

土 木 研 究 所 報 告

第 168 号

沖積地河川の河道特性に関する研究 山本晃一

昭 和 61 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1986年 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

沖積地河川の河道特性に関する研究

山 本 晃 一*

Study on the Characteristics of Alluvial River Channels

by Dr. Kouichi Yamamoto

要 旨 :

人間が河川により良く対処するためには、河川の特性和その特性を支配する法則性が明確にされる必要がある。本報告書は河川の種々の特性を河道特性という言葉で表し、これを生み出す本質規定、すなわち河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係について、主に実河川の資料を用いて検討を行った結果を述べたものである。

第1章では、河道特性として表現される項目を示し、河道特性研究の目的を明確にした。第2章では河道特性を支配する基本的な要素について述べ、さらに、次章以下の検討に必要な流速係数 ϕ の評価手法を示した。第3章では河道材料の平均粒径と、 ϕ 及び洪水時に河床に働く掃流力とは密接な関係にあることを示した。第4章では河川はセグメントの集まりであることを示し、各セグメントでの土砂の運動形態を示した。第5章では人的作用による河道の応答について述べた。第6章では結論を述べた。

キーワード：河道特性，セグメント，流速係数，分級作用

Synopsis :

It is very important to understand the channel characteristics and behavior of alluvial rivers for the purpose of the river improvement works and the design of river structures. There is, however, scarcely any study to make the common recognition of channel characteristics of alluvial rivers, because of the complexity of factors controlling phenomena occurred in alluvial rivers. The main purpose of this study is to clarify factors controlling alluvial river channel, and to describe and analyse the channel characteristics of alluvial rivers by using these factors from a view point of fluvial-environment.

Key words : Characteristics of Alluvial River Channels, Segment, Velocity Coefficient, Sorting of Sediment.

*河川部総合治水研究室長（現（財）河川情報センター河川情報研究所研究第一部主任研究員）工博

目 次

1. 緒 論	(3)	4.3.1 本節の課題	(41)
1.1 はじめに	(3)	4.3.2 河床材料の粒度分布形と粒径集団	(42)
1.2 河道特性研究の目的	(3)	4.3.3 現地観測資料による流砂形態の実態とその水理学的検討	(43)
1.3 河道特性に関する従来の研究と本研究の係わり	(4)	4.3.4 河床材料の粒度分布形と洪水時の流砂形態	(46)
2. 河道特性量算出のための基礎事項	(6)	4.4 縦断方向の土砂の分級	(48)
2.1 はじめに	(6)	4.4.1 本節の課題	(48)
2.2 本論に使用した資料の収集整理手法	(6)	4.4.2 砂利を河床材料に持つセグメントと砂を河床材料に持つセグメントの接合部での分級機構	(48)
2.3 河道特性を規定する基本要素とその特性	(10)	4.4.3 粒径 0.3~0.5 mm の砂河川から 0.1~0.2 mm の砂河川に変わる地点の分級機構	(48)
2.4 流れの抵抗の評価法	(18)	4.4.4 河床材料が砂利であるセグメント同士の分級機構	(48)
2.4.1 本節の課題	(18)	4.4.5 1つのセグメント内での分級機構	(50)
2.4.2 移動床流れを規定する物理量とその無次元化	(18)	4.5 横断方向の土砂の分級	(51)
2.4.3 河床波の分類とその特徴	(18)	4.5.1 本節の課題	(51)
2.4.4 資料の整理方法と図化の方法	(19)	4.5.2 氾濫水による高水敷上の分級	(51)
2.4.5 流れの抵抗と河床形態	(21)	4.5.3 水路の側方移動に伴って生じる分級	(53)
2.4.6 実河川への適用性と利用について	(27)	4.6 まとめ	(55)
2.5 まとめ	(32)	5. 河道への人的作用とその応答	(56)
3. 河床に働く掃流力と河道のスケール	(32)	5.1 はじめに	(56)
3.1 はじめに	(32)	5.2 勾配の人工的改変による川幅の変化	(56)
3.2 平均年最大流量時の低水路の流速係数	(33)	5.3 流量の減少	(58)
3.3 洪水時に河床に働く掃流力	(34)	5.4 まとめ	(60)
3.4 平均年最大流量時の河道のスケールと流速	(36)	6. 結 論	(60)
3.5 レジーム論との関連性	(39)	謝 辞	(61)
3.6 まとめ	(39)	参考文献	(61)
4. 河道のセグメントと分級作用	(39)		
4.1 はじめに	(39)		
4.2 河道の縦断形とセグメント	(40)		
4.3 平均年最大流量時の流砂の運動形態	(41)		

1. 緒 論

1.1 はじめに

河川は人間の生活にとって極めて密接な関係を持っている。歴史時代を通じて現在まで、河川は人間社会に大きな影響を与え続け、また、河川も人間の生活環境をより良いものとしていく営為の中でさまざまに変化を受けてきた。特に沖積地を流下する河川は、沖積地が大半の日本人の生活及び生産の場となったため、多くの河川工事が行われた。今後も人間の生活に役立たせるために、河川に対する人間の働きかけは続く。

この場合、河川の維持管理が容易な安定した河道を形成するような河川工事であることが好ましい。このためには、河道というシステムの特性と、それを規定する法則性が明確にされる必要がある。本論は、実在する河川の種々の特徴を河道特性という言葉で言い表し、これを生み出す基本的な法則性、即ち、河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにしようとするものである。

本論文の構成と概要を述べると以下のようなものである。

第1章「緒論」においては、まず、河道特性として表現される項目を示し、河道特性研究の目的を明確にする。次に本研究と密接な関係にある既往の重要な研究の紹介とレビューを行い、本研究との係わりを明確にし、本研究の方針を示す。

第2章「河道特性量算出のための基礎事項」においては、次章以下の検討のために必要な基礎事項について述べる。まず、本論で使用される資料をどのように収集し、それを整理するか、また資料の収集範囲、資料の特性について論じる。次に河道特性を規定する基本要素として何を選んだかを述べ、選んだ基本要素の特性を示す。さらに、次章以下の検討に必要な流れの抵抗を表す流速係数 ϕ の評価手法を示す。

第3章「河床に働く掃流力と河道のスケール」においては、平均年最大流量時に河床に働く掃流力は、河床材料の平均粒径がほぼ同一の河川間では、同じ値を持つことを実河川の資料より示し、これにより低水路のスケール及び洪水時の掃流力が、第2章で選んだ基本要素によって規定されており、選んだ基本要素が適切であることを示す。

第4章「河道のセグメントと分級作用」においては、沖積河川の河道は、ほぼ一定の勾配を持った区間 (segment) の集まりであることを示し、このセグメントごとに河道特性を分析・解析することが良いことを示す。

またセグメントの形成要因について、地形学的な要因について述べる。次にセグメントは土砂の分級の現れであることを、各セグメントでの土砂の運動形態、土砂の縦断及び横断方向の分級形態を通して説明し、第3章で述べた河床に働く掃流力と粒径の関係は、これらの土砂の分級・堆積によるセグメントの形成作用の具体的な現れであることを示す。

第5章「河道への人的作用とその応答」においては、実例を通して、人的作用が河道特性をどのように変化させるかを分析し、河道の応答の方向は第3章で述べた洪水時に働く掃流力と粒径の関係に戻る方向にあることを明らかにし、この関係は沖積河道の基本的な特性であることを示す。

第6章「結論」においては、本研究の全体を通しての主要な結論及び今後の問題点について述べる。

1.2 河道特性研究の目的

実在する河川 (河道) とは、与えられた自然的、人工的環境に対応した姿を取るものであり、個々の河道の特徴の違いは、環境の違いを反映したものにはかならない。従って、個別河道の特徴を理解するためには、その河川を取りまく環境と河道の種々の姿がどういう対応関係になっているのかという点についての理解を必要とする。この場合、検討の対象とする河道の種々の姿として、河道計画及び河道の維持管理上、次のようなことが明確化される必要があろう。なお、以降河道の種々の特徴を河道特性と呼ぶことにする。

- i) 河道の平均的なスケール
河道の川幅、水深、勾配、粒径
- ii) 洪水時の水理量
洪水時の流速、掃流力
- iii) 小規模河床波の形態と流れの抵抗
流量変化と小規模河床波の対応
- iv) 土砂の運動形態とその量
各粒径ごとの輸送形式とその河道形成に及ぼす役割
- v) 河道の平面形
蛇行形態、中規模河床波^{*)}と平面形との関係、河岸侵食位置と侵食速度、島の発生状況
- vi) 氾濫原 (高水敷) の特性
高水敷堆積物の質、洪水時の高水敷の挙動
- vii) 河道の横断形
洗掘深、洪水による横断形変化

注) 中規模河床波とは、砂州あるいは砂礫堆と言われているスケールの大きな河床波である。

viii) 河道の縦断形の変動形態

変動速度, アーミング形態

ix) 生態系

植物, 動物

x) 人的作用による河道特性変動形態

上述したような河道の種々の特性は、個々バラバラに存在しているものではなく、相互に密接に関連し合っており、河道という一つのシステムを作っている。

河道特性研究の目的は、人間が河川に合理的に対処し得るように、上述したような河道特性を分析・解析し得るような、また個々の河川の河道特性を把握し得るような河道というシステムを貫く基本的な法則性を示すことにある。

なお本論における河川という対象を認識する際の時間スケール、空間スケールは、前述の河道特性を分析・解明し得るようなスケールであり、地形学や地質学から河川を見る場合の時間及び空間スケールとは異なったものである。

1.3 河道特性に関する従来の研究と本研究の係わり

1.2で述べた種々の河道特性は、それぞれが河川地形学、堆積学、水理学、河川工学の分野の重要な検討課題であり、これらに関する研究はおびただしい量に上る。しかしながら種々の河道特性を貫く基本的法則性を明確にするという立場で、調査研究を行ったものは少ない。ここでは本研究と密接な関係のある重要な研究について述べ、本研究との係わり、また本研究の位置づけを明らかにする。

河道の平均的なスケール、即ち川幅や水深については、運河の建設に当たって堆積も洗掘も起こさない安定な水路の設計指針として提示されたレジーム理論の実河川への適用という形で研究が進められた。リンドレー (Lindley, B. S., 1919)¹⁾は「人口運河に濁水を流す時は、河床も河岸も洗掘と堆積を繰返すが、日時の経過と共に水深・川幅・勾配等が変化し、結局一種の安定状態に到達する」とし、これをレジームの状態にあるとした。その後、レイシー (Lacey, G., 1929)²⁾、イングリシ (Inglis, C., 1949)³⁾、ブレンチ (Blench, T., 1966)⁴⁾によってレジーム理論として発展していった。一方、レオポルド・マドック (Leopold, L. B. & Madcock, T. Jr., 1953)⁵⁾は実河川の川幅や水深等について検討を行い、レジーム公式と同様、川幅は流量の1/2乗に比例するとした。これらのレジーム公式は、膨大な観測資料より帰納的に求められた経験式であり、

水理学的及び水力学的な視点からの分析は、1926年フォータイヤー・スコルビー (Fortier, S. & Scolby, C. S., 1926)⁶⁾による護岸のなされていない運河での許容流速に関する調査報告以外は、ほとんどなされていなかった。第二次大戦後レーン (Lane, E. W., 1955)⁷⁾は、運河の設計に当たって掃流力を考慮した手法を示し、安定した運河や河川のスケールの解釈に水理学的な視点を導入したが、その後、この方向からの研究は十分には進展しなかったが、近年になってパーカー (Parker, G., 1978)⁸⁾によって水理学的な視点から安定河道についての研究が精力的になされている。

今後河道に働きかける人的作用が河道のスケールにどのような変化を及ぼすかを評価する必要が増加すると考えられ、この場合、水理学的視点から河道のスケールを解釈することが必要と思われる。

河川の縦断形については、スターンベルグ (Sternberg, H., 1879)⁹⁾は、河床勾配が指数関数的に減少する原因として、堆積物の粒径が流下するにつれて摩擦作用によって減少することによると説明したが、安藝 (1944)¹⁰⁾は、河川縦断形に急に折れ曲がる所があることを指摘し、この折れ曲がり周囲の条件によって河川がこのような形に余儀なくされているとし、河床材料はむしろ堆積環境、即ち掃流力に応じた粒径を取るとした。谷津 (1955)¹¹⁾は、この折れ曲がりの理由として生産土砂の内、粒径2~4mmのものが少ないためであるという重要な指摘を行った。今後、安藝・谷津の指摘をより水理学的視点から発展させる必要があると思われる。

洪水時の小規模河床波と流れの抵抗については、沖積河川の水位・流量関係を知るために多くの調査研究がなされている。これらの紹介と解釈は杉尾 (1971)¹²⁾、あるいはアメリカ土木学会流砂委員会 (1977)¹³⁾、(社)土木学会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会 (1973)¹⁴⁾で詳細に行われている。そこでの重要な研究を挙げればケネデー・ブルック (Kennedy, J. F. & Brook, N. H., 1963)¹⁵⁾による流れの抵抗を予測するのに必要な独立変量に関する考察、吉川・福岡 (1971)¹⁶⁾による流体抵抗に及ぼす流砂の効果を考慮した抵抗予測システムに関する研究、エンゲランド (Engelund, F., 1967)¹⁷⁾の粒子せん断力 (有効せん断力) τ_* と河床せん断力 τ_b の関係に関する研究、岸・黒木 (1972)¹⁸⁾によるエンゲランド理論の修正と抵抗予測手法の提示が重要なものである。その後、尾崎・石橋・白砂 (1984)¹⁹⁾による実河川資料を含めた移動床の河川の粗度の検討がなされている。また杉尾 (1983)²⁰⁾は長い間

の研究成果の取りまとめを沖積河川の河相の研究において、レジーム型公式の現地河川への適応性と小規模河床波の関係について報告を行っている。また近年では玉井・河原(1981)²¹⁾によって複断面水路における高水敷上の流れと低水路上の流れとの間に生じる河岸渦が流れの抵抗に及ぼす研究がなされている。しかしながら小規模河床波がどのような水理量場で発生するのか、また、河岸渦がどのような水理量場で発生するか、また洪水時実河川ではどの程度の水理量となるのかが明確になっていないため、これらの流れの抵抗の評価手法は、河川計画における計画粗度の評価には、十分に利用されているとは言えない。今後、実河川で生じる水理量を明確にし、どのような小規模河床波が洪水時に発生するかを明確にし得るようにしていく必要があると考えられる。

土砂の運動形態とその量については、米国ではインシュタイン(Einstein, H. A., 1950)²²⁾、また、日本においては、佐藤・吉川・芦田(1958)²³⁾によって流砂量の評価式が提示され、実河川における流砂量評価、河床変動の評価に使われた。その後日本においては流砂量に関する理論面からの研究が、芦田・道上(1972)²⁴⁾、石川(1978)²⁵⁾、関根・吉川(1984)²⁶⁾等によって進んだが、実河川の流砂量の予測という意味では、実河川の流砂観測の停滞ということもあって、それほど前進が見られなかった。この間、米国においては、米国地質調査所の実河川の流砂観測資料を基にした実用主義的な流砂量把握手法がコルビー(Colby, B. R., 1964)²⁷⁾等によってなされ、また、バグノルド(Bagnold, R. A., 1966)²⁸⁾の輸送効率(ストリーム・パワー $\rho_w g Q I_e$)の概念を実河川資料を基に適用したヤング(Yang, C. T., 1972)²⁹⁾等の流砂量評価がなされている(ここで ρ_w は水の密度、 g は重力の加速度、 Q は流量、 I_e はエネルギー勾配である)。この単位ストリームパワー $V_m \cdot I_e$ を指標とした流砂量評価は、河床形態の変化による流砂量の急増を V_m の変化の形で取りこんだ形となっており、実用的ではあるが、どのように V_m を評価したら良いのか、あるいは限界単位ストリームパワー(粒子が動き出すのに必要な単位ストリームパワー)をどのように評価したら良いのかという重要な問題を残している(なお V_m は平均流速である)。混合粒径を河床材料に持つ場合の流砂現象に関する検討は、エギアザロフ(Egiazaroff, I. V., 1965)³⁰⁾、浅田・石川(1968)³¹⁾、芦田・道上(1971)³²⁾、平野(1972)³³⁾、水山(1977)³⁴⁾、深見・葛西(1978)³⁵⁾等によってなされたが、河床材料の混合度の違いが流砂現象にどのよう

に変化を与えるか等に関する検討が行われておらず、問題点として残っていた。このように多くの研究がなされたが、実河川の流砂量評価として十分に実用に耐えるものとはなっていない。今後流砂量の評価精度を上げるためには、実河川で生じる水理量の範囲は、実験水路で生じる水理量の範囲を超えている所があるので、実河川の流砂観測を行うと同時に、小規模河床波が流砂量に及ぼす影響、河床材料の混合度が流砂量に及ぼす影響に関する実験的・理論的研究を進展させる必要があると思われる。

河川の平面形状と密接な関係のある中規模河床波の発生域とスケールについては、木下の研究(1961)³⁶⁾以来、鮭川(1971)³⁷⁾、池田(1973)³⁸⁾、村本・藤田(1978)³⁹⁾、深見(1979)⁴⁰⁾などによって実証的な視点から検討がなされたが、実河川で生じる水理量、特に、 H/d が大きな場合の検討が十分でない(なお、 H は水深、 d は粒径である)。理論面からは、近年、砂州の発生領域に関する検討がパーカー(Parker, G., 1976)⁴¹⁾、フレズ(Fredsøe, J., 1978)⁴²⁾、黒木・岸(1981)⁴³⁾等によってなされている。

