

Mitteilungsblatt
der
Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 50

KARLSRUHE · DEZEMBER · 1981

ISSN 0572 - 5801

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 50

KARLSRUHE · DEZEMBER · 1981

ISSN 0572 - 5801

V o r w o r t

Das Erscheinen der 50. Nummer des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau soll Anlaß zu einem kurzen Rückblick sein.

Im Juni 1953 erschien das erste Mitteilungsblatt, dem ein Geleitwort des damals für die BAW zuständigen Referenten im Bundesverkehrsministerium, Ministerialrat Dr.-Ing. Hampe, vorangestellt ist. In diesem Geleitwort sind Sinn und Ziel der Mitteilungsblätter der BAW zusammengefaßt wie folgt dargestellt:

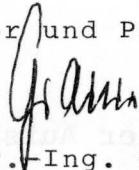
1. Sie sollen in knapper Form alle wesentlichen Arbeiten der Bundesanstalt und deren Ergebnisse registrieren und unser technisches Bemühen um den Fortschritt und die technische Entwicklung auf dem Gebiete des Wasserbaus und der einschlägigen Randgebiete nachweisen.
2. Sie sollen zur Mitarbeit an der technischen Entwicklung anregen und dem in der Praxis stehenden Wasserbauer sowohl bei der Entwurfsarbeit als auch bei der Ausführung helfen, die vielfältigen Aufgaben des Wasserbaus zu lösen.
3. Sie sollen dem Austausch der Erfahrungen und der Abstimmung der Arbeiten mit den Anstalten gleicher oder verwandter Fachrichtungen dienen.
4. Sie sollen den Beitrag dokumentieren, den die Wasserstraßenverwaltung des Bundes verpflichtet ist, für die technisch-wissenschaftliche Entwicklung des gesamten Wasserbaues zu leisten.

Obwohl über 28 Jahre nach Erscheinen des ersten Mitteilungsblattes ins Land gegangen sind, könnte die Aufgabe des Mitteilungsblattes auch heute nicht treffender definiert werden, und es steht zu hoffen, daß das Blatt in all diesen Jahren den Vorgaben und Erwartungen gerecht geworden ist.

Die BAW wird bemüht sein, weiterhin in ihrem Mitteilungsblatt im Sinne des Geleitwortes aus ihrer Arbeit zu berichten, die unter immer schärfer werdenden Anforderungen an Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Umweltbezogenheit der Baumaßnahmen zunehmend an Gewicht gewinnt.

Karlsruhe, im Oktober 1981

Der Direktor und Professor der BAW


(Dr.-Ing. Graewe)

I N H A L T

	Seite
S c h u l z	
ZUR FESTIGKEIT ÜBERVERDICHTETER TONE	
On the strength of overconsolidated clays	1 - 19
G e h r i g	
DIE BERECHNUNG DES GESCHIEBETRIEBANFANGES	
Determination of critical conditions for sediment motion	21 - 39
K n i e ß	
SCHÜTTEN VON STEINEN UNTER WASSER	
Dumping of Stones under Water	41 - 57
W u l z i n g e r	
SEDIMENTTRANSPORT UND SOHLAUSBILDUNG IM TIDEMODELL DER ELBE MIT BEWEGLICHER SOHLE	
Sediment Transport and Bed Formation in the Tidal Model with Movable Bed	59 - 82

- Wiedergabe der Aufsätze mit Quellenangabe gestattet -
Das Mitteilungsblatt erscheint in unregelmäßiger Folge
im Eigenverlag der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW),
Kußmaulstraße 17, 7500 Karlsruhe 21

Dr.-Ing. H. S c h u l z

ZUR FESTIGKEIT ÜBERVERDICHTETER TONE

On the strength of overconsolidated clays

Inhaltsangabe

Nach der vergleichenden Betrachtung der bodenmechanischen Kennziffern verschiedener überkonsolidierter Tone wird das besondere Verhalten dieser Tone bei der Kurzzeit- und der Langzeitfestigkeit behandelt. Dieses kann damit erklärt werden, daß infolge der gespeicherten Volumenänderungsenergie bei Entlastungen Schwellvorgänge eintreten. Im Zusammenhang mit der geringen Durchlässigkeit führen diese zu negativen Porenwasserdrücken, die sich nur langsam abbauen. Neben diesen zeitabhängigen Eigenschaften wird der Einfluß von Riß- und Kluftsystemen behandelt, die eine Abminderung der an Laborproben ermittelten Scherfestigkeitsparameter notwendig machen. Für Kurzzeit- und Langzeitfestigkeit werden einige in der Literatur gefundene, für Einschnittböschungen gültige, Abminderungswerte angegeben. Außerdem werden einige Überlegungen zur Anisotropie im Erddruck- und Erdwiderstandsfall angestellt.

Summary

After a comparing review of some soil mechanical properties of different overconsolidated clays the typical behaviour of these clays concerning their short-term and their long-term strength is discussed. This behaviour is explainable with swelling because of stored elastic energy that occurs together with a load decrease. In connection with the low coefficient of permeability the swelling of the soil leads to negative pore pressures, which equalize only very slowly. Beside this time dependent effects the influence of fissures and joints, which cause a reduction of the strength of laboratory samples, is described. For short-term and long-term stability of cutting slopes reduction factors from a literature review are given. Moreover some considerations are made, concerning anisotropy in the case of active and passive earthpressure.

I N H A L T

	Seite
1 Einleitung	3
2 Entstehung, Vorbelastung, Verwitterung	3
3 Mechanisches Verhalten	5
3.1 Bodenmechanische Grundwerte	5
3.2 Festigkeitsverhalten	8
4 Zusammenfassung	16
5 Literatur	17

1 Einleitung

Das Verhalten überverdichteter, in der Regel gerissener Tone führt auch heute noch, obwohl ausführliche Untersuchungen vorliegen, in Verbindung mit den Belangen der Baupraxis zu Schwierigkeiten bei ihrer Einschätzung und im Verständnis ihres Verhaltens. Das wesentliche Kennzeichen im Hinblick auf die bautechnischen Eigenschaften dieser Böden ist neben ihrer Rissigkeit der auffallende Unterschied zwischen den niedrigen Bruchwerten der Langzeitfestigkeit ($t = \infty$) und den hohen der Kurzzeitfestigkeit ($t = 0$). Obwohl das Problem schon alt ist, sprengt dieser Unterschied häufig das Vorstellungsvermögen beim Übergang von der Standsicherheit einer frisch angeschnittenen Baugrubenböschung zu der einer Einschnittsböschung für eine im Minimum 50-jährige Lebensdauer.

Dazu kommt die weitere Eigenschaft dieser Tone, bei nach dem Bruchpunkt anhaltender Scherverformung einen ausgeprägten Scherfestigkeitsverlust aufzuweisen, der bei genügend langem Scherweg zu der nicht mehr veränderbaren Restscherfestigkeit führt.

Ferner sind alle gemessenen Scherfestigkeitswerte von der Größe der untersuchten Scherflächen, also der Größe des Probenkörpers insofern abhängig, als mit zunehmender Probenkörpergröße der Einfluß der Risse festigkeitsvermindernd wirksam wird.

Das Ziel dieses Aufsatzes ist es, einige die Festigkeit dieser Böden beeinflussende Zusammenhänge an Hand einer Literaturdurchsicht und eigener Untersuchungen aufzuzeigen.

2 Entstehung, Vorbelastung, Verwitterung

Hier werden Tone der Kreide, besonders der Unterkreide und des Tertiärs, besonders des Eozäns behandelt, deren Eigenschaften durch sehr viele ausführliche Beschreibungen des Londoner Tons in der englischsprachigen Literatur mit ausreichenden Daten über Versuchsergebnisse relativ gut bekannt sind (Henkel, 1957, Skempton u.a., 1965, Ward u.a., 1965, Bishop u.a., 1965, Skempton, 1964, Ward u.a., 1959). In geringem Umfang werden auch Daten von Tonen des Jura, speziell des Lias und Beobachtungen von anderen Tonen (Bjerrum, 1967, Marsland, 1967) in die vergleichende Betrachtung einbezogen. Die Vorbelastung ist im Falle des Londoner Tons durch eine Erdüberdeckung von etwa 150 - 420 m und durch etwa 200 m Eisauflast bei dem hier beschriebenen grau- bis blauschwarzen Kreideton aus der Nähe von Peine gegeben. Die Struktur des Kreidetons an einer relativ frisch angeschnittenen Baugrubenböschung ist aus Bild 1 zu erkennen.



Bild 1 Anschnitt des Kreidetons

Wenn auch die hier betrachteten Tone unterschiedliche Entstehungsgeschichten und Vorbelastungen erfahren haben, so ist ihr Verhalten doch so ähnlich, daß die getroffenen Feststellungen nicht nur auf die englischen Tone, Chandler u.a. (1974), sondern auch auf die Kreidetone von Peine angewendet werden können.

Bezüglich der Zahlenwerte der Scherparameter sind Verallgemeinerungen allerdings genau zu prüfen.

Mit dem nach der Entlastung einsetzenden Aufschwellprozeß ist die Entstehung eines Rißsystems verbunden, das diesen Tönen eine weitere charakteristische Kennzeichnung eintrug. Von diesem aus kann die Verwitterung einsetzen, wodurch das entstandene Kluftkörpersystem immer feinmaschiger wird. Versuche, durch ein System von Verwitterungsstufen den Vorgang zu quantifizieren, sind bekannt (Einsele u.a., 1964, Bjerrum, 1967, Chandler, 1972), haben aber bisher noch keine allgemeine baupraktische Bedeutung erlangt. Auf die bautechnischen Folgen dieses Riß- und Trennflächensystems wird später noch einzugehen sein. Die nachfolgenden Ausführungen gelten für diagenetisch nicht verfestigte überverdichtete Tone.

3 Mechanisches Verhalten

3.1 Bodenmechanische Grundwerte

Die Kennzeichnung der vorgenannten Tone hinsichtlich ihrer Kornverteilung kann sich gänzlich auf die Angabe der Tonanteile beschränken, die in Tabelle 1 einander gegenübergestellt sind. Die Angaben gehen auf Untersuchungen von Bishop u.a. (1965), Bishop u.a. (1967), Marsland u.a. (1967), Skempton (1964) und (1965), Ward u.a. (1959), Chandler (1972) und eigene Untersuchungen an Kreidetonen zurück.

Tabelle 1. Bodenmechanische Daten

Ton Kennw.	Londoner Ton	Lias Ton	Kreideton
w	0,32 - 0,38	0,18 - 0,35	0,18 - 0,35
w _L	0,60 - 0,95	0,67 - 0,68	0,30 - 1,26
w _p	0,25 - 0,32	0,24 - 0,31	0,18 - 0,34
J _p	0,60 - 0,63	0,33 - 0,37	0,44 - 0,92
Tonanteil	0,40 - 0,60	0,33 - 0,62	0,30 - 0,70
k m/s	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹⁰ - 10 ⁻¹¹	10 ⁻¹⁰ - 10 ⁻¹¹
φ' °	19 - 21	23	20 - 22
c' kN/m ²	17 - 20	17	5 - 20
c _u kN/m ²	50 - 150	100 - 250	160
Böschungshöhen : m	10 - 20	10 - 20	10 - 12

Es ist zu beachten, daß die labormäßige Aufbereitung einer Probe einen Einfluß auf den ermittelten Tonanteil haben kann und an sich einheitlich festgelegt sein sollte, zumal sich die Höhe des Tonanteils auch auf andere Kennwerte auswirkt. Auf dieses Problem sind Einsele u.a. (1964) bereits ausführlich eingegangen.

Die Plastizitätszahlen der hier behandelten Tone liegen zwischen 0,30 und 0,90, wobei Fließgrenzen zwischen 0,60 und 1,20 und

Ausrollgrenzen zwischen 0,18 und 0,34 auftreten können. Aus einer Reihenuntersuchung des Kreidetons wurde bei 48 Versuchen ein Mittelwert für W_L von 0,69 bei einer Standardabweichung von 0,20 erhalten. Das Minimum lag bei 0,30 und das Maximum bei 1,26.

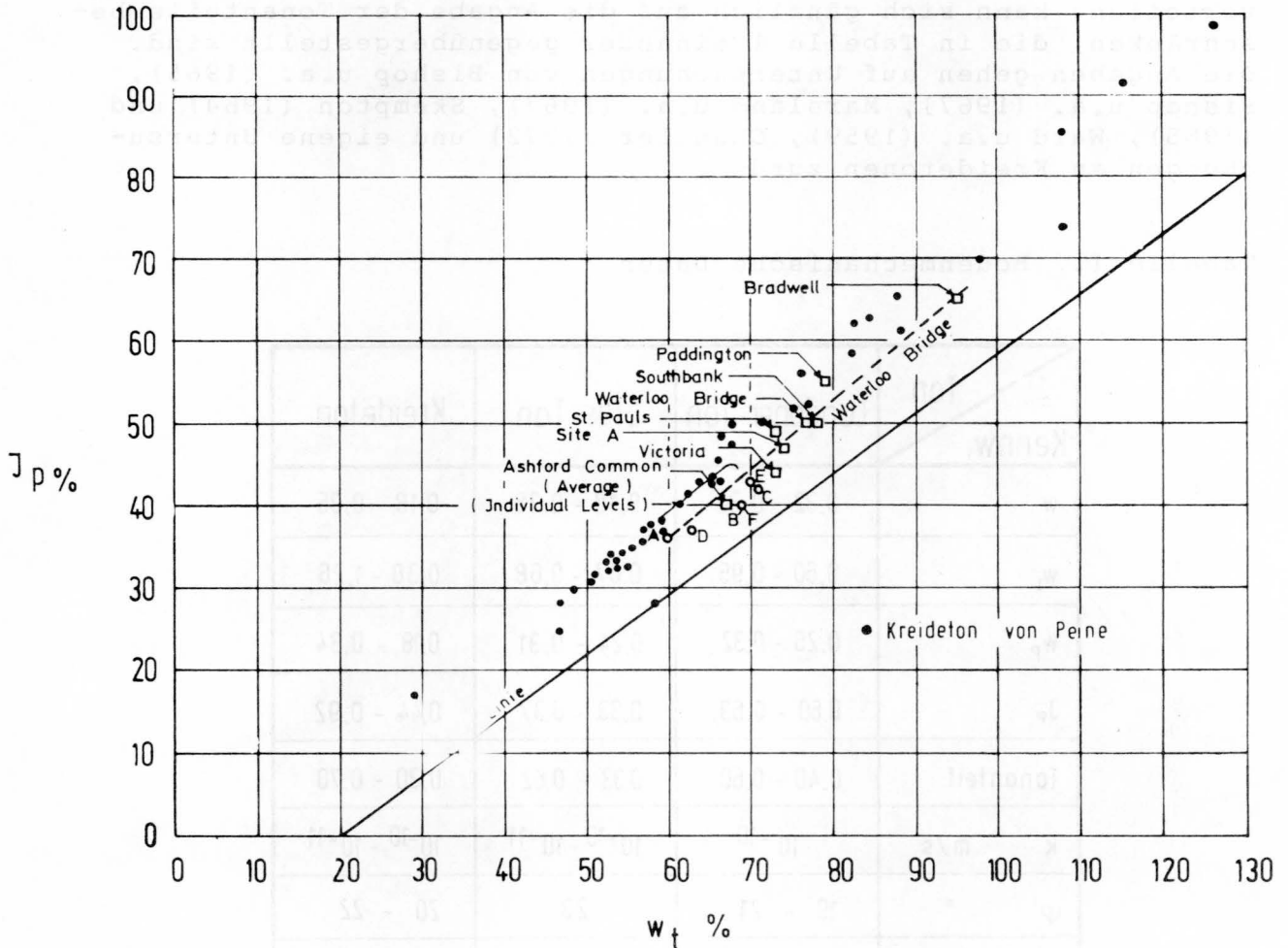


Bild 2. Plastizitätsdiagramm

Im Plastizitätsdiagramm (Bild 2) liegen die beschriebenen Tone oberhalb der A-Linie, wobei der Kreideton einen breiteren Streubereich aufweist als der Londoner Ton. Die hier untersuchten Kreidetone stammen aus zwei geologisch verschiedenen Formationen der Kreide, nämlich aus dem Neocom (Alb) und dem unteren Gault (Abt). Sie unterscheiden sich im wesentlichen durch ihren Kalkgehalt und ihre in-situ Festigkeit, weisen sich jedoch im Plastizitätsdiagramm nicht eindeutig als zwei verschiedene Gruppen aus.

Die Aktivität schwankt in weiten Grenzen. Für den Londoner Ton liegt dieser Wert zwischen $I_A = 0,7$ bis $1,0$, für den Lias-Ton errechnen sich Werte von $I_A = 0,50$ bis $0,94$ (Chandler, 1972), für den Kreideton sind Aktivitätszahlen von $I_A = 0,50$ bis $3,52$ ermittelt worden.

Den großen Wassergehalten an der Fließgrenze und den großen Plastizitätszahlen entsprechen geringe Werte der Durchlässigkeit. Für den Londoner Ton geben Skempton u.a. (1965) als mittlere Werte in-situ $k = 3,7 \cdot 10^{-11}$ m/s und aus Laborversuchen $k = 2,2 \cdot 10^{-11}$ m/s an. Die genannten Verfasser gehen wegen des geringen Unterschiedes zwischen den angegebenen Werten davon aus, daß in Tiefen ab ca. 6 m u. GOK die Klüfte geschlossen sind und daher die Laborwerte zur Beurteilung der Durchlässigkeit in-situ ab dieser Tiefe herangezogen werden können.

Laborversuche an Kreidetonproben ergaben Durchlässigkeiten von $k = 1,4 \cdot 10^{-10}$ m/s, Entnahmetiefe 10,20 m u. GOK, und $k = 7,1 \cdot 10^{-10}$ m/s, Entnahmetiefe 1,4 m u. GOK,

womit diese Tone etwas durchlässiger sind als der Londoner Ton. Etwa diesen Durchlässigkeiten entsprechen auch Angaben, die Chandler (1974) für den Lias-Ton macht, die auf Feld- und Laborversuche zurückgehen. Bild 3 gibt das Spektrum der Werte von Chandler wieder, in welches die Werte des Kreidetons eingetragen sind.

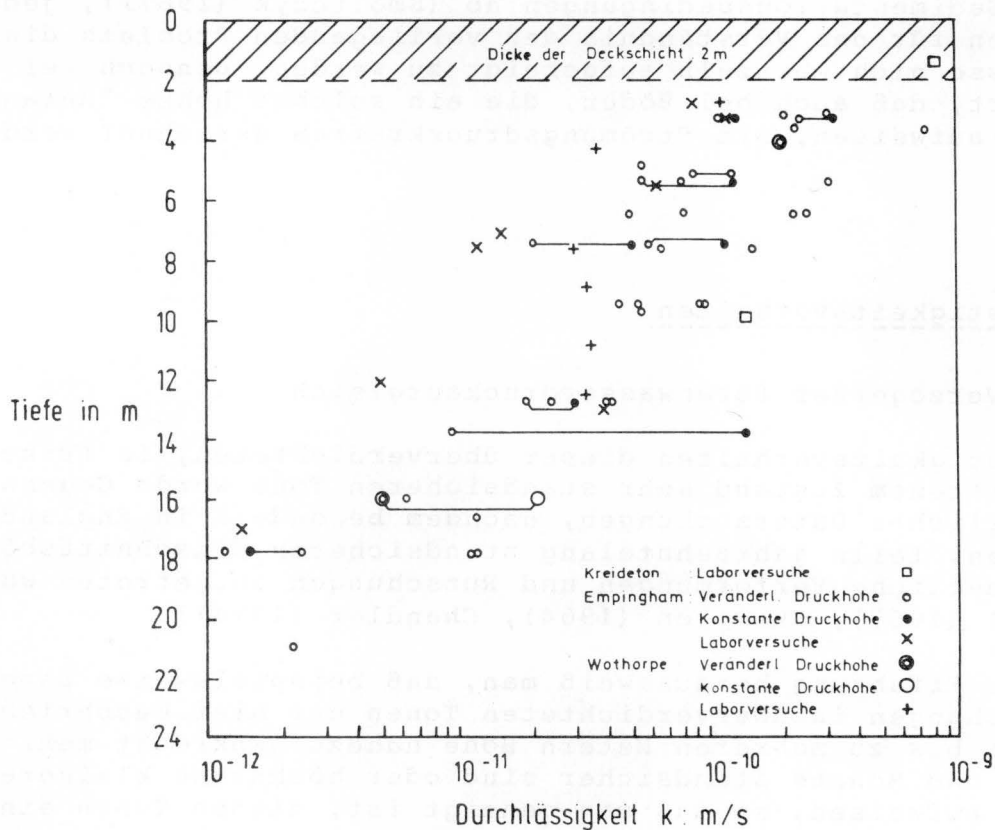


Bild 3. Durchlässigkeitswerte

Neben der Durchlässigkeit selbst dürfte das z.B. von Davidenkoff (1960) und Moser (1977) beschriebene "Anfangsgefälle i_0 " eine wesentliche Rolle bei allen Strömungsvorgängen spielen.

Nach den von Davidenkoff zitierten russischen Untersuchungen muß damit gerechnet werden, daß dieses "Anfangsgefälle i_0 " bei den hier beschriebenen Tönen in der Größenordnung von 20 bis 30 liegt, (nach den von Moser an gestörten Proben durchgeführten Experimenten kommt man zu kleineren Werten von i_0), so daß bei vielen in der Praxis vorkommenden Fällen von einer Porenwasserströmung gar nicht auszugehen wäre. Tatsächlich wird jedoch auch bei sehr kleinen i - Werten, wie bei den von Moser zitierten Untersuchungen von Hansbo (1960), eine geringe Wassermenge fließen, jedoch kann diese Wassermenge so klein sein, daß sie in routinemäßig durchgeführten Durchlässigkeitsversuchen nicht mehr gemessen werden kann. Dies ist bei der Hälfte aller an ungestörten Kreidetönen durchgeführten Untersuchungen der Fall gewesen, bei denen so hohe Gefälle angewendet worden sind, daß $i_0 \geq 40$ ermittelt wurde.

Eine Erklärung für die Erscheinung des "Anfangsgefälles" kann in den Anziehungskräften des gebundenen Porenwassers gesehen werden, wie Davidenkoff dies sehr einfach beschreibt. Tatsächlich sind die Zusammenhänge im Mineralbereich sehr verwickelt und heutige Eigenschaften der Böden hängen stark von den damaligen Sedimentationsbedingungen ab (Smoltczyk (1967)), jedoch brauchen für das Verständnis des vorliegenden Problems diese Einflüsse nicht einzeln aufgezeigt zu werden. Dennoch sei daran erinnert, daß auch bei Böden, die ein solches hohes "Anfangsgefälle" aufweisen, mit Strömungsdruckkräften gerechnet werden muß.

3.2 Festigkeitsverhalten

3.2.1 Verzögerter Porenwasserdruckausgleich

Das Festigkeitsverhalten dieser überverdichteten, in frisch angeschnittenem Zustand sehr standsicheren Tone wurde Gegenstand ausführlicher Untersuchungen, nachdem besonders in England an mehreren, teils jahrzehntelang standsicheren Einschnittsböschungen erhebliche Verformungen und Rutschungen aufgetreten waren (Henkel (1957), Skempton (1964), Chandler (1974)).

Aus der Erfahrung heraus weiß man, daß beispielsweise Baugrubenböschungen in überverdichteten Tönen der hier beschriebenen Art bis zu mehreren Metern Höhe nahezu senkrecht mehrere Wochen und Monate standsicher sind oder höchstens kleinere Abbrüche aufweisen, so daß man geneigt ist, diesen Tönen eine hohe Scherfestigkeit zuzuweisen. Bei der Errichtung von Bauwerken, deren Lebensdauer ein Vielfaches derjenigen einer Verbauwand sein soll, kann jedoch diese hohe Festigkeit auf keinen Fall als Bemessungsgrundlage dienen.

Die Rutschungen in England zeigen nämlich in Übereinstimmung mit Laborversuchen, daß die effektiven Scherparameter zu viel geringeren Bruchscherspannungen führen, als sie sich in der Regel bei der Anfangsfestigkeit ergeben.

Die Ursache für diese Unterschiede zwischen hoher Anfangsfestigkeit und geringer Langzeitfestigkeit wird nach Skempton (1977) allgemein der sehr geringen Sickergeschwindigkeit unterhalb i_0 und dem dadurch verzögerten Porenwasserdruckausgleich zugeschrieben. Berichte über Messungen und Nachrechnungen, die diesen Sachverhalt bestätigen und auch den Zeiteinfluß wiedergeben, liegen von Vaughan u.a. (1973) und Eigenbrod (1975) vor. Bei einer Aushubentlastung führt die während der Konsolidation dieser Böden gespeicherte elastische Volumenänderungsenergie (Bjerrum, 1967) zu Schwellvorgängen, die wegen der geringen Durchlässigkeit zu Porenwasserunterdrücken führen. Die damit verbundene Erhöhung der effektiven Spannungen bewirkt eine Festigkeitszunahme in totalen Spannungen, die sich als scheinbare Kohäsion zeigt.

Die Entstehung negativer Porenwasserdrücke als Folge des Freisetzens gespeicherter Volumenänderungsenergie ist je nach Vorbelastungsgrad und Richtung des Spannungspfades auch bei anderen Belastungsfällen möglich, wie sich aus dem von Pender (1978) entwickelten Materialansatz ergibt, muß aber nicht auftreten. Die Frage der Anwendbarkeit der undrännierten Scherparameter weist damit in eine Richtung, die durch das SHANSEP-Modell für normalverdichtete Tone bereits bekannt ist (Ladd u.a., 1974), nämlich die Versuchsart nach den Erfordernissen des Standsicherheitsproblems auszurichten. Für die Beurteilung der zeitlichen Veränderung der Festigkeit infolge des Porenwasserdruckausgleichs scheint aber auch die Anwendung der effektiven Scherparameter Vorteile zu bieten, da eine Verbindung mit der Konsolidationstheorie denkbar ist. Für die praktische Anwendung wäre die Angabe des zeitlichen Geltungsbereichs der undrännierten Scherfestigkeit wünschenswert. Hinweise hierzu finden sich bei Skempton u.a., (1965) und Rizkallah (1977).

Die labormäßige Ermittlung der Scherparameter muß dem verzögerten Porenwasserdruckausgleich selbstverständlich Rechnung tragen. Hierüber legten Skempton u.a., (1965) interessante Ergebnisse vor, von denen in Bild 4 ein Beispiel gezeigt ist.

Dabei wurde erst nach Abscherzeiten von 7 Tagen im undrännierten Versuch ein Ausgleich des Porenwasserdruckes zwischen der Probenmitte, also dem Bereich der Scherfuge, und dem Probenende, dem Meßbereich für den Porenwasserdruck, beobachtet. Die damit verbundene Wassergehaltszunahme von 1 % in der Scherzone hatte einen Festigkeitsverlust von rd. 15 % gegenüber schnellen Versuchen von 15 Minuten Dauer zur Folge. Skempton u.a., (1965) haben der Versuchsdauer von 7 Tagen noch einen weiteren Scherfestigkeitsverlust von ca. 5 % infolge des Kriechens zugeschrieben.

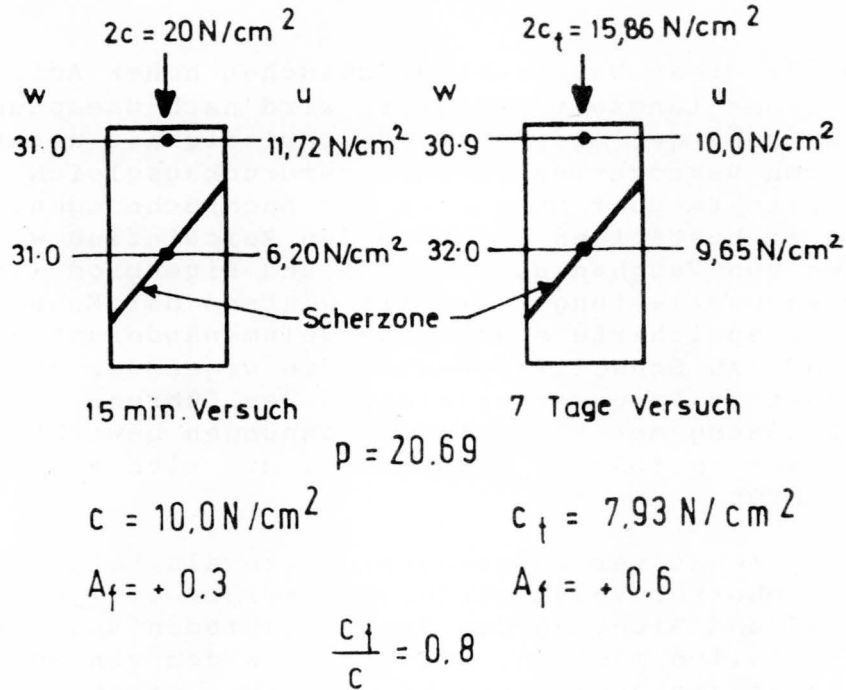


Bild 4. Porenwasserdruckverhältnisse in einer Dreiaxialprobe

3.2.2 Feldfestigkeit

Bei der Nachrechnung von Rutschungen in überverdichteten Tonen (z.B. Skempton, 1964, Skempton u.a., 1965) konnte in Zusammenhang mit sehr sorgfältigen Laboruntersuchungen der Einfluß der Risse, Klüfte und Schichtfugen dieser Materialien auf die im Feld wirkende Scherfestigkeit festgestellt werden, die sich aus den folgenden Anteilen zusammensetzen kann:

- der Festigkeit völlig intakter Bereiche ohne jegliche Schwächezone,
- der Festigkeit eines intakten Bereiches, der jedoch eine Schwächezone enthält,
- der Scherfestigkeit entlang eines Risses oder einer Spalte,
- der Festigkeit einer geöffneten Diskontinuität, in der keine Scherkräfte übertragen werden können, wodurch im Gegenteil Spannungskonzentrationen in den intakten Nachbarbereichen des Tons als Voraussetzung eines progressiven Bruches entstehen, Bjerrum (1967).

