

Nr. 64      **Mitteilungen  
der Versuchsanstalt für Wasserbau,  
Hydrologie und Glaziologie**

an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich  
Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer

---

**Sedimenttransport  
in steilen Gerinnen**

**Sediment Transport  
on Steep Slopes**

Graeme M. Smart  
Martin N.R. Jaeggi

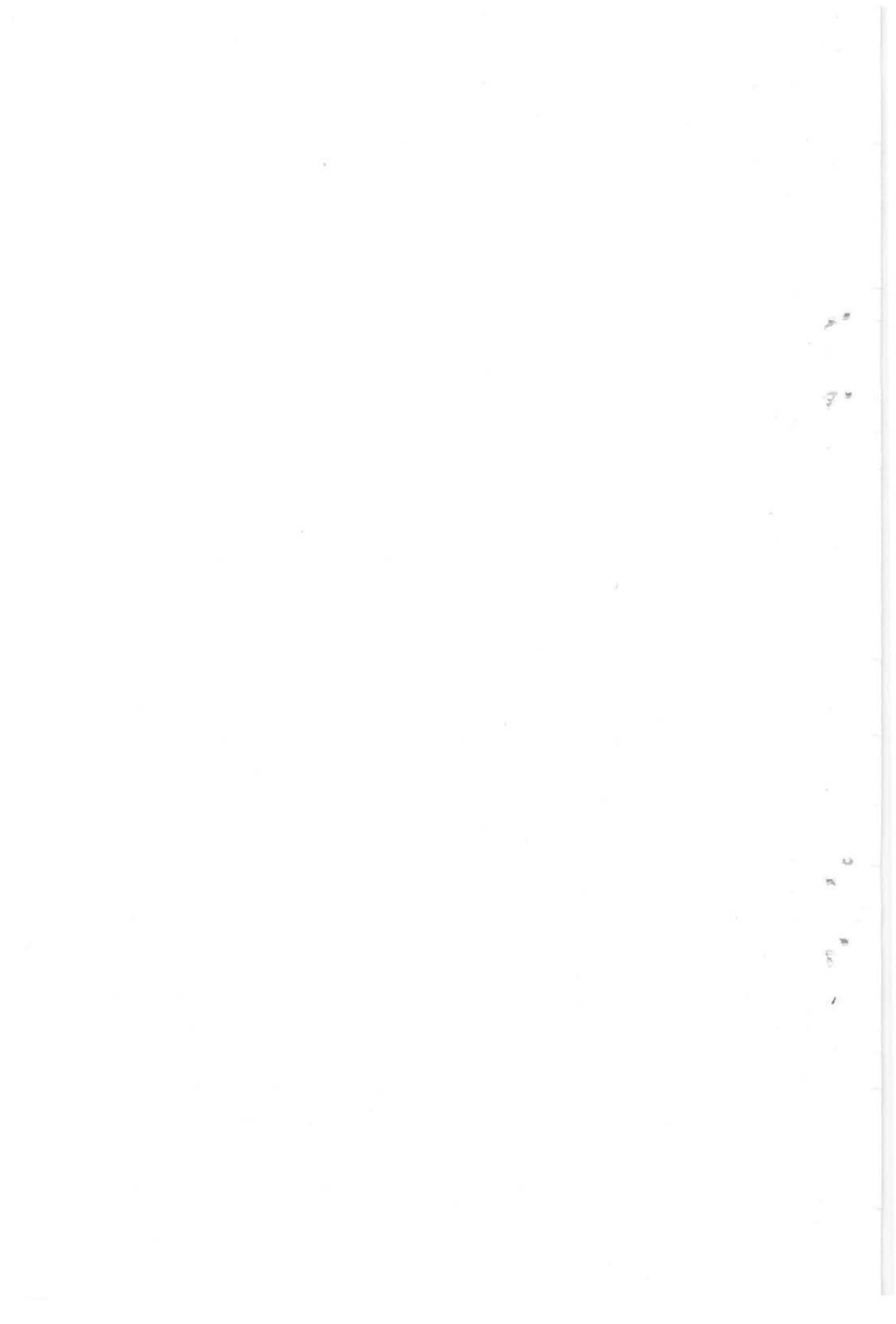
Zürich, 1983

## VORWORT

In Wildbächen nimmt der Sedimenttransport bei Hochwasser oft ein erstaunliches Ausmass an; sein Volumen kann 50 % des Abflusses erreichen und den Wasserspiegel bis zu 100 % anheben. Die Folgen sind bekannt: Verheerende Ueberschwemmungen und Schuttablagerungen in den angrenzenden Niederungen und im Mündungsbereich. Will man sie verhindern, so erfordert dies meist kostspielige Verbauungen.

Es ist deshalb wichtig, dass das Phänomen des Sedimenttransports in Wildbächen klar erkannt wird. Diesem Ziel ist eine mehrjährige Zusammenarbeit zwischen der Eidgenössischen Anstalt für das forstliche Versuchswesen (EAFV) und unserer Versuchsanstalt gewidmet; dabei werden sowohl theoretische Untersuchungen als auch experimentelle im Laboratorium und im Felde durchgeführt. Die vorliegende Mitteilung gibt Rechenschaft über einen Teil der Ergebnisse und zwar über den Sedimenttransport in steilen Gerinnen mit natürlicher Sohle. Sie schliesst an die Mitteilung Nr. 38 (1979) an, wo der Sedimenttransport bei glatter Sohle beschrieben wird, und führt weiter. Sie schafft insbesondere die Verbindung mit den einstigen Untersuchungen von Meyer-Peter für den Sedimenttransport in flachen Gerinnen mit natürlicher Sohle und mündet in eine neue Geschiebetriebformel aus. Diese deckt einen Gefällsbereich von 0,2 bis 20 % ab und ist damit umfassender als andere Geschiebetriebformeln.

Wäre Professor Eugen Meyer-Peter, der Gründer unserer Versuchsanstalt, noch am Leben, würden wir ihm die vorliegende Mitteilung widmen, denn er würde in diesem Jahr (1983) seinen 100. Geburtstag feiern. So sei dieser Band wenigstens ein Zeichen unseres ehrenden Andenkens.



<u>INHALT</u>	Seite
ZUSAMMENFASSUNG	9
1. EINLEITUNG	11
2. VERSUCHSEINRICHTUNG	12
3. SOHLENMATERIALIEN	14
4. MESSTECHNIK	15
4.1 Gefälle	15
4.2 Abflussmessung und -Regulierung	15
4.3 Feststoffbeschickung	16
4.4 Abflusstiefe des Gemischs	20
4.5 Wassergeschwindigkeit	20
4.6 Bestimmung der Gleichgewichtsbedingungen	24
5. ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSDATEN FÜR DIE SEDIMENTTRANSPORTVERSUCHE IN DER STEILEN RINNE MIT EINER BEWEGLICHEN SOHLE	25
6. ZUSÄTZLICHE VERSUCHE IN DER STEILEN RINNE	27
6.1 Feststofftransport auf fester Sohle	27
6.2 Versuche mit reduzierter Rinnenbreite	28
7. BEOBACHTUNGEN	29
7.1 Transportmechanismus	29
7.2 Beginn von Murgangbewegung	30
7.3 Antidünen	30
8. ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSDATEN VON MEYER-PETER/MÜLLER (1948)	32
9. ANALYSE DER VERSUCHSRESULTATE	39
9.1 Berechtigung einer kombinierten Analyse (Originaldaten von Meyer-Peter/Müller und Versuche in der steilen Rinne)	39
9.2 Methode	40
10. ANWENDUNG DER MEYER-PETER/MÜLLER GLEICHUNG (1948) AUF DIE VERSUCHSDATEN	41
10.1 Vergleich mit den Versuchsergebnissen in der steilen Rinne	41
10.2 Vergleich mit den Originaldaten von Meyer-Peter/Müller	44



11. WEG ZU EINER NEUEN GLEICHUNG	47
12. NEUE SEDIMENTTRANSPORTFORMEL, VERGLEICH MIT VERSUCHSRESULTATEN	49
13. DISKUSSION	53
13.1 Allgemeines	53
13.2 Einfluss des Fließwiderstandes und des Gefälles auf die Transportraten	56
13.3 Grenzen der Anwendung	62
14. FLIESSWIDERSTAND IN STEILEN GERINNEN	65
14.1 Anstieg der Abflusstiefe durch Anstieg der Sedimentkonzentration	65
14.2 Gleichung zur Berechnung des Fließwiderstandes	67
14.3 Kombinierte Berechnung des Fließwiderstandes und der Sedimenttransportrate	71
14.4 Ueberprüfung des Berechnungsverfahrens anhand der Resultate der Versuche in der steilen Rinne	72
14.5 Bemerkungen zur Feststoffgeschwindigkeit	75
14.6 Sedimentkonzentration	75
15. UNTERSUCHUNG ÜBER DEN WANDEINFLUSS IN DER STEILEN RINNE	76
16. UNTERSUCHUNGEN ÜBER SEDIMENTTRANSPORT AUF GLATTER SOHLE	78
17. SCHLUSSFOLGERUNGEN	81
18. BEISPIELE	82
Beispiel 1	82
Beispiel 2	83
ANHANG I	165
ANHANG II	177
ANHANG III	181
SYMBOLS	184
LITERATUR	188

<u>CONTENT</u>	page
ABSTRACT	89
1. INTRODUCTION	91
2. EXPERIMENTAL SETUP	92
3. BED MATERIALS	94
4. MEASURING TECHNIQUES	95
4.1 Slope	95
4.2 Discharge measurement and regulation	95
4.3 Sediment discharge	96
4.4 Mixture depth	99
4.5 Water velocity	100
4.6 Determination of equilibrium conditions	102
5. SUMMARY OF EXPERIMENTAL DATA FOR THE LIVE BED SEDIMENT TRANSPORT TESTS	104
6. ADDITIONAL TESTS IN THE STEEP FLUME	106
6.1 Sediment transport on fixed bed	106
6.2 Tests with reduced flume width	107
7. OBSERVATIONS	108
7.1 Transport mechanism	108
7.2 Initiation of debris flow	108
7.3 Antidunes	109
8. SUMMARY OF EXPERIMENTAL DATA FROM THE MEYER-PETER/MÜLLER TESTS (1948)	111
9. DATA ANALYSIS	118
9.1 Justification for an analysis combining the Meyer - Peter / Müller data and the steep flume data	118
9.2 Method of analysis	118
10. APPLICATION OF THE MEYER-PETER/MÜLLER (1948) EQUATION TO THE EXPERIMENTAL DATA	120
10.1 Comparison with the steep flume results	120
10.2 Comparison with Meyer-Peter/Müller data	123

	page
11. DERIVATION OF THE NEW EQUATION	125
12. NEW SEDIMENT TRANSPORT FORMULA, COMPARISON WITH TEST RESULTS	127
13. DISCUSSION	131
13.1 General	131
13.2 Influence of flow resistance and slope on transport rate	134
13.3 Limits of application	139
14. FLOW RESISTANCE IN STEEP CHANNELS	142
14.1 Increase in flow depth with increase in sediment concentration	142
14.2 Flow resistance equation	143
14.3 Combined flow resistance and sediment transport rate computation	147
14.4 Verification of the procedure on the steep flume results	148
14.5 Considerations on sediment velocity	151
14.6 Sediment concentrations	151
15. INVESTIGATION OF SIDE WALL EFFECT IN THE STEEP FLUME	152
16. INVESTIGATIONS ON SEDIMENT TRANSPORT ON SMOOTH BED	154
17. CONCLUSIONS	157
18. EXAMPLES	158
Example 1	158
Example 2	159
ANNEX I	165
ANNEX II	177
ANNEX III	181
SYMBOLS	184
REFERENCES	188

## ZUSAMMENFASSUNG

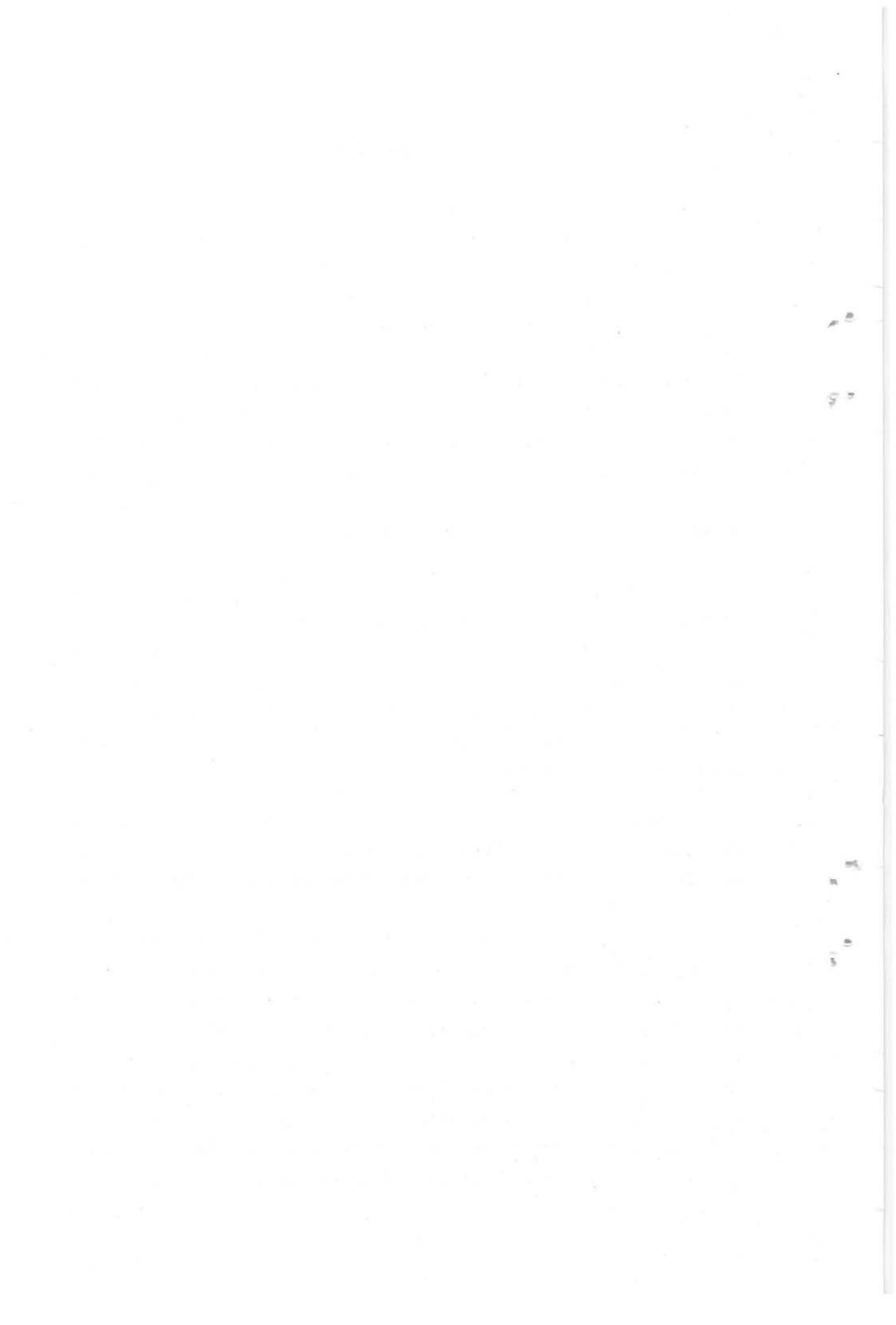
In einem Gefällsbereich von 3 bis 20 % wurden Sedimenttransportversuche mit natürlicher Sohle durchgeführt. Durch stufenweise Mehrfachregressionstechnik konnte eine Formel abgeleitet werden, welche die Transportrate hauptsächlich von Abfluss und Gefälle abhängig macht.

Befriedigende Korrelation wurde nicht nur im Bereich der neuen Versuche, sondern auch im Bereich der Versuche von Meyer-Peter und Müller gefunden. Im letzteren Versuchsbe-  
reich stimmt die neue Formel etwas besser mit den Daten überein als die alte Formel. Die neue Formel ist daher in einem Gefällsbereich von 0.2 bis 20 % verwendbar.

Beobachtungen bei höheren Gefällen zeigten, dass die allgemein verbreitete Unterscheidung zwischen Geschiebe- und Suspensionsbewegung dort nicht mehr möglich ist. Der Unterschied ist bei hohen Transportraten und kleinen relativen Rauigkeiten kaum mehr wahrnehmbar. Der Transportmechanismus war aber grundsätzlich nicht von jenem bei flacheren Gefällen verschieden.

Bei Gefällen von ca. 20 % trat ein anderer Transportmechanismus auf. Der Untergrund begann zu kriechen, dies kann als Beginn von Murgangbewegung interpretiert werden.

Versuchsergebnisse über Fließwiderstand erlaubten es, eine kombinierte Berechnungsmethode für Wasser- und Feststoffabfluss vorzuschlagen. Da die hohen Feststoffkonzentrationen bei der hydraulischen Berechnung nicht mehr vernachlässigt werden dürfen, ist eine separate Berechnung nicht mehr möglich. Diese kombinierte Berechnung beruht auf einer Anpassung des logarithmischen Fließgesetzes und einer empirischen Gleichung, welche das Anwachsen der Abflusstiefe mit zunehmender Feststoffkonzentration angibt.



## 1. EINLEITUNG

Eines der wichtigsten Probleme der Flussmechanik ist die Fähigkeit der Strömung, Feststoffe zu transportieren. Zahlreiche Versuche wurden überall auf der Welt durchgeführt, um eine Beziehung zwischen Wasserabfluss und transportierter Feststoffmenge zu finden. Praktisch alle diese Versuche sind auf einen Bereich eher flacher Gefälle begrenzt. So liegen etwa die früher an der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich durchgeführten Versuche, welche zur Formel von Meyer-Peter und Müller (1948) führten, in einem Bereich von  $0.4\% < J < 2\%$ .

Bei sehr hohen Gefällen treten Murgänge auf, diese sind als besondere Art von Transportmechanismus anzusehen. Diese Massenbewegung eines Wasser- und Feststoffgemischs ist charakteristisch für viele Wildbäche und ist der Grund für sehr teure Verbauungswerke in relativ stark genutzten Berggebieten wie in Zentraleuropa (siehe z.B. Lichtenhahn, 1971), oder in vulkanischen Regionen mit hohem Feststoffaufkommen (z.B. Smart, 1981), oder in Gebieten mit beiden Eigenschaften, wie Japan. Die Forschung über die Dynamik von Murgängen befindet sich noch in einem Anfangsstadium, ein Beispiel neuerer Resultate sind die Veröffentlichungen von Takahashi (1978).

Ziel des Forschungsprojekts, dessen Resultate in diesem Bericht beschrieben sind, ist es, die Kenntnislücke zwischen dem "normalen" Geschiebetransport bei flacheren Gefällen und Murgängen bei sehr hohen Gefällen zu schliessen.

An der VAW wurde von Hänger (1979) erstmals versucht, diese Situation zu simulieren. Seine Versuche betrafen aber den Feststofftransport auf einer Stahlsohle, während in den jetzt beschriebenen Versuchen eine natürliche Sohle verwendet wurde.

Um einen kontinuierlichen Uebergang vom Bereich der Steilirinnenversuche zum Bereich flacherer Gefälle zu finden, wurde es notwendig, die Meyer-Peter/Müller-Daten neu zu analysieren.

Dieser Bericht beschreibt deshalb nicht nur die neuen Versuche in der steilen Rinne und deren Analyse, sondern auch die Neuanalyse der älteren Daten.

Weiter wird besonders auf den Einfluss des bewegten Geschiebes auf den Fließwiderstand in steilen Gerinnen eingegangen, da dieses einen beträchtlichen Anteil des benetzten Querschnitts beansprucht.

## 2. VERSUCHSEINRICHTUNG

Eine neigbare Laborrinne stand von den früheren Versuchen Hängers zur Verfügung. Die Versuchsanlage ist in Bild 1 schematisch dargestellt.

Die Rinne hatte einen eigenen Wasserkreislauf mit Pumpe, Hochbehälter und Pumpensumpf. Wegen den enormen zu verschie-

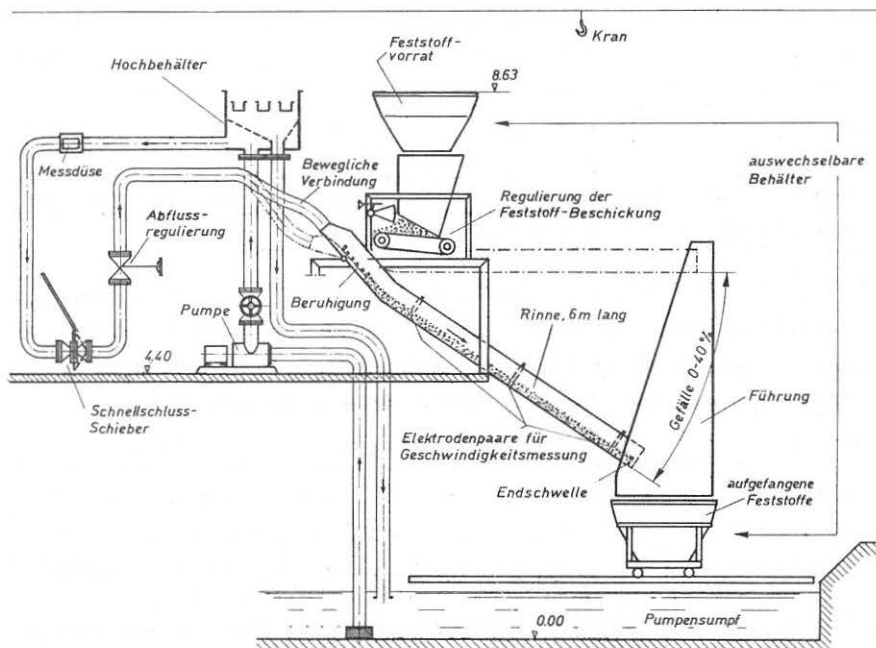
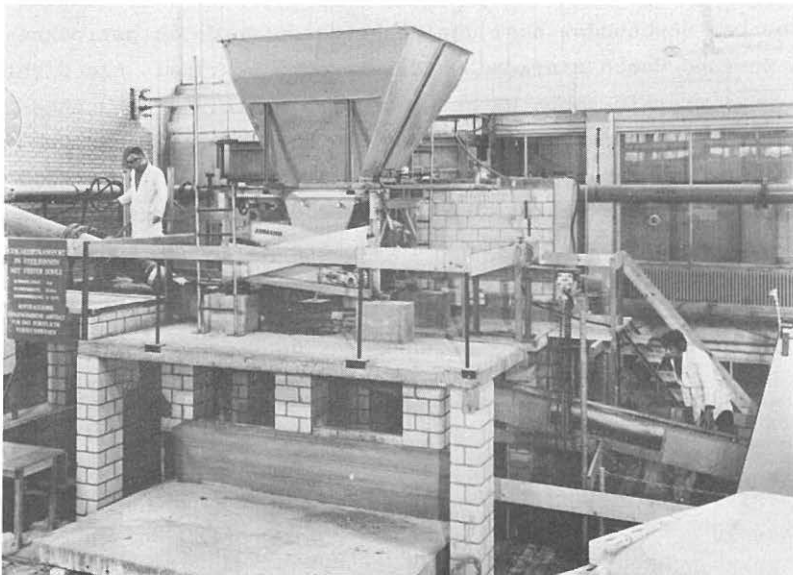


Bild 1 Einrichtung für Feststofftransportversuche bei steilen Gefällen.

benden Materialmengen wurden zwei austauschbare Behälterpaare zum Auffangen der Feststoffe und für den Nachschub benutzt. Die Rinne selbst war 6 m lang und 0.2 m breit.

Wie gesagt, wurden die ersten früheren Versuche (Hänger, 1979) alle mit Feststofftransport auf glatter Stahlsohle durchgeführt. Es war nun das Ziel der neuen Versuche, die natürliche Rauigkeit eines Gerinnes genauer zu simulieren, um deren Einfluss auf die transportierten Feststoffmengen zu erfassen.

Laborversuche über die natürliche Stufenbildung in Bergbächen (Whittaker und Jäggi, 1982) hatten gezeigt, dass es möglich ist, Feststofftransportphänomene mit natürlicher Sohle auch bei steilen Gefällen zu untersuchen. Deshalb wurden die neuen Versuche nach einem ähnlichen Konzept durchgeführt; durch Einbau einer Endschwelle wurde auf der Stahlsohle eine natürliche Sohle aufgebaut. Mit einem kleinen Wasserabfluss und relativ hoher Feststoffbeschickung bildete sich über der Stahlsohle ein natürliches Bett. Nun mussten gleichzeitig



26628

Bild 2 Gesamtansicht der steilen Laborrinne während eines Versuchs mit beweglicher Sohle.



Abfluss und die Feststoffmenge so angepasst werden, dass ein Gleichgewichtszustand mit einer natürlichen Sohle parallel zur Rinnensohle entstand. Besondere Rauigkeitselemente mussten am Einlauf angebracht und an die jeweiligen Abflussbedingungen angepasst werden, um die lokale Geschwindigkeit beim oberen Ende der natürlichen Sohle zu reduzieren, dass dort kein Kolk bis zur Stahlsohle entstand. Bild 2 zeigt die ganze Einrichtung während eines Versuchs, mit der Strömung über der natürlichen Sohle.

### 3. SOHLENMATERIALIEN

Die vier schon bei den früheren Versuchen benutzten Materialien wurden wiederum verwendet. Material II und IV waren verhältnismässig gleichförmig, Material I und III waren Mischungen. Die Körner entsprachen natürlich gerundetem Flusssohlenmaterial.

Tabelle 1 gibt die wichtigsten Parameter der vier Materialien. Der Böschungswinkel der Materialien wurde im getrockneten Zustand durch einfache Gefällsmessung bestimmt. Die Dichte ist jene, wie sie schon Hänger angegeben hatte. Die charakteristischen Durchmesser wurden aus den Kornverteilungskurven bestimmt, wie sie in Bild 3 dargestellt sind. In diesem Bild bemerkt man, dass während der Versuche die Kornverteilung wegen leicht variablem Anteil von Feinmaterial etwas schwankte, was aber die Resultate nicht allzu stark beeinflusste.

Material	Böschungswinkel	Dichte $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$d_{30}$ [mm]
I	33°	2670	4.3	11.0	1.3
II	33°	2670	4.2	5.2	3.6
III	33°	2680	2.0	4.6	1.0
IV	32.5°	2680	10.5	12.1	9.0

Tabelle 1 Charakteristische Parameter der Sohlenmaterialien, welche in den Versuchen verwendet wurden.

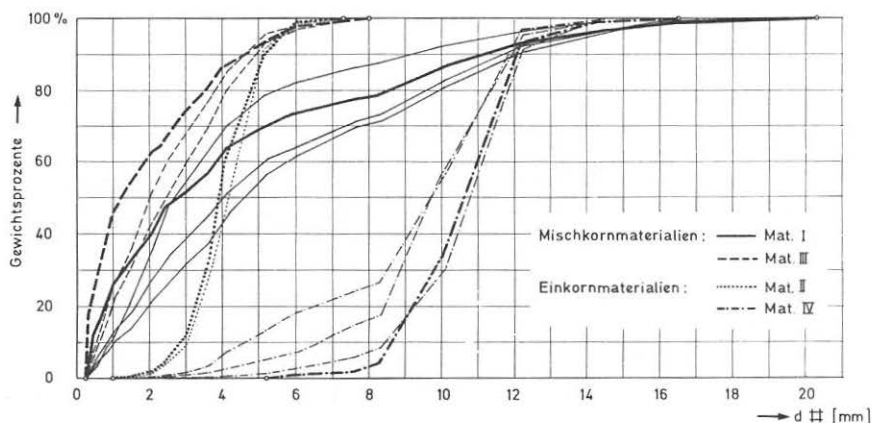


Bild 3 Kornverteilungskurven der vier Versuchsmaterialien (die feinen Linien entsprechen Proben, die während den Versuchen entnommen wurden, und zeigen somit die Schwankungen an; die dicken Linien entsprechen der ursprünglichen Kornverteilung).

## 4. MESSTECHNIK

### 4.1 Gefälle

Für jeden Versuch wurde die Rinne auf ein bestimmtes Gefälle eingestellt. Dieses wurde mit einer Winkelwasserwaage gemessen.

Der maximale Fehler an der Einstellung des Gefälles kann mit etwa  $0.25^\circ$  angegeben werden, d.h. dass eine Maximalabweichung des Gefälles von  $\Delta J = \pm 0.5 \%$  resultierte.

Falls das Wasserspiegel- und das Sohlengefälle gleich der Rinnenneigung waren, wurden Gleichgewichtsbedingungen angenommen. Die Genauigkeit dieses Vorgehens wird in Abschnitt 4.6 besprochen.

### 4.2 Abflussmessung und -Regulierung

Der Abfluss konnte mit Hilfe einer Düse von 120 mm Durchmesser, welche in der Zuleitung eingebaut war, bestimmt werden. Der Druckunterschied, welcher durch die Düse verursacht wird, konnte auf einem Druckdifferenzmanometer abgelesen werden, aus diesem konnte schliesslich mit Hilfe einer Eichkurve der Ab-

fluss bestimmt werden. Mit Hilfe eines Regulierschiebers wurde der gewünschte Wert erreicht. Ein Schnellschlussschieber erlaubte es, den Abfluss rasch zu unterbrechen, und rasch wieder auf die gewünschte Grösse zurückzubringen.

Als die Anlage wieder in Betrieb genommen wurde, verursachte der Betrieb etliche Schwierigkeiten. Daraufhin musste die Zuleitung abgeändert werden, um die Bildung von Luftpolstern in der Leitung und besonders nach dem Regulierschieber zu verhindern. Wegen Auftretens dieser Luftpolster muss angenommen werden, dass die ursprüngliche Anlage nicht einwandfrei funktionierte, und somit die Abflusswerte bei den Versuchen Hängers mit Vorsicht aufgenommen werden müssen.

Wegen der Probleme, die sich mit der Abflussregulierung ergeben hatten, wurde während der neuen Versuche der Abfluss ständig kontrolliert, auch nach der Abänderung der Zuleitung.

#### 4.3 Feststoffbeschickung

Wie Bild 1 zeigt, wurde das Feststoffmaterial durch ein Förderband aus den Behältern in das System eingebracht. Der Materialnachschieb wurde durch die Geschwindigkeit des Förderbandes kontrolliert, sowie durch die Öffnungsbreite eines verstellbaren Schlitzes, durch den das Material passieren musste.

Hänger (1979) hatte diese Beschickungseinrichtung geeicht, bevor sie in die Rinne installiert wurde. Bild 4 zeigt die Beziehung zwischen der Position des Regulierknopfs für die Bandgeschwindigkeit (in %, verglichen mit der Maximalgeschwindigkeit) zur effektiven Geschwindigkeit des Bandes, welche in Anzahl Umdrehungen pro Minute ausgedrückt ist. Die Bilder 5 bis 8 stellen die Beziehungen zwischen der Position des Regulierknopfs, der Schlitzweite und der Beschickungsmenge dar. In diesen Bildern sind auch die während der Eichung gemessenen Werte eingetragen, sodass die Güte der Eichgeraden abgeschätzt werden kann. Diese wurden zur Bestimmung der Gleichgewichtstransportrate  $q_B$  verwendet. Keine andere Methode, wie etwa

Auffangen des Materials an Rinnenende und Bestimmung der Gewichtszunahme, konnte permanent eingesetzt werden. Während der Versuche mit Material IV wurden immerhin einige unabhängige Kontrollen in dieser Art durchgeführt. Diese unabhängigen Kontrollen zeigten eine zufriedenstellende Uebereinstimmung mit der Eichung.

Hänger gab an, dass die Materialbeschickungsmenge vom Füllungsgrad der Behälter ziemlich unabhängig war. Entsprechende Schwankungen in der Beschickungsrate seien immer unter 2 % gewesen. Die Schwankung des Feuchtigkeitsgehaltes sei ebenfalls ohne allzu grossen Einfluss auf die Resultate der Eichung ge-

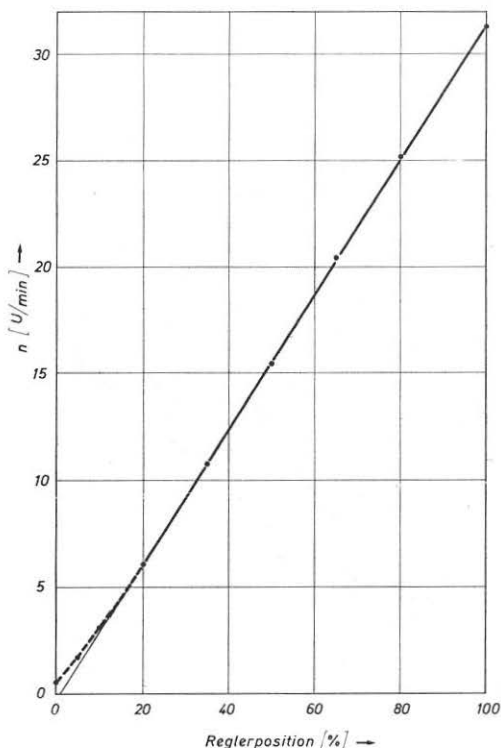


Bild 4 Materialbeschickungseinrichtung, Beziehung zwischen Position des Regulierknopfs (in % ausgedrückt) und der Geschwindigkeit des Förderbandes (ausgedrückt in Anzahl Umdrehungen pro Minute).

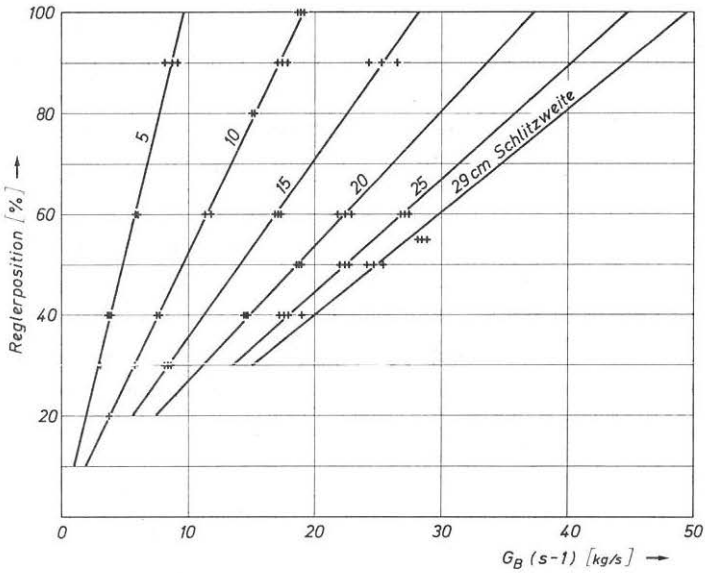


Bild 5 Resultate der Eichung der Beschickungseinrichtung für Material I.

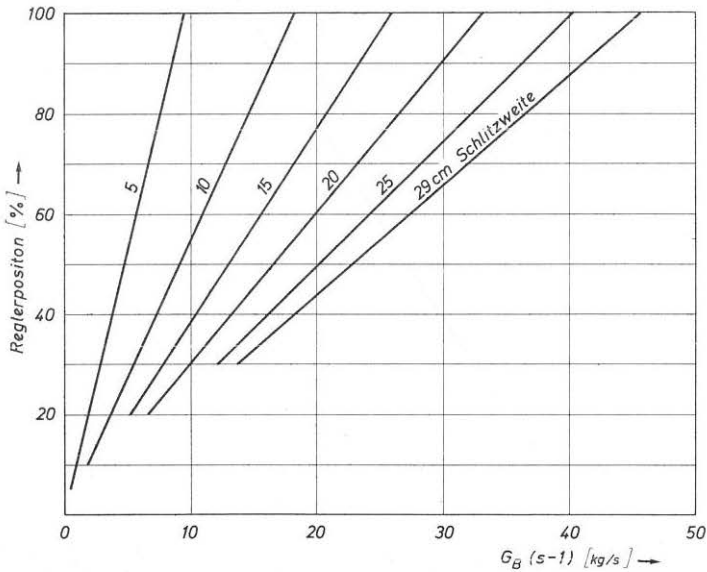


Bild 6 Resultate der Eichung der Beschickungseinrichtung für Material II.

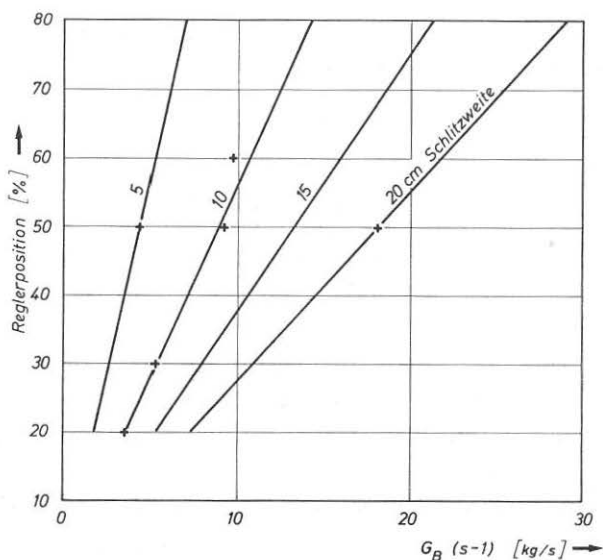


Bild 7 Resultate der Eichung der Beschickungseinrichtung für Material III.

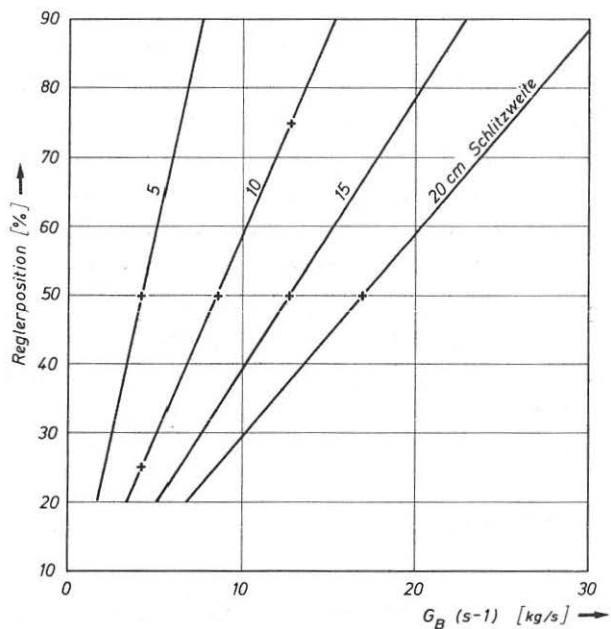


Bild 8 Resultate der Eichung der Beschickungseinrichtung für Material IV.

wesen. Einzig bei Verwendung von sehr trockenem Material wurden starke Abweichungen registriert.

Hänger bezifferte den relativen Fehler bei der Eichung auf

$\pm 2.5 \%$  für Material I, und

$\pm 1.9 \%$  für Material II.

Einen gewissen Einfluss auf die Resultate dürften die Schwankungen der Kornzusammensetzung des Materials gehabt haben (siehe Bild 3).

Es muss bemerkt werden, dass bei den verwendeten Materialien diese Versuchseinrichtung nicht erlaubte, Versuche in einem Abflussbereich durchzuführen, bei dem Abpflästerungs- und Entmischungserscheinungen aufgetreten wären. Die Resultate dieser Untersuchung sind deshalb nicht anwendbar auf Situationen, wo solche Erscheinungen massgebend werden.

#### 4.4 Abflusstiefe des Gemischs

An der Aussenseite der Plexiglasseitenwände der Rinne waren Messbandstreifen aufgeklebt, sie erlaubten die Abschätzung der Abflusstiefe des Wasser-Feststoff Gemischs.

Für flachere Gefälle und Feinmaterial kann der mittlere Fehler der Gemischabflusstiefenschätzung zu etwa 3 - 5 mm angenommen werden. Bei höheren Gefällen schwankte der Wasserspiegel stark und die Feststoffkonzentration nahm stark zu, dadurch wurde es schwierig, die momentane Lage der unbewegten Sohle zu definieren. Für solche extreme Bedingungen muss der Schätzfehler dann zu  $\pm 10$  mm angenommen werden. Ein Fehler der gleichen Grössenordnung muss für das grobe Sohlenmaterial bei allen Gefällen angenommen werden.

#### 4.5 Wassergeschwindigkeit

Eine Anpassung des Salzinjektionsverfahrens (siehe Davies und Jäggi, 1981), erlaubte es, die Geschwindigkeit des Wassers innerhalb des Gemischs relativ genau zu bestimmen. Bei diesem

Verfahren werden zwei Elektrodenpaare in einem bestimmten Abstand an den Rinnenwänden fixiert. Jedes Elektrodenpaar registriert die Leitfähigkeit eines benetzten Querschnitts. Eine Salzlösung (hier Natriumkarbonat), die dem Abfluss zugegeben wird, steigert die Leitfähigkeit. Der Durchgang der Lösung kann in den beiden Messquerschnitten verfolgt werden. Falls die Durchmischung gut ist, kann die mittlere Wassergeschwindigkeit zwischen den beiden Querschnitten berechnet werden, da der gesamte Abflussquerschnitt in die Messung miteinbezogen ist. Die mittlere Geschwindigkeit ist als Quotient des Abstandes zwischen den beiden Elektrodenpaaren durch die Zeitdifferenz zwischen den Schwerpunkten der durch jene Kurven begrenzten Flächen, welche die höhere Leitfähigkeit beim Durchgang der Lösung angeben, definiert.

In diesen Versuchen wurden drei Elektrodenpaare verwendet. Dadurch konnte die Geschwindigkeit auf unabhängige Art in zwei Messstrecken bestimmt werden, wodurch kontrolliert werden konnte, ob Normalabfluss erreicht worden ist. Falls bei angenommenen Gleichgewichtsbedingungen eine wesentliche Differenz gefunden wurde, musste die Feststoffbeschickung wieder geändert werden, bis auf beiden Messstrecken gleiche Geschwindigkeiten erhalten wurden.

Zuerst wurde die Variation der Leitfähigkeit auf einem Watanabe-Schreiber registriert. Die Lage der Schwerpunkte musste von Hand ausgewertet werden. Bild 9 zeigt ein Beispiel einer entsprechenden Aufzeichnung, woraus die Zeitdifferenz zwischen Leitfähigkeitsspitzen gut ersichtlich ist.

Im Verlauf der weiteren Versuche wurde das System mit einem Mikro-Computer verbunden, wodurch die Datenauswertung wesentlich einfacher wurde. Bild 10 zeigt die Elemente der Messapparatur.

Das Programm auf dem Mikro-Computer führte dann folgende Operationen durch:

- Registrierung des Widerstandes zwischen den Elektroden, alle 0.043 Sekunden,
- Aufzeichnung der Widerstandsänderung mit der Zeit,



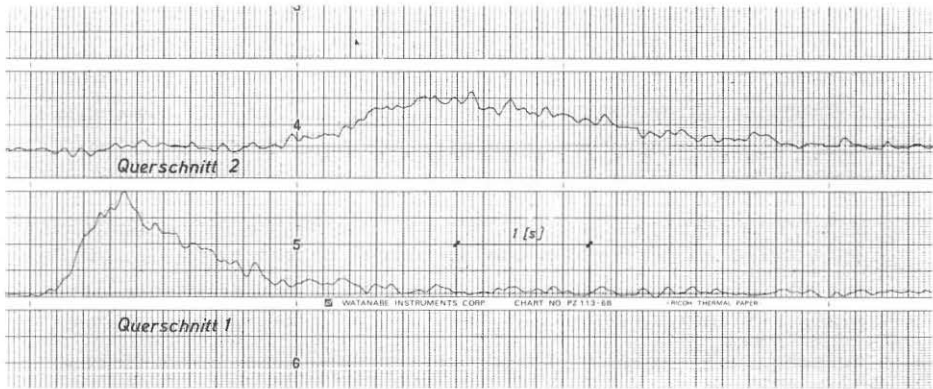


Bild 9 Zeitliche Variation der Leitfähigkeit in zwei Messquerschnitten beim Durchgang einer Salzlösung.

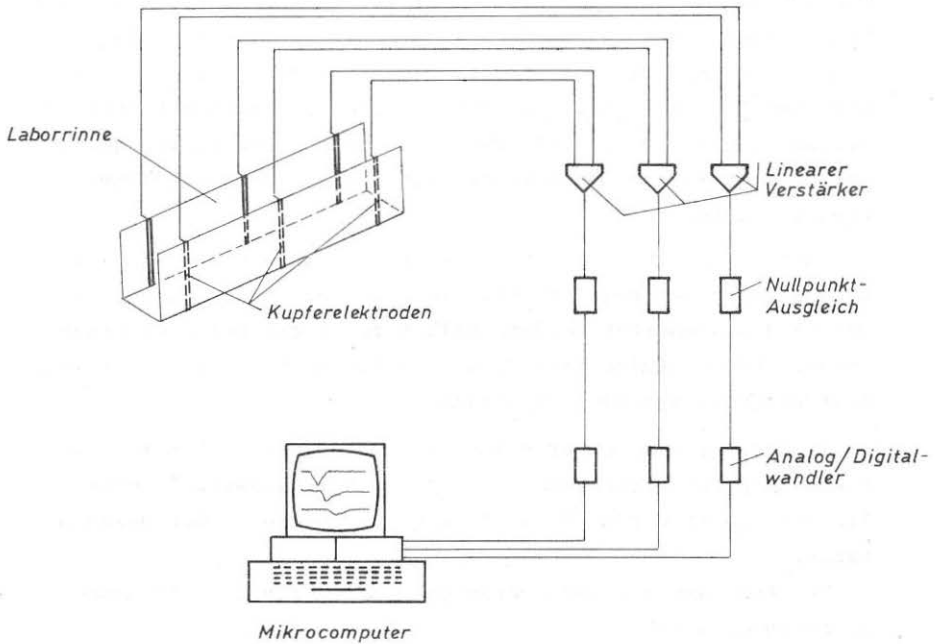


Bild 10 Schema für die Geschwindigkeitsmesseinrichtung mit dem Salzinjektionsverfahren.

16/ 3/1982 -AM MATERIAL II :10L/S 10% FLOW DEPTH 4CM

ELECTRODE INTERDISTANCES = 2.064 (1.695) METERS  
TIME INTERVAL = .0431 SECONDS/UNIT

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

17.908 / 17.8366534

CENTRE OF GRAVITY OF FIRST PEAK AT ORDINATE 42.5830558  
AREA UNDER GRAPH = 2689.84063

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

16.508 / 16.4422311

CENTRE OF GRAVITY OF SECOND PEAK AT ORDINATE 76.0306529  
AREA UNDER GRAPH = 2211.25498 : 82 % OF FIRST AREA

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

18.592 / 18.5179283

CENTRE OF GRAVITY OF THIRD PEAK AT ORDINATE 102.828279  
AREA UNDER GRAPH = 1395.67331 : 51 % OF FIRST AREA

TIME BETWEEN PEAKS = 33.4475971 (26.7976264) UNITS  
= 1.44159144 (1.1549777) SECONDS

VELOCITY OF FLOW = 1.43175102 AND 1.4675608 M/S

PEAK FLOW VELOCITY = 1.49651972

M/S

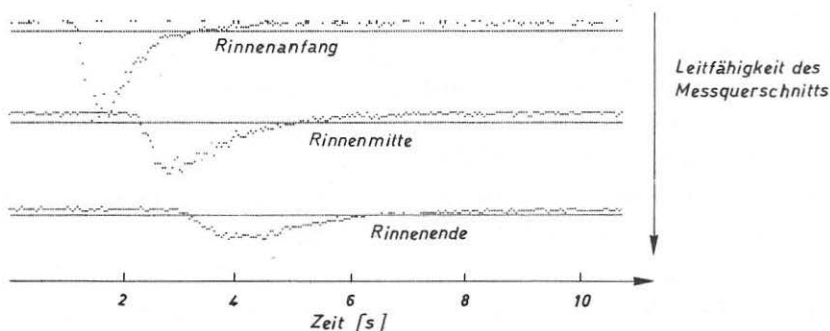


Bild 11 Beispiel eines Computer-Outputs, der die Resultate einer Geschwindigkeitsmessung mit dem Salz-injektionsverfahren beschreibt.

- Berechnung der Schwerpunkte der Leitfähigkeitsspitzen entsprechend dem Durchgang der Salzlösung bei den Elektroden,
- Drucken der Diagramme mit der Variation der Leitfähigkeit und des resultierenden Geschwindigkeitswertes, falls verlangt.

Jede Geschwindigkeitsmessung wurde normalerweise ungefähr achtmal wiederholt. Der relative Fehler (Verhältnis der Standardabweichung zum Mittelwert) war maximal 5 %, und normalerweise wesentlich kleiner.

Bild 11 zeigt ein Beispiel eines Computer-Outputs für eine einzelne Messung, wobei die mittleren Geschwindigkeiten für die beiden Messstrecken in der Rinne, die Spitzengeschwindigkeit und eine zeitliche Aufzeichnung der Widerstandsänderung entsprechend dem Durchgang der Salzwolke aufgeführt sind.