河道の平面形状については、レオポルド・ウルマン(Leopold, L. B. & Wolman, M. G., 1957)⁴⁴⁾が河道の平面形状を河床勾配と低水路満杯流量を指標として分類している。木下(1961)³⁶⁾は河川の平面形状と砂礫堆(砂州)との関係を分析した他、沖積平野を扇状地地域、中間地域、デルタ地域に地形区分し、各地形区分ごとに河川の平面形状、平面形変動形態の特徴を述べている。その後池田(1975)⁴⁵⁾は砂州の形態を $I_b \cdot B/H$ を指標として分類し、河川の上流から下流に向かっての砂州形状タイプの変化について述べている。ここで I_b は河床勾配、 B は川幅である。また、最近では、流路の変動形態を理論的に検討する試みが、藤田・村本(1980)⁴⁶⁾、長谷川(1981)⁴⁷⁾、福岡・山坂(1982)⁴⁸⁾等によって精力的になされている⁴⁹⁾。

氾濫原の堆積物及び河岸物質の特性については、欧米においては地質学や堆積学の分野からハップス(Happs, S. C., 1940)⁵⁰⁾、フィスク(Fisk, H. N., 1947)⁵¹⁾、フィシャー(Visher, G. S., 1969)⁵²⁾等多くの研究がなされている。日本においても数は少ないが東(1950)⁵³⁾、森山(1978)⁵⁴⁾、伊勢屋(1982)⁵⁵⁾、木下(1984)⁵⁶⁾等による調査研究が行われている。これらの研究によって堆積物の特性と堆積地形との関係が明らかにされつつあるが、洪水時の水理量と堆積の機構の定量的な関係については、ほとんどが明らかになっておらず、今後、洪水時の水理量と堆積物の関係を現地

調査や水理実験を通して、明確にしていく必要があると思われる。

河道特性の変化、特に流量や流砂量の変化が河道の縦横断形の変動に及ぼす影響については、マッキン (Mackin, J. H., 1948)⁵⁷⁾ が、グレイデッド・リバー (graded river) の概念の説明において流砂量や流量の変化が河川に及ぼす影響について地形学的視点から言及している。またレーン (Lane, E. W., 1955)⁵⁸⁾ は、多くの河川の調査より動的平衡状態にある河川においては、 $Q_s \cdot d_{50} \sim Q \cdot I_b$ の関係が成立するとしている。ここで Q_s は流砂量、 d_{50} は 50% 通過粒径、 Q は流量である。さらにシャム (Shumm, S. A., 1971)⁵⁹⁾ はレーン (Lane) の研究を踏まえ、またレジーム公式を採用することによって、流量、あるいは流砂量に変化した場合、河道の形態、即ち川幅、水深、蛇行度、勾配がどちらの方向に変化するかを推定している。河道のスケールや形態を支配する要因が明確になっていないこともあって、これらの方法によって定量的に河道の変化量を推定し得ないが、今後、土砂水理学的方法と結び付けることによって研究を進展させる課題となっている。

このように個々の河道特性については、多くの調査研究があるが、河道特性相互の関係について分析検討を行った調査研究はほとんど無く、河川の全体性を問題とする河川技術者の中に二、三見られる程度である。

真田 (1931)⁶⁰⁾ は、護岸水制の選択に当たって河床勾配の重要性を指摘し、河床勾配と護岸水制工法の関連について言及している。河床勾配を河道特性の指標としたものと思われる。

鷲尾 (1955)⁶¹⁾ は、河川工作物は常に川の荒さ $H \cdot I_b$ (掃流力に対応した概念) に応じたものであるべきことを指摘し、しかも I_b より H の方がウェイトが高いものとしている。また、洪水の継続時間も重要な要素であるとし、継続時間を流域面積で代用している。真田よりも、より水力学的な指標が用いられている。

安藝 (1941)¹⁰⁾ は、鬼怒川、富士川、笛吹川の河床材料と洪水時の掃流力及び河床材料の縦断方向の変化について検討を行い、河川が平衡状態にある場合には、河床に働く掃流力と砂礫の平均粒径 d_m と混合比 λ の積 λd_m との間には一定の関係があることを指摘した。ここで混合比は

$$\lambda = \frac{\sum_{P=0\%}^{P=P_m\%} d \Delta P / \sum_{P=P_m\%}^{P=100\%} d \Delta P}$$

と定義され、 P は河床材料のふるい通過重量百分率、 P_m は平均粒径に相当する P である。直接的な言及は行われていないが河道特性を掃流力と河床材料から把握

しようとする意図が読みとれる。

しかしながら、これらの指標を用いた河道特性の把握は、実際の河川工事や砂防工事の基本的な考え方として生きてきたが、その把握が定性的な段階にとどまっていたため、河川工事や河川工事における設計論の中には十分に反映されたものとはならなかった。

本研究は、個々ばらばらに調査研究されていた河道特性を、また、定性的・経験的認識の段階でとどまっていた河道特性を分析・解析し得るように、河道特性を生み出す基本的法則性、即ち河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにし、それが河道特性を把握するのに有効であることを示そうとするものである。

2. 河道特性量算出のための基礎事項

2.1 はじめに

本章においては、沖積地河川の河道特性を量的に把握するための基礎的な事項について述べる。まず、本論のために使用される実験室及び実河川資料をどのように収集し、それを整理したか、また資料の収集範囲、資料の特性について述べる。次に、1.2 で述べた河道特性を規定している要素としては、河床材料の平均粒径、河床勾配、平均年最大流量を仮定したことを述べ、この三量の特性及び地形学的時間スケールがこの三量に及ぼす影響を説明する。さらに、河道特性量 (平均年最大流量時の各種水理量) を算出するために必要な流れの抵抗を表す流速係数 ϕ の評価手法を明らかにする。

2.2 本論に使用した資料の収集整理手法

本節においては、次節以下で使用される資料をどのように収集し、それを本論の検討のためにどのように整理したか、また資料の収集範囲、その特性について述べる。

1) 2.4 「流れの抵抗の評価法」のための資料の収集整理手法

洪水時の流れの抵抗の評価手法を確立するために、国内外の移動床に関する実験資料及び実河川の観測資料を収集し、それを一定の方式に従って整理した。

まず、ほぼ均一砂の移動床の水理を明確にするために、表-2.1 に示す 17 の文献の実験資料を水深 H 、流量 Q 、勾配 I 、水路幅 B 、粒径 d より、無次元掃流力 $\tau_* = HI/sd$ 、 H/d 、流速係数 $\phi = V_m/U_*$ を求め、データ表を作成した。ここで s は粒子の水中比重、 V_m

表-2・1 実験データのリスト

No.	研究者名	d_{50} 又は d_m	τ_*	H/d	参考文献
1	Guy, H. P. Simons, D. B. Richardson, E. V.	0.054 cm	0.03 ~ 4.5	330~485	62)
		0.047	0.12 ~ 1.6	200~719	
		0.033	0.06 ~ 3.2	440~480	
		0.032	0.04 ~ 6.0	480~704	
		0.093	0.02 ~ 1.1	108~337	
		0.045	0.03 ~ 1.8	180~575	
		0.027	0.04 ~ 6.5	435~1,117	
		0.019	0.04 ~ 6.0	480~1,700	
2	Gilbert, G. K.	0.0305	0.09 ~ 1.2	57~204	63)
		0.0506	0.3 ~ 1.3	70~187	
		0.0494	0.01 ~ 0.17	5~24	
		0.7010	0.05 ~ 0.21	7~22	
		0.317	0.07 ~ 0.19	7~27	
		0.494	0.08 ~ 0.32	9~34	
		0.171	0.08 ~ 0.45	13~100	
		0.0786	0.17 ~ 0.91	21~160	
		0.0506	0.22 ~ 1.3	30~330	
		0.0375	0.10 ~ 1.77	30~597	
3	U.S. Waterway Experimental Station	0.0586	0.025~0.139	29~167	64)
		0.0541	0.03 ~ 0.21	40~232	
		0.0523	0.03 ~ 0.23	43~360	
		0.0506	0.03 ~ 0.251	39~317	
		0.0483	0.03 ~ 0.286	38~350	
		0.0347	0.08 ~ 0.41	105~460	
		0.0304	0.03 ~ 0.41	48~390	
		0.0205	0.03 ~ 0.924	111~1,016	
		0.04077	0.05 ~ 0.082	14~38	
4	Sten, R. A.	0.04	0.28 ~ 3.26	228~762	65)
5	Williams, G. P.	0.135	0.045~0.71	18~166	66)
6	Nordin, C. F.	0.114	0.043~1.1	225~797	67)
7	吉川・福岡・馬場・河野	1	0.058~0.124	14~45	68)
		3	0.06 ~ 0.1	5~10	
		5	0.067~0.093	5~7	
8	木下良作	0.038	0.02 ~ 0.9	6~56	36)
		0.124	0.03 ~ 0.5	5~21	
		0.17	0.02 ~ 0.45	5~16	
		0.5	0.08 ~ 0.15	2~3	
		0.0765	0.08 ~ 0.34	8~12	
9	井口昌平	0.23	0.02 ~ 0.27	2.6~13	69)
		0.045	0.05 ~ 0.6	88~58	
		0.335	0.07 ~ 0.14	7~34	
		0.05	0.13 ~ 0.33	25~75	
10	池田 宏	0.055	0.063~0.21	5~23	70)
		0.033	0.17 ~ 0.42	16~41	
		0.029	0.02 ~ 0.34	4~89	

表-2・1 実験データのリスト (つづき)

No.	研究者名	d_{50} 又は d_m	τ_*	H/d	参考文献
11	佐藤・吉川・芦田	0.104 cm 0.221 0.262 0.376 0.458	0.03 ~0.25 0.03 ~0.32 0.03 ~0.231 0.03 ~0.16 0.03 ~0.093	186~306 48~179 74~193 48~125 42~92	23)
12	Willis, J. C. Coleman, N. L. Ellis, W. M.	0.01	0.80 ~3.2	1,000~3,700	71)
13	Laursen, E. M.	0.011 0.004	0.63 ~1.5 1.3 ~3.1	692~2,750 2,890~5,132	72)
14	安藝皎一	0.022	0.006~0.552	50~681	10)
15	田中祐一郎	0.091	0.16 ~1.5	50~89	73)
16	玉井・長尾・三国	0.15 0.076	0.038~0.156 0.022~0.223	3.5~18 2~33	74)
17	深見親雄	0.031	0.19 ~0.38	125~293	75)

は平均流速, U_* は摩擦速度である。また河床波形態, 水温の分かっているものは, それをデータ表に記入した。各実験の底質材料と水理量の範囲 (τ_* と H/d の範囲) は表-2・1 に示されている。

ほぼ均一砂を河床材料に持つ砂河川における実測資料の内, 米国地質調査所で行われた 12 の観測地点の資料については, 水深 H , 流量 Q , 勾配 I , 川幅 B , 粒径 d より実験室資料と同様, 無次元量 τ_* , H/d , ϕ の値を計算し, それをデータ表としてまとめた。また, 水温, 河床形態の分かるものは, それをデータ表に記入した。表-2・2 に河床材料の平均粒径と観測された水理量の範囲を示した。なお, 流速の測定はプライス流速計を用いて測定されている。表-2・2 の No. 25~37 の資料は, 日本の一級河川の流量観測所で行われた洪水時の流量観測資料の原表を観測した工事事務所より送付してもらい, これを基に水深, 流速, 勾配を求め, また流量観測所付近の河床材料の粒度分布図より d_m を求め, 無次元量 τ_* , H/d_m , ϕ を計算し, データ表にまとめた。なお, 流速は竹浮子等を用いた浮子法によって測定された資料がほとんどであるが, 利根川, 川俣地点の低水流量時の資料はプライス流速計によって測定されている。また, τ_* 評価のための勾配は水面勾配をそのまま用いた。砂河川ではフルード数が 0.3 程度以下であるので水面勾配を用いても τ_* の評価にそれほど誤差を生じない⁷⁵⁾。水面勾配は観測地点を挟む 2 点間の水位差から評価している。

砂利河川では河床材料の混合度が大きいので, 均一砂を持つ移動床の水理特性と異なると考えられる。そこで, 砂利河川の流量観測資料を砂河川の場合と同様な方法で収集, 整理し, 均一砂の場合との相違を調べた。整理した観測所と観測された水理量の範囲を表-2・3 に示した。なお, 砂利河川の場合河床勾配が急であり, 水面に波を生じたりするので, 流量観測所における見通し杭間 (通常 100 m であるが 200 m の場合もある) の水位差で求めた水面勾配は誤差が多く, この水面勾配を用いて τ_* を評価すると実態の τ_* を評価し得ないことが多い。勾配が急の場合には, 流量観測所付近の河床勾配を用いて τ_* を評価した方が精度が良い評価が行い得るので河床勾配をエネルギー勾配として流れの抵抗係数を評価した。

2) 3 章「河床に働く掃流力と河道のスケール」のための資料の収集整理手法

3 章においては, 平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係を実証的に検討する。このためには, 河床勾配, 河床材料の平均粒径, 平均年最大流量及び川幅, 河道の平均水深等の情報を必要とする。本節ではこれらの資料の収集・整理手法を示す。

河道のスケール・形状に関する資料は, 全国河川粗度係数資料集⁸⁵⁾ に示されている河床勾配縦断面図, 川幅縦断面図, 河床材料縦断面変化図を基にしたが, 必要な場合には, 各河川の工事事務所で発行している河川管内図, また, 河川に関する調査報告書を手に入れた。流

表-2・2 野外資料のリスト

No.	研究者名	河川名	地点名	$d(\text{cm})$	τ_*	H/d	参考文献
18	Culbertson, J. K. Dawdy, D. R.	Rio Grande, R.	Calisteo Angestura Casa Colorado Rio Puerco San Antonio	0.04 0.039 0.024 0.024 0.020	0.6~8.7 0.1~1.2 1.06~3.5 0.75~5.2 0.60~2.4	244~3,600 1,300~1,550 2,080~6,300 1,240~7,900 1,800~7,200	76)
19	Hubbell, D. W. Matejka, D. Q.	Middle Loup R.	Dunning	0.03 ~0.04	0.4~1.7	250~1,050	77)
20	Jordan, P. R.	Mississippi R.	St. Louis	0.019 ~0.078	0.5~2.4	8,800~56,000	78)
21	Colby, B. R.	Niobrara R.	Cody	0.028	0.6~4.0	1,000~4,000	79)
22	Beckman, E. W. Furness, L. W.	Elkohorn R.	Waterloo	0.025	0.52~2.0	1,600~8,300	80)
23	Nordin, C. F.	Rio Grande R.	Bernalillo	0.019 ~0.037	0.55~2.39	1,200~4,700	81)
24	Shastri, V. A. Sayer, W. W.	Missouri R.	Omaha	0.02	1.3~2.1	9,000~24,000	82)
25	山本 晃一	利根川	川俣 目吹橋 布川	0.042 0.035 0.035	0.3~2.3 1.2~2.0 1.2~2.3	1,100~2,700 5,000~27,000 14,000~23,000	83)
26	同上	渡良瀬川	早川田	0.06	1.5~4.0	3,000~11,000	〃
27	同上	小貝川	川又	0.055	0.8~1.9	5,000~11,000	〃
28	同上	鬼怒川	平方	0.060	1.5~4.0	5,000~14,000	〃
29	同上	北上川	登米橋	0.063	0.85~1.6	8,000~9,000	〃
30	同上	揖斐川	今尾橋	0.03 ~0.05	0.95~2.3	8,000~23,000	〃
31	同上	長良川	南濃	0.046~0.13	0.1~1.8	1,000~12,000	〃
32	同上	斐伊川	大津	0.09 ~0.28	0.05~2.0	50~1,600	〃
33	同上	信濃川	帝石橋	0.045	0.07~1.3	6,000~9,000	〃
34	同上	阿武隈川	岩沼	0.07	0.05~1.3	600~6,500	〃
35	同上	北上川	野田橋	0.10	0.1~0.42	390~1,280	〃
36	同上	矢作川	日名 岩津	0.2 0.2	0.06~1.7 0.5~1.5	300~1,800 1,000~2,000	〃
37	同上	淀川	枚方	0.16	0.3~1.0	1,800~4,300	〃
38	Mahoney, H. A. 他	East Fork R.	Boulder	0.05~0.2	0.1~0.7	250~750	84)

No. 25~37のほとんどは浮子による測定

量に関する資料は建設省河川局による流量年表を基にした。

具体的な河道のスケールの算出手法を以下に示す。

① 河床材料がほぼ同一である河道区間を選ぶ。

主に全国河川粗度係数資料集で示されている河床材

料縦断変化図より選定した。

② その区間の平均的な低水路幅 B を求める。

勾配が 1/300 以下の河川は低水路の形状が明確であり、低水路幅の評価に誤差の生じる恐れは少ないので、低水路幅の評価は、主に全国河川粗度係数資料集の川

表-2・3 砂利河川における流速係数観測リスト

No.	河川名	地点名	$d_m(\text{cm})$	τ_{*m}	H/d
39	渡川	具同	2.3	0.02~0.2	50~500
40	球磨川	前川橋	3.0	0.02~0.2	60~170
41	雄物川	椿川	0.65	0.05~0.4	600~2000
42	阿賀川	山科	0.25	0.06~0.14	100~400
43	仁淀川	1.2 km地点	2.5	0.15~0.26	45~257
44	菊池川	山鹿	1.5	0.05~0.3	66~460
45	豊川	石田	2.3	0.05~0.15	10~65
46	物部川	戸板橋	4.0	0.05~0.3	25~120
47	天竜川	宮ヶ瀬	8.0	0.05~0.12	5~40