Aufgrund dieser unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften muß geprüft werden, ob die Ergebnisse von Scherversuchen an relativ kleinen Laborproben, die naturgemäß die höheren Festigkeiten der unter a) und b) genannten Bereiche widerspiegeln, ohne wei-

teres auf den gesamten, von einer Scherbeanspruchung erfaßten Bodenbereich übertragen werden dürfen. Die bei den überverdichteten Tönen in der Regel recht prägnant auftretenden Scherfugen, werden sich nämlich den Weg der insgesamt geringsten Scherfestigkeit suchen, so daß der Einfluß der Schwächezonen und Risse auf die in-situ-Festigkeit zu berücksichtigen ist.

Die bisherigen Berichte lassen unterschiedliche Ansätze für die Festigkeitsreduktion vom Laborwert zum Feldwert für die undrained und die drained Scherfestigkeit erkennen. Anhand von Großscherversuchen und Nachrechnungen von erstmals aufgetretenen Rutschungen ist festgestellt worden, daß die im Bruch wirkenden Scherspannungen des undrained Zustandes etwa 55 % der im Labor gemessenen Werte intakter Proben betragen (Bishop u.a., 1967, Skempton u.a., 1965). Bei diesen Versuchen ist in der Verminderung des Laborwertes bereits der Effekt einer zu großen Abschergeschwindigkeit im Labor enthalten. Rizkallah (1977) hält für den Kreidetone von Hannover für die Kurzzeitfestigkeit (bis etwa 2 Jahre) eine Abminderung der im Labor ermittelten Scherparameter von 10 % bis 15 % für ausreichend. Nach Meinung des Verfassers ist dies ein Wert, der, allgemein auf überverdichtete Tone angewandt, in vielen Fällen unter der 55 % - Grenze der undrained Scherfestigkeit liegen wird.

Für die Feldgröße der effektiven Scherparameter beim Bruch gibt es einen Hinweis von Marsland u.a. (1967), wonach diese den zweifachen Wert der Restscherfestigkeit aufgrund von Versuchen mit sehr großen Proben von Barton Clay, einem eozänen Ton, ähnlich dem Londoner Ton, haben soll. Chandler u.a. (1974) teilen aufgrund von nachgerechneten erstmaligen Rutschungen für Londoner und Lias Ton Zahlenwerte für die Feldfestigkeit mit, die zeigen, daß die Abminderung des Laborwertes ausschließlich auf Kosten der Kohäsion erfolgt.

Die dann anzusetzenden Scherparameter entsprechen nicht denen des "fully-softened"-Zustandes (Skempton, 1977) und widersprechen der weit verbreiteten Auffassung, daß für die Feldfestigkeit gar keine Kohäsion anzusetzen sei. Dieser Wert ergibt sich beim Londoner Ton zu 8 %, bei Lias Ton zu 6 bis 9 % der Laborfestigkeit (Chandler u.a., 1974). Als allgemeiner Anhaltspunkt könnte demnach eine Abminderung der Kohäsion von 90 % angesehen werden, jedoch sollte für Londoner und Lias Ton nach Chandler u.a. (1974) $c' = 1 - 2 \text{ kN/m}^2$ je nach Riß- und Kluftsystem als oberste Grenze nicht überschritten werden.

Die obigen abgeminderten Werte enthalten im Gegensatz zu Marsland u.a. (1967) einen Einfluß aus Kriechen bzw. infolge progressiven Bruchs aus Spannungskonzentrationen, da die Rutschungen, die für diese Betrachtung herangezogen worden waren, in der Regel erst nach mehreren Jahrzehnten aufgetreten waren.

Bild 5 zeigt für Londoner Ton die Schergeraden nach der Regel von Marsland, nach Chandler u.a. (1974) und aus Laborversuchen.

In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß a) die ermittelten Scherfestigkeiten bei drained Versuchen sehr

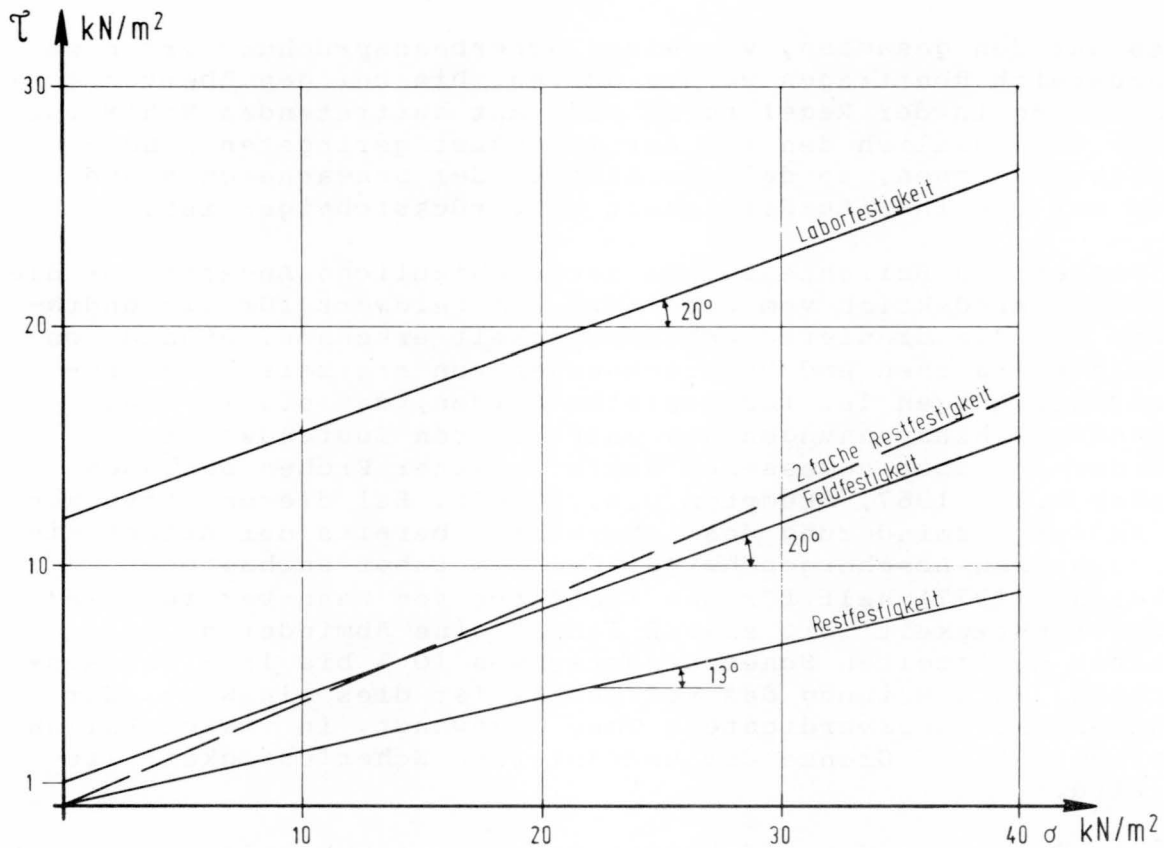


Bild 5. Vergleich der Festigkeiten für Londoner Ton

großen Schwankungen unterworfen sind, was auch von anderen Verfassern (Rizkallah, 1977) bestätigt wird und zu der Vermutung führt, daß die üblicherweise untersuchten Proben mit 3,6 cm Durchmesser bereits Schwächezonen enthalten, so daß die maximale Festigkeit oft nicht erreicht wird, und daß b) die Stutzenentnahme der Proben aus Bohrlöchern eine irreversible, festigkeitsmindernde Wirkung haben kann - bis zu einer Größenordnung von 1/3 der Festigkeit von Blockproben (Ward u.a., 1959). Andere Verfasser haben die Einflüsse der Stutzenentnahme, mit der auch ein Abbau der Steifigkeit verbunden ist, allerdings nicht festgestellt.

Bei Verwendung von Proben mit einem Durchmesser von 1,52 cm haben Bishop u.a. (1967) festgestellt, daß Dreiaxialversuche Festigkeiten erbracht haben, die etwa 100 % über den üblichen Werten lagen. Dreiaxialversuche an Kreidetonen mit Probendurchmessern von 5 und 10 cm dagegen ergaben keine weiteren, eine eindeutige Tendenz anzeigenden Festigkeitsverluste gegenüber den Proben mit 3,6 cm Durchmesser, wobei die Anzahl der Versuche aber nicht zu allgemein gültigen Aussagen berechtigt.

Es sollte daher angenommen werden, daß der im konventionellen dränierten dreiaxialen Kompressionsversuch gemessene Spitzenwert der Scherfestigkeit tatsächlich nicht die eigentliche Materialfestigkeit darstellt, sondern oft bereits verschiedene

festigkeitsmindernde Einflüsse enthält. Es ist dann nach Meinung des Verfassers anzustreben, wenn man nicht, wie im Fall des Londoner Tons eine sehr große Zahl von Versuchsergebnissen zur Verfügung hat, eine stets einheitliche Entnahme- und Bearbeitungstechnik anzuwenden, um systematische Fehler bei Entnahme und Versuch weitgehend zu eliminieren (soweit nicht ohnehin in-situ-Versuche durchgeführt werden), verbunden mit einer gründlichen Untersuchung der Rißstruktur, womit eine Zuordnung zu quantitativ bewertbaren Verwitterungsstufen erforderlich wird.

3.2.3 Anisotropie

Neben den Einflüssen aus dem Porenwasserdruck und der Rissigkeit kommt bei den überkonsolidierten Tönen noch der Einfluß der Anisotropie zur Geltung, womit im Erdwiderstandsbereich von Stützbauwerken andere Festigkeiten auftreten können (Skempton u.a., 1969) als im Erddruckbereich.

Diese zu berücksichtigen dürfte, soweit sie höher sind, in Anbetracht der bisher genannten, nur festigkeitsvermindernd wirkenden Faktoren ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, soweit sie niedriger sind ein Gebot der Sicherheit, sein. Doch erfordert dies zusätzliche, sehr sorgfältige Untersuchungen. Lastgesteuerte dränierte Extensionsversuche an vertikal entnommenen Proben eines Kreidetons zeigten eine Zunahme des Reibungswinkels um bis zu 10° gegenüber den Werten des Kompressionsversuches, was nach Berücksichtigung der Streubreite der Ergebnisse sich in die von Skempton u.a. (1969) aufgezeigten Tendenzen einfügt. Ergänzende Versuche auch mit Proben aus anderen Kreideformationen sind hierzu noch im Gange, zeigen jedoch nicht grundsätzlich eine solche Anisotropie. Die Ausnutzung einer höheren Scherfestigkeit muß jedoch an Hand der möglichen und zulässigen Verformungen des Bauwerks und des Baugrundes überprüft werden, denn bei der Beanspruchung im passiven Bereich verhält sich der Boden noch spröder als im aktiven Bereich. Bishop (1965) bestätigt dies auch für horizontal geschnittene Proben im dreiaxialen Kompressionsversuch.

Doch können solche Angaben nicht verallgemeinert werden, da diese Eigenschaften nicht nur vom Überkonsolidierungsverhältnis abhängen, sondern neben strukturbedingter Anisotropie auch von Einflüssen wie Zementierung, durch die gegebenenfalls ein Seitendruckverhältnis K_0 wie bei normalverdichteten Tönen erhalten bleibt.

Als Beispiel für die möglichen Auswirkungen der Verformungseigenschaften überkonsolidierter Tone in praktischen Fällen sollen nachfolgend die bei unterschiedlichen Ruhedruckbeiwerten K_0 auftretenden unterschiedlichen Dehnungen im Erddruck- und im Erdwiderstandsfall betrachtet werden. Dem Erddruckfall entspricht eine Bodenprobe im Kompressionsversuch, während ein Bodenelement

im passiven Erddruckbereich vor einem Spundwandfuß durch einen Extensionsversuch repräsentiert wird.

In Bild 6 ist nun der einfache Fall dargestellt, bei dem ein isotroper Boden vom gleichen Spannungsniveau aus einmal aus einem Zustand $K_0 < 1$, das andere mal aus einem Zustand $K_0 > 1$ heraus bis zum aktiven (Kompressionsversuch) und bis zum passiven Bruch (Extensionsversuch) in einem ebenen, biaxialen Scherversuch gefahren wird. Dabei liegen alle Spannungszustände, die zu einer bestimmten Dehnung ϵ_1 gehören, näherungsweise jeweils auf einer Geraden im p - q -Spannungsdiagramm $p = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$, $q = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$. Der Bruch sei aus dem hydrostatischen Spannungszustand heraus auf allen Spannungspfaden nach der gleichen axialen Bruchdehnung ϵ_{1f} erreicht (z.B. $\epsilon_{1f} = 5\%$). Mit dieser vereinfachenden Annahme werden die mit den unterschiedlichen Spannungspfaden verbundenen Volumenänderungen völlig vernachlässigt, wodurch die tatsächlichen Verformungseigenschaften stark idealisiert werden.

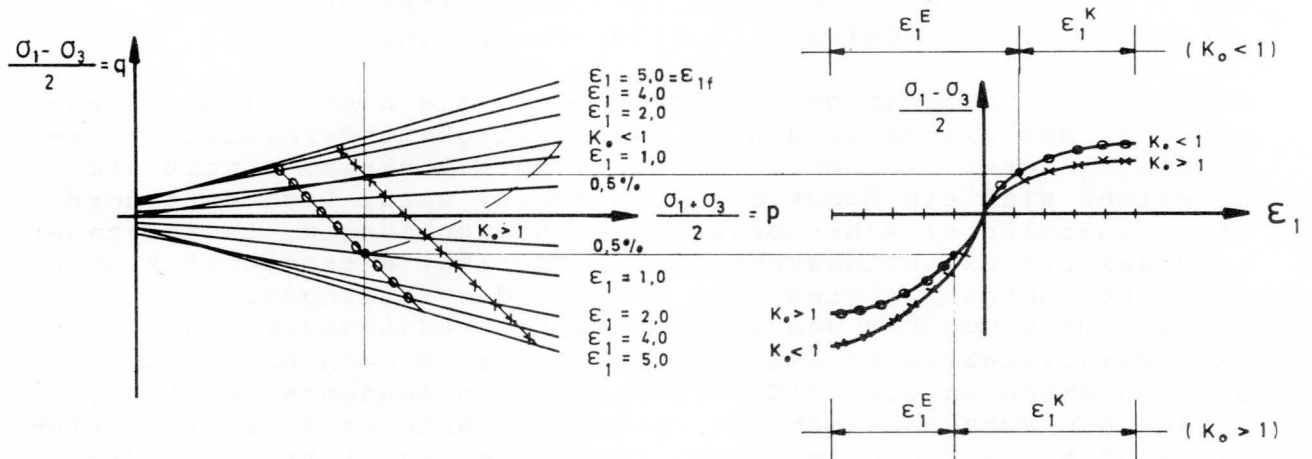


Bild 6 Spannungspfade und Spannungs-Verformungslinien von unterschiedlichen K_0 -Zuständen aus

Da der Boden in einem Erddruck- oder Erdwiderstandsfall aber nicht von einem isotropen, sondern von einem K_0 -Zustand (Ruhe-druckzustand) aus verformt wird, sind die in der Natur dabei auftretenden Dehnungen eines Bodenelementes von dem, dem Ruhe-druckzustand entsprechenden Punkt der Spannungsdehnungslinie aus abzugreifen. Dadurch entnimmt man z.B. aus Bild 6 für einen normal konsolidierten Ausgangszustand ($K_0 < 1$) ein Verhältnis von Dehnung ϵ_1^K im Kompressionsfall zu Dehnung ϵ_1^E im Extensionsfall $\epsilon_1^K/\epsilon_1^E \approx 1:3$, für den überkonsolidierten Ausgangszustand $K_0 > 1$ dagegen $\epsilon_1^K/\epsilon_1^E \approx 3:1$.

Berechnet man nun die Verschiebungen s_a und s_p einer Wand der Höhe H für die beiden Erddruckfälle unter der Annahme ebener Gleitflächen (Parallelverschiebung), so ergibt sich aus den geometrischen Bedingungen des Bildes 7 für den Fall $\alpha = \beta = 0$ und den dort dargestellten Gleitlinien für $\delta = 0$ das Verschiebungsverhältnis $s_p/s_a \cdot \epsilon_1^K/\epsilon_1^E = \bar{S}(\phi)$, wobei ϕ der Reibungswinkel des

Bodens ist. Die Funktion $S(\phi)$ ist in Bild 8 dargestellt. Man erkennt daraus, daß beispielsweise für einen Boden mit einem Reibungswinkel von $\phi' = 20^\circ$ für den dränierten Fall bei einem normalkonsolidierten Boden das Verhältnis der Verschiebung s_a einer Wand bei Entspannung vom Ruhedruck auf den aktiven Erddruck zu der Verschiebung s_p , die notwendig ist, um vom Ruhedruckzustand aus den passiven Erddruck zu mobilisieren, mit ungefähr dem Verhältnis $\epsilon_1^K/\epsilon_1^E = 1/3$ nach Bild 6 folgenden Wert annimmt:

$$\bar{S}(\phi) = \frac{s_p}{s_a} \cdot \frac{\epsilon_1^K}{\epsilon_1^E} = 2,04$$

bzw. $s_p = 2,04 \cdot 3 \cdot s_a \approx 6 \cdot s_a$

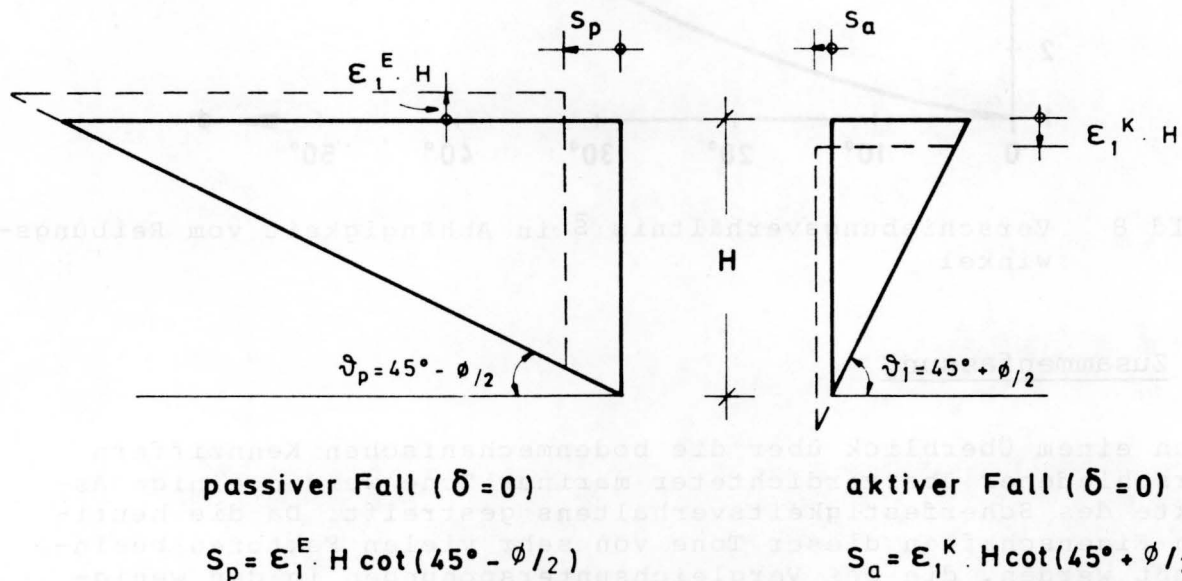


Bild 7 Horizontalverschiebungen im aktiven und passiven Fall

Damit ist, zumindest der Tendenz nach, der bekannte Sachverhalt wiedergegeben, wonach die Verformungen zur Mobilisierung des Erdwiderstandes in der Regel ein Vielfaches der Verformungen zur Mobilisierung des Erddruckes betragen. Für den Fall eines überkonsolidierten Bodens mit dem Verhältnis $\epsilon_1^K/\epsilon_1^E = 3$ verhalten sich die Verschiebungen der Wand für den passiven und den aktiven Fall zueinander wie

$$\frac{s_p}{s_a} = 2,04 \cdot \frac{1}{3} = 0,68 \approx 0,7.$$

Man erkennt, daß bei überkonsolidierten Tonen selbst bei rein isotropem Scherverformungsverhalten bereits gänzlich andere Verhältnisse als üblich vorliegen können.

Soweit strukturbedingte Anisotropieeigenschaften überkonsolidierter Tone vorliegen, werden die dargestellten Verhältnisse weit komplizierter sein. Daher muß bei Standsicherheitsproblemen den auftretenden Verformungen ein besonderes Augenmerk gewidmet werden.

$$\bar{S}(\phi) = \frac{S_p}{S_a} \cdot \frac{\epsilon_1^K}{\epsilon_1^E} = \frac{\tan(45^\circ + \phi/2)}{\tan(45^\circ - \phi/2)}$$

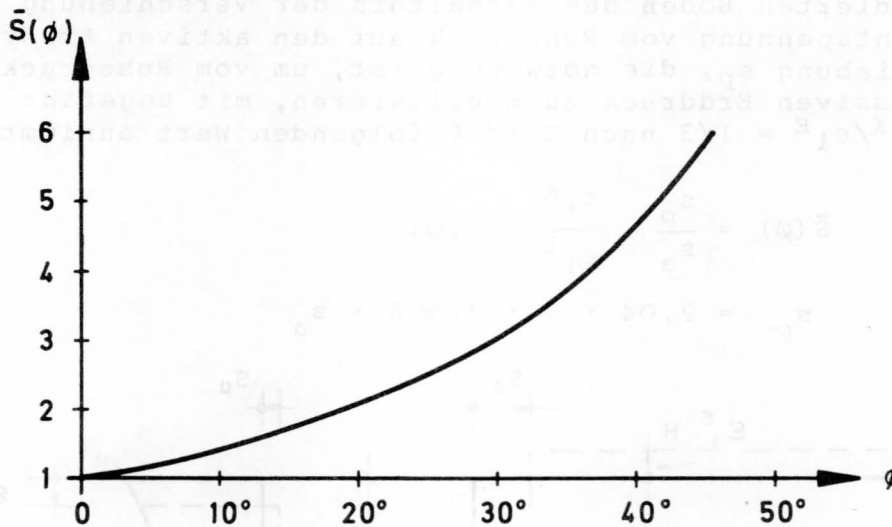


Bild 8 Verschiebungsverhältnis \bar{S} in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

4 Zusammenfassung

Nach einem Überblick über die bodenmechanischen Kennziffern verschiedener überverdichteter mariner Tone werden einige Aspekte des Scherfestigkeitsverhaltens gestreift. Da die heutigen Eigenschaften dieser Tone von sehr vielen Faktoren beeinflusst werden, die bei Vergleichsuntersuchungen in den wenigsten Fällen berücksichtigt oder eliminiert werden können, schwanken die Ergebnisse von Versuchen sehr stark. Auf der Grundlage einer Literaturdurchsicht und eigener Erfahrungen mit diesen Böden wird als Ergebnis festgehalten:

- a) Die großen Unterschiede zwischen hoher Kurzzeit- und niedriger Langzeitfestigkeit beruhen in erster Linie auf einem verzögerten Abbau negativer Porenwasserüberdrücke infolge der sehr geringen Durchlässigkeit. Die Kurzzeitfestigkeit ist daher eine zeitabhängige Größe, deren zeitlicher Gültigkeitsbereich vom Baugrundinstitut festgelegt werden sollte.
- b) Die in konventionellen Scherversuchen erhaltene Scherfestigkeit stellt die Laborfestigkeit dar, die beim Übergang zur Feldfestigkeit mehr oder weniger stark abzumindern ist. Für die Langzeitfestigkeit liegen Hinweise aus erstmaligen Rutschungen vor, wonach die effektive Kohäsion auf etwa 10 % der Laborfestigkeit höchstens jedoch 2 kN/m^2 zu begrenzen wäre. Diese Angaben beinhalten den bei der Langzeitfestigkeit zu berücksichtigenden Krieeffekt. Eine andere Begrenzung der effektiven Feldfestigkeit kann durch die 2-fache Restscherfestigkeit gegeben sein. Der kleinere der beiden so gefundenen Werte sollte für Standsicherheitsberechnungen von Böschungen zugrunde gelegt werden. Für die

- Chandler, R.J. Lias Clay: the long-term stability of cutting slopes.
Geotechnique 24 (1974) S. 21 - 38
- Chandler, R.J. und Skempton, A.W. The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays.
Geotechnique 24 (1974) S. 457-466
- Davidenkoff, R. Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden.
Mitt.-Bl.d. BAW (1960) Nr. 14
S. 18 - 33
- Eigenbrod, D. Analysis of the pore pressure changes following the excavation of a slope.
Can. Geotech. J, 12 (1975)
S. 429 - 440
- Einsele, G. und Wallrauch, E. Verwitterungsgrade bei mesozoischen Schiefertönen und Tonsteinen und ihr Einfluß bei Standsicherheitsproblemen.
Vorträge der Baugrundtagung Berlin, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen (1964)
S. 59 - 90
- Hansbo, S. Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains.
Swedish Geotechnical Inst. Proc. Stockholm (1960) No. 18 S. 7 - 159
- Henkel, D.J. Investigations of two long-term failures in London Clay slopes at Wood Green and Northolt.
Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng. 1957, Vol. II
S. 315 - 320
- Ladd, C.C. und Foott, R. New Design Procedure for Stability of Soft Clays.
Proc. ASCE 100 (1974), GT 7
S. 763 - 786
- Marsland, A. und Butler, M.E. Strength measurements of stiff fissured Barton Clay from Fawley Hampshire.
Proc. Geotechn. Conf. Oslo, 1967
Vol. I S. 139 - 145
- Moser, M.A. Wirkungsweise von Sanddrains in weichen Böden.
Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe (1977) Heft 69 S. I - V
+ 1 - 103

- Nelson, J.D. und
Thompson, E.G. A theory of creep failure in
overconsolidated clay.
Proc. ASCE, 103 (1977) GT 11
S. 1281 - 1294
- Pender, M.J. A model for the behaviour of
overconsolidated soil.
Geotechnique 28 (1978) S. 1 - 25
- Rizkallah, V. Stress-Strain Behaviour of
Fissured Stiff Clays.
Proc. IX ICSMFE Toleys, 1977,
Vol. 1
- Skempton, A.W. und
La Rochelle, P. The Bradwell Slip: A short-term
failure in London Clay.
Geotechnique 15 (1965) S. 221-242
- Skempton, A.W. Long-term stability of clay
slopes.
Geotechnique 14 (1964) S. 77-101
- Skempton, A.W. und
Hutchinson, J. Stability of Natural Slopes and
Embankment Foundations.
State of the Art Report, 7th Int.
Conf. Soil Mech. and Foundation
Engng., Mexiko 1969, S. 291-340
- Skempton, A.W. Slope Stability of Cuttings in
Brown London Clay.
Proc. JCSMFE, Toleyo 1977,
Special Lecture
- Smoltczyk, H.U. Zum Bodenmechanischen Begriff der
Kohäsion.
Veröffentl. des Instituts für
Bodenmechanik und Felsmechanik
der Universität Fridericiana in
Karlsruhe (1968) Heft 35
S. 57 - 86
- Vaughan, P.R. und
Walbancke, H.J. Pore pressure changes and the
delayed failure of cutting slopes
in overconsolidated clay.
Geotechnique 23 (1973) S. 531-539
- Ward, W.H.;
Marsland, A. und
Samuels, S.G. Properties of the London Clay at
the Ashford Common shaft; in-situ
and undrained strength tests.
Geotechnique 15 (1965) S. 321-344
- Ward, W.H.;
Samuels, S.G. und
Butler, M.E. Further studies of the properties
of London Clay.
Geotechnique 9 (1959) S. 33 - 58

Professor Dr.-Ing. W. G e h r i g

I N H A L T

Seite

23	1	Einleitung
24	2	Die Grenzgeschwindigkeit
		DIE BERECHNUNG DES GESCHIEBETRIEBANFANGES
28	3	Die Grenzschleppspannung für
		sediment motion
	3.0	Allgemeines
29	3.1	Ableitung von WHITE
31	3.2	Ableitung von SHIELDS
32	3.3	Ableitung von CHEPIE
36	3.4	Grenzschleppspannung für bindiges Schiefermaterial
39	4	Zusammenfassung

Inhaltsangabe

Die Frage nach dem Beginn der Geschiebebewegung oder nach der Stabilität einer Gewässersohle muß von dem in der Praxis tätigen Wasserbauingenieur häufig beantwortet werden. In der vorliegenden Veröffentlichung soll dieses Problem in einfacher Weise behandelt werden, wobei das Herkommen und die Anwendung der Berechnungsansätze erläutert werden.

Summary

The hydraulic engineer is frequently confronted with the following practical field problem: the beginning of the sediment transportation or the stability of the river bed. The present study deals with the pertaining physical concept and the application of the relative formulas in an easily understandable manner.

