine sich langsam stabilisierende Buchtform ausgebildet. Falls an einem für den großräumigen Küstenverlauf maßgebenden Uferpunkt Wellenbrecher angeordnet werden (einzeln oder als Gruppe), so erreicht man einen für die künftige, beidseitig nachbarliche Küstenlinienentwicklung sicheren "Aufhänger". Dabei können ebenfalls Durchbruchschutz am Übergang Steilküste/Flachküste (Koserow) oder Sicherheit für Bebauung im Steilküstenbereich (Sellin) geschaffen werden.

3.3 Schutzanlagen am Ufer der Flachküsten

Dünen und Deiche mit weit über 100 km Länge schützen das Küstenhinterland von Mecklenburg-Vorpommern vor Überflutungen bei extremen Ostseesturmfluten. Auf Grund der räumlich wie zeitlich sehr unterschiedlichen Vorlandwirkungen von Schorre und Strand wechseln auch Funktions- und

Konstruktionsprinzip der Schutzanlagen selbst. Sandmangel und Küstenrückgang verlangen immer neue Lösungen.

Steht die Düne allein (Vollschuttdüne), so muss sie auf Grund von Standort und Sandvolumen nach Ausbildung des Gleichgewichtsprofils bei der Bemessung Sturmflut noch einen Restquerschnitt hinreichender Höhe und Breite dem drohenden Ostseeinbruch in das Hinterland entgegensetzen. Die deshalb erforderlichen 35-40 Meter Kronenbreite wachsen nicht aus natürlichen Sandvorkommen auf, sondern müssen künstlich durch seewärtige oder besser landwärtige Verstärkung geschaffen werden. Auch Auffüllungen der uferliniennahen Schorre gehören im Bedarfsfall dazu. Um die empfindlichen Forderungen an Standort und Sandvolumen zu vermindern werden technische Hilfsmittel kombiniert, wobei damit aber die Düne nicht mehr Teil des dynamischen Küstenprofils, also nicht mehr "lebendige" Sturmflutschutzanlage ist. Zum Einsatz kamen ein Geotextildamm im landseitigen Drittel der Düne als durchbruchsicherer Restquerschnitt sowie ein Steindamm zur seeseitigen Dünenfußsicherung und somit zur erträglichen Versteilung des Gleichgewichtsprofils. Dabei muss trotzdem jeweils seewärts der Einbauten künstlich Sand zugeführt werden. Gleiches gilt auch bei der Sicherung der seeseitigen Dünenböschung durch massive Deckwerke (Bild 14 a, b).

Das Problem der Deiche im Küstenveränderungsprozess ist die festgelegte Trasse. Auch bei einstiger Trassenwahl 150-200 m landwärts der Uferlinie ist an Rückgangsküsten nach 125 Jahren das Deichvorland stark vermindert. Ob zum Bauzeitpunkt eine Bemessung Sturmflut abgewehrt werden konnte ist nicht nachgewiesen; die gealterten Deiche sind heute jedoch zu niedrig und ihre Außenböschung kann lediglich Wellenhöhen $H \leq 0.5$ m schadlos aufnehmen.

Schorre, Strand, Düne und Küstenschutzwald sollten für "ruhiges Wasser" an den Grasdeichen sorgen. Moderne Erkenntnisse verneinen ausdrücklich diese hohe Wirksamkeit. So sind auch hier Dünenverstärkungen, seewärts oder landwärts, falls erforderlich kombiniert mit Sandauffüllungen in den Strand- und Bühnenbereich, nötig. Regelmäßige Wiederholungen müssen folgen und bei weiter fortgeschrittenem Uferlinienrückgang werden andere Lösungen nötig. Da der Küstenschutzwald bei den noch vorhandenen Breiten für eine Wellendämpfung nahezu wirkungslos ist, empfiehlt sich eine Geländeaufhöhung zwischen Düne und Deich auf ein Niveau etwa 0,5 m unter BHW. Bei weiter abnehmender Vorlandbreite wird möglicherweise auch eine Geotextilschwelle oder ein Geotextildamm im Dünenkörper für die nötige Seegangsdämpfung sorgen müssen. Sind alle Möglichkeiten erschöpft, hilft ein Deckwerk dem Trassenerhalt und damit dem Erhalt der vollen Nutzung des Deichhinterlandes. Situationen einer Deichrückverlegung sind ebenfalls vorstellbar. Angesichts der unterschiedlichen Deich- und Deichvorlandverhältnisse werden Abdeckungen der Außenböschungen

zwischen Gras und Deckwerk, je nach Böschungsneigung und auftreffender Wellenhöhe gestaffelt, eingesetzt (Bilder 14a, 14b, 15, 16).