#### 4.6 Bestimmung der Gleichgewichtsbedingungen

Ungefähre Gleichgewichtsbedingungen wurden grundsätzlich durch Veränderung der Feststoffbeschickung erreicht, bis eine zum Rinnenboden parallele bewegliche Sohle erhalten wurde. Die Sohlenlage wurde durch den Plexiglasteil der Seitenwand der Rinne beobachtet, wo die Messbandstreifen zur Registrierung der Gemischabflusstiefe angeklebt waren. Die beiden Streifen waren im Abstand von 1.35 m angebracht. Der Fehler an der Schätzung, ob Sohle oder Wasserspiegel parallel zum Rinnenboden seien, ist somit verbunden mit der Schätzgenauigkeit an der Gemischabflusstiefe. Der Fehler kann für die kleineren Gefälle mit  $\Delta J = \pm 7\%$  angenommen werden.

Es wurde aber während den Versuchen bemerkt, dass kleine Änderungen der Beschickungsmenge viel grössere Änderungen am Sohlengefälle verursachten. Änderungen der Förderbandgeschwindigkeit um 0.5 % (gegenüber der maximalen Geschwindigkeit des Bandes) bei den niederen und um 2 % bei den höheren Gefällen genügten, um die scheinbare Stabilität der Sohle zu verändern, und es war eindeutig Ablagerung oder Erosion festzustellen.

Normalerweise wurden die Gleichgewichtstransportbedingungen in der Rinne durch Iteration gesucht; vorerst wurden Werte für die Geschwindigkeit des Förderbandes bestimmt, bei welchen die Sohle eindeutig auflandete oder erodiert wurde, dann wurden Zwischenwerte eingestellt, bis schliesslich ein Wert als Gleichgewichtstransportrate deklariert werden konnte. Die Gleichgewichtsbedingungen wurden durch Bestimmung der Wassergeschwindigkeit kontrolliert, wie in Abschnitt 4.5 beschrieben.

## 5. ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSDATEN FÜR DIE SEDIMENTTRANSPORTVERSUCHE IN DER STEILEN RINNE MIT EINER BEWEGLICHEN SOHLE

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[l/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	7	310	0.80	35
5	10	690	0.89	30
5	15	1920	0.92	30
5	20	3220	1.01	35
10	3	180	1.05	50
10	7	770	1.14	50
10	10	1840	1.24	50
10	15	3760	1.35	50
10	20	7210	1.72	50
15	3	310	1.15	65
15	7	1770	1.39	58
15	10	3680	1.59	50
15	15	7370	1.83	50
15	20	12460	2.12	60
20	3	610	-	-
20	7	2190	1.82	65
20	10	3840	1.98	55
20	15	8140	2.24	70
20	20	14580	2.46	65
25	7	2760	1.95	70
25	10	5070	2.09	70
25	15	8980	2.31	70
25	20	15800	2.64	80
30	7	2910	2.00	75
30	10	5450	2.12	85
30	15	10330	2.45	90
30	20	17620	2.77	90

Die folgenden Tabellen 2 bis 5 fassen die Hauptparameter für die Versuche mit beweglicher Sohle zusammen. Daraus kann ersehen werden, dass für Material I und IV ein vollständiger Datensatz vorhanden ist für Abflüsse zwischen 5 und 30 l/s, sowie Gefällen zwischen 3 und 20%.

Mit den Materialien II und III wurde eine begrenzte Anzahl Versuche in ähnlichem Bereich durchgeführt. Die Haupttendenzen sind jedoch noch immer gut erfasst.

Die unabhängigen Versuchsparameter waren der charakteristische Korndurchmesser des Feststoffs (siehe Tabelle 1), der Was-

Tabelle 2  
Versuchsergebnisse  
für Material I.

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10	640	0.98	32
5	20	3370	1.08	35
10	5	310	1.20	45
10	10	1680	1.43	43
10	20	7110	1.87	55
15	10	2520	1.76	53
20	3	245	1.42	81
20	5	920	1.63	65
20	7	1680	1.78	63
20	10	3210	2.10	60
20	15	6810	2.49	65
20	20	10250	2.66	68
25	10	3750	2.33	70
30	10	4590	2.48	75

Tabelle 3 Versuchsresultate für Material II.

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10	1020	1.25	29
10	10	2400	1.58	35
10	20	8180	2.31	35
15	10	3310	1.83	50
20	5	1410	1.78	62
20	7	2540	1.86	57
20	10	3740	2.10	55
20	15	8180	2.34	55
20	20	16240	2.56	60
25	10	5360	2.17	60
30	10	5920	-	70

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10.5	300	-	30
5	15	810	-	20
5	20	1830	-	38
10	7	380	-	48
10	10	840	1.07	50
10	15	2300	1.18	48
10	20	4800	1.26	60
15	34	70	1.10	60
14.9	7	680	1.28	59
15	10	1600	1.38	63
15	15	4080	1.57	60
15	25	8840	1.74	68
20	3	140	1.20	78
20	5	400	1.34	75
20	7	980	1.49	60
20	10	2300	1.61	60
20	15	5830	1.96	76
20	20	10300	2.44	76
25	7	1420	1.55	82
25	10	2850	1.89	80
25	15	7590	2.50	80
25	20	14140	2.66	80
30	7	1490	1.68	90
30	10	3530	2.06	85
30	15	9490	2.52	80
30	20	14910	-	85

Tabelle 5 Versuchsresultate für Material IV.

Tabelle 4

Versuchsresultate für Material III.

serabfluss Q, und das Gefälle J. Für eine gegebene Kombination dieser Parameter wurde experimentell die Gleichgewichtstransportrate G<sub>B</sub> (Feststoffmasse pro Zeiteinheit) bestimmt, dies ist die abhängige Variable und bedeutet das Transportvermögen der Rinne für die gegebenen Bedingungen. In ähnlicher Art sind Wassergeschwindigkeit und Gemischabflusstiefe Funktion der

gleichen unabhängigen Variablen (siehe Anhang I).

Im Anhang I sind verschiedene Diagramme zusammengestellt, welche die Variation der abhängigen Parameter innerhalb des Versuchsbereichs darstellen. Bilder I, 1-4 zeigen die spezifische Feststofftransportrate als Funktion des spezifischen Wasserabflusses, mit dem Gefälle als zusätzlichem Parameter. In Bildern I, 5-8 wird die spezifische Feststofftransportrate dann als Funktion des Gefälles dargestellt, der Abfluss ist jetzt der zusätzliche Parameter. Auf ähnliche Art zeigen die Bilder I, 9-12 sowie I, 13-16 die Beziehung der Fliessgeschwindigkeit des Wassers zu spezifischem Abfluss und Gefälle. In Bildern I, 17-20 ist die Gemischabflusstiefe gegenüber dem Gefälle aufgetragen, mit dem Abfluss als zusätzlichem Parameter. Bild I, 21 zeigt schliesslich, dass kaum eine systematische Aenderung mehr mit dem Gefälle festgestellt werden kann, wenn die Abflusstiefe gegen den spezifischen Abfluss aufgetragen wird (Material I). Diese verschiedenen Bilder zeigen zudem die gute Verteilung der Messwerte über den Versuchsbereich.

## 6. ZUSÄTZLICHE VERSUCHE IN DER STEILEN RINNE

### 6.1 Feststofftransport auf fester Sohle

Eine gewisse Anzahl Versuche wurde durchgeführt, um den Transport auf der Stahlsohle der Rinne zu untersuchen; entsprechend den früher von Hänger (1979) mit der gleichen Einrichtung durchgeführten Versuchen. Tabelle 6 fasst diese Ergänzungsversuche zusammen. Aus Gründen, die später noch diskutiert werden, ist die Genauigkeit dieser Versuche geringer als jene der Versuche mit beweglicher Sohle. Diese ergänzenden Daten weisen zu jenen Hängers gewisse Differenzen auf, vermutlich wegen den mit der Abflussregulierung angetroffenen Schwierigkeiten.

Die ergänzende Information aus diesen Zusatzversuchen kann später benutzt werden, um den Einfluss veränderlicher Sohlenrauigkeit auf die Feststofftransportrate zu diskutieren.

Mate- rial	Q [l/s]	J [%]	$h_m$ [mm]	$G_B$ [kg/s]
I	30	10	7.25	10.63
	10	5	2.90	2.92
	5	10	2.0	2.53
	10	10	3.1	4.76
II	10.3	10	3.5	3.75
	6.84	10	2.3	2.40
	6.84	5	2.3	0.96
	6.84	3	2.5	0.47
	6.84	15	3.0	4.6
	6.84	20	4.4	8.57
	10	5		1.76
	10	15		6.43
	13.7	10	4.0	4.74
	17.1	10		5.43
	25	10	5.5	6.5
	15	5	4.5	2.52
	15	10	4.5	5.05
III	10	5	2.55	1.83
	10	10	2.85	4.30
	10	20		15.1
IV	20	7		6.38
	20	17.6	2.5	12.9

Tabelle 6

Resultate der Versuche mit Transport auf Stahlsohle.

## 6.2 Versuche mit reduzierter Rinnenbreite (natürliche Sohle)

Einige wenige Versuche wurden durchgeführt, um den Einfluss der Rinnenbreite auf die spezifische Transportrate zu suchen; es ging dabei hauptsächlich darum, zu untersuchen, ob eine eventuelle Differenz durch bekannte Wandreibungs-Korrekturverfahren erklärt werden könne oder nicht.

Eine Trennwand wurde in die Rinne eingebaut, sodass die halbe Rinne zur Untersuchung benutzt werden konnte ( $B=0.1m$ ). Sieben Experimente wurden mit Material II durchgeführt; sie sind in Tabelle 7 zusammengestellt. Bei all diesen Versuchen entsprach die spezifische Abflussmenge und das Gefälle

q [m <sup>3</sup> /ms]	J [%]	$g_B$ [kg/ms]	$g_B$ [kg/ms]	$h_m$ [mm]	$h_m$ [mm]
		(B = 0.1 m)	(B = 0.2 m)	(B = 0.1 m)	(B = 0.2 m)
0.1	5	3.2	4.6	-	65
0.1	7	5.92	8.4	-	63
0.1	10	11.2	16.05	60	60
0.1	15	24.0	34.05	60	65
0.1	20	40.0	51.25	60	68
0.025	10	2.88	3.2	30	32
0.075	10	9.28	12.6	55	53

Tabelle 7 Versuchsergebnisse für die Untersuchung des Wandeinflusses (Material II).

früheren Versuchen, die in der 0.2 m breiten Rinne durchgeführt worden waren; die entsprechenden Werte für die Transportraten und die Abflusstiefe sind ebenfalls in Tabelle 7 aufgeführt, sodass der Einfluss der Breitenreduktion daraus ersehen werden kann.

## 7. BEOBACHTUNGEN

### 7.1 Transportmechanismus

Bei flacheren Gefällen des Versuchsbereichs wurden die Körner durch die Strömung aus der Sohle gelöst und dann gleitend, rollend oder hüpfend vorwärts bewegt, wie es der üblichen Definition von Geschiebebewegung entspricht. Die Dicke der bewegten Schicht entsprach normalerweise dem Maximalkorn des Materials, bei den feinen Materialien wurde eine bewegte Schicht von etwa 2 bis 3 Korndurchmessern beobachtet.

Bei den höheren Gefällen führte die übliche Definition von Geschiebebewegung zu einigen Problemen. Die Transportraten nahmen dramatische Ausmasse an, gleichzeitig nahm die relative Rauigkeit  $Z = h/d$  stark ab. Teilchen, welche aus ihrer Lagerung in der Sohle gelöst und in eine hüpfende Bewegung gebracht wurden, kamen rasch in die Nähe des Wasserspiegels und sprangen sogar zeitweise aus dem Wasser heraus. Einzelne Partikel kehrten nicht sofort zur Sohle zurück, sondern "sprangen" von anderen Körnern wieder ab. Solche Beobachtungen wurden auf Video-Aufnahmen einzelner Experimente gemacht. Unter solchen Bedingungen ist es sehr schwer, eine klassische Aufteilung zwischen Geschiebe- und Suspensionsbewegung vorzunehmen. Es besteht aber kein grundsätzlicher Unterschied zur Bewegung auf flacheren Gefällen; es kann jedoch gesagt werden, dass mit steigenden Transportraten und abnehmender relativer Rauigkeit aus der hüpfenden Bewegung mehr und mehr eine schwebende Bewegung wird, und es dadurch mehr und mehr zu einer starken Durchmischung von Wasserfluss und Feststoffen kommt, Diese beson-



deren Bedingungen könnten als "murgangähnlicher" Abfluss bezeichnet werden. Der Mechanismus entspricht zwar nicht dem eigentlichen Murgang, da aber Feststoffmaterial von beträchtlicher Grösse auf der ganzen Abflusstiefe bewegt wird, würde man in der Natur den Eindruck von einem Murgang haben.

## 7.2 Beginn von Murgangbewegung

Bei sehr grossen Gefällen wurde festgestellt, dass sich die Sohle verflüssigt. Dieses Phänomen kann wahrscheinlich als Uebergang zum Auftreten eigentlicher Murgänge bezeichnet werden. Bei Material IV konnte man für Gefälle von 20 % und Abflüsse über  $Q = 20 \text{ l/s}$  eine kriechende Massenbewegung des Untergrundmaterials feststellen. Eine Rotationsbewegung des Sohlenmaterials wurde beobachtet, es ergab sich ständiger Austausch zwischen Untergrundmaterial und Material der Sohlenoberfläche.

Mit der vorhandenen Laboreinrichtung konnte die Natursituation der Auslösung eines Murganges nicht genau simuliert werden, da dieser Kriechprozess die Gesamtheit des Sohlenmaterials bis hinunter zur Stahlsohle betraf. Diese Sohlenverflüssigung ist aber ein Zeichen für einen plötzlichen Uebergang zu einem anderen Transportmechanismus, der höchst wahrscheinlich Murgänge auslöst.

Diese Verflüssigung wurde für Material I ebenfalls festgestellt, und zwar bei einem Gefälle von 25 %. Für die vorliegenden Versuchsergebnisse kann somit ein Gefälle von 20 % für den "normalen" Sedimenttransport als obere Grenze angesehen werden. Die Formeln, welche aus diesen Versuchen abgeleitet werden, dürfen somit nicht über dieses Grenzgefälle hinaus extrapoliert werden.

## 7.3 Antidünen

Bei Gefällen von  $J \geq 3\%$ , für welche die vorliegenden Versuche durchgeführt wurden, konnten nur Antidünen als einzige Sohlenform erwartet werden. Die Rinne war zu schmal, um die Entwicklung von dreidimensionalen Formen zu erlauben (alternie-

rende Bänke, Schrägbänke). Es ergaben sich denn auch Antidünen bei den meisten Versuchen mit Material I, bei einzelnen Versuchen mit den Materialien II und III und für einen Versuch mit Material IV. Alle diese Sohlenformen waren eher schwach ausgebildet. Sie wanderten langsam rinnenaufwärts. Durch ihre Präsenz wurde die Abschätzung der Gleichgewichtsbedingungen nur unwesentlich erschwert. Es kann damit auch angenommen werden, dass diese Antidünen keinen zusätzlichen Formwiderstand auf die Strömung verursachten.

Es scheint, dass Antidünen sich in eher feinem Material leichter entwickeln können, sie verschwanden für sehr starke Transportraten und grosse relative Rauigkeiten praktisch ganz. Die experimentellen Bedingungen erlaubten keine systematischen Messungen der Geometrie dieser Sohlenformen.

Die Tabellen 8 bis 11 geben einen Ueberblick über den Versuchsbereich und geben an, für welche Versuche Antidünen und Sohlenverflüssigung auftraten.

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3			AD	ES	ES		
7		AD	ES	ES	ES	ES	ES
10		AD	ES	AD	AD	AD	AD
15		ES	AD	AD	AD	AD	AD
20		AD	AD	AD	AD	AD	AD
25						MG	

Tabelle 8 Versuche mit Material I, Uebersicht über die Beobachtungen (ES = ebene Sohle, AD = Antidünen, MG = Murgang).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3					ES		
5			ES		ES		
7					ES		
10		ES	ES	ES	ES	AD	AD
15					AD		
20		ES	AD		ES		

Tabelle 9 Versuche mit Material II, Uebersicht über die Beobachtungen (ES = ebene Sohle, AD = Antidünen).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
5					ES		
7					ES		
10		ES	AD	AD	AD	AD	AD
15					AD		
20			ES		ES		

Tabelle 10 Versuche mit Material III, Ueberblick über die Beobachtungen (ES = ebene Sohle, AD = Antidünen).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3				ES	ES		
5					ES		
7			ES	ES	ES	ES	ES
10		AD	ES	ES	ES	ES	ES
15		ES	ES	ES	ES	ES	ES
20		ES	ES	~ MG	~ MG	MG	MG

Tabelle 11 Versuche mit Material IV, Ueberblick über die Beobachtungen (ES = ebene Sohle, AD = Antidünen, MG = Murgang).

## 8. ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSDATEN VON MEYER-PETER/MÜLLER (1948)

Zwischen 1930 und 1948 wurde an der Versuchsanstalt eine grosse Zahl von Geschiebetransportversuchen durchgeführt, die schliesslich zur Meyer-Peter/Müller-Formel führten. Die vollständigen Versuchsdaten wurden bisher nicht publiziert, es existierte lediglich ein interner Bericht (1948). Im Verlaufe der Analyse der neuen Versuchsserien erschien es angebracht, die Meyer-Peter/Müller Daten in die Analyse miteinzubeziehen. Mit diesem internen Bericht und einigen Ergänzungen, die den Archiven der VAW entnommen werden konnten, konnten die Originaldaten zusammengestellt werden. Tabelle 12 gibt die entsprechende Zusammenstellung.

Die Daten, welche zur ersten Meyer-Peter Formel von 1934 führten, sind in diesen Tabellen enthalten; sie wurden 1948 auch in der Analyse verwendet, welche zur damaligen Formel führte.

Tabelle 12 Originaldaten der Geschiebetransportversuche von Meyer-Peter/Müller.

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	B [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	J [x10 <sup>-3</sup> ]	Q [l/s]	h [mm]	G <sub>B</sub> [g/s]	Symbol (Fig. 12)
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.70	1641	387	1815.1	*
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	6.54	1641	444	45.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.20	1641	397	990.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.28	1641	399	982.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.23	1641	399	979.3	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.15	1641	399	1012.8	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.16	1641	398	988.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	13.73	1641	368	3828.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	8.20	1641	413	496.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.61	1641	418	320.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.61	1641	455	31.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	17.69	1641	342	8373.8	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	12.19	3271	597	8469.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	8.48	3271	653	3844.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.07	3271	694	1915.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.92	3271	722	965.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.78	3271	729	963.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.52	3271	835	32.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.45	3271	853	26.2	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	12.41	3271	600	8469.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.87	4614	801	8437.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.67	4483	781	8501.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.39	4578	861	3818.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.37	4554	852	3796.1	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.78	4583	908	1930.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.75	4609	925	1915.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	4.79	4600	973	960.2	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.02	4600	961	955.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.96	4600	1018	2599.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	4.00	4600	1026	2654.1	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.17	4600	1092	29.7	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.24	4600	1092	31.3	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	17.62	1641	351	8485.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.90	3271	822	31.9	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	22.70	21.7	60	149.6	■
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	9.64	21.7	71	13.0	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.94	21.7	78	1.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	12.67	21.7	67	37.8	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	17.60	21.7	61	88.7	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	22.26	21.7	58	151.9	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	11.20	60.8	136	154.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	8.88	60.8	148	89.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.22	60.8	160	38.4	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.33	60.8	160	38.4	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	7.55	43.4	120	45.7	

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	B [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	J [x10 <sup>-3</sup> ]	Q [l/s]	h [mm]	G <sub>B</sub> [g/s]	Symbol (Fig. 12)
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	4.67	60.8	175	13.6	□ ↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.19	60.8	198	1.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.29	60.8	195	1.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.72	43.4	145	1.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	13.07	43.4	101	154.7	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	5.62	43.4	130	13.5	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	9.83	82.1	182	154.7	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	5.38	82.1	213	38.4	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.18	82.1	248	3.8	✕ ↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	1.75	10.0	77	4.2	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	3.26	10.0	63	27.3	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	4.27	10.0	58	48.1	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	6.97	5.0	33	48.5	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	2.80	21.6	117	49.4	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	2.17	5.0	46	1.1	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	1.28	10.0	82	1.1	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	6.38	10.0	51	106.7	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	3.91	21.6	98	109.0	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	5.72	2.1	24	4.4	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	7.91	1.1	13	4.4	
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	10.63	0.8	8	4.4	✕ ↓
0.41	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.50	550.0	490	17.4	
0.40	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.42	300.0	352	4.3	
0.38	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.48	400.0	400	14.2	
0.39	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.40	200.0	285	1.4	
0.40	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.45	350.0	372	9.0	+ ↓
1.03	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.00	180.0	191	16.9	
1.00	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.04	140.0	152	13.3	
0.97	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.07	100.0	112	10.9	○ ↓
1.70	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.40	150.0	110	871	
1.59	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.50	100.0	78	246	
1.63	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.55	100.0	79	283	
1.68	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.59	70.0	56	90	
1.64	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.44	120.0	95	474	
1.89	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.42	225.0	150	1564	
1.86	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.65	180.0	123	1335	
1.97	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.94	330.0	187	294	
1.99	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.48	330.0	204	1870	
1.97	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.41	330.0	203	2112	
1.98	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.39	330.0	207	2067	
2.04	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.75	330.0	198	2559	
2.06	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.61	330.0	198	2355	
1.98	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.45	260.0	166	1902	
1.99	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.25	260.0	170	1426	
1.84	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.40	150.0	115	571	
2.04	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.35	190.0	135	906	

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	B [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	J [x10 <sup>-3</sup> ]	Q [l/s]	h [mm]	G <sub>B</sub> [g/s]	Symbol (Fig. 12)
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.68	67.5	200	3.8	◀
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.70	60.7	185	3.1	↓
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	54.1	171	2.0	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.74	43.9	149	0.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	35.0	128	0.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	60.7	185	3.2	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.73	90.6	243	23.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	60.7	185	5.8	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	90.6	242	29.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.82	85.0	230	27.4	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	74.8	211	18.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.76	67.8	199	12.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.73	60.7	185	9.2	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.72	50.0	163	3.7	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.74	40.0	140	1.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.71	60.7	184	8.2	
2.70	6.00	3.53	2680	0.42	110	2.73	41.1	140	4.9	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.71	62.1	188	3.0	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.66	43.1	147	0.2	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.81	92.6	244	17.3	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.67	50.0	164	0.5	↓
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	18.40	21.4	55	7.0	⊗
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	16.01	21.4	58	1.8	↓
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	22.70	21.4	53	22.4	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	8.23	60.8	142	7.5	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	16.54	60.8	117	125.3	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	12.68	60.8	124	63.2	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	5.78	82.1	198	2.0	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	11.02	82.1	166	64.2	↓
1.34	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.83	20.0	63	5.9	△
1.43	2.80	4.0	2680	0.65	80	3.25	36.7	91	28.3	↓
1.17	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.36	14.5	52	1.5	
1.34	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.67	26.5	75	13.9	
1.40	2.80	4.0	2680	0.65	80	3.04	28.6	77	21.0	
1.38	2.80	4.0	2680	0.65	80	4.07	58.5	132	63.8	
1.53	2.80	4.0	2680	0.65	80	16.00	2.6	9	12.8	↓
1.40	2.80	4.0	2680	0.30	110	16.50	1.2	10	7.2	▽
1.45	2.80	4.0	2680	0.15	100	19.92	0.6	10	3.8	↓
1.60	2.80	4.0	2680	0.15	100	20.70	1.0	14	0.6	↓
4.46	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.27	160.0	87	360.5	●
4.43	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.01	220.0	108	663.6	↓
4.43	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.11	220.0	106	644.5	
4.44	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.10	250.0	106	794.4	
4.40	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.13	195.0	99	516.9	
4.51	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.19	140.0	86	221.2	
4.62	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.12	100.0	68	118.7	↓

Die Bilder 12 und 13 sind der Original-Publikation (1948) entnommen. Die Symbole in Bild 12 entsprechen jenen, wie sie in Tabelle 12 angegeben sind. Bild 12 war die Grundlage für die Entwicklung der Formel von 1948. Es wurde bei der Entwicklung der Formel versucht, die "verfügbare Schleppspannung" des Abflusses mit der kritischen Schleppspannung bei Bewegungsbeginn des Sediments und einer Transportgrösse, welche die Dimensionen einer Schleppspannung aufweist in Verbindung zu bringen. Diese drei Elemente wurden in eine dimensionslose Form gebracht, indem durch  $\rho_w g (s-1) d_m$  dividiert wurde. Somit wurden die beiden Parameter

$$\left(\frac{Q_R}{Q}\right) \left(\frac{k_S}{k_R}\right)^{\alpha_0} \frac{R J}{(s-1) d_m} \quad (8.1)$$

und

$$\frac{q_B^{2/3}}{(s-1)^{1/3} g^{1/3} d_m} \quad (8.2)$$

erhalten. Eine lineare Gleichung wurde zwischen den beiden Parametern gesucht. Der Exponent  $\alpha_0$  musste noch vorher bestimmt werden, es wurde 1.5 gewählt. Eine Regression ergab die Konstanten 0.047 und 0.25, wie in Bild 12 angegeben.

Die Meyer-Peter/Müller Gleichung entspricht somit

$$\begin{aligned} \rho_w g \left(\frac{Q_R}{Q}\right) \left(\frac{k_S}{k_R}\right)^{1.5} h J &= 0.047 \rho_w (s-1) g d_m \\ &+ 0.25 \rho_w (s-1)^{0.67} g^{0.67} q_B^{0.67} \quad (8.3) \\ (\text{oder } \tau' &= \tau_{cr} + \tau_g). \end{aligned}$$

$\tau'$  ist gegenüber der mittleren Sohlenschubspannung

$$\tau = \rho_w g h J \quad (8.4)$$

bereits durch Einführung der Faktoren  $(Q_R/Q)$  und  $(k_S/k_R)^{1.5}$  reduziert, welche Wandreibung resp. Formverluste berücksichtigen.

Es seien nun die folgenden dimensionslosen Parameter eingeführt:

$$\theta = \frac{\tau}{\rho_w g (s-1) d_m} = \frac{h J}{(s-1) d_m}, \quad (8.5)$$

$$\theta' = \frac{\tau'}{\rho_w g (s-1) d_m} \quad (8.6)$$

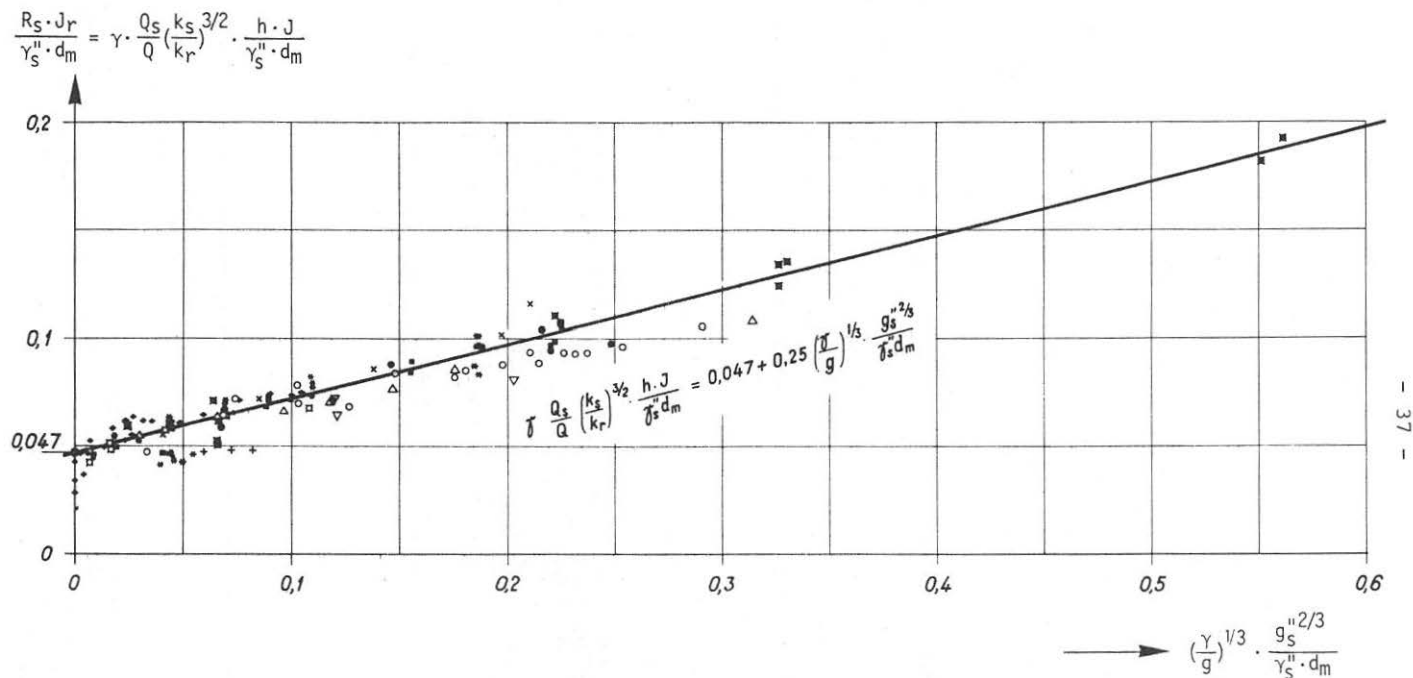


Bild 12 Dimensionsloses Diagramm aus der Original-Publikation von Meyer-Peter/Müller (1948), das als Basis für die Entwicklung ihrer Geschiebetransportformel diente.



und 
$$\phi = \frac{q_B}{(s-1)^{0.5} g^{0.5} d_m^{1.5}} \quad (8.7)$$

Bei Verwendung dieser dimensionslosen Parameter kann die Meyer-Peter/Müller Gleichung vereinfacht angeschrieben werden:

$$\phi = 8(\theta' - \theta_{cr})^{1.5} \quad (8.8)$$

In Gleichung (8.8) wurde der dimensionslose Ausdruck  $\theta_{cr}$  für die kritische Schubspannung als Verallgemeinerung für die Konstante 0.047 (siehe Bild 12) eingeführt. Das klassische Shields-Diagramm (1936) gibt  $\theta_{cr}$  als Funktion der Korn-Reynoldszahl  $Re^*$ . Shields hatte seine Beziehung auf ähnliche Art wie Meyer-Peter/Müller erhalten, d.h. durch Extrapolation der  $\theta$ -Werte wenn die Transportraten gegen Null tendieren. Diese Substitution ist somit berechtigt (siehe auch Yalin, 1977, S. 115). Meyer-Peter und Müller stellten fest, dass die Geschiebebewegung an sich etwas früher einsetzt, als durch den extrapolierten Wert gegeben (0.03 statt 0.047).

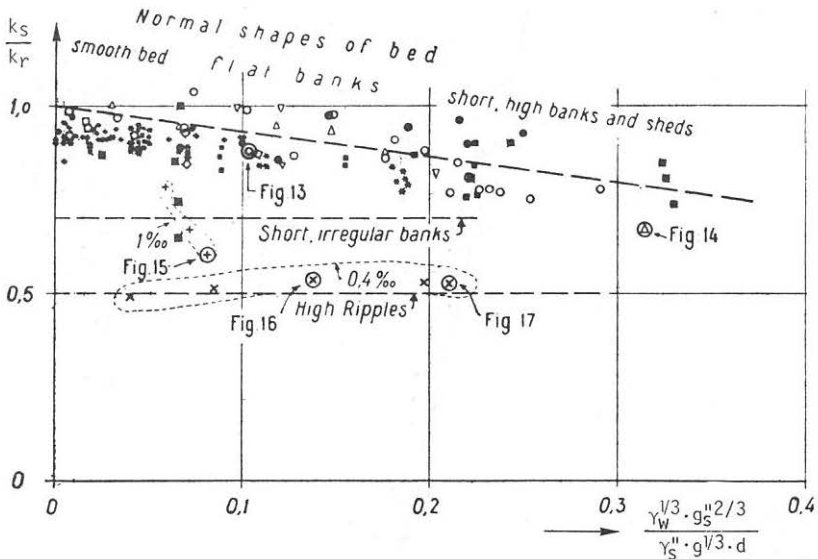


Bild 13 Dimensionsloses Diagramm aus der Originalpublikation von Meyer-Peter/Müller (1948), welches die Variation des Formfaktors  $k_s/k_r$  für verschiedene Versuche zeigt. (Bildnummern 13-17 beziehen sich auf Originalpublikation).

Die Parameter  $\theta$  und  $\phi$  werden erst seit Einstein (1950) laufend für die Beschreibung von Sedimenttransportformeln benutzt. In der Form (8.8) kann die Meyer-Peter/Müller Formel mit anderen Formeln verglichen werden.

Bild 13 zeigt die Werte für den Faktor  $k_s/k_r$ , wie sie für die verschiedenen Versuche erhalten worden waren.  $k_s$  drückt den Gesamtwiderstand der Sohle aus,  $k_r$  den Widerstand durch Kornreibung allein; beides sind Strickler-Koeffizienten. Die Gerade, welche in dieses Diagramm eingeführt worden war, suggeriert, dass der Fliesswiderstand durch zunehmende Präsenz von bewegtem Geschiebe erhöht werde. Die meisten der Punkte auf diesem Bild entsprechen Versuchen mit nur flachen Sohlenformen, einige wenige illustrieren hohen Sohlenwiderstand infolge Entwicklung von steilen Sohlenformen.

## 9. ANALYSE DER VERSUCHSRESULTATE

### 9.1 Berechtigung einer kombinierten Analyse (Originaldaten von Meyer-Peter/Müller und Versuche in der steilen Rinne)

Der Transportmechanismus, der während den Versuchen in der steilen Rinne festgestellt wurde, weist keinen markanten Unterschied auf zu jenem des Geschiebetransports bei Gefällen unter 2%; abgesehen von den Einschränkungen, wie sie in Abschnitt 7.1 ("murgangähnlicher Transport") gemacht wurden.

Da somit kein unterschiedliches Verhalten für Gefälle unter 2% (Meyer-Peter Versuche), sowie für Gefälle  $3\% < J < 20\%$  (Versuche in der steilen Rinne) erwartet wurde, wurde angenommen, dass die gleiche Formel für beide Situationen anwendbar sein sollte. Somit wurde erst versucht, die Meyer-Peter/Müller Formel auf grössere Gefälle auszudehnen; und später in einer mehr generellen Art, ein neues gemeinsames Transportgesetz für beide Datengruppen zu finden.

Eine Ausdehnung auf höhere Gefälle konnte bedeuten, dass

eventuell zusätzliche gefällsabhängige Parameter eingeführt werden müssten, welche bei den flacheren Gefällen eine untergeordnete Rolle spielen würden. Zum Beispiel wird bei der Abschätzung der kritischen Schleppspannung die Gewichtskomponente der Sohlenpartikel in Fließrichtung normalerweise vernachlässigt; bei steilen Gefällen ist dies aber nicht mehr zu akzeptieren.

## 9.2 Methode

Um eine Korrelation zwischen den im Versuch gemessenen Transportraten und den Versuchsparametern zu finden, wurde die Transportrate als Funktion jedes dieser Parameter aufgetragen, wobei der andere konstant gehalten wurde (Anhang I). Eine stufenweise Mehrfach-Regressionstechnik (Efroymson, 1960, Draper und Smith, 1966, Hemmerle, 1967) wurde dann angewandt, um die auf den Bildern erscheinenden Zusammenhänge mathematisch zu beschreiben. Die Güte einer Korrelation wurde durch den Korrelationskoeffizienten

$$r = \frac{\sum (x_p - \bar{x}_p) (x_m - \bar{x}_m)}{\left( \sum (x_p - \bar{x}_p)^2 \sum (x_m - \bar{x}_m)^2 \right)^{0.5}} \quad (9.1)$$

und den Standardfehler, der dem Quotient zwischen Standardabweichung und mittlerem Messwert

$$SE = \frac{\left( \sum (x_p - \bar{x}_p)^2 \right)^{0.5}}{(n-1)^{0.5} \bar{x}_m} \quad (9.2)$$

entspricht, beschrieben.

Die Berechnung einer Korrelation und des Standardfehlers wurde immer in einem linearen Bereich durchgeführt, auch wenn die Regressionsgleichung den Daten angepasst wurde, welche in den logarithmischen Bereich transformiert worden waren. Die Restfehler wurden immer graphisch im linearen Bereich geprüft. Die Feststofftransportrate  $q_B$  [m<sup>3</sup>/s], respektive  $g_B$  [kg/ms] wurde als abhängige Variable gewählt. Es wurde darauf geachtet, keine unechte Korrelation zwischen dimensionslosen Kombinationen der Versuchsparameter einzuführen. Falls zwei dimensions-

lose Gruppen von Variablen den gleichen Versuchsparameter enthalten (z.B. enthalten  $\phi$  und  $\theta$  in (8.8) beide den Korndurchmesser  $d_m$ ), dann kann die resultierende Korrelation besser erscheinen, als sie bei Verwendung von wirklich unabhängigen Parametern aussehen würde.

Aufgrund von Dimensionsanalysen werden Sedimenttransportformeln oft als Beziehung zwischen solchen dimensionslosen Parametern aufgestellt. Falls nun eine Gleichung, welche solche Parameter enthält, geprüft werden musste, wurde die Gleichung jeweils so umgeformt, dass die Transportrate  $q_B$  als einziger abhängiger Parameter in Funktion von Gruppen der anderen Parameter explizit ausgedrückt war. Durch dieses Verfahren konnte es vorkommen, dass für eine bestimmte Gleichung eine schlechtere Korrelation und höhere Restfehler gefunden wurden, als es die ursprüngliche Ableitung erscheinen lässt.

## 10. ANWENDUNG DER MEYER-PETER/MÜLLER GLEICHUNG (1948) AUF DIE VERSUCHSDATEN

---

### 10.1 Vergleich mit den Versuchsergebnissen in der steilen Rinne

---

Bild 14 zeigt einen Vergleich zwischen den Feststofftransportraten, wie sie durch Anwendung der Originalgleichung von Meyer-Peter/Müller (8.3) erhalten wurden, mit den in der steilen Rinne gemessenen Werten. Daraus ersieht man, dass durch Anwendung der Originalgleichung in diesem Bereich bei weitem zu kleine Transportraten erhalten werden. Der Korrelationskoeffizient  $r^2 = 0.36$  und der Standardfehler ist 129 %. Bild 15 zeigt, dass eine systematische Abweichung mit dem Gefälle besteht.

Der Grund für diese schlechte Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Werten ist aber nur indirekt eine Folge des Gefälles. Der Hauptfehler liegt in der Rolle, welche die Definition der Kornrauigkeit in der Originalgleichung von

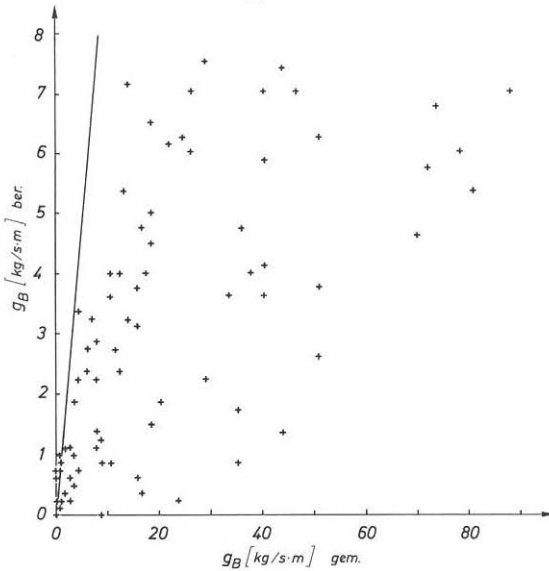


Bild 14 Vergleich der Originalgleichung von Meyer-Peter/Müller mit den Versuchsdaten der steilen Rinne.

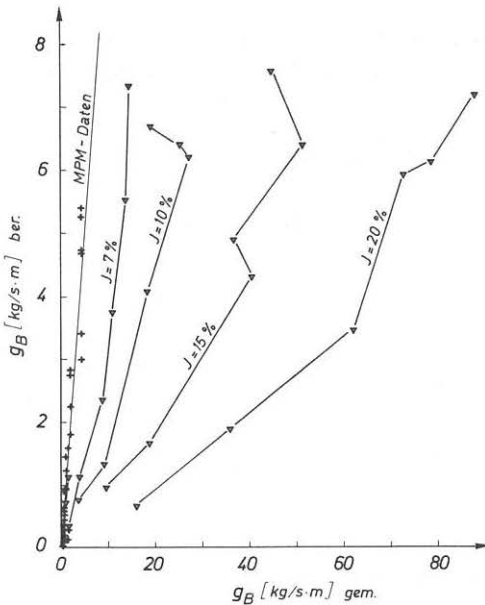


Bild 15 Gefällsabhängige Abweichung der Steilrinnenresultate im Vergleich mit der Originalgleichung von Meyer-Peter/Müller.

Meyer-Peter/Müller spielt. Sie ist durch einen Strickler-Koeffizienten

$$k_R = 26/d_{90}^{0.16} \quad (10.1)$$

definiert. Bei den Daten der Versuche mit der steilen Rinne ergaben sich, je steiler das Gefälle wurde, immer grössere Differenzen zwischen dem Strickler-Faktor, welcher die Sohlenrauigkeit - nach Elimination der Wandreibung - (siehe Einstein, 1938, 1950)

$$k_S = Q_R / (F_b h_m^{0.67} J^{0.5}) \quad (10.2)$$

bestimmt, und  $k_R$ . Da bei den meisten Versuchen die Sohle eben war, oder nur leicht gewellt (schwache Antidünen), kann nicht erwartet werden, dass Formwiderstand die Resultate beeinflusst haben könnte. In diesem Fall - wobei für den Moment der Einfluss des bewegten Feststoffmaterials auf den Fließwiderstand vernachlässigt wird - sollte man nach der Definition von Meyer-Peter/Müller  $k_S = k_R$  erhalten. Dies bedeutet wiederum, dass die Definition von  $k_R$ , respektive die Kornrauigkeit, bei steilen Gefällen nicht mehr haltbar ist.

Die Versuchsergebnisse in der steilen Rinne bezüglich Fließwiderstand werden noch in Kapitel 14 diskutiert. Im Moment sei lediglich festgehalten, dass, was auch immer der korrekte Wert für einen Kornrauigkeitsbeiwert  $k_R$  sein kann, der Beiwert  $k_S/k_R$  für die Steilrinnenversuche gleich eins gesetzt werden muss. Dadurch kann eine vereinfachte Meyer-Peter/Müller Gleichung angewandt werden, nämlich

$$\phi = 8(\theta_b - \theta_{cr})^{1.5} \quad (10.3)$$

Darin wird nur eine Reduktion infolge Wandreibung berücksichtigt,

$$\theta_b = \frac{Q_R}{Q} \cdot \theta \quad (10.4)$$

Gleichung (10.3) wurde nun mit den Daten der steilen Rinne verglichen, die Korrelation war jetzt viel besser (siehe Bild 16) mit  $r^2 = 0.87$  und  $S_E = 37\%$ .

Der Wert für  $\theta_{cr}$  wurde durch das Verfahren von Iwagaki und

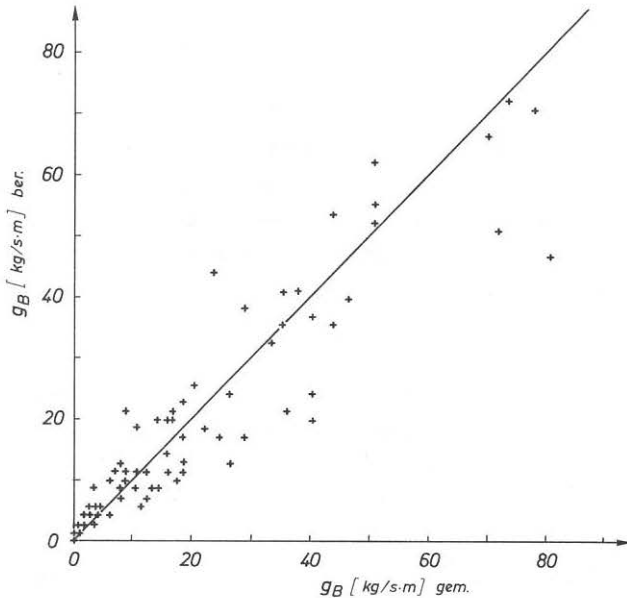


Bild 16 Vergleich der Versuchsergebnisse in der steilen Rinne mit der vereinfachten Meyer-Peter/Müller-Gleichung (10.3).

Tsuchiya (1959) erhalten, welches eine Annäherung an das Shields-Diagramm darstellt. Die Differenzen zwischen den beiden Methoden werden in diesem Falle aber als vernachlässigbar angesehen.

#### 10.2 Vergleich mit den Originaldaten von Meyer-Peter/Müller

Die Meyer-Peter/Müller Gleichung (8.3) wurde nun, entsprechend Kapitel 9, mit den Originaldaten verglichen, von denen sie ursprünglich abgeleitet worden war. Es wurden somit wieder die Differenzen zwischen berechneten und gemessenen Feststofftransportraten bestimmt; es resultierte ein Korrelationskoeffizient  $r^2 = 0.92$  und ein Standardfehler von 72 %. Die Standardabweichung betrug 0.29 kg/ms für einen Bereich  $0 < g_B < 5.4$  kg/sm.

Das Ausmass des Standardfehlers erscheint überraschend hoch.

Es muss aber bemerkt werden, dass üblicherweise die Güte der Originalgleichung auf einem Diagramm abgeschätzt wurde, wie es auf Bild 12 dargestellt ist. Dieses Diagramm zeigt eine bessere Korrelation, als sie in Wirklichkeit vorhanden ist, da an den beiden Achsen Parameter aufgetragen sind, welche beide das Produkt  $\rho_w(s-1)gd_m$  enthalten.

Bild 17 zeigt den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Transportraten. Es kann daraus keine systematische Abweichung abgeleitet werden. Da in Bild 17 eine lineare Darstellung gewählt wurde, um nicht die Restfehler zu verzerren, können daraus nur die Differenzen an den höheren Transportraten klar abgeschätzt werden. Bild 18 zeigt deshalb die entsprechenden Werte für einen mittleren Bereich der Feststofftransportraten, und Bild 19 für einen Bereich von kleinen Transportraten.

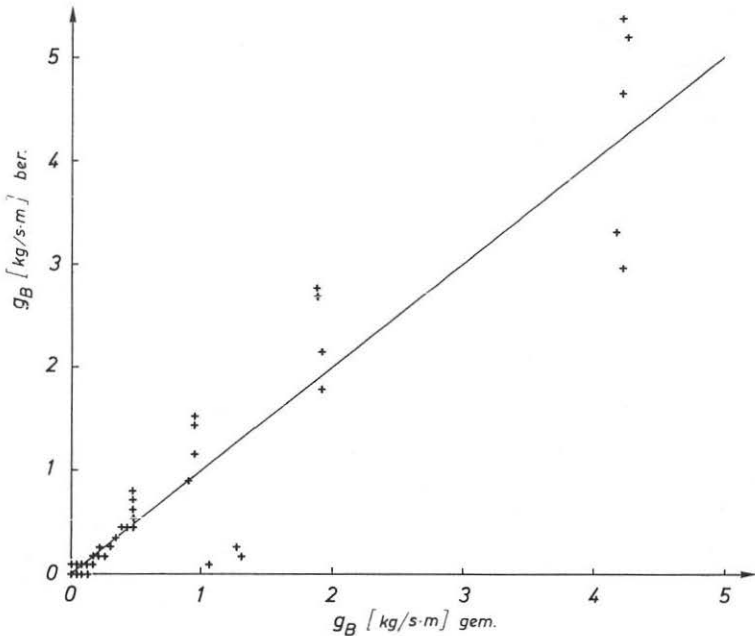


Bild 17 Vergleich der gemessenen und berechneten Transportraten (Meyer-Peter/Müller Gleichung (8.3) und Daten), für  $0 < g_B < 5 \text{ kg/sm}$ .



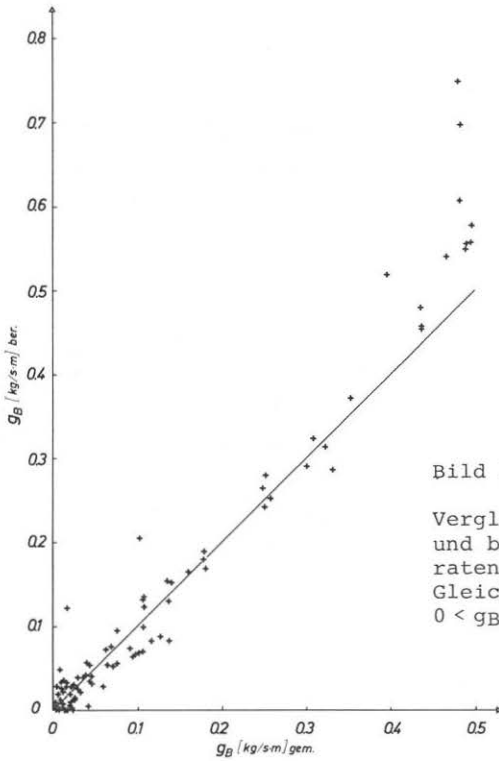


Bild 18

Vergleich der gemessenen und berechneten Transportraten (Meyer-Peter/Müller Gleichung und Daten), für  $0 < g_B < 0.8$  kg/sm.