I N H A L T

	Seite
1 Einleitung	23
2 Die Grenzgeschwindigkeit	24
3 Die Grenzschleppspannung	28
3.0 Allgemeines	28
3.1 Ableitung von WHITE	29
3.2 Ableitung von SHIELDS	31
3.3 Ableitung von CHEPIL	35
3.4 Grenzschleppspannung für bindiges Sohlenmaterial	36
4 Zusammenfassung	39
5 Literatur	39

1 Einleitung

Für den Hydraulik-Ingenieur ist es von großer Bedeutung, die hydraulischen Bedingungen, bei denen Sedimentteilchen einer gegebenen Größe in Bewegung geraten, zu kennen. Die Grenzzustände eines Geschiebes oder eines die Gewässersohle bildenden Feststoffes sind eng verbunden mit der Frage nach der Stabilität einer solchen Gewässersohle. Die Stabilität soll in den praktischen Fällen erreicht werden. Sie muß manchmal garantiert werden. Dem entwerfenden Ingenieur stellen sich solche Fragen bei Problemen der Sohlenerosion oder bei Bewässerungskanälen, in denen kein Feststoff transportiert werden soll. Der Beginn der Bewegung der Sohlenteilchen als Grenzzustand kann ausgedrückt werden als Grenzschleppspannung und als Grenzgeschwindigkeit des strömenden Wassers.

Die Bestimmung der Grenz- oder kritischen Zustände ist auch für die Berechnung des Sedimenttransportes wesentlich. Die heute am meisten verwendeten Geschiebeformeln enthalten als Schleppspannungsdifferenzformeln die kritische Schleppspannung direkt.

Die Berechnung des Bewegungsbeginns wird im wesentlichen durch die Art des Sohlenmaterials bestimmt. Bei grobem und nicht bindigem Sohlenmaterial bildet hauptsächlich das Unterwassergewicht des Teilchens den Widerstand gegen die Bewegung. Bei feinem Material, das mit Schlick und Ton durchsetzt ist, herrschen die Kohäsionskräfte als Widerstandskräfte vor. Hier werden oft nicht einzelne Teilchen sondern ganze Klumpen als Einheit bewegt. Nur für den ersten Fall gibt es eine zufriedenstellende Analyse des Bewegungsbeginnes. Die Bedingungen für den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials lassen sich auf drei verschiedenen Wegen ermitteln:

1. Die Grenzgeschwindigkeit

Die Korngröße des Sohlenmaterials d wird hier in Beziehung gesetzt zu der sohlennahen Geschwindigkeit oder zur mittleren Geschwindigkeit der Strömung, bei der das Teilchen in Bewegung gerät.

2. Die kritische Schubspannung

Hier wird angenommen, daß die Schubkraft des strömenden Wassers die Bewegung der Sedimentteilchen bewirkt.

3. Die Liftkraft

Bei der Überströmung eines Sedimentkorns entsteht eine aufwärtsgerichtete hydrodynamische Auftriebskraft, die Liftkraft. Übersteigt sie das Unterwassergewicht des Kornes, so wird seine Bewegung eingeleitet. Diese Liftkraft wird als Kriterium angesetzt.

Das Kriterium nach der kritischen Schubspannung wird heute von den drei Bestimmungsmethoden am meisten verwendet.

Die Ermittlung des Grenzzustandes nach der Geschwindigkeit ist zwar einfach aber nicht so genau.

Für stark turbulente Strömungsvorgänge ist die Liftkraftmethode interessant. Leider ist sie heute noch nicht weit genug entwickelt.

Die drei Berechnungsmethoden sollen im folgenden dargestellt und erläutert werden.

2 Die Grenzgeschwindigkeit

Bei A. BRAHMS in seinem Buch "Die Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst" aus den Jahren 1754 und 1757 finden wir die erste Angabe für den Grenzzustand des Bewegungsbeginnes. Er gibt die Grenzgeschwindigkeit eines Steines an einer Gewässersohle an mit:

$$v = k \cdot G^{1/6}$$

wobei G = Steingewicht ist.

Das Steingewicht ist proportional zu d^3 , wenn d der Steindurchmesser ist. Somit wird die Gleichung zu:

$$v = k_1 \sqrt{d}$$

Man kann sich die Beziehung auch mit einer Betrachtung der an einem Sohlenkorn angreifenden Kräfte ableiten.

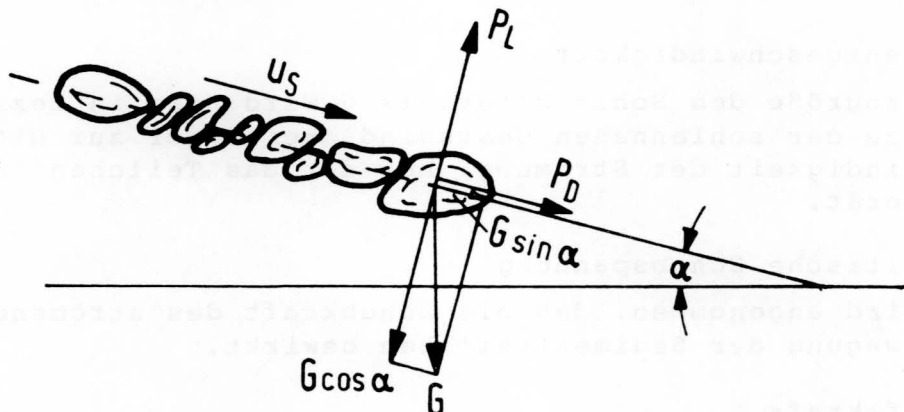


Bild 1 Kräfte an einem Sohlenkorn

Für den Grenzzustand des Bewegungsbeginnes verlaufen die Kräfte P_t und P_n parallel und normal zum natürlichen Böschungswinkel des Sohlenmaterials unter Wasser.

$$\tan \varphi = \frac{P_t}{P_n}$$

Die beiden Kräfte P_t und P_n sind Resultierende der hydrodynamischen Kraft P_D , der Liftkraft P_L und des Korngewichtes G . Man kann diese Kräfte anschreiben:

$$P_D = c_D k_1 d^2 \rho \frac{u_s^2}{2}$$

$$P_L = c_L k_2 d^2 \rho \frac{u_s^2}{2}$$

$$G = k_3 (\rho_s - \rho) g d^3$$

Darin sind: k_1 , k_2 und k_3 = Formfaktoren für das Korn

c_D = Widerstandsbeiwert

c_L = Liftkraftbeiwert

u_s = Sohlennahe Geschwindigkeit

d = Korndurchmesser

Mit diesen Ausdrücken läßt sich das kritische Gleichgewicht bestimmen zu:

$$\frac{u_s^2}{(\rho_s/\rho - 1)} = \frac{2 k_3 (\tan\varphi \cdot \cos\alpha - \sin\alpha)}{c_D k_1 + c_L k_2 \tan\varphi}$$

Die rechte Seite dieser Gleichung läßt sich zu einem Sedimentkoeffizienten A zusammenfassen. Dieser hängt ab von:

1. Teilchen : Korngröße, Kornform,
2. Strömung : c_D und c_L abhängig von $Re = \frac{u_s d}{\nu}$
3. Rinnengefälle : Für normale Naturverhältnisse meist $\cos\alpha \approx 1$, $\sin\alpha \approx 0$
4. Natürlicher Böschungswinkel des Sohlenmaterial:
Kornform, Kornverteilung.

Anstelle der sohlennahen Geschwindigkeit u_s wird oft die besser bekannte mittlere Geschwindigkeit v_m verwendet.

FORTIER hat schon 1926 eine Zusammenstellung der zulässigen mittleren Geschwindigkeiten für verschiedene Sohlenmaterialien gegeben. Er macht dabei einen Unterschied zwischen klarem und Schwebstoff oder Sediment führendem Wasser. Sie sind in der nachstehenden Tabelle angegeben.

Die FORTIER-Werte können nur eine rohe Orientierung geben, wie überhaupt ein Kriterium nach der mittleren Geschwindigkeit nur einen einfachen Anhalt geben kann.

Tabelle 1

Anstehendes Sohlenmaterial	Geschwindigkeiten in m/s		
	Kl. Wasser ohne Feststoffe	Wasser mit kolloid. Schluff	Wasser mit Sedimenttransport
Feinsand (nicht kolloidal)	0,45	0,75	0,45
Sandiger Lehm (nicht kolloidal)	0,53	0,75	0,60
Schluff-Lehm (nicht kolloidal)	0,60	0,90	0,60
Angeschwemmter Schluff (nicht kolloidal)	0,60	1,05	0,60
Gewöhnlicher fester Lehm	0,75	1,05	0,68
Feinkies	0,75	1,50	1,12
Steifer Ton	1,12	1,50	0,90
Lehm bis Geröll (Steine) (nicht kolloidal)	1,12	1,50	1,50
Angeschwemmte Schluffe (kolloidal)	1,12	1,50	0,90
Schluff bis Geröll (Steine) (kolloidal)	1,20	1,65	1,50
Grober Kies (nicht kolloidal)	1,20	1,80	1,95
Geröll (Steine) feiner Kies (Feinkies)	1,50	1,65	1,95

HJULSTRÖM hat 1935 eine einfache aber sehr übersichtliche Darstellung der Beziehung zwischen der mittleren Geschwindigkeit und dem mittleren Korndurchmesser angegeben. Sie ist auf Bild 2 dargestellt.

Dieses Diagramm ist noch häufig in Gebrauch. Es sind die Bereiche mit Bewegung der Körner - mit Erosion - und ohne Bewegung der Körner - mit Sedimentation - angegeben.

Bei diesem Diagramm liegen die geringsten Geschwindigkeiten für den Bewegungsbeginn im Korngrößenbereich zwischen 0,1 mm und 1,0 mm. Bei kleineren Korngrößen liegt der Widerstand gegen die Bewegung und damit die Grenzgeschwindigkeit höher. Das liegt vor allem daran, daß die kleinen Körner durch die laminare Unterschicht der Strömung ganz oder teilweise eingehüllt sind und damit geschützt liegen.

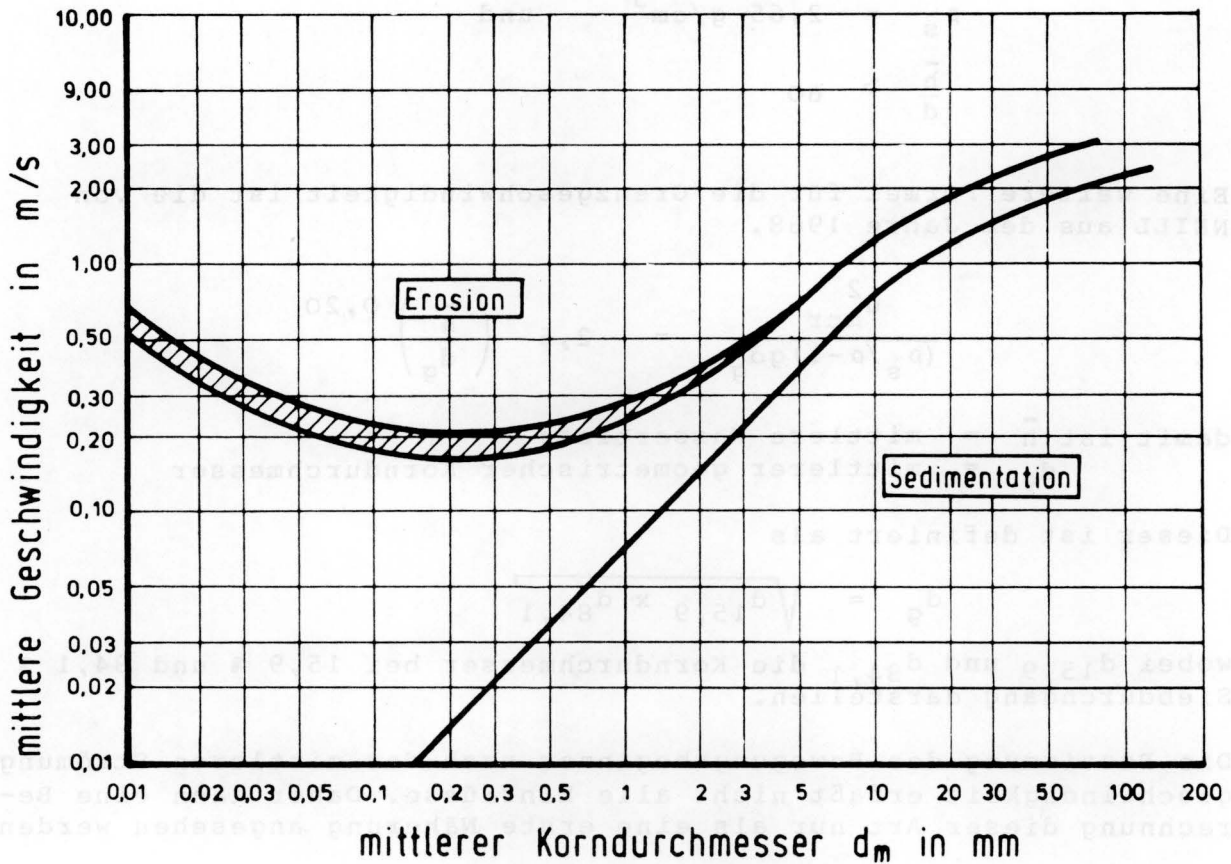


Bild 2 Beziehung zwischen der mittleren Geschwindigkeit und dem mittleren Korndurchmesser (nach HJULSTRÖM)

Bei den größeren Körnern auf dem rechten Kurvenast verläuft die Steigung mit 1:2, das heißt $d \propto u_{cr}^2$ oder $u_{cr} \propto \sqrt{d}$, wie es sich auch nach der Formel von BRAHMS ergab. Das HJULSTRÖM-Diagramm gilt nur für Wassertiefen größer als 1 m.

JAROCKI hat 1963 eine Formel angegeben, in der das Verhältnis der Wassertiefe zur Korngröße mit berücksichtigt wird:

$$\bar{u}_{cr} = 1,4 \sqrt{gd} \ln \frac{\bar{h}}{7d} \quad \text{m/s.}$$

Darin sind $d = d_{50}$ = Korndurchmesser

und \bar{h} = mittlere Wassertiefe

Die Formel baut auf folgenden Bedingungen auf:

$$\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3 \quad \text{und}$$

$$\frac{\bar{h}}{d} > 60$$

Eine weitere Formel für die Grenzgeschwindigkeit ist die von NEILL aus dem Jahre 1968.

$$\frac{U_{mcr}^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd_g} = 2,5 \left(\frac{\bar{h}}{d_g} \right)^{0,20}$$

damit ist \bar{h} = mittlere Wassertiefe
 d_g = mittlerer geometrischer Korndurchmesser

Dieser ist definiert als

$$d_g = \sqrt{d_{15,9} \times d_{84,1}}$$

wobei $d_{15,9}$ und $d_{84,1}$ die Korndurchmesser bei 15,9 % und 84,1 % Siebdurchgang darstellen.

Die Bestimmung des Bewegungsbeginnes nach der mittleren Strömungsgeschwindigkeit erfaßt nicht alle Einflüsse. Daher kann eine Berechnung dieser Art nur als eine erste Näherung angesehen werden.

3 Die Grenzschleppspannung

3.0 Allgemeines

Hier wird anstelle der sohlennahen Geschwindigkeit U_s oder der mittleren Geschwindigkeit U_m die Schubspannung in die Betrachtung eingeführt:

$$\tau = \rho g R J = K_4 U_s^2$$

R ist der hydraulische Radius. In der neuen Schreibweise auch = r_{hy} .

Die Grenzschleppspannung kann heute mit einer Vielzahl von Formeln bestimmt werden. Viele davon haben nur noch eine historische Bedeutung

Als Beispiel sollen hier die beiden Formeln von SCHOKLITSCH angeführt werden:

Gehrig: Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges

Bei Korngrößen über $d = 6$ mm gilt:

$$\tau_{cr} = 0,076 (\rho_s - \rho) g d \quad \begin{array}{l} \text{N/m}^2 \\ d \text{ in m.} \end{array}$$

Für die Korngrößen zwischen 0,1 mm und 3 mm wird angesetzt:

$$\tau_{cr} = 2,85 \cdot 10^{-4} (\rho_s - \rho) g d^{1/3} \quad \begin{array}{l} \text{N/m}^2 \\ d \text{ in m.} \end{array}$$

Der Zwischenbereich $3 \text{ mm} < d < 6 \text{ mm}$ wird durch diese beiden Formeln nicht abgedeckt. Hier muß die Grenzschleppspannung anderweitig bestimmt werden, z.B. durch das später noch zu erläuternde SHIELDS'sche Diagramm.

Die Einführung der Schubspannungsgeschwindigkeit U_* in die Strömungsmechanik durch PRANDTL hat eine neuere Entwicklung eingeleitet. Danach ist:

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

Die turbulente Schubspannung ist:

$$\tau = \rho \overline{U'V'}$$

U' und V' sind Geschwindigkeitsschwankungen in der x- und y-Richtung der Strömung, wobei die x-Richtung die Hauptströmungsrichtung darstellt.

Da die Geschwindigkeitsschwankungen in der Praxis heute meist nicht bekannt sind, muß $\tau = \rho g R J$ eingesetzt werden. Für im Verhältnis zur Tiefe sehr breite Gerinne oder Wasserläufe kann man anstelle vom hydraulischen Radius $R = r_{hy}$ die Wassertiefe h setzen, so daß sich dann ergibt:

$$\tau = \rho g h J$$

3.1 Ableitung von WHITE

Durch eine einfache Betrachtung der auf ein Sohlenkorn wirkenden Kräfte und aus dem Gleichgewicht der drehenden Momente beim Bewegungsbeginn läßt sich die Grenzschleppspannung ableiten. Die einfachste Ableitung stammt von WHITE (1940).

Die an dem Korn angreifende Kraft aus der Strömung wird mit $P = \tau_0 \cdot c_1 \cdot d^2$ angesetzt. Dabei ist c_1 ein Formfaktor für die

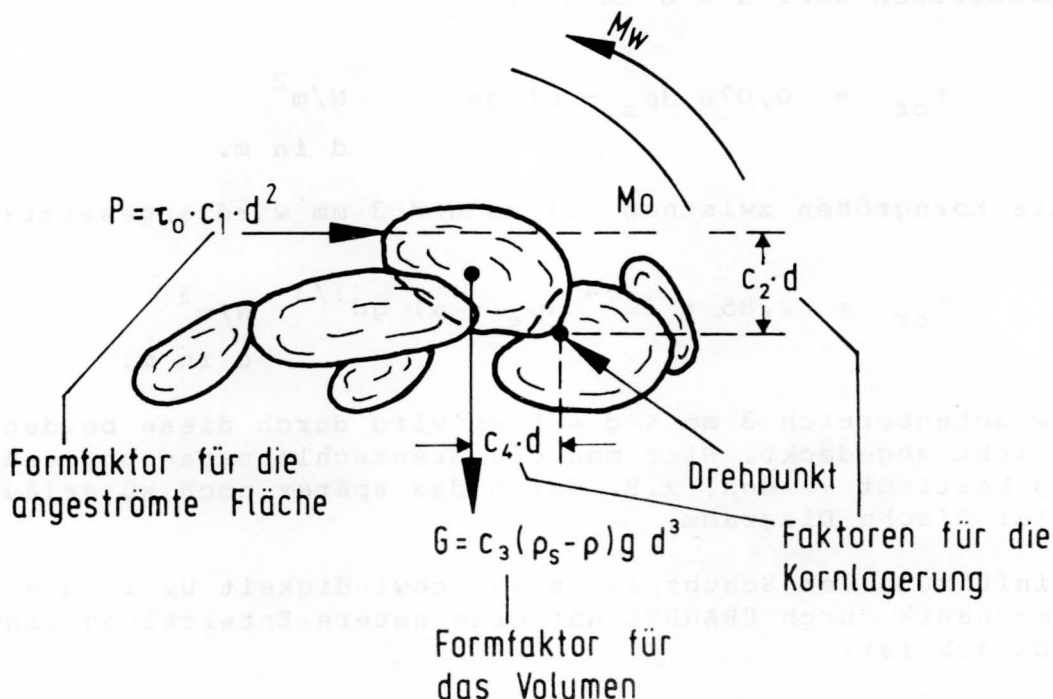


Bild 3 Ansatz von WHITE

angeströmte Kornfläche. Die einer Kornbewegung entgegenwirkende Kraft ist das Unterwassergewicht des Kornes $G = c_3 (\rho_s - \rho) g d^3$. c_3 ist ein Formfaktor für das Kornvolumen. Die Kräfte bilden mit den entsprechenden Hebelarmen Drehmomente, die das Sohlenkorn bewegen. Die Hebelarme werden proportional zu dem maßgebenden Korndurchmesser d gesetzt. Die Werte c_2 und c_4 sind zunächst noch unbestimmte Proportionalitätsfaktoren. Sie werden durch die Kornform, die Kornverteilung und die Kornlagerung bestimmt.

Für den Bewegungsbeginn werden die Drehmomente gleichgesetzt:

$$M_o = P \cdot c_2 d = \tau_0 c_1 \cdot c_2 d^3 = M_w = G \cdot c_4 d = c_3 c_4 (\rho_s - \rho) g d^4$$

Umgestellt ergibt das:

$$\tau_{ocr} = \frac{c_3 c_4}{c_1 c_2} (\rho_s - \rho) g d$$

Das läßt sich auch dimensionslos darstellen:

$$\tau_{*cr} = \frac{\tau_{ocr}}{(\rho_s - \rho) g d} = \frac{c_3 \cdot c_4}{c_1 \cdot c_2} = A$$

Der Sedimentkoeffizient A auf der rechten Seite der Gleichung wird bei WHITE als konstant angesehen. Diese Faktorengruppe hängt

von der Kornform und der Kornlagerung (c_1, c_3, c_4) und der Höhe des Strömungsangriffes auf das Korn (c_2) ab. Die Abhängigkeit der Grenzschleppspannung von der Kornform und der Kornzusammensetzung ist bei dieser Ableitung gut zu erkennen. Der Sedimentkoeffizient A muß aus Versuchen bestimmt werden. Bei der Grenzschleppspannungsformel von SCHOKLITSCH beträgt dieser Wert $\tau_{\text{ocr}} = 0,076$. A kann in Zusammenhang mit dem natürlichen Böschungswinkel des Sohlenmaterials φ oder mit $\tan \varphi$ gebracht werden.

$$\tau_{\text{ocr}} = \frac{\tau_{\text{ocr}}}{(\rho_s - \rho)gd} = \alpha \cdot \tan \varphi$$

Wird bei splittrigem Korn $\tan \varphi$ größer, so wird auch die Grenzschleppspannung größer.

3.2 Ableitung von SHIELDS

Die Ableitung von SHIELDS aus dem Jahre 1936 beruht ebenfalls auf einer Betrachtung der an einem Sohlenkorn angreifenden Kräfte. Es setzt jedoch die in Kornhöhe angreifende Strömungsgeschwindigkeit nach einer logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung an.

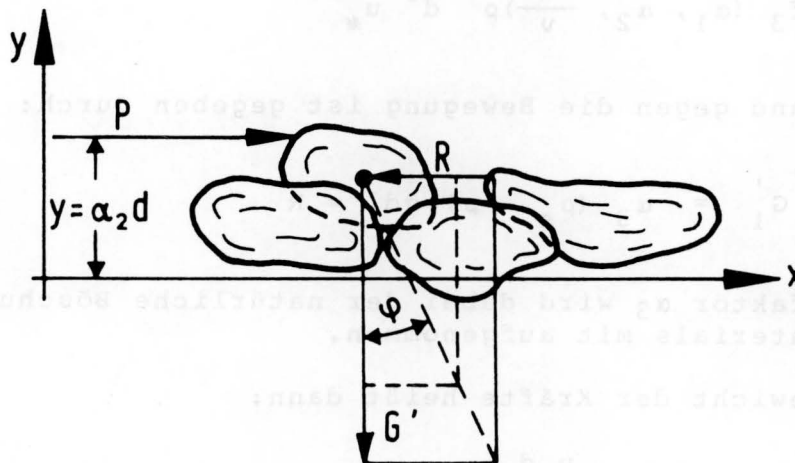


Bild 4 Ansatz von SHIELDS

$$P = c_w \rho A \cdot \frac{u^2}{2}$$

Darin ist c_w = Widerstandskoeffizient = $f(\alpha_1, \frac{ud}{v})$
 A = Angeströmte Fläche = $f(\alpha_1, \frac{d^2 \pi}{4})$
 α_1 = ein Faktor für die Flächenform.

Die Geschwindigkeit nach dem logarithmischen Geschwindigkeitsgesetz ist:

$$\frac{U}{U_*} = 5,75 \log \frac{y}{k_s} + f(Re_*)$$

mit $Re_* = \frac{U_* d}{\nu}$

In Kornhöhe ist $y = \alpha_2 d$ mit α_2 als Proportionalitätsfaktor. Die Rauheitsgröße k_s kann etwa gleich der Korngröße d setzen

$$d \approx k_s$$

Die Geschwindigkeit in Kornhöhe ergibt sich dann zu:

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = f(\alpha_2, Re_*)$$

Damit kann man die angreifende Kraft schreiben:

$$P = f_1(\alpha_1, f_2(\alpha_2, \frac{u_* d}{\nu})) \rho d^2 u_*^2 f_2^2(\alpha_2, \frac{u_* d}{\nu})$$

oder: $P = f_3(\alpha_1, \alpha_2, \frac{u_* d}{\nu}) \rho d^2 u_*^2$

Der Widerstand gegen die Bewegung ist gegeben durch:

$$G'_1 = \alpha_3 (\rho_s - \rho) g d^3 = R$$

In den Formfaktor α_3 wird dabei der natürliche Böschungswinkel des Sohlenmaterials mit aufgenommen.

Das Gleichgewicht der Kräfte heißt dann:

$$P = f(\alpha_1, \alpha_2, \frac{u_* d}{\nu}) \rho d^2 u_*^2 = \alpha_3 (\rho_s - \rho) g d^3 = R$$

Umgestellt ergibt sich:

$$\begin{aligned} \bar{F}_{r*} &= \frac{\rho}{(\rho_s - \rho)} \frac{u_*^2}{gd} = f(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, Re_*) \\ &= \tau_{*cr} = \frac{\pi cr}{(\rho_s - \rho)gd} \end{aligned}$$

Die dimensionslose Grenzscherpspannung τ_{*cr} ist bei SHIELDS keine Konstante wie bei WHITE. τ_{*cr} ist von der REYNOLDS'schen Zahl des Kornes

$$Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$$

abhängig.

Beziehung zwischen Re_* und τ_{*c} nach SHIELDS

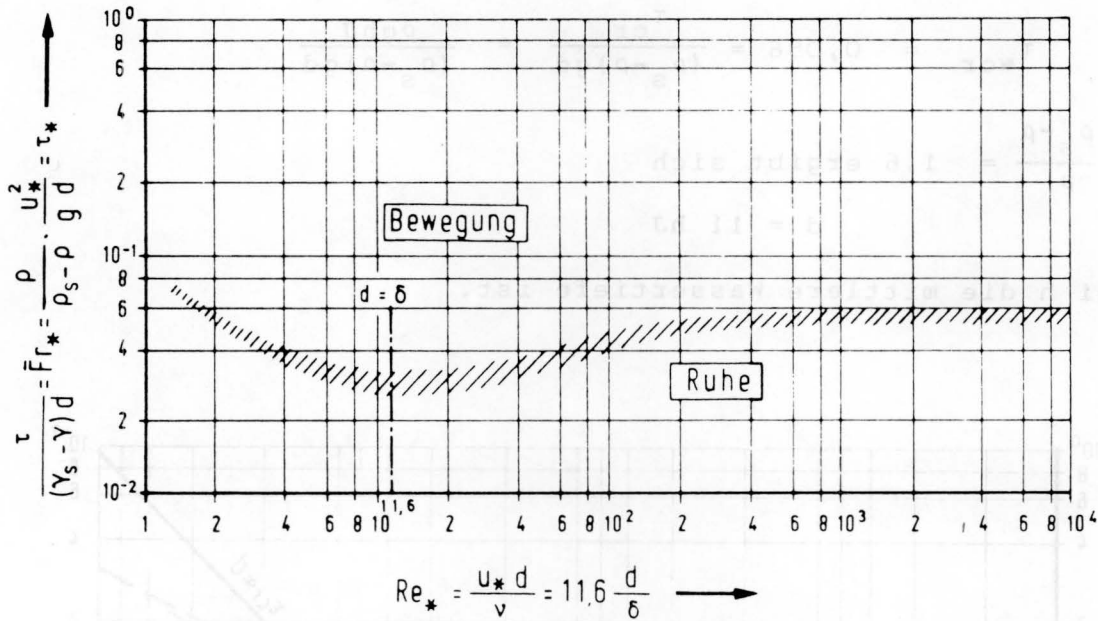


Bild 5 Das SHIELDS'sche Diagramm

Die Abhängigkeit der dimensionslosen kritischen Schubspannung τ_{*cr} von der REYNOLDS'schen Zahl des Kornes Re_* zeigt das sogenannte SHIELDS'sche Diagramm auf Bild 5.

Im Bereich von $Re_* = 10$ bis $Re_* = 20$ hat das SHIELDS'sche Diagramm Minimalwerte. Dies hängt zusammen mit der Stärke der laminaren oder zähen Unterschicht δ . Die Stärke dieser Schicht beträgt

$$\delta = \frac{11,6 \nu}{u_*}$$

Unterhalb von $Re_* = 10$ werden die Sohlenkörner durch diese Schicht eingehüllt, während oberhalb von $Re_* = 100$ eine turbulente Kornumströmung vorhanden ist. Die Einsenkung beim SHIELDS'schen Diagramm erinnert an das HJULSTRÖM-Diagramm als Beziehung zwischen der Grenzgeschwindigkeit und der Korngröße.