幅変化図をそのまま用いて平均的低水路幅とした。勾配の大きい扇状地河川は低水路の不明確な場合があるので航空写真、河川横断面図等を見て定めた。扇状地河川においても植生等より低水路幅は十分に評価し得る。

③ その区間の河床材料の平均的な d_{60} を求め、平均粒径の代りとする。

④ その区間の河床勾配 I_b を求める（水面勾配を使ったものもある）。

⑤ 流量年表より、その区間に一番近い流量観測所の昭和40年（1965）から昭和49年（1974）の平均年最大流量を求める。

⑥ 高水敷高の明確なものは低水路の平均水深 H_B （高水敷高と低水路平均河床高の差）を求める。

主に全国粗度資料集に示されている高水敷高縦断面図と低水路平均河床高縦断面図を基にして算出した。

以上が河床材料の平均粒径、河床勾配、平均年最大流量、河道の低水路幅、水深の算出方法である。平均年最大流量時に河床に働く掃流力は、以上の資料を使用して以下の手法によって算出した。

① 3.2の「平均年最大流量時の低水路の流速係数」で検討した結果（図-3・1）を用いて、また粗度の観測資料がある場合には、それを基にして流速係数 ϕ を決める。

② 以上の水理資料より平均水深 H_m を次式より求める。

$$H_m = [Q / (\phi B \sqrt{g} \sqrt{I})]^{2/3}$$

ここで Q は平均年最大流量、 g は重力加速度、 B は低水路幅、 I は勾配である。無次元掃流力 $\tau_{*m} = H_m \cdot I_b / (s \cdot d_m)$ 、 $U_*^2 = g \cdot H_m \cdot I_b$ 、 B/H 、 H_m/d_m を計算する。なお H_m が H_B より大幅に大きい場合の取扱いについては、3.3の2)で述べる。

表-2・4には、検討の対象とした低水路区間と、上述の手法によって求められた各種河道特性量が示されている。この資料には北海道から九州までの河川資料が含まれている。なお、表-2・4には低水路満杯流量が明確である河川では、低水路満杯時の各種河道特性量が示されている資料も含まれている。流量の所にBと記されている資料がこれに相当する。Aと記されている資料は平均年最大流量時の各種特性量が示されている。

この他に洪水時に河道に働く掃流力と粒径の関係をより詳細に知るため、さらに、縦断方向にこの関係がどのように変化するかを知るために、平均年最大流量、あるいは低水路満杯流量時の低水路の水深 H_m 、低水路幅 B 、平均粒径 d_m 、 B/H_m 、 H/d_m 、 τ_{*m} の値を利根川中流部（河口より120~180 km）、利根川下流部（河口より0~100 km）、関川（河口より0~9.5 km）、斐伊川（0~21 km）、手取川（河口より0~17 km）、黒部川（河口より0~13 km）、常願寺川（河口より0~20 km）、安倍川（河口より0~23 km）、大井川（河口より0~24 km）、阿武隈川（河口より30~50 km）、鶴見川（河口より2~15 km）、荒川（河口より26~88 km）について、工事事務所で測定した河床の縦横断面図を使用して不等流計算を行い、その結果を用いて求めた。次に、これらの値の縦断方向の変化図を作成した。なお、荒川の場合は不等流計算結果を用いず、ほぼ低水路満杯時の各種水理量を求め縦断面図を作成した。

2.3 河道特性を規定する基本要素とその特性

本論では、対象とする河道特性を規定する基本要素として何を選んだのか、また、その特性について述べる。

ところで、基本要素とは対象とする系に大きな影響を生じせしめる系の外にある主要な変数と考えられるが、系の空間スケールの大きさによって考えるべき適切な変数は異なる。このことは、河道特性として何を考えるかによって、それに影響を与える基本要素が異なってくることを示している。今河道特性として河川の勾配を取れば、これを規定する基本要素として上流域の地質・地形・地殻変動・気候変化を取り、これに従属する植生・海水基準面高の変動、生産土砂の量とその粒度分布形・流量を媒介として表現されなければならないが、洪水時の平均流速を取れば、これを規定する基本要素として、河床勾配・河床材料・水深を取るものが工学的には妥当であろう。

種々の河道特性を規定する基本要素は、それゆえ対

表-2・4 日本の一般河川の河道形状と平均年最大流量あるいは低水路満杯流量時の水理量

No	河川名	河口からの距離(km)	Q (mm ³ /s)	I _b	B (m)	d ₆₀ (cm)	R (m)	B/R	τ _*	R/d ₆₀	評価 φ	U ₂ ² (cm ² /s ²)	砂州形態	低水路満杯 流量(m ³ /s)	平均年最大 流量(m ³ /s)	その他
1	天塩川	10~25	A 1,654	1/3,900	155	0.11	8.23	18.8	1.16	7,500	9 D	206	AI	1,560	1,654	
2	湧別川	2~4	A 364	1/750	150	2.20	1.32	113	0.048	60	14 f	152	AI	390	366	
3	天塩川	72	A 1,666	1/1,260	120	2.50	4.43	23	0.085	177	47 f	335	AI	1,893	1,666	
4	天塩川	165	A 698	*1/600	110	2.00	2.20	50.0	0.11	110	15 f	362	AI	1,043	698	・水面勾配
5	十勝川	4~7	A 1,249	1/5,500	202	0.06	6.41	31.2	1.17	10,600	9 D	113	AI		1,249	ほぼ低水路満杯
6	十勝川	21	B 1,260	1/5,500	210	0.6	5.50	38.2	0.101	916	12 D	98	AI	1,260	1,765	
7	十勝川	38	B 1,320	1/1,250	150	1.5	4.10	38.6	0.13	273	12 D	321	AI	1,320		
8	石狩川	20~30	A 4,300	*1/5,000	200	0.15	4.10	14.0	1.14	9,400	9 D	231	AI		4,600	・満水時勾配
9	石狩川	146	A 1,500	1/830	130	4.50	3.65	35	0.059	81	15 f	439	AI	861	1,500	
10	岩木川	1~4	A 755		100	0.14			0.340			78			755	
11	米代川	8~15	A 2,710	1/3,000	300	0.50	*5.58	53.8	0.23	1,116	12 D	182	AI		2,710	・高水敷に50cm位乗る
12	雄物川	10~15	A 1,950	1/3,200	270	1.00	3.59	75	0.068	359	18 f	110	AI		1,950	
13	雄物川	60~70	A 2,000	1/1,700	175	1.4	4.45	39	0.11	318	16 D	256	AI	1,750	1,950	
14	最上川	1~5	A 3,460	1/2,800	400	0.07	5.97	67	1.85	8540	10 D	209	AI		3,460	
15	赤川	0~12	A 980	1/2,300	150	0.15	4.97	30	0.87	3,330	9 D	211	AI		980	
16	馬淵川	2~5	A 440	1/1,000	130	0.35	2.27	57.3	0.39	649	10 D	222	AI		440	
17	北上川	33	B 2,390	1/5,800	330	0.07	7.26	45	1.09	10,300	9 D	122	AI	2,390	2,277	
18	阿武隈川	1~6	A 2,050	1/3,250	500	0.05	3.36	148.8	1.24	6,720	12 D	122	Br		2,050	
19	那珂川	5~10	B 1,110	1/7,800	200	0.06	7.50	26.67	0.97	12,500	9 D	113	AI	1,110	1,235	
20	利根川	60~80	*A 3,000	**1/6,000	250	0.03	5.19	48.2	1.75	17,300	25 f	85	AI		2,907	・回帰年1.8年 ・洪水時勾配
21	利根川	104	B 1,930	1/5,500	220	0.035	4.10	53.7	1.29	1,1700	24 f	73	AI	1,930	1,937	
22	利根川	150	B 3,030(f)	1/2,440	450	0.042	2.70	166.7	1.60	6,400	9 D	108	Br→AI	3,030 f 1,136 D	3,337	
23	渡良瀬川	22	B 580	1/2,000	145	0.06	3.20	45.3	1.61	5,333	10 D	156	Br→AI	580	723	
24	江戸川	30~45	A 886 f	1/3,600	85	0.045	4.00	21.2	1.48	8,888	25 f	108	AI	880 f	886	
25	富士川	1~4	A 3,095	1/240	500	7.1	1.85	269	0.068	34	12 f	759	Br		3,095	
26	荒川	4~8	A 1,830	1/400	200	4.00	2.59	77.2	0.098	64	14 f	634	AI		1,830	
27	阿賀野川	5~10	A 3,718	1/4,000	670	0.06	5.00	135	1.25	8,270	10 D	120	AI		3,718	ほぼ低水路満杯
28	阿賀野川	30~35	B 3,418	1/757	210	3.00	4.50	46.7	0.11	225	15 f	582	AI	3,418	3,807	
29	黒部川	1~2	A 1,710	1/200	430	6.00	1.31	267	0.066	22	12 f	645	Br		1,710	
30	黒部川	5~13	A 1,710	1/100	480	15.0	1.26	381	0.051	8.5	8 f	1,240	Br		1,710	
31	常願寺川	1~6	A 630	1/500	300	0.21	1.31	299	0.75	623	10 D	256			630	
32	常願寺川	10~15	A 630	1/67	340	4.00	0.57	588	0.112	14	11 f	732	Br		630	
33	小矢部川	6~10	A 553	1/1,600	170	1.70	1.89	189	0.042	110	16 f	115	AI		553	
34	関川	7~10	A 515	1/2,300	75	2.50	3.50	21	0.046	175	16 f	149	Br	389	515	
35	手取川	5~10	A 1,854	1/162	350	9.0	1.66	211	0.069	18	10 f	1,008			1,854	
36	阿賀川	130~135	A 1,269	1/1,500	170	2.5	3.23	53	0.051	128	16 f	210	AI		1,269	
37	狩野川	0~4	A 770	1/2,660	100	0.2	5.48	18	0.62	2,700	10 D	177	AI		770	

表-2・4 日本の一級河川の河道形状と平均年最大流量あるいは低水路満杯流量時の水理量（つづき）

No	河川名	河口からの距離(km)	Q (m^3/s)	I_b	B (m)	d_{60} (cm)	R (m)	B/R	τ_*	R/d_{60}	評価 ϕ	U^2 (cm^2/s^2)	砂州形態	低水路満杯 流量(m^3/s)	平均年最大 流量(m^3/s)	そ の 他
38	安倍川	0~3	A 1,675	1/311	600	3.0	1.12	536	0.073	37	13 f	354	Br		1,675	
39	大井川	0~3	A 1,879	1/288	900	2.5	0.91	989	0.077	36	13 f	310	Br		1,879	
40	菊川	1~3	A 155	1/1,620	65	0.07	1.85	32	1.09	3,020	10 D	127	AI		155	ほぼ低水路満杯流量
41	天竜川	2~7	A 602	1/1,040	800	1.80	2.65	302	0.086	146	16 f	250	Br		6,021	
42	矢作川	5~10	A 2,946	1/1,500	250	0.20	4.72	53.0	0.95	2,360	12 D	308	AI or Br		2,496	
43	木曽川	25~35	A 6,605	1/3,500	250	0.05							AI		6,605	
44	木曽川	51~55	A 7,347	1/540	300	7.6	5.19	57.8	0.077	68	15 f	941			7,347	
45	鈴鹿川	6~10	A 718	1/480	180	0.70	1.75	103	0.32	250	12 D	358		600	798	
46	揖斐川	25~30	A 2,060	1/6,000	175	0.035					25 f		AI		2,060	
47	木曽川	10~20	A 6,600	1/3,760	650	0.035	3.95	165	1.85	11,290	25 f	104	Br→AI			
48	九頭竜川	10~11	B 1,825	1/3,100	348	0.07	4.20	82.9	1.17	6000	12 D	132	AI	2,190	2,670	
49	由良川	33~34	A 1,932	*1/1,000	168	2.50	3.90	43.1	0.091	150	16 f	367	AI		1,932	* 水面勾配
50	淀川	26	A 3,683	1/3,500		0.17					10 D			690	3,683	
51	天神川	1~4	A 630	1/890	260	0.28	1.75	147	0.43	625	10 D	187	Br		630	
52	日野川	2~5	A 630	1/280	300	3.50	1.23	290	0.077	35	12 f	430				
53	斐伊川	10~15	900	1/800	280	0.21	2.03	138	0.73	966	10 D	248	Br			
54	高津川	4~7	A 1,300	1/540	120	6.00	3.20	38	0.06	53	14 f	581			1,300	
55	佐波川	6~7	A 755	1/500	150	2.50	1.78	84	0.084	71	15 f	348	Br or AI	617	755	
56	芦田川	3~6	A 862	1/1,360	280	0.14	2.53	110	0.80	1,680	9 D	182	AI		862	
57	太田川	14.6	B 2,430	1/580	190	4.00	3.50	54.3	0.090	87	15 f	591	AI	2,430	2,073	
58	芦田川	9.5	B 585	1/1,330	180	0.15	2.6	69	0.78	1,730	9 D	205	AI	585	862	
59	吉井川	1~4	A 1,770	1/3,030	470	0.03	2.03	121	1.35	6,780	23 f	66	Br		1,770	
60	吉井川	24	A 2,980	1/1,330	300	3.50	4.10	73.2	0.053	117	15 f	302	AI		2,980	ショートカット地点
61	吉井川	75	A 740	1/400	90	6.50	2.51	36	0.053	35	13 f	517	AI		740	
62	吉野川	25~30	A 7,794	1/900	650	2.50	3.73	174	0.1	149	16 f	406		7,000	7,794	
63	吉野川	54	A 6,663	1/900	300	4.00	5.63	530	0.095	141	16 f	613	AI		6,663	
64	那賀川	5~10	A 3,370	1/700	300	3.00	3.42	87.7	0.099	114	15 f	479	AI		3,370	
65	物部川	2~10	A 1,544	1/255	250	3.00	0.60	414	0.048	20	11 f	234	Br		1,544	
66	渡川	5~10	A 4,735	1/1,470	280	3.00	5.76	48.6	0.079	192	15 f	383	AI		4,735	
67	重信川	2~7	A 627	1/345	175	3.00	1.39	126	0.099	46	13 f	391	Br→AI		627	
68	遠賀川	20~30	A 872	1/1,750	63	0.28	*6.55	9.62	*0.081		11 D	366			872	* 3m位高水数に乗る (水制による絞り)
69	筑後川	55~60	A 1,900	1/600	160	10.00	3.70	43	0.038	40	13 f	615	AI		1,900	
70	菊池川	5~10	A 1,178	*1/2,100	170	0.25	**4.63	136	0.53	1,850	10D	216	AI		1,178	* 洪水こん跡 ** 高水数に1m位乗る
71	大淀川	5~8	A 2,800	1/4,000	300	0.2	7.00	62	0.53	3,500	10D	171	AI			
72	球磨川		A 2,182	1/550	210	3.0	2.99	70.2	0.11	100	15 f	533	AI		2,182	
73	肝属川	2~4	A 690	1/3,000	100	0.08	5.20	19	1.23	6,500	10D	169	AI	610	690	

〔記号〕 A：平均年最大流量，B：低水路満杯流量，D：砂礫河床，f：平坦河床，AI：交互砂州，Br：多列砂州

象とする河道特性、また、それを調査する目的に応じて変わらざるを得ないが、本論においては、平均年最大流量、河床材料の平均粒径、河床勾配の三量を、種々の河道特性を規定する基本要素と仮定して検討を行い、次章以下で、1.2で述べたような種々の河道を規定する基本要素として適切であることを論ずる。

以下にこの三要素の特性について述べる。

1) 河床材料

河床材料の粒度特性は、まず、第一に、生産土砂の量とその粒度構成に影響される。量については、地形学者による山地解体速度の把握、ダム管理者や河川管理者によるダム堆積土砂量の予測、砂防工法の評価、骨材資源の量的把握という目的のため調査され、日本における土砂生産量の把握は、ある程度可能となって

きたが、その質（粒度構成）については、ほとんど明らかにされていない。小出⁸⁶⁾による岩質の違いによる物理的風化作用の相違に関する記述（表-2・5）、カロール（Carroll, D.）⁸⁷⁾、ペティジョン（Pettijohn, F. J.）⁸⁸⁾、ストラーホフ（Стрaхов, H. M.）⁸⁹⁾等の地質学者による岩石風化物の粒度分布特性に関する記述等があるのみである。

山地で生産される土砂の粒径は、山地の地質・岩質の違いと風化過程や風化作用の違いによって大きさが異なり、特定の粒径の所に粒度分布のピークを持っている。一般には化学的風化過程において生じる粘土、細かい岩片や岩石を構成する鉱物からなるシルト・砂、基岩の砕破物からなる岩塊や礫等、4つ、あるいはそれ以上のピークを持っている。このような生産土砂は、