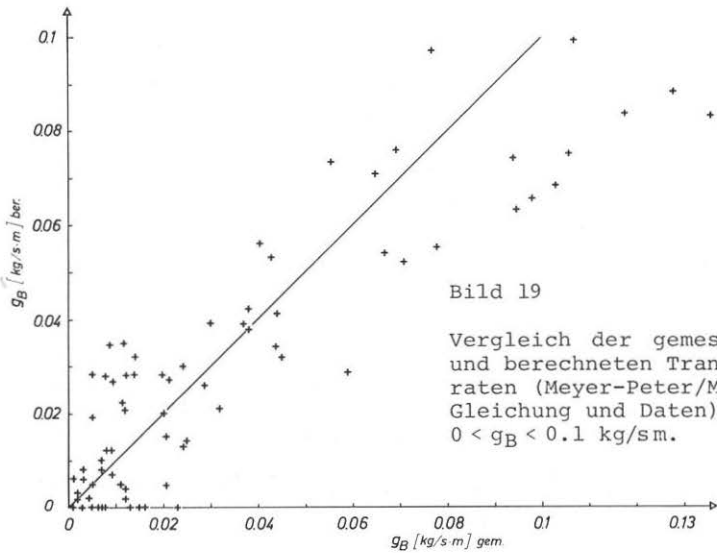


Bild 19

Vergleich der gemessenen und berechneten Transportraten (Meyer-Peter/Müller Gleichung und Daten), für  $0 < g_B < 0.1$  kg/sm.

## 11. WEG ZU EINER NEUEN GLEICHUNG

Es wurde nun versucht, die Meyer-Peter/Müller Gleichung so zu verbessern, dass sie mit jeder der beiden Datengruppen besser übereinstimmen würde, und eventuell sogar eine neue Gleichung zu finden, die diesem Anspruch genügen würde.

In dieser Analyse wurde wiederum das Korrekturverfahren nach Einstein betreffend Wandreibung durchgeführt, und die relative kritische Schubspannung  $\theta_{cr}$  wiederum nach Iwagaki und Tsuchya berechnet. Für die steileren Gefälle wurde die Gewichtskomponente der Sohlenkomponenten in Fließrichtung in der Rechnung berücksichtigt. In Anlehnung an Stevens et al. (1976), die ein Verfahren zur Berechnung von Ufersicherungen angeben, wurde ein korrigierter Shields-Faktor berechnet, um den Transportbeginn des Sohlenmaterials zu bestimmen:

$$\theta_{crJ} = \theta_{cr} \left( \cos (\arctan J) \right) \left( 1 - \frac{J}{\tan \varphi} \right), \quad (11.1)$$

wobei  $\varphi$  der natürliche Ruhewinkel des Materials ist.

Für hydrostatische Druckverteilung ist die mittlere Sohlenschubspannung eine Funktion der Gesamtabflusstiefe, unabhängig von der Präsenz bewegter Feststoffpartikel. Die Berechnung der Sohlenschubspannung mit Hilfe der Gemischabflusstiefe  $h_m$  ergab denn auch bessere Resultate, als mit der entsprechenden Reinwasserabflusstiefe  $h_w = q/v_w$ . Die Verwendung eines variablen  $\theta_{cr}$  ergab bereits bessere Resultate als die Verwendung der Konstante 0.047. Weiter ergab sich eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, indem ein Produkt der überschüssigen relativen Schubspannung  $(\theta - \theta_{cr})$  und einer Potenzfunktion von  $\theta$  verwendet wurde, anstelle einer Potenzfunktion der überschüssigen Schubspannung allein, wie in der Meyer-Peter/Müller Formel. Ähnliche Funktionen wurden früher auch schon durch Du Boys (1876), Shields (1936) und Bagnold (1956) vorgeschlagen.

Die weitere Analyse zeigte, dass eine zusätzliche Korrelation mit dem gesamten Fließwiderstand der Sohle gefunden werden konnte - dieser wird durch das Verhältnis  $c = v/v_*$  ausgedrückt -, ferner mit dem Gefälle. Weitere Versuche, eine zusätzliche Korrelation mit einem Faktor zu finden, der die Formrauigkeit repräsentieren würde, blieben unzufriedenstellend. Die Gleichung, welche die beste Übereinstimmung mit den Versuchsdaten ergab, wies folgende Form auf:

$$\phi = f(c J^{0.6} \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr})) \quad (11.2)$$

Es wurde darauf eine direkte Regression zwischen allen Versuchsparametern versucht. Um die Bedingungen bei Transportbeginn zu berücksichtigen, musste für einen der unabhängigen Parameter eine Korrektur eingeführt werden. Es wurde ein kritisches Gefälle  $J_{cr}$  eingeführt, das als jener Anteil der Abflussenergie - für welche  $J$  ein Mass ist - betrachtet werden kann, den es braucht, um die Partikel aus der Sohle zu lösen.  $J_{cr}$  wurde aus  $\theta_{cr}$  berechnet, als Funktion der Abflusstiefe. Es erwies sich als vorteilhafter, diese Korrektur am Gefälle anzuwenden statt an der Abflusstiefe.

Für Material mit ungefähr einheitlicher Kornverteilung wurde die beste Übereinstimmung mit einer Gleichung vom Typus

$$q_B = 'a/(s-1) J^{\alpha_1} q^{\alpha_2} (J-J_{cr})^{\alpha_3} \quad (11.3)$$

erzielt. Eine logarithmische Regression zeigte, dass die Exponenten  $\alpha_2$  und  $\alpha_3$  sehr nahe bei 1 lagen. Dies erlaubte wiederum die Aufstellung einer dimensionsgerechten Formel:

$$q_B \cong a \frac{J^{0.6}}{(s-1)} q (J-J_{cr}) \quad (11.4)$$

Innerhalb des Versuchsbereichs konnte die Auswirkung der Streuung der Korngrößen auf die Transportraten durch eine schwache Potenzfunktion von  $d_{90}/d_{30}$  berücksichtigt werden.

## 12. NEUE SEDIMENTTRANSPORTFORMEL, VERGLEICH MIT VERSUCHSRESULTATEN

Als Resultat einer umfassenden Analyse der Versuchsdaten in der steilen Rinne sowie der Originaldaten von Meyer-Peter/Müller wurde eine neue Sedimenttransportformel abgeleitet:

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} q_r (J - J_{cr}). \quad (12.1)$$

Gleichwertige Formen sind

$$q^* = q_B/q_r = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{1.6} (1 - \theta_{cr}/\theta) \quad (12.2)$$

und

$$\phi = 4 (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} c \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr}). \quad (12.3)$$

Für praktische Rechnungen kann die Formel folgendermassen ausgedrückt werden:

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} q J^{1.6} \left(1 - \frac{\theta_{cr} (s-1) d_m}{h_m \cdot J}\right). \quad (12.4)$$

Es besteht nur eine schwache Abhängigkeit von  $d_{90}/d_{30}$ . Falls dieser Faktor vernachlässigt wird, sollte er durch 1.05 ersetzt werden (dies entspricht dem Verhältnis 4.2/4, wobei 4.2 der Koeffizient in der Gleichung ist, wenn in der Regression der Einfluss von  $d_{90}/d_{30}$  vernachlässigt ist). Wird  $s = 2.68$  (natürlicher Sand oder Kies) und  $\theta_{cr} = 0.05$  (voll entwickelte Turbulenz und mässiges Gefälle) gesetzt, dann wird die Gleichung

$$q_B = 2.5 q J^{0.6} \left(J - \frac{d_m}{12.1 h_m}\right). \quad (12.5)$$

Die Korrelation, welche für diesen Ausdruck gefunden wurde, ist durch folgende Werte charakterisiert:

Gl. (12.4):  $r^2 = 0.97$

$S_E = 66 \%$

$(\sigma_D = 0.26 \text{ kg/s m})$

Gl. (8.3):  $r^2 = 0.92$

$S_E = 72 \%$

$(\sigma_D = 0.29 \text{ kg/s m})$

im Vergleich mit den Meyer-Peter/Müller Versuchen; und

Gl. (12.4):  $r^2 = 0.95$

$S_E = 22 \%$

$(\sigma_D = 4.76 \text{ kg/s m})$

Gl. (10.3):  $r^2 = 0.87$

$S_E = 37 \%$

$(\sigma_D = 8.0 \text{ kg/s m})$

im Vergleich mit den Versuchsdaten der steilen Rinne.

Bilder 20 und 21 zeigen den Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Werten, jeweils separat für die beiden Daten-  
gruppen. Die Bilder 22 und 23 zeigen den Vergleich zu den  
Meyer-Peter/Müller Daten in einem mittleren und kleineren Be-  
reich der Transportraten.

Die Transportraten, welche mit der neuen Gleichung berech-  
net wurden, entsprechen den Versuchsdaten von Meyer-Peter/  
Müller etwas besser als jene, welche mit der Originalgleichung  
berechnet wurden. Betreffend den Versuchsdaten mit der steilen  
Rinne ergibt sich wiederum eine bessere Korrelation mit den  
Werten, wie sie mit der neuen Gleichung berechnet wurden, ge-  
genüber jenen, die mit der Meyer-Peter/Müller Gleichung unter

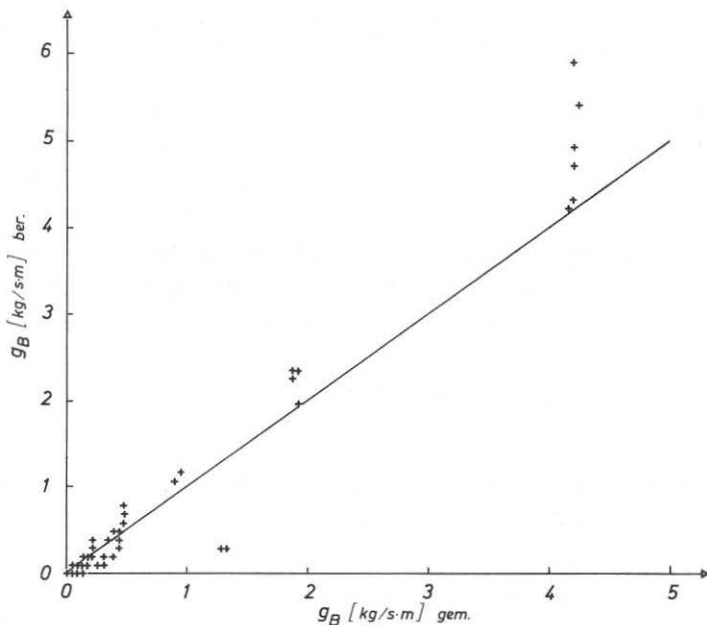


Bild 20 Vergleich gemessener und berechneter Werte (neue Gleichung (12.1), Meyer-Peter/Müller Daten).

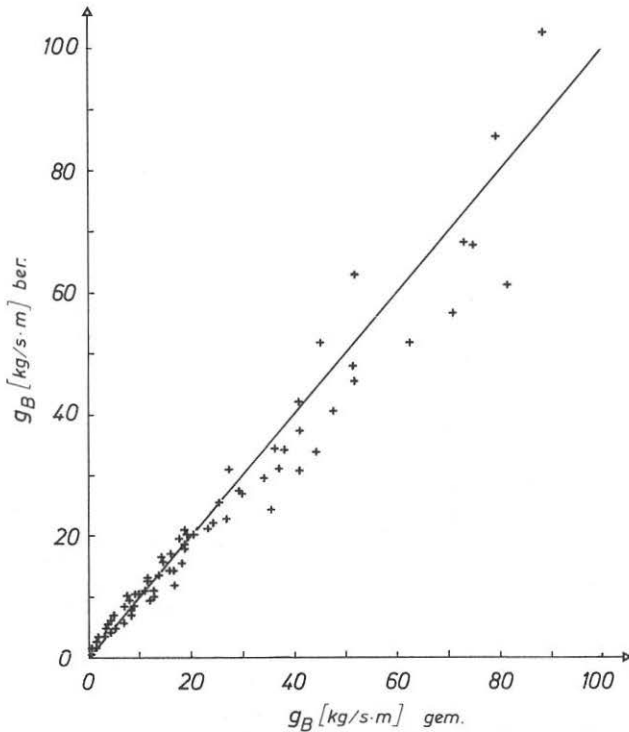


Bild 21 Vergleich der gemessenen und berechneten Werte (neue Gleichung (12.1), Daten der steilen Rinne).

Vernachlässigung des Formbeiwertes berechnet wurden. Die neue Gleichung konnte in der genau gleichen Form auf beide Daten-  
gruppen angewandt werden. Es sei dabei daran erinnert, dass  
es notwendig war,  $k_s = k_r$  für die Steilrinnendaten zu setzen,  
um die Meyer-Peter/Müller Gleichung anwenden zu können. Es  
scheint deshalb, dass die neue Gleichung über den gesamten  
Versuchsbereich beider Serien gleichermassen anwendbar ist.  
Der bedeutendste Vorteil der neuen Formel ist dehalb die Gültigkeit über einen grossen Gefällsbereich.

Die gute Uebereinstimmung der neuen Gleichung zu den Meyer-Peter / Müller Daten und den Versuchsdaten der steilen Rinne

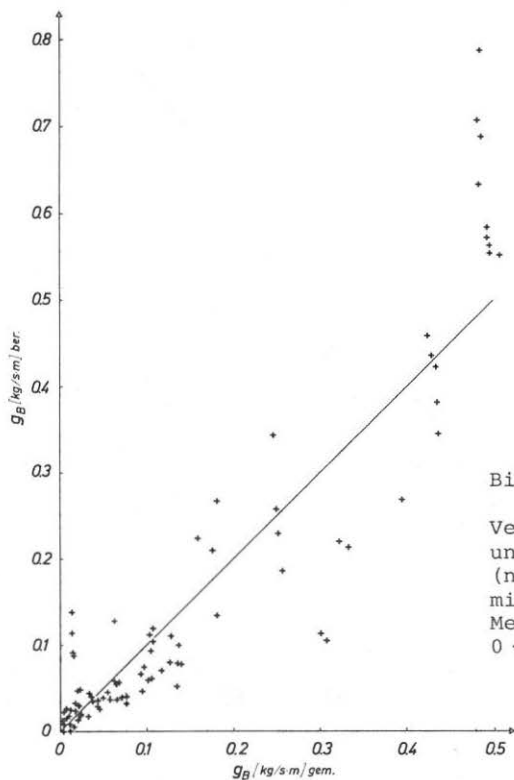


Bild 22

Vergleich der gemessenen und berechneten Werte (neue Gleichung (12.1); mittlerer Bereich der Meyer-Peter/Müller Daten,  $0 < g_B < 0.8$  kg/sm.

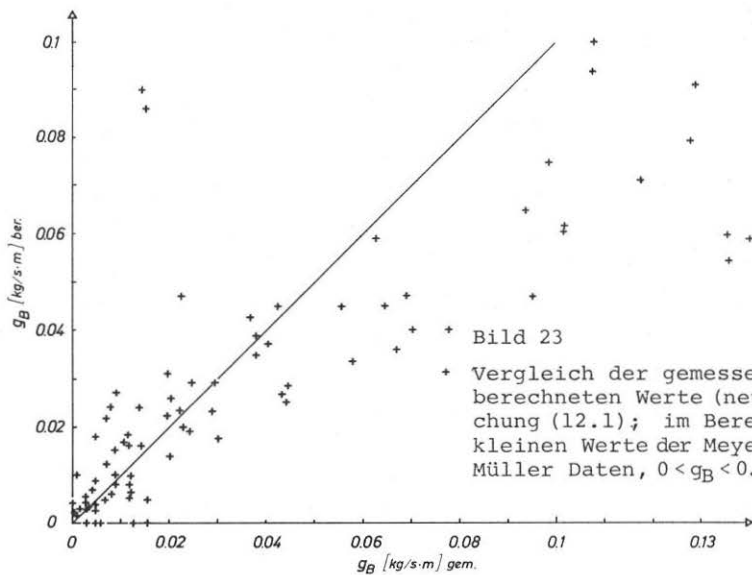


Bild 23

+ Vergleich der gemessenen und berechneten Werte (neue Gleichung (12.1); im Bereich der kleinen Werte der Meyer-Peter/Müller Daten,  $0 < g_B < 0.1$  kg/sm.

(die Gleichung wurde von diesen beiden Datengruppen abgeleitet) ist durch folgende statistische Parameter illustriert:

$$r^2 = 0.99$$

$$SE = 34 \% \quad (\text{alle Versuchsdaten}).$$

Die neue Gleichung reduziert die Streuung bei den hohen Transportraten (siehe Bild 20, im Vergleich zu Bild 17), hingegen ist die Streuung etwas grösser im mittleren Bereich (Bild 18 und Bild 21). Es kann aber keine systematische Abweichung festgestellt werden. Bei den kleinen Transportraten (Bild 19 und Bild 22) ist die Streuung der Versuchspunkte grösser als der Unterschied zwischen den beiden Gleichungen. Für ganz kleine Transportraten ( $g_B < 0.03 \text{ kg/sm}$ ) scheint es überhaupt keine Korrelation mehr zu geben; dies kann ein Resultat der Vernachlässigung der Entmischungseffekte sein, die beim Aufstellen beider Gleichungen nicht berücksichtigt wurden.

## 13. DISKUSSION

### 13.1 Allgemeines

Es wurde bisher schon oft versucht, zwischen Sedimenttransportraten und diversen Abfluss- und Sedimentparametern - oder Kombinationen davon - eine Beziehung zu finden. Uebersichten über gängige Formeln findet man bei Yalin (1977), Zanke (1982) oder anderen.

Die neue Formel (12.1) gibt die Sedimenttransportrate hauptsächlich als Funktion des Abflusses, des Gefälles und eines Wertes  $J_{Cr}$ , der als kritisches Gefälle angesehen wird. Die Differenz  $J - J_{Cr}$  stellt den Energiegradienten dar, der für den Transport zur Verfügung steht, nachdem jener Energieanteil abgezogen ist, der notwendig ist, die Körner in Bewegung zu bringen.

Das Produkt  $\omega = \rho_w g q J$  wurde als "Strömungsleistung" (Bagnold, 1966) definiert; dabei wurde angenommen, dass die Transportrate direkt proportional zu diesem Parameter sein müsse.



Das Produkt  $\rho_w g q (J - J_{cr})$  kann deshalb als "überschüssige Strömungsleistung"  $\omega_E$  bezeichnet werden. Damit kann der Anteil an Leistung bezeichnet werden, welcher nach Abzug jenes Teils, der die Partikel aus der Sohle in Bewegung bringt, noch zum Sedimenttransport zur Verfügung steht. Gleichung (12.1) kann dann als

$$\rho_w (s-1) g q_B = 4 (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} \omega_E \quad (13.1)$$

geschrieben werden. Das linke Glied der Gleichung ist das Gewicht der transportierten Sedimentmenge pro Gerinnebreite unter Auftrieb. Es hat die gleiche Dimension wie die Strömungsleistung. Das Verhältnis des Gewichts der transportierten Feststoffmenge zu Strömungsleistung ist somit stark gefällsabhängig.

Die neue Gleichung kann ebenfalls in eine Form gebracht werden, welche die dimensionslosen Parameter  $\phi$  und  $\theta$  verbindet (12.3). Viele Transportformeln benutzen diese beiden Parameter (Meyer-Peter/Müller, 1948; Einstein, 1950; Engelund und Fredsoe, 1976, und andere). Sie sind auf einem Schleppkraftkonzept begründet; dies bedeutet, dass die mittlere Schleppkraft der Strömung auf die Sohle,  $\tau = \rho_w g h J$  als hauptsächlicher Parameter für die Sedimenttransportrate angesehen wird.

Gemäss Gleichung (12.3) besteht in einer idealen Situation keine eindeutige Beziehung zwischen  $\phi$  und  $\theta$ , wie das etwa die Meyer-Peter/Müller-Gleichung angibt (8.3). Eine Variation des Gefälles  $J$  und des Verhältnisses  $c = v_m / (g h J)^{0.5}$ , welches ein Mass für den Gesamtfliesswiderstand der Sohle ist, ergibt für gleiches  $\theta$  variable Transportraten. Somit übernehmen diese beiden Parameter ungefähr die Rolle, welche der Formrauigkeitsfaktor  $k_s/k_r$  in der Meyer-Peter/Müller-Gleichung spielt. Der Einfluss von  $cJ^{0.6}$  ist aber in jeder Situation vorhanden, währenddem  $k_s/k_r$  eigentlich nur auf Situationen angewandt werden sollte, bei denen der Gesamtwiderstand der Sohle vom reinen Kornreibungswiderstand verschieden ist. Der Einfluss dieser beiden Korrekturen wird unter Abschnitt 13.2 diskutiert.

Gleichung (12.2) zeigt die Bedeutung der verschiedenen Parameter untereinander. Falls eine relative Transportrate  $q^* = q_B/q_r$  definiert wird (welche nicht mit der Sedimentkonzentration  $c_{sed}$  identisch ist), so sieht man, dass - bei hohen Werten von  $\theta$  -  $q^*$  zu  $J^{1.6}$  proportional ist. Falls  $\theta$  gegen  $\theta_{cr}$  tendiert, ergibt sich eine immer stärkere Abweichung von einer einfachen Beziehung zwischen  $q^*$  und  $J^{1.6}$ .

Die Bilder 24 und 25 illustrieren diese Form der Beziehung, im Vergleich mit den Meyer-Peter/Müller-Versuchen und mit den Versuchen in der steilen Rinne. Der Faktor  $d_{90}/d_{30}$  wurde hier vernachlässigt und durch einen den jeweiligen Versuchen entsprechenden Mittelwert ersetzt. Bild 25 zeigt sehr schön die verbleibende Streuung, welche den Messgenauigkeiten bei den Versuchen angelastet werden kann. In beiden Bildern scheint die Streuung gleichmässig verteilt, sodass keine systematische Abweichung eruiert werden kann.

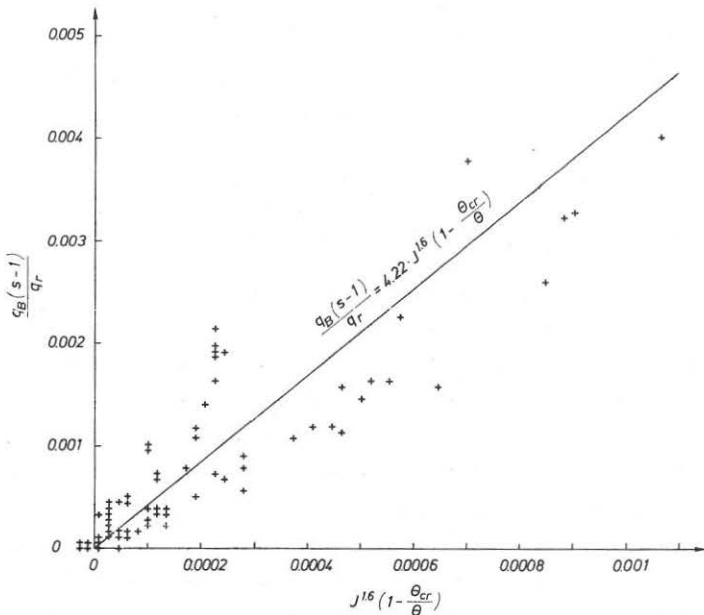


Bild 24 Neue Gleichung, als relative Transportrate  $q^*$  in Funktion von  $J$  und  $\theta$  ausgedrückt, im Vergleich zu den Meyer-Peter/Müller Versuchswerten.

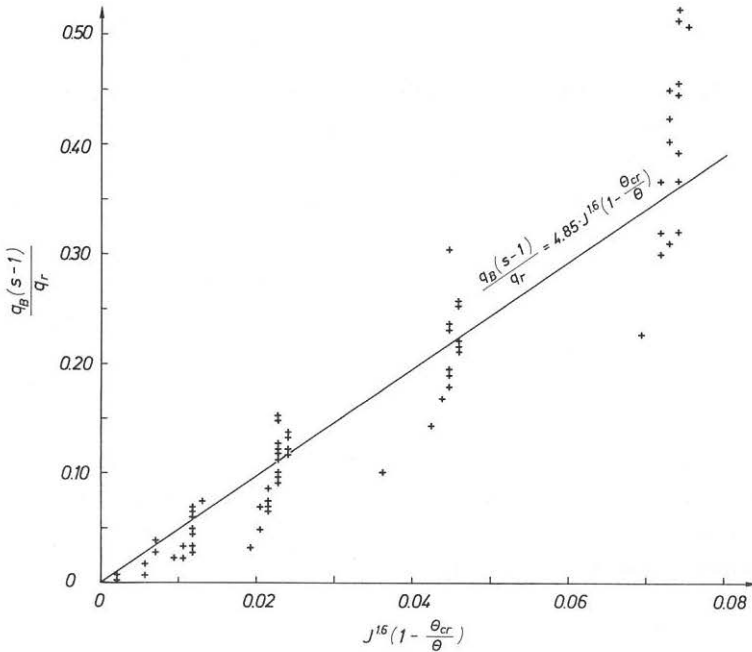


Bild 25 Neue Gleichung, als relative Transportrate  $q^*$  in Funktion von  $J$  und  $\theta$  ausgedrückt, im Vergleich mit den Daten der steilen Rinne.

### 13.2 Einfluss des Fliesswiderstandes und des Gefälles auf die Transportraten

Wird die neue Gleichung in eine Form gebracht, welche eine Beziehung zwischen  $\phi$  und  $\theta$  ausdrückt - wie in Gleichung (12.3)-, dann erscheint ein zusätzlicher Korrekturfaktor  $cJ^{0.6}$ . Er ist nahezu gleich der Froude-Zahl  $Fr = cJ^{0.5}$ . Die Auswirkung dieses Faktors wird nun mit jener des Formfaktors  $(k_s/k_r)^{1.5}$  der Meyer-Peter/Müller-Gleichung verglichen.

Es sei eine Situation angenommen, bei der sich eine ursprünglich ebene Sohle zu Sohlenformen deformiert. Gemäss der Strickler-Gleichung wird der Fliesswiderstand durch den Faktor  $k_s$  ausgedrückt sein. Er ist in der Anfangssituation gleich dem Faktor  $k_r$ , und muss nachher durch die Entwicklung der Sohlenformen kleiner werden. Die Zunahme der Abflusstiefe  $h$  ist

gleich  $(k_s/k_r)^{-1.5}$  mal die ursprüngliche Abflusstiefe  $h$ . Dies bedeutet, dass während dem erwähnten Prozess die Zunahme der Schleppspannung durch den zunehmenden Einfluss des Formfaktors in der Meyer-Peter/Müller-Gleichung kompensiert wird.

Gemäss Gleichung (12.1) nimmt das kritische Gefälle  $J_{Cr}$  ab, wenn die Abflusstiefe  $h$  zunimmt. Die Entwicklung von Sohlenformen würde in diesem Fall die Transportrate vergrössern, wobei die Zunahme grösser oder kleiner sein kann, je nach dem absoluten Wert der Differenz  $J - J_{Cr}$ .

Bild 26 zeigt die theoretische Variation von  $\phi$  mit der Variation der beiden Korrekturfaktoren in der jeweiligen Gleichung. Man ersieht, dass  $cJ^{0.6}$  zwischen 0.1 und 1.2 variiert, in einem Bereich, der durch  $0.5 < k_s/k_r < 1.0$  gegeben ist. Den Werten von  $c$ , welche für die Meyer-Peter/Müller-Versuche

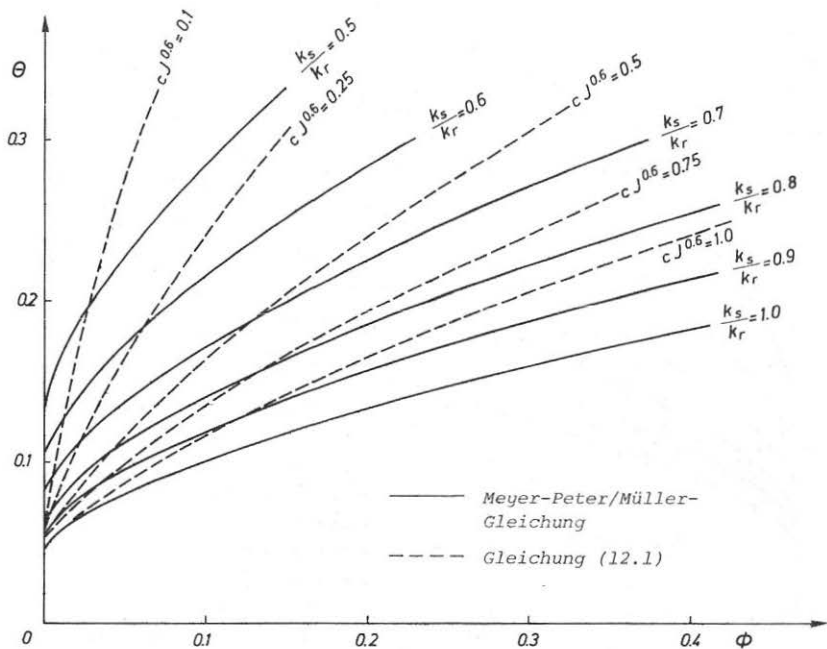


Bild 26 Vergleich der Meyer-Peter/Müller-Gleichung mit Gleichung (12.1) für verschiedene Werte der Korrekturfaktoren  $k_s/k_r$  und  $cJ^{0.6}$ .

berechnet worden sind, entsprechen Gefälle von 0.4 - 20 %. Diese Werte begrenzen ebenfalls den Meyer-Peter/Müller Versuchsbereich, wie die erwähnten Grenzwerte von  $k_s/k_r$ .

Der Vergleich von Bild 26 ergibt den Eindruck, dass beide Korrekturen sich in einigen Fällen ähnlich auswirken, aber in anderen Situationen zu erheblichen Differenzen führen können.

Bild 27 zeigt die Originaldaten von Meyer-Peter/Müller im Vergleich mit den theoretischen Kurven, wobei der Faktor  $k_s/k_r$  verändert wird. Dieses Bild zeigt, dass die meisten Versuchspunkte in einem Bereich  $0.8 < k_s/k_r < 0.9$  liegen. Es gibt nur wenige Versuche mit wirklich hoher Formrauigkeit, sie gehören alle zu einer Versuchsserie mit kleinem Gefälle, feinem Material und stark ausgebildeten Sohlenformen, welche zu den übrigen Versuchen in gewissem Kontrast stehen.

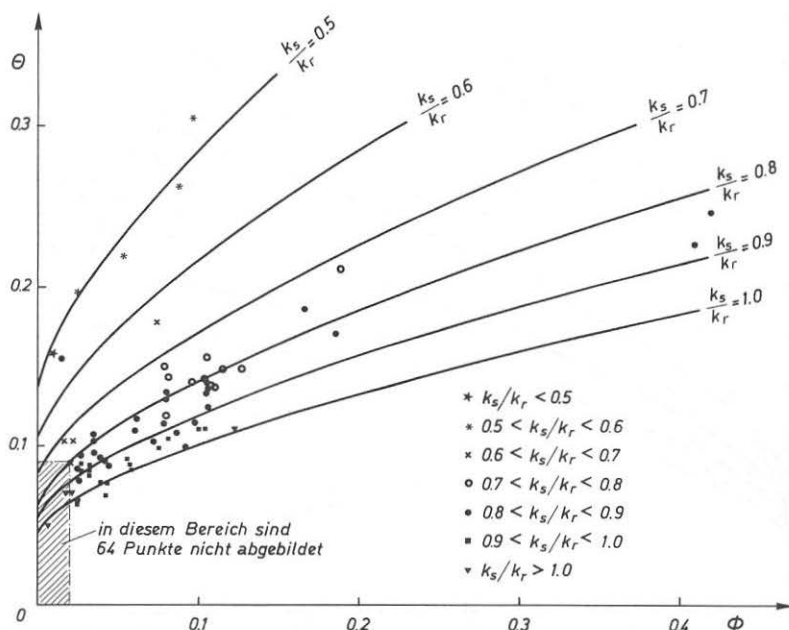


Bild 27 Vergleich der theoretischen Kurven, welche die Variation des Korrekturfaktors  $k_s/k_r$  aufzeigen, mit den Originaldaten von Meyer-Peter/Müller.

Der Korrekturfaktor  $k_s/k_r$  ist auf die Definition (10.1) aufgebaut. Der Wert 26 wurde durch Anpassung an die Nikuradse-Experimente (1933) bestimmt. Es wurde aber seither festgestellt, dass die Kornrauhigkeit für natürliche bewegliche Sohlen eher höher ist, als jene Fließwiderstandsgesetze angeben, die von den Nikuradse-Experimenten abgeleitet sind (Kamphuis, 1974; Yalin, 1977; Hey, 1979; Jäggi, 1983). Bereits Müller (1943) stellte fest, dass der Koeffizient in der Strickler-Gleichung von 26 bei den Nikuradse-Experimenten bis auf 14 für verschiedene Experimente mit künstlichen Rauigkeitselementen abnehmen konnte. Die Definition der Kornrauhigkeit gemäss (10.1) brachte bereits einige Probleme beim Vergleich der Daten der steilen Rinne mit der Originalgleichung von Meyer-Peter und Müller (Abschnitt 10.1).

Falls angenommen wird, dass die Kornrauhigkeit nicht durch eine eindeutige Funktion der Korngrösse, wie (10.1), definiert werden kann, aber mit dem Material und eventuell den Abflussparametern veränderlich ist, dann kann geschlossen werden, dass in den Meyer-Peter/Müller-Versuchen für  $k_s/k_r > 0.75$  Bedingungen herrschten, bei denen die Formverluste keinen oder nur einen geringen Effekt aufwiesen.  $k_s$  war in diesen Fällen dann ein Mass für die effektive Kornrauhigkeit der Sohle, das Verhältnis  $k_s/h_r$  gibt dann einen Vergleich zu einer idealen Rauigkeit mit einer Lagerung des Materials wie in den Nikuradse-Versuchen.

Die wenigen experimentellen Punkte mit einem eindeutigen Formeinfluss sind aber keine genügende Basis, um den Einfluss von Formrauhigkeit auf den Sedimenttransport abzuleiten. Da andererseits eine Abhängigkeit der Transportrate zum Gesamtwiderstand besteht, scheint es also vernünftig, dass die neue Formel den Parameter  $c$  enthält; dadurch ist es wiederum möglich, den Abfluss  $q$  in Gleichung (12.1) einzuführen, um den Einfluss von Sohlenwiderstand auf die Transportkapazität zu charakterisieren.

Bereits Engelund (1967) hatte eine Gleichung vorgeschlagen,

welche die Gesamtschleppspannung, die Transportrate und den Gesamtwiderstand kombiniert. Sie lautet

$$f \phi = 0.1 \theta^{2.5}. \quad (13.2)$$

Dies entspricht

$$\phi = 0.0125 c^2 \theta^{2.5}. \quad (13.3)$$

Diese Gleichung berücksichtigt die besonderen Bedingungen beim Transportbeginn nicht, und ist deshalb eher eine Näherung für einen Bereich mit hohen  $\theta$ -Werten.

Bild 28 zeigt die Aenderung von  $cJ^{0.6}$  im Vergleich mit den Originaldaten von Meyer-Peter/Müller. Die Uebereinstimmung zwischen den theoretischen Kurven und den experimentellen Punkten ist in einem Bereich  $cJ^{0.6} < 0.25$  sowie  $cJ^{0.6} > 0.5$  gut. Die gleiche Versuchsserie, welche vorher den Einfluss des Formrauheitsfaktors zu unterstützen schien, deutet nun auf kleine

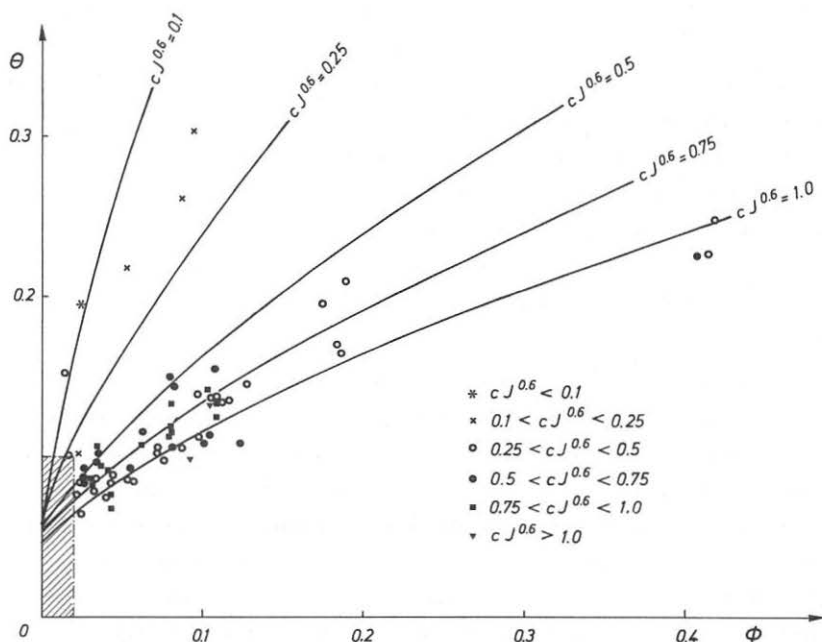


Bild 28 Vergleich der theoretischen Kurven, welche die Variation des Korrekturfaktors  $cJ^{0.6}$  zeigen, mit den Originaldaten von Meyer-Peter/Müller.

Transportraten infolge kleinen Gefälles hin. Für die grösseren Gefälle ist ebenfalls eine genügende Uebereinstimmung vorhanden.

Die Punkte im Bereich  $0.25 \leq cJ^{0.6} \leq 0.5$  sind in Bild 28 durch Kreise dargestellt. Sie zeigen eine systematische Differenz zwischen den theoretischen Kurven und dem Trend der Versuchspunkte. Diese Differenz beträgt ca. 50 - 100 % der berechneten Werte. Dies ist an und für sich innerhalb der Streuung, wie sie durch die früher angegebenen Standardfehler gegeben ist. Die systematische Abweichung betrifft einen Gefällsbereich  $2 < J < 5\%$  für  $\theta = 1$ , hier gibt die neue Gleichung zu niedrige Werte an.

In Bild 28 erscheinen nur die Versuche mit  $\phi > 0.02$ . Einige der Versuche mit kleineren Werten von  $\phi$  wiesen aber Transportraten  $q_B$  der gleichen Grössenordnung auf wie jene des Versuchsbereichs mit der erwähnten systematischen Abweichung. Für diese Gruppe von Versuchen mit niederem  $\phi$  und hohem  $q_B$  - dieses scheinbare Paradoxon ist durch grobes Material und grosse Rinnenbreite erklärbar - überschätzt die neue Gleichung die Transportraten.

Durch die Anwendung der Methode, wie sie in Kapitel 9 beschrieben ist, wurden die Differenzen zwischen den in der Versuchsrinne gemessenen Transportraten und den berechneten Werten minimalisiert, und nicht Differenzen an  $\phi$ -Werten, welche von gemessenen und berechneten Werten abgeleitet wurden. Das ist der Grund, warum eine systematische Abweichung nur in Bild 28 und nicht in den früheren Bildern, welche die neue Formel illustrieren, erscheint.

In diesem Zusammenhang muss daran erinnert werden, dass sowohl die Meyer-Peter/Müller-Gleichung als auch die neue Gleichung relativ einfache Formeln sind. Die Restfehler sind im Vergleich mit den Meyer-Peter/Müller-Daten in beiden Fällen relativ hoch. Wenn auch die Streuung der Resultate nicht auf eine weitere Korrelation hinweist (siehe Bilder 20, 22 - 25), schliesst dies systematische Abweichungen in einem besonderen



Versuchsbereich, der durch mehr als einen Parameter definiert ist, nicht aus.

Im Verhältnis zur Streuung der Messresultate von Meyer-Peter und Müller ist die systematische Abweichung der neuen Gleichung (12.1) im Bereich  $2 < J < 5 \%$  und  $\theta > 0.1$  nicht übermässig gross, aber sie gibt einen Hinweis auf die Grenzen ihrer Anwendbarkeit.

### 13.3 Grenzen der Anwendung

Der grosse Vorteil der neuen Formel ist die Anwendbarkeit über einen grossen Gefällsbereich, trotz des relativ einfachen Aufbaus dieser Formel. Das Maximalgefälle, für das die Formel angewandt werden kann, wurde früher schon mit ungefähr 20 % angegeben. Bei grösserem Gefälle treten Murgänge auf.

Aus dem vorangegangenen Abschnitt erscheint, dass für Gefälle  $2 < J < 5 \%$  mit der neuen Formel systematisch zu kleine Werte erhalten werden dürften. Es darf aber angenommen werden, dass die Formel in diesem Bereich trotzdem angewandt werden darf, aber die Resultate bei hohen Strömungsbeanspruchungen mit einer gewissen Vorsicht betrachtet werden müssen. Es wird empfohlen, in einem Bereich  $2 < J < 5 \%$  und  $\theta > 1$  die Transportrate durch eine Verdoppelung des theoretischen Wertes anzunähern.

Obschon die Formel auch in einem Bereich  $J < 1 \%$  mit einigen experimentellen Punkten relativ gut übereinstimmt, kann kaum angenommen werden, dass die Formel in diesem Bereich gut belegt ist. Näherungsweise kann sie aber auch in diesem Bereich verwendet werden.

Die Anwendung der neuen Formel kann in allgemeiner Art durch die Parameter  $\eta = \theta/\theta_{cr}$  (Verhältnis der vorhandenen relativen Schubspannungen zur kritischen) und  $Z = R/d_m$  (relative Rauigkeit) definiert werden. Gemäss der Theorie von hydraulischen Modellen mit beweglicher Sohle (z.B. Yalin, 1972) müssen diese Faktoren im Modell wie in Natur gleich sein, damit die

Vorgänge einander ähnlich sind. Somit ist die Formel auf jede Natursituation anwendbar, bei der die Werte  $\eta$  und  $Z$  in den Versuchsbereich fallen.

Bild 29 zeigt die beiden Versuchsbereiche, von denen die Formel abgeleitet worden ist, in Funktion dieser beiden Parameter. Die Anwendung ist somit möglich in einem Bereich  $2 < Z < 30$  und  $1 < \eta < 100$ , sowie für  $30 < Z < 200$  und  $1 < \eta < 4$ . Die wenigen experimentellen Punkte um  $Z \cong 1000$  berechtigen nicht zu einer Extrapolation über  $Z \cong 200$ . Die Fragezeichen in Bild 29 weisen darauf hin, in welchem Bereich eine Extrapolation problematisch wird.

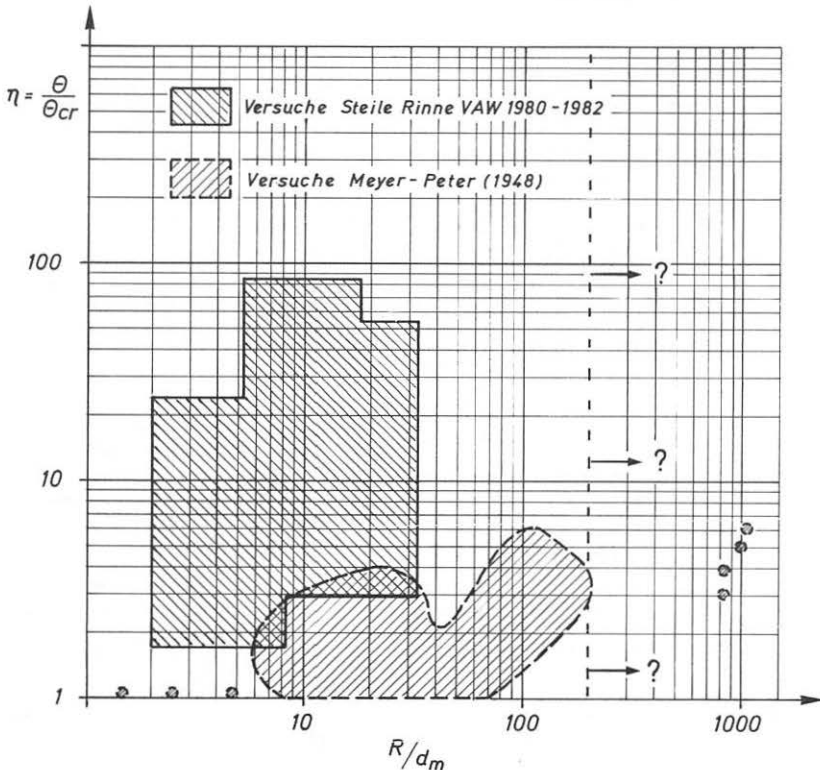


Bild 29 Versuchsbereiche, ausgedrückt in Funktion der Parameter  $\theta$  und  $Z$ ; diese Darstellung gibt den Bereich der Anwendbarkeit der entwickelten Formel an.

Für natürliches Sand- und Kiesmaterial kann die gleiche Bedingung auch als Funktion von  $Z$  und  $J$  ausgedrückt werden (Bild 30). Daraus folgt, dass die Anwendung der Formel in einem Bereich  $2 < Z < 30$  und Gefällen bis zu 20 % (bei kleinen Gefällen gibt es in diesem Bereich keinen Transport) möglich ist; und für  $30 < Z < 200$  sowie Gefällen  $1 < J < 20$  %, soweit Trans-

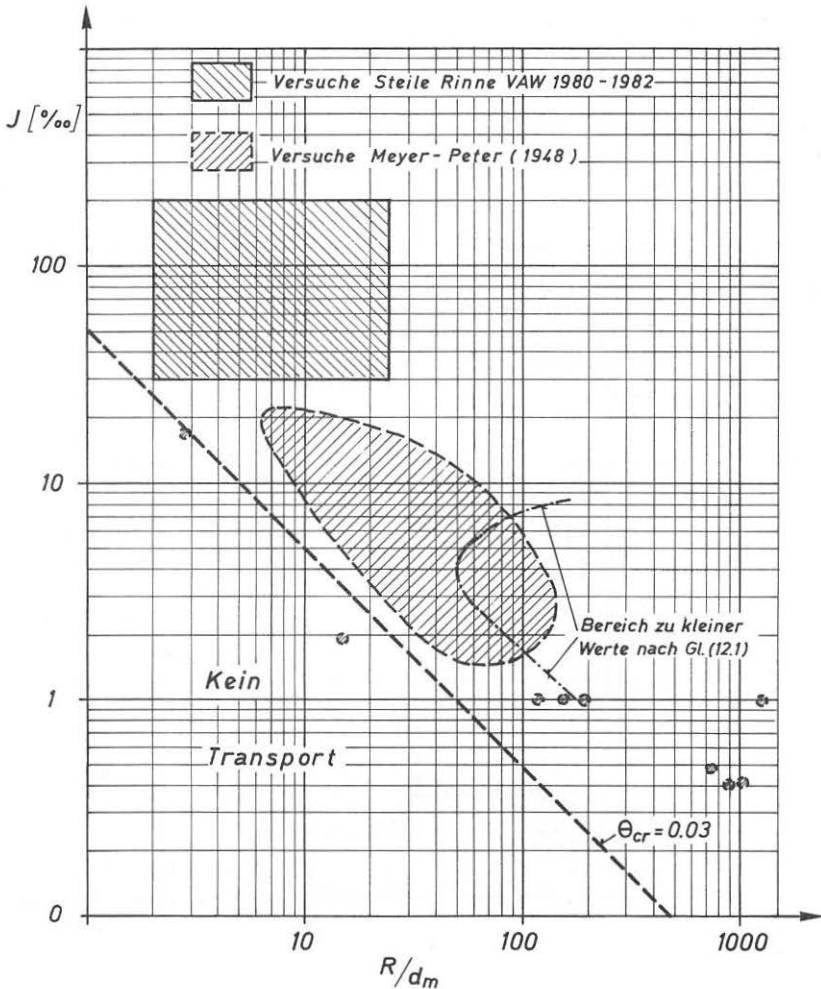


Bild 30 Versuchsbereich, ausgedrückt als Funktion der dimensionslosen Parameter  $Z$  und  $J$ , was den Bereich der Anwendbarkeit angibt.

port möglich ist. Für  $Z > 50$  und Gefälle  $2 < J < 5 \%$  dürften, wie besprochen, die berechneten Werte etwas zu niedrig ausfallen.

Der Bereich mit systematisch zu niedrig ausfallenden berechneten Werten liegt am Uebergangsbereich zu einem Versuchsbereich mit wenig experimentellen Punkten. Dementsprechend stellt dies den Uebergang dar zu einem Bereich, wo die Berechnung von Transportraten mit einer einfachen Formel wie der vorgeschlagenen nicht mehr möglich. Erst in diesem Versuchsbereich traten verschieden hohe Sohlenformen auf, welche eventuell eine kompliziertere Berechnungsmethode bedingen. In diesem Fall mag die Einführung eines zusätzlichen speziellen Formfaktors berechtigt sein.

#### 14. FLIESSWIDERSTAND IN STEILEN GERINNEN

Die Tabellen 2 - 5 in Kapitel 5 enthalten auch Werte für die Fließgeschwindigkeit des Wassers  $v_w$  und die Abflusstiefe des Gemischs  $h_m$  der Versuche mit der steilen Rinne.  $v_w$  entspricht einer mittleren Geschwindigkeit des Wassers innerhalb des Wasser-Sediment-Gemischs, und  $h_m$  die Gesamtabflusstiefe dieses Gemischs.