Bei $Re_* > 200$ stellt sich $\tau_{*cr} = \text{const.}$ ein. Es ergibt sich ein Wert von etwa $\tau_{*cr} = 0,058$ bis $0,06$. Da ja Kornform und Kornzu-

sammensetzung eine Rolle spielen, variieren die Werte von SHIELDS etwas. Daher wird die Grenze zum Bewegungsbeginn statt mit einer Linie mit einer Schraffur dargestellt. An dieser Stelle sei an die Formel von SCHOKLITSCH für die Grenzschleppspannung erinnert, bei der sich $\tau_{*cr} = 0,076$ ergibt.

Bei den Untersuchungen des Rheing geschiebes hat sich ein $\tau_{*cr} = 0,056$ als ein zutreffender Wert erwiesen. Mit diesem Wert läßt sich eine einfache Regel für den Grenzkorndurchmesser aufstellen.

$$\tau_{*cr} = 0,056 = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho)gd} = \frac{\rho ghJ}{(\rho_s - \rho)gd}$$

Mit $\frac{\rho_s - \rho}{\rho} = 1,6$ ergibt sich

$$d = 11 hJ$$

wobei h die mittlere Wassertiefe ist.

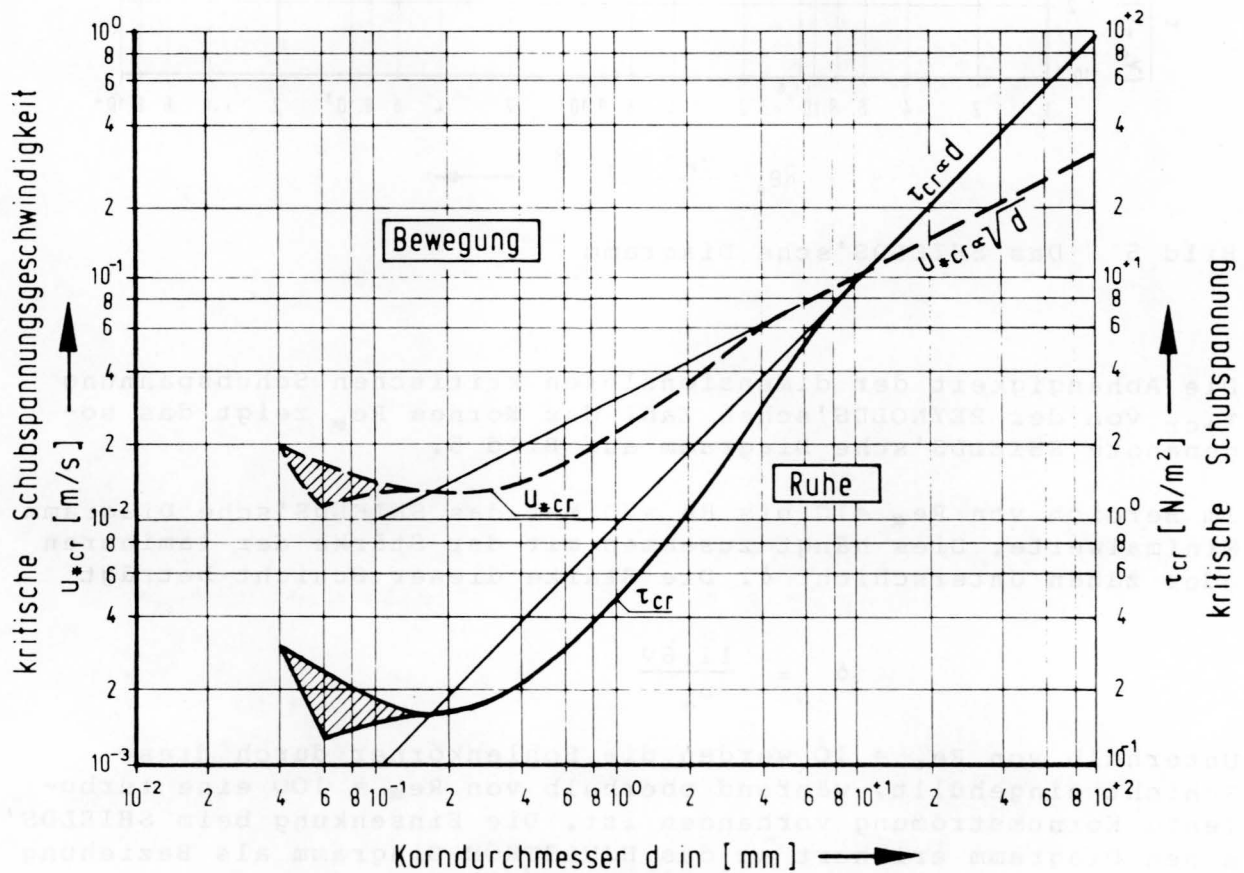


Bild 6 Kritische Schubspannung τ_{cr} und kritische Schubspannungsgeschwindigkeit u_{*cr} als Funktion des Korndurchmessers (Sand in $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$)

Aus den Untersuchungen von SHIELDS lassen sich auch die kritischen Schubspannungen und die dazugehörigen kritischen Schubspannungsgeschwindigkeiten für Sand mit $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ ermitteln. Sie sind in dem Diagramm des Bildes 6 in Abhängigkeit vom Korndurchmesser $d \approx d_{50}$ dargestellt. Dieses Diagramm wird häufig zum praktischen Rechnen verwendet.

3.3 Ableitung von CHEPIL

Bei seiner Ableitung setzt CHEPIL (1959) die hydrodynamische Liftkraft mit an.

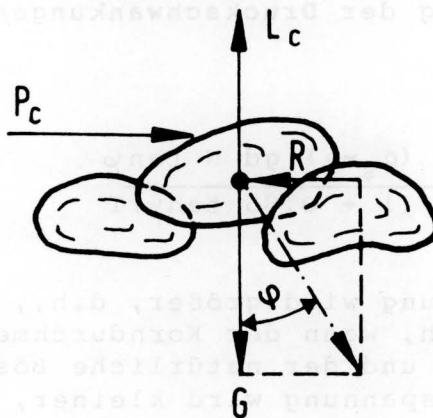


Bild 7 Ansatz von CHEPIL

Auf das Korn wirkt die kritische Kraft:

$$P_c = \left[\frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho) g d^3 - L_c \right] \tan \varphi$$

wobei zunächst ein kugelförmiges Korn angenommen wird.

Durch Versuche hat CHEPIL festgestellt, daß $L_c = 0,85 P_c$. In die Gleichung für die kritische Kraft eingesetzt ergibt sich:

$$P_c = \frac{\frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho) g d^3 \tan \varphi}{(1 + 0,85 \tan \varphi)}$$

Bezieht man diese Kraft auf die von einem Korn abgedeckte Fläche, so erhält man eine kritische Schubspannung.

$$\frac{P_c}{\frac{\pi}{4} d^2} = \tau_{cr} = \frac{2 (\rho_s - \rho) g d \tan \varphi}{3 (1 + 0,85 \tan \varphi)}$$

Für die obersten Körner, die stärker der Strömung ausgesetzt sind, sind P_C und L_C naturgemäß größer. Man muß hier einen Verteilungsfaktor einführen, der von der Kornform und der Kornverteilung abhängt. Für mittlere Verhältnisse ist dieser Verteilungsfaktor N 0,2 bis 0,3.

CHEPIL hat bei seiner Ableitung auch den Einfluß der Turbulenz auf die Grenzschleppspannung berücksichtigt. Er führt dazu einen Turbulenzfaktor T ein.

$$T = \frac{\bar{p} + 3\sigma}{p}$$

Darin ist \bar{p} der mittlere Druck an einem Korn und $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{p}-p)^2}{n}}$ die Standardabweichung der Druckschwankungen.

Es ergibt sich dann:

$$\tau_{cr} = \frac{2 (\rho_s - \rho) g d N \tan \varphi}{3 (1 + 0,85 \tan \varphi) T}$$

Die Grenzschleppspannung wird größer, d.h., das Sohlenmaterial wird weniger beweglich, wenn der Korndurchmesser, die Dichte, der Verteilungsfaktor und der natürliche Böschungswinkel zunehmen. Die Grenzschleppspannung wird kleiner, wenn die Turbulenz zunimmt.

Für mittlere Verhältnisse gibt die Formel von CHEPIL etwa die gleichen Werte, wie man sie nach SHIELDS erhält. Sie ermöglicht aber eine Berücksichtigung der Turbulenz, wie sie z.B. durch den Schiffsschraubenstrahl, durch ein Wehr oder durch einen Absturz in die Strömung eingetragen werden kann. Die Formel von CHEPIL ist den wirklichen Verhältnissen besser anpaßbar. Die Funktionen für den Verteilungsfaktor und den Turbulenzfaktor sind allerdings noch nicht eingehend genug untersucht. Hier spielt der Einfluß der Kornform eine große Rolle. Dieser muß durch Versuche noch weiter geklärt werden.

3.4 Grenzschleppspannung für bindiges Sohlenmaterial

Bei einem bindigen Sohlenmaterial tritt neben den Kräften P_C , L_C und G' noch eine Kohäsionskraft P_{CO} auf. Der vorher abgeleitete Sedimentkoeffizient für nichtbindiges Material A wird dann durch einen Kohäsionskoeffizienten C_0 für bindiges Material erweitert.

$$\frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho) g d} = A + C_0$$

Der Kohäsionskoeffizient C_0 und die Kohäsionskraft P_{C_0} können nicht als Funktion der Korngröße oder anderer Variablen allein angegeben werden. Sie hängen von einer Kombination von Faktoren ab und müssen experimentell bestimmt werden.

Ist das Sohlenmaterial nun bindig, so beherrschen die Kohäsionskräfte den Vorgang:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho)gd} = C_0$$

In den praktischen Fällen ist die Sohle vielfach gemischt aus bindigem und nichtbindigem Material, so daß man setzen muß:

$$\tau_{cr} = f(d, C_0)$$

Neben der Korngröße und der Kornform spielen hier auch Ablagerungsalter und Schichtung eine große Rolle.

Zur Ermittlung der Grenzscherpspannung oder auch der Grenzgeschwindigkeit für bindiges Sohlenmaterial wurden Versuche durchgeführt und Naturdaten gesammelt. Die Ergebnisse sind jedoch nicht ganz einheitlich.

GARBRECHT gab 1961 eine Beziehung zwischen der mittleren Geschwindigkeit und dem Porenvolumen des bindigen Sohlenmaterials an. Sie ist auf Abb. 8 dargestellt.

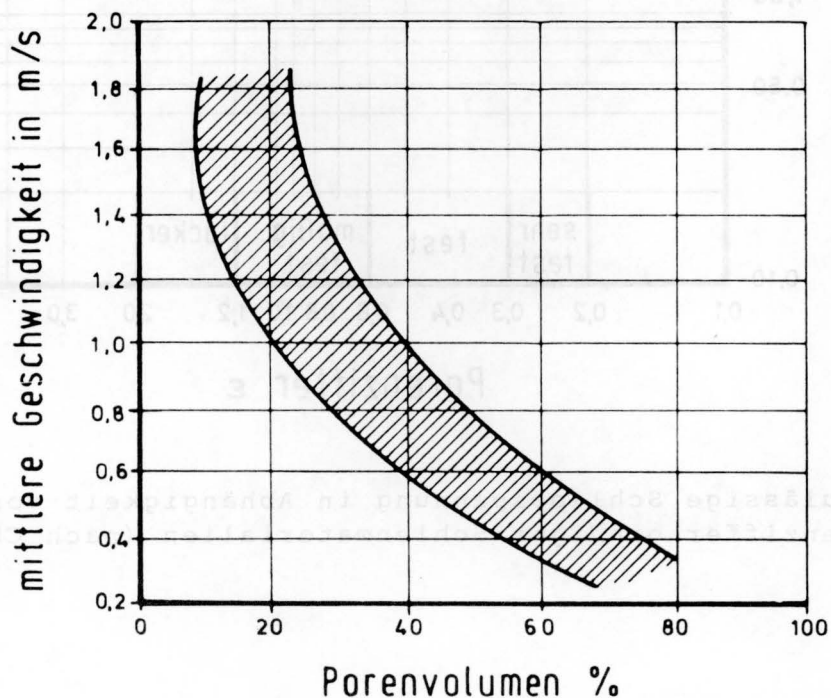


Bild 8 Zulässige mittlere Geschwindigkeit in Beziehung zum Porenvolumen

Die linke Grenze des schraffierten Bereiches gilt für klares Wasser, während die rechte Grenze für Wasser mit Schwebstoffführung von 2 ‰ verwendet werden soll.

Von CHOW wurde 1959 eine hinsichtlich der Zusammensetzung des Sohlenmaterials differenziertere Graphik herausgebracht. Die Werte stammen aus Untersuchungen in der UdSSR. Hier ist die Beziehung zwischen der Schubspannung und der Porenziffer ϵ dargestellt. Sie ist in Bild 9 wiedergegeben. Dieses Diagramm wird in der Praxis viel verwendet.

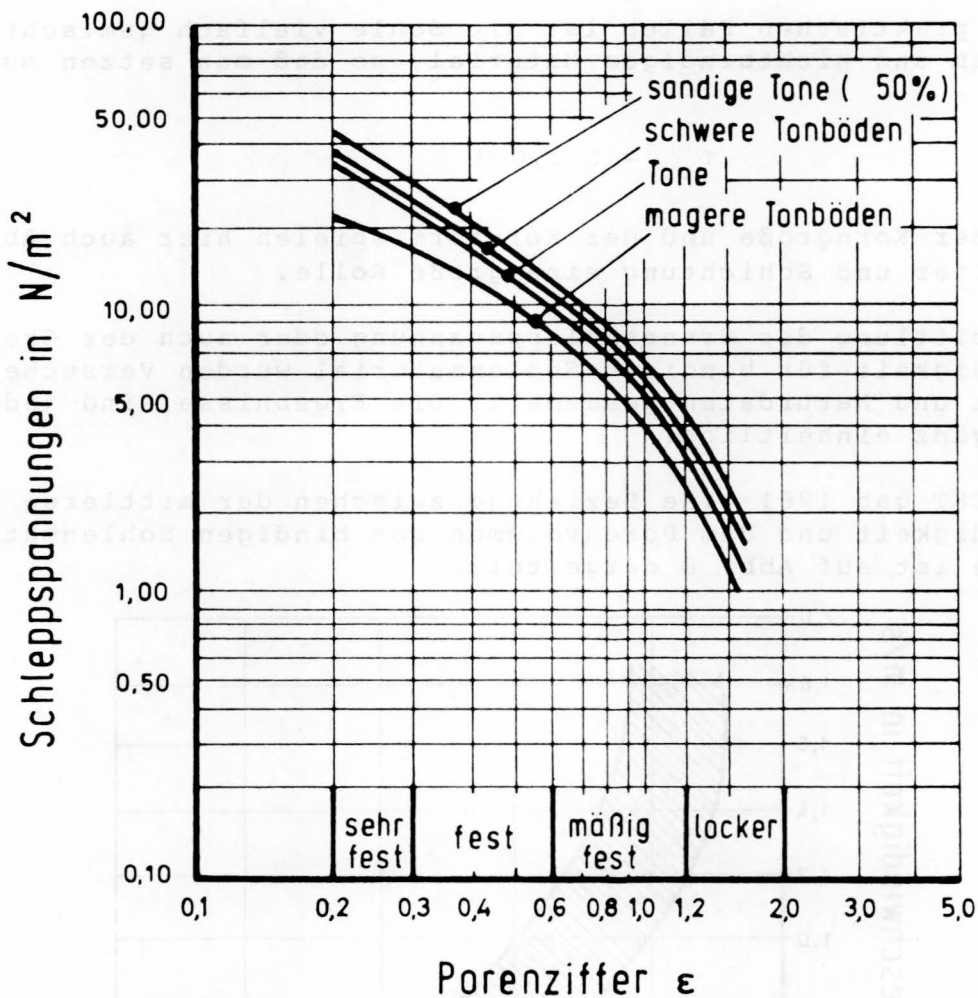


Bild 9 Zulässige Schleppspannung in Abhängigkeit von der Porenziffer bindiger Sohlenmaterialien (nach CHOW)

4 Zusammenfassung

Die kritische Schleppspannung - oder allgemein der Grenzzustand für den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials - läßt sich für rolliges oder körniges Material relativ gut durch die Analyse der an einem Korn angreifenden Kräfte ableiten. Es fehlt jedoch noch - oder ist nur in Ansätzen vorhanden - die Berücksichtigung der Kornmischungen und der Kornform.

Beim bindigen Sohlenmaterial sind die Untersuchungsdaten noch recht mangelhaft. Die hier angeführten Berechnungsdiagramme können nur als Anhalt empfohlen werden. Zur Klärung der sehr komplizierten Vorgänge beim Bewegungsbeginn bindiger Sohlenmaterialien sind noch umfangreiche Untersuchungsarbeiten notwendig.

5 Literatur

- Bogardi, J. 1974 : Sediment-Transport in alluvial Streams. Akadémici Kiadó - Budapest. 826 S.
- Garde, R.J. und Ranga-Raju, KG 1977 : Mechanics of Sediment-Transport and alluvial Stream Problems. Wiley Eastern Limited, New Delhi Bangalore, Bombay. 483 S.
- Graf, W.H. 1971 : Hydraulics of Sediment-Transport. Mc Graw-Hill Book Company. 513 S.
- Vanoni, VA 1975 (Editor) : Sedimentation Engineering. ASCE Task Committee, New York. 745 S.

Dipl.-Ing. H.-G. K n i e ß

SCHÜTTEN VON STEINEN UNTER WASSER

Dumping of Stones under Water

(Stand: Nov. 1979)

Inhaltsangabe

Die Fallbewegung unter Wasser geschütteter Steine folgt dem Newton'schen Fallgesetz. Die für Steine der üblichen Form maßgebenden Parameter wurden in Versuchen ermittelt. Daraus ergeben sich Richtwerte für die Berechnung der Fallbewegung, Entmischung und Fallenergie beim Einbau von Steinschüttungen unter Wasser.

Summary

The dropping motion of stones dumped under water follows the Newton falling law. The basic coefficients of conventional random-shaped stones have been determined in tests. They give some standard factors for calculating the motion under water, the separation and the falling energy.

I N H A L T

	Seite
1 Veranlassung	43
2 Steinschüttung	43
3 Bewegungsgesetze	44
3.1 Stoke'sches Gesetz	44
3.2 Newton'sches Gesetz	45
4 Messungen	46
4.1 Meßeinrichtung	46
4.2 Test der Meßeinrichtung	47
4.3 Fallkörper	48
5 Ergebnisse	49
5.1 Versuche	49
5.2 Fallbewegung	50
5.3 Widerstandsbeiwert	50
5.4 Sinkgeschwindigkeit	51
5.5 Fallenergie	53
5.6 Entmischung	54
6 Literatur	57

1 Veranlassung

Werden Steine unter Wasser geschüttet, so richtet sich ihre Fallbewegung nach einer Reihe von Parametern, die für Schüttsteine der üblichen Abmessung, Form und Rohdichte für die praktische Anwendung nicht zur Verfügung stehen. Die dafür erforderlichen Parameter wurden in dem nachfolgend angegebenen Versuchsprogramm untersucht.

Beim Einbringen von Steinschüttungen unter Wasser wirkt sich die Fallbewegung der einzelnen Steine

als Stoßbelastung beim Auftreffen von Steinen auf Filter- und Dichtungsmatten und

als Entmischung des geschütteten Haufwerks während des Fallens aus.

2 Steinschüttung

Zur Ausbildung von Deckwerken für Ufer- und Sohlenbefestigungen werden überwiegend Steinschüttungen verwendet, die je nach Lage und Belastung als lose oder verklammerte Schüttungen eingebaut werden. Die Standsicherheit der Steinschüttung ist dabei abhängig von geometrischen Kriterien des Haufwerks und von Gewicht und Größe der unmittelbar durch Strömung und Wellen belasteten Steine /4/.

Nach den "TL Wasserbausteine" /1/ werden für Steinschüttungen im Wasserbau folgende Größenklassen verwendet, wobei als Steingröße die größte Hauptdiagonale verwendet wird:

Tabelle 1 Wasserbausteine

Größenklasse	Steingröße D (cm)
0	5 - 10
I	10 - 15
II	15 - 25
III	15 - 45
IV	20 - 60
V	35 - 100

Aus einer Reihenuntersuchung an Schüttsteinen mit Steingrößen zwischen 13 und 50 cm wurde zur Berechnung des Steinvolumens ein durchschnittlicher Formfaktor K_1 ermittelt /4/:

$$\begin{aligned}
 V &= K_1 \cdot D^3 \\
 K_1 &= 0,245 \\
 V &= 0,245 \cdot D^3
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Dieser statistisch ermittelte Formfaktor liegt in seiner Größe zwischen dem der Kugel (0,524) und dem des Würfels (0,192).

3 Bewegungsgesetze

Fällt ein Körper in einer Flüssigkeit, wird er solange beschleunigen, bis als Folge des Strömungswiderstandes ein Gleichgewichtszustand entsteht.

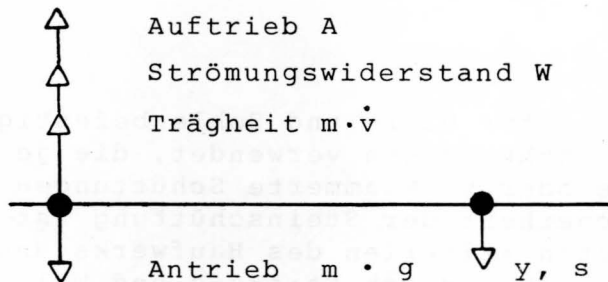


Bild 1 Fallbewegung unter Wasser
 $m \cdot g = m \cdot \dot{v} + W + A$ (2)

Im Gleichgewichtszustand ist $\dot{v} = 0$ und es gilt die Beziehung

$$m \cdot g = W + A \tag{3}$$

Bei der weiteren Ableitung der Bewegungsgleichungen liegt das Problem im anzusetzenden Strömungswiderstand W , der von einer Reihe von Parametern beeinflusst und mit zwei unterschiedlichen Fallgesetzen erfaßt wird /2/, /3/.

3.1 Stoke'sches Gesetz

Für den laminaren Bereich der um den fallenden Körper entstehenden Strömung gilt das Stoke'sche Gesetz, in dem der Strömungswiderstand W proportional zur Fallgeschwindigkeit v angesetzt wird.

$$W = c \cdot v = c \cdot \dot{y} \tag{4}$$

Die Bewegungsgleichung von (2) wird dann mit (4) zu:

$$m \cdot \ddot{y} = m \cdot g - A - c \cdot \dot{y} \quad (5)$$

Für eine Kugel mit dem Durchmesser D ergibt sich daraus: eine Sinkgeschwindigkeit

v_s für $t = \infty$:

$$v_s = D^2 \cdot g \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_K} \right) \cdot \frac{1}{18 \cdot \mu} \quad (6)$$

3.2 Newton'sches Gesetz

Für den turbulenten Bereich der um den fallenden Körper entstehenden Strömung gilt das Newton'sche Gesetz, in dem der Strömungswiderstand W mit dem Quadrat der Fallgeschwindigkeit v wächst.

$$W = c \cdot \dot{y}^2 \quad (7)$$

Die Bewegungsgleichung (2) wird mit (7) zu:

$$m \cdot \ddot{y} = m \cdot g - c \cdot \dot{y}^2 - A \quad (8)$$

Für eine Kugel mit dem Durchmesser D ergibt sich eine Sinkgeschwindigkeit v_s für $t = \infty$:

$$v_s = \sqrt{D} \cdot \sqrt{\frac{4}{3} \cdot g \cdot \frac{(\rho_K - \rho_w)}{\rho_w} \cdot \frac{1}{c_w}} \quad (9)$$

Im laminaren Bereich ist die Sinkgeschwindigkeit v_s ($t = \infty$) proportional zu D^2 und im turbulenten Bereich proportional zu D . Das bedeutet, daß im laminaren Bereich die Empfindlichkeit in bezug auf Korngrößenunterschiede von Fallkörpern erheblich größer ist als im turbulenten Strömungsbereich. Daraus ergibt sich weiter, daß die Fallbewegung von Sandkörnern und von Schüttsteinen unterschiedlich und getrennt zu behandeln sind.

In der Literatur gibt es zahlreiche Untersuchungen über die Fallbewegung unter Wasser von Sandkörnern im Rahmen von Sedimentationsuntersuchungen, die jedoch nur Korngröße bis 2 mm umfassen, die vornehmlich für den laminaren Bereich mit $Re < 1$ bis $Re = 50$ gelten.

Für Fallkörper in der Größe und Form von üblichen Schüttsteinen mit $Re > 10^6$ sind keine Untersuchungen bekannt.

4 Messungen

Die Fallbewegung von Schüttsteinen unter Wasser folgt mit $Re > 10^6$ dem Newton'schen Fallgesetz (Gl. 8), aus dem sich folgende Formeln für die die Fallbewegung beschreibenden Parameter ableiten lassen:

$$\text{Widerstandsfaktor} \quad c = c_w \cdot \frac{w}{2} \cdot F_k \quad (10)$$

c_w = Widerstandsbeiwert des Fallkörpers

F_k = Anströmfläche des Fallkörpers

$$\text{Sinkgeschwindigkeit} \quad v_s = \sqrt{\frac{g' \cdot m}{c}} \quad \text{für } t = \infty \quad (11)$$

$$g' = g \left(\frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_k} \right) \quad (12)$$

$$\text{Fallgeschwindigkeit} \quad v = v_s \cdot \text{th} \left(v_s \cdot \frac{c}{m} \cdot t \right) \quad (13)$$

$$\text{Fallstrecke} \quad s_F = \frac{m}{c} \left(v_s \cdot \frac{c}{m} \cdot t - \ln 2 \right) \quad (14)$$

$$\text{Fallzeit} \quad t_F = \left(s_F \cdot \frac{c}{m} + \ln 2 \right) \frac{m}{c \cdot v_s} \quad (15)$$

Die Untersuchungen wurden in der Böschungsgrube der BAW bei Wassertiefen bis rd. 4 m mit Fallkörpern unterschiedlicher Formen und Rohdichten durchgeführt.

4.1 Meßeinrichtung

Die Meßeinrichtung wurde so ausgelegt, daß mit ihr die Fallbewegung einzelner Fallkörper als Weg-Zeit-Diagramm punktweise ermittelt werden konnte. Hierzu wurden die Fallkörper unter Wasser aus verschiedenen Höhen fallen gelassen und die Zeit bis zum Aufschlag auf dem Grubenboden gemessen.

Die Meßstrecke von rd. 4 m ist in der Böschungsgrube (12x6x4m) eingerichtet worden. Der jeweilige Fallkörper wurde an einem dünnen Stahlseil aufgehängt, dessen Länge so verändert werden konnte, daß sich der Fallkörper vor dem Auslösen immer unter der Wasseroberfläche befand. Für die Änderung der Fallstrecke wurde das Stahlseil um jeweils 1 m lange Zwischenseile verlängert. Die Fallzeit wurde mit einem Zähler im Start-Stop-Verfahren gemessen, indem das Startsignal über eine Magnethalterung den Fall-

körper freigab und zugleich den Zähler startete. Auf dem Boden der Grube befand sich eine Stahlplatte 1,0 x 1,0 m, auf der ein Beschleunigungsaufnehmer den Aufprall des Fallkörpers erfaßte und mit einem Impuls den Zähler anhielt. Die Fallstrecke wurde jeweils dreimal um 1 m verkürzt, so daß für jedes Weg-Zeit-Diagramm vier Meßpunkte gewonnen wurden. Jeder Meßpunkt wurde aus jeweils mindestens fünf Einzelmessungen gewonnen.

Block - Schaltbild

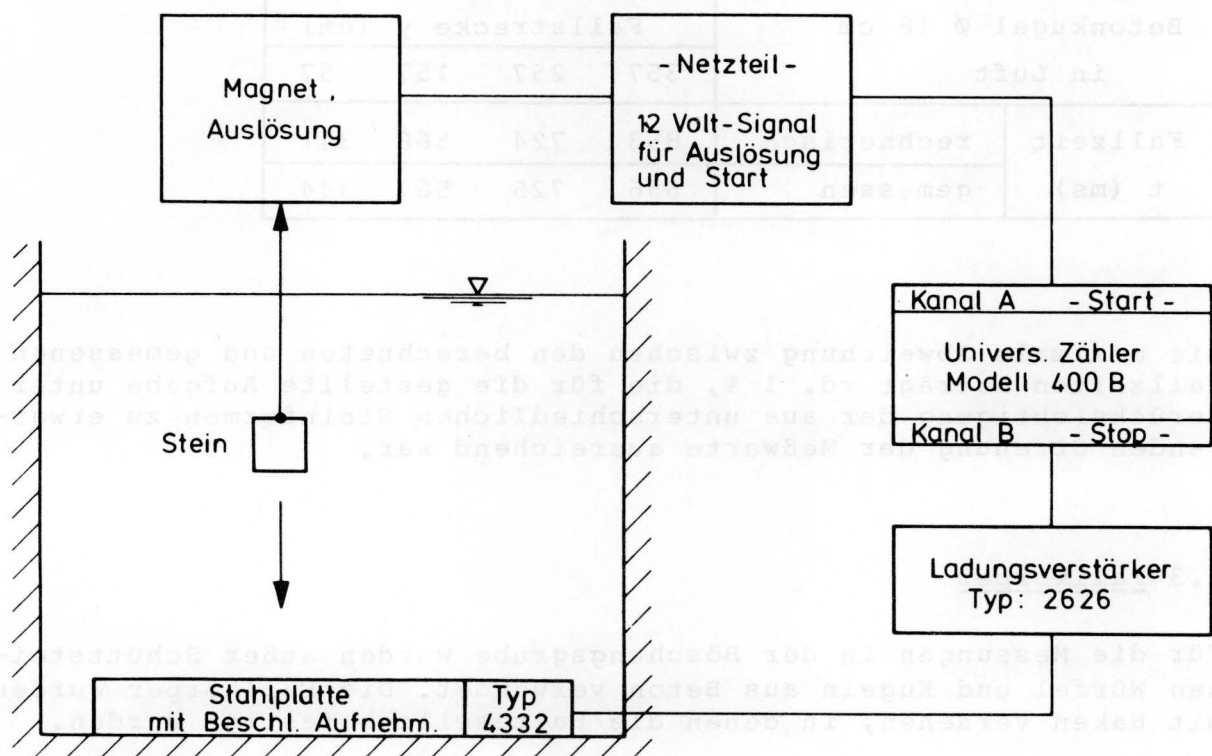


Bild 2 Meßeinrichtung

4.2 Test der Meßeinrichtung

Die Meßeinrichtung wurde außerhalb der Grube hinsichtlich der mit ihr zu erreichenden Meßgenauigkeit getestet, indem der freie Fall einer Betonkugel $\varnothing 16$ cm in Luft gemessen wurde. Bei Vernachlässigung des Strömungswiderstandes in Luft folgt aus der Gl. (8) die bekannte Weg-Zeit-Gleichung

$$y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2$$

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot y}{g}} \quad (16)$$

Bei Annahme von $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ergeben sich aus der Gl. (16) die in der Tabelle 2 aufgeführten Fallzeiten t , die mit den gemessenen verglichen werden.