表-2・5 地質による岩石の物理的風化作用の相違

地 質			物理的風化過程						備 考
			基岩	岩塊	礫	砂利	砂	粘土	
火 成 岩 類	深成岩	花崗岩 (閃緑岩) (斑瀞岩)	○	○					斑瀞岩は砂になりにくい。
	半深成岩	石英斑岩 (玢岩)	○	○	○	○			基岩の節理の状態により異なる。
	火山岩	安山岩 玄武岩	○	○					礫程度にはなるが砂利以下にはなりにくい。
水 成 岩 類	古生層	頁岩 板岩 砂岩	○	○	○	○	○		平板状か厚めの基石状に壊れる傾向があり、大きな岩片になりにくい。
	中生層	頁岩 (白亜紀)	○	○	○	○			三疊紀の頁岩は古生層の頁岩に類似、時代が新しいほど砂になりやすい。
	中生層	砂岩 (白亜紀)	○	○	○	○			砂利の期間は短い、若い砂岩ほどその傾向が強い。
	第三紀層	頁岩	○	○	○	○			古第三紀の岩石は短期間、砂利程度の大きさになる。
	第三紀層	砂岩	○	○	○	○			
		縞状構造の荒い珪岩	○	○	○				珪岩はチャートとも呼ばれ、主として古生層に分布する。古生層のなかでは粗大な風化産物を作りやすい。
		縞状構造の細かい珪砂	○	○	○	○			
		石灰岩	○	○					
		緑色岩と緑色凝灰岩	○	○					

小出 博：日本の国土(上) 東京出版会 1973. 8 pp. 59～64 より虫明功臣作成による。

凡 例 岩 塊：人身大～以上 砂 利：玉砂利～拳 大
礫：人頭大～半身大 (砂：粟粒大～基石大)

山間部を流下するにつれて、摩耗や分割され、一部は河岸、溪床に堆積しながら運搬され、沖積低地に入ると流水によってふるい分けられ、その流水の力（掃流力）に見合った粒度分布特性を持つことになる。なお、沖積低地の河川区間でも岩石の摩耗作用や分割作用はあるが、それが粒径減少に対する役割は、粒度分布の縦断方向の変化の実態から小さいものと判断される。なお、中山⁹⁰⁾は礫の円形度の縦断方向の変化を調べ、摩耗作用の役割は小さいとしている。

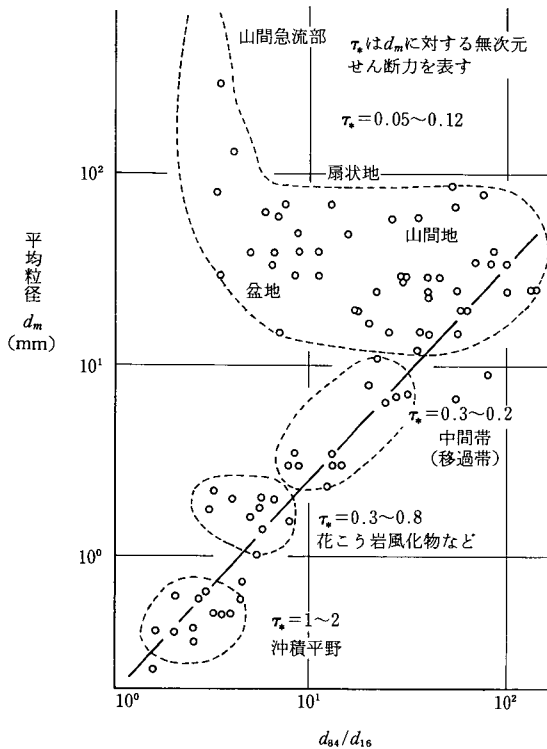


図-2.1 全国一級河川の平均粒径 d_m と d_{84}/d_{16} の関係

図-2.1と図-2.2は、河床材料の粒度分布がどのような特性を持っているかを調べるために、日本の一級河川の73地点（ほぼ全国の河川をカバーしている）の粒度分布形を調べた結果である。図-2.1は縦軸に平均粒径を横軸に d_{84}/d_{16} を取り、河床材料の混合度（分級度）と平均粒径の関係を見たものである（なお、 d_{84} は、84%ふるい通過粒径、 d_{16} は16%ふるい通過粒径である）。図-2.2は縦軸に平均粒径 d_m を横軸に河床勾配を取り、どのような勾配の所に、どのような河床材料が存在するか見たものである。また、図-2.3には河床材料の分布形がどのような形となっているかを見るために典型的な粒度分布形を示した。また、図-2.1及び図-2.2には、ある粒径の河床材料が存在する場所と地形との対応も示した。

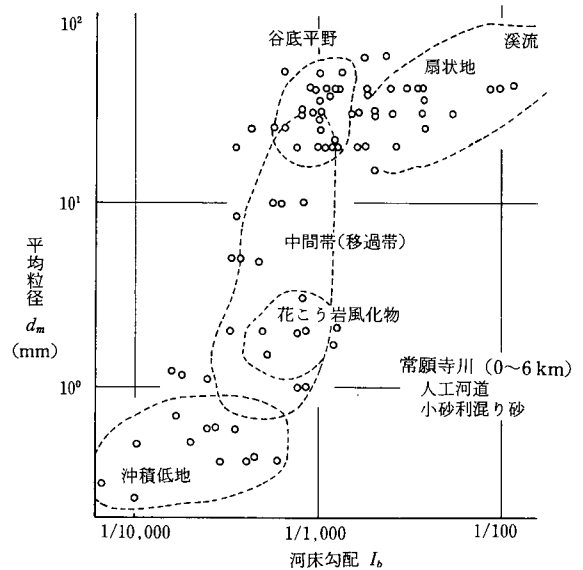


図-2.2 日本の一級河川における河床勾配 I_b と粒径の関係

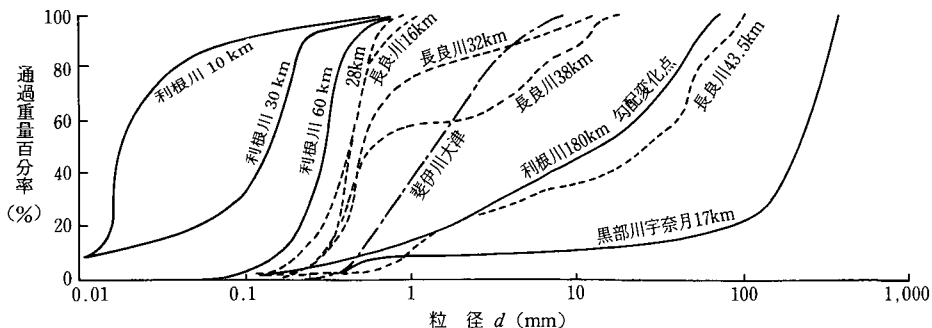


図-2.3 典型的な河床材料粒度分布

図-2・1に示す平均粒径 d_m と d_{84}/d_{16} の関係及び地形との関係より、河床材料を d_m が 10 cm 以上の玉石が大部分を占める場合、1~10 cm の礫が大部分を占める場合、及び砂分が大部分を占める 1 cm 以下の場合に分けて、河床材料の特性について述べる。

河床材料の平均粒径が 10 cm 以上の所では、そこに働く掃流力が大きく、小粒径（砂分）のものは下流側に輸送され、河床材料の大部分は礫質となり均一性が良く、砂分は有ったとしても 10% 以下となる。ただし、大雨によって山地崩壊が多数発生する場合は砂分の生産量が急増し、洪水後、河床に砂分が増加し、それが 10% 以上になることもある（例：常願寺川、昭和 44 年洪水後）。

平均粒径 1~10 cm の河床材料は顕著な二峰性の粒度分布を持ち、砂利成分 70~80%、砂成分（0.5 mm 前後が多い）20~30% を持ち、 d_{84}/d_{16} が非常に大きい場合が多い。平均粒径 0.4~1 cm の河床材料を持つ所は、扇状地、山間部から沖積低地に変化する地点で、このような所では河床堆積物は、砂層と砂利層の互層となり易く、流量の変化に応じて河床材料が大きく変わり易い。これより粒径が小さい所は、砂利分（1 cm 以上）が上流で抜け落ちた後の河床堆積物であり、河床材料は均一性を増してくる。均一性が一番良いのは、河床材料が 0.3~0.4 mm 位の所であるが、これより細かい所（平均粒径 0.02~0.2 mm）では河床材料は再び図-2・3に示すように細砂 0.1~0.2 mm とシルト、あるいは粘土の二つの粒径集団を持つようになる。

河床材料とその分布特性を地形との関連性で述べれば、一般に、次のごとくである。河床材料の平均粒径が 20 cm 以上であるような、急流の山間部の谷を流れるような河川及び急勾配の扇状地で河床低下している所では、粒径 30 cm 程度の玉石と粒径 0.05 cm 程度の砂分の 2 つの粒径集団を持つ黒部川宇奈月（河口より 17 km）での河床材料分布に示されるように小粒径成分は少なく、大礫分の均一性が良い。通常の扇状地河川では、長良川 43.5 km、利根川 180 km 地点のような粒度分布を持ち、扇状地から緩勾配の中間地（自然堤防帯）との勾配変化点直下流では、長良川 38 km 地点のように砂分が多くなり、砂利分が急減する。通常砂利分が抜け落ちた後の河床材料の縦断方向の変化は小さいが、河口近くの人工水路（川幅が上流より広がっており、また水深も深い場合）の所では、河床材料が砂分からシルトに急変する場合もある。また、利根川 40 km より下流のように、砂分内での分級があり、40 km~50 km より上流の $d_m=0.03\sim0.04$ cm の砂から

0.015~0.02 cm に変化する場合もある。なお、利根川の場合は、40 km より下流は汽水湖的性格が強い所である。

以上のことは、河床材料は、山間部で生産された土砂が、河川を流下するにつれて、洪水時に働く力（掃流力）に応じて分級・堆積したものであることを示唆する。

2) 河床勾配

本論では、河床勾配を河道を規定する基本要素としているが、本来、沖積河川の河床勾配というものは、少し広い系から見れば、山地の解体によって生じる生産土砂の質と量、それを運搬する流量、侵食基準面高の変化、地殻変動の従属変数と考えられる。それゆえ、それらが河床勾配に及ぼす影響について触れる。

i) 生産土砂の質と量

生産土砂の質と量は、地形学的時間スケールで見れば、地殻変動、気候変動によって変化するものと考えられるが、本論で対象とするような 5~100 年の時間スケールでは、気候変動は無視し得る。ただし、本論で対象としている時間スケールにおいても流出土砂量は毎年毎年同じように出てくるものではなく、大出水や地震、火山の爆発等による流出土砂量の急増が生じることがある。このような流出土砂量の急変は、山間部の谷底を流れる河川や、小扇状地河川では、河床勾配を大きく変える場合があるが、1 級河川の大臣管理区間では、上流部に土砂の堆積空間があるのが普通であり、勾配を急変させることはあまり無いように思える。ただし、河床低下傾向だった砂利河川では、河床材料がアーマー化されていたものが、上流から土砂流入によって河床材料が小さくなり、流送土砂量の増加、砂州形成の活発化等の河道特性変化を生じることがある。

砂を河床材料に持つ河道区間や、デルタ地帯の河川では、上流部の土砂生産量の急変が、河床勾配を大きく変えるということは、その堆積空間の大きさから勾配急変点近くを除けば、それほど大きなものとは思われない。江戸時代の浅間山の爆発によって利根川中流部の河床が上昇したという報告⁹¹⁾があるが、これも河床勾配そのものを変えるようなものではなかった。本論で対象としている時間スケールでは、蛇行帯の河床勾配の変化は、河床の上昇及び下降という河床高の変動によるものは小さく、大出水による流路変更や人間による蛇行河川の人工的直線化によって生じるものの方が大きい。

一般には、土砂生産源と対象としている河道が離れているほど、堆積空間（沖積低地の面積）が大きいは

ど、つまり河川規模が大きいほど生産土砂量の偶発的な変動を調節し、河床勾配の変化速度は小さい。

ii) 流量

河川の流量は、100年から1,000年の時間オーダーで見れば毎年毎年の周期的な波動性と数十年に1回起るような大出水という偶発的なものを含んでいる。この偶発的な大出水によって、一級河川が流下しているような大河川の沖積低地（氾濫原）の勾配が変わることは無いと考えられるが、河床勾配は流路位置の変更によって変わる場合がある。例えば自然堤防帯を流下している河川が天井川化し、大出水時に今までと異なった場所に新たな流路を形成するような場合である。しかし、このような変化は数百年から数千年の時間スケールの現象と考えられ、本論の対象とする時間スケールでは直接的な考察の対象外の現象である。

iii) 侵食基準面高の変化

侵食基準面高（海水基準面高）の変化は、河川の勾配を支配する重要な要因である。特に砂を河床材料に持つ河川（盆地部の砂河川を除く）では、縄文最海進時（5,000～6,000年前）の海水面は現在より4～6m高く、海水面下に在った所が多い。この縄文海進後の海水面の波動的低下は、沖積低地の微地形形成に大きな作用を及ぼしている。

この海退の影響が河床勾配にどのような影響と変化を及ぼしたかは明確では無いが、元々の海面下の勾配が緩やかな所では海退の速度（海岸線位置の移動速度）が、扇状地扇端位置の前進速度より速く、扇端より下流ではその氾濫原勾配に対応する物質（砂・シルト）を堆積し、河道を作っていったものと考えられる。このことは、扇状地、中間地、デルタを含むような大スケールの縦断形の変化を考察する場合には、上流からの供給土砂量と質、流量のみによって沖積面が形成されていくと考えることは危険であることを示し、侵食基準面高の変化、あるいは後で述べる地殻変動の方が、河川によって運ばれた土砂によって1つの堆積空間を1つの堆積面（例えば、砂利を河床材料に持つ扇状地面）で埋め尽す速度より速く、新たな二次的な堆積面（例えば自然堤防地帯やデルタ地帯）を形成する要因となることを示している。

iv) 地殻変動

沖積層を流下する河川では、地殻変動そのものが河床勾配を決定する大きな要素ではないが、なぜそのような沖積堆積面ができたのか、盆地を流下する河川における、河道セグメント（ほぼ同一勾配を持った河道の区間）⁵⁷⁾の形成要因を考える場合、重要な要素とな

る。なお、セグメントの概要については4.2で詳述する。

以上のように、河床勾配を決める支配要因、セグメントの形成要因を考える場合には、前述のような要因を考えなければならないが1.3で述べたような河道特性を分析・検討する場合には、河道のセグメントごとに、その特性が変わることもあって、勾配を1つの基本要素とした方が、直接的であり実用的である。

3) 流量

河川の流量は絶えず変動している。このような変動している流量の内、どの流量が河道特性を分析・検討するのに最も適切な流量であるかについて考察する。

検討の対象としている河道特性によって、それに最も影響を与えている流量は異なるはずである。例えば、自然堤防を形成する流量や高水敷の堆積物の質を規定する流量は、低水路満杯流量より大きい。砂河川で通常見られるうろこ状砂州の形成流量は、それより小さい場合がほとんどである。しかし、本論の目的が、河道特性を生み出す基本的な法則性を把握することにあることを考えると、個々の河道特性をそれに最も影響を与える流量で記述することはあまり得策ではない。種々の河道特性を統一的に記述し得る最も都合の良い代表流量を定めた方が実用的である。

河道特性を分析・把握するのに適したものとして選んだ代表流量は、平均年最大流量である。平均年最大流量は、回帰年（recurrence period）が2～3年程度であり、計画高水流量と平均年最大流量との関係は図-2.4に示すように計画高水流量（100年確率洪水に相当しているものが多い）の2～4分の1程度である。