##### 14.1 Anstieg der Abflusstiefe durch Anstieg der Sedimentkonzentration

Mit den gemessenen Werte  $q$ ,  $q_B$ ,  $v_w$ ,  $h_m$  ist es möglich, den Anstieg der Abflusstiefe zu bestimmen, der durch eine nicht mehr vernachlässigbare Präsenz von Feststoffen innerhalb des benetzten Querschnittes verursacht ist. Allerdings wurde festgestellt, dass es wegen der relativ starken Ungenauigkeit an der Bestimmung von  $h_m$  nicht möglich war, diesen Anstieg direkt für jeden Versuch zu bestimmen. Falls nämlich Feststoffgeschwindigkeiten  $v_B$  aus der Kontinuitätsbedingung

$$q/v_w + q_B/v_B = h_m \quad (14.1)$$

bestimmt wurden, resultierte eine sehr grosse Streuung und sogar negative Geschiebegeschwindigkeiten.

Es wurde deshalb versucht, den allgemeinen Trend der Erhöhung der Abflusstiefe des Gemischs, verglichen mit der Reinwasserabflusstiefe  $h_W = q/v_W$  zu bestimmen. Eine Regression ergab als Näherungsgleichung

$$h_W/h_m = q/v_W h_m = 1 - 1.41 J^{1.14} \phi^{0.18} \quad (14.2)$$

Diese Beziehung ist rein empirisch, sie wurde aus den Messwerten von  $q$ ,  $v_W$  und  $h_m$  der Versuche in der steilen Rinne abgeleitet. Es wird aber angenommen, dass diese Beziehung als Näherung anwendbar ist, da die Feststoffgeschwindigkeiten  $v_B$ , welche aus den ausgeglichenen  $h_m$ -Werten bestimmt wurden, nun vernünftig erscheinen (siehe Abschnitt 14.5).

Bild 31 erlaubt eine Beurteilung der verbleibenden Streuung, im Vergleich mit der Gleichung (14.2).

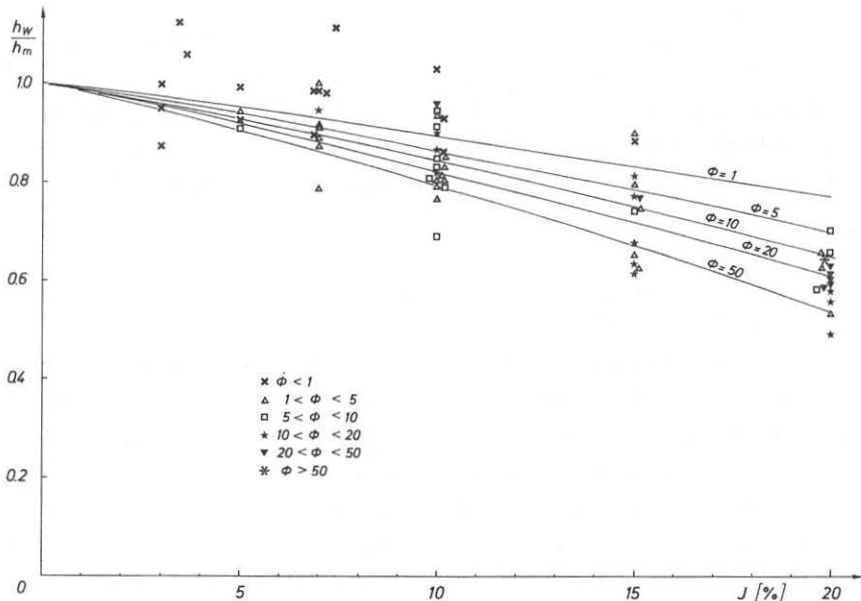


Bild 31 Aus den Versuchswerten abgeleitete Werte für die Erhöhung der Abflusstiefe des Gemischs  $h_m$  bei hohen Feststoffkonzentrationen, im Vergleich zu Gleichung (14.2).

## 14.2 Gleichung zur Berechnung des Fließwiderstandes

Eine Untersuchung über alternierende Bänke an der VAW führte auch zu neueren Resultaten über die Kornreibung (Jäggi, 1983). Dabei wurde bemerkt, dass in einem Bereich der relativen Rauigkeit  $5 < Z < 20$  die üblichen Formeln (Keulegan, Manning-Strickler) zu grosse Geschwindigkeiten angeben, Korrekturen wie jene von Hey (1979) sind zwar gute Näherungen in diesem Bereich, entsprechen aber nicht dem Trend, wie er von den Versuchen angezeigt wurde. Es wurde eine Näherungsgleichung entwickelt, sie lautet

$$c' = v_m / (g h J')^{0.5} = 2.5 \ln(12.27 Z_{90} / \beta). \quad (14.3)$$

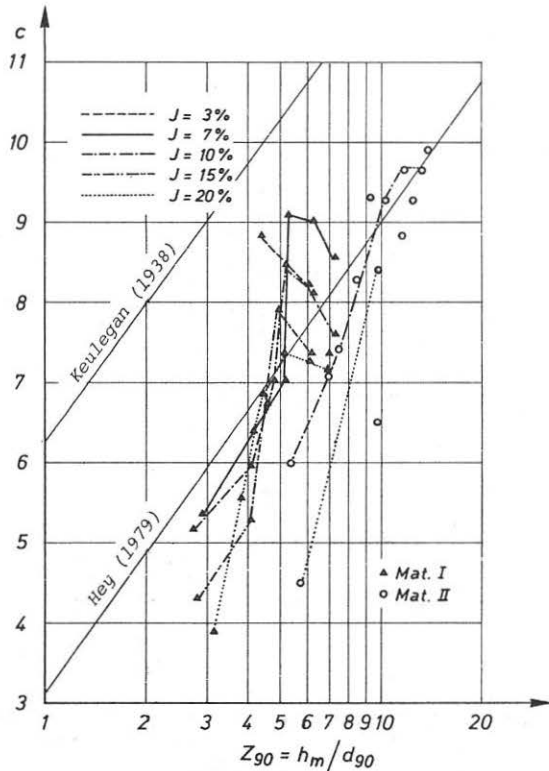


Bild 32 Widerstandsbeiwerte  $c = f(v_w, h_m)$ , aufgetragen in Funktion der relativen Rauigkeit  $Z_{90}$  (Material I und II).

Dabei ist

$$J'/J = 1 - \exp(-\alpha Z_{90}/J^{0.5}) \quad (14.4)$$

und

$$Z_{90} = h/d_{90}. \quad (14.5)$$

Die Koeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  sind Funktionen der Kornverteilung, der Lagerung und der Form des Materials; es wird angenommen, dass sie für ein bestimmtes Material unabhängig der Strömungsbedingungen konstant seien.

Eine Anwendung dieser Gleichung auf steile Gefälle ist nur möglich, wenn die Sedimentkonzentrationen nicht mehr vernachlässigt werden, wie bei den flacheren Gefällen. Die Schubspannungsgeschwindigkeit  $v_* = (ghJ)^{0.5}$  ist von der mittleren Sohlschubspannung abgeleitet, die sich wiederum von der hydro-

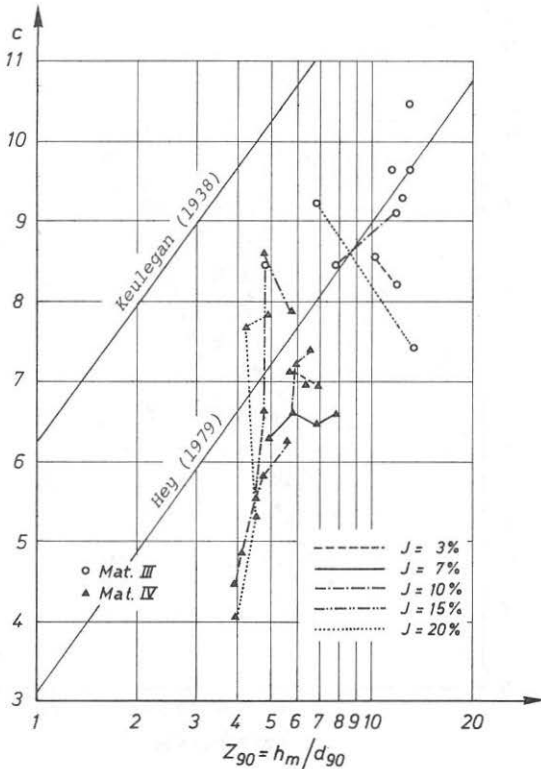


Bild 33 Widerstandsbeiserte  $c = f(v_w, h_m)$ , aufgetragen in Funktion der relativen Rauigkeit  $Z_{90}$  (Material III und IV).

statischen Druckverteilung über die Abflusstiefe ergibt. In der Annahme, dass diese für hohe Gefälle und hohe Sedimentkonzentrationen immer noch gültig sei, so muss die Gesamt-abflusstiefe  $h_m$  des Gemischs zur Berechnung der Schubspannungsgeschwindigkeit benutzt werden. Die mittlere Geschwindigkeit aber, die durch Gleichung (14.3) mit der Schubspannungsgeschwindigkeit in Beziehung gebracht wird, ist die mittlere Geschwindigkeit des Wassers innerhalb des Gemischs, sie entspricht

$$v_w = q/h_m(1 - c_{\text{Sed}}) \quad (14.6)$$

( $c_{\text{Sed}}$  ist die Sedimentkonzentration).

Zur Bestimmung von  $\alpha$  und  $\beta$  wurden die Messwerte  $v_w$  und die

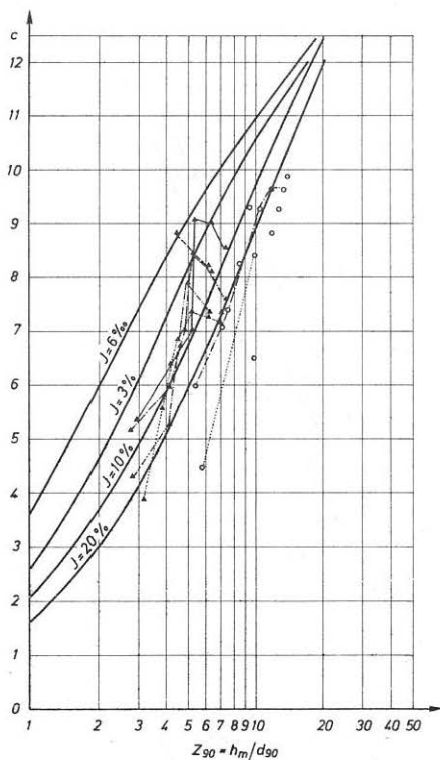


Bild 34 Vergleich von Gleichung (14.7) mit den Werten, von denen sie abgeleitet wurde (Material I und II).



gemäss Gleichung (14.2) ausgeglichene Werte von  $h_m$  benutzt. Auf diese Weise wurde die Streuung der Messwerte von  $h_m$  bereits etwas reduziert. Die Werte für  $c = v_w/v_*$  und  $Z_{90}$  wurden für verschiedene Versuchsergebnisse bestimmt, wobei im Moment der Wandreibungseffekt vernachlässigt wurde.

Diese Werte können in Bild 32 und 33 ersehen werden. Es scheint keine systematische Abweichung mehr zu geben, die auf eine weitere Abhängigkeit von Transportrate oder dem Gefälle hinweisen würden. Falls eine entsprechende Korrelation besteht, ist sie durch die experimentelle Streuung versteckt.

Es wurden verschiedene Kombinationen von  $\alpha$  und  $\beta$  angewandt, aber

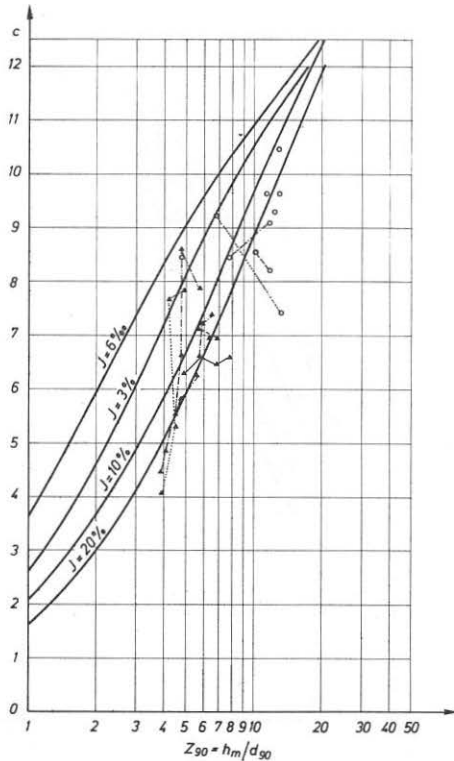


Bild 35 Vergleich der Gleichung (14.7) mit den Werten, von denen sie abgeleitet wurde (Material III und IV).

$$\alpha = 0.05$$

$$\text{und } \beta = 1.5$$

ergaben die besten Resultate. Bild 34 und 35 zeigen die Anwendung der Gleichung (14.3) und (14.4) mit diesen Werten auf die Daten der steilen Rinne. Die exponentielle Form der Gleichung, welche verhindert, dass die Gleichung für kleine Werte von  $Z$  unsinnig wird, erlaubt aber keine bessere Anpassung an die Versuchsdaten. Es scheint, dass eine leichte Ueberschätzung der Geschwindigkeit zu erwarten ist.

Die Gleichung zur Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit  $v_w$  im Bereich der steilen Gefälle wird somit

$$v_w = 2.5 (g h_m J)^{0.5} \left( 1 - \exp(-0.05 Z_{90}/J^{0.5}) \right)^{0.5} \ln 8.2 Z_{90}. \quad (14.7)$$

Auch wenn diese Gleichung nur auf einem begrenzten Versuchsbereich beruht und durch Schätzung eingepasst wurde, wird sie trotzdem als gute Näherung betrachtet.

#### 14.3 Kombinierte Berechnung des Fliesswiderstandes und der Sedimenttransportrate

Bei der Gerinneprojektierung sind Geometrie, Gefälle, Sedimentcharakteristika und Projektierungswassermenge normalerweise bekannt oder angenommen. Gesucht sind der Wasserstand und die Feststofftransportrate. Falls in der Natur Hochwasser Spuren aufgenommen werden, so sollte aus diesen der Maximalabfluss des entsprechenden Hochwasserereignisses sowie die entsprechende Feststofftransportrate rekonstruiert werden.

Falls die Berechnung mit einem bekannten oder angenommenen Wert für  $h_m$  begonnen wird, so kann das gleiche Berechnungsverfahren auf beide Fälle angewandt werden. Im ersten Fall muss der resultierende Abfluss  $Q$  mit dem gegebenen verglichen werden, und somit  $h_m$  durch Iteration bestimmt werden. Im zweiten Fall führt die Berechnung sofort zum Resultat.

Die kombinierte Berechnung des Fliesswiderstandes und des Sedimenttransportvermögens kann somit in den folgenden Schritten erfolgen:

- 1) Bestimmung der Wassergeschwindigkeit als Funktion der Abflusstiefe des Gemischs  $h_m$ , des charakteristischen Korns  $d_{90}$ , des Gefälles  $J$  und der Materialparameter  $\alpha$  und  $\beta$  (bei den Versuchen mit der steilen Rinne mit 0.05 und 1.5 bestimmt) gemäss Gleichung (14.7).
- 2) Berechnung der relativen Transportrate  $q^*$ , gemäss (12.2).
- 3) Berechnung des Wasserabflusses  $q$  durch Iteration, durch Anwendung von Gleichung (14.2) in einer modifizierten Form:

$$q = v_w h_m \left[ 1 - 1.41 \left( q^* / ((s-1) g d_m^3)^{0.5} \right) J^{1.14} q^{0.18} \right]. \quad (14.8)$$

Für den ersten Iterationsschritt kann  $q = v_w \cdot h_m$  gesetzt werden.

- 4) Die Sedimenttransportrate wird jetzt zu

$$q_B = q \cdot q^*. \quad (14.9)$$

#### 14.4 Ueberprüfung des Berechnungsverfahrens anhand der Resultate der Versuche in der steilen Rinne

Das Berechnungsverfahren von Abschnitt 14.3 wurde auf die Resultate der Versuche mit der steilen Rinne angewandt, um den Gesamteinfluss der verschiedenen Vereinfachungen zu überprüfen, die während des Aufstellens der verschiedenen Gleichungen gemacht wurden. Solche Einflüsse sind die leichte Ueberschätzung der Geschwindigkeit durch die Gleichung für den Fließwiderstand, die Vernachlässigung der Wandreibung zur Bestimmung dieser Gleichung, usw.

Für diese Ueberprüfung musste dem Verfahren von Abschnitt 14.3 ein fünfter Schritt angehängt werden, um die Wandreibung miteinzubeziehen. Das angewandte Verfahren entspricht grundsätzlich jenem von Einstein (1938, 1950). Der spezifische Abfluss  $q$ , der beim dritten Berechnungsschritt resultiert, wird als reduzierter Abfluss  $q_r$  angesehen, der durch den reduzierten benetzten Querschnitt fliesst (siehe Bild 36). Der hydraulische

lische Radius  $R_b$  dieses reduzierten Querschnitts wird in die erste Berechnungsstufe (Bestimmung von  $v_w$  statt  $h_m$ ) eingeführt.

Einstein hatte ja den benetzten Querschnitt in einen Teilquerschnitt, in dem die Strömung auf die Sohle wirkt, und einen Querschnitt, wo sie auf die Wand wirkt, aufgeteilt. Die beiden Teilquerschnitte sind durch gerade Linien abgetrennt, und die gleiche mittlere Geschwindigkeit ist für beide Teilflächen angenommen. Es resultieren die folgenden Beziehungen

$$R_w = (v_m/k_w J^{0.5})^{1.5}, \quad (14.10)$$

$$F_w = 2 R_w h_m, \quad (14.11)$$

$$\text{und} \quad F_b = R_b B. \quad (14.12)$$

Der auf die Sohle wirksame trapezförmige Teilquerschnitt wird, wie in Bild 36 gezeigt, durch einen rechteckförmigen Querschnitt mit Höhe  $R_b$  ersetzt (14.12). Daraus folgt

$$\Delta h = 2 R_w h_m / (B - 2 R_b R_w) \quad (14.13)$$

$$\text{und} \quad h_m = R_b + \Delta h. \quad (14.14)$$

Schliesslich wird, da in beiden Teilquerschnitten die gleiche mittlere Geschwindigkeit angenommen wird, der Gesamtabfluss zu

$$q = q_r + v_m \Delta h. \quad (14.15)$$

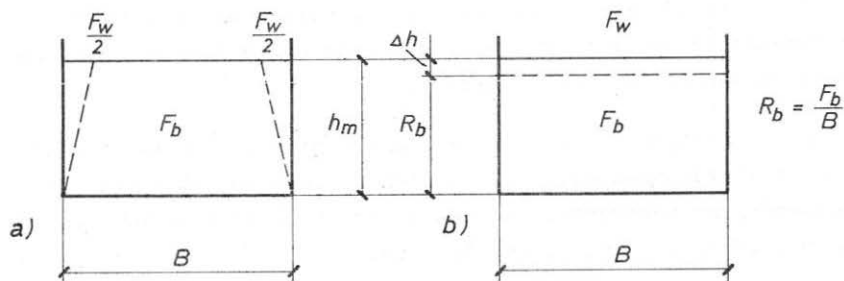


Bild 36 Wandreibungsverfahren nach Einstein, Anwendung für die Ueberprüfung des Berechnungsverfahrens des Abschnittes 14.3 auf die Resultate der Versuche mit der steilen Rinne.

Es gibt eine leichte Differenz zwischen Ableitung und Ueberprüfung der Beziehung  $h_m = f(q, v_w)$ . Bei der Ableitung wurde die Erhöhung des Gesamtabflussquerschnittes infolge erhöhter Sedimentkonzentration betrachtet, während sich die Ueberprüfung jetzt auf den auf die Sohle wirksamen Teilquerschnitt bezieht. Da der Wandeinfluss aber relativ klein ist, resultiert daraus keine nennenswerte Differenz.

Die Resultate dieser Ueberprüfung sind in die Figuren von Anhang I eingetragen. Dadurch lassen sich berechnete und gemessene Werte vergleichen. Aus den Figuren I, 1 bis 16 ergibt sich für  $g_B$  und  $v_w$  sehr schön, wie die berechneten Kurven die polygonalen Linien, welche durch die Versuchspunkte gegeben sind, ausgleichen. Die meisten Differenzen können den Messungenauigkeiten angelastet werden, da die Streuung gleichmässig verteilt ist. Es gibt wenige Ausnahmen, wie die Werte von  $g_B$  für  $J=20\%$  bei Material II (Fig. I. 2) und III (Fig. I. 3). Es ist auffallend, wie durch die Berechnung nach Abschnitt 14.3 der Abfall und Wiederanstieg der Abflusstiefe des Gemischs bei steigendem Gefälle reproduziert werden konnte, so wie es die Versuchspunkte suggerieren (Bild I, 17 bis 20). Ansteigendes Gefälle verursacht zwar bei konstantem Abfluss eine Reduktion der Abflusstiefe, aber auch einen Anstieg des Querschnittsflächenanteils, der durch den Feststoff beansprucht wird. Wird die Abflusstiefe des Gemischs gegen den Abfluss aufgetragen, so sind die Differenzen zwischen den für verschiedene Gefälle berechneten Kurven extrem klein, sie sind durch die Streuung der Versuchspunkte versteckt (Bild I, 21).

Die numerischen Werte dieser Ueberprüfungsrechnung sind im Anhang II zusammengestellt. Aus den Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Werten konnte eine Fehlerschätzung durchgeführt werden; es resultierte:

Wassergeschwindigkeit:	$\sigma_D = \pm 0.142 \text{ m/s}$	$S_E = 8 \%$ ,
Feststofftransportrate:	$\sigma_D = \pm 6.05 \text{ kg/ms}$	$S_E = 28 \%$ ,
Abflusstiefe des Gemischs:	$\sigma_D = \pm 4.7 \text{ mm}$	$S_E = 9 \%$ .

#### 14.5 Bemerkungen zur Feststoffgeschwindigkeit

Die Feststoffgeschwindigkeit wurde während den Versuchen nicht direkt gemessen. Aus der Ueberprüfungsrechnung gemäss Abschnitt 14.3 und 14.4 können diesem Parameter aber trotzdem Werte zugeordnet werden. Er ist hauptsächlich eine Funktion der Gleichung (14.2), welche von den Messwerten abgeleitet wurde; die Kombination dieser Parameter ergibt indirekt  $v_B$ .

Die aus der Ueberprüfungsrechnung abgeleiteten Werte finden sich im Anhang III. Man ersieht, dass  $v_B$  mit Gefälle und Abfluss zunimmt, aber bei den grösseren Gefällen eher wieder abnimmt, da offenbar die grosse Feststoffmasse, die dann in Bewegung ist, die Geschwindigkeit dieser Bewegung eher wieder reduziert. In ähnlicher Art nimmt auch das Verhältnis  $v_B/v_w$  bei hohen Gefällen ab, ist aber sonst ziemlich konstant.

Diese Werte sollen eher als Schätzung der Grössenordnung dieser Parameter, denn als exakte Resultate interpretiert werden. Bei der Anwendung des Verfahrens von Abschnitt 14.3 dürfte es aber nützlich sein,  $v_B$  und  $v_B/v_w$  zu berechnen, um diese mit den Werten von Anhang III zu vergleichen. Sind sie von den entsprechenden Werten völlig verschieden, muss angenommen werden, dass Gleichung (14.2) nicht mehr gültig ist.

#### 14.6 Sedimentkonzentration

In Anhang III sind auch die Werte für die Sedimentkonzentrationen aufgeführt, wie sie von der Ueberprüfungsrechnung gemäss Abschnitt 14.4 resultieren. Interessant ist es, festzustellen, dass die Sedimentkonzentrationen bis über 40 % betrugen und dass dadurch ein grosser Teil des benetzten Querschnittes vom Feststoff belegt war. Daraus resultieren für einen gegebenen Abfluss Erhöhungen der Gesamtabflusstiefe bis ca. 80 %, verglichen mit dem Reinwasserabfluss.

## 15. UNTERSUCHUNG ÜBER DEN WANDEINFLUSS IN DER STEILEN RINNE

Gegenüber den Versuchen mit der steilen Rinne mag eine gewisse Kritik geäußert werden, da die Rinnenbreite nur 0.2 m betrug. Im vorhergehenden Kapitel hat es sich gezeigt, dass bei Anwendung eines geläufigen Wandreibungsverfahrens ein gewisser, wenn auch nicht dominierender Wandeinfluss festgestellt wurde.

Einige Versuche wurden für eine reduzierte Rinnenbreite durchgeführt, um zu überprüfen, ob die Variation der spezifischen Sedimenttransportrate durch die gewöhnlichen Korrekturverfahren erklärt werden könne. Eine Trennwand wurde in die Rinne eingeführt, sodass eine Rinne mit der halben ursprünglichen Breite erhalten wurde. Sieben Versuche wurden mit Material II durchgeführt, die in Tabelle 7 zusammengestellt sind, zusammen mit den entsprechenden Versuchen mit der vollen Breite von 0.2 m. Aus dieser Zusammenstellung von Tabelle 7 ergibt sich, dass durch die Breitenreduktion die spezifischen Transportraten systematisch kleiner werden.

Wiederum wurde das Berechnungsverfahren von Abschnitt 14.3 und 14.4 angewendet. Es wurde angenommen, dass der Wandreibungskoeffizient  $k_w$  (Strickler-Koeffizient), der am wenigsten genau bestimmte Wert sei, der in das Wandreibungskorrekturverfahren eingeführt wird. Somit wurde die Berechnung für verschiedene Werte von  $k_w$  für beide Gerinnebreiten durchgeführt, und zwar für alle sieben Versuche.

Bei einer Breite von  $B = 0.2$  m hatte der Wert von  $k_w$  keinen allzu grossen Einfluss auf die Resultate. In Tabelle 13, welche eine Zusammenfassung der Datenauswertung gibt, wurden deshalb jene Werte eingeführt, die für  $k_w = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  erhalten wurden. Dieser Wert von  $k_w$  war auch bei der Entwicklung der Sedimenttransportgleichung (12.1) benutzt worden. Aus Tabelle 13 geht weiter hervor, dass die Differenzen zwischen gemessenen und gerechneten Transportraten in der 0.2 m breiten Rinne

q	J	B = 0.1 m		B = 0.2 m		Differenzen zwischen Transportraten		B=0.1m	B=0.2m
		$k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$		$k_w = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$		Differenzen zwischen Transportraten		Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Transportraten	
		berechnet		berechnet		gemessen	berechnet	gemessenen und berechneten Transportraten	
$[\frac{\text{m}^3}{\text{ms}}]$	$[\%]$	$g_B [\frac{\text{kg}}{\text{ms}}]$	$h_m [\text{mm}]$	$g_B [\frac{\text{kg}}{\text{ms}}]$	$h_m [\text{mm}]$	①	②	③	④
0.1	5	3.473	67.0	4.206	62.2	30.4	17.4	- 8.5	+ 8.6
0.1	7	6.342	62.3	7.568	58.1	29.5	16.2	- 7.1	+ 3.9
0.1	10	11.752	58.6	13.887	55.2	30.2	15.4	- 4.9	+13.5
0.1	15	22.845	56.6	27.016	54.1	29.5	15.4	+ 4.8	+20.6
0.1	20	34.888	57.5	41.911	56.1	22.0	16.7	+12.8	+31.9
0.025	10	3.333	27.2	3.602	26.4	10.0	7.5	-15.7	-12.6
0.075	10	9.171	49.5	10.630	47.0	26.3	15.9	+ 1.2	+15.6

① Gemessene Transportrate in der 0.2 m breiten Rinne minus gemessene Transportrate in der 0.1 m breiten Rinne; die Differenz ist relativ zu der in der 0.2 m breiten Rinne gemessenen Transportrate ausgedrückt (in %).

② Berechnete Transportrate in der 0.2 m breiten Rinne minus berechnete Transportrate in der 0.1 m breiten Rinne; Die Differenz ist relativ zu der in der 0.2 m breiten Rinne gemessenen Transportrate ausgedrückt (in %).

③ Differenz relativ zur gemessenen Transportrate ausgedrückt (in %).

④ Differenz relativ zur gemessenen Transportrate ausgedrückt (in %).

Tabelle 13 Auswertung der Versuche betreffend Einfluss der Seitenwand.

halb so gross und zum Teil gleich gross waren, wie die systematische Reduktion der Transportrate durch die Breitenreduktion.

Für die Breite von 0.1 m hatte der Wert von  $k_w$  mehr Einfluss auf die Resultate. Die Benutzung eines konstanten Faktors  $k_w$  im Wandreibungskorrekturverfahren ist nur korrekt, wenn der Einfluss der Wandreibung klein ist. Das trifft bei der Breite von 0.2 m zu. Bei der engeren Rinne ist dies nicht mehr der Fall, somit kann die entsprechende Berechnung nur als Näherung angesehen werden. Da aber ein Wert von  $k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  gute Uebereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten in der 0.1m



breiten Rinne gab, darf angenommen werden, dass die Anwendung des klassischen Wandreibungskorrekturverfahrens nach Einstein den systematischen Einfluss der Rinnenbreite genügend gut erklärt. Beachtet man die hydraulischen Bedingungen in der engen Rinne und die Oberflächenrauigkeit der Stahl- und Plexiglas-seitenwände, so scheint ein Wert  $k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  als eine gute Näherung. Im Vergleich zu Verhältnissen, wo die Abflusstiefe gegenüber der Grösse der Rauigkeitselemente klein wird, scheint es vernünftig, dass ein Koeffizient  $k_w$  etwas kleiner wird, wenn die Breite reduziert wird, so wie es mit der Reduktion von 110 auf 95 auch der Fall ist.

Es sei schliesslich noch bemerkt, dass die Benutzung eines Wandreibungskorrekturverfahrens bei der Entwicklung von Gleichung (12.1) die Korrelation nicht verbesserte. Dieses Verfahren war einzig wegen der physikalischen Berechtigung eingeführt worden; da es sinnvoller ist, die Feststofftransportrate zum Abfluss im reduzierten Querschnitt und nicht zum Gesamtabfluss zu korrelieren. Dieses Vorgehen hatte natürlich auf die resultierende Gleichung eine gewisse Auswirkung. Eine mögliche verbesserte Anpassung der Gleichung an die Resultate durch Berücksichtigung des Wandeinflusses wurde aber offensichtlich durch die zusätzliche Streuung, welche die näherungsweise Schätzung der Wandreibung mit sich brachte, kompensiert.

## 16. UNTERSUCHUNGEN ÜBER SEDIMENTTRANSPORT AUF GLATTER SOHLE

Einige wenige Versuche, die in Abschnitt 6.1 zusammengestellt sind, wurden für Sedimenttransport auf einer glatten Stahlsohle durchgeführt. Solche Versuche wurden früher von Hänger (1979) in der gleichen Rinne durchgeführt. Es war aber nicht möglich, seine Versuche genau zu reproduzieren und die gleichen Resultate zu erhalten. Es wurde nämlich bemerkt, dass für bestimmte Versuchsbedingungen eine ziemliche Schwankung der Transportrate resultierte, je nach dem Zustand der Stahlsohle. Wurde die Rinne einige Tage nicht benutzt, wurde die

Oberfläche rostig und entsprechend rauher. Nach einigen Versuchen war die Oberfläche wieder glatt. Auch wenn diese Schwankung nicht sehr extrem war, so kann trotzdem angenommen werden, dass einige Differenzen zu Hängers Versuchen damit erklärt werden können. Damals war die Rinne neu und die Oberflächenrauigkeit vermutlich konstanter. Andere Differenzen dürften auf Schwierigkeiten mit der Abflussregulierung zurückzuführen sein (Abschnitt 4.2).

Die Resultate der Tabelle 6 zeigen systematisch höhere Werte, als sie gemäss der neuen Gleichung (12.1) erwartet werden können. Diese Gleichung war ja für natürliche Sohlen entwickelt worden. Die Frage stellt sich nun, wie der Einfluss variabler Sohlenrauigkeit in diese Formel eingeführt werden kann, umso mehr als die Grösse der Rauigkeitselemente bei glatter Sohle offenbar einen beträchtlichen Einfluss hat.

Eine im Verhältnis kleinere Rauigkeit der Sohle wurde in der Berechnung der Sedimenttransportrate berücksichtigt, indem der frühere Transportbeginn bei kleineren Schleppspannungen eingeführt wurde (z.B. Pedroli, 1963). Indem aber  $\theta_{cr}$  auf 0.005 bis 0.01 reduziert wurde, blieben die berechneten Werte immer noch kleiner als die gemessenen Transportraten. Als massgebendes Rauigkeitselement wurde  $d_{90}$  für die Abschätzung der Transportrate beibehalten, da die Einführung der Rauigkeit der Stahloberfläche die Transportraten noch kleiner gemacht hätte.

In einem weiteren Sinn berücksichtigt Einsteins (1950) fraktionsweise Berechnung der Sedimenttransportraten den Effekt einer Sohlenrauigkeit, welche kleiner als die Rauigkeit des bewegten Materials ist. Die Situation der grössten Fraktion, welche sich über eine eher feine Sohle bewegt, ist ähnlich, da auch dann das grobe Material stärker der Strömung ausgesetzt ist und in grösseren Mengen bewegt werden kann.  $\theta^*$  kann deshalb, analog zu Einstein, eingeführt werden; nach einigen Aenderungen resultiert - für grobes Material -

$$\theta^*/\theta = 1.5. \quad (16.1)$$

Indem  $\theta$  durch  $\theta^*$  in Gleichung (12.3) ersetzt wird, und in

analoger Weise auch in (12.1), resultiert

$$q_B = \frac{7.35}{(s-1)} \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} J^{0.6} q_r \left( J - \frac{J_{cr}}{1.5} \right). \quad (16.2)$$

Mit dieser Gleichung wurde nun das Verfahren von (14.3) wiederum auf die Versuchsdaten angewandt. Die Resultate sind in Tabelle 14 zusammengestellt. Die Uebereinstimmung kann als zufriedenstellend gelten, berücksichtigt man die Schwierigkeiten, welche bei den Versuchen aufgetreten waren.

Material	$q_B$ gemessen [kg/ms]	$q_B$ berechnet [kg/ms]	$h_m$ gemessen [mm]	$h_m$ berechnet [mm]
I	53.15	56.93	72.5	83.4
	14.60	6.79	29.0	50.4
	12.65	10.80	20.0	33.4
	23.80	20.86	31.0	46.9
II	11.75	14.70	35.0	38.8
	12.0	10.02	23.0	31.3
	4.8	3.26	23.0	34.3
	2.35	1.42	25.0	37.9
	23.0	19.15	30.0	30.9
	42.85	29.90	44.0	32.2
	8.80	4.64	-	42.1
	32.15	27.24	-	37.9
	23.70	19.11	40.0	45.2
	27.15	23.38	-	51.0
	32.50	32.81	55.0	63.2
	12.60	6.74	45.0	52.8
	25.25	20.76	45.0	47.5
III	9.15	5.83	2.55	41.4
	21.5	17.83	2.85	37.8
	75.5	50.05	-	42.2
IV	31.9	15.95	-	70.0
	64.5	68.15	25.0	66.7

Tabelle 14 Ueberprüfung der Versuchsergebnisse auf glatter Sohle (siehe Tabelle 6, mit gleicher Reihenfolge), mit Gleichung (16.2).

## 17. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Sedimenttransportversuche in einem Bereich von steilen Gefällen  $3 \leq J \leq 20\%$  erlaubten, die Formel

$$q_B/q_R = \left(4/(s-1)\right)(d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} (1 - \theta_{cr}/\theta)$$

zu entwickeln, welche das Sedimenttransportvermögen des Abflusses angibt. In diese Analyse wurden die Originaldaten von Meyer-Peter/Müller (1948) miteinbezogen. Für diese zweite Datengruppe zeigt es sich, dass die vorgeschlagene Formel eine leicht bessere Übereinstimmung mit den Daten aufweist, als die ursprüngliche Gleichung. Die neue Formel kann deshalb über einen weiten Gefällsbereich angewandt werden, nämlich von Gefällen, wie sie den Meyer-Peter/Müller-Versuchen entsprechen, bis zu steilen Gefällen von ca. 20 %. Die Genauigkeit der Berechnung nimmt etwas ab, falls  $J \leq 5\%$ . Die Formel berücksichtigt Entmischungseffekt nicht.

Die Streuung der Versuchspunkte ist im Falle der Meyer-Peter/Müller Daten immer noch hoch, bei Anwendung sowohl der einen wie der anderen Gleichung (Standardfehler ungefähr 70 %). Die Gründe können sowohl Begrenzung der Genauigkeit während den Messungen als auch die Vereinfachung beim Versuch sein, eine relativ einfache Beziehung anzuwenden.

Ein Verfahren, das in Kapitel 14 beschrieben ist, erlaubt es, den Wasserspiegelstand bei gegebenem Abfluss zu bestimmen, falls die Feststoffzufuhr der Transportkapazität entspricht. Dieses Verfahren berücksichtigt Effekte geringer relativer Rauigkeit und den nicht mehr vernachlässigbaren Anteil der Feststoffe innerhalb des benützten Querschnitts. Dieses Verfahren ist durch ein Beispiel in Kapitel 18 illustriert. Es stützt sich auf eine empirische Beziehung ab, welches die Erhöhung der Abflusstiefe als Folge der Präsenz von Feststoffen gibt, sie ist hauptsächlich eine Funktion von Gefälle und wurde von den Resultaten der Versuche in der steilen Rinne abge-

leitet. Die allgemeine Anwendbarkeit dieser Beziehung ist etwas unsicher, das ganze Verfahren hat deshalb noch einen gewissen Näherungscharakter.

## 18. BEISPIELE

### Beispiel 1

Es sei ein Wildbach mit einem Gefälle von  $J = 12\%$  und dem charakteristischen Korndurchmesser  $d_{30} = 100 \text{ mm}$ ,  $d_m = 250 \text{ mm}$ ,  $d_{90} = 400 \text{ mm}$  gegeben. Abfluss und Feststofftransportkapazität (Sohlenmaterial) sollen für einen Querschnitt, der durch eine mittlere Sohlenbreite von  $B = 20 \text{ m}$  und einen hydraulischen Radius von  $R = 1.5 \text{ m}$  charakterisiert ist, bestimmt werden.

Es ist angenommen, dass dieser hydraulische Radius auch die mittlere Abflusstiefe des Gemischs  $h_m$  repräsentiert. Gleichung (14.7) gibt, für  $Z_{90} = R/d_{90} = 1.5/0.4 = 3.75$

$$\begin{aligned} v_w &= 2.5 (9.81 \cdot 1.5 \cdot 0.12)^{0.5} \left( 1 - \exp(-0.05 \cdot 3.75 / 0.12) \right)^{0.5} \ln 8.2 \cdot 3.75 \\ &= 2.5 \cdot 1.33 \cdot 0.646 \cdot \ln 30.75 \\ &= 7.36 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Gleichung (12.2) gibt die relative Transportrate

$$q^* = \frac{4}{(s-1)} \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} J^{1.6} (1 - \theta_{cr} / \theta).$$

Da es sich um ein steiles Gefälle handelt, wird - entsprechend (11.1) -  $\theta_{cr}$  durch  $\theta_{crJ}$  ersetzt. Für das unkorrigierte  $\theta_{cr}$  sei der Wert 0.05 angenommen:

$$\theta_{crJ} = 0.05 \cos(\arctg 0.12) (1 - 0.12 / \tg \varphi).$$

Es sei  $\varphi = 35^\circ$  angenommen:

$$\begin{aligned} \theta_{crJ} &= 0.05 \cdot 0.993 (1 - 0.171) \\ &= 0.041. \end{aligned}$$

Mit  $s = 2.65$ ,

$$q^* = 2.42 \cdot 1.32 \cdot 0.0336 (1 - 0.091/\theta),$$

$$\theta = \frac{RJ}{(s-1)d_m} = 0.436,$$

somit ist

$$\begin{aligned} q^* &= 0.1073 (1 - 0.094) \\ &= 0.0972. \end{aligned}$$

Gleichung (14.8) ergibt

$$\begin{aligned} q &= 7.36 \cdot 1.5 \left( 1 - 1.41 (0.0972 / 1.65 \cdot 9.81 \cdot 0.25^3)^{0.5} \cdot 0.12^{1.14} q^{0.18} \right) \\ &= 11.04 (1 - 1.41 \cdot 0.62 \cdot 0.089 q^{0.18}) \\ &= 11.04 (1 - 0.0778 q^{0.18}). \end{aligned}$$

Durch Iteration erhält man

$$q = 9.74 \text{ m}^3/\text{sm},$$

$$\text{und somit } q_B = 0.95 \text{ m}^3/\text{sm} = 2517.5 \text{ kg/sm}.$$

Schliesslich ist

$$Q = 195 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$\text{und } Q_B = 50.35 \text{ t/s}.$$

## Beispiel 2

Es werden die Transportraten eines Rechenbeispiels von Meyer-Peter/Lichtenhahn (1963) nachgebildet. Es handelt sich

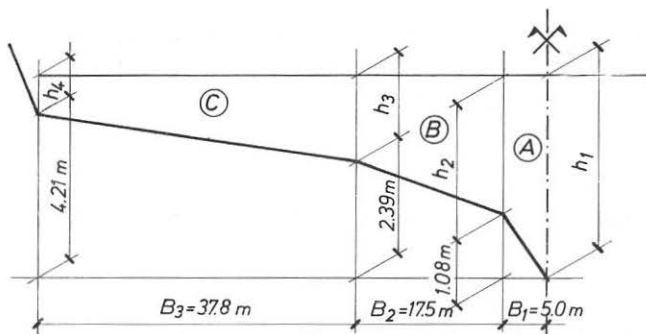


Bild 37 Idealisiertes mittleres Querprofil des Alpenrheins (Halbprofil).

um die Transportkapazität des Alpenrheins (km 53.3), der ein mittleres Querprofil gemäss Bild 37 aufweist. Die weiteren Parameter sind das Gefälle  $J = 1.696\%$ , der mittlere Korndurchmesser  $d_m = 27.8$  mm, und  $d_{90} = 60$  mm.

Die Rechnung wird für  $h_1 = 3.0, 4.0$  und  $6.0$  m durchgeführt. Messungen haben für diese Werte Abflüsse von  $Q = 134, 398$  und  $1443$  m<sup>3</sup>/s ergeben.

Es werden die Streifen (A), (B) und (C) betrachtet. Es resultieren folgende Teilflächen für die verschiedenen Wasserstände:

$h_1$ [m]	$\Delta F$ A [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ B [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ C [m <sup>2</sup> ]
3.0	12.3	22.1	3.9 <sup>*)</sup>
4.0	17.3	39.6	26.9 <sup>*)</sup>
6.0	27.3	74.6	102.1

<sup>\*)</sup> Diese Werte wurden für  $B < 37.8$  m erhalten, entsprechend den tieferen Wasserständen.

Meyer-Peter und Lichtenhahn verteilten die Reduktion infolge Wandreibung gleichmässig auf die Streifen, sie muss nur beim höchsten Wasserstand berücksichtigt werden ( $Q_r/Q = 0.956$ ). Die reduzierten Teilflächen sind

$h_1$ [m]	$\Delta F$ A [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ B [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ C [m <sup>2</sup> ]
6.0	26.1	71.3	97.6

Entsprechend muss auch die Abflusstiefe für die Berechnung der Geschwindigkeit reduziert werden, es resultieren die Werte 5.74, 4.70, 3.45 und 1.71.

#### a) Hydraulische Berechnung

Gleichung (14.3) wurde verwendet, wobei  $J = J'$  gesetzt wurde:

$$v_w = 2.5(9.81 \cdot 0.001696 \cdot h)^{0.5} \ln(12.3 h / 0.06 \beta).$$

Für die gewählten Werte von  $h$ , muss  $\beta = d_s/d_{90}$  variiert werden, bis der gemessene Abflusswert erreicht wird.

$v_1, v_2, v_3$  und  $v_4$  seien die mittleren Abflussgeschwindigkeiten, welche den Abflusstiefen  $h_1, h_2, h_3$  und  $h_4$  entsprechen. In einem Streifen kann der Teilabfluss durch lineare Interpolation berechnet werden (was zwar genau genommen nicht ganz korrekt ist, aber nur zu unwesentlichen Differenzen führt)

$$\Delta Q_A = \frac{h_2 + h_1}{2} \cdot B_1 \cdot \frac{v_1 + v_2}{2} \text{ etc.}$$

Im Streifen C ist  $v_4 = 0$ , für  $h_1 = 3.0$  und  $4.0$  m, da  $h_4 = 0$ .

Die auf der folgenden Seite aufgeführten lokalen Geschwindigkeiten und Teilabflüsse resultieren, unter Verwendung der obigen Teilflächen  $\Delta F$ .

#### b) Berechnung der Transportkapazität

In der Annahme  $d_{30} = 0.01$  m und  $\theta_{cr} = 0.05$  wird Gleichung (12.1)

$$\begin{aligned} q_B &= \frac{4}{1.68} \left( \frac{0.06}{0.01} \right)^{0.2} q_r^{0.001696^{1.6}} \left( 1 - \frac{0.05 \cdot 1.68 \cdot 0.0278}{h \cdot 0.001696} \right) \\ &= 1.257 \cdot 10^{-4} q_r \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [\text{m}^3/\text{ms}] \end{aligned}$$

$$\text{oder } g_B = 0.337 \cdot q_r \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [\text{m}^3/\text{ms}]$$

$$\text{oder } g_B = 0.337 \cdot h \cdot v_m \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [\text{kg}/\text{ms}].$$

Bei  $h_1 = 6.0$  m ( $Q_r/Q = 0.956$ ) müssen die reduzierten Werte für die Abflusstiefe benutzt werden.

Aus den lokalen Abflusstiefen gemäss Bild 37 und den entsprechenden Abflussgeschwindigkeiten können lokale Transportraten berechnet werden. Durch lineare Interpolation (wiederum leicht inkorrekt, aber in vernachlässigbaren Differenzen resultierend) werden mittlere spezifische Transportraten für die Streifen, resp. partielle Transportraten entsprechend der aktiven Breite in den Streifen erhalten.

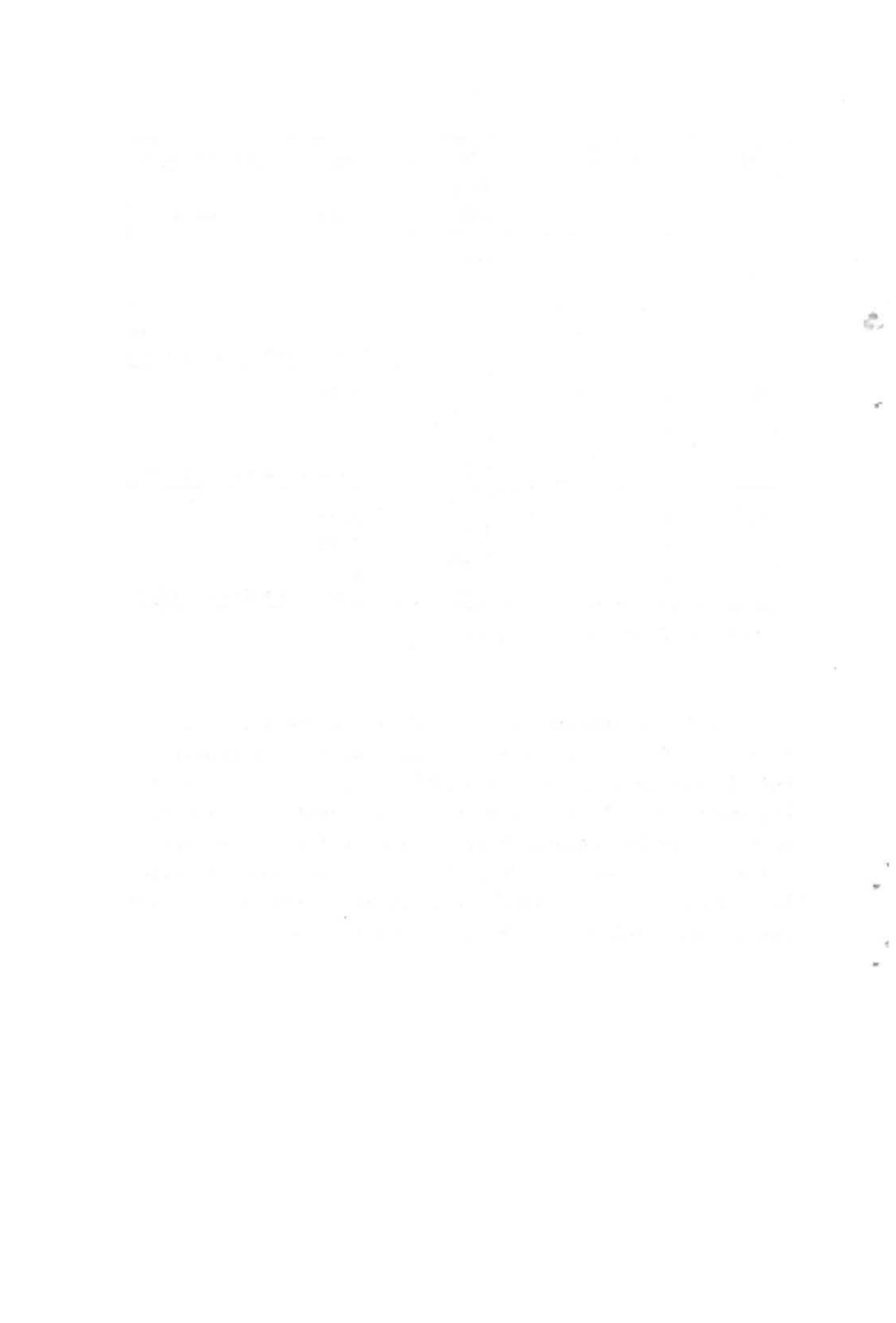


$h_1$ [m]	Geschätztes $d_s = \beta \cdot d_{90}$ [m]	Streifen	örtliche Geschwind. [m/s]	mittlere Geschwind. [m/s]	$\Delta Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q$ $= 2 \sum \Delta Q$ [m <sup>3</sup> /s]
3.0	0.09	A B C	3.36 2.49 1.11 0	2.92 1.80 0.55	36.0 39.8 2.1	155.8
	0.12	A B C	3.20 2.36 1.04 0	2.78 1.70 0.52	34.19 37.65 2.01	147.7
	0.18	A B C	2.97 2.18 0.94 0	2.58 1.56 0.47	31.7 34.5 1.8	136.1 $\cong$ gemessener Abfluss
4.0	0.18	A B C	3.62 2.92 1.92 0	3.27 2.42 0.96	56.6 96.0 25.9	356.8
	0.12	A B C	3.88 3.14 2.09 0	3.51 2.62 1.04	60.7 103.7 28.1	385.1
	0.10	A B C	4.00 3.24 2.16 0	3.62 2.70 1.08	62.6 107.1 29.2	397.8 $\cong$ gemessener Abfluss
6.0	0.11	A B C	4.99 4.38 3.57 2.21	4.68 3.98 2.89	122.1 283.8 281.1	1376 $\cong$ gemessener Abfluss, Wandeeinfluss korrigiert

$h_1$	Streifen	$B_{act}$ [m]	$g_B$ lokal [kg/ms]	$g_B$ Mittel [kg/ms]	$G_B = 2 \Sigma \cdot g_B \cdot B$ [kg/s]
3.0	A	-	1.62	1.01	→ 11.6 (5.8) *)
	B	7.25	0.40	0.20	
	C	-	0		
4.0	A	-	3.54	2.61	→ 59.6 (84.7) *)
	B	-	1.68	0.93	
	C	6.07	0.17 0	0.08	
6.0	A	-	7.34	6.12	→ 294.3 (613) *)
	B	-	4.90	3.70	
	C	-	2.49 0.25	1.37	

\*) Werte von Meyer-Peter und Lichtenhahn.