Tabelle 2 Freier Fall in Luft (Test)

Betonkugel \varnothing 16 cm in Luft		Fallstrecke y (cm)			
		357	257	157	57
Fallzeit	rechnerisch	853	724	566	341
t (ms)	gemessen	856	725	567	344

Die maximale Abweichung zwischen den berechneten und gemessenen Fallzeiten beträgt rd. 1 %, die für die gestellte Aufgabe unter Berücksichtigung der aus unterschiedlichen Steinformen zu erwartenden Streuung der Meßwerte ausreichend war.

4.3 Fallkörper

Für die Messungen in der Böschungsgrube wurden außer Schüttsteinen Würfel und Kugeln aus Beton verwendet. Die Fallkörper wurden mit Haken versehen, in denen die Halteseile befestigt wurden.

Tabelle 3 Fallkörper

Nr.	Fallkörper Form	Rohdichte kg/dm^3	Größe D^+ cm	Masse kg
1	Stein	2,643	29	12,00
2	Kugel	2,297	22	12,08
3	Würfel	2,308	35	18,48
4	Stein	3,860	27	19,60
5	Stein	2,629	30	13,14
6	Stein	2,894	25	13,21
7	Stein	3,037	26	15,25
8	Kugel	2,300	16	5,10

⁺Steingröße D nach der Definition in /4/

Die Messungen wurden zunächst auf die in Tab. 3 angegebenen Fallkörper beschränkt.

5 Ergebnisse

Die in der Tab. 3 angegebenen Fallkörper wurden im August 1978 in der Versuchsgrube der BAW für Fallversuche eingesetzt. Die Wassertemperatur betrug bei allen Versuchen 17 bis 18°C.

5.1 Versuche

Die Fallkörper wurden entsprechend der in Ziff. 4.1 erläuterten Meßeinrichtung zuerst mit dem längsten Fallweg und durch schrittweises Verkürzen der Halteleine mit jeweils um 1 m kürzerem Fallweg ausgelöst. Bei jedem Fallweg wurden hintereinander mindestens 5 Versuche vorgenommen. Die dabei ermittelte Streuung der Fallzeiten war gering. In Bild 3 sind die Standardabweichungen der einzelnen Versuche zusammengestellt.

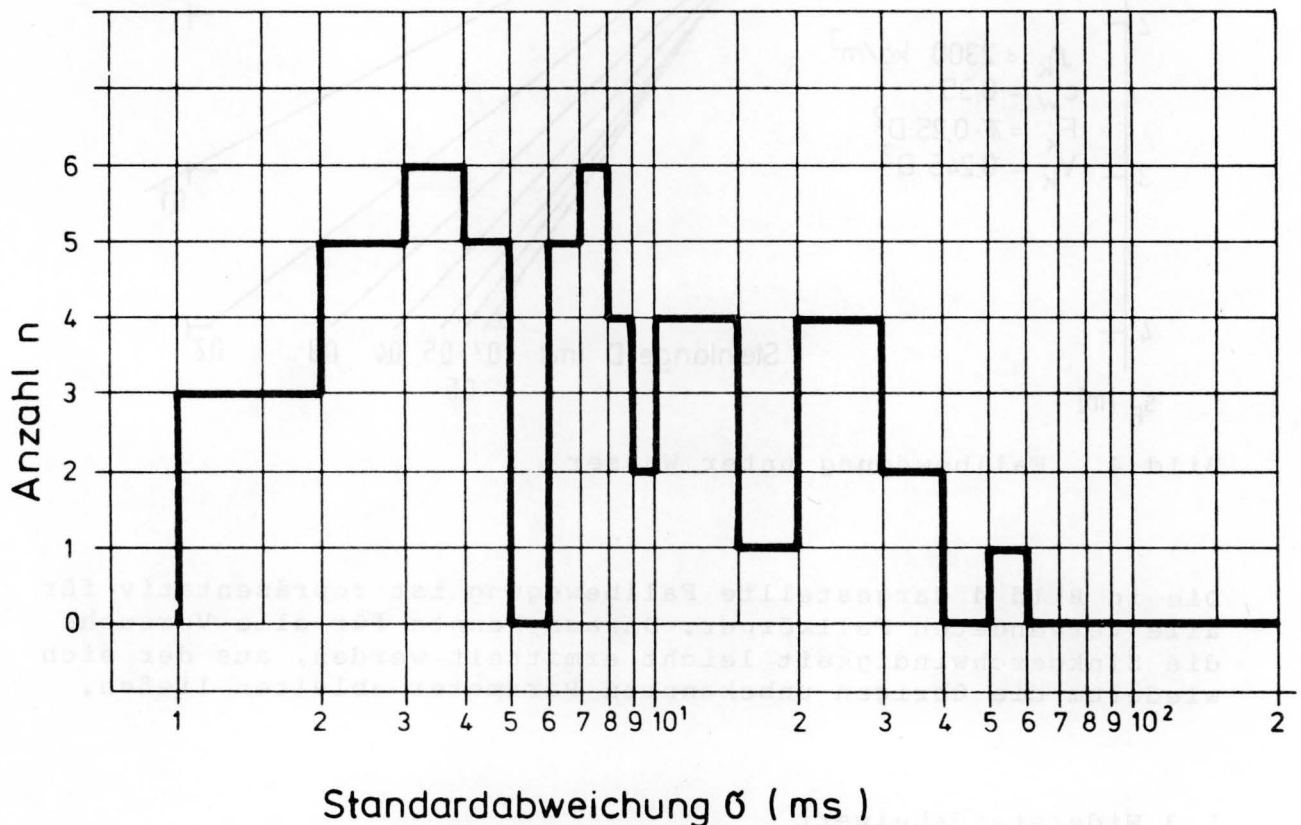


Bild 3 Standardabweichungen der Fallversuche

Bei klarem Wasser konnten die Bewegung und der Aufschlag von oben gut beobachtet werden. Es zeigte sich, daß mit Ausnahme der Betonkugel (Fallkörper Nr. 2) alle verwendeten Fallkörper geradlinig fielen und auf der 1 x 1 m großen Stahlplatte zentrisch auftrafen. Die Betonkugel fiel dagegen im oberen Teil der Fallstrecke zuerst geradlinig, änderte jedoch im unteren Teil plötzlich die Richtung und traf die Platte entweder am Rand oder landete weit außerhalb.

5.2 Fallbewegung

Die Fallbewegung der verwendeten Körper ergab bereits nach einer Fallstrecke von 1 bis 1,5 m eine gleichförmige Bewegung mit konstanter Geschwindigkeit.

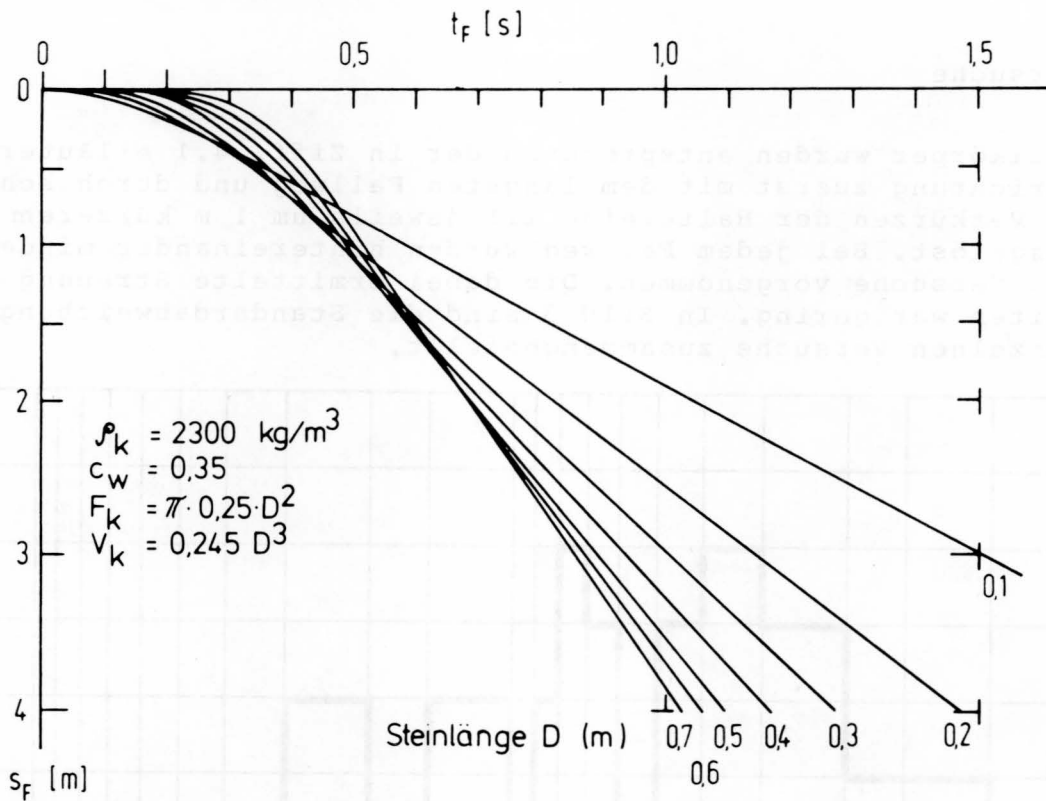


Bild 4 Fallbewegung unter Wasser

Die in Bild 4 dargestellte Fallbewegung ist repräsentativ für alle verwendeten Fallkörper. Daraus konnte für alle Versuche die Sinkgeschwindigkeit leicht ermittelt werden, aus der sich wiederum die übrigen unbekanntenen Parameter ableiten ließen.

5.3 Widerstandsbeiwert

Aus den Sinkgeschwindigkeiten v_s ($t = \infty$) ergeben sich aus den Gl. (10) und (11) die für die Fallkörper gültigen Widerstandsbeiwerte c_w :

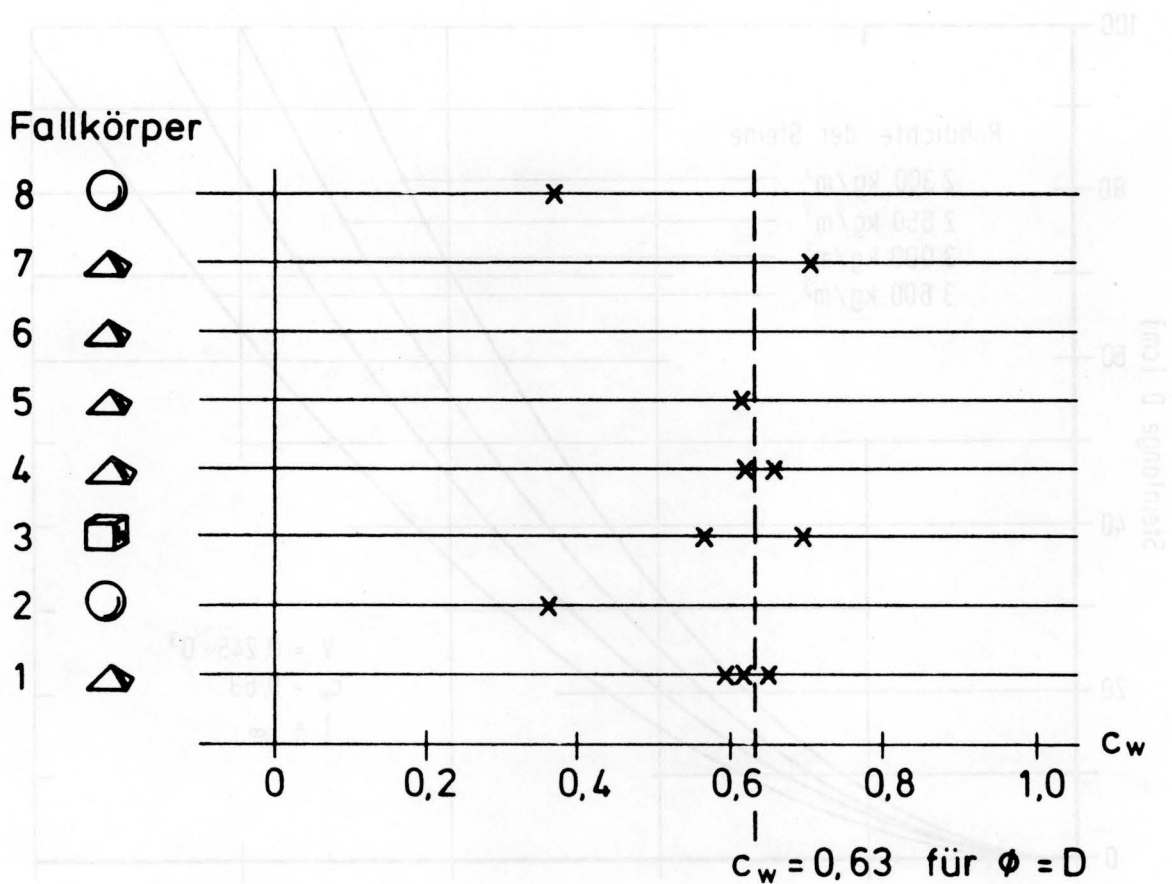


Bild 5 Widerstandsbeiwerte c_w

Die Widerstandsbeiwerte der beiden Kugeln betragen $c_w = 0,36$ und entsprechen damit dem bekannten Wert. Die Widerstandsbeiwerte der übrigen Fallkörper liegen bei Berücksichtigung der definierten Steinlänge D dicht beieinander:

$$V = 0,245 \cdot D^3$$

$$F_k = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$$

$$c_w = 0,63 \quad (17)$$

5.4 Sinkgeschwindigkeit

Aus den Ergebnissen können für die im Wasserbau üblichen Steinschüttungen und Steinlängen von 5 bis 45 cm die Sinkgeschwindigkeiten v_s berechnet werden. Für Trockenrohddichten von 2300 bis 3600 kg/m³ sind die Sinkgeschwindigkeiten v_s in Bild 6 dargestellt.

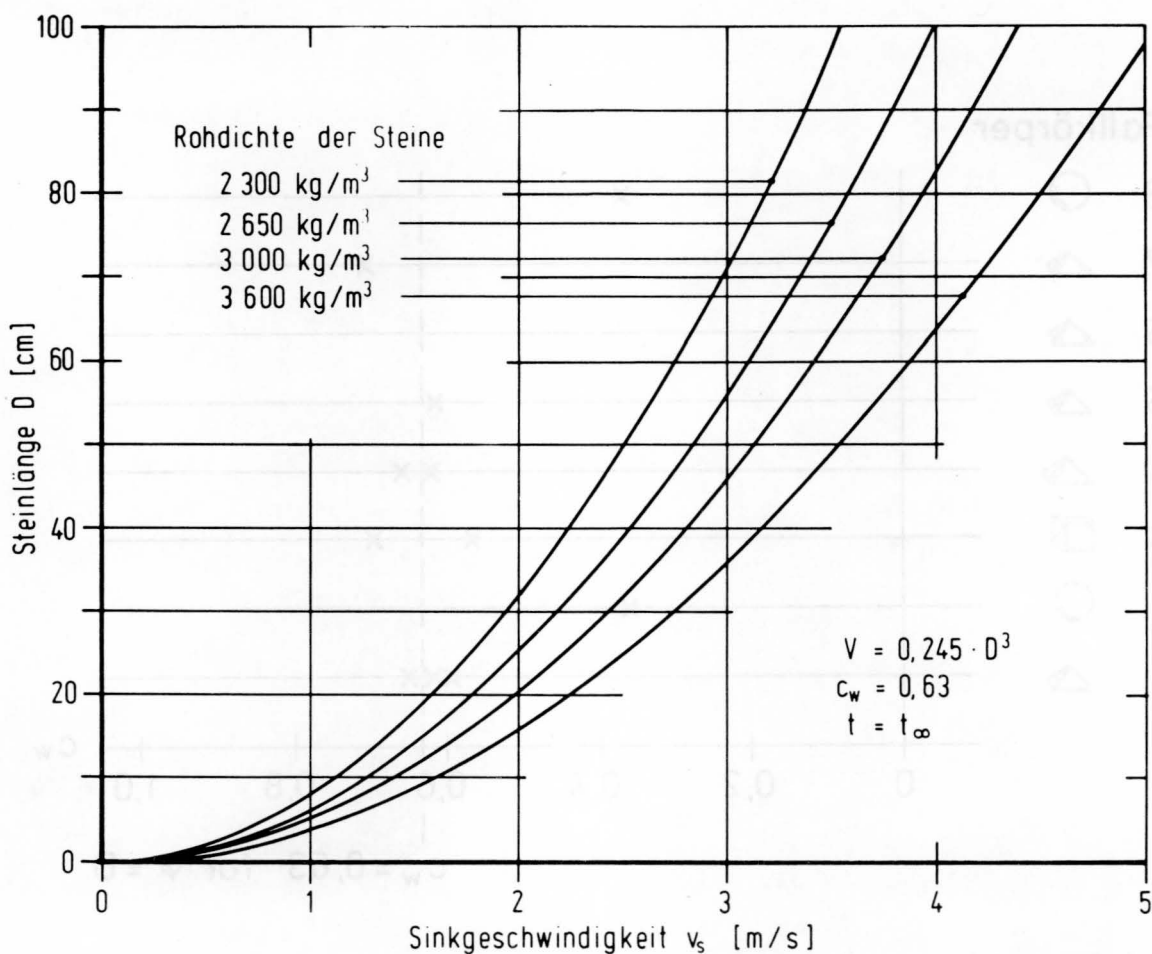


Bild 6 Sinkgeschwindigkeit v_s

Zur Beantwortung der Frage, nach welcher Fallstrecke die Fallbewegung gleichförmig ist, d.h. die Fallgeschwindigkeit v gleich der Sinkgeschwindigkeit v_s ist, ist in Bild 7 das Verhältnis v/v_s in Abhängigkeit von Steinlänge D und Trockenrohddichte ρ_k aufgetragen worden.

Die Grenztiefe für z.B. $v/v_s = 99\%$ wächst mit zunehmender Steinlänge und Rohddichte. Für den praktischen Gebrauch ist wichtig, daß selbst bei Steinen mit Längen von $D = 80$ cm und großer Rohddichte bereits nach einem Fallweg von 3,50 m 90 % der Sinkgeschwindigkeit erreicht wird.

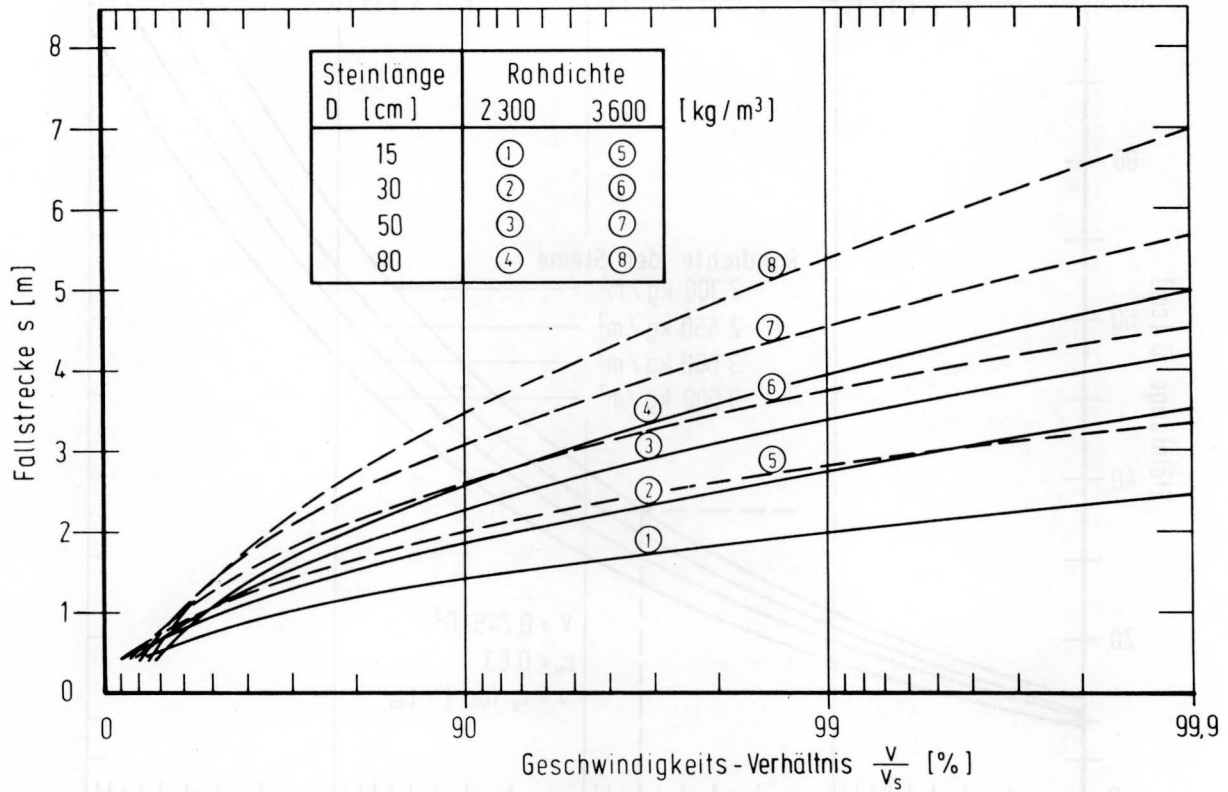


Bild 7 Verhältnis v/v_s

5.5 Fallenergie

Für den angenommenen Bewegungszustand $v = v_s$ werden mit den vorangegangenen Ermittlungen die Fallenergien in Abhängigkeit von Steinlänge D und Trockenrohddichte ρ_k berechnet und in Bild 8 angegeben.

In Bild 8 ist die bisher bei der Prüfung von geotextilen Filtern angesetzte Fallenergie von 60 Nm gekennzeichnet. Mit dieser Eignungsprüfung wird die Fallenergie von Steinen großer Rohdichte bis zu einer Steinlänge von 35 cm erfaßt. Größere Steine können dagegen je nach Rohdichte und Fallstrecke größere Belastungen verursachen, die jeweils gesondert anzusetzen sind. Andererseits können anhand des Diagramms auch erhebliche Belastungsminderungen bei kleinen Steinen ermittelt werden.

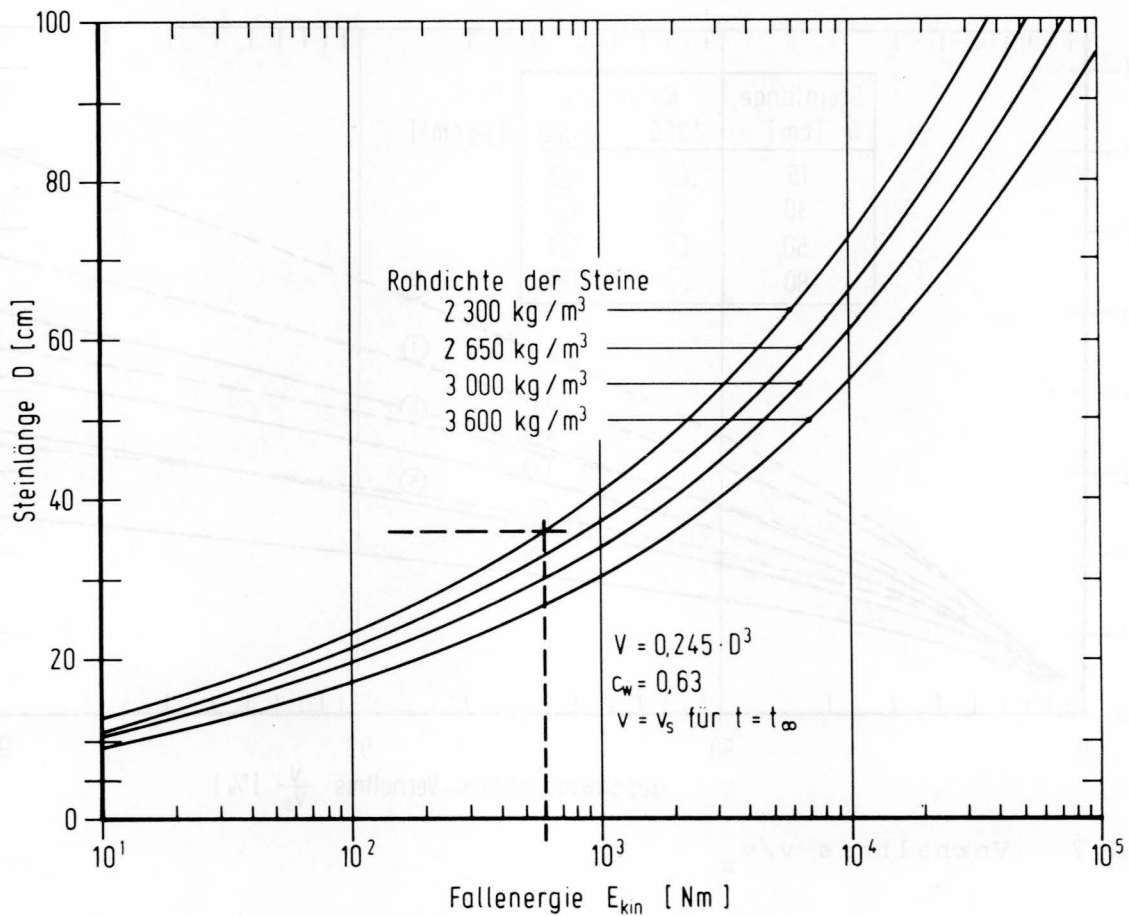


Bild 8 Fallenergie für $v = v_s$

5.6 Entmischung

Stabilität und Struktur von losen, ungebundenen Steinschüttungen werden außer durch Steingröße und Rohdichte ganz entscheidend von der Größenverteilung der Steine innerhalb der Schüttung bestimmt. Da die Fallbewegung einzelner verschieden großer Steine mit gleicher Rohdichte schon bei geringen Fallstrecken erhebliche Unterschiede zeigen, kommt der Entmischung von unter Wasser eingebrachten Steinschüttungen große Bedeutung zu. Die großen Steine eines unter Wasser ausgeschütteten Haufwerks eilen den kleineren Steinen voraus, treffen früher auf der Böschung oder Sohle auf und führen damit zu einer unbeabsichtigten Sortierung des Haufwerks: die großen Steine liegen unten, die kleinen Steine liegen obenauf. Eine derartig aufgebaute Schüttung ist sowohl als lose, ungebundene Schüttung als auch für das Einbringen einer Vergußmasse für Teil- oder Vollverguß ungeeignet.