4. Wertung, Ausblick

Das Ziel ist die Stabilisierung der Nutzungsbedingungen im Küstenraum über einen verlässlich bewertbaren Zeitraum. Zum Erreichen des Zieles müssen zwei Faktoren erfüllt sein: 1. die sichere Prognose über die Küstenentwicklung und 2. das Vorhandensein von leistungsfähigen Verfahren und ausreichenden Materialien (z.B. Sand) zum Küsten- und Sturmflutschutz in den einzelnen Stadien der Küstenentwicklung. Notwendige Schritte auf diesem Wege stehen noch aus. An der Küste von Mecklenburg-Vorpommern bewertet man den verfügbaren Nutzungszeitraum überschläglich nach Jahrzehnten, weshalb die derzeitige Generation zuversichtlich ist. Alle Küstenabschnitte sind nicht gleich. Es kommt der Zeitpunkt, wo nicht die Stabilisierung sondern die Veränderung der Nutzung die einzig gangbare Lösung ist.

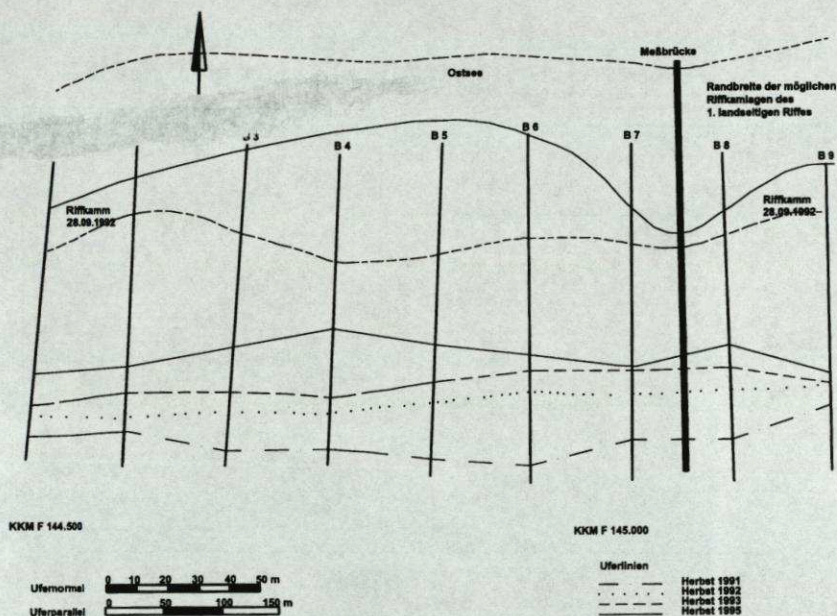


Bild 8: Uferlinienentwicklung im Küstengebiet Warnemünde/West

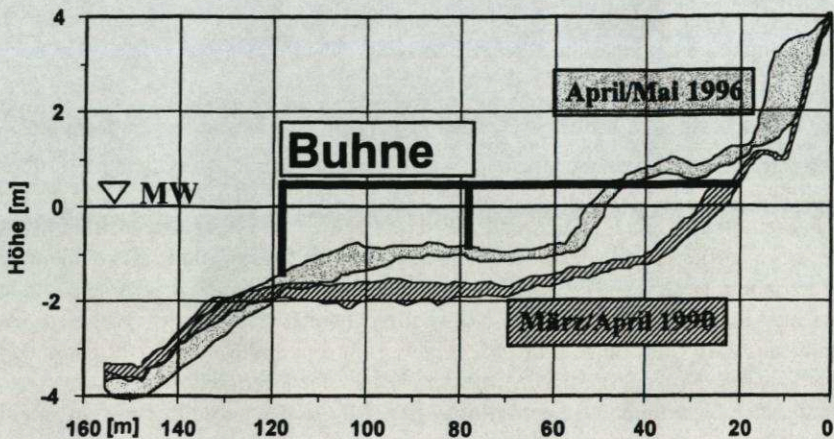


Bild 9: Profillagen des Buhnenfeldes 7/8 Warnemünde

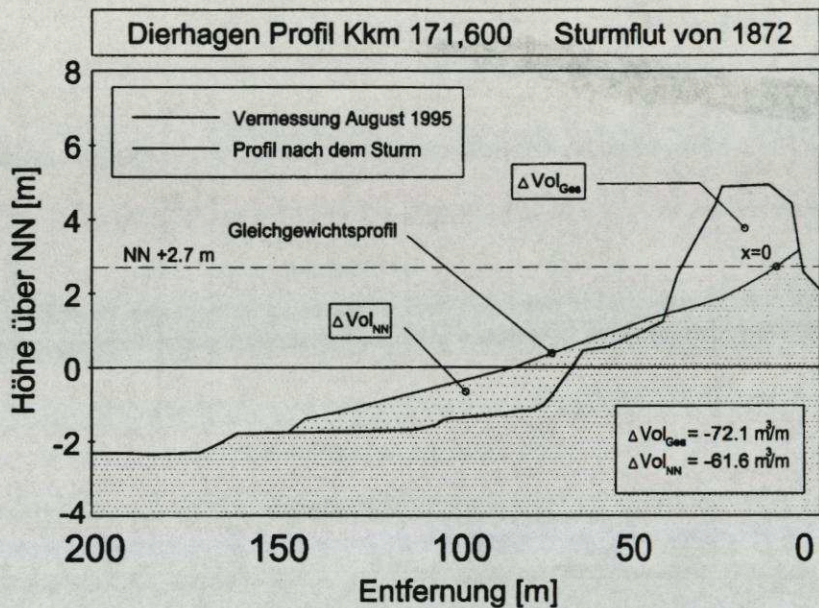


Bild 10a: Beispielrechnung für Dierhagen bei Bemessungssturmflut (Leichtweiß-Institut, 1997)