この流量を選んだ理由は、この流量が図-2.5に示すように（資料は表-2.4を用いた）、ほぼ低水路満杯流量に近いこと、また、資料が得やすいためであり、さらに、低水路満杯流量は、次のような理由により河道のスケールや平面形状を規定する流量としても適切なものと考えられるからである。

i) 土木研究所で行われた河川模型実験の結果によると、ほぼ平均年最大流量に相当する流量を長時間通水すると、ほぼ実河川で生じるような砂州形状や平面形状が生じている。また、砂利河川の砂州、砂河川の洪水時の砂州形態及び河道の平面形状をこの流量で整理すると、実験室で生じる現象と整合している。⁹²⁾このことは実河川の河道の平面形状が低水路満杯流量位の流量で規定されていることを示唆する。

ii) アッカーズ（Ackers, P.）⁹³⁾は、蛇行波長と変動する流量との関係を、多くの実河川資料及び流量を変

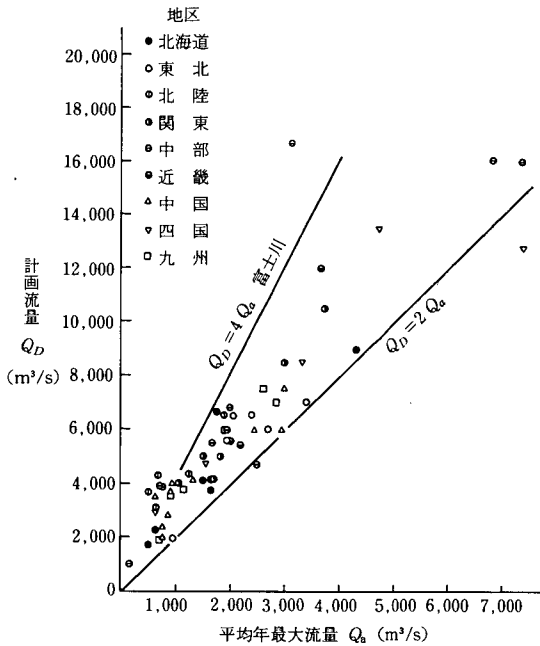


図-2-4 平均年最大流量と計画流量の関係

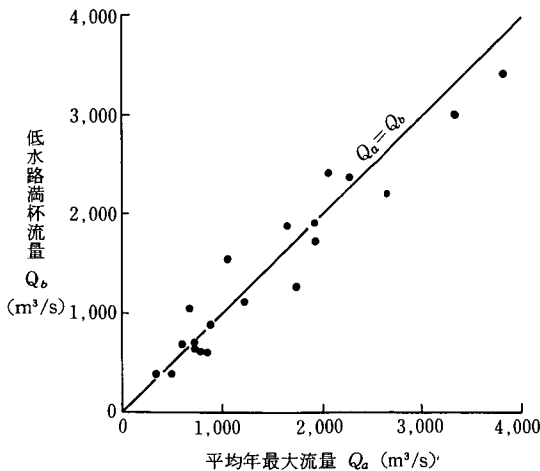


図-2-5 平均年最大流量と低水路満杯流量との関係

動させた実験室で生じた蛇行形態に関する実験データを分析し、蛇行波長を支配する流量は、水路満杯流量あるいは、それより多少小さい流量としている。また、ネイル (Neil, C. R.)⁹⁴⁾ は、カナダの砂河川の川幅を水路満杯流量で整理し、ブライ (Bray, D. I.)⁹⁵⁾ は、砂河川の川幅を2年確率流量で整理し、良い相関を得ている。このように、水路満杯流量及びそれに近い流量によって川幅を整理すると良い相関を得るということは、この流量が河道の平面形状を規定する流量であること

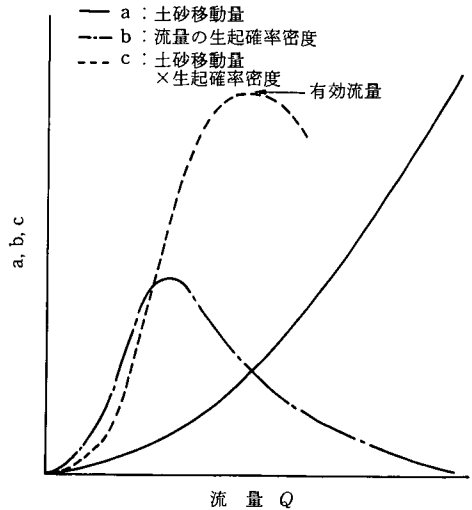


図-2-6 有効流量の概念図

を示唆している。

iii) ウルマンとミラー (Wolman, M. G. & Miller, J. P.)⁹⁶⁾ は、河川の土砂移動量の最大生起確率密度が生じる流量を有効流量 (effective discharge) と定義し、実河川の流量と流砂量の変動を統計的手法を用いて検討し、この流量は1～3年に1回生じる流量に相当することを示した。ただし、土砂移動量としては浮遊砂を用いている。なお、図-2-6は、有効流量の概念を示したものである。図中においてaの曲線は流量 Q 時の土砂移動量 Q_s を示すものであり、bの曲線は流量 Q の年間の頻度分布曲線である。cの曲線は流量 Q 時のaとbの値を乗じたものであり、最大値に相当する Q の値が土砂移動量の最大生起確率密度が生じる流量である。河村⁹⁷⁾ は、長良川で同様な計算を行い、1.43年洪水がこれに対応しているとしている。また、アンドリュー (Andrews, E. D.)⁹⁸⁾ は米国コロラド・ワイオミング州を流れるヤンパ川 (Yampa R.) で流砂量として浮遊砂と掃流砂を含む全流砂量を用いて有効流量を求め、これが、水路満杯流量とほぼ一致するとしている。

有効流量が河道形成支配流量であるということではできないが、低水路満杯流量で河道特性を表す、一つの理由となろう。

iv) 豊水流量や平均流量では、砂州が水面上に出てしまう河川が多く、河床材料をほとんど動かし得ず、この流量は河道形成流量として意味をなさない。

以上の検討より、平均年最大流量は河道のスケールや平面形状を規定する適切な流量と判断され、種々の河道特性を統一的に記述するのに都合の良い流量と推

察される。なお、平均年最大流量で分析・検討するには無理な場合がある河道特性については、適宜平均年最大流量との関係を説明することにする。

2.4 流れの抵抗の評価法

2.4.1 本節の課題

種々の河道特性を水理学的視点から検討するためには、洪水時の各種水理量を求めなければならない。このためには洪水時の流れの抵抗が的確に評価される必要がある。ところで移動床を持つ流れにおいては、流水の運動、土砂粒子の運動は河床面に生じる河床波に大きく影響され、逆に河床波は流水と土砂の運動によって形成され、河床波、流水の運動、土砂の運動は相互に作用を及ぼし合う。本節においては、ほぼ均一砂を持つ移動床での流れの抵抗と小規模河床波の関係を明確化し、実河川の洪水時の流れの抵抗を評価し得るようにし、河道特性研究の準備とする。

2.4.2 移動床流れを規定する物理量とその無次元化

移動床流れの場の状態量である河床波、流れの抵抗係数、流砂量を規定する物理量は、直線水路、長方形断面で側壁によって流れが拘束されている水路で底質材料がほぼ均一粒径で極端に偏平でなく、また、流れの状態が定常流れであれば、次のような物理量によって規定されると考えられる。

水路の特性	水路幅 B , 勾配 I
流れの特性	水深 H
流体の特性	水の密度 ρ_w , 水の動粘性係数 ν
底質の特性	粒径 d , 密度 ρ_s
場の特性	重力加速度 g

従って移動床流れの状態量 λ は

$$\lambda = f(B, I, H, \rho_w, \nu, d, \rho_s, g) \dots \dots \dots (2.1)$$

となる。基本量として ρ_w, g, d を取り、 $U_* = \sqrt{gHI}$ の関係を使うと流れの場の状態量 λ の無次元量 $\pi\lambda$ は、次元解析の手法より

$$\pi\lambda = f(\sqrt{gd} \cdot d/\nu, U_*^2/sgd, H/d, B/d, s) \dots \dots \dots (2.2)$$

となる。ここで $s = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ である。

各項の無次元量を乗じたり、あるいは除したりすることによって上式は良く知られた無次元量の形に表現することができる。例えば、 λ として流速係数 ϕ (平均流速 V_m を U_* で除した値) あるいは単位幅流砂量 q_s を取ると

$$\phi \text{ or } q_s/U_* d = f(R_{e*}, \tau_*, H/d, B/d, s) \dots \dots \dots (2.3)$$

となる。ここで $R_{e*} = U_* d/\nu$ (粒子レイノルズ数), $\tau_* = U_*^2/sgd$ (無次元掃流力) である。

もし、底質材料として通常の河川で見られる砂や砂利 (人工的に砕かれたものでない砂、及び極端に偏平でない砂) を底質材料とし、水路の側壁が滑面であり、水路幅水深比 B/H が 5 以上、かつ、中規模河床波が生じるほど大きくなければ式 (2.3) における $s, B/H$ を除くことができる。なぜならば、 s はほぼ一定 (1.6~1.7) であり、また、側壁の影響もウィリアムズ (Williams, G. P.)⁹⁹⁾ の水路側壁が流砂量に及ぼす影響に関する実験的研究より、 B/H が 5 以上であれば、側壁の影響はほとんど考慮しなくて良いことが分かっているからである。

この場合、多くの研究者が一般に認めているように式 (2.3) は次のようになる。

$$\phi \text{ or } q_s/U_* d = f(R_{e*}, \tau_*, H/d) \dots \dots \dots (2.4)$$

ただし、河床の三次元的形態 (中規模河床波等) 及び、それが流砂量、流れの抵抗に及ぼす影響を知るためには、 B/H を除くことができない。

なお、式 (2.4) の三量のうち、一般に認められているように、 $q_s/U_* d$ 及び ϕ に影響を与える効果としては $\tau_*, H/d$ が第一義的であり、 R_{e*} はそれを多少変形する第二義的な量であるという基本的な立場を本論では取ることにする。

2.4.3 河床波の分類とその特徴

移動床水路では、水理条件と粒径に応じて河床面に各種の河床波が発生し、これが流れの抵抗係数や流砂量に大きな影響を与える。それゆえ初めに河床形態の分類と、各種の河床波の形態の特徴について述べる。

ところで河床波の形態区分の方法は、本来河床波を発生させる要因の違いの視点から区分されるべきであるが、現在種々の河床波の成因が明確になっておらず、各種の河床波をそのスケールと形態の差によって区分せざるを得ない状態である。

ここでは、基本的には (社) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会の定義¹⁴⁾ した河床波の分類と名称を使用するが、砂鏈と砂堆の区分だけは別の方法によった。水理委員会の定義に多少の修正を加えた河床波の形態と名称は以下のごとくである。

1) 砂鏈 (Ripples)

砂鏈は河床面近傍の物理量によって支配される最も

小規模な河床形態であって、その波長・波高は粒径と密接な関係があり、水深が砂漣のスケールより充分に大きい場合は平均水深のような物理量にはほとんど影響を受けない。砂漣の平面形状には、三次元的に不規則なものから頂と谷が流れと直角方向に一直線に並んだ比較的規則的なものまで各種ある。また、縦断形状には、上流側斜面勾配が緩やかで下流側斜面勾配がほぼ水中安息角をなす三角形形状から比較対称的な正弦波形状まで各種ある。砂漣は平均流速に比して遅い速度で下流に伝播する。なお、砂漣はその特性からして閉管路でも発生するものと思われる。

2) 砂堆 (Dunes)

砂堆は、砂漣よりも規模が大きく、その波長・波高が水深と密接な関係があり、河床波と逆位相の水面波を伴う河床形態である。砂堆は、砂漣に比べて一般に不規則であり、その縦断形状は、上流側斜面勾配が緩やかで、下流側斜面勾配が砂礫の水中安息角にほぼ等しい三角形形状をなす。砂堆は平均流速に比して遅い速度で下流に伝播する。なお砂堆は閉管路でも発生^{100),101)}する。

3) 反砂堆 (Antidunes)

反砂堆は、水面波（重力波）と強い相互干渉作用を持って形成され、河床波と同位相の水面波を伴う河床状態である。反砂堆には水流と砂礫の特性に応じて上流へ移動、下流へ移動、移動しないの三通りの場合がある。反砂堆は一般に非定常性が強く、河床波の発達と衰退を繰り返す。反砂堆の縦断形状には三角形形状から正弦波形状までいろいろあり、後者は、前者に比して大きなフルード数の時形成される。シャープな頂を持った三角形形状の反砂堆は実験水路においてのみ観測されており、常に下流に移動する¹³⁾。反砂堆は、フルード数が大きくなると射流であるシュートと、射流あるいは常流であるブールとを連結したような河床状態になるが、これを特にシュート・ブールと呼んでいる。なお、反砂堆は閉管路では発生しないと言われている¹⁰²⁾。

4) 平坦河床 (Flat Bed)

砂漣、砂堆、反砂堆の砂州を伴わない平坦な河床形態である。

5) 遷移河床 (Transition)

砂漣や砂堆と平坦河床との遷移領域における河床形態であって、砂漣や砂堆の部分と平坦河床の部分からなる。

6) 砂州 (Bars)

砂州は、最も規模の大きい河床形態であって、その

波長は水路幅あるいは水深と密接な関係がある。

砂州には湾曲部の凸岸などに見られる固定砂州 (Point Bars) や左右交互に周期的に現れる交互砂州、川幅水深比の大きなきに現れるうろこ状砂州などがある。

以上の河床の起伏を総称して河床波 (sand wave) と呼ぶ。また、砂漣、砂堆、反砂堆の規模は砂州に比べて小さいので、前者を小規模河床形態、後者を中規模河床形態と言う。なお、小規模河床形態と中規模河床形態は、ある水理量の範囲では共存可能である。これをまとめると、図-2・7のごとくなる。

ところで砂漣と砂堆の河床形態はかなり似ており、前述の形態の特徴から区分しようとするとき迷うことが多い^{89),103)}。しかしながら砂漣と砂堆では、2.4.5で詳しく示すが、流れの抵抗と水理量の関係がかなり違うので、本論では流れの抵抗に関する資料より、その資料が砂漣の特性を持つか、砂堆の特性を持つかによってその河床波を区分することにした。この方法によると Re_* が 20 以上であり、また、波長も長いので従来なら砂堆と見なされるものが砂漣と定義されることがある。

2.4.4 資料の整理方法と図化の方法

流れの抵抗及び流砂量を示す式 (2・4) の関数関係を求めるために、内外の移動床に関する実験資料 (表-2・1 参照) 及び実際の河川の観測資料 (表-2・2 参照) を集め、それを式 (2・4) に従って無次元化し、式 (2・4) 関係が分かるよう後述の 1) で示す方法で図化した。次に、この方法で作成された図表及びその図表の解析等を通じて得られた河床波と流れの抵抗の関係、また、既存の移動床流れに関する研究成果を利用して、粒径 0.02, 0.03, 0.05, 0.1 cm の砂礫に対する ϕ と τ_* , H/d の関係図を実際の河川で生じる水理量の範囲をカバーするように作成した。なお、河川で生じる水理量は $\tau_* - H/d$ の平面で示すと図-2・8のごとくである。これは表-2・1 に示す 73 地点の平均年最大流量時の τ_* と H/d の値を基に、計画高水流量時の水深が、平均年最大流量時の水深の 2 倍程度以下であること、また、水位変化によって水面勾配が大きくは変わらないものとして求めたものである。また、粒径を三区分別することにより粒径の違いによって生じる水理量の範囲がどう変わるかも示した。これによって砂河川は、 τ_* と H/d が広い範囲で変化することが分かる。

ところで無次元流砂量 $q_s/U_* d$, 及び流速係数 ϕ を規定すると考えられる Re_* , τ_* , H/d の三量の内、粒子レイノルズ数 Re_* は、

河床形態			形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性
			縦断図	平面図		
小規模河床形態	低水流領域	砂 澱		直線状 	下 流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂澱の波長は河床材料の粒径の約500~1,500倍である。
		砂 堆		曲線状 	下 流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約4~10倍である。
		遷移河床		三日月状 舌 状 		発達初期段階にある小さな砂澱と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
	高水流領域	平坦河床				多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
		反砂堆			上 流 止 流 下 流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉をもつ河床波。
中規模河床形態		交互砂州			停 止 下 流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約5~16倍である。
		複列砂州			下 流	—
		うろこ状砂州			下 流	うろこ状砂州はB/Hが非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

図-2.7 河床波の特徴と定義

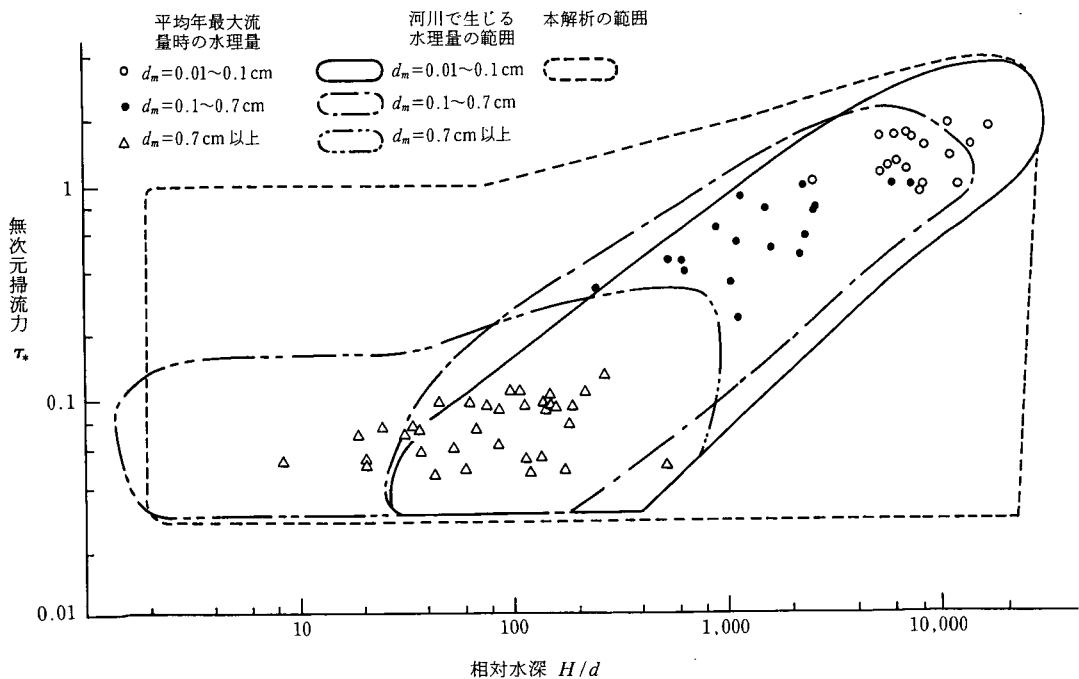


図-2.8 日本の河川で生起する水理量の範囲

$$Re_* = \nu^{-1} (sg)^{1/2} \tau_*^{1/2} d^{3/2} \dots\dots\dots (2.5)$$

であるので、水温によって ν の値が変化するのでその

影響を受けるが、 d と τ_* が定まれば、その値はほぼ定まってしまう。そこで式 (2.4) の Re_* の影響を直接的には調べず、粒径ごとの $q_s/U_* d$ 及び ϕ に対する τ_* と