Das Bild 9 zeigt anhand einer Schüttung von Steinen der Rohdichte 2650 kg/m³ die Fallbewegung zwischen 1 und 4 m Wassertiefe. Liegt die zu beschüttende Sohle in 4 m Tiefe, lassen sich die Wegdifferenzen der einzelnen Steingrößen nach Auftreffen des

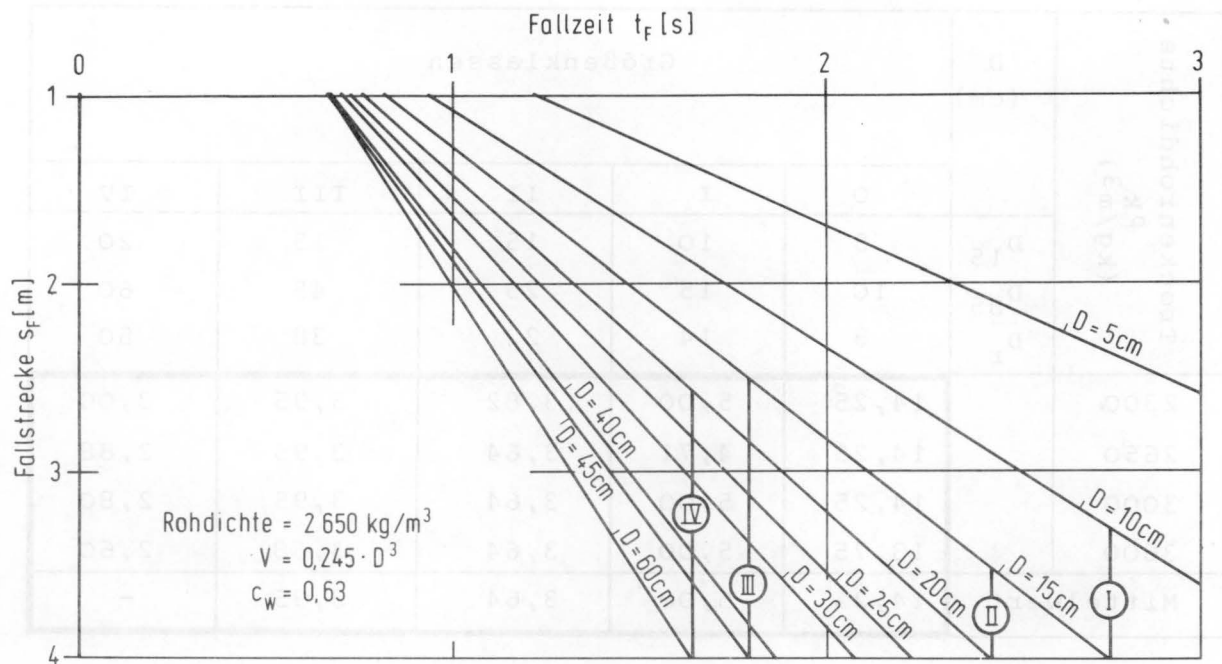


Bild 9 Entmischung einer Schüttung

größten Steins ermitteln. Die Wegdifferenz ist dabei in erster Linie abhängig von der Differenz der Steinlängen. Die Wegdifferenz vom größten und kleinsten Stein einer Schüttung ist ein Maß für die mögliche Entmischung. Zur weiteren Untersuchung werden aus den Größenklassen I bis IV - s. Ziffer 2 - die Wegdifferenzen der kennzeichnenden Steingrößen D_{15} und D_{85} als kleinste und größte Steine in Abhängigkeit von ihrer Rohdichte ermittelt und der repräsentativen Steingröße D_r gegenübergestellt, um daraus den dimensionslosen Entmischungsfaktor K_E zu erhalten.

$$\Delta_s = \text{Differenz der Fallwege von } D_{15} \text{ und } D_{85}$$

$$K_E = \frac{\Delta_s}{D_r} = \text{Entmischungsfaktor} \quad (18)$$

$$K_E = f(s_F, \rho, D_{15}, D_{85}) \quad (19)$$

In Anlehnung an die im Verkehrswasserbau üblichen größten Fallstrecken wird der Entmischungsfaktor K_E für eine Wassertiefe von 4 m ermittelt und in der Tab. 4 angegeben.

Tabelle 4 Entmischungsfaktor K_E bei 4 m Wassertiefe

Trockenrohddichte ρ_k (kg/m ³)	D (cm)	Größenklassen				
		0	I	II	III	IV
	D_{15}	5	10	15	15	20
D_{85}	10	15	25	45	60	
D_r	8	14	22	38	50	
2300		14,25	5,00	3,82	3,95	3,00
2650		14,25	4,71	3,64	3,95	2,88
3000		14,25	5,00	3,64	3,95	2,80
3600		13,75	5,00	3,64	3,68	2,60
Mittelwert		14,25	5,00	3,64	3,95	-

Entsprechend den getroffenen Vereinfachungen ändern sich die K_E -Werte innerhalb der hier berücksichtigten Steinlängen kaum mit der Rohddichte der Steine, so daß für die Größenklasse 0 bis III Mittelwerte angegeben werden können. Ab der Größenklasse IV stellt der geradlinige Verlauf der Fallkurve bis zur Wassertiefe von 4 m eine zu grobe Vereinfachung dar, so daß dort die Abhängigkeit von der Rohddichte zwar deutlich wird, aber dennoch gering bleibt. Daraus folgt, daß die Entmischung durch die Rohddichte des Steinmaterials nur wenig und für den praktischen Gebrauch unwesentlich beeinflusst wird, sondern in erster Linie von der Größenverteilung bestimmt wird. Der Entmischungsfaktor beträgt ferner ein Vielfaches der repräsentativen Steinlänge und der üblichen Schütthöhe ($d = 1,5 \cdot D_{100}$), so daß beim Schütten im freien Fall unter Wasser mit einer deutlichen Entmischung zu rechnen ist und alle Aufwendung bei der Herstellung einer gut abgestuften Mischung zunichte werden.

Eine derartige Entmischung kann durch folgende Maßnahmen verhindert bzw. gemindert werden:

- Schütten mit möglichst geringer Fallstrecke z.B. durch Verwendung von Greifern
- Schütten in mehreren Lagen, bei denen eine lagenweise Durchmischung bzw. ein Ausgleich der Entmischung eintritt
- Beim Schütten einer für einen späteren Teil- oder Vollverguß vorgesehenen Steinlage sollte der Ungleichförmigkeitsgrad U des Haufwerks gering sein
- Gleichzeitiges Schütten von großen Steinen geringer Rohddichte und kleinen Steinen großer Rohddichte.

6 Literatur

- /1/ Bundesminister : Technische Lieferbedingungen für
für Verkehr : Wasserbausteine.
Verkehrsblatt (1976) S. 549-551
- /2/ Eck, B. : Technische Strömungslehre ...
(7. Aufl.) Berlin 1966 S. 298-303
- /3/ Graf, W.H. : Hydraulics of Sediment-Transport.
Mc Graw Hill Comp. 1971, 513 S.
- /4/ Knieß, H.G. : Bemessung von Schüttstein-Deckwer-
ken im Verkehrswasserbau.
Mitt.-Bl.d.BAW (1977) Nr. 42
S. 39 - 70

Dipl.-Ing. W. W u l z i n g e r

SEDIMENTTRANSPORT UND SOHLAUSBILDUNG IM TIDEMODELL
DER ELBE MIT BEWEGLICHER SOHLE

Sediment Transport and Bed Formation in the Tidal
Model with Movable Bed

Inhaltsangabe

In dem hydraulischen Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle an der BAW, Abteilung Küste wurden vom Teilprojekt B2 "Sedimenttransport in Tideästuaren" des SFB 79 bei Langzeitversuchen der Sedimenttransport und die Entwicklung der Sohlformen an exemplarischen Ausschnitten analysiert. Hierfür wurden Fotoserien der morphologischen Entwicklung mit hydraulischen Messungen und Traceruntersuchungen verglichen.

Summary

Sediment transports and long term bed form developments were analysed in sample sections of the hydraulic Elbe River tidal model with movable bed by the Project B2 "Sediment Transport in Tidal Estuaries" of the SFB 79. Photo series of morphological development were compared with hydraulic measurements and tracer investigations.

I N H A L T

	Seite
1 Einleitung	61
2 Problemstellung	61
3 Allgemeines	61
3.1 Untersuchungen des Teilprojekts B2 des SFB 79 im Elbmodell mit beweglicher Sohle	61
3.2 Das Elbmodell mit beweglicher Sohle	62
3.3 Die Meßeinrichtungen	63
3.4 Langzeitversuche mit jährlicher und zwei- jährlicher Baggerung der Fahrrinne	64
3.5 Die vergleichenden Fotoaufnahmen im Modell	65
4 Beispiele der Untersuchungen	65
4.1 Medembereich	65
4.1.1 Fahrrinnennahes Gebiet	67
4.1.2 Fahrrinnenferne Gebiete	70
4.2 Kratzsandgebiet	76
4.3 Rinnensystem zwischen Klotzenloch und Kratzsand	78
5 Zusammenfassung	80
6 Literatur	81

1 Einleitung

Der Sedimenttransport in Ästuaren infolge von Tideströmungen ist volkswirtschaftlich von großer Bedeutung. Die Baggerungen zur Erhaltung und Verbesserung der Schifffahrtswege verursachen enorme Kosten. Eng verknüpft mit dem Sedimenttransport sind die Sohlformerscheinungen. Hydraulische Tidemodelle mit beweglicher Sohle sind bislang das verlässlichste Mittel zur Prognose morphologischer Entwicklungen. Die mathematischen Modelle haben in den letzten Jahren auf diesem Gebiet große Fortschritte erzielt. Die weitere Entwicklung des mathematischen Modells wird zeigen, welche Aufgaben es rationeller lösen kann als das hydraulische Tidemodell.

2 Problemstellung

Für die Baggerung und Verklappung von Sohlmaterial ist es wünschenswert, Kenntnisse über die Ursachen und Formen des Feststofftransportes an der Sohle zu haben. Darüber hinaus sind für die Schifffahrt die höchsten Erhebungen von Sohlkörpern in der Fahrrinne maßgebend. In der Natur weiß man von sehr stabilen Dünenstrecken; benachbarte Abschnitte der Fahrrinne können eine glatte Sohle aufweisen, ohne daß es hierfür bereits eine endgültige Erklärung gibt. Die anstehenden Bodenarten und eingetriebene Sedimente spielen dabei zweifellos eine wichtige Rolle. In einem hydraulischen Tidegroßmodell mit beweglicher Sohle können im allgemeinen weder unterschiedliche Bodenarten noch Schwebstoffe berücksichtigt werden. Dagegen bietet ein solches Modell gegenüber Untersuchungen in der Natur manche Vorteile wie Überschaubarkeit, direkte Beobachtung der Transportabläufe, Beeinflussbarkeit der Bedingungen, Gleichzeitigkeitsmessungen, beliebig häufige Wiederholungen von Transportvorgängen und schließlich auch die Möglichkeit, einen Versuch zu unterbrechen und das Erscheinungsbild der Sohle in seiner Gesamtheit zu betrachten und fotografisch festzuhalten.

3 Allgemeines

3.1 Untersuchungen des Teilprojekts B2 des SFB 79 im Elbemodell mit beweglicher Sohle

Das Teilprojekt B2 mit dem Thema "Sedimenttransport in Tideästuaren" und das Vorgängerprojekt, das auch mit B2 bezeichnet war, hatten die Möglichkeit, im Elbemodell mit beweglicher Sohle bei der Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Küste in Hamburg-

Rissen zur Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Sedimenttransport und Sohlformerscheinungen bei Auftragsversuchen Beobachtungen des Transportgeschehens zu machen und vergleichende Fotoserien aufzunehmen.

3.2 Das Elbemodell mit beweglicher Sohle

Die Theorie und Technik des Tidemodells mit beweglicher Sohle wurde im wesentlichen bei der Bundesanstalt für Wasserbau am Beispiel des Elbemodells entwickelt. Das Elbemodell mit beweglicher Sohle ist seit 1967 in Betrieb. Mit umfangreichen historischen Versuchen wurde der morphologische Zeitmaßstab bestimmt. Danach entsprechen rund 12,4 Stunden Versuchsdauer einem Naturjahr. Bild 1 zeigt den Teil des Modells, der mit einer beweglichen Sohle ausgestattet ist. Am linken Rand des Bildes befindet sich der Modelleinlauf mit der Steuerklappe. Die strichpunktierte Linie bei St. Margarethen am rechten Rand zeigt den Übergang zum Modellteil mit fester Sohle an. Das Elbeästuar ist bis zur Tidegrenze beim Wehr Geesthacht im Modell nachgebildet. Das Modell ist höhenverzerrt, die Maßstäbe sind 1:800 für die Längen und 1:100 für die Höhen.

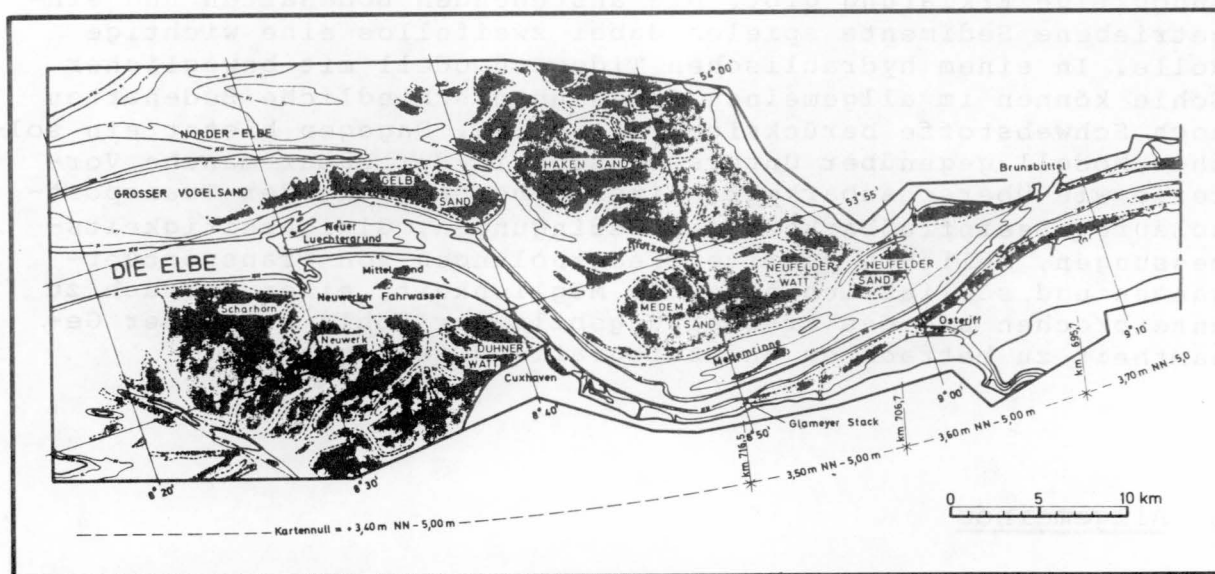


Bild 1 Das Tidemodell der Elbe, Modellteil mit beweglicher Sohle von der See bis St. Margarethen

Im Modellteil mit beweglicher Sohle liegt das Geschiebematerial auf einer stufenförmigen Betonschale auf. Es ist ein Polystyrol-Granulat mit einem Korndurchmesser von 1,5 - 2,0 mm und einer Dichte $\rho_s = 1050 \text{ kg/m}^3$. Die starke Mobilität des Geschiebes verlangt besondere, flächenhaft wirkende Füll- und Entleereinrichtungen. Die Sohle wird mittels nach den jeweiligen Kartenunterlagen angefertigten Blechprofilen eingeformt. Diese haben einen gegenseitigen Abstand von 1,25 m, d.i. 1 km in der Natur.

3.3 Die Meßeinrichtungen

Wasserstände werden in dem Elbmodell mit beweglicher Sohle mit vibrierenden Spitzentastern gemessen. In einer zentralen Meßstation werden die Meßwerte mit 6-Farben-Punktdruckern aufgezeichnet. Die Punktfolge beträgt 1 Sekunde. Es können auch Wasserspiegeldifferenzen im Maßstab 5:1 bzw. 10:1 registriert werden.

Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen werden mit kombinierten Strömungs-Richtungs-Meßgeräten, System Delft, gemessen. Es sind Mikroflügel mit Unterbrecherring; zur Registrierung der Strömungsrichtung haben die Geräte eine Richtungsfahne mit Nachfahrautomatik. Die Strömungsgeschwindigkeiten werden ebenso wie die auf Nord bezogenen Strömungsrichtungen mit den 6-Farben-Punktdruckern registriert.

Die Sohlprofile werden mit einem bei der Bundesanstalt für Wasserbau entwickelten System aufgenommen. Die Aufnahme erfolgt bei überstautem Modell auf optischem Weg von einem Meßfloß aus. Die Sohle wird längs der Profillinien vor Beginn des Versuchs, in Zwischenstadien und nach Versuchsende aufgezeichnet, wobei sich das Meßfloß mit konstanter Geschwindigkeit an einem gespannten Seil entlangzieht.

Um bessere Aussagen über die Bewegungsrichtung und -intensität des Sohlmaterials machen zu können, wurden bei einigen Versuchen radioaktive Tracer verwendet. Hierzu wird eine geringe, festgelegte Menge des Geschiebes mit elementarem Brom markiert und im Kernreaktor mit Neutronen bestrahlt. Dabei entsteht das radioaktive Isotop Brom 82 mit der Halbwertszeit von 36 Stunden. Das radioaktive Material wird in einer wasserlöslichen Plastikfolie in das Modell eingebracht. Nach 150 Tiden bzw. 114 Tiden bei dem Langzeitversuch mit zweijährlicher Baggerung wird die Umgebung des Einbringepunktes nach γ -Strahlen abgesehen. Dafür ist ein Szintillationszähler an einem verfahrbaren Ausleger auf der Bedienungsbrücke des Modells montiert. Man erhält ein Feld von Impulsraten, das noch auf einen einheitlichen Zeitpunkt korrigiert werden muß. Es werden Linien gleicher Strahlungsraten gezeichnet. Näherungsweise geben sie ein Bild der Sedimentverfrachtung wieder.

3.4 Langzeitversuche mit jährlicher und zweijährlicher Baggerung der Fahrrinne

Zwei Varianten eines Langzeitversuchs über 20 Naturjahre mit jährlicher bzw. zweijährlicher Baggerung der Fahrrinne bis zur Solltiefe von 13,5 m unter KN boten eine gute Möglichkeit, morphologische Entwicklungen im Modell mittels Fotoserien zu verfolgen. Bei der Variante 1 schlossen sich nach 10 Jahren mit jährlicher Baggerung zwei 5-Jahre-Zeiträume mit Zwischenbaggerung an. Bei Variante 2 wurde bis zum 20. Jahr alle zwei Jahre eine Zwischenbaggerung der Fahrrinne vorgenommen. Für jede Baggerung wurde das Modell vorsichtig entwässert. In den kurzen Zeiten, in denen das Modell trocken oder teilentleert war, konnten Fotoaufnahmen gemacht werden, soweit es der Versuchsbetrieb zuließ.

Bei den beiden Versuchsvarianten war die Morphologie nach Kartenunterlagen von 1975 mit Sonderpeilungen 1976 im Modell eingeformt. Es sollte festgestellt werden, "in welcher Größenordnung sich die Eintreibungen in die Fahrrinne zeitabhängig entwickeln, wenn Zwischenbaggerungen ausgeführt werden" (1978, Das Tideregime der Elbe, Elbmodell mit beweglicher Sohle, 12. Bericht). Die Varianten 1 und 2 sollten miteinander verglichen werden. Die Zwischenbaggerungen wurden in der Weise durchgeführt, daß Hilfsprofile mit dem Sollquerschnitt der Fahrrinne in das entwässerte Modell eingesetzt wurden und Sohlmaterial, das in den Sollquerschnitt hineinragte, von der Bedienungsbrücke aus abgebaggert wurde. Dieses Baggergut wurde ausgelitert. Daneben wurden aus den Sohlprofilen in der sonst üblichen Weise die erforderlichen Baggermengen bestimmt, nämlich durch Ausplanimetrieren der in den Sollquerschnitt hineinragenden Querschnittsflächen und Multiplizieren mit dem Abstand. Bei einigen der 2-Jahre-Laufzeiten der Variante 2 wurden Tracermessungen nach der beschriebenen Methode durchgeführt.

Normalerweise wird bei den Auftragsversuchen im Elbmodell mit beweglicher Sohle ein Zeitraum von 10 oder 15 Naturjahren ohne Zwischenbaggerung, jedoch mit Zwischenaufzeichnung der Sohlprofile nach 5 bzw. auch nach 10 Jahren, durchfahren. Bei derartigen Versuchen war es nur möglich, den Endzustand einer langen morphologischen Entwicklung im trockenen Modellzustand fotografisch festzuhalten. Solche Versuche haben den Vorteil, daß sich morphologische Veränderungen relativ ungestört vollziehen können, während das An- und Abschalten sowie das Entleeren und Füllen des Modells bei Zwischenbaggerungen die Gefahr ungewollter Sohlumbildungen in sich bergen. Andererseits sind größere Eintreibungen in die Fahrrinne über Jahre hinweg naturunähnlich, da die Solltiefe der Fahrrinne in der Natur stets gewährleistet sein muß.

3.5 Die vergleichenden Fotoaufnahmen im Modell

Die Fotoaufnahmen, von denen hier berichtet wird, wurden gemacht, um sie untereinander und mit den Messungen im Modell vergleichen zu können. Es sind Vergleichsfotos von weit über 100 genau fixierten Modellausschnitten, teilweise systematische, die Fläche abdeckende hallenparallele Aufnahmen von Rasterpunkten aus, teils auf besonders interessante Sohlabschnitte gerichtete Aufnahmen. Alle Bilder sind Schrägaufnahmen, die meisten von der Bedienungsbrücke aus bei höchster Brückenposition. Daneben wurden auch Nahaufnahmen von einzelnen Sohlkörpern, teilweise mit dazugehörigen Übersichtsbildern, gemacht. Bei den Nahaufnahmen wurde längs durch die Sohlkörper eine Plexiglas-scheibe mit Rastereinteilung in die Geschiebesohle eingedrückt.

Bei einigen wenigen Endzuständen von Versuchen konnte zur Orientierung und besseren Lokalisierung der Sohlformerscheinungen ein Rasternetz über dem Modell ausgespannt werden, das aus gespannten Schnüren und darangehängten Papierfähnchen gebildet wird.

4 Beispiele der Untersuchungen

Im folgenden werden Beispiele der Beobachtung und Analyse des Sedimenttransportes und der Entwicklung der Sohlformen erläutert.

4.1 Medembereich

Der Ausschnitt der Tiefenkarte von 1976 (Bild 2) zeigt den Medembereich mit den angrenzenden Gebieten. Die Beispiele aus dem Medembereich sind aus der Variante 2 des Langzeitversuchs, d.h. der Variante mit zweijährlicher Baggerung der Fahrrinne, ausgewählt, da bei diesem Versuch neben den hydraulischen Messungen bei den eingetragenen Meßpunkten Traceruntersuchungen durchgeführt wurden. Lediglich die Meßergebnisse zu den Punkten 7 und IK1 wurden bei anderen Versuchen gewonnen. In dem Lageplan sind die Ausbreitungsgebiete des radioaktiv markierten Materials mit den Linien gleicher Strahlungsraten eingetragen. Entsprechend dem zweijährlichen Baggerrhythmus sind die Ausbreitungsgebiete nach 114 Tiden im Modell dargestellt, während den Ausbreitungsgebieten bei den Meßpunkten 7 und IK1 150 Tiden Modell-Laufzeit zugrunde liegen.

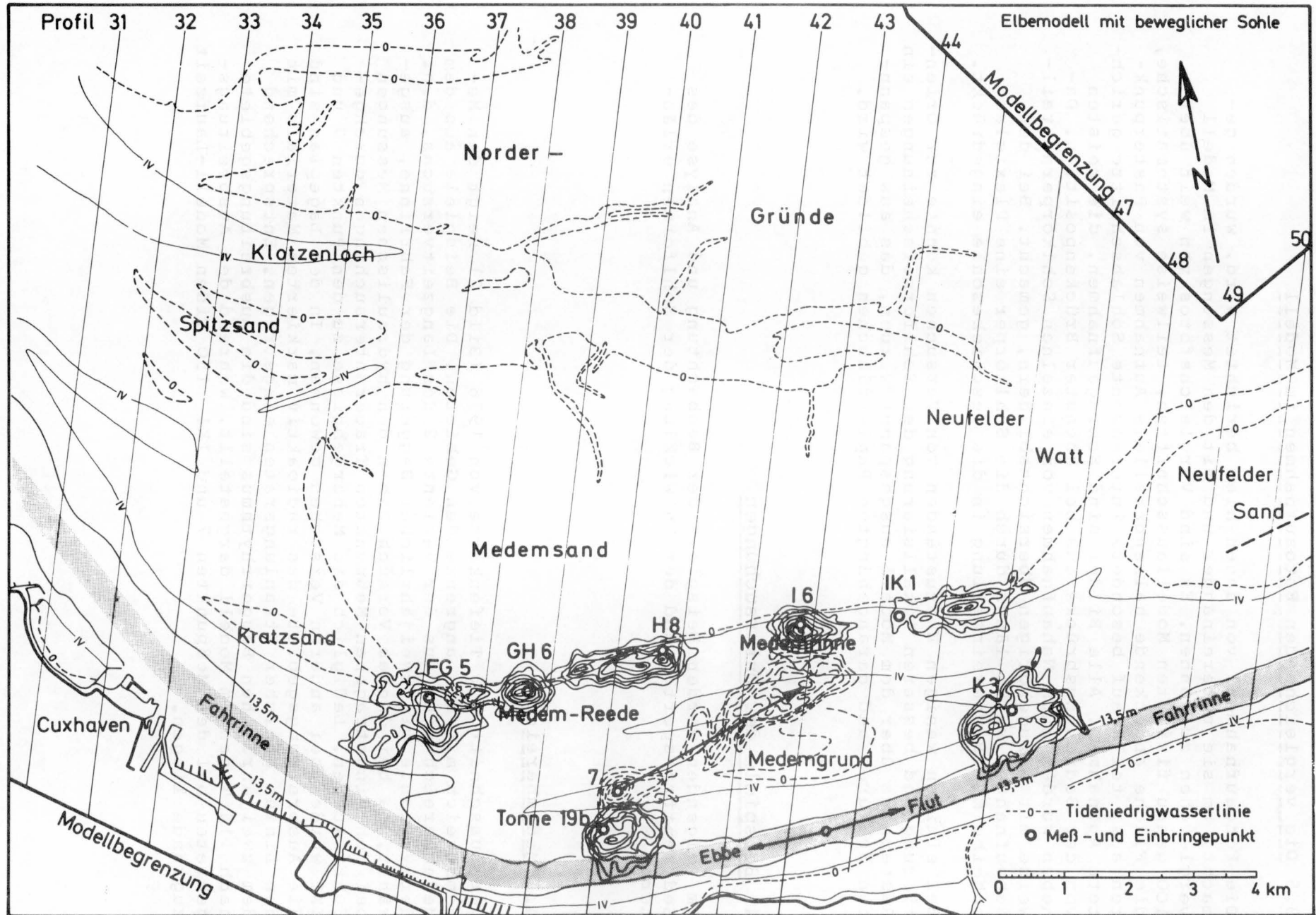


Bild 2 Tiefenkarte der Elbe 1976 mit Meßpunkten für hydraulische Messungen bzw. Einbringepunkten für radioaktive Tracer im Modell. Ausbreitungsgebiete nach 114 bzw. 150 Tiden mit Linien gleicher Strahlungsraten

4.1.1 Fahrrinnennahes Gebiet

Es wird zunächst der Meßpunkt Tonne 19b (vgl. Bild 2) betrachtet. Er liegt auf dem südlichen Hang des nach Cuxhaven hin abfallenden langgestreckten Rückens des Medemgrundes. Die im Modell durchgeführten Tracermessungen für diesen Meßpunkt zeigen, daß sich das Zentrum des markierten Materials zur Fahrrinne hin verlagert hat. Die Ausbreitung erfolgt wesentlich stärker nach oberstrom als nach unterstrom.

Das Ausbreitungsgebiet ist ungefähr kreisförmig. Die Linien gleicher Strahlungsraten sind stark zerklüftet und deuten möglicherweise auf eine unruhige Sohle mit großen Sohlkörpern hin. Der Versuch mit radioaktiv markiertem Material wurde zwischen dem 4. und 6. Jahr (Natur) durchgeführt.

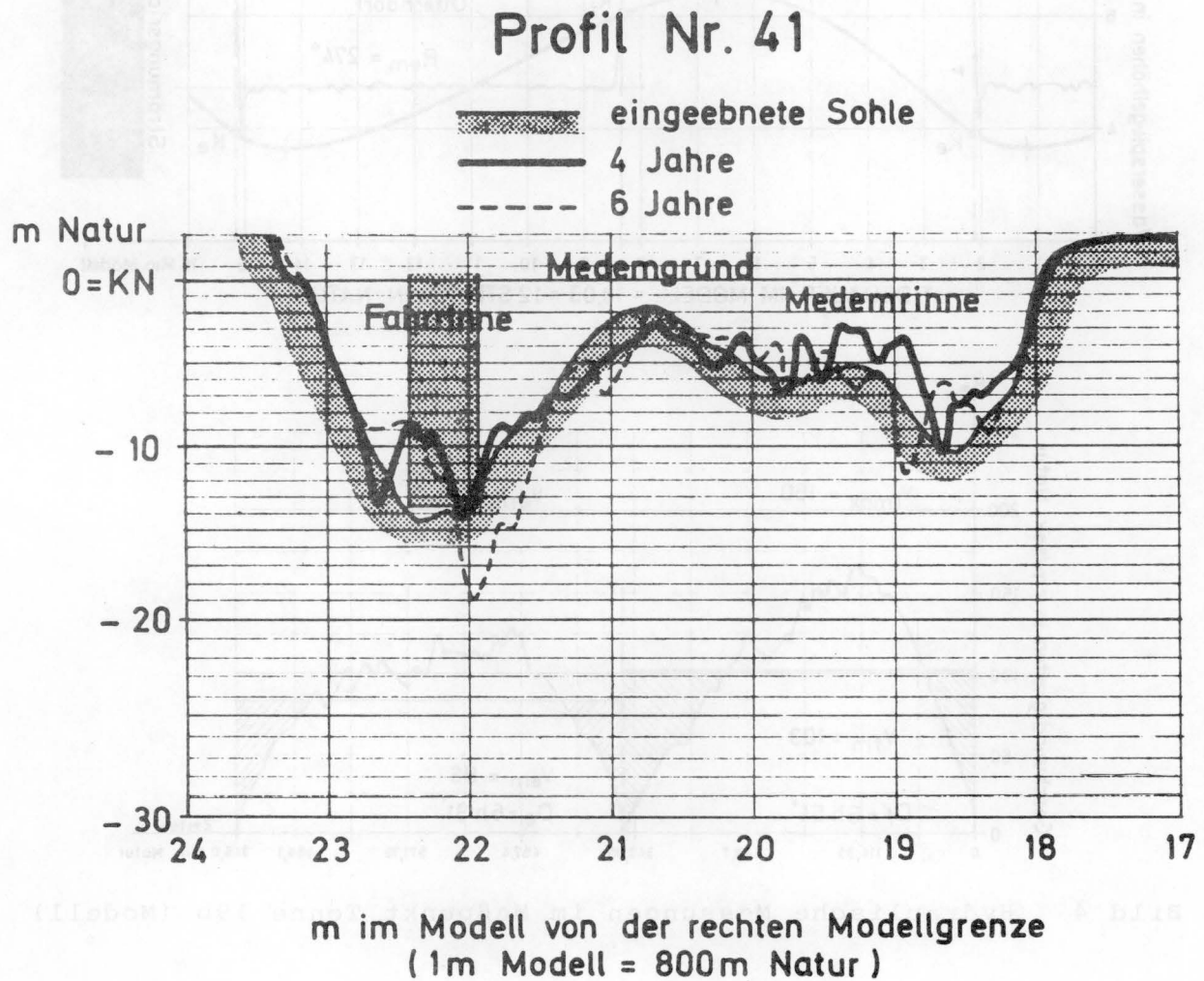


Bild 3 Sohlprofilaufzeichnungen im Profil 41 (Modell)

Die Sohlprofilschriebe im Profil 41 nach dem 4. und 6. Jahr (Bild 3) zeigen jeweils starke Eintreibungen in die Fahrrinne.