Die Uebereinstimmung der ersten zwei Werte ist gut. Der letzte Wert ist eventuell durch die erwähnte systematische Unterschätzung in einem begrenzten Bereich der neuen Formel belastet. Ein Faktor 2 wurde aber als Verhältnis zwischen gemessenen und berechneten Werten sowohl bei der Meyer-Peter/Müller Gleichung wie auch bei der neuen Gleichung oft erreicht. Somit müssen beim heutigen Stand der Kenntnisse solche Differenzen bei solchen Vergleichen erwartet werden.

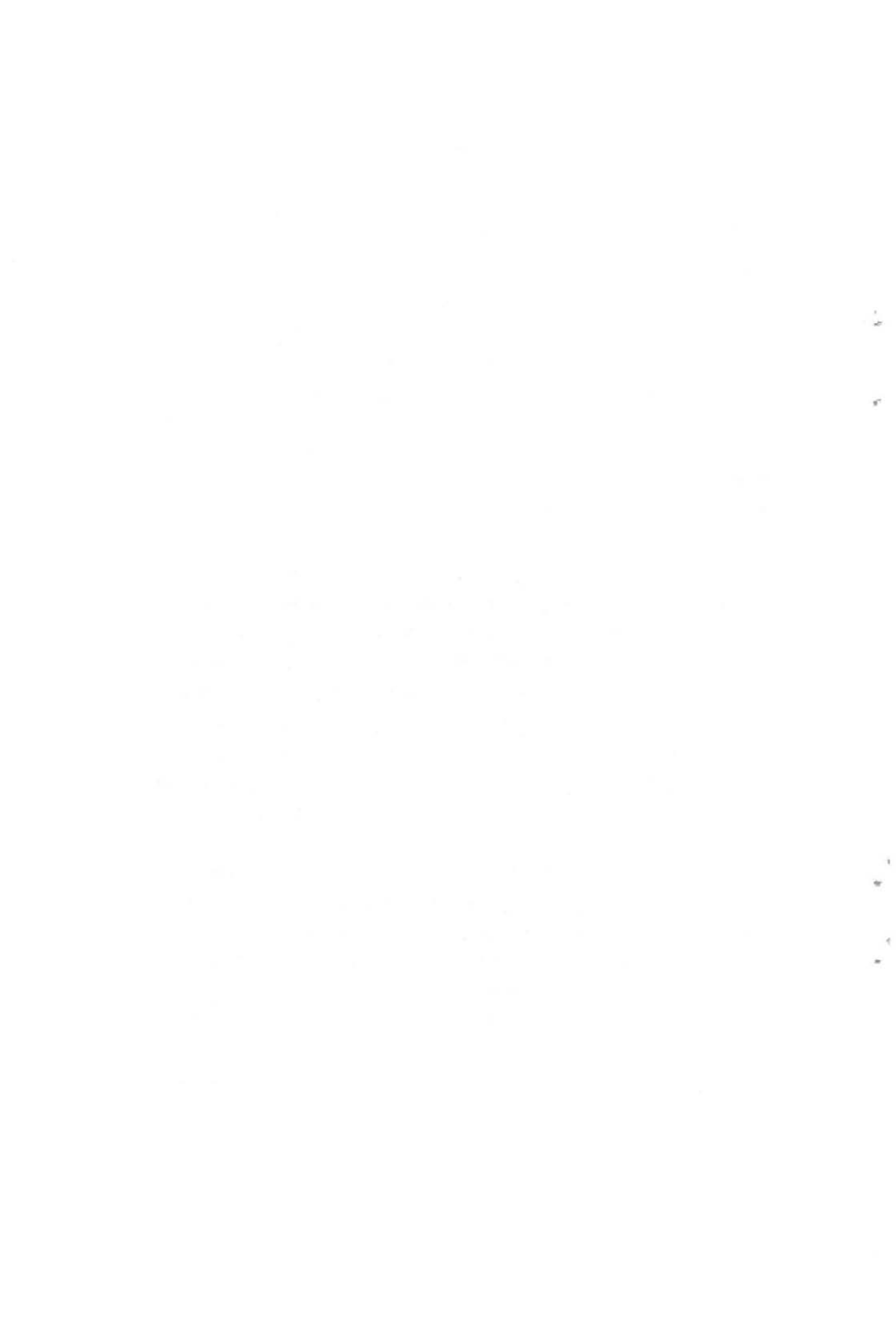


### ABSTRACT

Sediment transport tests have been performed with a live bed for slopes ranging from 3 to 20 %. A formula has been derived by the stepwise multiple regression technique relating the transport rate principally to water discharge and slope. Satisfactory correlation was not only found for the range of the new tests, but also for the test range of Meyer-Peter and Müller. Over the latter range the new formula fits the data slightly better than the Meyer-Peter and Müller formula. The new formula is therefore applicable to a range of slopes extending from 0.2 to 20 %.

At the higher slopes observations showed that the common distinction between bedload transport and transport as suspended load is no longer admissible. The distinction fades because of high transport rates and low relative roughness. The transport mechanism, however, was still the same as for low slopes. At slopes of about 20 % another transport mechanism was observed. The underground material started to creep, and this can be considered to be the beginning of a debris flow.

Test results on flow resistance enabled a combined calculation procedure to be proposed for the determination of water and sediment discharge. Since the high sediment concentration cannot be neglected in the hydraulic computation, these two quantities can no longer be calculated independently. The combined calculation employs a variation of the logarithmic flow resistance law together with an empirical relation accounting for the increase in flow depth due to the presence of sediment.



## 1. INTRODUCTION

One of the major problems in river mechanics is that of sediment transport. Numerous tests all around the world have been performed to find a relation between flow rate and sediment discharge. Almost all of these tests have been limited to a range of comparatively flat slopes. The tests made in this laboratory which were used in the development of the Meyer-Peter/Müller formula (1948), were performed on slopes which ranged between  $0.04\% < J < 2\%$ .

For very high slopes debris flows occur. This bulk movement of a water-sediment mixture is characteristic of many mountain torrents, and necessitates costly control works in well developed alpine areas such as those in Central Europe (e.g. see Lichtenhahn, 1971), or in volcanic regions with high sediment production (e.g. see Smart, 1981), or in locations with both characteristics (e.g. Japan). Only recently has research been undertaken to try to understand the development of debris flows (e.g. Takahashi, 1978).

The purpose of the research project described in this report is to fill the gap of knowledge between "normal" bedload transport at flat slopes and debris flows at steep slopes. A first attempt to simulate this sort of situation was made at the laboratory by Haenger (1979). His tests were performed in a steep flume with a steel bed, whereas, a live natural sediment bed was used for the tests reported here. To ensure a smooth transition between the steep slope situation and the flatter slope range of the Meyer-Peter/Müller tests, it proved necessary to reanalyse the Meyer-Peter/Müller data set. This report contains, therefore, not only a description and analysis of the tests at steep slopes, but also a reanalysis of this older data set.

Attention is also given to the effect on flow resistance of moving sediment in steep channels, since this occupies a considerable portion of the wetted cross sectional area.

## 2. EXPERIMENTAL SETUP

A tilting laboratory flume was available from the tests performed by Haenger. A schematic view of the setup is shown in Figure 1.

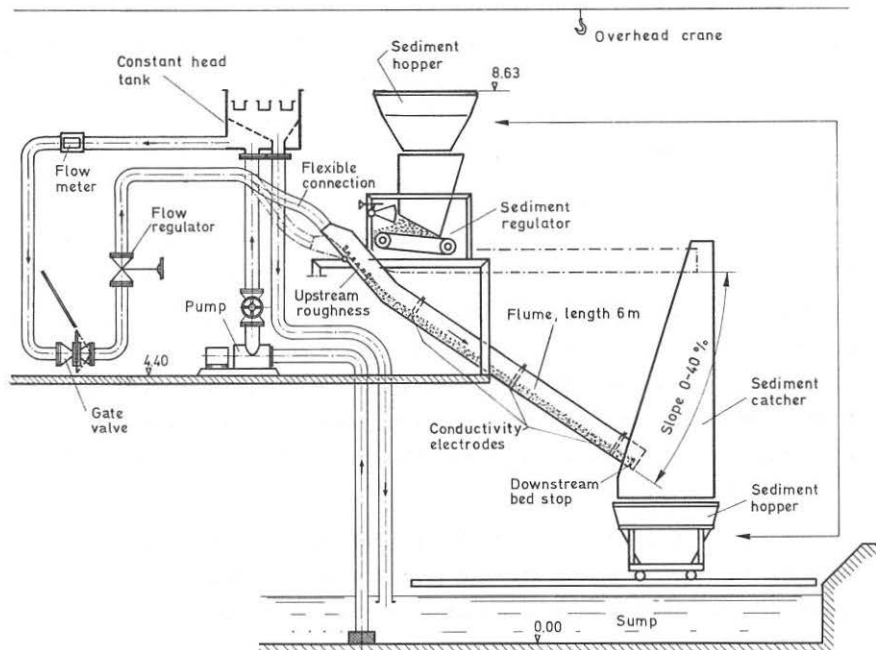


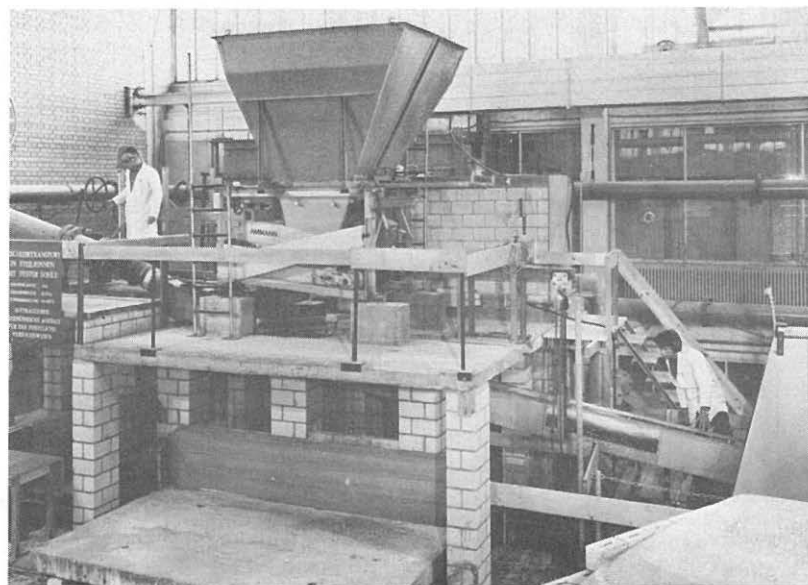
Fig. 1 Laboratory setup for sediment transport tests at steep slopes.

The flume had its own water circuit with a pump, constant head tank and sump. Since considerable quantities of sediment had to be handled, two pairs of exchangeable sediment hoppers were used. When the upper hoppers emptied the experiment was halted and the hoppers exchanged. The flume itself was 6 m long and 0.2 m wide.

Initial tests executed with this setup (Haenger, 1979) were performed with sediment transport on the steel bed of the flume. However, it was the aim of the new tests reported here to

simulate more accurately natural bed roughness and to investigate the effect of such roughness on sediment transport rates.

Laboratory tests on the origin of steep pool structures in mountain streams (Whittaker and Jaeggi, 1982) proved that successful simulation of sediment transport phenomena is possible with a live bed on steep slopes. A similar concept was then applied to this new series of tests. The natural sediment bed was established above the previous steel bed by the insertion of an end sill (bed stop). With a low flow and a high sediment input rate a natural bed of sediment formed above the steel bed. Synchronised adjustment of the desired flow and sediment discharge rates was made to achieve equilibrium conditions with the bed parallel to the flume bottom. Upstream roughness elements had to be inserted at the inlet and adjusted to the different flow conditions, in order to reduce local velocities at the start of the natural bed so as to avoid scouring it down to the steel bed. Figure 2 shows the laboratory setup during a test. The flow action on the live bed can be seen.



26628

Fig. 2 The flume in operation during a live bed test.



### 3. BED MATERIALS

The four bed materials used in the earlier tests of Haenger (1979) were again employed. Material numbers II and IV are comparatively uniform, while material I and III represent mixtures. The grains were naturally river rounded.

Table 1 gives the basic parameters of the four materials. The angle of repose was determined for the dried material by a simple slope measurement. The densities are those given by Haenger. Characteristic diameters were worked out from the grain size distribution curves shown in Figure 3. There was some variation in grain size distribution during the tests, mainly because of a slightly varying proportion of fine material. However, this did not significantly affect the results.

Material	angle of repose	density $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$d_{30}$ [mm]
I	35°	2670	4.3	11.0	1.3
II	33°	2670	4.2	5.2	3.6
III	33°	2680	2.0	4.6	1.0
IV	32.5°	2680	10.5	12.1	9.0

Table 1

Characteristic parameters of the materials used for the tests.

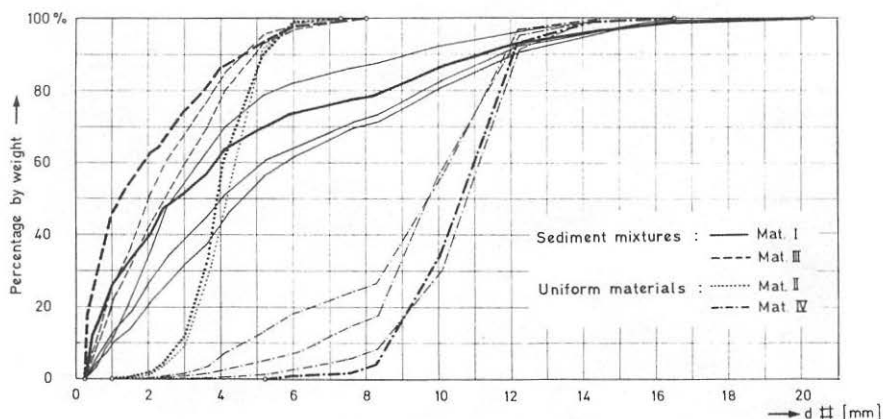


Fig. 3 Grain size distribution curves of the four materials used in the tests (the fine curves represent samples taken during the tests and show some variation, the thick lines represent the original distribution).

## 4. MEASURING TECHNIQUES

### 4.1 Slope

For each test the flume was preset at a certain slope. This was measured by a spirit level combined with a protactor.

The maximum error in setting the slope was estimated to be about  $0.25^\circ$ , which means that a maximum slope deviation of  $\Delta J = \pm 0.5 \%$  could result.

Equilibrium conditions were considered to have been established when the water surface slope attained the same value as the channel and bed slopes. The precision of this procedure is discussed in section 4.6.

### 4.2 Discharge measurement and regulation

A 120 m orifice plate installed in the water supply pipe was used to determine the discharge. The pressure difference caused by the orifice plate could be read on a pressure difference manometer, and this was converted into a discharge with the aid of a calibration curve. The flow was adjusted to the desired value with a regulating valve. A gate valve was used to stop the flow quickly and to bring it back to the desired value in a very short time period.

Considerable difficulties were encountered when the initial setup was reused. The supply conduit had to be modified in order to avoid air pockets forming in the pipe, particularly downstream of the regulating valve. The initial setup with which Haenger performed his tests was recognized as having some deficiencies due to undetected air pockets, and therefore the discharge values for these tests must be treated with caution.

Because of the problems previously encountered with the regulation, the water discharge was continuously monitored during the present tests, also after modification of the supply conduit.

#### 4.3 Sediment discharge

As Figure 1 shows, the sediment was fed from the hoppers into the system by a conveyor belt, the supply of material being controlled by the speed of the belt and an adjustable slot through which the sediment had to pass.

Haenger (1979) calibrated the device before it was installed on the flume. Figure 4 shows the relation between the position of the belt speed regulating knob (in % of the maximum speed) to the effective speed of the belt, expressed in rotations per minute. Figures 5 - 8 illustrate the relation between the position of the regulating knob, the slot opening and the sediment discharge. Also shown on these figures are the values measured

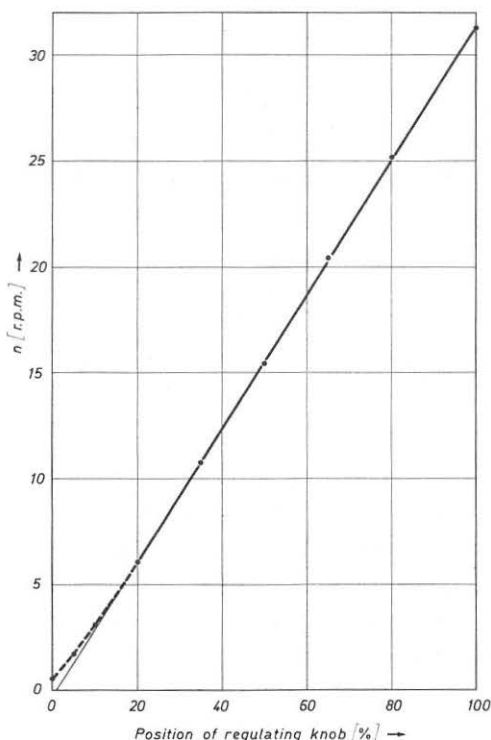


Fig. 4 Sediment feeding system, relation between position of the regulating knob (expressed in %) and the belt speed (expressed in rpm).

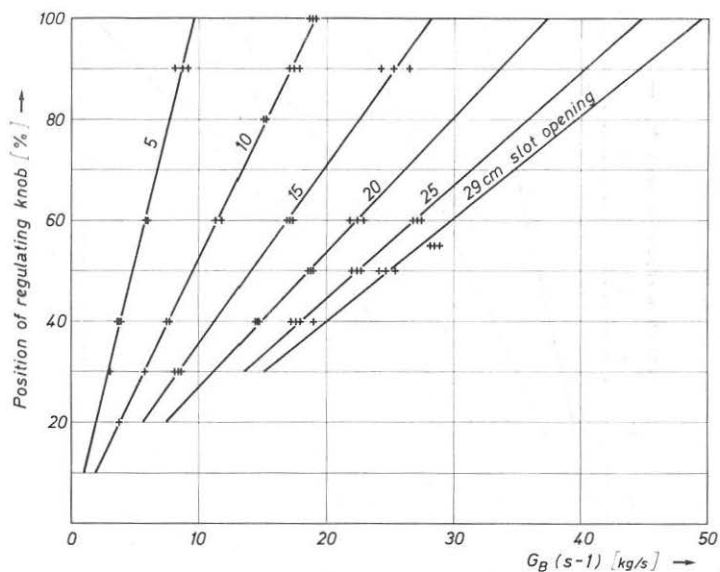


Fig. 5 Results of the calibration of the sediment feeding system for material I.

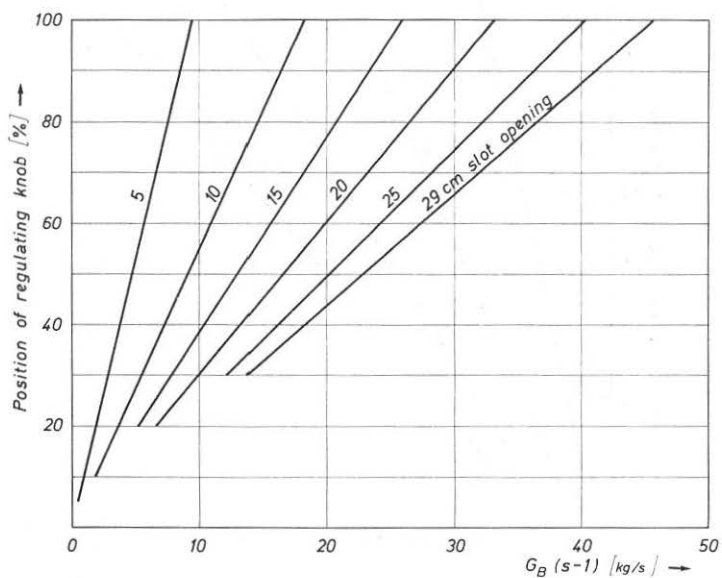


Fig. 6 Results of the calibration of the sediment feeding system for material II.

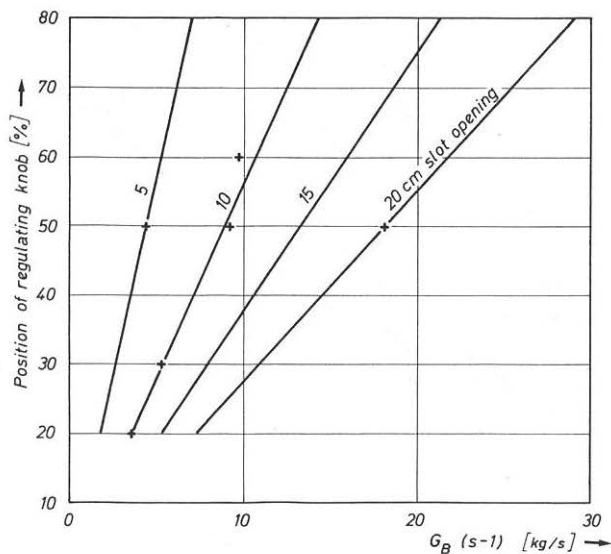


Fig. 7 Results of the calibration of the sediment feeding system for material III.

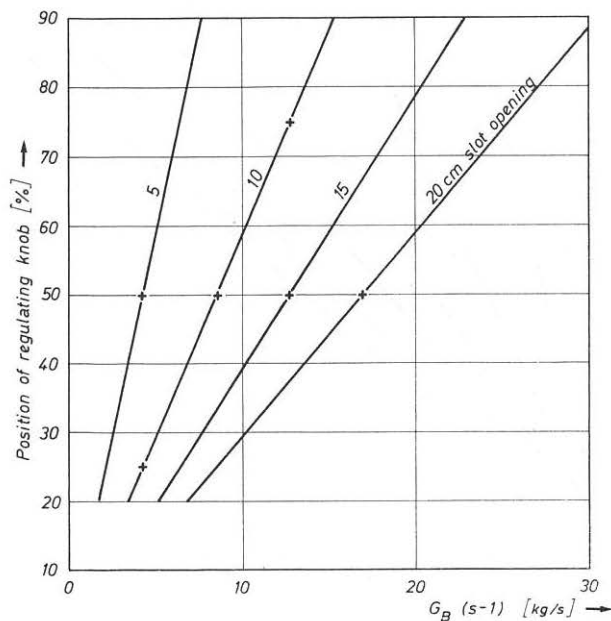


Fig. 8 Results of the calibration of the sediment feeding system for material IV.

during the calibration series so that the quality of the calibration curves can be appreciated. These curves were used in the analysis to determine the equilibrium transport rate  $q_B$ . No other method, such as recording the increase in weight of the material collected at the end of the flume, was practical. However, sediment of material IV was collected at the end of the flume for some tests, and the change in weight recorded against time. These independent checks proved that the calibration was satisfactory.

Haenger found that the sediment discharge was fairly independent of the degree of filling of the hoppers. Variable filling resulted in sediment feed variations of no more than 2%. Moisture content variations hardly affected the results of the calibration. Only the use of completely dry material could have led to erroneous results.

Haenger indicated that the relative error of the calibration was

$$\begin{array}{ll} \pm 2.5 \% & \text{for material I, and} \\ \pm 1.9 \% & \text{for material II.} \end{array}$$

Some minor variation was expected to be the result of the variation in the grain size distributions (see Fig. 3).

It must be noted that for the given materials, this laboratory setup did not enable tests to be performed in a discharge range which would have resulted in self-armouring and other grain sorting effects. The results of this study will therefore not be applicable to situations where such sorting effects are expected to be important.

#### 4.4 Mixture depth

Millimeter scales were fixed to the outside of the plexiglass sections of the flume walls to indicate the depth of flow of the water-sediment mixture.

For lower slopes and fine material, the maximum error in the estimation of mixture depth was about 5 mm. At higher

slopes the water surface was strongly fluctuating and the increased sediment concentrations made it difficult to define the instantaneous position of the bed. For such extreme conditions the error was then of the order of  $\pm 10$  mm. An error in the depth reading of the same order must be considered for all slopes for coarse bed materials.

#### 4.5 Water velocity

An adaption of the salt-velocity technique (see Davies and Jaeggi, 1981) enabled quite precise measurement of the water velocity within the mixture. With this method two pairs of electrodes are fixed on the flume walls a certain distance apart. Each pair of electrodes measures the conductivity of a wetted cross section. A slug of salt solution (here a solution of sodium carbonate) is injected into the flow, increasing conductivity. The passage of the slug through the two sections can therefore be monitored. If good mixing is obtained the average water velocity between the two sections can be calculated, since the total cross-sectional area is sampled. The mean velocity is defined as the difference in length between the two pairs of electrodes divided by the time difference between the centroids of the two peaks indicating the higher conductivity as the slug passes the electrodes.

Three pairs of electrodes were used in the present tests. In this way the velocity could be determined independently in two reaches of the flume, enabling a check of the uniformity of flow conditions. If a substantial difference was found for assumed equilibrium conditions the sediment input rate was changed until a uniform velocity occurred along the flume.

Initially the variations in conductivity were recorded on a Watanabe chart recorder. The position of the centroids was evaluated manually. Figure 9 shows an example of such a record where the time difference between the two conductivity peaks can be seen.

Later the system was interfaced with a micro computer to



Fig. 9 Time series plot of conductivity between flume electrodes as slug of salt solution passes.

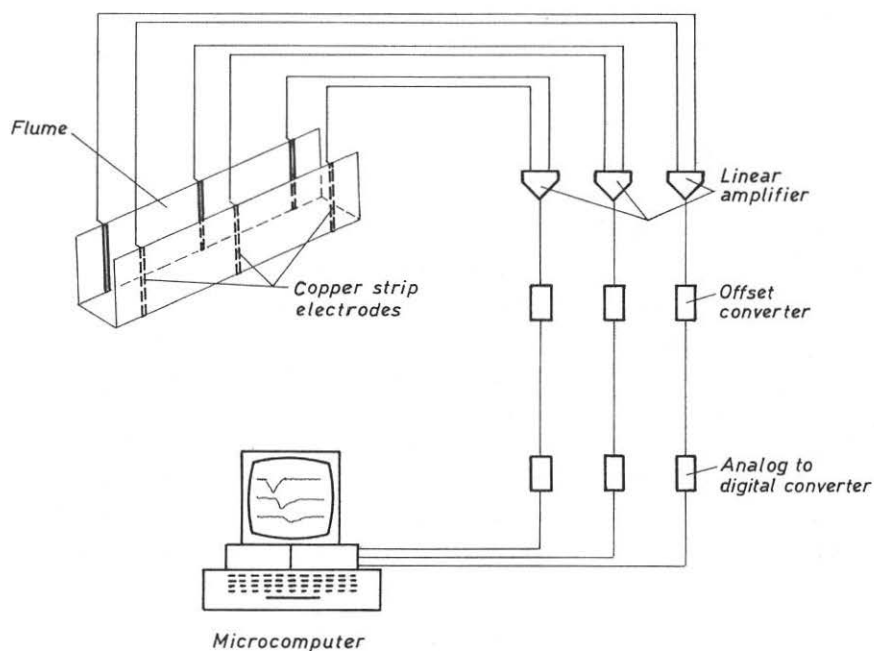


Fig. 10 Schematic diagram of installation for salt velocity method.



speed up and simplify the velocity evaluation. Figure 10 shows the elements of the computerised measurement system.

The system was programmed to

- record the resistance between the electrodes every 0.043 s,
- display the time series of the resistance,
- evaluate the centroids of the conductivity peaks as a slug of salt solution passed the electrodes, and
- print conductivity graphs and velocities if required.

Each velocity measurement was repeated about eight times. The standard error (ratio of standard deviation to mean value) of measurements was 5 % at the most, and usually far lower.

Figure 11 shows an example of a computer output for one measurement giving the mean velocities for each of the two reaches of the flume, the peak velocity and a plot of the variation in conductivity with the passage of the salt slug.

#### 4.6 Determination of equilibrium conditions

Equilibrium conditions were established by adjusting the sediment feed rate until a live bed parallel to the flume bottom was obtained. The position of the bed was monitored, through a plexiglass portion of the side walls of the flume, in relation to the millimeter strips used for recording the mixture depth. The two main depth strips were located 1.35 m apart. The error in establishing whether the bed or water surface slope was parallel to the flume bottom was, therefore, related to the error in mixture depth recording. It was estimated to be  $\Delta J = \pm 0.4\%$  for lower slopes and  $\Delta J = \pm 0.7\%$  for higher slopes.

Small changes in the sediment feed rate produced marked changes in the bed slope. Changes of 0.5 % in the sediment feed belt speed (compared to maximum belt speed) for low slopes, and 2 % for higher slopes, were enough to alter the

16/ 3/1982 -AM MATERIAL II :10L/S 10% FLOW DEPTH 4CM

ELECTRODE INTERDISTANCES = 2.064 (1.695) METERS

TIME INTERVAL = .0431 SECONDS/UNIT

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

17.908 / 17.8366534

CENTRE OF GRAVITY OF FIRST PEAK AT ORDINATE 42.5830558

AREA UNDER GRAPH = 2689.84063

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

16.508 / 16.4422311

CENTRE OF GRAVITY OF SECOND PEAK AT ORDINATE 76.0306529

AREA UNDER GRAPH = 2211.25498 : 82 % OF FIRST AREA

AVERAGE OF ORIGINAL VALUES / BASELINE:

18.592 / 18.5179283

CENTRE OF GRAVITY OF THIRD PEAK AT ORDINATE 102.828279

AREA UNDER GRAPH = 1395.67331 : 51 % OF FIRST AREA

TIME BETWEEN PEAKS = 33.4475971 (26.7976264) UNITS

= 1.44159144 (1.1549777) SECONDS

VELOCITY OF FLOW = 1.43175102 AND 1.4675608 M/S

PEAK FLOW VELOCITY = 1.49651972

M/S

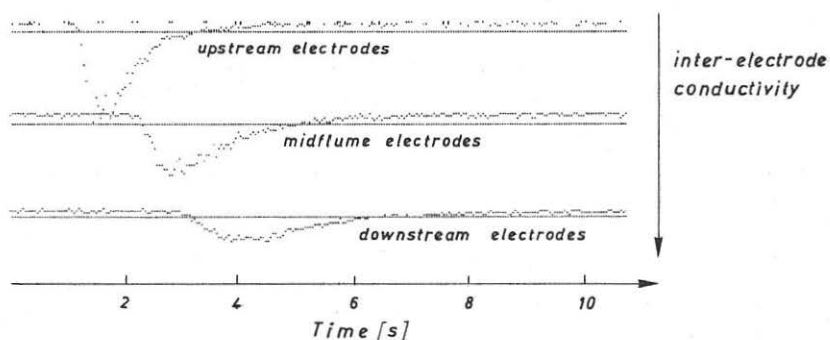


Fig. 11 Example of a computer output describing the results of one salt-velocity measurement.

quasi-stability of the bed and make it aggrade or degrade. The equilibrium transport conditions in the flume were sought by trial and error, identifying first values of the belt speed for which the bed was definitely aggrading and degrading, then taking intermediate values until finally an equilibrium sediment transport rate could be declared. Equilibrium conditions were then checked by water velocity measurements as described in section 4.5.

### 5. SUMMARY OF EXPERIMENTAL DATA FOR THE LIVE BED SEDIMENT TRANSPORT TESTS

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	7	310	0.80	35
5	10	690	0.89	30
5	15	1920	0.92	30
5	20	3220	1.01	35
10	3	180	1.05	50
10	7	770	1.14	50
10	10	1840	1.24	50
10	15	3760	1.35	50
10	20	7210	1.72	50
15	3	310	1.15	65
15	7	1770	1.39	58
15	10	3680	1.59	50
15	15	7370	1.83	50
15	20	12460	2.12	60
20	3	610	-	-
20	7	2190	1.82	65
20	10	3840	1.98	55
20	15	8140	2.24	70
20	20	14580	2.46	65
25	7	2760	1.95	70
25	10	5070	2.09	70
25	15	8980	2.31	70
25	20	15800	2.64	80
30	7	2910	2.00	75
30	10	5450	2.12	85
30	15	10330	2.45	90
30	20	17620	2.77	90

Tables 2 to 5 give the main parameters of the live bed tests.

As can be seen for materials I and IV, a comprehensive set of data is available for flows ranging from 5 to 30 ℓ/s and slopes between 3 and 20 %.

A more limited number of tests were performed over a similar range with materials II and III. These tests were sufficient to show the resulting trends.

The independent test parameters were the water discharge Q, the slope J, and the characteristic grain sizes of the sediment (see Table 1). For a given combination of these parameters the equilibrium transport rate G<sub>B</sub> (solid mass

Table 2  
Experimental values for material I.

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10	640	0.98	32
5	20	3370	1.08	35
10	5	310	1.20	45
10	10	1680	1.43	43
10	20	7110	1.87	55
15	10	2520	1.76	53
20	3	245	1.42	81
20	5	920	1.63	65
20	7	1680	1.78	63
20	10	3210	2.10	60
20	15	6810	2.49	65
20	20	10250	2.66	68
25	10	3750	2.33	70
30	10	4590	2.48	75

Table 3 Experimental values for material II.

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10	1020	1.25	29
10	10	2400	1.58	35
10	20	8180	2.31	35
15	10	3310	1.83	50
20	5	1410	1.78	62
20	7	2540	1.86	57
20	10	3740	2.10	55
20	15	8180	2.34	55
20	20	16240	2.56	60
25	10	5360	2.17	60
30	10	5920	-	70

Q	J	G <sub>B</sub>	v <sub>w</sub>	h <sub>m</sub>
[ℓ/s]	[%]	[g/s]	[m/s]	[mm]
5	10.5	300	-	30
5	15	810	-	20
5	20	1830	-	38
10	7	380	-	48
10	10	840	1.07	50
10	15	2300	1.18	48
10	20	4800	1.26	60
15	3.4	70	1.10	60
14.9	7	680	1.28	59
15	10	1600	1.38	63
15	15	4080	1.57	60
15	25	8840	1.74	68
20	3	140	1.20	78
20	5	408	1.34	75
20	7	980	1.49	60
20	10	2300	1.61	60
20	15	5830	1.96	76
20	20	10300	2.44	76
25	7	1420	1.55	82
25	10	2850	1.89	80
25	15	7590	2.50	80
25	20	14140	2.66	80
30	7	1490	1.68	90
30	10	3530	2.06	85
30	15	9490	2.52	80
30	20	14910	-	85

Table 5 Experimental values for material IV.

Table 4 Experimental values for material III.

per time unit) was considered to be a dependent parameter, and represents the transport capacity of the flume. Water velocity and mixture depth were also considered as dependent variables (see Annex I).

In Annex I different plots are assembled showing the variation of the dependent parameters within the test range.

Figures I, 1-4 give the specific sediment discharge as a function of the specific water discharge, with slope as additional parameter. Figures I, 5-8 show the specific sediment discharge plotted against slope with the flow rate as an additional parameter. In a similar way mean water velocity is plotted against specific water discharge and slope in Figures I, 9-12 and I, 13-16. In Figures I, 17-20 mixture depth is plotted against slope, with water discharge as additional parameter. Figure I, 21 finally shows that there is no systematic variation with slope, when mixture depth is plotted against specific flow rate (material I). These different figures illustrate the good distribution of data points over the experimental range.

## 6. ADDITIONAL TESTS IN THE STEEP FLUME

### 6.1 Sediment transport on fixed bed

Material	Q [l/s]	J [%]	$h_m$ [mm]	G <sub>B</sub> [kg/s]
I	30	10	7.25	10.63
	10	5	2.90	2.92
	5	10	2.0	2.53
	10	10	3.1	4.76
II	10.3	10	3.5	3.75
	6.84	10	2.3	2.40
	6.84	5	2.3	0.96
	6.84	3	2.5	0.47
	6.84	15	3.0	4.6
	6.84	20	4.4	8.57
	10	5		1.76
	10	15		6.43
	13.7	10	4.0	4.74
	17.1	10		5.43
	25	10	5.5	6.5
	15	5	4.5	2.52
	15	10	4.5	5.05
III	10	5	2.55	1.83
	10	10	2.85	4.30
	10	20		15.1
IV	20	7		6.38
	20	17.6	2.5	12.9

A number of tests were performed to investigate transport on the steel bed of the flume in a similar way to the experiments performed by Haenger (1979). Table 6 summarizes the results of these complementary tests. For reasons (which are discussed later) the precision of these tests is less than that of the tests made with the live bed. These complementary results do not match Haengers data, probably because of the

Table 6

Results for sediment transport on a steel bed.

discrepancies found in discharge regulation.

These additional tests will serve as a basis for a discussion on the influence of varying bed roughness on the sediment transport rate.

## 6.2 Tests with reduced flume width (natural bed)

A few tests were performed to evaluate the influence of flume width on the specific sediment discharge mainly to check if any deviation could be explained by current wall drag correction procedures.

A separating wall was inserted in the flume to enable experiments to be performed in half the original flume width (i.e.  $B = 0.1$  m). The results of seven tests carried out with material II are summarized in Table 7. These tests all had a specific discharge and a slope corresponding to experiments performed with the 0.2 m flume width, and the specific transport rates and mixture depth of these corresponding experiments are also listed in Table 7 so that the influence of width reduction can be seen.

$q$ [m <sup>3</sup> /ms]	$J$ [%]	$g_B$ [kg/ms]	$g_B$ [kg/ms]	$h_m$ [mm]	$h_m$ [mm]
		( $B = 0.1$ m)	( $B = 0.2$ m)	( $B = 0.1$ m)	( $B = 0.2$ m)
0.1	5	3.2	4.6	-	65
0.1	7	5.92	8.4	-	63
0.1	10	11.2	16.05	60	60
0.1	15	24.0	34.05	60	65
0.1	20	40.0	51.25	60	68
0.025	10	2.88	3.2	30	32
0.075	10	9.28	12.6	55	53

Table 7 Experimental results showing the effect of flume width (material II).

## 7. OBSERVATIONS

### 7.1 Transport mechanism

For flatter slopes of the experimental range, grains were detached from the bed and slid, rolled and saltated in a way corresponding to the common definition of bedload movement. The thickness of the layer of moving bed material was usually the same as the maximum grain size of the sediment. However, for finer materials layers of two to three grain sizes thick were observed to be in motion.

For the steeper slopes, however, the common definition of bedload movement no longer adequately described the observed behaviour even though sediment was moved by the same transport mechanism as for the flatter slopes. The transport rate increased dramatically, while the relative roughness  $Z = h/d$  diminished. Particles detached from their packing into a saltating motion sometimes travelled close to the surface or were even ejected from the flow. Inter-particle contact often prevented saltating grains from returning to the bed, and so the bed material motion tended toward a suspended movement with a more uniform mixture of water and sediment. Under such conditions the common distinction between bedload and suspended load movement becomes blurred. These observations were made from test runs and video recordings of some runs.

These particular conditions for steeper slopes could be called "debris-flow-like". The transport mechanism is not identical to that of a real debris flow, but there is some similarity since material of considerable size is moved over the whole flow depth.

### 7.2 Initiation of debris flow

At very steep slopes fluidization of the bed was observed. This probably marks the transition to real debris flow behaviour. For material IV with a slope of 20% and discharges greater than  $Q = 20 \text{ l/s}$ , the bed material started to creep "en masse".

A rotational bed movement was noticed, where an exchange of subsurface and surface bed material occurred.

With the described laboratory flume a prototype situation could not be accurately simulated because the rotating creeping process involved the entire bed down to the steel flume floor. However, the bed fluidization was a sign of a sudden transition to a different kind of transport mechanism. This is possibly the cause of debris flow.

Since bed fluidization was also noticed for material I at a slope of 25%, a slope of 20% was considered, for the present tests, to be an upper limit of "normal" sediment transport. The formulas developed from these tests are therefore not to be extrapolated beyond this value.

### 7.3 Antidunes

At slopes  $J \geq 3\%$  antidunes were the only bedforms which could have been expected, as the flume was too narrow for development of three-dimensional features (alternate bars, diagonal bars). Antidunes occurred in most of the tests with material I, for some tests with material II and III and for one test with material IV. The bedforms were usually rather weak and moved slowly upstream. They did not interfere with estimation of the equilibrium conditions. It was also assumed that these antidunes did not produce extra form resistance to the flow.

Generally, antidunes developed more easily in the comparatively fine material, but almost disappeared at heavy transport rates and high relative roughness. The experimental conditions did not allow systematic measurements to be made to investigate the antidune geometry.

Tables 8 to 11 show the experimental range and indicate the tests in which antidunes and bed fluidization occurred.



J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3			AD	F1B	F1B		
7		AD	F1B	F1B	F1B	F1B	F1B
10		AD	F1B	AD	AD	AD	AD
15		F1B	AD	AD	AD	AD	AD
20		AD	AD	AD	AD	AD	AD
25					Dfl		

Table 8 Experiments with material I, summary of observations (F1B = Flat Bed, AD = Antidunes, Dfl = Debris flow).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3					F1B		
5			F1B		F1B		
7					F1B		
10		F1B	F1B	F1B	F1B	AD	AD
15					AD		
20		F1B	AD		F1B		

Table 9 Experiments with material II, summary of observations (F1B = Flat Bed, AD = Antidunes).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
5					F1B		
7					F1B		
10		F1B	AD	AD	AD	AD	AD
15					AD		
20			F1B		F1B		

Table 10 Experiments with material III, summary of observations (F1B = Flat Bed, AD = Antidunes).

J[%]	Q[l/s]	5	10	15	20	25	30
3				F1B	F1B		
5					F1B		
7			F1B	F1B	F1B	F1B	F1B
10		AD	F1B	F1B	F1B	F1B	F1B
15		F1B	F1B	F1B	F1B	F1B	F1B
20		F1B	F1B	~Dfl	~Dfl	Dfl	Dfl

Table 11 Experiments with material IV, summary of observations (F1B = Flat Bed, AD = Antidunes, Dfl = Debris flow).

# 8. SUMMARY OF EXPERIMENTAL DATA FROM MEYER-PETER/MÜLLER TESTS (1948)

A great number of sediment transport experiments were performed at the Laboratory between 1930 and 1948. These resulted in the Meyer-Peter/Müller (1948) formula. Although an internal report was available (1948), the complete data set has never been published. As these data complement the new test series data, it was decided to include the Meyer-Peter/Müller data set in this analysis. The original data of Meyer-Peter/Müller have been assembled from the above mentioned internal report and from the archives of the Laboratory, and are given in Table 12.

It must be noted that the data which were used to derive the first Meyer-Peter formula of 1934 are also included in this table. These early data were also used by Meyer-Peter and Müller to establish the formula of 1948.

Figure 12 and Figure 13 are reproduced from the 1948- paper. The symbols in Figure 12 correspond to those given in Table 12. Figure 12 was the basis for the development of the 1948-formula. Meyer-Peter/Müller's analysis sought to relate the "available shear stress"  $\tau'$  of the flow to the critical shear stress  $\tau_{cr}$  necessary for initiation of motion of the sediment, and to a transport term with the dimensions of a shear stress  $\tau_g$ , i.e.  $\tau' = \tau_{cr} + \tau_g$ . These three elements were then converted to dimensionless numbers by dividing by  $\rho_w g (s-1) d_m$ . A linear relationship was then sought between the two expressions

$$\left(\frac{Q_r}{Q}\right) \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{\alpha_0} \frac{R J}{(s-1) d_m} \quad (8.1)$$

and

$$\frac{q_B^{2/3}}{(s-1)^{1/3} g^{1/3} d_m} \quad (8.2)$$

The exponent  $\alpha_0$  had to be predetermined, and was selected to be 1.5. Regression then gave the constants 0.047 and 0.25 as indicated in Figure 12.

Table 12 Original data set of the Meyer-Peter/  
Müller sediment transport.