H/d の関係を調べ、次に粒径の違いによってそこで求められた関係がどの程度異なるかを分析することによって、その影響を記述することにした。実河川の流れの抵抗の評価には、この方が実用的であることも、このようにした理由である。

ところで式 (2.4) の R_{e*} の $q_s/U_* d$ 及び ϕ に対する影響は、底質が動くような水理量の場合であり、かつ R_{e*} が 150 程度以上 ($d > 0.3 \text{ cm}$) であれば、無次元限界掃流力が 0.06 とはほぼ一定となり^{(104), (105)}、粒子の抗力係数、揚力係数が R_{e*} の影響を受けなくなること、沈降速度 w_0 も $\sqrt{d}$ に比例し抗力係数が一定値となること⁽¹⁰⁶⁾、また、底面の境界層も粗面乱流となること⁽¹⁰⁷⁾ 等によって R_{e*} の影響はほとんど受けないものと思われる。これ以下の R_{e*} ($d < 0.3 \text{ cm}$) であれば、式 (2.4) の R_{e*} を無視し得ないと考えられる。

[1] 資料の図化の方法

資料の図化の方法は以下のごとくである。

ϕ と τ_* の関係に対する H/d の効果を見るために、実験室の資料を $H/d = 5 \sim 20, 20 \sim 50, 50 \sim 100, 100 \sim 150, 150 \sim 250, 250 \sim 350, 350 \sim 450, 450 \sim 550, 550 \sim 750, 750 \sim 1,250$ の群に分け、図-2.9のごとく実験室資料をプロットした。本解析に直接利用した資料は、表-2.1 の No. 1, No. 2, No. 3, No. 4, No. 5, No. 6, No. 12, No. 13, No. 15 の内 B/H が 3 以上のものである。他の実験室資料も図-2.9と同様に図化した。中規模河床波が存在すること、実験精度が悪いと思われたので、単に式 (2.4) を評価する参考資料として使用した。

河川の資料は、実験室資料と同様に各々の観測所ごとに図-2.10のごとく図示した。河川資料は、実験室資

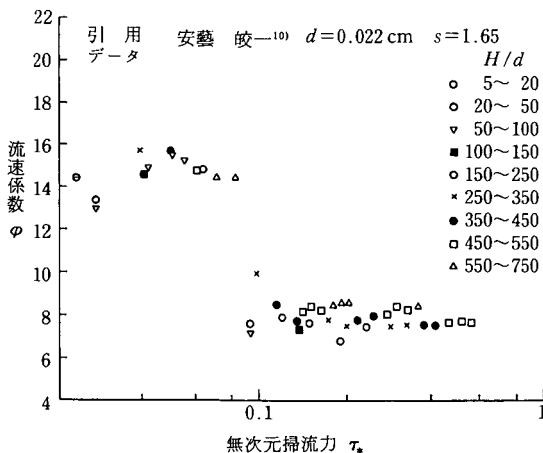


図-2.9 ϕ と τ_* , H/d の関係

料の τ_* , H/d の実験範囲を超えている資料が多くあり、実験資料から外挿的に類推し得る結論が正しいかどうかの判断、また、 τ_* が 1 以上、 H/d が 2,000 以上の場合の砂堆河床から平坦河床への遷移する τ_* の評価に使用した。

2.4.5 流れの抵抗と河床形態

自由水面を持つ移動床上には、流れの水理量変化に応じて種々の河床波が発生する。この河床波の形及び大きさは、流れの抵抗と密接な関係がある。本節においては、中規模河床形態が生じない場合での小規模河床波と流れの抵抗との関係を記す。

ところで流れの抵抗、流砂量、河床形態は、移動床流れの三つの側面であり、流速係数 ϕ を予測すること、同時に河床形態も予測することであり、 ϕ に関する式 (2.4) の関係図が得られれば、その関係図は、河床形態をも示す図となる。なおこのような関係を調べたものとして岸・黒木の研究⁽¹⁰⁸⁾がある。本節では、より詳細に小規模河床波と流れの抵抗の関係を分析し、精度良く流れの抵抗を評価し得るようにする。

図-2.11, 2.12, 2.13, 2.14, 2.15, 2.16, 2.17 は、粒径 0.02, 0.03, 0.05, 0.1 cm の移動床材料に対して流速係数 ϕ が τ_* , H/d の変化に対してどう変わるかを河床形態が分かるように示したものである。ここで図中の実線の部分は 2.2 の 1) で述べた実測資料を基にして描いたものであり、点線の部分は、実測資料が無い領域での推定線である。推定線は、実測資料がある所の河床波形態と ϕ の関係、及び各河床波ごとの ϕ と τ_* , H/d の関係を詳細に分析し、各河床波形態ごとに河床の相当粗度 k_s を評価し、その評価された

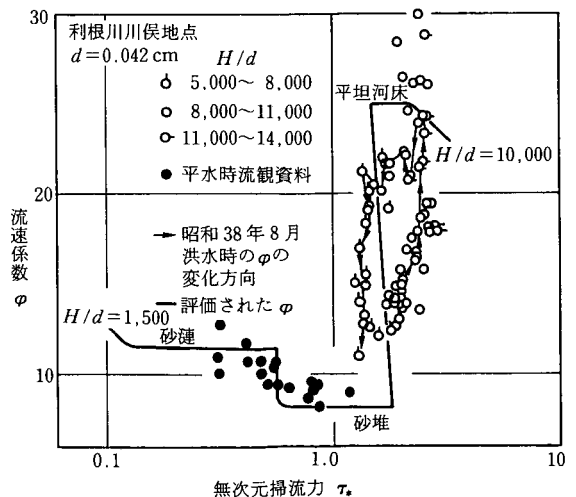


図-2.10 利根川・川俣における ϕ と τ_* , H/d の関係

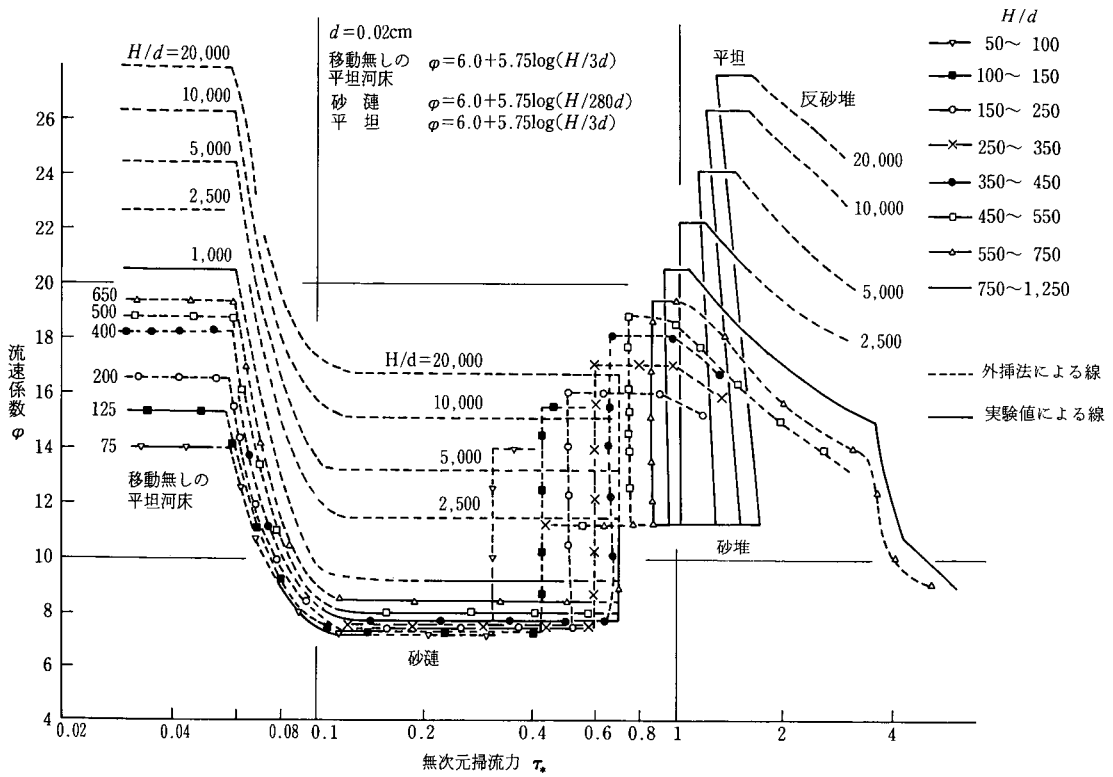


図-2・11 ϕ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.02\text{ cm}$)

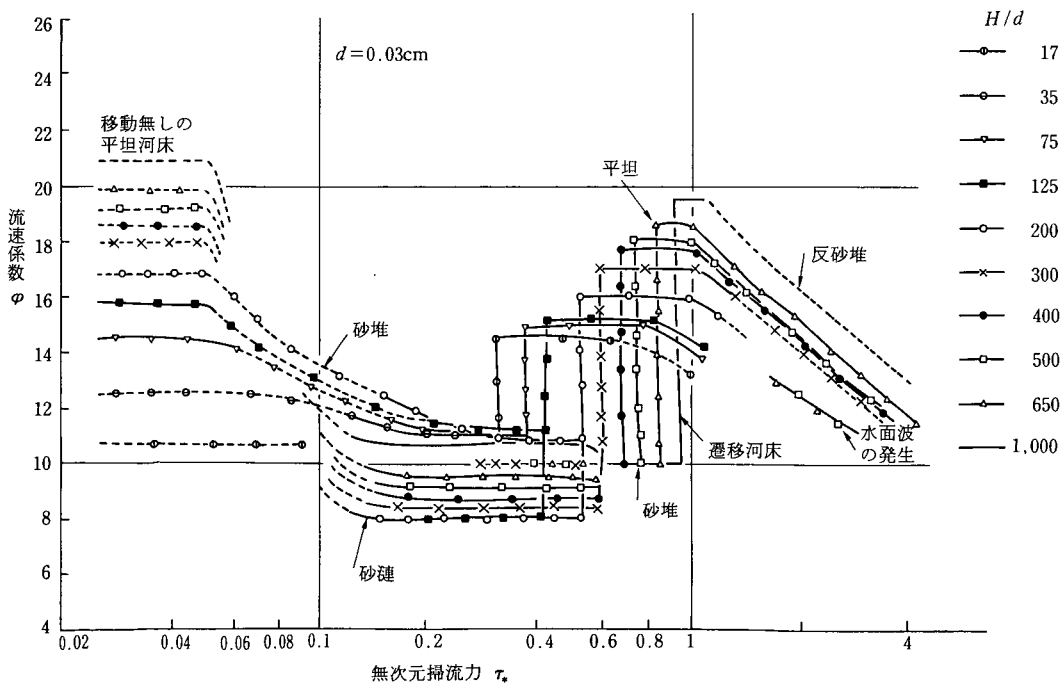


図-2・12 ϕ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.03\text{ cm}$)

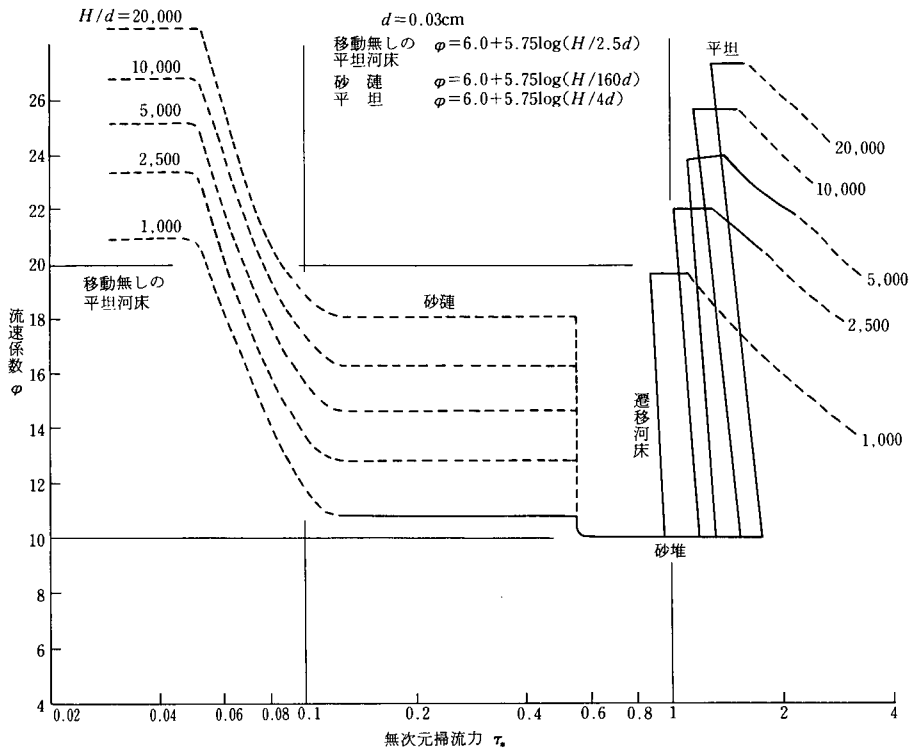


図-2・13 ϕ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.03 \text{ cm}$)

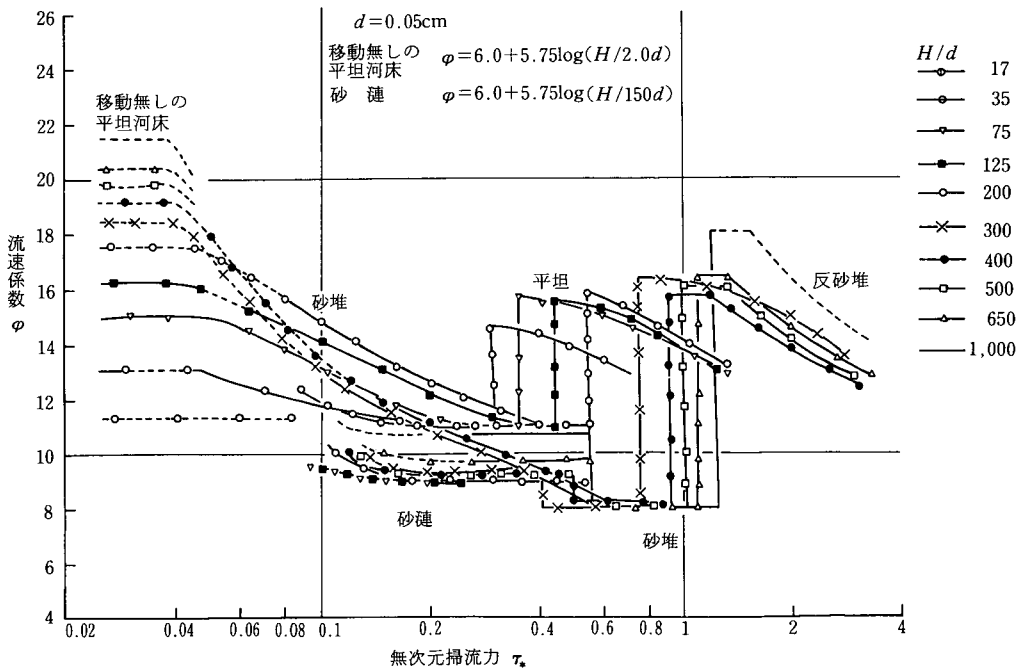


図-2・14 ϕ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.05 \text{ cm}$)

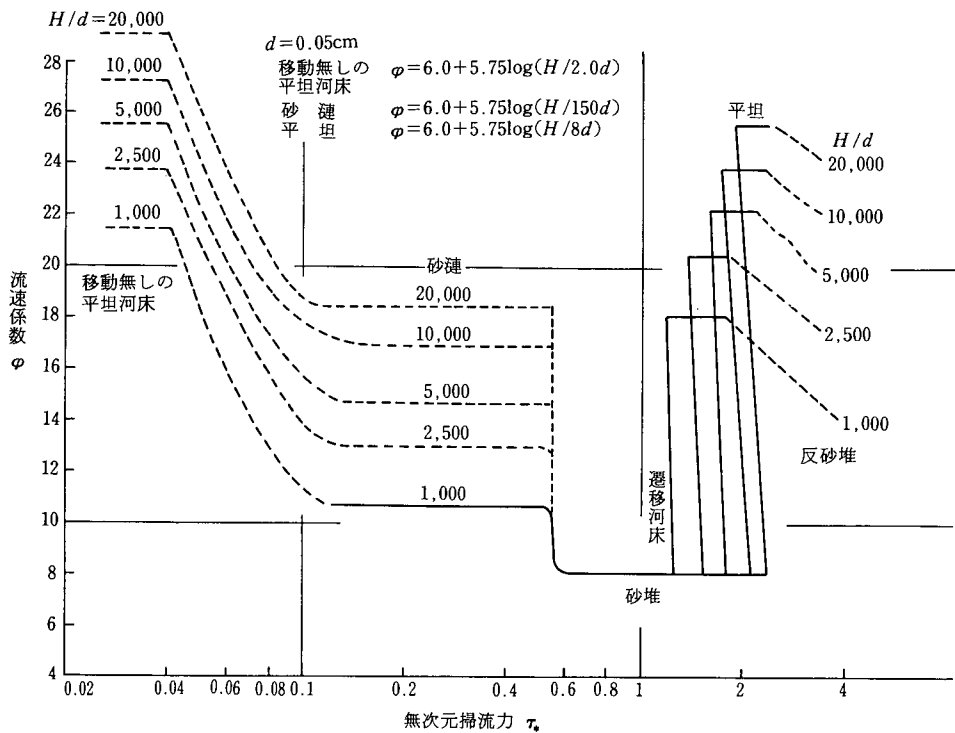


図-2.15 φ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.05$ cm)