Die im Modell am Meßpunkt Tonne 19b ausgeführten hydraulischen Messungen sind in Bild 4 wiedergegeben.

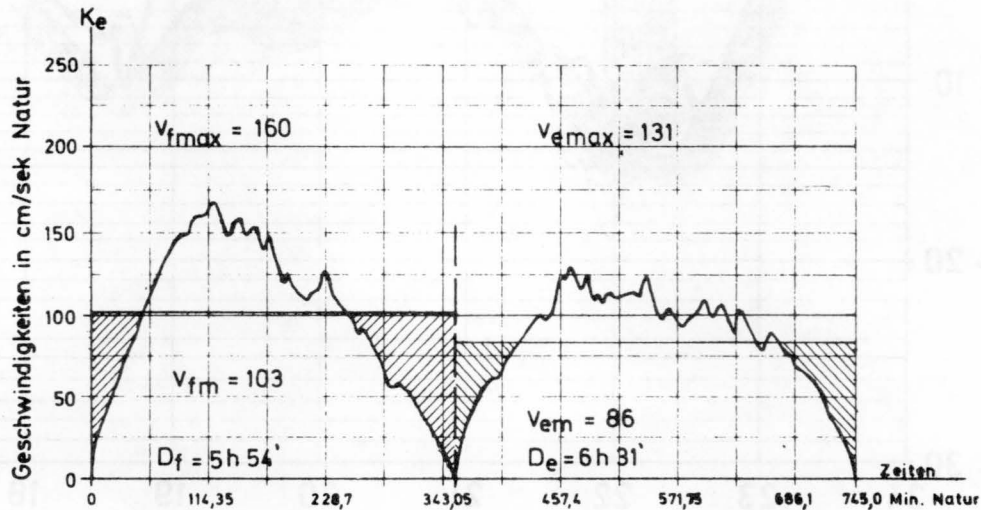
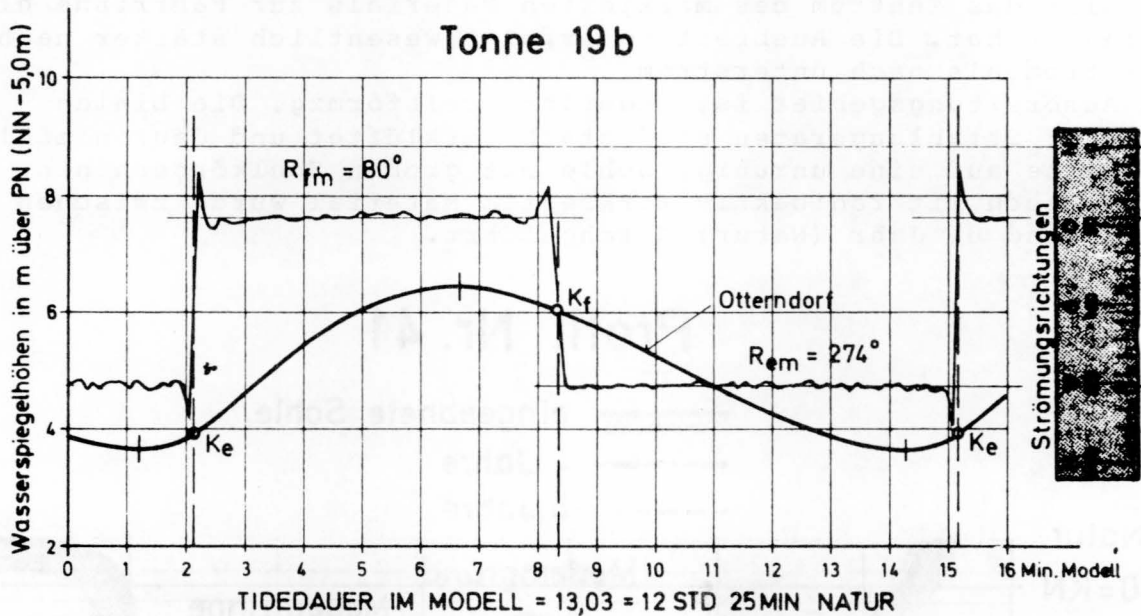


Bild 4 Hydraulische Messungen im Meßpunkt Tonne 19b (Modell)

Die Tidekurve des nächstgelegenen Pegels Otterndorf weist die typische verzernte Sinusform auf.

Die Strömungsrichtungen im Meßpunkt Tonne 19b bilden miteinander einen von 180° deutlich abweichenden Winkel. Der Flutstrom erreicht einen wesentlich höheren Wert als der Ebbstrom. Der Ebbstrom weist einen langgestreckten höheren Bereich auf. Die Maximalgeschwindigkeit liegt jeweils ungefähr im ersten Drittelpunkt. Nach den Strömungsmessungen ist eine geringe Wanderge-

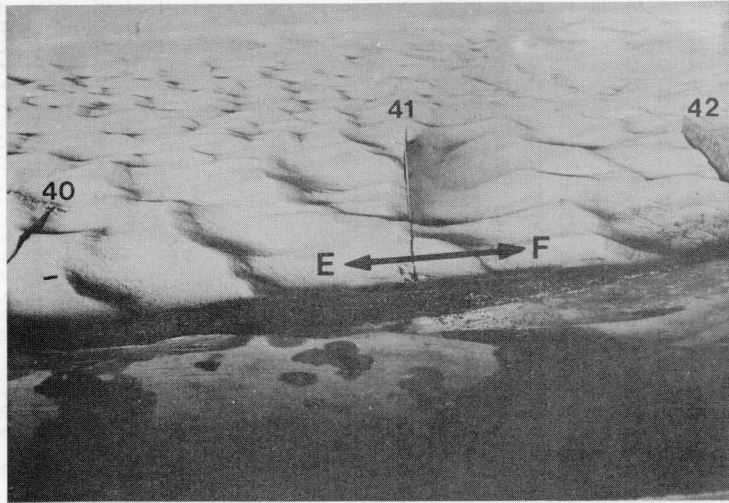


Bild 1 : 4 Jahre

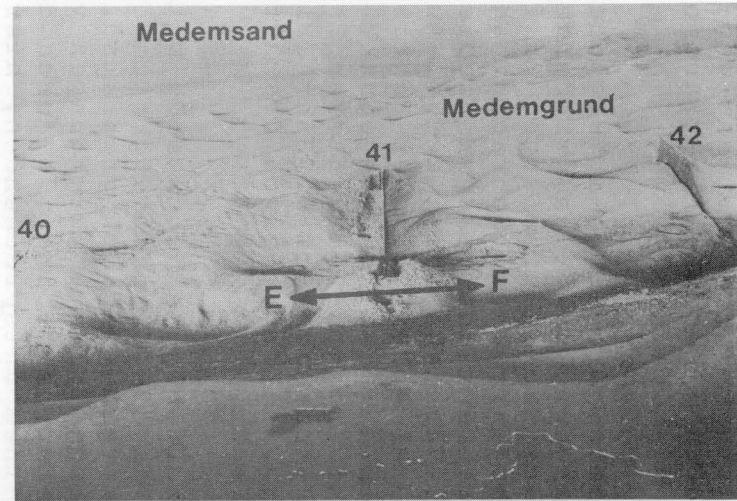


Bild 2 : 6 Jahre



Bild 3 : 6 Jahre

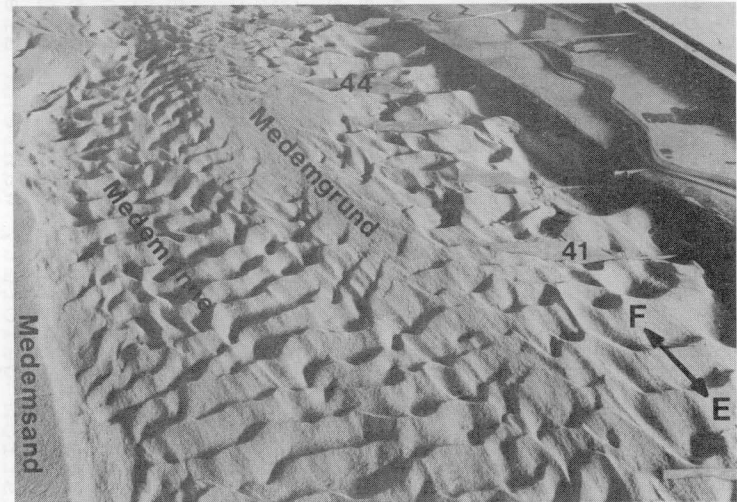


Bild 4 : 8 Jahre

Bild 5 Vergleichsfotoaufnahmen zum Meßpunkt Tonne 19b

schwindigkeit der Dünen nach oberstrom zu erwarten. Aus den Messungen der Strömungsrichtung und Strömungsgeschwindigkeit wurde der Reststromvektor bestimmt. Er weist von der Fahrrinne weg; die Traceruntersuchungen zeigten jedoch einen Materialtransport zur Fahrrinne hin an.

In Bild 5 sind einige der Fotoaufnahmen, die für den Vergleich mit den hydraulischen Messungen herangezogen werden, wiedergegeben. Oben werden Seitenansichten des Gebietes zwischen Profil 40 bis 42 nach dem 4. und 6. Versuchsjahr, unten Schrägaufnahmen von der Meßbrücke aus auf den Großraum des Tracermeßgebietes bei Tonne 19b nach dem 6. und 8. Versuchsjahr gezeigt. Auf den Bildern 5a und 5b sieht man die zum Ausbaggern der Fahrrinne eingesetzten Hilfsprofilbleche 40 bis 42; der Einbringepunkt des radioaktiven Materials liegt ein wenig rechts vom hinteren Ende des Hilfsprofilbleches 40. Bei den Fotos nach dem 6. Jahr (Bilder 5b und 5c) sind die Konturen der Sohlkörper durch das Aufsetzen der Sonde im Suchgebiet verwischt.

Bei den Dünen im Bereich der Hilfsprofilbleche haben sich keine durchgehenden Käme ausgebildet, da die Geschwindigkeits- und Höhenunterschiede quer zur Fahrrinne vermutlich zu groß sind. Ein weiterer Grund dürften die unterschiedlichen Richtungen von Flut- und Ebbstrom sein. Die Dünen sind bei Tonne 19b durch den Flutstrom geformt, während sie auf einem entsprechenden, hier nicht gezeigten Foto eines Versuchsabschnittes, nach dem das Modell ausnahmsweise statt bei Thw bei Tnw abgestellt worden ist, nicht so stark durch den Ebbstrom geprägt sind. Das stimmt mit den Messungen überein.

Bei den Bildern 5c und 5d erkennt man das Glameyer Stack, an dem die Fahrrinne unmittelbar vorbeiführt. An dem Stack hat sich eine tiefe Auskolkung gebildet. Nach dem 6. Jahr schneidet das Hilfsprofil 41 tief in einen Sohlkörperkamm ein, was in der Sohlprofilzeichnung als "Eintreibung" registriert wird. Auf den Bildern 5c und 5d ist die langgezogene Bank, die sich bis zur höchsten Stelle des Medemgrundes bei Profil 44 hinaufzieht, zu erkennen. Zwischen dem 6. und 8. Jahr hat sich die Bank weiter geglättet. Bei dem Bild nach dem 8. Versuchsjahr (Bild 5d), das weiter nach links verschwenkt ist, bilden die scharfe Kante des Medemsandes und die formenreich gestaltete Medemrinne den linken Bildabschluß.

4.1.2 Fahrrinnenferne Gebiete

Vom Einbringepunkt 7, der nur etwa 600 m, d.h. 75 cm im Modell, vom Meßpunkt Tonne 19b zur Medemrinne hin liegt, wurde bei einer anderen Versuchsreihe radioaktiv markiertes Material schräg über die obengenannte, langgestreckte Bank bis nahe an das Profil 44 (d.h. über ca. 4 Profildistanzen!) befördert. Die Materialausbreitung nach 150 Tiden ist in Bild 2 (Tiefenkarte) gestrichelt dargestellt. In einem Zwischengebiet wurde kein markiertes Material gefunden. Ein Schwerpunkt blieb an der Einbringestelle,

ein zweiter Schwerpunkt hat sich bei Profil 43 am südlichen Rand der Medemrinne gebildet. Es hat den Anschein, daß derartige Materialverfrachtungen ohne bleibende Verbindung zwischen Einbringepunkt und Sedimentationsgebiet nur beim Auftreten glatter Bänke in Verbindung mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten möglich sind.

Hart an der Kante des Medemsandes liegt unterhalb von Profil 41 der Meßpunkt H8. Wie aus der Übersichtskarte (Bild 2) zu ersehen ist, ist dieses Gebiet für eine kräftige Flutströmung kaum zugänglich. Dementsprechend breitet sich das radioaktiv markierte Sohlmaterial in Ebbstromrichtung aus. Auch beim Meßpunkt GH6 ist diese Tendenz festzustellen.

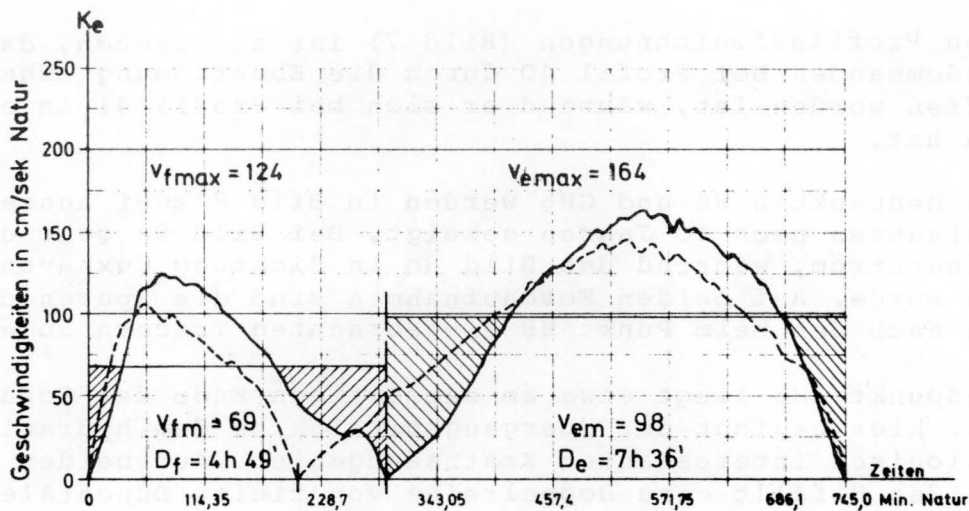
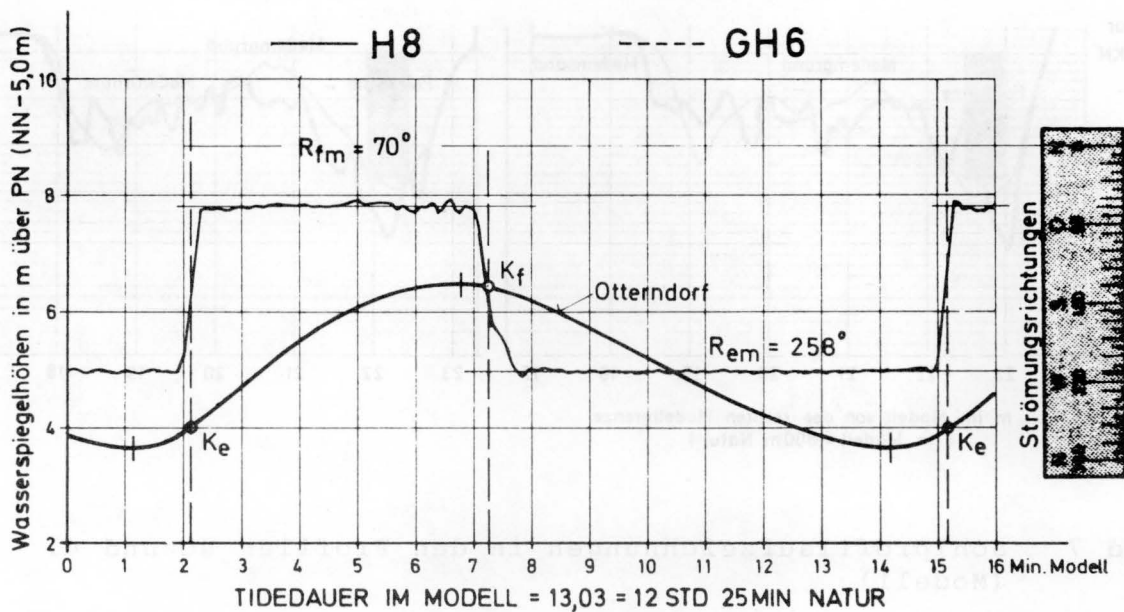


Bild 6 Hydraulische Messungen im Meßpunkt H8 (Modell)

Die Darstellung der im Modell gemessenen hydraulischen Daten für Punkt H8 (Bild 6) - durchgezogene Linien - zeigt, daß der Flutstrom an Stärke und Dauer weit hinter dem Ebbstrom zurückbleibt. Das Ausklingen des Flutstroms mit niedriger Geschwindigkeit fällt bei dem Meßpunkt GH6 - gestrichelt eingezeichnet - fort. Die Kenterung des Flutstroms erfolgt dort bemerkenswerterweise vor dem Thw, während die Kenterung beim Meßpunkt H8 noch nach dem Tidehochwasser einsetzt.

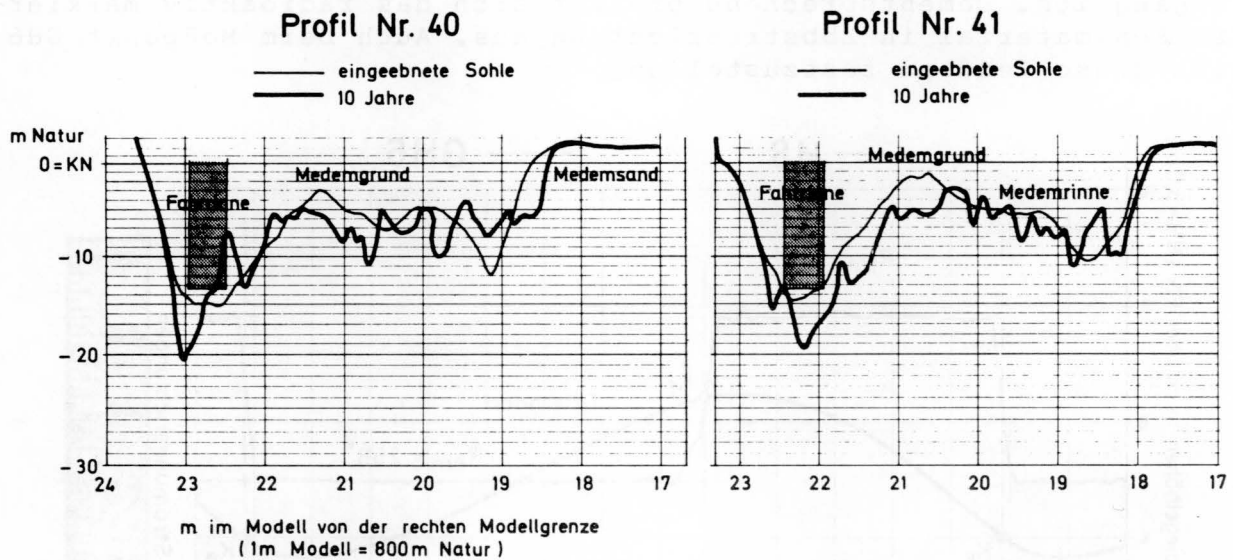


Bild 7 Sohlprofilaufzeichnungen in den Profilen 40 und 41 (Modell)

Aus den Profilaufzeichnungen (Bild 7) ist zu ersehen, daß der Rand des Medemsandes bei Profil 40 durch die Ebbströmung erheblich angegriffen worden ist, während er sich bei Profil 41 in etwa gehalten hat.

Zu den Meßpunkten H8 und GH6 werden in Bild 8 zwei ausgewählte Fotoaufnahmen nach 10 Jahren gezeigt. Bei Bild 8a geht der Blick nach oberstrom, während das Bild 8b in Richtung Cuxhaven aufgenommen wurde. Auf beiden Fotoaufnahmen sind die Spuren der Sondierungen nach den beim Punkt H8 eingebrachten Tracern zu erkennen.

Der Meßpunkt GH6 liegt etwa am seeseitigen Ende der Sondierungsspuren; hier beginnt der Übergangsbereich zu dem hydraulisch und morphologisch interessanten Kratzsandgebiet. Auf beiden Fotos des Bildes 8 fällt eine Doppelreihe von tiefen Dünentälern auf. Möglicherweise deuten sie auf strahlenförmige Geschwindigkeitskonzentrationen hin, die bei der Reflexion des Flutstroms an dem stark befestigten Ufer oberhalb von Cuxhaven entstanden sein könnten. Oberhalb von Profil 41 wurde die Kante des Medemsandes bzw. des Neufelder Watts von den schräg auftreffenden Flut- und Ebbströmen angegriffen.



Bild 8a 10 Jahre



Bild 8b 10 Jahre

Bild 8 Vergleichsfotoaufnahmen zu den Meßpunkten H8 und GH6

Auf der Fotoaufnahme vom oberen Teil der Medemrinne (Bild 9) ist an der Form der Dünen am Sand- bzw. Wattrand der nach oberstrom hin stärker werdende Einfluß des Flutstroms abzulesen. Vorne links im Bild sind typische Tidedünen mit breiten Tälern und schmalen Kammereichen zu erkennen. Hier liegt der Meßpunkt I6.

Wie die hydraulischen Messungen für den Punkt I6 (Bild 10) zeigen, hat der Flutstrom hier schon denselben Maximalwert, aber noch nicht denselben Mittelwert erreicht wie der Ebbstrom.

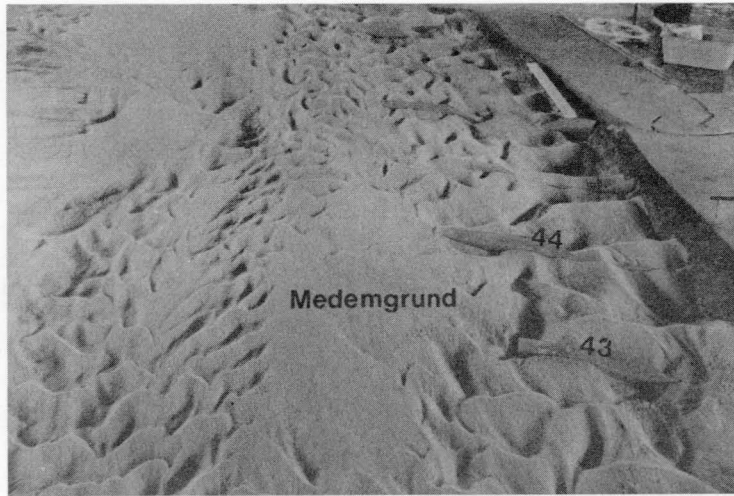


Bild 9 Vergleichsfotoaufnahme vom oberen Teil der Medemrinne (10 Jahre)

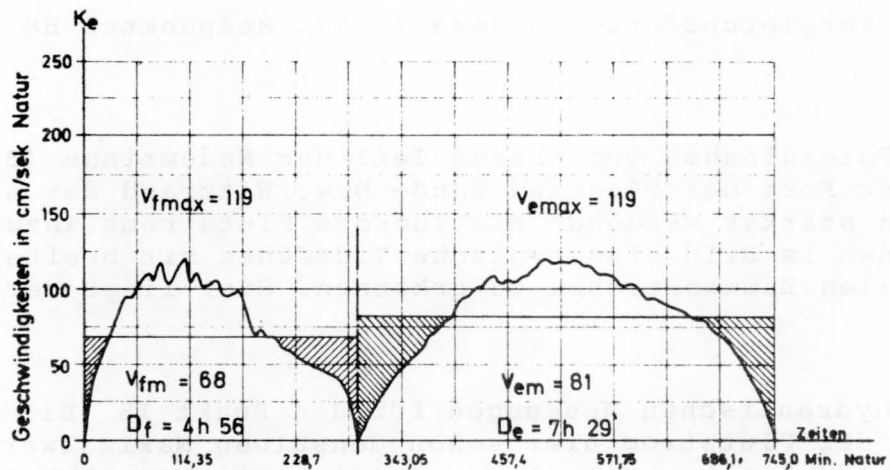
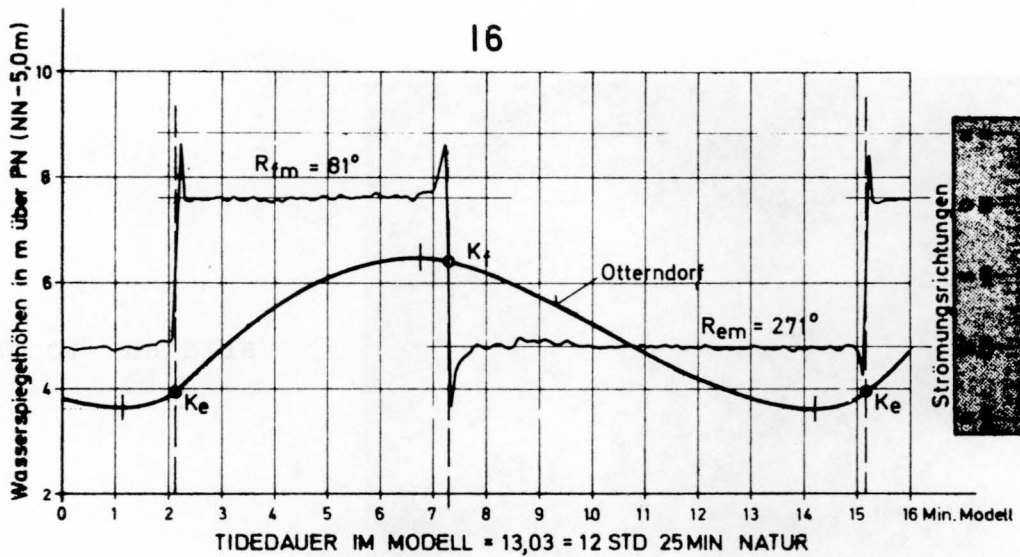


Bild 10 Hydraulische Messungen im Meßpunkt I6 (Modell)

Eineinhalb Profile weiter nach oberstrom, beim Meßpunkt IK1 (Bild 11), ist das Verhältnis der Maximalgeschwindigkeiten nach den Messungen im Modell 3:2.

Die Ausbreitungsgebiete der radioaktiven Tracer auf dem Übersichtsplan (Bild 2) weisen für I6 etwa ausgeglichene Verhältnisse aus, entgegen den hydraulischen Messungen, mit einer leichten Tendenz nach oberstrom. Das bei IK1 eingebrachte Material hat sich bis auf geringe Spuren in Flutstromrichtung verlagert. Hier hat sich offensichtlich die Größe der Flutstromgeschwindigkeit wesentlich stärker ausgewirkt als die Dauer der Ebbstromgeschwindigkeit.