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$B$ [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	$J$ [x10 <sup>-3</sup> ]	$Q$ [ℓ/s]	$h$ [mm]	$G_B$ [g/s]	Symbol (Fig. 12)
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.70	1641	387	1815.1	*
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	6.54	1641	444	45.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.20	1641	397	990.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.28	1641	399	982.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.23	1641	399	979.3	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.15	1641	399	1012.8	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	9.16	1641	398	988.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	13.73	1641	368	3828.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	8.20	1641	413	496.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.61	1641	418	320.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.61	1641	455	31.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	17.69	1641	342	8373.8	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	12.19	3271	597	8469.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	8.48	3271	653	3844.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.07	3271	694	1915.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.92	3271	722	965.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.78	3271	729	963.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.52	3271	835	32.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.45	3271	853	26.2	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	12.41	3271	600	8469.5	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.87	4614	801	8437.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	10.67	4483	781	8501.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.39	4578	861	3818.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	7.37	4554	852	3796.1	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.78	4583	908	1930.0	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.75	4609	925	1915.6	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	4.79	4600	973	960.2	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	5.02	4600	961	955.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.96	4600	1018	2599.9	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	4.00	4600	1026	2654.1	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.17	4600	1092	29.7	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.24	4600	1092	31.3	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	17.62	1641	351	8485.4	
28.65	28.65	1.0	2680	2.00	90	3.90	3271	822	31.9	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	22.70	21.7	60	149.6	■
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	9.64	21.7	71	13.0	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.94	21.7	78	1.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	12.67	21.7	67	37.8	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	17.60	21.7	61	88.7	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	22.26	21.7	58	151.9	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	11.20	60.8	136	154.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	8.88	60.8	148	89.2	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.22	60.8	160	38.4	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	6.33	60.8	160	38.4	
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	7.55	43.4	120	45.7	

Table 12 (continuation)

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$B$ [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	$J$ [x10 <sup>-3</sup> ]	$Q$ [l/s]	$h$ [mm]	$G_B$ [g/s]	Symbol (Fig. 12)
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	4.67	60.8	175	13.6	■
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.19	60.8	198	1.2	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.29	60.8	195	1.2	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.72	43.4	145	1.2	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	13.07	43.4	101	154.7	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	5.62	43.4	130	13.5	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	9.83	82.1	182	154.7	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	5.38	82.1	213	38.4	↓
5.21	5.21	1.0	2680	0.354	105	3.18	82.1	248	3.8	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	1.75	10.0	77	4.2	×
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	3.26	10.0	63	27.3	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	4.27	10.0	58	48.1	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	6.97	5.0	33	48.5	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	2.80	21.6	117	49.4	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	2.17	5.0	46	1.1	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	1.28	10.0	82	1.1	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	6.38	10.0	51	106.7	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	3.91	21.6	98	109.0	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	5.72	2.1	24	4.4	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	7.91	1.1	13	4.4	↓
5.21	5.21	1.0	1250	0.354	105	10.63	0.8	8	4.4	↓
0.41	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.50	550.0	490	17.4	x
0.40	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.42	300.0	352	4.3	↓
0.38	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.48	400.0	400	14.2	↓
0.39	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.40	200.0	285	1.4	↓
0.40	0.70	3.5	2680	2.00	90	0.45	350.0	372	9.0	↓
1.03	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.00	180.0	191	16.9	+
1.00	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.04	140.0	152	13.3	↓
0.97	1.35	1.93	2680	2.00	90	1.07	100.0	112	10.9	↓
1.70	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.40	150.0	110	871	○
1.59	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.50	100.0	78	246	↓
1.63	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.55	100.0	79	283	↓
1.68	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.59	70.0	56	90	↓
1.64	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.44	120.0	95	474	↓
1.89	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.42	225.0	150	1564	↓
1.86	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.65	180.0	123	1335	↓
1.97	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.94	330.0	187	294	↓
1.99	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.48	330.0	204	1870	↓
1.97	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.41	330.0	203	2112	↓
1.98	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.39	330.0	207	2067	↓
2.04	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.75	330.0	198	2559	↓
2.06	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.61	330.0	198	2355	↓
1.98	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.45	260.0	166	1902	↓
1.99	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.25	260.0	170	1426	↓
1.84	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.40	150.0	115	571	↓
2.04	4.00	5.71	2680	2.00	90	2.35	190.0	135	906	↓

$d_m$ [mm]	$d_{90}$ [mm]	$\frac{d_{90}}{d_{30}}$	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	B [m]	$k_w$ [m <sup>1/3</sup> /s]	J [x10 <sup>-3</sup> ]	Q [ℓ/s]	h [mm]	G <sub>B</sub> [g/s]	Symbol (Fig.12)
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.68	67.5	200	3.8	↕
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.70	60.7	185	3.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	54.1	171	2.0	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.74	43.9	149	0.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	35.0	128	0.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	60.7	185	3.2	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.73	90.6	243	23.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.75	60.7	185	5.8	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	90.6	242	29.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.82	85.0	230	27.4	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.77	74.8	211	18.1	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.76	67.8	199	12.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.73	60.7	185	9.2	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.72	50.0	163	3.7	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.74	40.0	140	1.5	
3.30	6.50	3.82	2680	0.42	110	2.71	60.7	184	8.2	
2.70	6.00	3.53	2680	0.42	110	2.73	41.1	140	4.9	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.71	62.1	188	3.0	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.66	43.1	147	0.2	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.81	92.6	244	17.3	
4.03	7.80	4.59	2680	0.42	110	2.67	50.0	164	0.5	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	18.40	21.4	55	7.0	↕
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	16.01	21.4	58	1.8	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	22.70	21.4	53	22.4	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	8.23	60.8	142	7.5	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	16.54	60.8	117	125.3	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	12.68	60.8	124	63.2	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	5.78	82.1	198	2.0	
5.21	5.21	1.0	4220	0.354	105	11.02	82.1	166	64.2	
1.34	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.83	20.0	63	5.9	△
1.43	2.80	4.0	2680	0.65	80	3.25	36.7	91	28.3	
1.17	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.36	14.5	52	1.5	
1.34	2.80	4.0	2680	0.65	80	2.67	26.5	75	13.9	
1.40	2.80	4.0	2680	0.65	80	3.04	28.6	77	21.0	
1.38	2.80	4.0	2680	0.65	80	4.07	58.5	132	63.8	
1.53	2.80	4.0	2680	0.65	80	16.00	2.6	9	12.8	
1.40	2.80	4.0	2680	0.30	110	16.50	1.2	10	7.2	▽
1.45	2.80	4.0	2680	0.15	100	19.92	0.6	10	3.8	
1.60	2.80	4.0	2680	0.15	100	20.70	1.0	14	0.6	
4.46	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.27	160.0	87	360.5	●
4.43	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.01	220.0	108	663.6	
4.43	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.11	220.0	106	644.5	
4.44	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.10	250.0	106	794.4	
4.40	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.13	195.0	99	516.9	
4.51	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.19	140.0	86	271.2	
4.62	9.40	5.22	2680	2.00	90	8.12	100.0	68	118.7	

$$\frac{R_s \cdot J_r}{\gamma_s'' \cdot d_m} = \gamma \cdot \frac{Q_s}{Q} \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \cdot \frac{h \cdot J}{\gamma_s'' \cdot d_m}$$

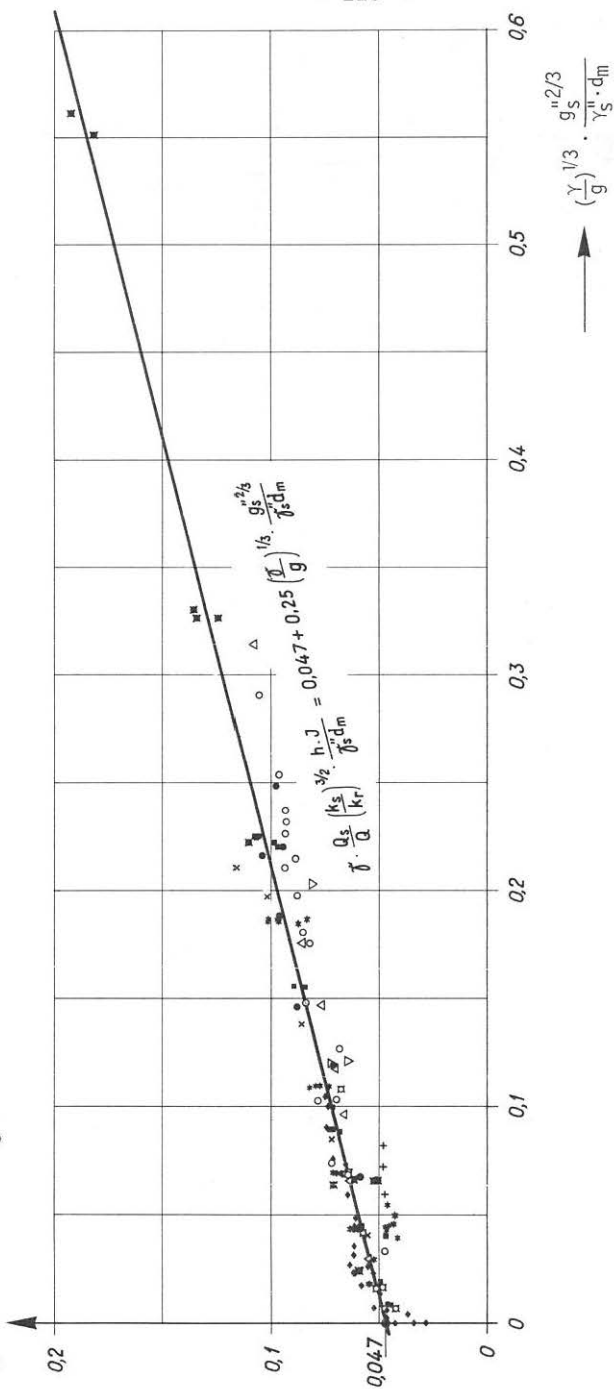


Fig. 12 Dimensionless plot reproduced from the original Meyer-Peter/Müller (1948) publication. This served as a base for the development of their sediment transport formula.

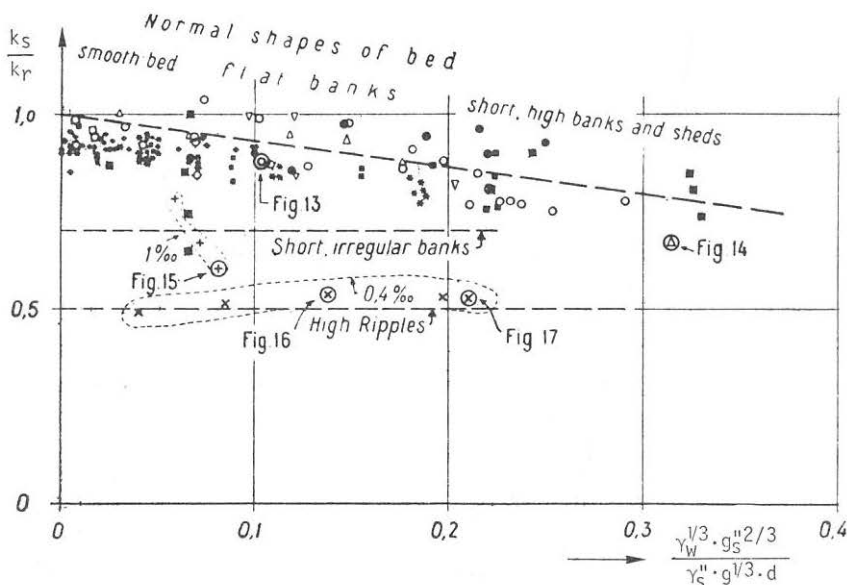


Fig. 13 Dimensionless plot reproduced from original Meyer-Peter/Müller (1948) publication, showing the variation of the form factor  $k_s/k_r$  for the different tests (Figure numbers 13-17 refer to original publication).

Thus, the Meyer-Peter/Müller equation is

$$\begin{aligned} \rho_w g \left( \frac{Q_R}{Q} \right) \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{1.5} hJ &= 0.047 \rho_w (s-1) g d_m \\ &+ 0.25 \rho_w (s-1)^{0.67} g^{0.67} q_B^{0.67} \\ \text{(or } \tau' &= \tau_{cr} + \tau_g \text{).} \end{aligned} \quad (8.3)$$

Note that  $\tau'$  is already reduced compared to the mean bed shear stress

$$\tau = \rho_w g h J \quad (8.4)$$

by the introduction of the factors  $(Q_R/Q)$  accounting for wall drag, and  $(k_s/k_r)^{1.5}$  accounting for bedform roughness.

Dimensionless parameters  $\theta$ ,  $\theta'$  and  $\phi$  may be defined:

$$\theta = \frac{\tau}{\rho_w g (s-1) d_m} = \frac{hJ}{(s-1) d_m}, \quad (8.5)$$

$$\theta' = \frac{\tau'}{\rho_w g (s-1) d_m}, \quad (8.6)$$

and

$$\phi = \frac{q_B}{(s-1)^{0.5} g^{0.5} d_m^{1.5}}. \quad (8.7)$$

Using these dimensionless parameters, the Meyer-Peter/Müller equation reduces to

$$\phi = 8(\theta' - \theta_{cr})^{1.5}. \quad (8.8)$$

In equation (8.8) the dimensionless expression for the critical shear stress is introduced as a generalisation for the constant 0.047 (see Fig. 12). The classical Shields diagram (1936) relates  $\theta_{cr}$  to grain Reynolds number  $Re^*$ . Shields developed this relation in a way similar to that used by Meyer-Peter and Müller to determine the critical value of  $\theta$  for zero transport rate, so that this substitution seems justified (see also Yalin, 1977, p. 115). Meyer-Peter and Müller stated that the actual beginning of motion of bed material occurs at somewhat smaller values than the extrapolated value (0.03 instead of 0.047).

The parameters  $\theta$  and  $\phi$  have actually only been used to express sediment transport relationships since being introduced by Einstein (1950). The Meyer-Peter/Müller formula as shown in (8.8) is able to be compared to other equations similarly expressed.

Figure 13 illustrates the values the factor  $k_s/k_r$  obtained for the Meyer-Peter/Müller tests.  $k_s$ , expressing total bed resistance and  $k_r$ , representing grain resistance, are both Strickler factors. The straight line shown in this diagram suggests that flow resistance increases with the presence of moving sediment. Most of the points in this figure represent tests with flat bedforms. Only a few indicate high flow resistance due to steep bedforms.



## 9. DATA ANALYSIS

### 9.1 Justification for an analysis combining the Meyer - Peter / Müller data and the steep flume data

The sediment transport process observed for the steep flume tests did not basically differ from the mechanism generally observed for bedload transport tests at slopes less than 2 %. (Restrictions made in section 7.1 need be noted).

Since no change in behaviour was found between experiments on slopes less than 2 % (Meyer-Peter tests) and those with slopes in the range  $3 \% \leq J \leq 20 \%$  (steep flume tests), it was postulated that one formula could apply to both situations. For this reason an attempt was first made to extend the Meyer-Peter/Müller formula to higher slopes. Subsequently, a more general approach was adopted to find a common law for both data sets.

In extrapolating the Meyer-Peter formula to higher slopes it was anticipated that additional slope dependent parameters, insignificant at low slopes, would need to be introduced. For instance, in assessing the critical shear stress the weight component of the particles in the direction of flow is usually neglected, whereas for steep slope conditions this may no longer be acceptable.

### 9.2 Method of analysis

To find correlations between the measured transport rates and the other experimental parameters, graphs were plotted to show the transport rate as a function of each of these parameters with the others held constant (Annex I). Stepwise multiple regression (Efroymson, 1960; Draper and Smith, 1966 and Hemmerle, 1967) was then used to fit mathematical equations to the functional relationships visually evident in the graphs.

The quality of each association was checked with the correlation coefficient

$$r = \frac{\sum (x_p - \bar{x}_p) (x_m - \bar{x}_m)}{\left( \sum (x_p - \bar{x}_p)^2 \sum (x_m - \bar{x}_m)^2 \right)^{0.5}} \quad (9.1)$$

and the standard error, which is defined as the standard deviation divided by the mean measured value:

$$\text{i.e.} \quad S_E = \frac{\left( \sum (x_p - x_m)^2 \right)^{0.5}}{(n-1)^{0.5} \bar{x}_m} \quad (9.2)$$

The calculation of correlation and standard error was always made in the linear domain, even though the regression equation may have been fitted with data transformed into the logarithmic domain. Residual errors were always examined graphically in the linear domain.

The sediment transport rate  $q_B[\text{m}^3/\text{ms}]$ , or  $g_B[\text{kg}/\text{ms}]$  was selected as the dependent variable. Care was taken not to introduce spurious correlation between dimensionless combinations of the test parameters. If two dimensionless groups of variables should contain the same test parameter (e.g.  $\phi$  and  $\theta'$  in equation (8.8) both contain the mean grain size  $d_m$ ), then the resulting correlation may be better than it would have been between truly independent parameters.

Sediment transport equations often relate such dimensionless variables as  $\theta'$  and  $\phi$  because these are used in the process of dimensional analysis. Therefore, if such an equation had to be tested, it was always rearranged so that the transport rate  $q_B$  would remain the dependent parameter explicitly expressed as a function of groups of the other parameters. For a given equation, this procedure could result in lower correlation and higher residual errors than the original derivation would have suggested.

## 10. APPLICATION OF THE MEYER-PETER/MÜLLER (1948) EQUATION TO THE EXPERIMENTAL DATA

### 10.1 Comparison with the steep flume results

The result of a comparison between sediment transport rates predicted by the Meyer-Peter/Müller equation (8.3) and the rates measured in the steep flume is illustrated in Figure 14. It can be seen that the original equation underpredicts considerably the transport rates in this range. The correlation coefficient is  $r^2 = 0.36$  and the standard error is 129%. Figure 15 shows that there is a systematic deviation with slope.

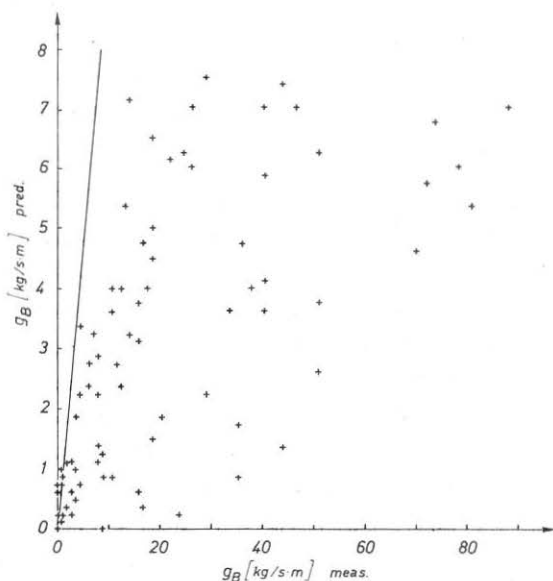


Fig. 14 Comparison of original Meyer-Peter/Müller equation with steep flume data.

The reason for this poor agreement between predicted and measured data is, however, only indirectly due to slope effects. The major source of error lies in the part the definition of grain roughness plays in the original Meyer-Peter/Müller equation. It is defined by a Strickler coefficient

$$k_R = 26/d_{90}^{0.16}. \quad (10.1)$$

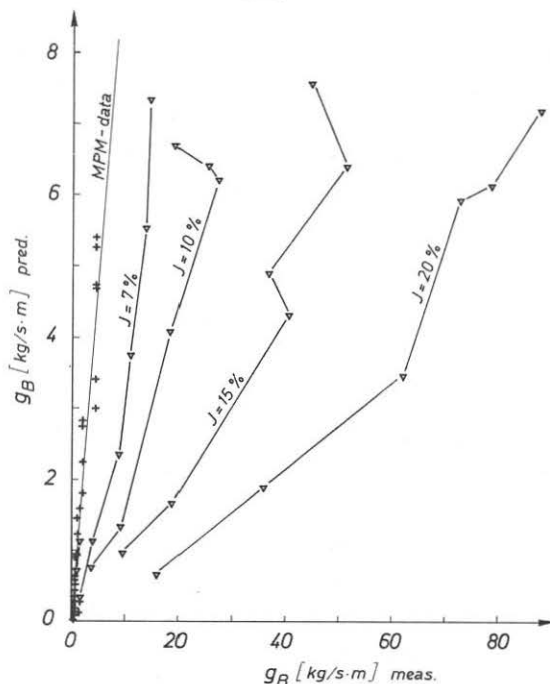


Fig. 15 Slope dependent deviation of steep flume test results compared to original Meyer-Peter/Müller equation.

For the steep flume data, as slope increases, the computed values for the Strickler factor indicating the total resistance to the flow after elimination of wall drag

$$\text{i.e.} \quad k_s = \frac{Q_r}{F_b h_m^{0.67} J^{0.5}} \quad (10.2)$$

(see Einstein, 1938, 1950) and  $k_r$  diverge more and more. Since for most of the tests the bed was flat or slightly undulated (weak antidunes), no form resistance can be expected to have affected the results. In such a case - neglecting for the moment the influence of moving sediment on flow resistance - one should get  $k_s = k_r$  by definition of Meyer-Peter/Müller. This means that the definition of  $k_r$  breaks down at steeper slopes.

Implications of the steep flume test results on flow resi-

stance computation will be discussed in chapter 14. For the moment it should be noted that, whatever the correct value of a grain roughness coefficient like  $k_r$  could be, the factor  $k_s/k_r$  should be set equal to unity for the steep flume tests. Therefore the simplified Meyer-Peter/Müller equation should be applied:

$$\text{i.e.} \quad \phi = 8(\theta_b - \theta_{cr})^{1.5}. \quad (10.3)$$

In this only the wall drag is considered to effect a reduction, viz.

$$\theta_b = \frac{Q_r}{Q} \theta \quad (10.4)$$

Equation (10.3) was compared to the steep flume data set, and the correlation was much better (see Fig. 16) with  $r^2=0.87$  and  $S_E=37\%$ .

The value for  $\theta_{cr}$  was obtained by the procedure of Iwagaki/Tsuchya (1959), which is an approximation of the Shields-diagram. The differences between values given by this method and those given by the Shields-diagram are considered to be negligible for the present case.

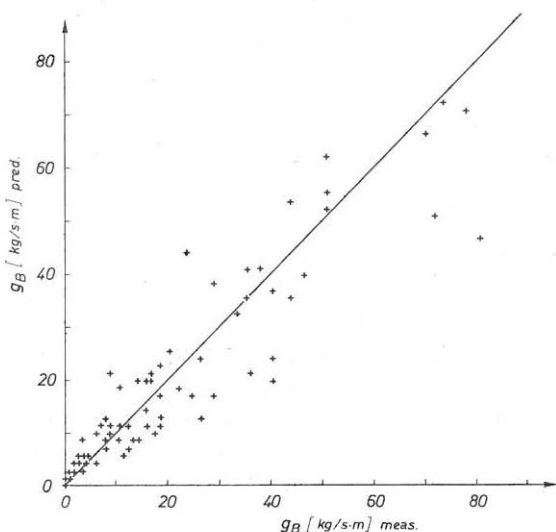


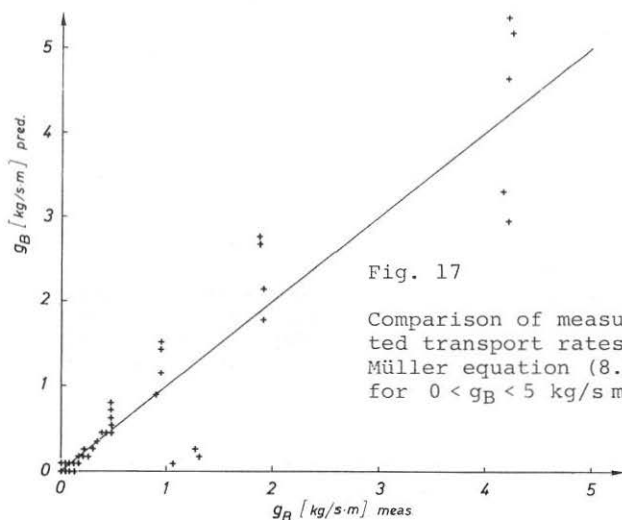
Fig. 16 Comparison of steep flume test results to simplified Meyer-Peter/Müller equation (10.3).

## 10.2 Comparison with Meyer-Peter/Müller data

The Meyer-Peter/Müller eq. (8.3) was then tested, as described in chapter 9, against the data from which it had been derived. The differences between measured and predicted sediment transport rates gave a correlation coefficient  $r^2 = 0.92$  and a standard error of 72 %. The standard deviation of the errors for the predicted values was 0.29 kg/sm for the range  $0 < g_B < 5.4$  kg/sm.

The magnitude of the standard error might seem to be surprisingly high. It must be noted, however, that the fit of the original equation was usually appreciated from the diagram presented here as Figure 12. This diagram indicates better correlation than exists in reality, since both axes plot parameters which contain the same group of factors  $\rho_W(s-1)gd_m$ .

Figure 17 shows the comparison between measured and predicted transport rates. No systematic deviation can be detected. A linear representation is given in Figure 17 so as to avoid distortion of residual errors. Consequently, only the differences for the higher transport rates can be clearly appreciated. A middle range and a lower range of transport rates are shown in Figures 18 and 19 respectively.



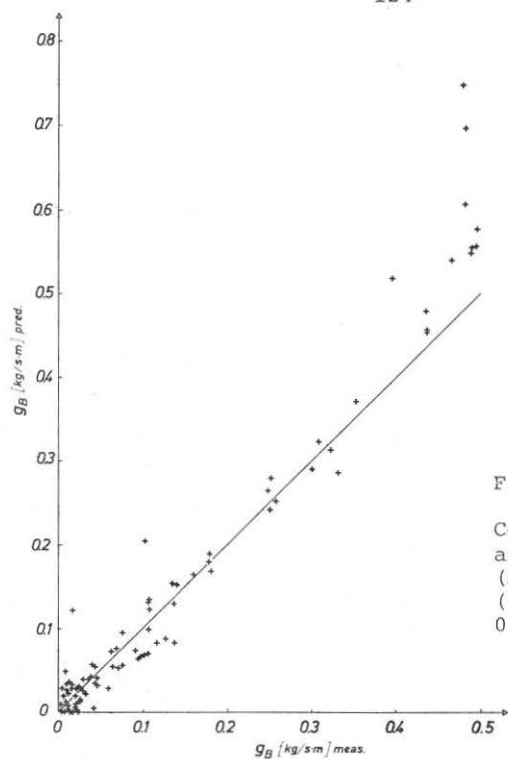


Fig. 18

Comparison of measured and predicted values (Meyer-Peter equation (8.3) and data) for  $0 < g_B < 0.8$  kg/sm.

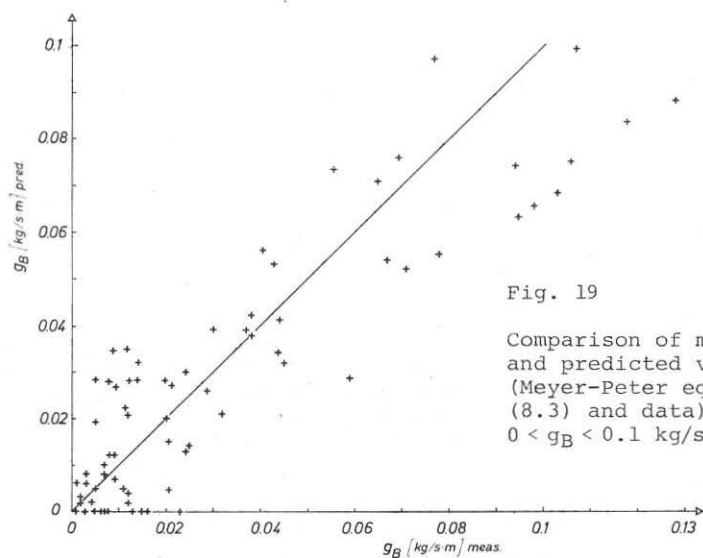


Fig. 19

Comparison of measured and predicted values (Meyer-Peter equation (8.3) and data) for  $0 < g_B < 0.1$  kg/sm.

## 11. DERIVATION OF THE NEW EQUATION

It was then attempted to improve the Meyer-Peter/Müller equation so that it would fit both data sets. However, it was also considered that this attempt could conceivably yield a new equation.

For this analysis the Einstein wall drag correction procedure was again applied, and the critical relative shear stress  $\theta_{cr}$  computed according to Iwagaki/Tsuchiya. For the higher slopes the weight component of the particles in the flow direction was considered using a procedure analogous to that used by Stevens et al. (1976) for the design of riprap protections. With this procedure the beginning of motion of the bed material is defined by a corrected Shields-factor

$$\theta_{cr J} = \theta_{cr} \left( \cos(\arctan J) \right) (1 - J/\tan \varphi) \quad (11.1)$$

where  $\varphi$  is the natural angle of repose of the bed material.

Since the mean bottom shear stress derived from the hydrostatic pressure distribution must be considered to be a function of the overall flow depth independently of the presence of moving sediment particles, the flow mixture depth was used for the shear stress calculation. This gave better results than could be obtained by using the equivalent clear water depth  $h_w = q/v_w$ . The results were slightly improved by varying the value of  $\theta_{cr}$  with grain-Reynolds number instead of keeping it constant at 0.047. Using a product of the excess shear stress  $(\theta - \theta_{cr})$  and a power function of  $\theta$  resulted in a better fit to the experimental data than could be obtained with a power function of the excess shear stress only, as in the Meyer-Peter/Müller formula. Similar functions have previously been proposed by du Boys (1876), Shields (1936) and Bagnold (1956).

Further analysis showed that additional correlation was obtained by introducing the total resistance to flow of the bed (in this case with  $c = v/v_*$ ), and slope. Attempts to improve



the correlation by introducing a factor representing form roughness (such as  $k_s/k_r$ ) remained unsatisfactory. An equation which fitted the experimental data best was of the form

$$\phi = f(J^{0.6} c \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr})) . \quad (11.2)$$

A direct regression was then attempted between all the test parameters. To account for the conditions at the beginning of motion of the bed material, a correction had to be applied to one of the independent parameters. A critical slope  $J_{cr}$  was introduced which can be considered to represent that part of the flow energy required to detach particles from the bed.  $J_{cr}$  was calculated from  $\theta_{cr}$  as a function of flow depth. (It proved to be more successful to apply this correction to the slope rather than the flow depth).

For sediments of nearly uniform size the best fit was obtained with the equation of the form

$$q_B = \left( \frac{a}{(s-1)} \right) J^{\alpha_1} q^{\alpha_2} (J - J_{cr})^{\alpha_3} . \quad (11.3)$$

A logarithmic regression showed that the values of the exponents  $\alpha_2$  and  $\alpha_3$  were very close to unity, which in turn allowed the establishment of a dimensionally correct formula,

$$\text{i.e.} \quad q_B \sim a \frac{J^{0.6}}{(s-1)} q (J - J_{cr}) . \quad (11.4)$$

The effect due to sediment gradation was able to be compensated for by a weak power function of  $d_{90}/d_{30}$ .

## 12. NEW SEDIMENT TRANSPORT FORMULA, COMPARISON WITH TEST RESULTS

As a result of the extensive analysis of the steep flume results and the original Meyer-Peter/Müller data, a new sediment transport formula was derived

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} q_r (J - J_{cr}) \quad (12.1)$$

Equivalent forms are

$$q^* = q_B/q_r = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{1.6} (1 - \theta_{cr}/\theta) \quad (12.2)$$

and

$$\phi = 4 (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} c \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr}) \quad (12.3)$$

For practical calculations, the formula may be written

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} q J^{1.6} \left(1 - \frac{\theta_{cr}(s-1)d_m}{h_m \cdot J}\right) \quad (12.4)$$

There is only a slight dependence on  $d_{90}/d_{30}$ . If this factor is neglected, it should be replaced by 1.05 (equivalent to  $4.2/4$ , 4.2 being the coefficient in the equation given by regression for which the influence of  $d_{90}/d_{30}$  was not considered). Considering  $s=2.68$  (natural sand or gravel) and  $\theta_{cr}=0.05$ , (fully developed turbulence, and moderate slopes), the equation can be written as

$$q_B = 2.5 q J^{0.6} \left(J - \frac{d_m}{12.1 h_m}\right) \quad (12.5)$$

The goodness of fit of the new equation (compared to the Meyer-Peter/Müller equation) is illustrated by the values

eq. (12.4):	$r^2 = 0.97$	eq. (8.3):	$r^2 = 0.92$
	$S_E = 66 \%$		$S_E = 72 \%$
	$(\sigma_D = 0.26 \text{ kg/s m})$		$(\sigma_D = 0.29 \text{ kg/s m})$

For the steep flume data, the goodness of fit values are respectively:

eq. (12.4):	$r^2 = 0.95$	eq. (10.3):	$r^2 = 0.87$
	$S_E = 22 \%$		$S_E = 37 \%$
	$(\sigma_D = 4.76 \text{ kg/s m})$		$(\sigma_D = 8.0 \text{ kg/s m})$

Figures 20 and 21 show a comparison between predicted and measured values with the new equation (12.1) for each data set respectively. Figures 22 and 23 compare measured values and those predicted by the new equation (12.1) for the Meyer-Peter/Müller data in the middle and lower range of transport rates respectively.

Sediment transport rates predicted by the new equation fit the Meyer-Peter/Müller data slightly better than the rates predicted by the Meyer-Peter/Müller equation. Also, values predicted by the new equation for the steep flume data set correlate better with the observed values than do those predicted by the Meyer-Peter/Müller equation (neglecting the form roughness factor). The new equation was applied in exactly the same form to each of the data sets. (Note that it was necessary to impose  $k_s = k_r$  for the steep flume data set, when applying the Meyer-Peter/Müller equation).

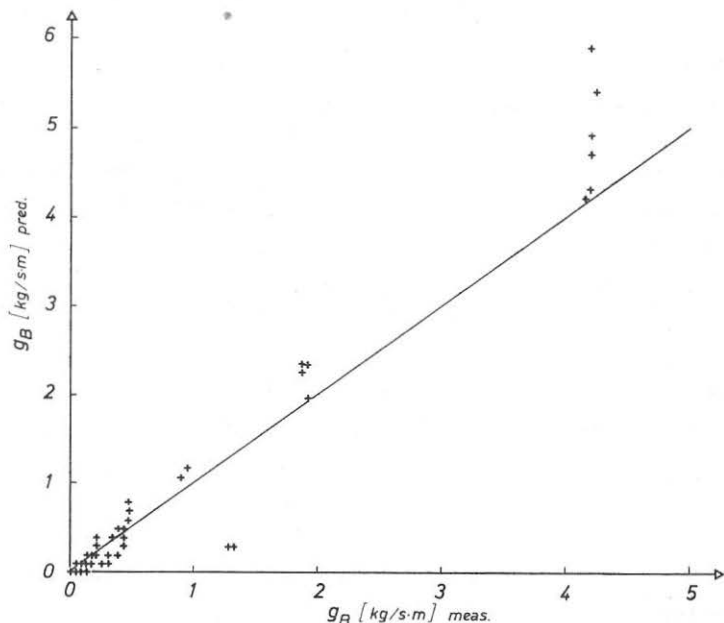


Fig. 20 Comparison of measured and predicted values.  
(Meyer-Peter/Müller data).

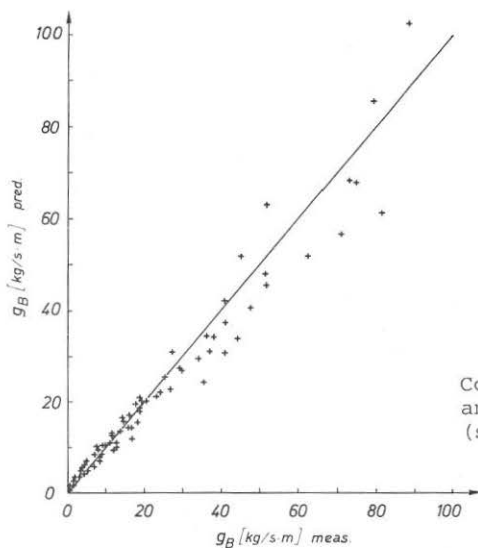


Fig. 21

Comparison of measured and predicted values (steep flume data).

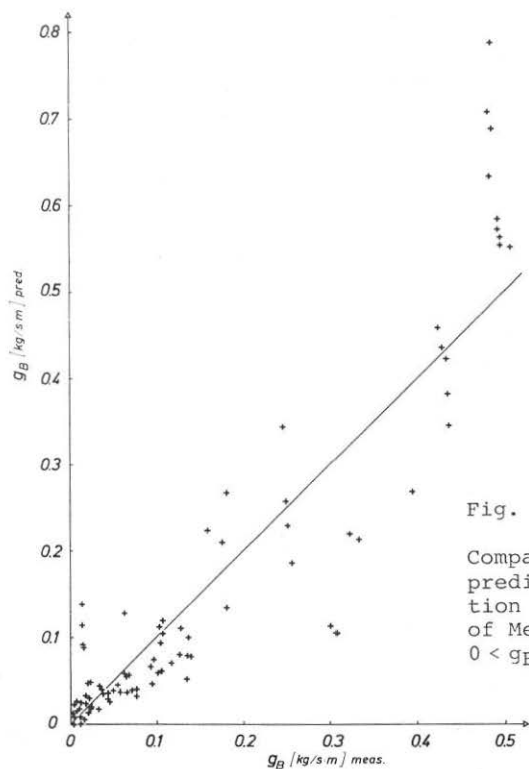


Fig. 22

Comparison of measured and predicted values [new equation (12.1), middle range of Meyer-Peter/Müller data,  $0 < g_B < 0.8 \text{ kg/sm}$ ].

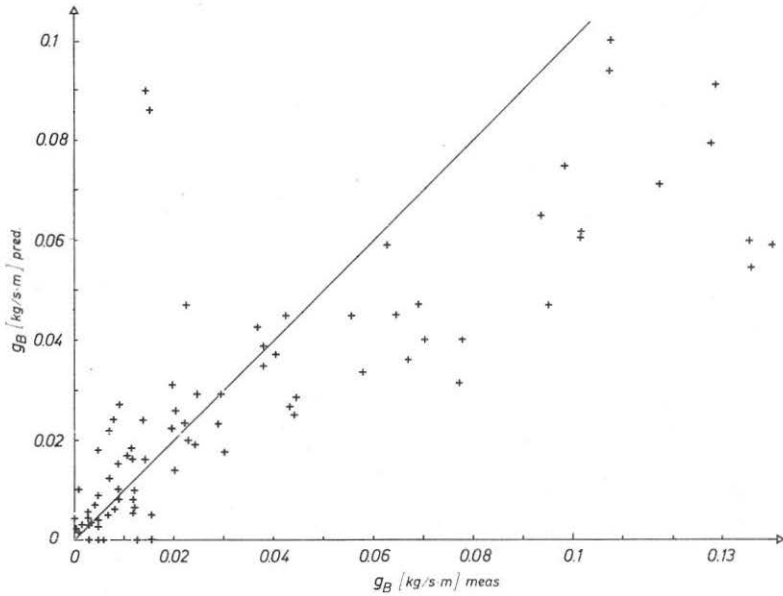


Fig. 23 Comparison of measured and predicted values [new equation (12.1), lower range of Meyer-Peter/Müller data  $g_B < 0.1 \text{ kg/s.m}$ ].

The new equation therefore appears to be universally applicable over the entire range of parameters, covered by the two test series. A major advantage is its validity for a wide range of slopes.

The good fit of the new equation to both the Meyer-Peter/Müller and steep flume data (from which it was derived) is illustrated by the statistical parameters

$$r^2 = 0.99$$

$$S_E = 34 \text{ \%}.$$

For the Meyer-Peter/Müller data, the new equation produces slightly less scatter for the high transport rates than the Meyer-Peter/Müller equation (see Fig. 20 in comparison to Fig. 17), but a slightly higher scatter in the middle range (Figs. 18 and 22). For this middle range the points, however, do not deviate systematically. For the low transport rates (Figs. 19

and 23) the scatter of the experimental points is bigger than the difference between the two equations. For very low transport rates ( $g_B < 0.03 \text{ kg/sm}$ ), the large scatter shown may be a result of neglecting sorting effects in the derivation of both equations.

### 13. DISCUSSION

#### 13.1 General

In the past sediment transport rates have been related to different flow and sediment parameters, or combinations of these. Reviews of current formulas have been made by Yalin (1977), Zanke (1982), or others.

In the new formula (12.1) the sediment transport rate is mainly related to the discharge, the slope, and a value  $J_{Cr}$  called the critical slope. The difference  $J - J_{Cr}$  represents the energy gradient available for transport.

Sediment transport may be considered to be a function of the product  $\omega = \rho_w g q J$  which has been defined as "stream power" (Bagnold, 1966). Therefore the product  $\rho_w g q (J - J_{Cr})$  could be described as "excess stream power"  $\omega_E$ , which then represents the part of stream power still available to transport sediment when the part required to initiate motion has been deduced. Equation (12.1) can then be written

$$\rho_w (s-1) g q_B = \frac{2 \cdot 6}{\tan \varphi} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} \omega_E. \quad (13.1)$$

The left hand side represents the sediment transport rate, in terms of submerged weight, per unit channel width. This has the same dimension as stream power. It is seen that the ratio of the submerged weight of transported sediment to stream power is strongly slope dependent.

The new equation can also be given in a form linking the dimensionless parameters  $\phi$  and  $\theta$  [eq. (12.3)]. Many sediment transport equations relate these two parameters (Meyer-Peter/Müller, 1948, Einstein, 1950, Engelund and Fredsoe, 1976, and

others). They are derived from a drag force concept, meaning that the mean shear stress of the flow on the bed,  $\tau = \rho_w g h J$  is considered to be the main parameter governing sediment transport rate.

The Meyer-Peter/Müller equation (8.3) stipulates that a unique relation exists between  $\phi$  and  $\theta$ . According to equation (12.3) this is not the case. Variations of slope  $J$  and of  $c = v_m / (g h J)^{0.5}$  result in variable transport rates for the same  $\theta$ . In equation (12.3) these two parameters seem to perform the function that the form roughness parameter  $k_s/k_r$  performs in the Meyer-Peter/Müller equation. But  $k_s/k_r$  was supposed to apply only to situations where the total bed resistance differs from that due to grain roughness, whereas  $c$  and  $J$  are always applicable. The influence of both corrections is discussed in section 13.2.

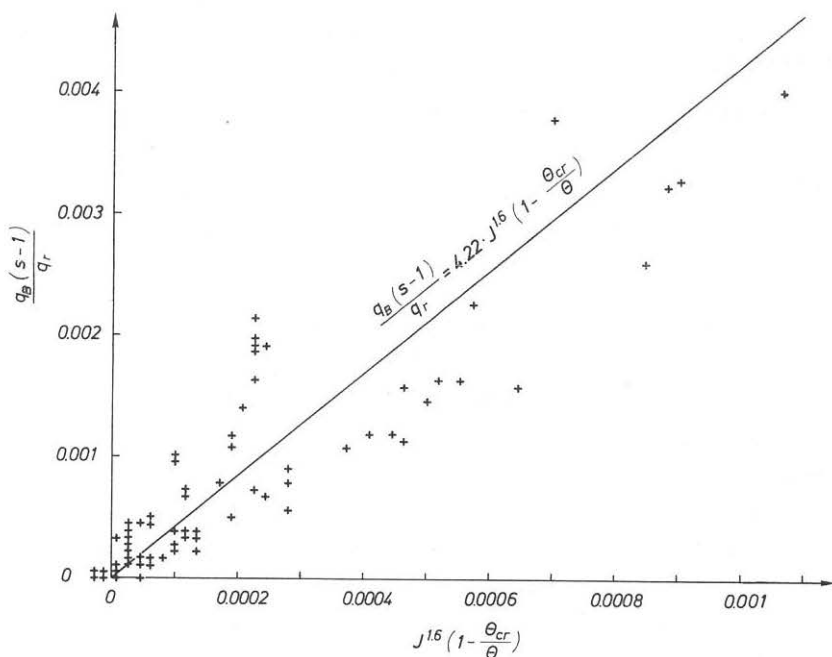


Fig. 24 New formula, expressed as a function of relative transport rate  $q^*$  of  $J$  and  $\theta$ , in comparison to the Meyer-Peter/Müller test values.

Equation (12.2) demonstrates the relative importance of the different parameters. If a relative transport rate  $q^* = q_B/q_r$  is defined (note: this is not the same as the sediment concentration  $c_{sed}$ ), it is seen that  $q^*$  is proportional to  $J^{1.6}$  for high values of  $\theta$ . As  $\theta$  tends to  $\theta_{cr}$  there is an increasing deviation from such a simple relation between  $q^*$  and  $J^{1.6}$ .

Figures 24 and 25 illustrate the relation in this form compared to the Meyer-Peter/Müller test results and the steep flume test results respectively. The factor  $d_{90}/d_{30}$  has been replaced by an average value from the corresponding tests. Figure 25 illustrates the residual scatter which can be attributed to measurement imprecisions of the tests. In both figures there is no evidence of systematic deviations in the scatter of points.

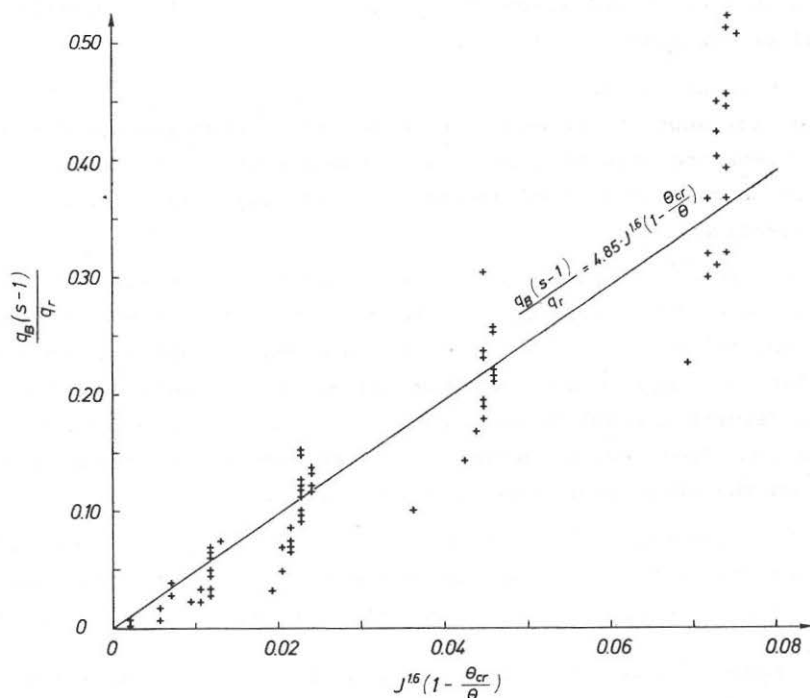


Fig. 25 New formula, expressed as a function of relative transport rate  $q^*$  of  $J$  and  $\theta$ , in comparison to the steep flume data values.



### 13.2 Influence of flow resistance and slope on transport rate

If the new equation is manipulated into a form linking  $\phi$  and  $\theta$ , as in equation (12.3), the factor  $cJ^{0.6}$  appears. This is almost equal to the Froude-number  $Fr = cJ^{0.5}$ . The effect of this factor can be compared to the effect of the form factor  $(k_s/k_r)^{1.5}$  in the Meyer-Peter/Müller equation.

Consider a situation where bedforms develop from a plane bed. According to the Strickler equation flow resistance is expressed by  $k_s$ , which for the initial situation was equal to  $k_r$ , but decreases with bedform development. The consequent increase of flow depth is equal to  $(k_s/k_r)^{-1.5}$  times the initial flow depth  $h$ . This means that during this process the increase in shear stress due to increasing depth is compensated for by the increasing influence of the form factor in the Meyer-Peter/Müller equation.

In equation (12.1), the critical slope  $J_{cr}$  is reduced when the flow depth  $h$  increases. Development of bedforms would then increase the transport rate, with the amount of the increase being bigger or smaller according to the absolute value of the difference  $J - J_{cr}$ .

Figure 26 shows the theoretical variation of  $\phi$  with the variation of the two correction factors in their respective equations. It shows that  $cJ^{0.6}$  varies between 0.1 and 1.2 in the range  $0.5 < k_s/k_r < 1.0$ . For the values of  $c$  recorded during the Meyer-Peter/Müller tests, the slope then lies between 0.04 and 2%. These values delimit the Meyer-Peter/Müller test range as do the above mentioned values of  $k_s/k_r$ .

The comparison of the factors  $cJ^{0.6}$  and  $k_s/k_r$  in Figure 26 gives the impression that both corrections might operate similarly in some cases and lead to considerable difference in others.

Figure 27 shows the Meyer-Peter/Müller test results compared to the theoretical curves which vary with  $k_s/k_r$ . This figure shows that most of the experimental points lie in a range

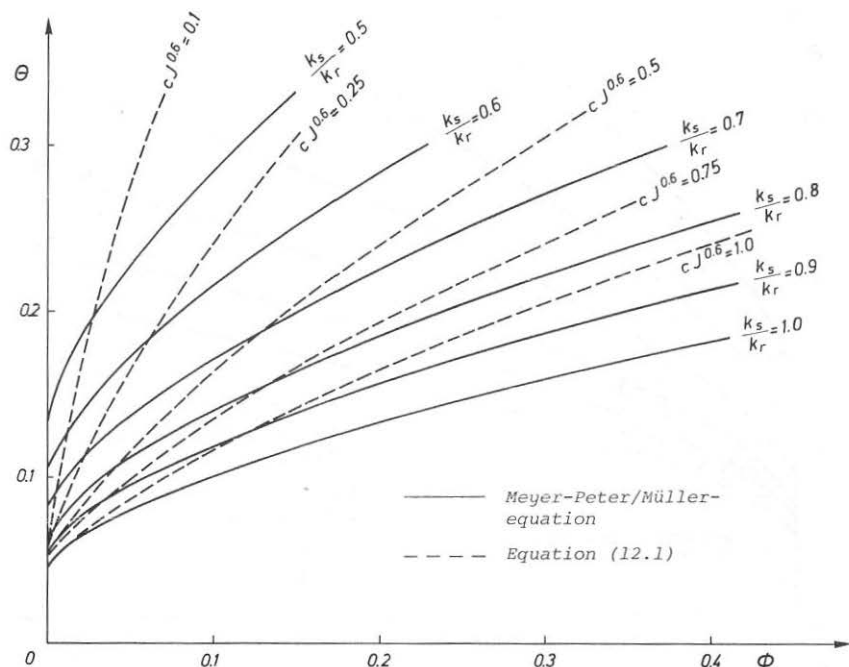


Fig. 26 Comparison of the Meyer-Peter/Müller equation and equation (12.1) for different values of the correction factors  $k_s/k_r$  and  $cJ^{0.6}$ .

$0.8 < k_s/k_r < 0.9$ . There are only a few experiments with high form roughness. These are characterized by low slopes, fine material and well developed bedforms and so contrast considerably with the bulk of the experiments.

The form factor  $k_s/k_r$  relies on the definition for  $k_r$  given by equation (10.1). The value of 26 was found to be in agreement with the Nikuradse-Experiments (1933). However, it has since been found that for natural sediment beds grain roughness is usually higher than indicated by resistance laws derived from Nikuradse's results (Kamphuis, 1974; Yalin, 1977; Hey, 1979; Jaeggi, 1983). Müller (1943) stated that the coefficient in the Strickler law could decrease from 26 for the Nikuradse-Experiments to about 14 for experiments with artificial roughness elements. The definition of grain roughness

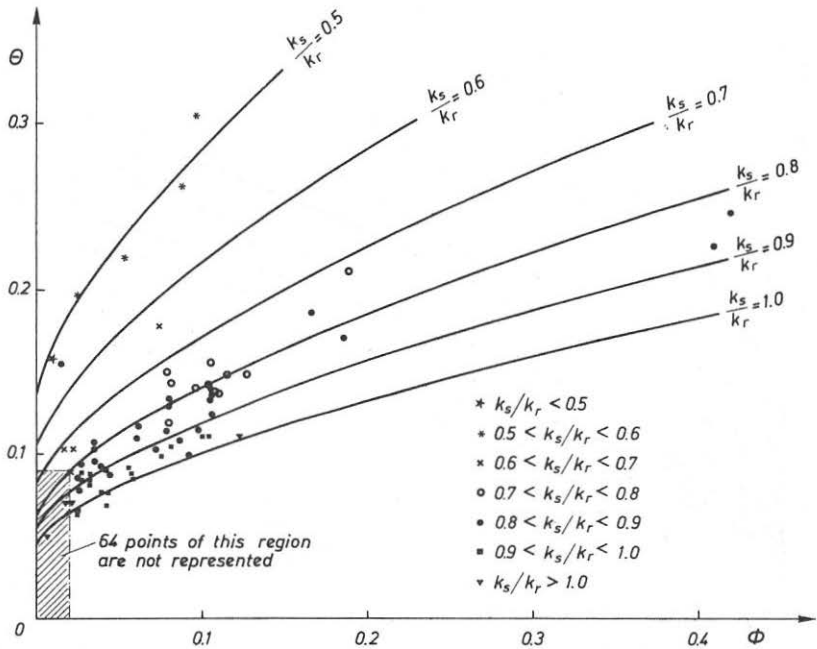


Fig. 27 Comparison of theoretical curves showing the variation of the correction factor  $k_s/k_r$  with the original Meyer-Peter/Müller data.

according to (10.1) caused major problems when comparing the steep flume results and the Meyer-Peter/Müller equation (see section 10.1).