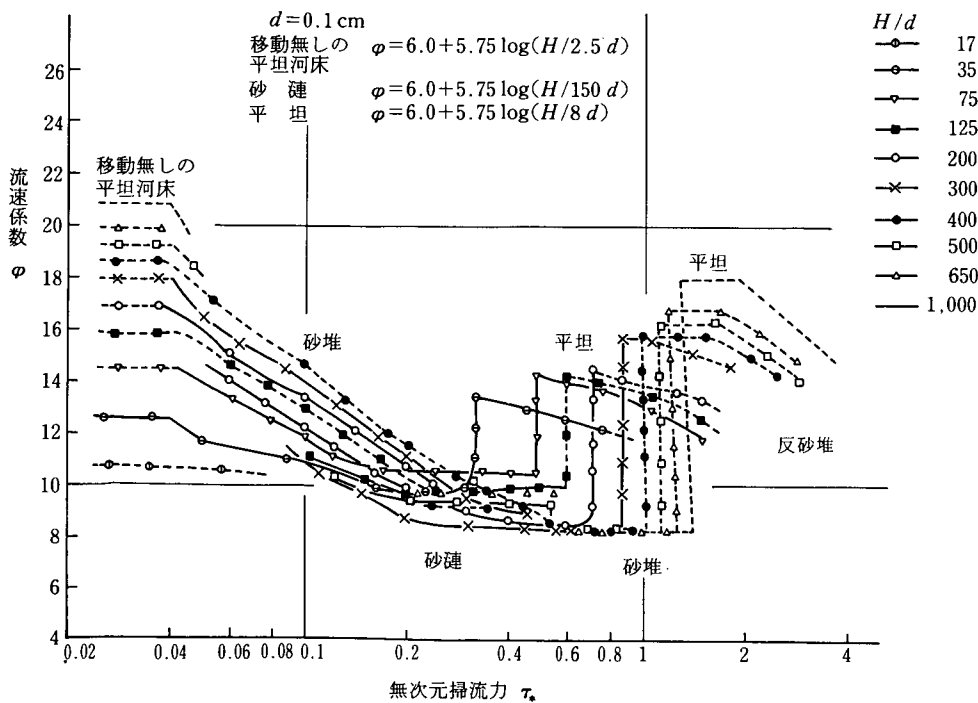
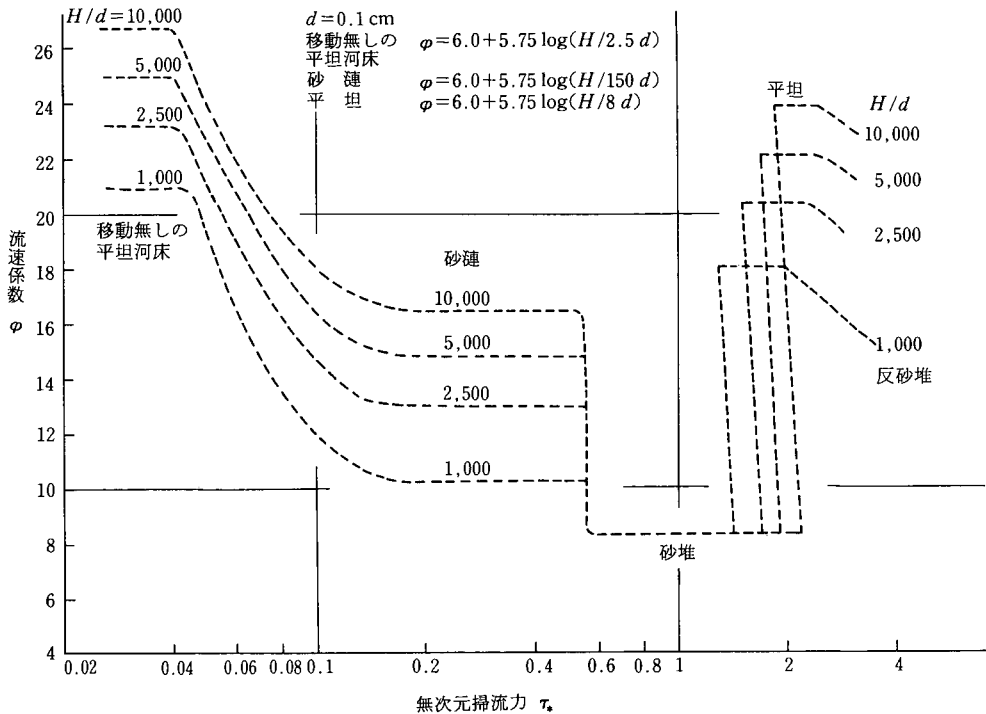


図-2.16 φ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.1$ cm)


 図-2-17 ϕ と τ_* , H/d の関係 ($d=0.1$ cm)

相当粗度 k_s を対数流速分布式に適用して ϕ の値を推定して描いたものである。

図の読み方を図-2-14, 2-15 の $d=0.05$ cm の ϕ と τ_* , H/d の関係図を用いて説明する。図-2-14 の同一シンボルが付された線、及び図-2-15 の数字が付された線は、相対水深 H/d がある値に固定された時、 τ_* の変化によって ϕ がどう変わるかを示したものである。以下、例を使って説明する。

図-2-14 に示す $d=0.05$ cm, $H/d=125$ の場合は τ_* が 0.04 以下では τ_* が移動限界無次元掃流力より小さいため、河床は河床材料が移動しない平坦河床のままの状態 $\phi=16.2$ 位であるが、掃流力が大きくなると砂堆が発生し始め、抵抗が大きくなるため ϕ の値が徐々に小さくなる。さらに、 τ_* が大きくなり $\tau_*=0.45$ 程度になると砂堆は消滅し始め遷移河床となり、ついには平坦河床となって ϕ は 11 程度から急に 16 程度に上昇する。さらに、 τ_* が大きくなると表面波が発生し始め、河床は反砂堆となり抵抗が増し ϕ が減少することを示したものである。なお、 τ_* が 0.1~0.3 では砂堆の代わりに砂澁が発生することがあり、この場合の ϕ は 9 程度となる(砂澁は H/d が小さい場合には発生しないが、この程度の値となると砂澁にもなりうるのである。より H/d が大きい場合には、逆に τ_* が 0.5 以下では砂

堆は発生しない)。

図-2-15 に示す $d=0.05$ cm, $H/d=1,000$ の場合は、 τ_* が 0.04 以下では砂移動無しの平坦河床の状態であるが、0.04 を超えるとこの場合は相対水深 H/d が大きいので砂澁が生じる。 τ_* が 0.55 程度になると砂澁は消滅し始め、砂堆が発生し、 ϕ は 11 程度から 8 程度に小さくなる。さらに、 τ_* が大きくなり $\tau_*=1.2$ 程度になると砂堆は消滅し始め、平坦河床に移行し、 $\phi=8$ から 18 程度に急増する。さらに、 τ_* が大きくなれば反砂堆となり ϕ は減少していく。

同一河床形態の ϕ と τ_* の関係は、 H/d によって異なるが、同じような傾きを持った関係線であり、逆に同じような傾きを持った関係線は、同一の河床形態となっている。なお、各河床形態の発生領域をより直截に分かるように、 $d=0.05$ cm の場合の領域区分図を τ_* - H/d 平面上に示せば、図-2-18 のごとくである。 H/d が 80~500 で τ_* が 0.04~0.4 の範囲では、砂堆と砂澁のどちらの河床波も生じる可能性があることが良く示されている。この領域区分図は、粒径が異なると各河床波の発生領域が多少変化するので多少違ったものとなるが、基本的には同様の区分図となる。

ところで河床形態の発生領域区分図には、 F_r - H/d 平面で表したものと、 I/s - H/d 平面で表したものと等

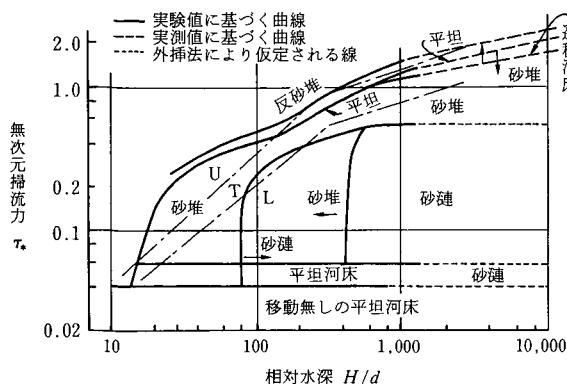


図-2・18 小規模河床波の領域区分図, $d=0.05$ cm の場合

数あるが、 φ と τ_* 、 H/d の関係が分かれば、図-2・17 は他の平面に変換し得る。図-2・18 は、ガルデ (Garde)¹⁰⁴⁾ ($I/s-H/d$ 平面)、芦田・道上²⁴⁾ (τ_*-H/d 平面)、クーバー (Cooper, R. H.)¹⁰⁵⁾ (F_r-H/d 平面) による領域区分と同様な結果を与えるが、これらは粒径の違いの効果が入っていないこと、 H/d が 1,000 以上の領域区分が明確になっていないこと、砂堆と砂澁の区分がなされていない等の欠点を持っている。なお、 F_r はフルード数で $F_r = V_m / \sqrt{gH}$ である。

参考のため、図-2・18 に芦田、道上²⁴⁾ によるアップパー・レジーム (upper regime)、トランジション (transition)、ローア・レジーム (lower regime) の領域区分を一点鎖線でそれぞれ、U、T、L として示した。ただし、 F_r が 0.8 以上をアップパー・レジーム (upper regime) としている。

次に流れの抵抗と河床形態との関係を述べ、実験資料の無い領域の φ と τ_* 、 H/d の関係をどのように推定したかをより詳しく説明する。

1) 底質材料の移動を伴わない平坦河床 (No motion)

水路幅が十分に広く、流速の対数曲線型流速分布が成立し得る場合には、ニクラゼ (Nikuradse, J.)¹⁰⁹⁾ の実験常数を適用して

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log_{10} H/C_1 d \quad (2.6)$$

と考えられる。ここで C_1 は Re_* 数の関数である。ただし、粗面乱流の状態 ($U_* k_s/\nu > 70$) では C_1 は一定値となる。ところでこの C_1 の値はニクラゼの実験結果をそのまま適用し、 $k_s=d$ として φ を評価するよりも、移動床の実験結果を利用して評価の方が、より実験に近くなると考え、表-2・1 の資料を使って求めること

にした。

表-2・1 の No. 3 の $d=0.0541$ cm 及び、 $d=0.0586$ cm の場合の φ の値は、 $C_1 \approx 1$ 程度とする式 (2.6) に合うが、他の多くの資料では C_1 の値はこれより大きな値であった。資料の多さ等を総合的に判断して $\tau_* > 0.03$ で底質材料の移動の伴わない場合の C_1 の値は

$$d=0.02 \text{ cm に対して } C_1=3.0$$

$$d=0.03 \text{ cm に対して } C_1=2.5$$

$$d=0.05 \text{ cm に対して } C_1=2.0$$

$$d=0.1 \text{ cm に対して } C_1=2.5$$

と一定値とした。粒径 0.3 cm 以上の場合には資料が少なく明確には述べられないが、一般河川の砂利を河床材料に持つ河川の流速係数の資料より $C_1=2.5$ とした。

粒径が小さいと粒径が一定であっても τ_* の値が変わると Re_* 数が変化するため、 C_1 の値は多少変化するはずであるが、 C_1 を一定値としたのは、 τ_* が 0.03 から 0.06 の範囲では、 Re_* の変化は最大と最少で 1.4 倍しか異ならず、また水路床上に粘性底層が存在している場合のニクラゼの実験式によれば $C_1 \propto 1/Re_*$ であるので φ の値に寄与する Re_* の違いの効果は最大で 0.7 程度であり、 C_1 を一定値としても実用上問題が生じないからである。なお、水路床近くの流れの状態が遷移状態になるような Re_* の範囲では、 φ に対する Re_* の影響はより小さくなる。

2) 砂澁 (Ripples)

H/d が 500 以上の場合の砂澁の波長 L_s 及び波高 H_s に対する粒径 d の比は

$$L_s/d \text{ or } H_s/d = f(\tau_*, Re_*) \quad (2.7)$$

であり、十分に発達した砂澁の場合、ある特定の粒径に対してはヤーリン (Yalin, M. S.)¹¹⁰⁾ や(社)土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会¹⁴⁾ で指摘しているように、ほぼ一定となる。従って、河床面付近の凹凸は粒径 d に比例するので、相当粗度 k_s も d に比例し、

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log_{10} (H/C_2 d) \quad (2.8)$$

と推定される。ここで C_2 はある特定の粒径に対しては一定である。 H/d が 500 以上の実験資料より C_2 を求めると

$$d=0.02 \text{ cm に対して } C_2=280$$

$$d=0.03 \text{ cm に対して } C_2=160$$

$$d=0.05 \text{ cm に対して } C_2=150$$

$$d=0.1 \text{ cm に対して } C_2=150$$

である。 H/d が 500 より小さい場合は、砂澁形状が水

深の影響を受けるため、 C_2 の値は H/d の影響を受け小さくなる。 H/d が300以下では図-2・11、2・12、2・14に示すように、 ϕ の値は H/d によってあまり変化しなくなり、 $d=0.02\text{ cm}$ 及び 0.03 cm に対して8程度、 $d=0.05\text{ cm}$ に対して9程度の値となる。

3) 砂堆 (Dunes)

H/d が300以下で、 τ_* が0.5以下での ϕ の値は、図-2・19に示すように砂堆の H_s が τ_* が増加するにつれて大きくなるため、形状抵抗が増加し、 ϕ の値は小さくなるが、 τ_* が0.6より大きい場合は、 ϕ の値は H/d の値によってあまり変化しない。この理由は、この領域の砂堆のスケールが H/d によらず水深に比例し、その形状抵抗損失が表面摩擦抵抗損失より十分に大きく、相当粗度 k_s が H に比例したものとなるためと思われる。なお、 τ_* が0.6以上で砂堆河床の ϕ の値は粒径によって多少変わり、 $d=0.02\text{ cm}$ で11.5、 $d=0.03\text{ cm}$ で10、 $d=0.05\text{ cm}$ 及び 0.1 cm で8程度の値となっている。この原因は、粒径の小さい方が H_s/H が小さいためというより、波形勾配 H_s/L_s が小さいことによるらしい($d=0.05\text{ cm}$ の場合 $H_s/H=0.45$ 、 $H_s/L_s=0.05$ であるが、 $d=0.03\text{ cm}$ では $H_s/H=0.04$ 、 $H_s/L_s=0.04$ 程度となっている⁸³⁾)。

4) 遷移河床 (Transition)

遷移河床における ϕ の値は、水深、勾配、粒径が分かっているとしても、その値を正確には予測することができない。なぜなら、河床形態が砂堆から平坦河床の間で変化するからである。ある特定の H/d に対して平坦河床でもっとも小さな τ_* は、砂堆河床でもっとも大きな τ_* より多少小さい。このことは同一の水位、勾配において異なった単位幅流量を生じる可能性が有ること

を示している。これが抵抗の多価性と言われる現象¹¹¹⁾である。

5) 平坦河床 (Flat bed with high sediment transport)

多量の土砂移動を伴った平坦河床の ϕ は、土砂移動のない平坦河床の ϕ とは多少異なった値となる。

H/d の小さい場合の ϕ は実験資料より求め、 H/d が大きく資料の無い所は、

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log_{10}(H/C_3 d) \dots\dots\dots (2\cdot9)$$

と仮定し、 H/d の大きな実験資料、また、河川の実測資料も参考として C_3 の値を求めた。評価された C_3 の値は

$d=0.02\text{ cm}$ に対して $C_3=3$

$d=0.03\text{ cm}$ に対して $C_3=4$

$d=0.05\text{ cm}$ に対して $C_3=8$

$d=0.1\text{ cm}$ に対して $C_3=8$

である。

なお、 C_3 は本来 Re_* によって変化するが、 H/d が1,000以上で平坦河床の場合の範囲である1.0~2.0では、粒径が一定であれば Re_* は最小と最大で1.4倍しか異ならず、1)で述べたのと同様の理由によって、 C_3 を一定値としても実用上問題は生じない。

6) 反砂堆 (Antidunes)

τ_* が増加するにつれて、水面波の発達と碎波が生じるようになるため流れの抵抗は増加し、 ϕ は小さくなる。しかし、 H/d が1,000を超える実験資料は少なく、2,000を超える資料はリオグランデ川 (Rio Grande R.) の観測例⁷⁹⁾を除けば無いようである。 H/d の大きな場合の ϕ は、前述の河川資料の整理結果を考慮しながら H/d が小さい場合の ϕ と τ_* の関係が同様に成立するとして、 H/d が小さい場合の ϕ と τ_* の関係式の傾きをそのまま H/d が大きい場合にも適用した。