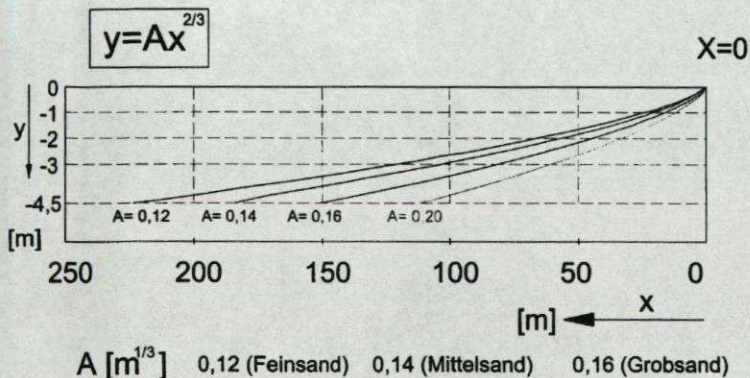


Bild 10b: Gleichgewichtsprofil in Abhängigkeit vom Strand- und Dünenmaterial

Wustrow Kkm F 175,200

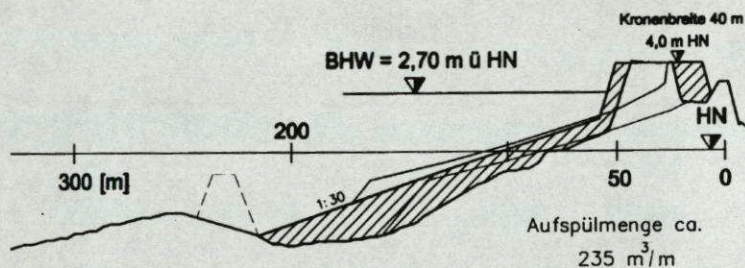


Bild 11: Schorreauffüllung, Dünenverstärkung, Entlastung alter Grasdeiche

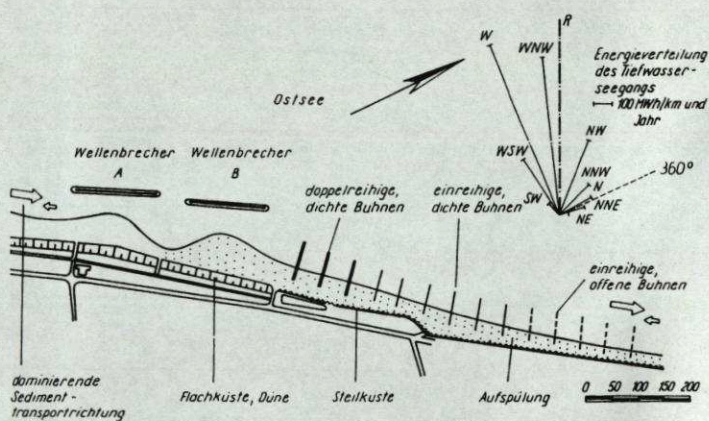


Bild 12: Lageplan des kombinierten Schutzsystems Wustrow/Fischland

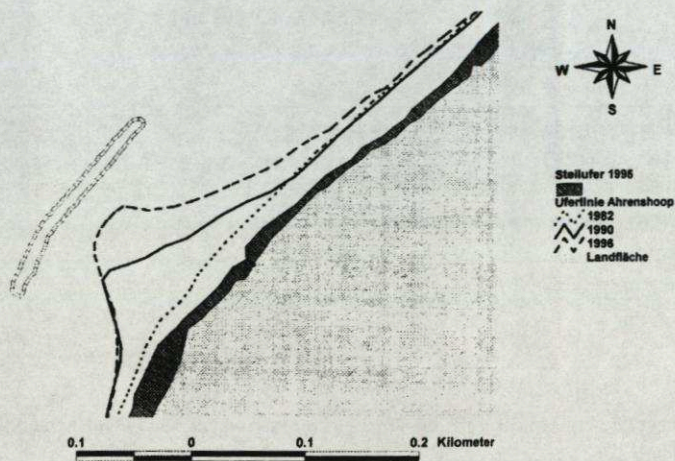


Bild 13: Uferlinienvergleich vor dem Wellenbrecher Ahrenshoop (1982 – 1996)