If it is assumed that grain roughness cannot be defined by a single function of the grain size as in (10.1), but will vary with the type of material and possibly with flow parameters, then it can be concluded that in the Meyer-Peter/Müller tests  $k_s/k_r \geq 0.75$  represents conditions where form drag had only minor or no effect.  $k_s$  may then be considered to be a measure of the effective grain roughness of the bed.  $k_s/k_r$  consequently gives a comparison of the effective grain roughness to an ideal roughness with an assumed packing of the material similar to that used for the Nikuradse-experiments.

The few experimental points with a definite form influence do not provide a solid enough basis with which to establish

the influence of form losses on sediment transport capacity. On the other hand sediment transport rate seems to depend on total bed roughness, and so it seems reasonable to introduce a corresponding parameter. The new formula introduces the parameter  $c$  (12.3), which in turn enables the discharge  $q$  to be introduced into equation (12.1) to allow for resistance effects on transport capacity.

An equation combining overall shear stress, sediment transport rate and total resistance has been already proposed by Engelund (1967), and is

$$f \phi = 0.1 \theta^{2.5} \quad (13.2)$$

This is equivalent to

$$\phi = 0.0125 c^2 \theta^{2.5} \quad (13.3)$$

This equation does not take into account incipient motion conditions and is therefore more of an approximation in the high  $\theta$ -range.

Figure 28 shows the variation of  $cJ^{0.6}$  compared to the Meyer-Peter/Müller data. Good agreement is found between the theoretical curves and the experimental points for  $cJ^{0.6} < 0.25$  and  $cJ^{0.6} > 0.5$ . In Figure 28, the points in the range  $0.25 < cJ^{0.6} < 0.5$  are represented by circles, and these exhibit a systematic deviation from the theoretical curves. The difference amounts to about 50 % to 100 % of the predicted values. This is, however, within the scatter indicated by the previously quoted standard errors. The systematic deviation corresponds to a slope range  $0.2 \% < J < 0.5 \%$  for  $\theta > 0.1$ . Thus, for these tests the new equation underpredicts.

In Figure 28, only tests with  $\phi > 0.02$  are shown. However, some tests with  $\phi < 0.02$  had transport rates  $q_b$  which were of the same order or bigger than those giving the systematic deviation noted above. This apparent paradox is due to coarse grains and a wide flume. For these tests the new equation overpredicts.

With the method of analysis described in chapter 9, an equation was developed which minimised differences between trans-

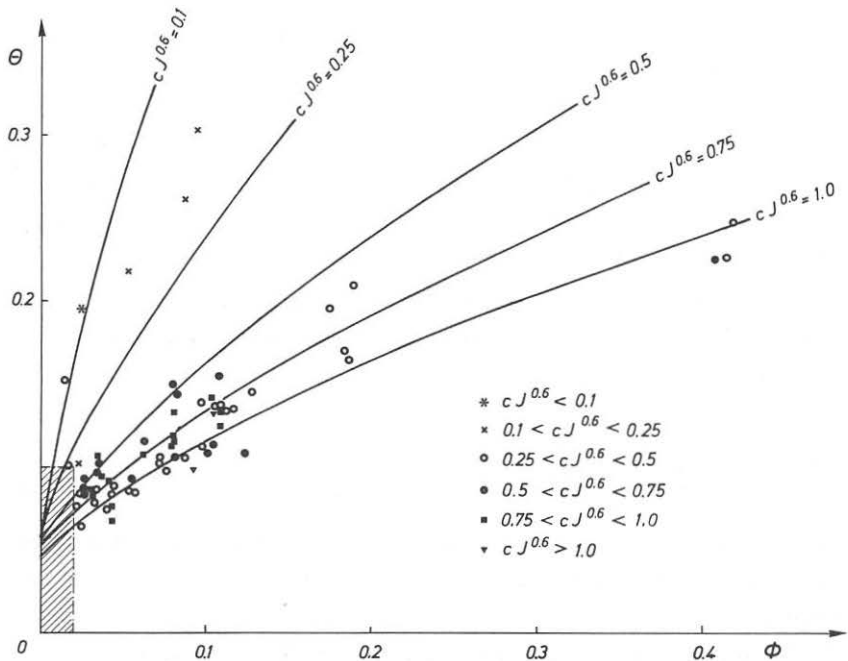


Fig. 28 Comparison of theoretical curves (showing the variation due to the correction factor  $cJ^{0.6}$ ) with the Meyer-Peter/Müller data.

port rates  $q_B$  measured in the laboratory and predicted values, but not differences between  $\phi$ -values derived from measured and predicted transport rates. Thus the systematic deviation only appears in Figure 28 and not in the previous figures illustrating the new formula.

It must be noted that both the Meyer-Peter/Müller formula and the new equation are reasonably simple formulas. The residual errors for the Meyer-Peter/Müller data set are comparatively high in both cases. Although the scatter of the results for the new equation does not indicate that other variables are required to improve its fit (see Figs. 20 and 22 - 25) this does not exclude the possibility of systematic deviations in a particular test range, defined by more than one parameter.

Considering the scatter of the Meyer-Peter/Müller data, the

underprediction resulting from application of the new equation (12.1) in the range  $0.2 < J < 0.5$  % and  $\theta > 0.1$ , is not large, but indicates a limit of application of the equation.

### 13.3 Limits of application

The new formula has the major advantage of being applicable over a wide range of slopes, despite the relatively simple concept on which the formula is based. The maximum slope for which the formula can be applied has been given earlier to be about 20 %. For higher slopes debris flows occur.

As discussed in the previous section, it seems that in the slope range  $0.2 \% < J < 0.5$  % some systematic underprediction might be obtained with the new formula. It is considered that the formula is still applicable in that range, but the results have to be treated with caution for higher flow intensities. In the range  $0.2 < J < 0.5$  % and  $\theta > 0.1$ , a reasonable approximation may be gained by using a transport rate double that is given by the formula.

Although the formula fitted some points in a range  $J < 0.1$  % it is not considered that the formula is well established there. However, it still gives an approximation in that range.

The application of the formula can be defined more generally by the parameters  $\eta = \theta/\theta_{cr}$  (ratio of actual relative shear stress to critical relative shear stress) and  $Z = R/d_m$  (relative roughness). According to the theory of sediment models (e.g. Yalin, 1972) these factors must be constant in model and prototype if processes are to be correctly reproduced. Therefore, the formula is applicable to any prototype situation for which the values of  $\eta$  and  $Z$  fall in the test range of these variables.

Figure 29 shows the two test ranges of these parameters over which the formula has been established. Therefore, application is possible in a range  $2 < Z < 30$  and  $1 < \eta < 100$ , as well as  $30 < Z < 200$  and  $1 < \eta < 4$ . The few experimental points

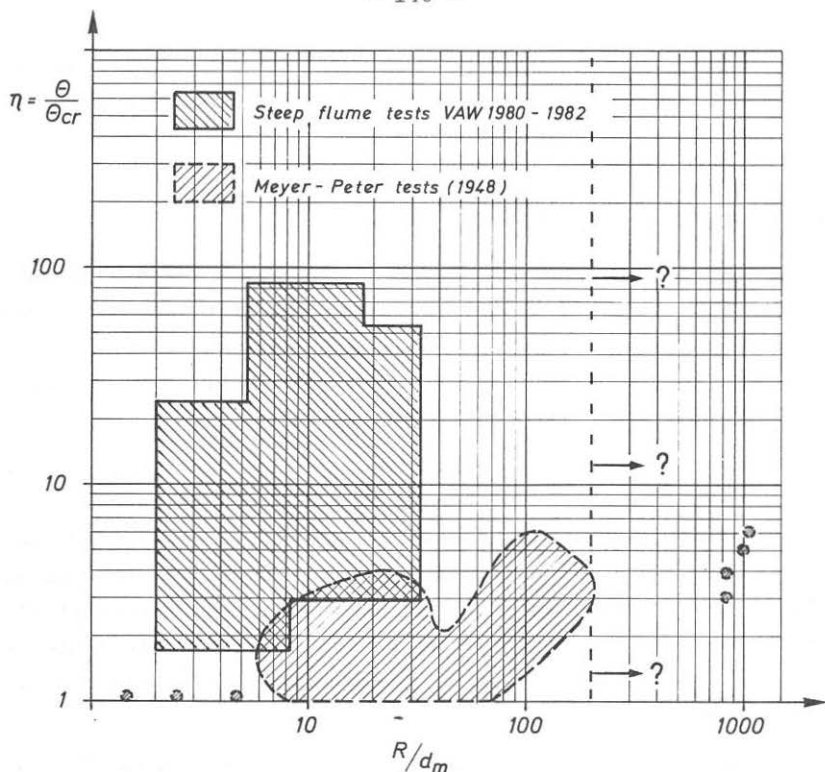


Fig. 29 Test range of the dimensionless parameters  $\eta$  and  $Z$  indicating the range of application of the developed formula.

around  $Z \approx 1000$  do not justify an extension of applicability beyond  $Z \approx 200$ . The question marks in Figure 29 indicate where extrapolation is not justifiable.

For natural sands and gravels the same restriction can be expressed in terms of  $Z$  and  $J$  (Fig. 30). It follows that application of the formula is possible for  $2 < Z < 30$  and slopes ranging up to 20% (for low slopes there will be no transport in that range) and for  $30 < Z < 200$  and slopes  $0.1 < J < 2\%$  (as far as transport is possible). For  $Z > 50$  and slopes in the range  $0.2 < J < 0.5\%$  the formula may be expected to underpredict as already mentioned.

The region of underprediction co-incides with the transition

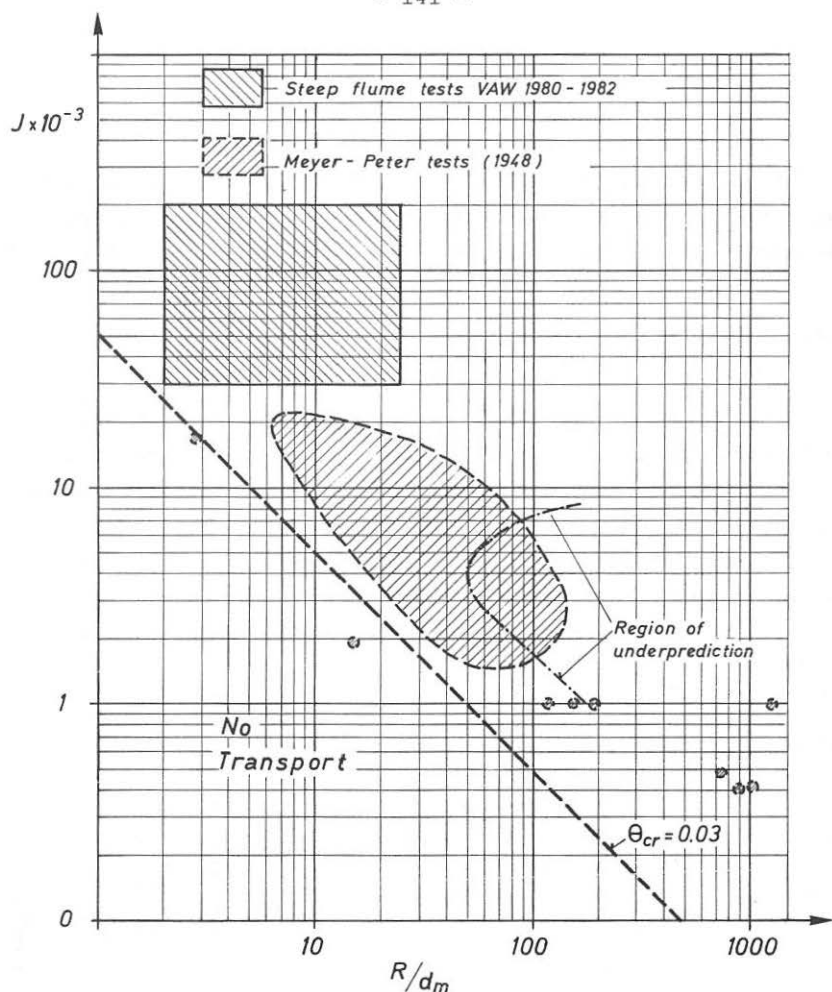


Fig. 30 Test range of the dimensionless parameters  $Z$  and  $J$  indicating the range of application of the formula.

to a range of relatively few experimental points. Consequently, it represents the transition to a range where the calculation of transport rates with a simple formula such as that proposed may be no longer possible. It also co-incides with the range of development of various bedforms. A more complex approach may be necessary for these conditions, possibly including then the introduction of a special form factor.



# 14. FLOW RESISTANCE IN STEEP CHANNELS

Tables 2 to 5 in chapter 5 include values for the water velocity  $v_w$  and the mixture depth  $h_m$  for the steep flume tests.  $v_w$  represents an average velocity of water within the water sediment mixture, and  $h_m$  the overall flow depth of the mixture.

## 14.1 Increase in flow depth with increase in sediment concentration

With the measured values  $q$ ,  $q_B$ ,  $v_w$  and  $h_m$  it is possible to determine the increase in flow depth due to a non negligible presence of sediment within the wetted cross-sectional area. It was found, however, that because of the comparatively high errors associated with the measurement of  $h_m$ , it was not possible to determine this increase directly for each of the tests. In fact, when calculating the sediment velocity  $v_B$  from

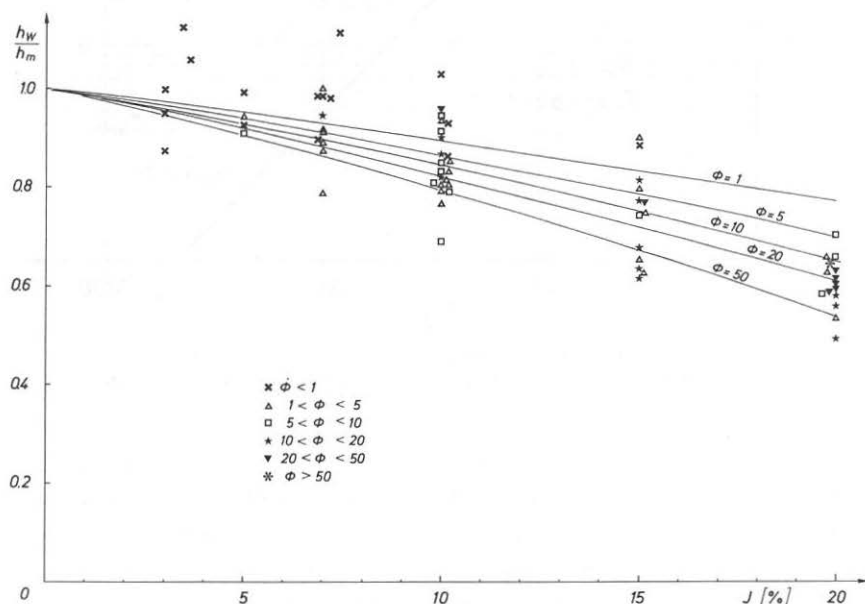


Fig. 31 Increase in mixture depth  $h_m$  with high sediment concentrations; experimental values compared to equation (14.2).

the continuity relation

$$q/v_w + q_B/v_B = h_m \quad (14.1)$$

a large scatter and even some negative velocities resulted.

It was therefore decided that the general trend of increase in mixture depth with clear water depth  $h_w = q/v_w$  should be determined. Regression gave an equation

$$h_w/h_m = q/v_w h_m = 1 - 1.41 J^{1.14} \phi^{0.18} \quad (14.2)$$

This relation is purely empirical, it has been established by using the measured values of  $q$ ,  $v_w$  and  $h_m$  from the steep flume tests. However, it should serve as a reasonable approximation since the values of sediment velocity  $v_B$  derived from the values of  $h_m$  smoothed over the experimental range seem to be reasonable (see also section 14.5).

An appreciation of the residual scatter of the data points as compared to equation (14.2) can be gained from Figure 31.

#### 14.2 Flow resistance equation

A study undertaken at the Laboratory on alternate bar formation has yielded some results concerning assesment of grain roughness (Jaeggi, 1983). It was found that in a range of relative roughness  $5 < Z < 20$ , currently employed formulas (e.g. Keulegan, Manning-Strickler) tend to overpredict velocities. Corrections like that proposed by Hey (1979) are good approximations for this range, but do not follow the trends given by experiments. An equation was developed by Jaeggi of the form

$$c' = v_m / (g h J')^{0.6} = 2.5 \ln(12.27 Z_{90}/\beta) \quad (14.3)$$

where

$$J'/J = 1 - \exp(-\alpha Z_{90}/J^{0.5}) \quad (14.4)$$

and

$$Z_{90} = h/d_{90} \quad (14.5)$$

The coefficients  $\alpha$  and  $\beta$  are functions of gradation, packing and shape of the material, and are assumed to be constant for

a particular material, i.e. independent of flow conditions.

However, sediment concentration can not be neglected (as done at lower slopes) when applying this equation to steeper slopes. The shear velocity  $v_* = (ghJ)^{0.5}$  is derived from the mean bottom shear stress assuming hydrostatic pressure distribution over the flow depth. Assuming that this is still valid for high slopes and sediment concentrations implies that the overall mixture depth  $h_m$  can be used to calculate shear velocity. The mean velocity related to the shear velocity by equation (14.3) is the mean water velocity within the mixture, i.e.

$$v_w = q/h_m(1 - c_{Sed}) \quad (14.6)$$

where  $c_{Sed}$  is the sediment concentration.

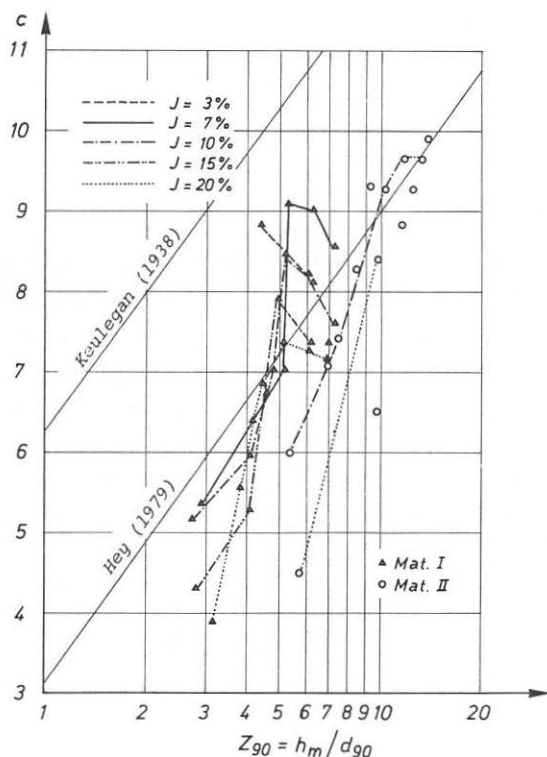


Fig. 32 Resistance coefficients  $c = f(v_w, h_m)$ , plotted as function of relative roughness  $Z_{90}$  (materials I and II).

To determine  $\alpha$  and  $\beta$  the measured values of  $v_w$  and values of  $h_m$  from equation (14.2) were used. In this way the scatter of the measured  $h_m$  values was already able to be reduced. Values of  $c = v_w/v_*$  and  $Z_{90}$  were determined for the different test results, neglecting for the moment the wall drag effect.

These values can be seen in Figures 32 and 33. No systematic deviation seems to exist which would indicate a further dependence on transport rate or slope. If such a dependence exists, it is hidden by the experimental scatter.

Different combinations for  $\alpha$  and  $\beta$  were tested, but setting

$$\alpha = 0.05$$

$$\text{and } \beta = 1.5$$

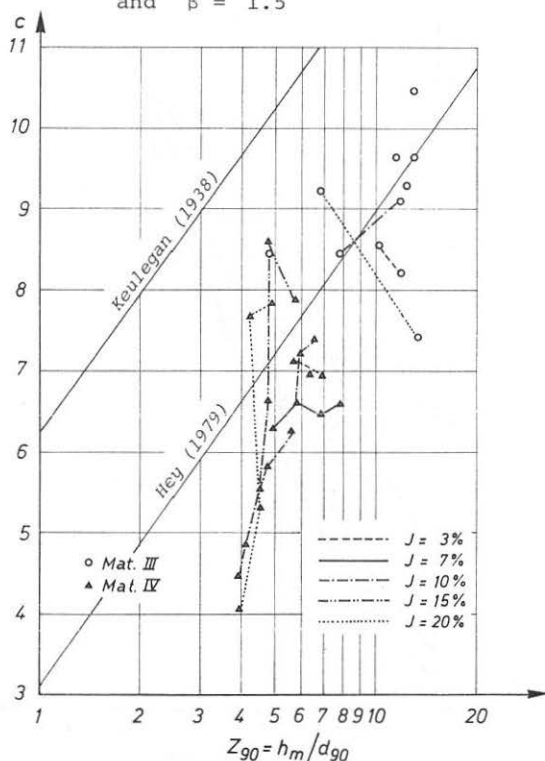


Fig. 33 Resistance coefficients  $c = f(v_w, h_m)$  plotted as function of relative roughness  $Z_{90}$  (materials III and IV).

gave the best results. Figures 34 and 35 show equations (14.3) and (14.4) for the steep flume data with these values inserted. The exponential form of the equation (which avoids a failure of the equation for very low  $Z$ ) does not allow a better fit in this experimental range. It seems then that a slight overprediction of the velocities has to be expected.

The equation to predict flow velocities  $v_w$  in the range of steep slopes becomes

$$v_w = 2.5 (g h_m J)^{0.5} \left( 1 - \exp(-0.05 Z_{90}/J^{0.5}) \right)^{0.5} \ln 8.2 Z_{90}. \quad (14.7)$$

Although this equation has only been developed for a limited experimental range and tentatively fitted to the data, it is still considered to provide a reasonable approximation.

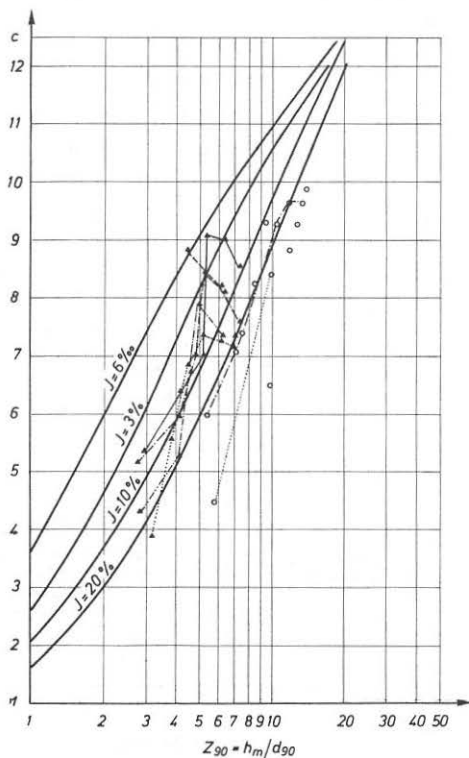


Fig. 34 Comparison of equation (14.7) to the values from which it was derived (material I and II).

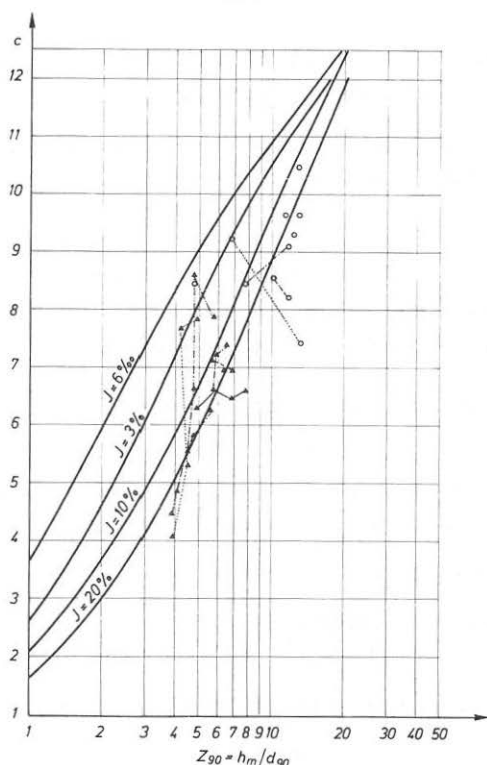


Fig. 35 Comparison of equation (14.7) to the values from which it was derived (material III and IV).

#### 14.3 Combined flow resistance and sediment transport rate computation

For a channel design, geometry, slope, sediment characteristics and design discharge are usually known, or assumed. The water surface elevation and the sediment discharge have to be found. When in a prototype situation the flood level can be recorded, it is often required that the maximum discharge for that particular flow event and the corresponding solid discharge be established.

If the calculation is started with a known or assumed value of  $h_m$ , the same procedure applies to both situations. In the first case the resulting discharge  $Q$  has to be compared to

that given and  $h_m$  then found by iteration. In the second design situation the calculation is immediate.

The combined flow resistance and sediment transport calculation can then be performed according to the following steps:

- 1) Water velocity is determined as a function of mixture depth  $h_m$ , characteristic grain size  $d_{90}$ , slope  $J$  and the material parameters  $\alpha$  and  $\beta$  (determined as 0.05 and 1.5 in the steep flume tests), according to equation (14.7).
- 2) The relative transport rate  $q^*$  is calculated using equation (12.2).
- 3) Water discharge  $q$  is then calculated by iteration using a modified equation (14.2), which is

$$q = v_w h_m \left[ 1 - 1.41 \left( q^* / ((s-1)g d_m^3)^{0.5} \right) J^{1.14} q^{0.18} \right]. \quad (14.8)$$

The initial approximation of  $q$  for the iteration can be  $v_w h_m$ .

- 4) Sediment transport rate can now be found from

$$q_B = q q^*. \quad (14.9)$$

#### 14.4 Verification of the procedure on the steep flume results

The procedure outlined in section 14.3 has been applied to the steep flume test results in order to check the overall influence of the different simplifications made during the establishment of the different equations. Such influences could be the mentioned slight overprediction of velocity with the resistance equation, the neglect of the wall drag when establishing this equation, etc.

For this verification of the procedure outlined in 14.3 a fifth step had to be added to account for the influence of wall drag. The procedure used was basically that of Einstein (1938, 1950). The specific discharge  $q$  resulting from the third step

is considered to be the reduced discharge  $q_r$ , i.e. that part of the specific discharge flowing through a reduced cross-sectional area (see Fig. 36). The hydraulic radius  $R_b$  of the bed section is introduced in the first step of the calculation (determination of  $v_w$ ) instead of  $h_m$ .

Einstein divided the wetted cross section into an area where the flow acts on the bed and an area where it acts on the wall. The areas are separated by straight lines, and the same mean flow velocity is assumed to characterize both areas. The following relations then result

$$R_w = (v_m/k_w J^{0.5})^{1.5}, \quad (14.10)$$

$$F_w = 2 R_w h_m, \quad (14.11)$$

$$\text{and } F_b = R_b B. \quad (14.12)$$

If the trapezoidal section assumed to act on the bed is replaced by a rectangular section, as shown in Figure 36, its height corresponds to  $R_b$  (equation 14.12). It follows that

$$\Delta h = 2 R_w h_m / (B - 2 R_b R_w), \quad (14.13)$$

$$\text{and } h_m = R_b + \Delta h. \quad (14.14)$$

Finally, since constant mean velocity is assumed in both areas, the total discharge is

$$q = q_r + v_m \Delta h. \quad (14.15)$$

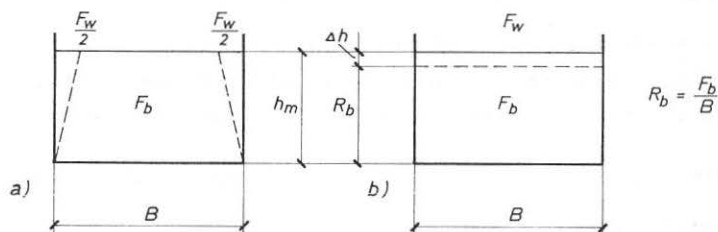


Fig. 36 Wall drag correction procedure according to Einstein; application to the procedure of the section 14.3 for the verification of the steep flume results.



There is a slight difference between the development and the verification of the  $h_m = f(q, v_w)$  relation, since for the development the increase in wetted cross sectional area due to sediment concentration was determined over the total cross-section, but is verified on the bed section. Because the wall effect is comparatively small the error due to this difference will be small.

The results of this check calculation have been inserted in the figures of Annex I. A comparison between the predicted values and the experimental points is possible. It can be seen from Figures I. 1 - 16 that the calculated curves smooth out nicely the polygonal lines given by the experimental points for  $v_w$  and  $g_B$ . Most of the differences shown can be attributed to measurements imprecision since the scatter is evenly distributed. There are only a few exceptions such as the values for  $J = 20\%$  for material II (Fig. I.2) and III (Fig. I.3). It is interesting to note that by using the procedure of section 14.3 it has been possible to reproduce the initial decrease and subsequent increase in mixture depth with increasing slope as suggested by the experimental points (Fig. I.17-20). Increasing slope decreases the flow depth for constant discharge but increases the portion of the total cross-sectional area occupied by sediment. When mixture depth is plotted against discharge, differences between the calculated curves for different slopes become very small, and are in fact obscured by the experimental scatter (Fig. I.21).

The numerical values of the recalculation of section 14.3 are listed in Annex II. An analysis of error was performed on the differences between measured and predicted values:

Water velocity:	$\sigma_D = \pm 0.142 \text{ m/s}$	$S_E = 8\%$ ,
Sediment transport rate:	$\sigma_D = \pm 6.05 \text{ kg/ms}$	$S_E = 28\%$ ,
Mixture depth:	$\sigma_D = \pm 4.7 \text{ mm}$	$S_E = 9\%$ .

#### 14.5 Considerations on sediment velocity

Sediment velocity was not measured directly during the experiments. However, from the verification calculation outlined in section 14.3 and 14.4, values can be attributed to this parameter. Sediment velocity can be derived from equation (14.2) as the combination of the measured values  $q$ ,  $v_w$  and  $h_m$ , indirectly contains  $v_B$ .

The values for sediment velocity derived from the verification calculation are listed in Annex III. It can be seen that  $v_B$  increases with slope and discharge, but tends to decrease again for the highest slopes probably because the total mass of sediment which is then in motion tends to inhibit the sediment velocity. Similarly the ratio  $v_B/v_w$  tends to decrease for higher slopes, but is otherwise fairly constant.

The values should be interpreted as an indication of the order of magnitude sediment velocity can take, rather than as accurate values. When using the procedure outlined in section 14.3, it may be useful to derive  $v_B$  and  $v_B/v_w$ , and then compare them to the values listed in Annex III. If they fall widely outside the corresponding range, it must be assumed that equation (14.2) is no longer applicable.

#### 14.6 Sediment concentrations

Also listed in Annex III are values of sediment concentration resulting from the verification calculation outlined in section 14.4. It is interesting to note that concentrations of up to about 40 % can occur, and that a substantial part of the wetted cross-sectional area is consequently occupied by the sediment. A significant increase in flow-depth of up to 80 % results for a given discharge compared to clear water flow.

## 15. INVESTIGATION OF SIDE WALL EFFECT IN THE STEEP FLUME

---

Some criticism might arise concerning the steep flume tests because of the comparatively narrow flume width of 0.2 m. The previous chapter outlined the application of a current wall drag procedure to the test results. This showed that there was a non-negligible, but not substantial side wall effect.

In order to check if the variation in specific sediment discharge could be explained by current correction procedures, a few tests were performed with a reduced flume width. A separating wall was inserted in the flume so that a channel of half the original width was obtained. Seven experiments were carried out with material II, and are summarized in Table 7. Also listed are the corresponding results from the tests in the flume with the full width of 0.2 m. From Table 7 it can be seen that the measured specific transport rates are systematically smaller in the narrow flume.

The procedure outlined in sections 14.3 and 14.4 was again applied. It was considered that the wall roughness factor  $k_w$  (a Strickler coefficient) was the least precise value used in the wall drag correction calculation, and so the calculation was performed for the seven experiments with different values of  $k_w$  and for both channel width.

It was found that for  $B = 0.2$  m the value of  $k_w$  did not have much influence on the results. The values calculated with  $k_w = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  were therefore listed in Table 13. This value of  $k_w$  was used during the development of the sediment transport equation (12.1). From Table 13 it can be seen that some of the differences between measured and predicted transport rates in the 0.2 m wide flume were about half the differences between the calculated values for both flume widths; some reached the same order of magnitude.

q	J	B = 0.1 m		B = 0.2 m		Differences between transp. rates		B=0.1m	B=0.2m
		$k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$		$k_w = 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$		measured	calculated	Differences between measured and calculated transp. rates	
		calculated		calculated				calculated	
$[\frac{\text{m}^3}{\text{ms}}]$	$[\%]$	$g_B[\frac{\text{kg}}{\text{ms}}]$	$h_m[\text{mm}]$	$g_B[\frac{\text{kg}}{\text{ms}}]$	$h_m[\text{mm}]$	①	②	③	④
0.1	5	3.473	67.0	4.206	62.2	30.4	17.4	- 8.5	+ 8.6
0.1	7	6.342	62.3	7.568	58.1	29.5	16.2	- 7.1	+ 3.9
0.1	10	11.752	58.6	13.887	55.2	30.2	15.4	- 4.9	+13.5
0.1	15	22.845	56.6	27.016	54.1	29.5	15.4	+ 4.8	+20.6
0.1	20	34.888	57.5	41.911	56.1	22.0	16.7	+12.8	+31.9
0.025	10	3.333	27.2	3.602	26.4	10.0	7.5	-15.7	-12.6
0.075	10	9.171	49.5	10.630	47.0	26.3	15.9	+ 1.2	+15.6

① Measured transport rate in the 0.2 m wide flume minus measured transport rate in the 0.1 m wide flume, the difference is expressed relative to the measured transport rate in the 0.2 m wide flume (in %).

② Calculated transport rate in the 0.2 m wide flume minus the calculated transport rate in the 0.1 m wide flume, the difference is expressed relative to the calculated transport rate in the 0.2 m wide flume (in %).

③ Difference expressed relative to the measured transport rate (in %).

④ Difference expressed relative to the measured transport rate (in %).

Table 13 Evaluation of the experiments on side wall effects.

For the width of 0.1 m the values of  $k_w$  had more effect on the results. The use of a constant factor  $k_w$  in a wall drag correction is correct only when the side wall effect is minor, as for the 0.2 m wide flume. For the narrower flume this is no longer the case, and such a calculation is therefore only an approximation. However, since a value of  $k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  gave good agreement between measured and calculated values in the 0.1 m wide flume, it is believed that application of the classical Einstein wall drag correction procedure provides sufficient explanation for the systematic influence of flume width.

For the hydraulic conditions in the narrow flume, and considering the smoothness of the steel and plexiglass side walls, a value of  $k_w = 95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  seems to be a reasonable approximation. By comparing the present situation to situations where low ratios of flow depth to roughness elements of a bed occur it can also be considered to be reasonable that the coefficient  $k_w$  slightly drops when the width is reduced, as happens with the reduction from 110 to 95.

Finally, it should be mentioned that the use of a wall drag correction procedure in the development of equation (12.1) did not improve the correlation between predicted and measured transport rates. It was introduced because the application of such a procedure was physically justified. Relating the sediment discharge to a reduced water discharge rather than the overall discharge is physically more correct. Obviously, the procedure had some systematic effect on the resulting equation. Any better performance of the equation due to consideration of the wall roughness in the development was obviously compensated for by the additional scatter the approximate assessment of wall drag introduced.

## 16. INVESTIGATIONS OF SEDIMENT TRANSPORT ON A SMOOTH BED

A few tests were performed with sediment transport on the smooth steel bed. These are summarized in section 6.1. Such tests were executed earlier by Haenger (1979) in the same flume. However, it was not possible to reproduce exactly his tests and to find the same results. Further, for a specific test arrangement it was found that a substantial variation in the transport rate resulted, according to the condition of the steel bed. If the flume had not been in use for some days, the steel surface become rougher because of rust. After a few tests the surface became smoother again. Although this variation was not extreme, it is believed to have had enough effect to ex-

plain some of the differences to Haenger's tests. The flume was then new and the surface roughness probably less subject to variation. Some of the differences can also be explained by the problems encountered with discharge regulation (sect. 4.2).

The results presented in Table 6 present systematically higher values than would be predicted by the new equation (12.1) for natural beds. The question then arises as to how the influence of varying bed roughness could be inserted in this formula. This seems imperative as bed roughness elements seem to have a considerable influence also for comparatively smooth beds.

Smaller roughness of the bed has been introduced in computation of sediment transport rate by considering the earlier motion of the material for lower shear stresses (e.g. Pedroli, 1963). Reducing  $\theta_{cr}$  to about 0.005 to 0.01, however, still resulted in smaller predicted than measured transport rates. For the roughness calculation  $d_{90}$  of the transported sediment mixture was maintained as the mean roughness element. The introduction of the steel roughness would have lead to even smaller values of calculated transport rates.

In a wider sense, Einstein's (1950) fractionwise calculation of the sediment transport rate includes the effect of a bed roughness smaller than that of the roughness of the moved material. The case of the coarsest fraction moved over a bed composed of finer material is similar, since in that situation the coarse material is more exposed to the flow and can be moved in larger quantities. A corrected flow parameter  $\theta^*$  is introduced by Einstein to account for this situation. For coarse material, after some modifications  $\theta^*$  is defined by

$$\theta^*/\theta = 1.5. \quad (16.1)$$

Replacing  $\theta$  by  $\theta^*$  in equation (12.3), and by analogy in (12.1), results in

$$q_B = \frac{7.35}{(s-1)} (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} q_r (J-J_{cr}/1.5). \quad (16.2)$$

The procedure described in section 14.3 and 14.4 was used again, including this modification. The results are seen in Table 14. The agreement is considered to be satisfactory, taking into the difficulties encountered during the tests.

Material	$q_B$ measured [kg/ms]	$q_B$ predicted [kg/ms]	$h_m$ measured [mm]	$h_m$ predicted [mm]
I	53.15	56.93	72.5	83.4
	14.60	6.79	29.0	50.4
	12.65	10.80	20.0	33.4
	23.80	20.86	31.0	46.9
II	11.75	14.70	35.0	38.8
	12.0	10.02	23.0	31.3
	4.8	3.26	23.0	34.3
	2.35	1.42	25.0	37.9
	23.0	19.15	30.0	30.9
	42.85	29.90	44.0	32.2
	8.80	4.64	-	42.1
	32.15	27.24	-	37.9
	23.70	19.11	40.0	45.2
	27.15	23.38	-	51.0
	32.50	32.81	55.0	63.2
	12.60	6.74	45.0	52.8
	25.25	20.76	45.0	47.5
III	9.15	5.83	2.55	41.4
	21.5	17.83	2.85	37.8
	75.5	50.05	-	42.2
IV	31.9	15.95	-	70.0
	64.5	68.15	25.0	66.7

Table 14 Verification of the experimental results on smooth bed (see Table 6, identical order), with equation (16.2).

## 17. CONCLUSIONS

Sediment transport experiments performed over a range of steep slopes  $3 < J < 20\%$  enabled development of the formula

$$q_B/q_r = (4/(s-1)) (d_{90}/d_{30})^{0.2} J^{0.6} (1-\theta_{cr}/\theta)$$

for determination of the sediment transport capacity. Also included in the analysis were the original Meyer-Peter/Müller (1948) data. Compared to the latter data set, the proposed formula proved to fit the data slightly better than the original equation. The new formula is therefore applicable over an extremely wide slope range, covering the Meyer-Peter/Müller test range as well as steep slopes up to 20 %. Precision of the prediction diminishes slightly for  $J < 0.5\%$ . The formula does not yet take into account sorting effects.

The residual scatter of the experimental points for the Meyer-Peter/Müller data is high when compared to both the original and the new equation (standard error of about 70 %). The reason can equally be the limitation in precision of measurements as the simplification due to introducing a comparatively simple relation.

A procedure outlined in chapter 14 enables prediction of water surface levels for capacity sediment transport rates. This procedure includes the effects of low relative roughness and of non-negligible amounts of sediment in the wetted cross sectional area. The procedure is illustrated by an example in chapter 18. It relies on an empirical relation giving the increase in flow depth due to the presence of sediment (mainly as a function of slope), which was developed from the steep flume results. The extent of applicability of this relation is somewhat uncertain and this procedure is therefore more an approximate calculation.



## 18. EXAMPLES

### Example 1

Given is a mountain stream with slope  $J = 12\%$  and characteristic grain sizes  $d_{30} = 100$  mm,  $d_m = 250$  mm and  $d_{90} = 400$  mm. Discharge and sediment transport capacity have to be determined for a cross section characterized by an average bottom width of  $B = 20$  m and a hydraulic radius of  $R = 1.5$  m.

It is assumed that this hydraulic radius  $R$  represents the average mixture depth  $h_m$ . Equation (14.7) gives, for  $z_{90} = R/d_{90} = 1.5/0.4 = 3.75$

$$\begin{aligned} v_w &= 2.5(9.81 \cdot 1.5 \cdot 0.12)^{0.5} \left(1 - \exp(-0.05 \cdot 3.75 / 0.12^{0.5})\right)^{0.5} \ln 8.2 \cdot 3.75 \\ &= 2.5 \cdot 1.33 \cdot 0.646 \cdot \ln 30.75 \\ &= 7.36 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Equation (12.2) gives now the relative transport rate

$$q^* = \frac{4}{(s-1)} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2} J^{1.6} (1 - \theta_{cr}/\theta).$$

Replacing  $\theta_{cr}$  by  $\theta_{crJ}$ , using (11.1) to include the slope effect  $\theta_{cr}$  and setting the uncorrected  $\theta_{cr} = 0.05$

$$\theta_{crJ} = 0.05 \cos(\arctg 0.12) (1 - 0.12/\tg \varphi).$$

Assuming  $\varphi = 35^\circ$

$$\begin{aligned} \theta_{crJ} &= 0.05 \cdot 0.993 (1 - 0.171) \\ &= 0.041. \end{aligned}$$

For  $s = 2.65$ ,

$$q^* = 2.42 \cdot 1.32 \cdot 0.0336 (1 - 0.091/\theta),$$

$$\theta = \frac{RJ}{(s-1)d_m} = 0.436,$$

thus

$$\begin{aligned} q^* &= 0.1073 (1 - 0.094) \\ &= 0.0972. \end{aligned}$$

Equation (14.8) gives

$$\begin{aligned} q &= 7.36 \cdot 1.5 \left( 1 - 1.41 (0.0972 / 1.65 \cdot 9.81 \cdot 0.25^3)^{0.5} 0.12^{1.14} q^{0.18} \right) \\ &= 11.04 (1 - 1.41 \cdot 0.62 \cdot 0.089 q^{0.18}) \\ &= 11.04 (1 - 0.0778 q^{0.18}). \end{aligned}$$

By iteration, one obtains

$$\begin{aligned} q &= 9.74 \text{ m}^3/\text{sm}, \\ \text{and } q_B &= 0.95 \text{ m}^3/\text{sm} = 2517.5 \text{ kg/sm}, \\ \text{or } Q &= 195 \text{ m}^3/\text{s}, \\ \text{and } Q_B &= 50.35 \text{ t/s}. \end{aligned}$$

### Example 2

Transport rates, given by Meyer-Peter and Lichtenhahn (1963), are recalculated. They represent the transport capacity of the Alpine Rhine (km 53.3), with a mean cross section given in Figure 37. Other parameters are the slope  $J = 0.1696 \%$ , the mean grain size  $d_m = 27.8 \text{ mm}$ , and  $d_{90} = 60 \text{ mm}$ .

The calculation is performed for  $h_1 = 3.0, 4.0$  and  $6.0 \text{ m}$ . From field measurements the discharges  $Q = 134, 398$  and  $1443 \text{ m}^3/\text{s}$  had been obtained for these stages.

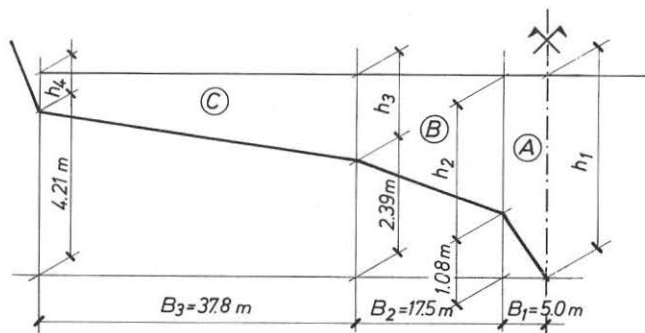


Fig. 37 Idealized mean cross section of the Alpine Rhine (half section).

Considering the stripes (A), (B) and (C), the following values for the partial areas are obtained for the different stages

$h_1$ [m]	$\Delta F$ (A) [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ (B) [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ (C) [m <sup>2</sup> ]
3.0	12.3	22.1	3.9*)
4.0	17.3	39.6	26.9*)
6.0	27.3	74.6	102.1

\*) These values are obtained for a width less than 37.8 m according to the lower stages.

Meyer-Peter and Lichtenhahn distributed the wall drag reduction evenly on the different stripes, but it only affects the highest stage ( $Q_r/Q = 0.956$ ). The reduced areas are

$h_1$ [m]	$\Delta F$ (A) [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ (B) [m <sup>2</sup> ]	$\Delta F$ (C) [m <sup>2</sup> ]
6.0	26.1	71.3	97.6

Accordingly, flow depth is reduced for the velocity computation. The values are: 5.74, 4.70, 3.45 and 1.71 m.

a) Hydraulic calculation

Equation (14.3) was used, setting between  $J' = J$ , therefore

$$v_w = 2.5 (9.81 \cdot 0.001696 \cdot h)^{0.5} \ln(12.3 h / 0.06 \beta).$$

For the chosen values of  $h_1$ ,  $\beta = d_s/d_{90}$  must be varied until the measured value of the discharge is found.

$v_1, v_2, v_3, v_4$  are the mean velocities corresponding to the flow depths  $h_1$  to  $h_4$ . For a stripe the partial discharge is obtained by linear interpolation (which is strictly not correct, but the differences are negligible)

$$\Delta Q_A = \frac{h_2 + h_1}{2} \cdot B_1 \cdot \frac{v_1 + v_2}{2} \text{ etc.}$$

For the stripe C  $v_4 = 0$  for  $h_1 = 3.0$  and  $4.0$  m, since  $h_4 = 0$ ,

the following local velocities and partial discharges result,  
using  $\Delta F$  listed above:

$h_1$ [m]	Estimated $d_s = \beta d_{90}$ [m]	section	Local velocity [m/s]	Mean velocity [m/s]	$\Delta Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q$ $= 2 \sum \Delta Q$ [m <sup>3</sup> /s]
3.0	0.09	A B C	3.36 2.49 1.11 0	2.92 1.80 0.55	36.0 39.8 2.1	155.8
	0.12	A B C	3.20 2.36 1.04 0	2.78 1.70 0.52	34.19 37.65 2.01	147.7
	0.18	A B C	2.97 2.18 0.94 0	2.58 1.56 0.47	31.7 34.5 1.8	136.1 $\cong$ measured discharge
4.0	0.18	A B C	3.62 2.92 1.92 0	3.27 2.42 0.96	56.6 96.0 25.9	356.8
	0.12	A B C	3.88 3.14 2.09 0	3.51 2.62 1.04	60.7 103.7 28.1	385.1
	0.10	A B C	4.00 3.24 2.16 0	3.62 2.70 1.08	62.6 107.1 29.2	397.8 $\cong$ measured discharge
6.0	0.11	A B C	4.99 4.38 3.57 2.21	4.68 3.98 2.89	122.1 283.8 281.1	1376 $\cong$ measured discharge corrected because of wall drag

b) Computation of transport capacity

Assuming  $d_{30} = 0.01$  and  $\theta_{Cr} = 0.05$ , equation (12.4) becomes

$$q_B = \frac{4}{1.68} \left( \frac{0.06}{0.01} \right)^{0.2} q_r^{0.001696^{1.6}} \left( 1 - \frac{0.05 \cdot 1.68 \cdot 0.0278}{h \cdot 0.001696} \right)$$

$$= 1.257 \cdot 10^{-4} q_r \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [m^3/ms]$$

or  $g_B = 0.337 \cdot q_r \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [kg/ms]$

or  $g_B = 0.337 \cdot h \cdot v_m \left( 1 - \frac{1.377}{h} \right) [kg/ms]$ .

For  $h_1 = 6.0$  m ( $Q_r/Q = 0.956$ ) the reduced values of the flow depths have to be used.

$h_1$	section,	$B_{act}$ [m]	$g_B$ (local) [kg/ms]	$g_B$ (mean) [kg/ms]	$G_B = 2 \Sigma \cdot g_B \cdot B$ [kg/s]
3.0	A	-	1.62	1.01	→ 11.6 (5.8) *)
	B	7.25	0.40	0.20	
	C	-	0		
4.0	A	-	3.54	2.61	→ 59.6 (84.7) *)
	B	-	1.68	0.93	
	C	6.07	0.17 0	0.08	
6.0	A	-	7.34	6.12	→ 294.3 (613) *)
	B	-	4.90	3.70	
	C	-	2.49 0.25	1.37	

\*) In brackets Meyer-Peter and Lichtenhahns values.