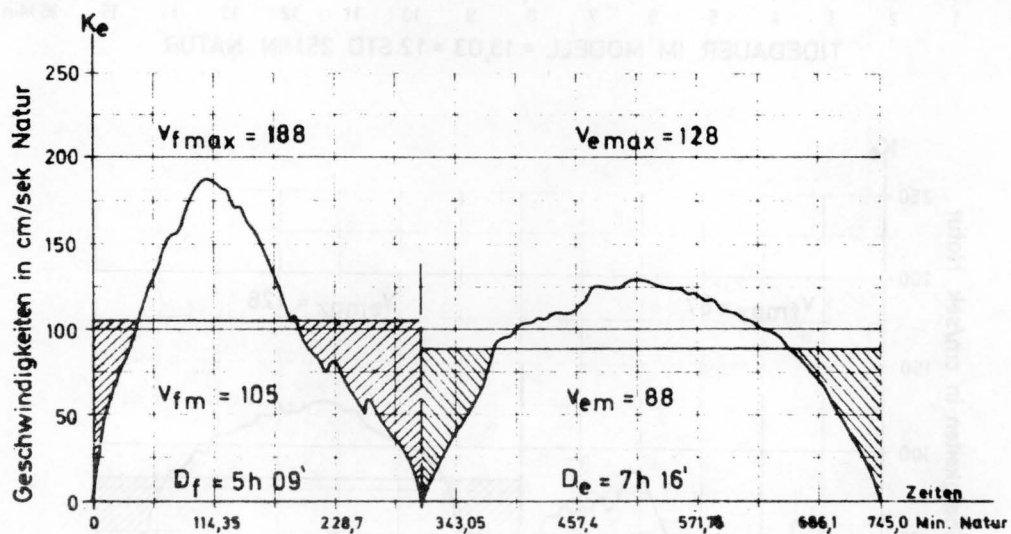
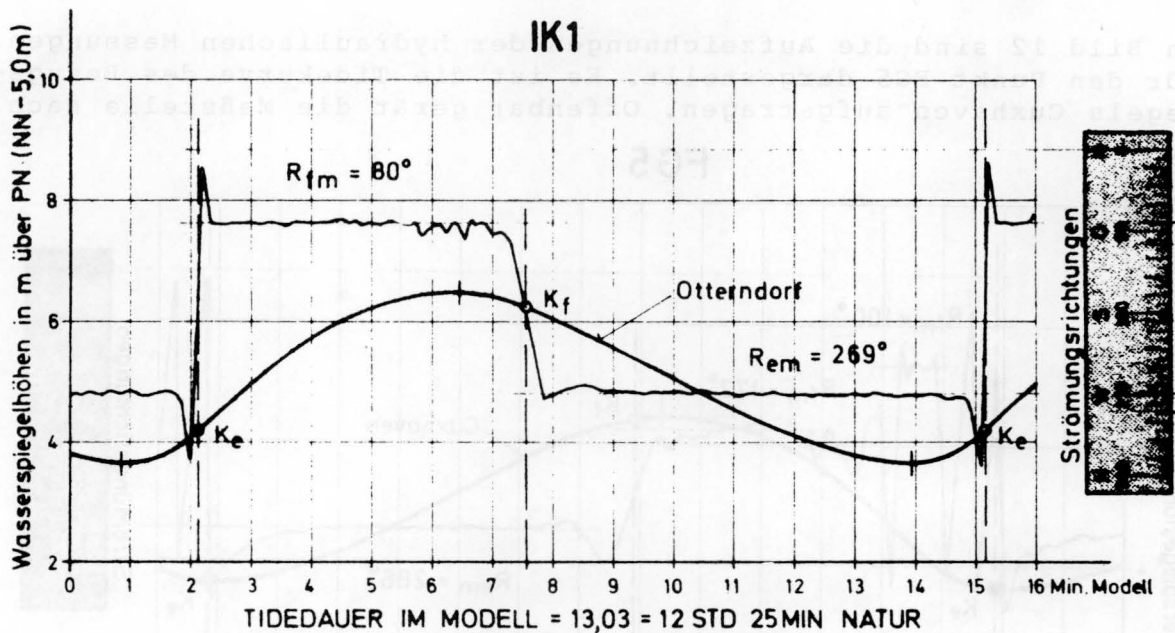


Bild 11 Hydraulische Messungen im Meßpunkt IK1 (Modell)

4.2 Kratzsandgebiet

Es wurde bereits der Kratzsand erwähnt. Er ragt nur wenig über KN hinaus (s. Bild 2). Wegen seiner besonderen Lage an einer Einschnürungsstelle des tiefen Wassers und seiner Funktion im Elbästuar ist er, wie in der Natur, im Modell starken Veränderungen unterworfen. Der Flutstrom nimmt in der zweiten Hälfte der Flutstromdauer seinen Weg über das Kratzsandgebiet etwa parallel zur Fahrrinne, während der Ebbstrom aus der Medemrinne bzw. der Medem-Reede in Verlängerung der Medemsandkante verläuft. Beim Meßpunkt FG5 bilden Flut- und Ebbstrom miteinander einen Winkel von 114° .

In Bild 12 sind die Aufzeichnungen der hydraulischen Messungen für den Punkt FG5 dargestellt. Es ist die Tidekurve des Bezugspegels Cuxhaven aufgetragen. Offenbar gerät die Meßstelle nach

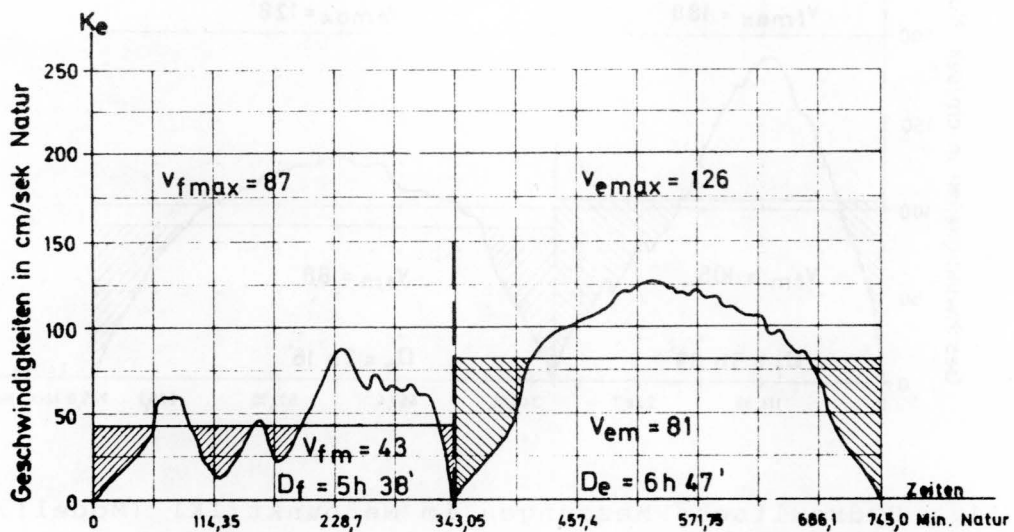
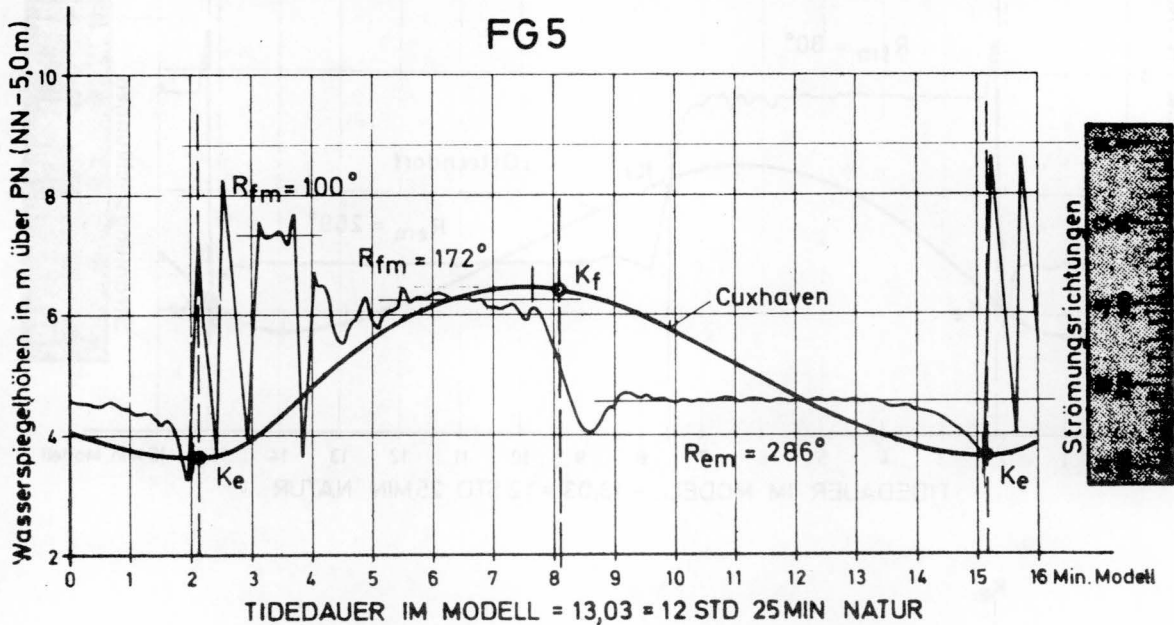


Bild 12 Hydraulische Messungen im Meßpunkt FG5 (Modell)

der Kenterung des Ebbstroms, die unmittelbar nach T_{nw} erfolgt, in den Einfluß einer Walze, die ihre Lage ständig ändert; zwischenzeitlich verläuft die Flutströmung parallel zur Verlängerung der Medemsandkante. Allmählich pendelt sich eine Flutströmung ein, deren Richtung etwa der westlichen Kante des Medemsandes entspricht, d.h. die Strömung erfolgt über das Kratzsandgebiet. Dementsprechend weist die Flutstromgeschwindigkeit starke Schwankungen auf und erreicht bei weitem nicht die Grösse der Ebbstromgeschwindigkeit.

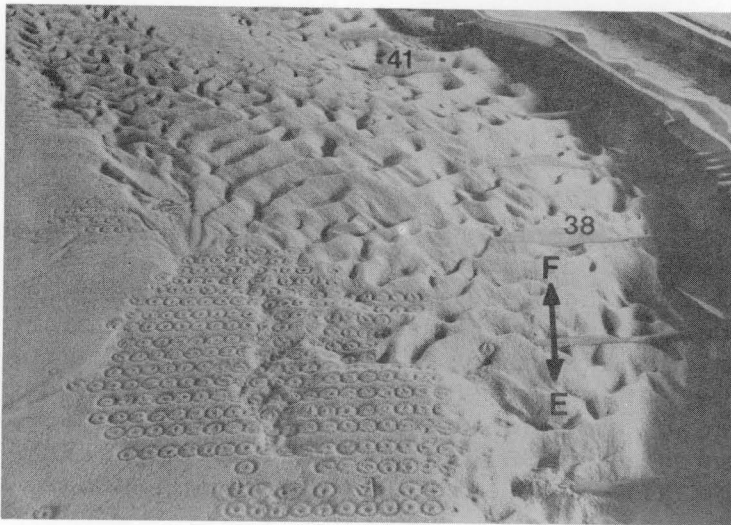


Bild 13a 18 Jahre

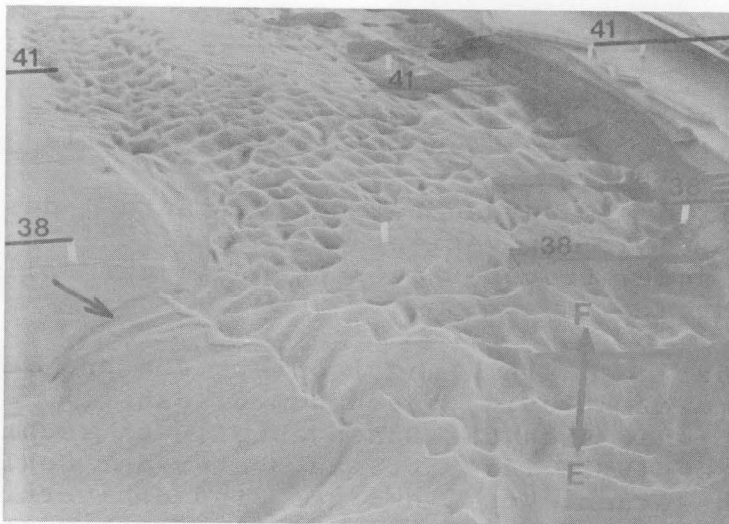


Bild 13b 20 Jahre

Bild 13 Vergleichsfotoaufnahmen zum Kratzsandgebiet

Bild 13a zeigt die Spuren der Tracersondierungen beim Meßpunkt FG5 nach 18 Versuchsjahren. Bild 13b stellt den Zustand des Gebietes nach 20 Versuchsjahren dar. Zur besseren Orientierung und zum Auswerten der Fotos sind bei diesem Endzustand des Versuchs Schnüre mit Positionsfahnen über das Modell gespannt. Links unten auf den beiden Fotos sind die Bankbildungen am binnenseitigen Ende des Kratzsandes, rechts die tiefe Fahrrinne vor dem niedersächsischen Ufer mit den Hilfsprofilblechen zum Ausbaggern der Fahrrinne zu sehen. Der linke Bildrand schneidet durch den Medemsand. Die Medem-Reede bzw. die Medemrinne mit der glatten Ebbrinne schließen sich nach rechts an.

Der Bogen der Rinne (s. Pfeil), die den Abschluß der Bank zum Medemsand hin bildet, bestimmt die am Meßpunkt FG5 in der zweiten Hälfte der Flutstromdauer gemessene Strömungsrichtung. Die Vielfalt der Formen, Größen und Richtungen der Sohlkörper auf den beiden Fotoaufnahmen ist ein Abbild der komplizierten Strömungsverhältnisse in diesem Elbabschnitt.

Ähnlich zerrissen wie das Bild der Strömungsrichtungen sind die in die Tiefenkarte (Bild 2) eingetragenen Linien gleicher Strahlungsraten der Traceruntersuchungen bei FG5. Die Verteilung stimmt jedoch sinnvoll mit den Messungen der Strömungsrichtungen und -geschwindigkeiten überein: Sohlmaterial, das von der Ebbströmung in Verlängerung der Medemsandkante transportiert wird, verdriftet die Flutströmung nach Süden und es wird möglicherweise über den Medemgrund hinweg wieder der Medemrinne zugeführt.

4.3 Rinnensystem zwischen Klotzenloch und Kratzsand

Es folgt noch ein Beispiel zur Entwicklung eines Dünenfeldes aus dem Bereich zwischen Klotzenloch und Kratzsand (s. Bild 2).

Die Fotoaufnahmen des Bildes 14 wurden bei der Variante 1 des Langzeitversuchs gemacht, d.h. der Variante mit jährlicher Baggerung bis zum 10. Jahr und weiteren Baggerungen bis zur Solltiefe nach 15 und 20 Jahren.

Das Dünenfeld war zunächst noch klein und isoliert von anderen Gebieten mit Dünenvorkommen (Bild 14a, nach dem 8. Jahr). Nach 15 Jahren (Bild 14b) hat sich das Dünengebiet nach rechts ausgedehnt. Nach 20 Jahren (Bild 14c) ist das Muster der Sohlformation regelmäßiger geworden. Von links her sind Sohlvertiefungen durch Geschiebe, das sich auf glatter Sohle fortbewegt hat, verschüttet worden. Die neue Dünenstrecke nach rechts hat sich verbreitert. Bild 14d, aus einem anderen Blickwinkel aufgenommen, zeigt, daß sich eine bedeutende Dünenstrecke bis zur Medem-Reede gebildet hat. Mit dem Entstehen der deutlich flutbetonten Dünenstrecke war ein bemerkenswerter Geschiebetransport verbunden, wie man aus Sohlprofilzeichnungen und in dem Bild 14d an der Eintreibung (s. Pfeil) in die Medem-Reede zwischen

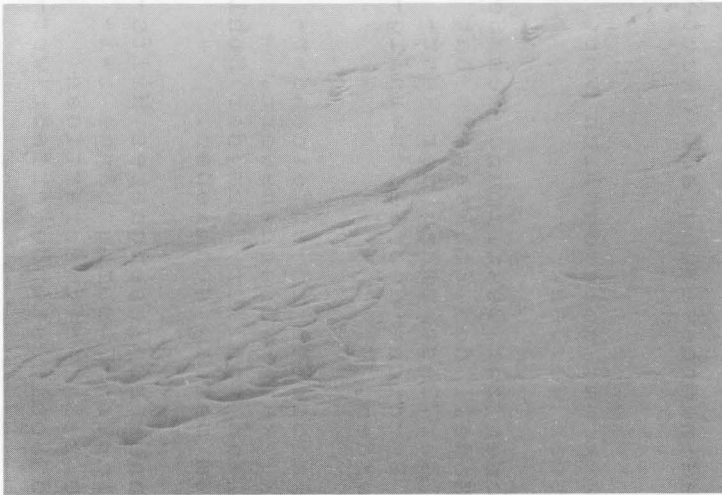


Bild 1 : 8 Jahre



Bild 2 : 15 Jahre



Bild 3 : 20 Jahre

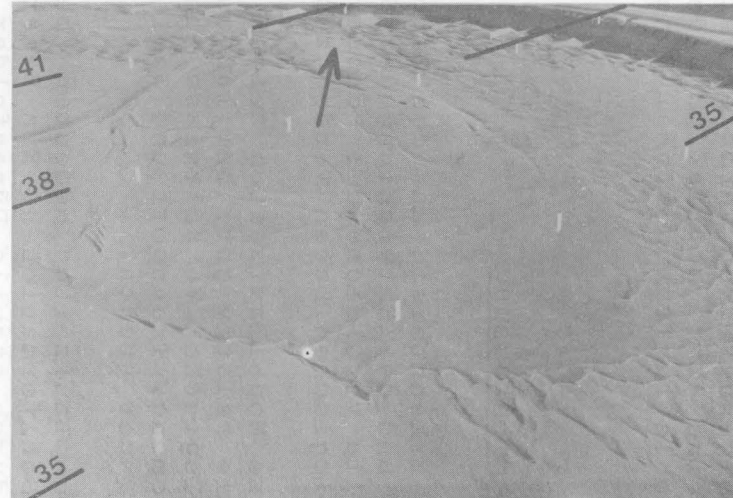


Bild 4 : 20 Jahre

Bild 14 Fotoaufnahmen zur Entwicklung eines Dünenfeldes im Bereich zwischen Klotzenloch und Kratzsand

den Profilen 38 und 40 erkennt. Wie es zur Ausbildung einer breiten durchgehenden Dünenstrecke zur Medem-Reede hin kam, kann folgendermaßen vermutet werden: Durch ständige Erosion wurde eine Rinne so tief, daß der Sedimenttransport auf flacher Sohle in Transport bei Dünenbildung umschlug.

5. Zusammenfassung

Einige Erkenntnisse aus den Beobachtungen des Sedimenttransportes und der Entwicklung der Sohlformen und aus der Analyse mit Hilfe vergleichender Fotoserien sowie hydraulischen und morphologischen Daten werden zusammenfassend genannt:

1. Kurze Modellaufzeiten zeigen die Wirkung der Strömung auf die Sohle relativ gut; bei langen Modellaufzeiten werden die morphologischen Verhältnisse zunehmend unübersichtlicher, da Strömung, Transport und Sohle in ständiger Wechselwirkung zueinander stehen.
2. Lange Laufzeiten bedeuten aber nicht in jedem Fall verwirrende Sohlformationen. Ein Beharrungszustand zeichnet sich gerade durch stabile Dünenfelder aus.
3. Lange parallele Dünenkämme sind ein Zeichen für gleichmäßige Strömungsverhältnisse in der Querrichtung der Dünen und antiparallelen Verlauf von Ebbe- und Flutströmung in Längsrichtung der Dünen.
4. Große Transportweiten treten bei Sedimentbewegung auf glatter Sohle auf.
5. Dünenfelder sind relativ stabil; es kommt gelegentlich vor, daß sie von glatten Bänken verschüttet werden.
6. Die Zuhilfenahme von Reststromvektoren zur Bestimmung des Sedimenttransportes im hydraulischen Modell des Elbästuars hat sich als zweifelhaft erwiesen. Bei der Bestimmung der Reststromvektoren müßten die einzelnen Bereiche des Geschwindigkeitsverlaufs eventuell bewertet werden.
7. Die fotografische Aufnahme von Sohlgebieten in aufeinanderfolgenden Kenterungszeiten K_f und K_e wäre wünschenswert. Andererseits kann man in vielen Fällen von der Form der Sohlkörper bei K_f auf die ungefähre Form bei K_e schließen.
8. Fotoaufnahmen der gezeigten Art können ein geeignetes Hilfsmittel zur Beurteilung der komplizierten Zusammenhänge zwischen Strömung, Transport und Sohle sein. Mit derartigen Fotoaufnahmen können flächendeckend Sohlzustände erfaßt werden.

6 Literatur

- Allen, J.R.L. : Current ripples. Their relation to patterns of water and sediment motion. Amsterdam: North-Holland Publishing Company (1968)
- Bundesanstalt für Wasserbau : Das Tideregime der Elbe. Elbemodell mit beweglicher Sohle. 11. Bericht, Modellversuche für Sandwanderungsmessungen mit radioaktiven Tracern (Mai 1977) (unveröffentlicht)
- Bundesanstalt für Wasserbau : Das Tideregime der Elbe. Elbemodell mit beweglicher Sohle. 12. Bericht, Morphologische Langzeitversuche zur Ermittlung der Eintreibungen in die Fahrrinne, hydraulische Messungen und Traceruntersuchungen im Medembereich. (Januar 1978) (unveröffentlicht)
- Führböter, A. : Zur Mechanik der Strömungsriffel. Mitt. des Franzius-Instituts der TH Hannover (1967), H. 29 S. 1-35
- Gehrig, W. : Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen. Mitt. des Franzius-Instituts der TH Hannover (1967) H. 29 S. 213-308
- Giese, E., Teichert, J. und Vollmers, H.J. : Das Tideregime der Elbe. Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle. Mitteilungsblatt der BAW (1972) Nr. 31 S. 1-32
- Giese, E. : Das Tideregime der Elbe. Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle. (Fortsetzung der Veröffentlichung im Mitteilungsblatt Nr. 31 der BAW). Mitteilungsblatt der BAW (1980) Nr. 48 S. 1-55
- Giese, E. und Vollmers, H.J. : Tidemodelle mit beweglicher Sohle. In: Wasserbauliches Versuchswesen. DVWW-Mitteilungsheft (1978) Nr. 4 S. 139-155

- Göhren, H. : Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbemündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung (1971) H. 19
- Harten, H. : Model trials with movable bed section for improving the main navigational channel of the Elbe River. Proc. 16th Congress of IAHR, Sao Paulo (1975)
- Mundschenk, H. : Zur Quantifizierung von Sedimentbewegungen im Bereich alternierender Tide-Strömungen. Deutsche Gewässerkundl. Mitteilungen (1979) H. 5 S. 122-137
- Nasner, H. : Über das Verhalten von Transportkörpern im Tidegebiet. Mitt. des Franzius-Instituts der TU Hannover (1974) H. 40 S. 1-149
- Rohde, H. : Sandbewegungsuntersuchungen mit radioaktiven Tracern im hydraulischen Modell und in der Natur. Die Küste (1977) H. 31 S. 32-42
- Stehr, E. : Grenzschicht - theoretische Studie über die Gesetze der Strombank- und Riffelbildung. Hamburger Küstenforschung (1975) H. 34
- Ulrich, J. : Die Verbreitung submariner Riesen- und Großrippeln in der Deutschen Bucht. Ergänzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift. Reihe B, Nr. 14. Hamburg: Deutsches Hydrographisches Institut (1973)
- Vollmers, H.J.
Sündermann, J. und
Wulzinger, W. : Feststofftransport bei Tidewellen. In: Sandbewegung im Küstenraum. Rückschau, Ergebnisse und Ausblick; ein Abschlußbericht. Dt. Forschungsgemeinschaft. Boppard: Boldt (1979)
- Yalin, M.S. : On the geometrically similar reproduction of dunes in a tidal model with movable bed. Proc., 13th Intern. Conference on Coastal Engineering, Vancouver (1972)

GESAMT-INHALTS-ÜBERSICHT

der bisher erschienenen Hefte des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
1/53	Jambor Burghart Türk Zweck Canisius Liebs Schleiermacher Boos	Erhöhung d.festen Wehrschwelle bei gleicher hydraul. Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuch. üb.d. Geschiebebeweg. in Flüssen u. Stauanl.D.el.-akust.Verf. Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung d.Schiffahrtsrinne in d.Donau im Bereich d.Innmündung.... Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe Zweck	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage d.Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluss zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement b.erd-u.wasserbaul.Modellversuchen Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung v.Kanalabzweig.unter bes.Berücks.v.Schwingungen im Kanal Spülvermögen b.Verschlamm.u.Geschiebeablager.in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee Zweck/Davidenkoff	Die Bundesanst.f.Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwickl.1948-1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen u.Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung Die versuchstechn.Verf.z.Berechn.d.Netzes ein.Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigk.Verlager.i.Querschn.mittels Bühnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinder.v.Geschiebeablager.vor d.unt.Schleusenvorhöfen v.Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher Niebuhr Davidenkoff Liebs Jambor	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuch.v.Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstell.d.zeitl.Ablaufes v.Anschwellungen in Wasserläufen/Tidegeb. Beitr.z.Erfass.d.Raumkraft ein.ungl.förm.Ström.unter bes.Berücks.d.Verhält.i. Agenah.Ermittl.d.Grundw.Zufl. zu ein.in ein.durchl.Boden ausgehob.Grube Abflußbeiwerte μ für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Untergrund Wirkung der Sickerströmung auf d.Standsicherheit eines Erddammes (II) Vers.ein.morphol.Begründ.v.Rauhigk.beiwert.f.d.Berechn.d.Wassersp.gefälles Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Unters.d.Ursachen und des Vorganges d.Verschlickung der Schleusenvor- höfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluss aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel Steinfeld	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff Gehrig/Herr	Walzenbucht u.Ringgraben als Mittel z.Verminder.d.Schwebstrablager.in Fluß- Neue Forschungsarb.ü.d.Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgröß.u.Randspann.i.d.Sohlfuge ein.Kai-od.Stützmauer v.rechteck.Quer- schnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel Davidenkoff	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahr. an ein.Tidemodell m.bewegl.Sohle u.Vergl.zw.Modell-u.Naturmessungen Ein einf.Rundbecken z.Mischen v.Wasser u.Koagulieren v.Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellvers.m.steifen Dalben in bind.Böden bei plötzl.Belastung Die Neukonstruktion v.Fahrstühlen f.Kräftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probebelastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
21/64	Maujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang D.Einfl.d.Neig.winkels d.wasserführ.Schicht u.einer partiell.Auskleid.des durchläss.Brunnenschachtes auf d.Zuflußmenge zu einem artes.Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechn.nach d.Universalprogr.d.BAW "...Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Unters.d.räuml.Sickerström.in eine umpund.Baugrube in offen.Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellvers.m.biagsamen langen Dalben unt.wiederh.Belast.im Sand Berg Untersuchung d.Sandwanderungsverhältnisse im Küstenber.zw.Stohl u.Brauner Einfl.d.Saugschl.beaufschlag.b.Kaplanturbin.auf d.Schiff.-verhältnisse... Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor Zweck Davidenkoff/Franke	Reliefänderungen i.d.Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers... Ü.neue Verfahr.z.Berechn.d.Reflexionsdr.v.Wasserwellen auf senkr.Wände Baugrunduntersuch. m.Sonden gem.DIN 4094 m.Auswertungsmöglichkeiten Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.Wellenangr.Kräfte auf senkr.Pfähle u.Wände Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen d.Wassers auf d.Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an d.Nordküste d.Insel Fehmarn.... Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor Samu Ruck	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.WellenangrKr... auf senkr.Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in d.südlichen Nordsee Auswirk.d.geol. Verhältn. im Küstengeb. auf Baumaßn. im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuch.d.Zusammendrückbark.u.Scherfestigk.v.Sanden u.Kiesen... Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolkssicherung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolkssicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel Jurisch Sindern/Rohde Harten Dietz	Zwei interessante Beisp.von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie ü.d.Möglchk.d.Verhüt.v.Sohlenerosion. durch Geschiebezufuhr... Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichungen b.Dreieck-Überfällen. Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider... Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/ Vollmers Dorer Dietz Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechn.d.nichtstationären Abfl.in nicht-prismat.offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung... Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr Ache Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiebusch Franke/Bernhard Felkel Giese	Einfluß d.Seitenwände bei hydraul. Versuchen in ein.rechteck.Glasrinne Ergebnisse v.Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper... Ein Verfahren z.Berechn.eingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollk.Volumenkonstanz v. Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch Erddruckansatz b.trogförm.Bauwerken u.Wechselwirk.zw.Erd-u.Sohldruck... Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuch.üb.d.hydrodyn.Verhalt.oberfl.markiert.Sandes u.ü.d.Einbringemeth. Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolkssicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödtgen Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundschwellen und Schifffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
37/75	Tödtgen Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Bühnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina Dietz	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß beim Ausbau der Saar Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell

41/77	Armbruster Döscher Feddersen Franke/Garbrecht Franke/Schuppener Hauß Kiekbusch Ruck Sagawe Schulz	Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl Die Suspensionswand Querbelastete Verankerungen Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand - Ziel - Methode - Besonderheiten b.Gründungsgutachten f.ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch Sondierungen zur Erkundung unterh.d.Gewässersohle von schwimmd.Arbeitsplattform Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
42/77	Hein Knieß Hein	Untersuchung ü.d. Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen i.Abhängigk.v.d. Entfernung z.Meer Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
43/78	Dietz Knieß	Strömungsabweiser u./o. durchbrochene Trennmole als Mittel z. Verminderung d.Querströmungen in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel d. neuen Mainstaustufe Krotzenburg. 29 Bilder Belastungen d.Böschungen des NOK durch Schiffsverkehr-Ergebnisse v.Naturmessgen-27Bild.,13 Tab.
44/79	Pulina Jurisch	Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
46/80	Garbrecht Liebig Franke Armbruster	Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele - Stabilitätsuntersuchungen v.Mehrfachregelkreisen an hydraul.Modellen im wasserbaul.Versuchswesen Studie z.Frage d.Einfl. v. Meereswellen a.d.Größe des Sohlwasserdr.unter Offshore-Flachgründung. Die Sickerwasserströmung i.Ber.d.Stauanl.Kulturwehr Kehl-Teil I: Unterströmng.u.Standsicherh.i. Endzustand
47/80	Felkel	Die Geschiebezugabe als flußbaul. Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
49/81	Pulina/Voigt	Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Scho- den sowie Abflußleistung bei spezifischen Betriebsfällen - Modelluntersuchungen
50/81	Schulz Gehrig Knieß Wulzinger	Zur Festigkeit überverdichteter Tone Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges Schütten von Steinen unter Wasser Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell d.Elbe m.bewegl. Sohle