Vollschutzdüne

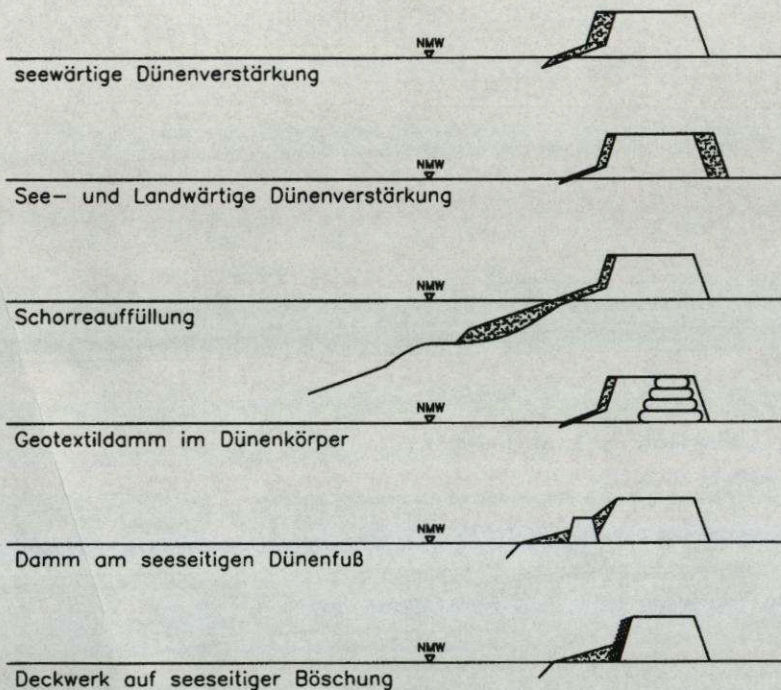


Bild 14a: Schutz durch Düne und Deich bei Küstenrückgang

System Düne-Deich

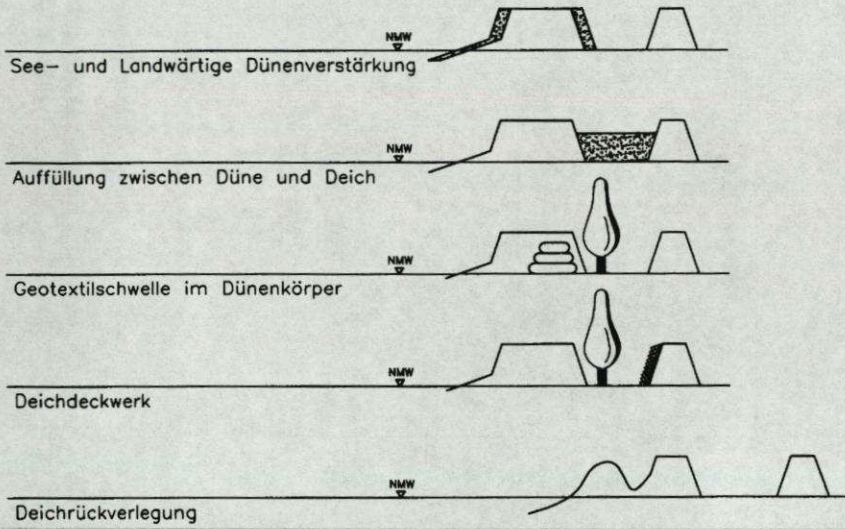


Bild 14b: Schutz durch Düne und Deich bei Küstenrückgang

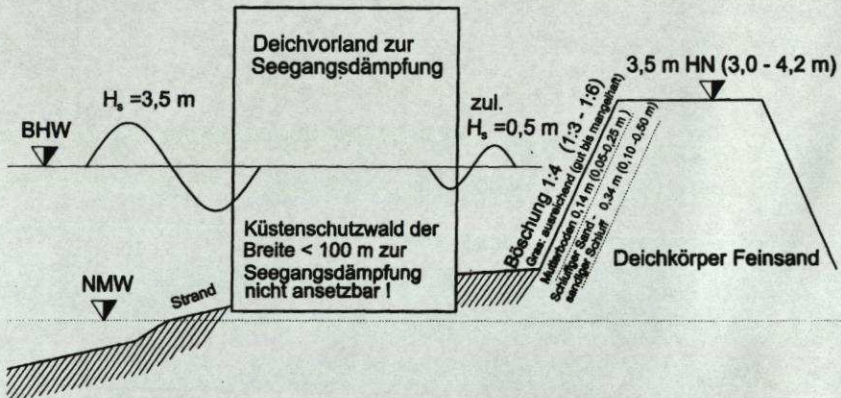


Bild 15: Zustand und Leistungsfähigkeit vorhandener, alter Seedeiche in Mecklenburg - Vorpommern (Institut für Wasserbau und THM, TU Dresden, 1998/1999)

Förderverein

Zur Unterstützung der wasserbaulichen Forschung und Lehre wurde von Hochschullehrern und Mitarbeitern des Institutes am 24. Mai 1991 ein gemeinnütziger Förderverein, die Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels-Institutes* für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden, gegründet. Der Verein unterstützt die Herausgabe der seit 1990 wieder erscheinenden Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen und nimmt aktiv an der Vorbereitung und Durchführung des nach wie vor alljährlich im Herbst stattfindenden Wasserbaukolloquiums sowie der begleitenden Fachausstellung teil. Darüber hinaus wurden vom Förderverein Studentenkursionen finanziell unterstützt.

SATZUNG der

Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes

für Wasserbau und Technische Hydromechanik

an der Technischen Universität Dresden e.V.

☒ 01062 Dresden,

Besucheradresse: George-Bähr-Straße 1, 01069 Dresden

☎ (0351) 463 5693 od. 463 2964 ☎ (0351) 463 7141

Vereinsregister Nr. VR 1335, Amtsgericht Dresden,

Bankverbindung:

Stadtparkasse Dresden, BLZ 850 55 142, Konto 352 850 191

§1

Name und Sitz

Der Verein führt den Namen

"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V."

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.

Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

§2 Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus
10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik..

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

§3 Mitgliedschaft

Ordentliche Mitglieder können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

Jungmitglieder können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

Korrespondierende Mitglieder können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

Ehrenmitglieder können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

§4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind

- a) die Mitgliederversammlung
- b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

§5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.

Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes

4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung faßt ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlußfähig. Bei Stimmengleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.

Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.

Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.

Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

§6

Vorstand

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlußfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

§7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluß ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3-Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

- a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluß des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluß zustimmen,
- b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung,
- c) bei natürlichen Personen mit dem Tod

§ 8 Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

- a) für persönliche Mitglieder EUR 20,-

- b) für Jungmitglieder EUR 10,-
c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und andere Einrichtungen EUR 200,-

Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei.

§9

Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluß von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muß eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels-Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

§10

Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.

Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen.

**Gesellschaft der Förderer des
HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.**

✂

BEITRITTSERKLÄRUNG

Die Firma :

Frau/Herr :

Anschrift :

erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

**"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V."**

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

EUR _____

(ab EUR 20.-- für persönliche Mitglieder, ab EUR 200.-- für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto **352 850 191** des Vereins bei der
Stadtsparkasse Dresden (**Bankleitzahl 850 55 142**).

(Datum)

(Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich
abzugsfähig.

Bestätigung der Mitgliedschaft:

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von

_____ zu.

Dresden, den

(Unterschrift-Stempel)

Gesellschaft der Förderer des HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden e.V.,
Vereinsregister VR 1335, Amtsgericht Dresden, Lfd. Nr. 336 in der Liste der steuerbegünstigten Körperschaften beim Finanzamt Dresden III,
☎ 01062 Dresden, ☎ (0351)463 7526 oder 463 5693, Fax ☎ (0351) 463 7120

✉ **Aufnahmeantrag bitte senden an:**



Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes
für Wasserbau und Technische Hydromechanik
an der Technischen Universität Dresden e.V.

01062 Dresden

ISSN 0949 - 5061

ISBN 3 - 86005 - 243 - 8