For local flow depth  $h < 1.377$  there is no transport. In the outer stripes  $h = 1.377$  defines an active width  $B_{act}$  where transport occurs. From the local flow depth resulting from Figure 37 and the local flow velocities local transport rates are obtained. Through linear interpolation (again strictly speaking incorrect, but producing negligible differences), average specific transport rates, and, considering the active width, partial transport rates for the stripes are obtained. (see table on preceding page).

Agreement of the first two values is reasonable. The last value is possibly affected by the mentioned systematic underprediction of the new formula. A factor 2 was, however, often found between predicted and measured values for both the Meyer-Peter/Müller equation and the new equation. Differences such as this have to be expected for such comparisons given the present state of knowledge.



ANHANG I: Messwerte für die Feststofftransportrate, die Reinwasser-Fließgeschwindigkeit  $v_w$  und die Gemischtiefe  $h_m$ , dargestellt als Funktion des Abflusses  $q$  und des Gefälles  $J$ , im Vergleich mit den berechneten Werten.

————— *Messwerte*  
----- *Berechnete Werte*

ANNEX I: Measured values of sediment-transport rate  $g_B$ , clear water flow velocity  $v_w$  and mixture depth  $h_m$ , represented as function of discharge  $q$  and slope  $J$ , compared to the predicted values.

————— *Measured values*  
----- *Predicted values*



Fig. I. 1

$g_B = f(q, J)$ ,  
Material I.

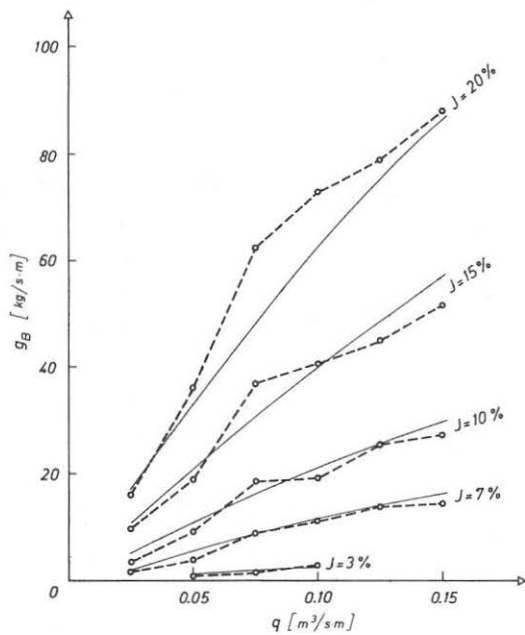
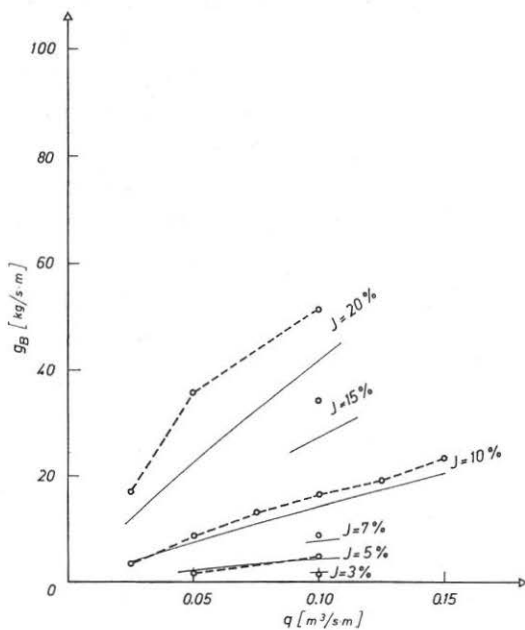


Fig. I. 2

$g_B = f(q, J)$ ,  
Material II.



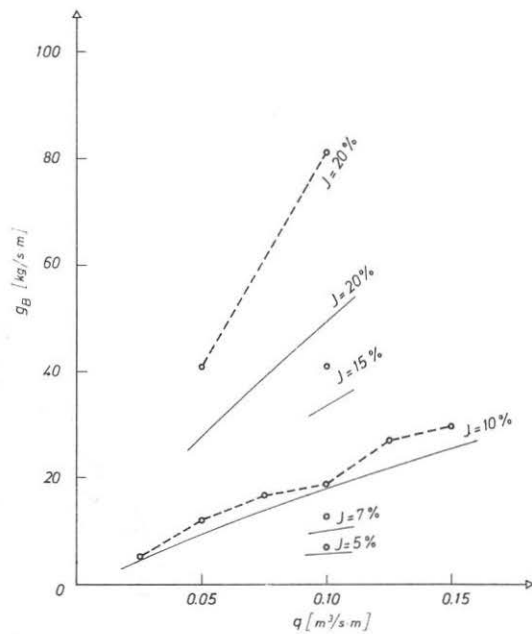


Fig. I. 3

$g_B = f(q, J)$ ,  
Material III.

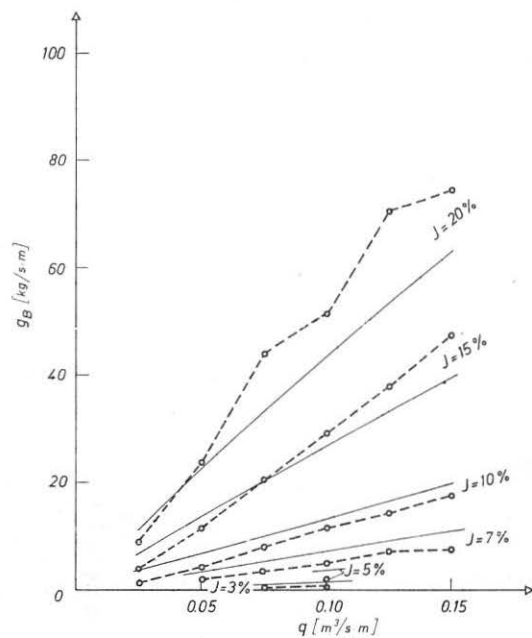


Fig. I. 4

$g_B = f(q, J)$ ,  
Material IV.

Fig. I. 5

$g_B = f(J, q)$ ,  
Material I.

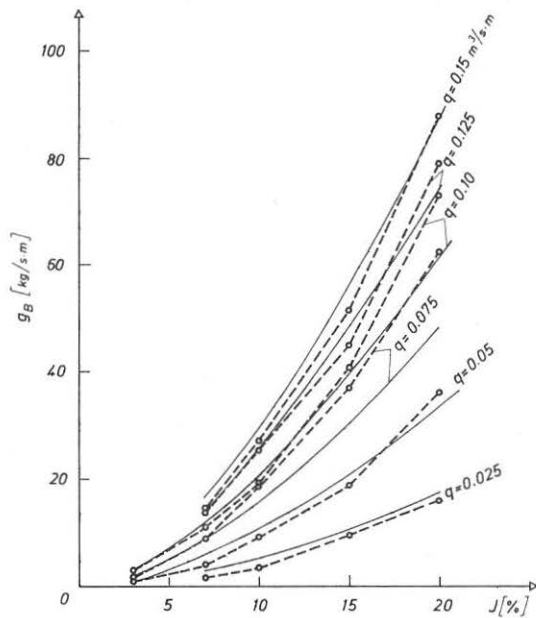


Fig. I. 6

$g_B = f(J, q)$ ,  
Material II.

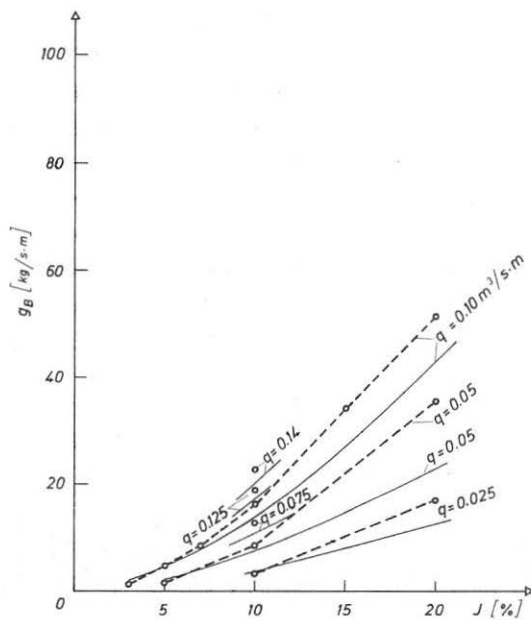


Fig. I. 7

$g_B = (J, q)$ ,  
Material III.

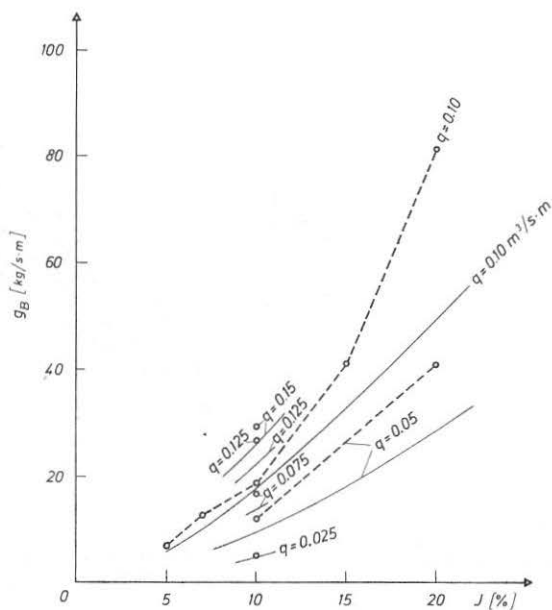
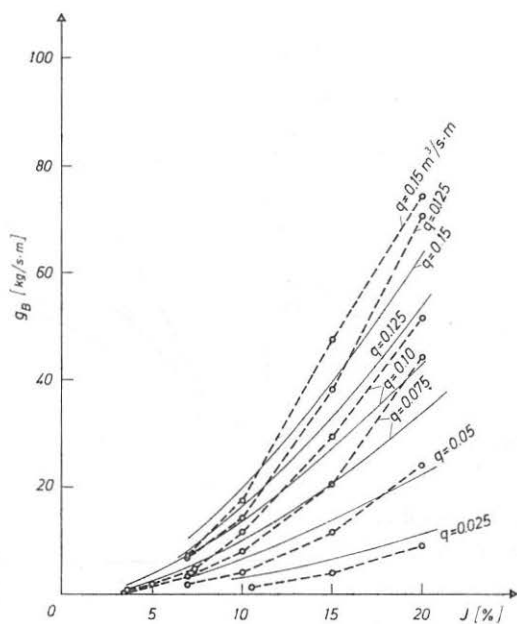


Fig. I. 8

$g_B = f(J, q)$ ,  
Material IV.



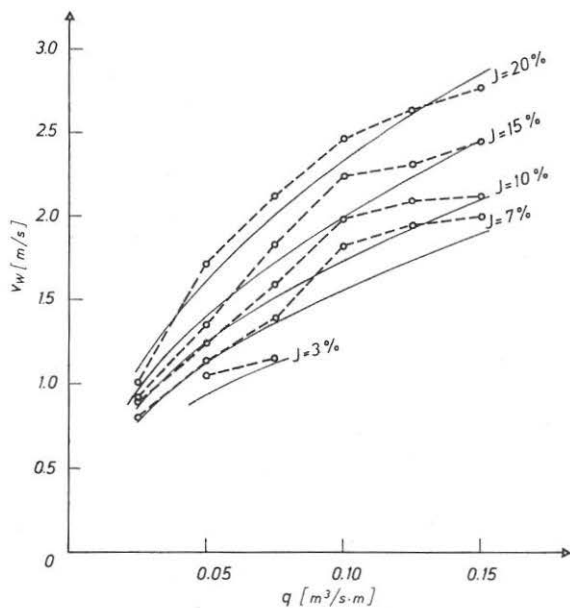


Fig. I. 9

$v_W = f(q, J)$ ,  
Material I.

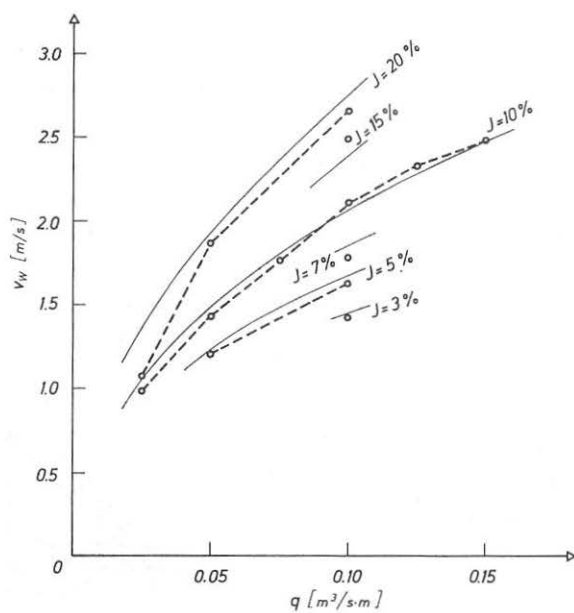


Fig. I. 10

$v_W = f(q, J)$ ,  
Material II.

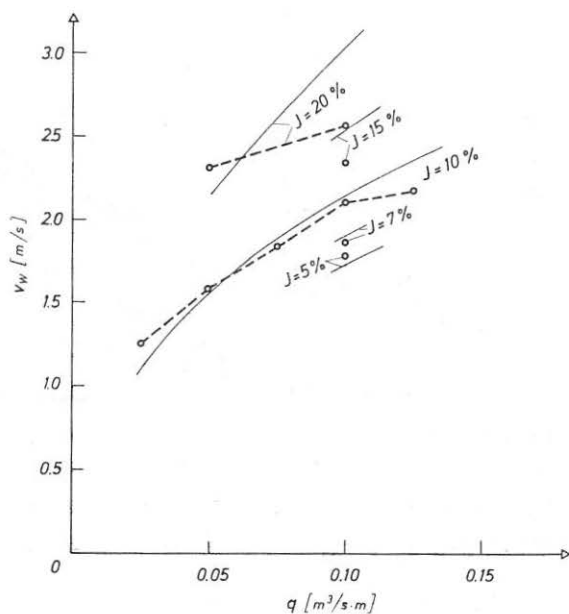


Fig. I. 11

$v_w = f(q, J)$ ,  
Material III.

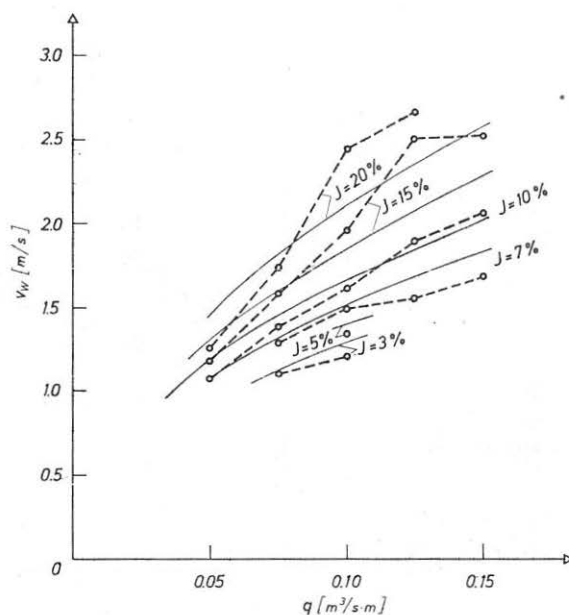


Fig. I. 12

$v_w = f(q, J)$ ,  
Material IV.

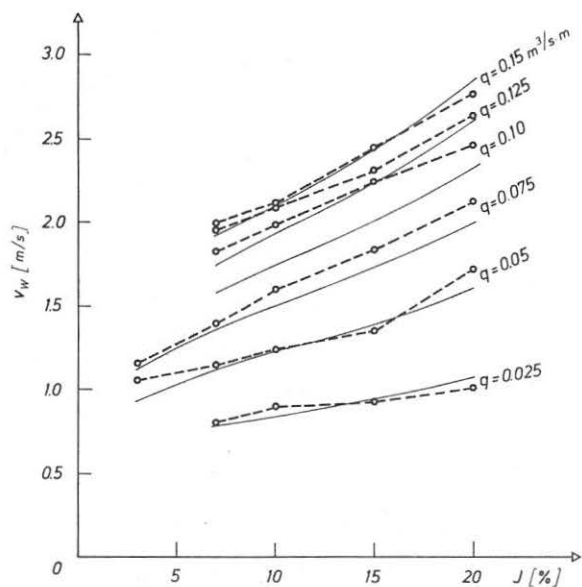


Fig. I. 13

$v_m = f(J, q)$ ,  
Material I.

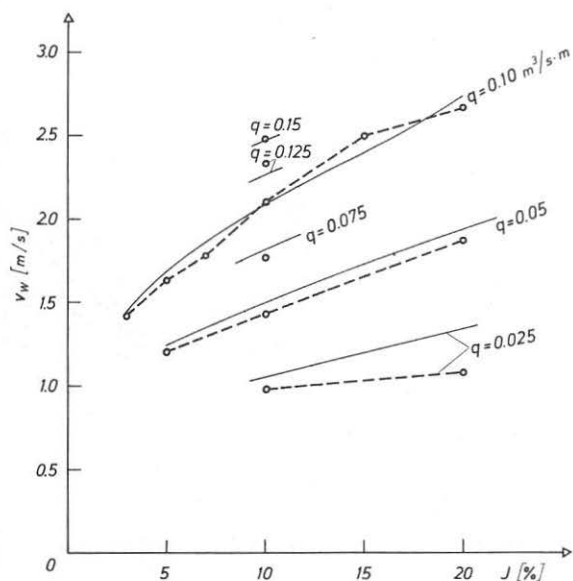


Fig. I. 14

$v_m = f(J, q)$ ,  
Material II.

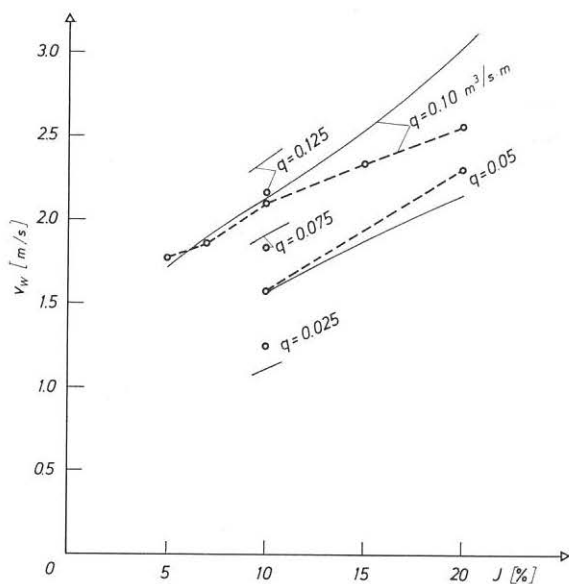


Fig. I. 15

$v_m = f(J, q)$ ,  
Material III.

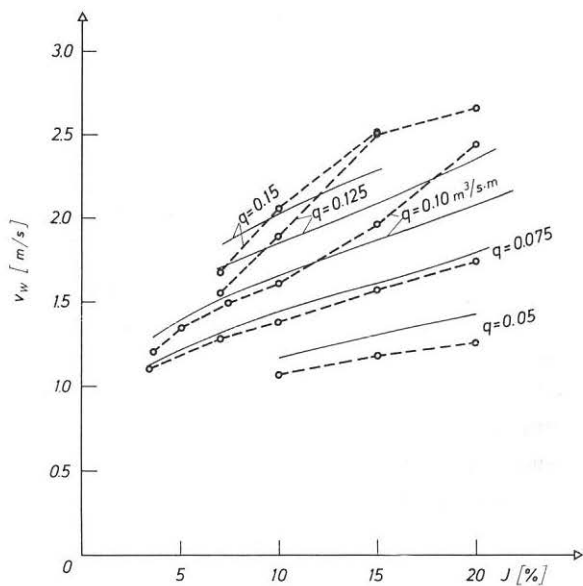


Fig. I. 16

$v_m = f(J, q)$   
Material IV.



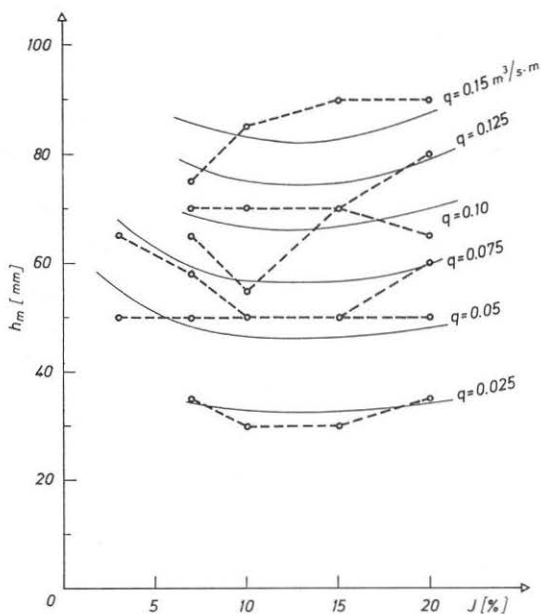


Fig. I. 17

$h_m = f(J, q)$ ,  
Material I.

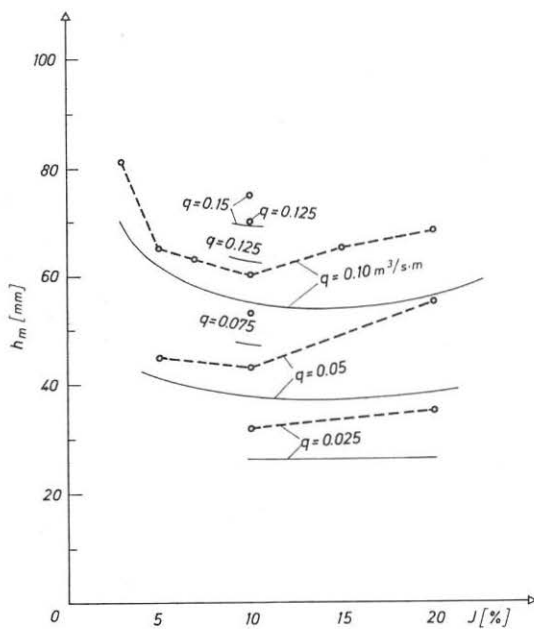


Fig. I. 18

$h_m = f(J, q)$ ,  
Material II.

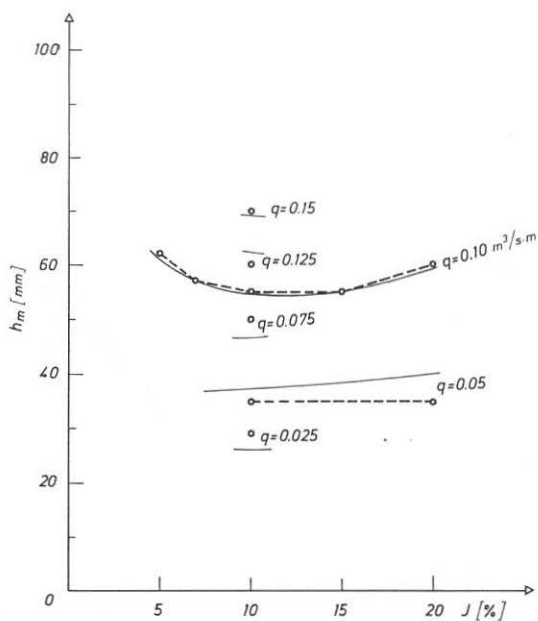


Fig. I. 19

$h_m = f(J, q)$ ,  
Material III.

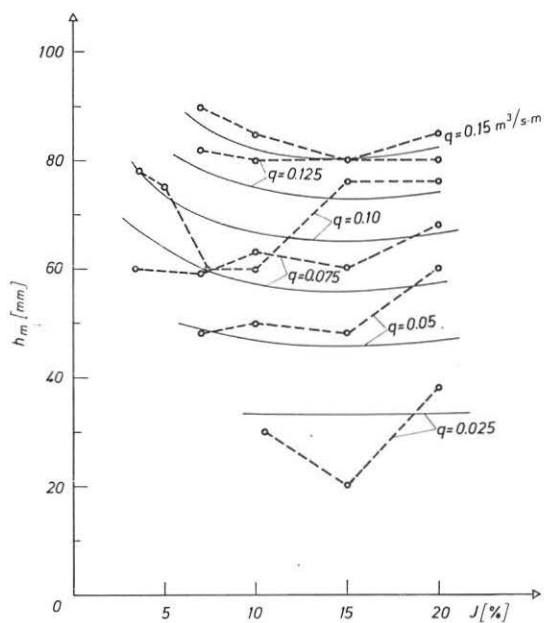


Fig. I. 20

$h_m = f(J, q)$ ,  
Material IV.

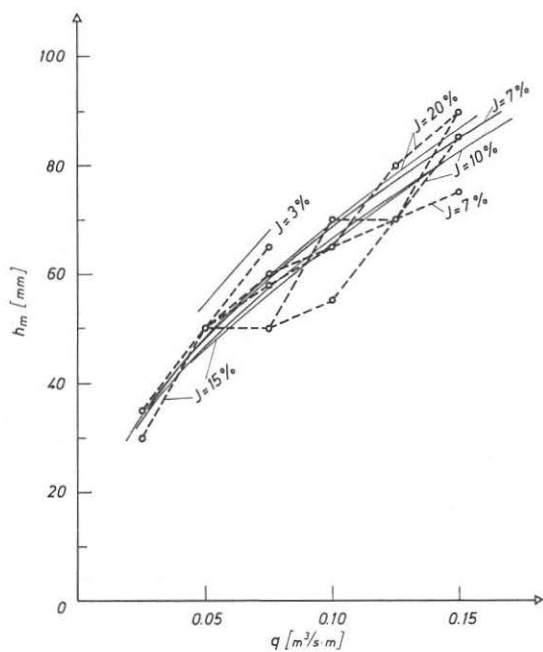


Fig. I. 21

$h_m = f(q, J)$ ,  
Material I.

ANHANG II: Messwerte und berechnete  
Werte nach Abschnitt 14.4  
im Vergleich.

① *gemessen*

② *berechnet*

ANNEX II: Measured values and values  
calculated according  
to section 14.4.

① *measured*

② *calculated*

Q	J	$v_w$	$v_w$	$g_B$	$g_B$	$h_m$	$h_m$
[ $\ell/s$ ]	[%]	①	②	①	②	①	②
[cm/s]		[cm/s]	[cm/s]	[kg/m s]	[kg/m s]	[mm]	[mm]
MATERIAL I							
5	7	80	78.4	1.55	2.86	35	34.1
	10	89	84.9	3.45	5.34	30	33.1
	15	92	95.6	9.60	10.64	30	32.8
	20	101	108.2	16.10	17.14	35	34.0
10	3	105	92.9	0.90	1.24	50	54.9
	7	114	112.2	3.85	5.77	50	48.0
	10	124	122.7	9.20	10.64	50	46.5
	15	135	139.8	18.80	20.93	50	64.3
	20	172	160.6	36.05	33.18	50	48.3
15	3	115	112.0	1.55	1.89	65	68.4
	7	139	137.2	8.85	8.59	58	59.4
	10	159	150.9	18.40	15.74	50	57.1
	15	183	173.2	36.85	30.69	50	56.9
	20	212	200.6	62.30	48.06	60	59.9
20	3	-	127.2	3.05	2.53	-	80.3
	7	182	157.5	10.95	11.30	65	68.9
	10	198	173.9	19.20	20.64	55	66.8
	15	224	200.7	40.70	40.01	70	66.2
	20	246	233.7	72.90	61.93	65	69.9
25	7	195	174.8	13.80	13.94	70	77.7
	10	209	193.8	25.35	25.39	70	74.7
	15	231	224.4	44.90	48.94	70	74.6
	20	264	262.2	79.00	74.91	80	78.9
30	7	200	190.0	14.55	16.50	75	85.8
	10	212	211.1	27.25	29.99	85	83.4
	15	245	245.4	51.65	57.52	90	83.3
	20	277	287.4	88.10	87.14	90	87.3
MATERIAL II							
5	10	98	105.4	3.20	3.60	32	26.4
	20	108	133.6	16.85	11.73	35	26.5
10	5	120	124.2	1.55	2.11	45	41.9
	10	143	149.1	8.40	7.18	43	37.8
	20	187	193.8	35.55	22.60	55	38.4
15	10	176	180.8	12.60	10.60	53	47.0
20	3	142	144.7	1.22	1.67	81	70.4
	5	163	168.0	4.60	4.20	65	62.2
	7	178	185.1	8.40	7.57	63	58.1
	10	210	206.2	16.05	13.89	60	55.2
	15	249	238.5	34.05	27.02	65	54.1
	20	266	274.7	51.25	41.91	68	56.1
25	10	233	227.8	18.75	17.05	70	62.6
30	10	248	246.5	22.95	20.12	75	69.5

Q	J	$v_w$ ①	$v_w$ ②	$g_B$ ①	$g_B$ ②	$h_m$ ①	$h_m$ ②
[ $\lambda/s$ ]	[%]	[cm/s]	[cm/s]	[kg/ms]	[kg/ms]	[mm]	[mm]
MATERIAL III							
5	10	125	110.9	5.10	4.82	29	25.9
10	10	158	156.2	12.00	9.39	35	37.5
	20	231	215.5	40.9	27.78	35	40.1
15	10	183	189.0	16.55	13.69	50	46.8
20	5	178	172.4	7.05	5.63	62	61.4
	7	186	191.2	12.70	9.91	57	57.4
	10	210	215.2	18.70	17.79	55	55.0
	15	234	254.6	40.90	33.59	55	55.2
	20	256	304.8	81.20	49.32	60	59.8
25	10	217	237.2	26.80	21.73	60	62.5
30	10	-	256.4	29.60	25.51	70	69.6
MATERIAL IV							
5	10.5	-	81.7	1.50	3.48	30	32.3
	15	-	89.2	4.05	6.77	20	31.9
	20	-	98.0	9.15	11.31	38	32.2
10	7	-	108.0	1.90	3.38	48	45.5
	10	107	117.0	4.20	6.64	50	44.2
	15	118	130.4	11.50	13.74	48	43.5
	20	126	144.7	24.00	22.54	60	44.2
15	3.4	110	112.5	0.35	1.18	60	60.0
14.9	7	128	131.9	3.40	5.17	59	54.4
15	10	138	144.1	8.00	10.05	63	53.0
	15	157	161.6	20.40	20.51	60	52.3
	20	174	180.4	44.20	33.28	68	53.2
20	3.6	120	130.2	0.70	1.89	78	67.8
	5	134	140.5	2.04	3.69	75	64.7
	7.4	149	154.2	4.90	7.76	60	61.8
	10	161	166.3	11.50	13.37	60	60.2
	15	196	187.4	29.15	27.05	76	59.5
	20	244	210.1	51.50	43.57	76	60.7
25	7	155	169.1	7.10	8.76	82	68.7
	10	189	185.4	14.25	16.62	80	66.6
	15	250	209.7	37.95	33.39	80	65.8
	20	266	235.8	70.70	53.45	80	67.2
30	7	168	183.9	7.45	10.48	90	74.6
	10	206	202.2	17.65	19.88	85	72.2
	15	252	229.5	47.45	39.54	80	71.4
	20	-	258.6	74.55	62.96	85	73.1



ANHANG III: Nachrechnung der Versuchsergebnisse gemäss Abschnitt 14.4, Feststoffkonzentrationen und Geschiebegegeschwindigkeiten.

ANNEX III: Verification of the test results according to section 14.4, results concerning sediment concentrations and velocities.



Q [l/s]	J [%]	c <sub>sed</sub> [%]	h <sub>m</sub> /h <sub>w</sub>	v <sub>B</sub> [cm/s]	v <sub>B</sub> /v
MATERIAL I					
5	7	6.81	1.073	48.1	0.614
	10	11.55	1.131	54.3	0.639
	15	21.20	1.269	59.1	0.618
	20	33.01	1.493	59.1	0.546
10	3	2.21	1.023	42.5	0.457
	7	7.74	1.084	62.5	0.557
	10	13.12	1.151	69.7	0.568
	15	24.11	1.318	74.4	0.532
	20	37.67	1.604	72.3	0.450
15	3	2.38	1.024	49.8	0.444
	7	8.32	1.091	72.0	0.525
	10	14.10	1.164	79.8	0.529
	15	25.94	1.350	84.2	0.486
	20	40.62	1.684	80.1	0.394
20	3	2.51	1.0258	55.17	0.433
	7	8.75	1.096	79.16	0.502
	10	14.83	1.174	87.41	0.502
	15	27.30	1.375	91.44	0.445
	20	42.81	1.748	85.61	0.366
25	7	9.09	1.100	84.90	0.485
	10	15.41	1.182	93.51	0.483
	15	28.38	1.396	97.16	0.433
	20	44.54	1.803	89.68	0.342
30	7	9.38	1.104	89.71	0.472
	10	15.90	1.189	98.62	0.467
	15	29.29	1.414	101.07	0.415
	20	45.99	1.852	92.85	0.323
MATERIAL II					
5	10	10.81	1.121	49.68	0.471
	20	30.86	1.446	56.02	0.419
10	5	4.40	1.046	47.71	0.384
	10	12.28	1.140	63.08	0.423
	20	35.12	1.541	67.92	0.350
15	10	13.19	1.151	71.58	0.396
20	3	2.34	1.024	45.88	0.317
	5	4.98	1.052	59.96	0.357
	7	8.18	1.089	69.20	0.374
	10	13.87	1.161	77.82	0.377
	15	25.48	1.342	83.16	0.348
	20	39.78	1.661	79.67	0.290
25	10	14.41	1.164	82.75	0.363
30	10	14.86	1.175	86.81	0.352

Q [ $\ell/s$ ]	J [%]	$c_{sed}$ [%]	$h_m/h_w$	$v_B$ [cm/s]	$v_B/v$
MATERIAL III					
5	10	14.02	1.163	52.35	0.472
10	10	15.86	1.186	64.86	0.415
	20	46.04	1.853	61.54	0.285
15	10	17.02	1.205	72.66	0.384
20	5	6.44	1.069	63.41	0.368
	7	10.55	1.118	71.56	0.374
	10	17.87	1.218	78.31	0.364
	15	33.01	1.493	79.27	0.311
	20	52.17	2.091	68.40	0.224
25	10	18.56	1.228	82.73	0.349
30	10	19.13	1.236	86.34	0.337
MATERIAL IV					
5	10.5	8.84	1.097	45.65	0.558
	15	15.15	1.178	52.50	0.588
	20	23.50	1.307	56.03	0.571
10	7	5.50	1.058	50.55	0.468
	10	9.40	1.104	59.95	0.512
	15	17.29	1.209	68.40	0.524
	20	26.82	1.366	71.20	0.492
15	3.4	1.98	1.02	37.35	0.331
14.9	7	5.4	1.06	59.87	0.454
15	10	10.1	1.113	70.11	0.456
	15	18.6	1.229	78.82	0.488
	20	28.9	1.407	80.98	0.449
20	3.6	2.31	1.024	45.28	0.348
	5	3.79	1.039	56.26	0.400
	7.4	6.82	1.073	68.94	0.447
	10	10.63	1.119	77.80	0.468
	15	19.63	1.244	86.68	0.462
	20	30.48	1.439	88.16	0.419
25	7	6.543	1.07	72.99	0.4316
	10	11.11	1.125	84.04	0.453
	15	20.43	1.256	93.01	0.443
	20	31.73	1.464	93.82	0.398
30	7	6.76	1.0703	77.85	0.423
	10	11.49	1.1298	89.29	0.441
	15	21.03	1.2673	98.30	0.4283
	20	32.77	1.487	98.49	0.3801

SYMBOLS

SYMBOLS

Koeffizient	a	[-]	Coefficient
Gerinnebreite	B	[m]	Channel width
Anteil der Breite, wo Transport auftritt	B <sub>act</sub>	[m]	Part of the width, where transport occurs
Faktor, der Sohlen- widerstand beschreibt	$c = v_m / v_*$ (ev. $v_w / v_*$ )	[-]	Factor describing bed resistance
c-Wert, der Kornrei- bung zugeordnet	c'	[-]	c-value attributed to grain resistance
Feststoffkonzentration	c <sub>sed</sub>	[-]	Sediment concentration
Korngrösse	d	[m]	Grain size
Mittlere Korngrösse	d <sub>m</sub>	[m]	Mean grain size
Charakteristische Korngrössen, 30 % resp. 90 % Gewichtsanteile des Sohlenmaterials sind kleiner	d <sub>30</sub> , d <sub>90</sub>	[m]	Characteristic grain sizes, 30 % resp. 90 % (by weight) of the bed material are smaller
Darcy-Weisbach-Wider- standsbeiwert	f	[-]	Darcy-Weisbach-resi- stance factor
Fläche des benetzten Querschnitts	F	[m <sup>2</sup> ]	Area of the wetted cross section
Fläche des auf die Sohle wirksamen Quer- schnitts	F <sub>b</sub>	[m <sup>2</sup> ]	Area of the part of the cross section acting on the bed
Fläche des auf die Wand wirksamen Quer- schnitts	F <sub>w</sub>	[m <sup>2</sup> ]	Area of the part of the cross section acting on the wall
Froude-Zahl	Fr	[-]	Froude-number
Erdbeschleunigung	g	[m/s <sup>2</sup> ]	Gravity acceleration
Spezifische Transport- rate (Masse pro Zeit und Breitereinheit)	g <sub>B</sub>	[kg/ms]	Specific transport rate (mass per time and per unit width)
Transportrate (Masse pro Zeit)	G <sub>B</sub>	[kg/s]	Transport rate (mass per time)

Abflusstiefe	$h$	[m]	Flow depth
Abflusstiefe des Gemischs (Wasser und Feststoffe)	$h_m$	[m]	Mixture (water and sediment) flow depth
Reinwasserabflusstiefe (innerhalb des Gemischs)	$h_w$	[m]	Clear water flow depth (within mixture)
Gefälle	$J$	[-/%/‰]	Slope
"Kritisches Gefälle", Parameter in der Transportgleichung	$J_{cr}$	[-]	"Critical slope", parameter introduced in sediment transport equation
Reduziertes Gefälle, der Kornreibung zugeordnet	$J'$	[-]	Reduced slope, attributed to grain roughness
Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler	$k$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Strickler resistance coefficient
Strickler-Beiwerte bezüglich Korn-, Sohlen- und Wandrauhigkeit	$k_r, k_s, k_w$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Strickler coefficients related to grain, bed and wall roughness
Anzahl Messungen/ Anzahl Umdrehungen pro Zeiteinheit	$n$	[-/T/min]	Number of measurements/ number of tours per unit time
Spezifischer Abfluss	$q$	[m <sup>3</sup> /ms]	Specific water discharge
Spezifische Feststofftransportrate (reines Feststoffvolumen pro Zeit und Breitereinheit)	$q_B$	[m <sup>3</sup> /ms]	Specific sediment discharge (net sediment volume per time and unit width)
Reduzierter spezifischer Abfluss (mit Berücksichtigung der Wandreibung)	$q_r$	[m <sup>3</sup> /ms]	Reduced specific water discharge (considering wall drag)
Verhältnis der Feststofftransportrate zum Abfluss	$q^*$	[-]	Ratio of transport rate to water discharge
Abfluss	$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	Discharge
Reduzierter Abfluss (mit Berücksichtigung der Wandreibung)	$Q_r$	[m <sup>3</sup> /s]	Reduced discharge (considering wall drag)
hydraulischer Radius	$R$	[m]	Hydraulic radius

Hydraulischer Radius der Teilfläche, die auf die Sohle wirkt	$R_b$	[m]	Hydraulic radius of the partial cross section acting on the bed
Hydraulischer Radius der Teilfläche, die auf die Wand wirkt	$R_w$	[m]	Hydraulic radius of the partial cross section acting on the wall
Regressionskoeffizient	$r^2$	[-]	Regression coefficient
Korn-Reynoldszahl	$Re^*$	[-]	Grain Reynolds number
Relative Dichte des Feststoffs zum Wasser	$s$	[-]	Relative density of sediment to water
Standardfehler	$S_E$	[%]	Standard error
Mittlere Fließgeschwindigkeit	$v_m$	[m/s]	Mean velocity of flow
Schubspannungsgeschwindigkeit	$v_*$	[m/s]	Shear velocity
Geschwindigkeit der transportierten Feststoffe	$v_B$	[m/s]	Sediment velocity
Reinwassergeschwindigkeit (innerhalb des Gemischs)	$v_w$	[m/s]	Clear water velocity (within the mixture)
Messwert	$x_m$		Measured value
Berechneter Wert (nach Regression)	$x_p$		Predicted value (after regression)
Mittel der Messwerte	$\bar{x}_m$		Mean of measured values
Mittel der berechneten Werte	$\bar{x}_p$		Mean of predicted values
Relative Rauigkeit	$Z = h/d$	[-]	Relative roughness
Relative Rauigkeit (bezogen auf $d_{90}$ )	$Z_{90}$		Relative roughness (related to $d_{90}$ )
Materialabhängiger Parameter	$\alpha$	[-]	Material dependent parameter
Koeffizienten	$\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$	[-]	Coefficients
Materialabhängiger Parameter	$\beta$	[-]	Material dependent parameter

Verhältnis des Shields-Faktors zum kritischen Shields-Faktor	$\eta = \theta / \theta_{cr}$	[-]	Ratio of Shields factor to critical Shields-factor
Shields-Faktor, dimensionslose Schubspannung	$\theta$	[-]	Shields-factor, non dimensional shear stress
Reduzierter Shields-Faktor (Formverluste berücksichtigt)	$\theta'$	[-]	Reduced Shields factor, considering form losses
Reduzierter Shields-Faktor (Wandreibung berücksichtigt)	$\theta_b$	[-]	Reduced Shields factor, considering wall drag
Kritischer Shields-Faktor beim Transportbeginn	$\theta_{cr}$	[-]	Critical Shields factor at beginning of motion
Korrigierter kritischer Shields-Faktor bei hohen Gefällen	$\theta_{cr J}$	[-]	Corrected critical Shields factor, for high slopes
Korrigierter Shields-Faktor, berücksichtigt Exposition der Körner	$\theta^*$	[-]	Corrected Shields factor, considering grain exposition
Dichte der Feststoffe	$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Density of sediment
Dichte des Wassers	$\rho_w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Density of water
Standardabweichung	$\sigma_D$		Standard deviation
Sohlenschubspannung	$\tau$	[Pa]	Bottom shear stress
Reduzierte Sohlenschubspannung (berücksichtigt Formverluste)	$\tau'$	[Pa]	Reduced shear stress (considering form losses)
Kritische Sohlenschubspannung bei Transportbeginn	$\tau_{cr}$	[Pa]	Critical shear stress at beginning of motion
Transportrate, ausgedrückt in der Dimension einer Schubspannung	$\tau_g$	[Pa]	Transport rate, expressed in shear stress dimensions
Ruhewinkel	$\varphi$	[°]	Angle of repose
Dimensionslose Transportrate nach Einstein	$\phi$	[-]	Non dimensional transport rate according to Einstein
Leistung der Strömung	$\omega$	[W/m]	Stream power
Überschüssige Leistung	$\omega_E$	[W/m]	Excess stream power

LITERATUR

REFERENCES

- Bagnold, R.A.      The Flow of Cohesionless Grains in Fluids. Philosophical Trans. Roy. Soc. London, A, 249, No. 964, Dec. 1956.
- Bagnold, R.A.      An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics. US Geol. Survey Prof. Paper 422-I, 1966.
- du Boys, P.        Etudes du régime du Rhône et l'action exercée par les eaux sur un lit à fond de graviers indéfiniment affouillable. Annales des Ponts et Chaussées, ser. 5, 18, pp. 141-195, 1879.
- Davies, T.R.H.,    Precise Laboratory Measurement of Flow Resistance. Proc. of the 19th Congr. IAHR, Vol. 5, New Delhi, 1981, pp. 464-471.
- Jaeggi, M.N.R.
- Draper, N.R.,      Applied Regression Analysis. John Wiley & Sons, Smith, H.            New York, 1966.
- Einstein, H.A.      Der hydraulische oder Profilradius. Schweiz. Bauzeitung, No. 8, 1934.
- Einstein, H.A.      The Bedload Function for Sediment Transportation in Open Channels. US Dept. of Agriculture, Techn. Bull. No. 1026, Sept. 1950.
- Efroymson, M.A.    Multiple Regression Analysis, Chapter 17 of Mathematical Methods for Digital Computers. John Wiley & Sons, New York, 1960.
- Engelund, F.        A Sediment Transport Theory Based on Similarity. Hydraulics Lab., Techn. Univ. of Denmark, Basic Res. Progress Rep. 13, Jan. 1967.
- Haenger, M.        Geschiebetransport in Steilgerinnen, Pilotstudie für feste und glatte Sohle und Gefälle von 3 bis 30 %, Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, No. 38, 1979.
- Hemmerle, W.J.     Statistical Computations on a Digital Computer. Blaisdell Publishing Company, Waltham, Mass., 1967.

- Hey, R. Flow Resistance in Gravel Bed Rivers. Proc. ASCE, J. of Hydr. Div., Vol. 105, HY4, April 1979, pp. 365-380.
- Iwagaki, Y., Tsuchiya, Y. An Analysis of the Stable Cross Section of a Stream Channel. Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ., Bull. No. 29, March 1959.
- Jaeggi, M. Alternierende Kiesbänke. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, No. 62, 1983.
- Kamphius, J.W. Determination of Sand Roughness for Fixed Beds. J. of Hydr. Res., Vol. 12, No. 2, 1974.
- Keulegan, G. Laws of Turbulent Flow in Open Channels. J. of the National Bureau of Standards, Vol. 21, Dec. 1938.
- Lichtenhahn, C. Zwei Betonmauern, die Geschieberückhaltesperre am Illgraben (VS) und die Staumauer des Hochwasserschutzbeckens an der Orlegna im Bergell (GR). Int. Symp. Interprävent des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Bd. 3, pp. 451-463, 1971.
- Meyer-Peter, E., Favre, H., Einstein, H.A. Neuere Resultate über den Geschiebetrieb. Schweiz. Bauzeitung, No. 13, 1934.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. Formulas for Bedload Transport. Proc. 2nd Congress IAHR, Stockholm, 1948.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. Zahlentabellen zu den Geschiebetriebversuchen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zürich. (Ergänzung zu "Formulas for Bed Load Transport", Tagung IVWV, Stockholm, 1948). (Unveröffentlicht/unpublished).
- Meyer-Peter, E., Lichtenhahn, C. Altes und Neues aus dem Flussbau. Eidg. Dept. des Innern, Veröffentlichung des Eidg. Amtes für Strassen- und Flussbau, 1963.
- Müller, R. Theoretische Grundlagen der Fluss- und Wildbachverbauungen. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, No. 4, 1943.



- Nikuradse, J. Strömungsgesetze in rauhen Röhren. Forschungs-Geb. des Ingenieurwesens, Heft 361, 1933.
- Pedroli, R. Geschiebetransport in Kanälen auf fester und glatter Sohle. Mitteilung des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft, No. 43, 1963.
- Shields, A. Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilung der Preussischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, No. 87, 1936.
- Smart, G.M. Volcanic Debris Control. Gunung Kelud, East Java Symposium on Erosion and Sediment Transport in Pacific River Steeplands, Christchurch NZ. IAHS Publ. No. 132, pp. 604-623, 1981.
- Stevens, M.A., Safety Factors for Riprap Protection. Proc. Simons, D.B., ASCE, J. of Hydr. Div., Vol. 102, No. HY5, Lewis, G.L. May 1976.
- Strickler, R. Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Mitteilung des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft, No. 16, Bern, 1923.
- Takahashi, T. Mechanical Characteristics of Debris Flow. Proc. ASCE, J. of Hydr. Div., Vol. 104, HY8, pp. 1153-1169, Aug. 1978.
- Whittaker, J.G., Origin of Step-Pool Systems in Mountain Streams. Jaeggi, M.N.R. Proc. ASCE, J. of Hydr. Div., Vol. 108, No. HY6, June 1982.
- Yalin, M.S. Theory of Hydraulic Models. MacMillan, London, 1972.
- Yalin, M.S. Mechanics of Sediment Transport. 2nd ed., Pergamon Press, Oxford, 1977.
- Zanke, U. Grundlagen des Sedimenttransports. Springer Verlag, 1982.

VERDANKUNGEN:

Die Versuchsanlage wurde durch K. Salzmann umsichtig betreut. M. Jacobson und J.G. Whittaker führten einzelne Versuche durch. Das Personal der VAW-Werkstatt führte die umfangreiche Arbeit des Materialrückschubs mit grosser Routine und sehr speditiv durch. F. Langenegger besorgte die Textgestaltung und Reinschrift dieser Veröffentlichung. Allen sei bestens gedankt.

ACKNOWLEDGMENTS:

K. Salzmann took care of the experimental setup for the whole set of experiments. M. Jacobsen and J.G. Whittaker performed some of the tests. The staff of the Laboratory workshop accomplished the routine task of shifting back a considerable amount of sediment. F. Langenegger did the typing and final arrangements of the text, of which J.G. Whittaker edited the English version. The participation of all is gratefully acknowledged.