以上、河床形態ごとに ϕ と τ_* 、 H/d の関係の推定法を示した。これより流れの抵抗の水理量の関係を河川で生じる水理量の範囲について図-2・11~図-2・17に示し、流速係数 ϕ を水深 H 、勾配 I 、粒径 d の三量で評価し得るようにした。

2.4.6 実河川への適用性と利用について

前小節の成果を利用して実河川の流れの抵抗 ϕ を予測するに当たっては、適用条件をしっかりと踏まえておかなければならない。以下に実河川への適用性と適用条件、また、利用法について述べる。

1) 砂を河床材料に持つ河川の場合

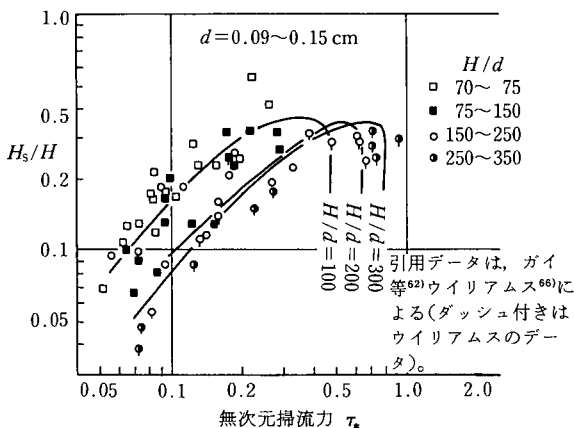


図-2・19 砂堆の相対波高 H_s/H と τ_* の関係

本成果は、ほぼ均一な粒径からなる移動床の流速係数 ϕ の予測に使用し得るものである。ほぼ均一な粒径とは底質材料の d_{84}/d_{16} が 5 以下の場合である¹¹²⁾。砂を河床材料に持つ河川（平均粒径が 2 mm 以下である河川）では、ほぼこの条件にあり、本成果をそのまま利用し得ると考えられる。ただし、実河川の流れ、特に、洪水時の流れは定常流でなく、また、河幅も広く横断方向に水深も異なる。図-2・11～図-2・17 を用いて評価した ϕ の値と、実河川で観測された ϕ の値を比較することによって、これらの影響を検討し、本成果の実河川への適用性及び適用条件を示す。

まず、2・4・4 で実河川の観測資料の整理方法で図示した図-2・10 に示す利根川川俣観測所の観測結果を検討する。川俣地点は河床材料の平均粒径 $d_m = 0.42$ mm、河床勾配 $I_b \approx 1/2,500$ の地点である。流速観測の方法は竹浮子による観測であり、 τ_{*m} 評価のためのエネルギー勾配は、川俣地点を挟む 2 点間の水位観測所間 9,463 m の水位差より求めた水面勾配を代用して評価している。また、 ϕ 、 τ_{*m} 、 H/d_m は低水路の平均値である。昭和 38 年 8 月 13～15 日の洪水の資料については、矢印で ϕ の変化方向を示しておいた。図-2・10 によると $H/d = 1,100 \sim 1,600$ 、 $\tau_* = 0.3 \sim 0.6$ で ϕ が 11 前後、 $H/d = 2,500 \sim 3,300$ 、 $\tau_* = 0.7 \sim 1.2$ で ϕ が 9 程度となり、図-2・15 で示される砂漣、砂堆河床に相当する ϕ の値と一致している。洪水時には τ_{*m} が 2 前後で 10 から 30 近くまで上昇することがうかがえる。これは河床の状態が砂堆から平坦河床に変化したことを示している。 ϕ の値は洪水時もほぼ予測されるような値を取るが、日本の河川は洪水期間が短いこともあって、水理量の変化に小規模河床波がすぐさま応答し得ず、遷移河床に相当する τ_* の値がかなりの幅を持っている。

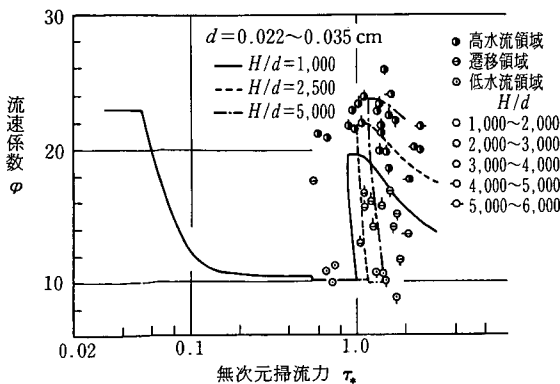


図-2・20 米国リオグランデ川ベルナリオ地点の ϕ と τ_* 、 H/d の関係

次に米国地質調査所で観測した米国リオグランデ川（Rio Grande R.）のベルナリオ（Bernallio）地点の例を検討する。観測地点の河床材料 d_m は 0.022～0.035 cm の範囲にあり、河床勾配は 1/1,200 程度である。図-2・20 に観測された ϕ の値と図-2・13 で示した ϕ と τ_* 、 H/d の関係図を示す。これによると観測された砂堆河床の ϕ は 10 程度であり、図-2・13 で示される評価値と一致し、また平坦河床の ϕ の値も評価値とほぼ等しい。

さらに、粗砂を河床材料に持つ斐伊川の観測例を検討する。斐伊川は河口より 8～20 km 区間は、低水路幅 300 m、河床勾配 1/800、河床材料の平均粒径は 1.5～2 mm の河川である。また、 d_{84}/d_{16} は 5～6 の値となっている。

図-2・21 は斐伊川で観測された流速と水深、勾配より ϕ と τ_* の関係を示したものである。なお、エネルギー勾配はほとんどの資料が 100 m 間の水位差より評価されている。図中の実線は勾配がほぼ一定なので τ_* の増加に対して H/d が比例することを考慮して、図-2・16 を用いて求めた ϕ と τ_* の関係である。評価された ϕ の値と観測値は、ほぼ一致しているが、多少実測値の ϕ の値の方が大きめである。これは d_{84}/d_{16} が 5～6 と大きく、混合粒径の効果が生じたためと思われる。混合砂の移動床実験においても砂堆の ϕ は、均一砂の場合より 1～2 程度大きい⁷⁵⁾。

以上より砂河川における流速係数 ϕ の値は、本成果を利用することによってほぼ満足のいく評価がなされるが、洪水時の砂堆から平坦河床への移行時の τ_* は、水理量の変化に河床波が追従し得ないこともあると考えられるので本成果で示した τ_* の値の 2 割程度のずれが生じる場合もあると考えておいた方がよいと思われる。

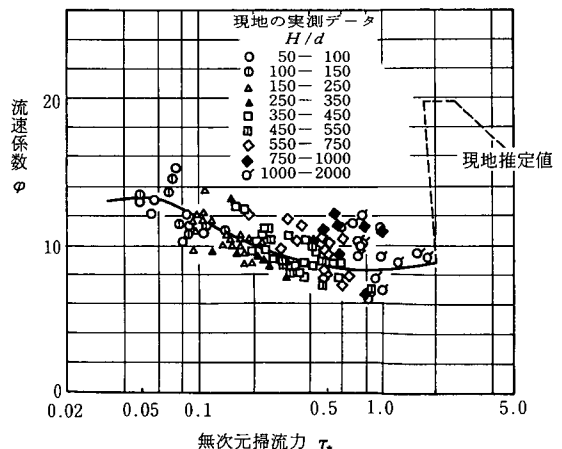


図-2・21 斐伊川における ϕ と τ_* 、 H/d の関係

る。

2) 砂利 ($d_m > 1 \text{ cm}$) を河床材料に持つ河川の場合平均粒径が 1 cm 近くなると、河床材料の混合度が大きくなり、河床材料の粒度分布形は砂利と砂に相当する所にピークを持つ二峰性となってくる。このような混合度の影響と川幅が広く B/H_m が大きくなるために、河床波の発生条件や ϕ の値が均一粒径と多少異なった値となる。平均粒径 1 cm 以上の混合粒径河床材料を持つ移動床の水理に関する実験が少ないので、砂利河川における流れの抵抗は、砂河川の場合ほど精度良く評価し得ないが、実河川の洪水時の流量観測例を示し、砂利河川における流速係数の評価法を述べる。

i) 渡川・具同地点

渡川・具同地点は河口より 9 km の地点であり、図-2-22のように、粒径 5 mm 前後の砂 20% と 30 mm 前後の砂利という二峰性の河床材料を持つ河川である。また、河床勾配は $1/1,400$ 程度である。

砂利河川においては、水面勾配の測定精度が水深や流速に比較して悪いために、観測された水面勾配を使って ϕ , τ_{*m} , H/d_m の関係を直接に求めず、図-2-23に

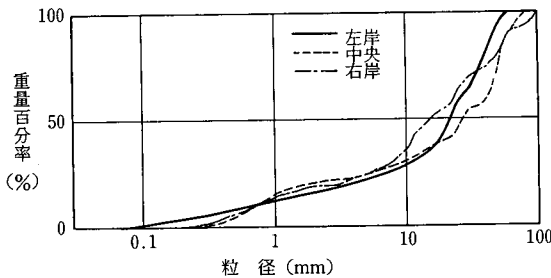


図-2-22 渡川・具同における河床材料の粒度分布

示すように水深と流速の関係を求め、これより洪水時の小規模河床波及び流速係数を間接的に判断することにする。図-2-23には、エネルギー勾配を河床勾配 $1/1,400$ と等しいとし、河床波が発生していなければ平坦河床の相当粗度高と考えられる $k_s = 2.5 d_m$ として求めた流速と水深の関係と、出水時の観測水面勾配が $1/1,000$ 程度であるので、この勾配をエネルギー勾配とし、流速係数を河床に砂堆が発生していれば生じるであろう値 $\phi = 10$ として求めた流速と水深の関係を実線で示した。

これらの図より、水深 4 m 前後から河床の粗度は、平坦河床の粗度から砂堆に相当する粗度が変わったことが分かる。なお、砂堆の発生し出す τ_{*m} は 0.08 前後であり、均一粒径の場合とほとんど同じ値である。

ii) 天竜川・宮ヶ瀬地点

天竜川・宮ヶ瀬地点は河口より 160 km 地点であり、図-2-24に示すような河床材料を持ち、河床勾配は $1/180$ 程度である。この地点の平均流速と径深の関係を示したものが図-2-25である。同図には図-2-23と同様に

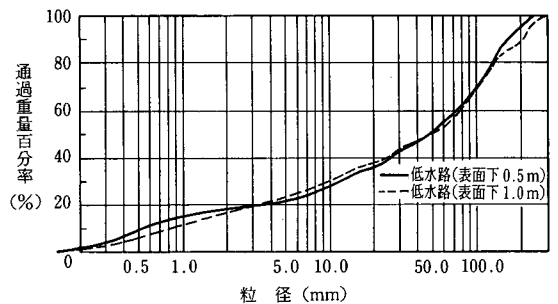


図-2-24 天竜川・宮ヶ瀬における河床材料粒度分布

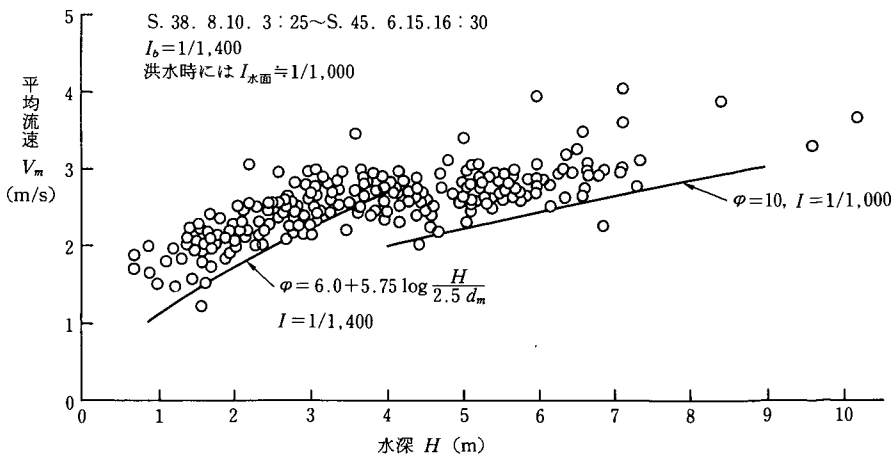
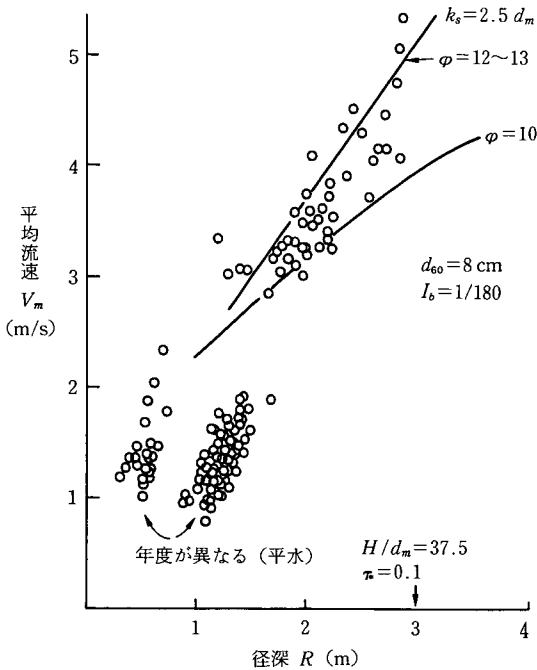


図-2-23 渡川・具同における V_m と H の関係

図-2・25 天竜川・宮ヶ瀬における V_m と R の関係

$k_s = 2.5 d_m$ とした場合及び $\phi = 10$ とした場合の流速と径深の関係が実線で示されている。径深2m以下の低水流量観測時の資料は、瀬の移動のためか年度が異なると、資料のかたまり場所が異なっている。洪水時の ϕ は、河床材料の平均粒径の2~3倍の相当粗度高 k_s に対応する ϕ となっており、洪水時の小規模河床波は平坦河床と考えられる。

以上2例を示したが、他の河川の観測資料の整理結果⁷⁵⁾(表・2・6)、細井¹¹³⁾による実河川の粗度の検討、及び移動床実験結果⁷⁵⁾によると、砂利河川においても河床勾配が1/500以下の河川では、 τ_{*m} が0.1を超えれば砂堆が発生すると考えて良い。航空写真に写っている河床形態の判読によると、吉野川20~25km地点($d_m = 25$ mm, $I_b = 1/800 \sim 1/1,000$)では、波長 $L_s = 30 \sim 50$ m (1972年11月3日撮影)が、また、木曽川40~42km地点($d_m = 40$ mm, $I_b = 1/1,300$)長良川45km地点($d_m = 30$ mm, $I_b = 1/1,400$)では、それぞれ L_s が12m, 30mの河床波が写っている。勾配が1/250以上の急流扇状地河川では、フルード数が1に近いため、また、中規模河床波が小規模河床波の発生を抑えるため¹¹²⁾、洪水時の小規模河床波は平坦河床あるいは反砂堆となる。勾配1/500から1/250の間の河川は、観測例が悪くははっきりしないが、大出水時には中規模河床波上に砂堆や平坦河床が混在する形となると思わ

れる。

流速係数 ϕ は、十分に発達した砂堆の場合、9~12位であり、平坦河床の場合は対数流速分布式 $\phi = 6.0 + 5.75 \log_{10}(H/k_s)$ に、 $k_s = 2.5 d_m$ として求めた値程度にしておけば良い。ただし、 I_b が1/100以上の急流河川では、 F_r が1前後となり、反砂堆等が発生するため、砂防河川の観測例¹¹⁴⁾、実験値より判断すると $k_s = 6 d_m$ 位にしておいた方が良い。

3) 単位幅流量 q 、勾配 I 、粒径 d より ϕ を求める方法

H, I, d_m が分かっている場合には、これより τ_* 、 H/d を評価して、図-2・11~図-2・17を用いて ϕ を求められるが、水深 H の代わりに単位幅流量が既知である場合には、次のようにして ϕ を評価し得る。

水深 H を仮定し、これより $U_* = \sqrt{gHI}$ 、 τ_* 、 H/d を求める。 ϕ と τ_* 、 H/d の関係図より、この仮定された H に対応する τ_* 、 H/d の値より ϕ を求める。次に、 $V_m = q/H$ と ϕU_* を比較し、もし V_m の方が大きかったら、 H を大きくして同様のことを繰り返し、 $V_m = \phi U_*$ となった時の H を評価された H とし、この H に対する τ_* 、 H/d を使って、 ϕ と τ_* 、 H/d の関係図より ϕ を求めれば良い。

また、次のようにしても ϕ を求めることができる。まず ϕ の値を推定する。この ϕ によって次式より H を求める。

$$H = \left(\frac{q}{\phi \sqrt{g} \sqrt{I}} \right)^{2/3}$$

これより、 $U_* = \sqrt{gHI}$ 、 τ_* 、 d/H を求める。 ϕ と τ_* 、 H/d の関係図より、 ϕ を評価する。推定した ϕ と評価された ϕ とを比較して、もし、推定した ϕ の方が大きかったら ϕ の値を小さくして、推定した ϕ と評価された ϕ がほぼ同一の値になるまで、同様のことを繰り返す。

4) 流速係数 ϕ に及ぼす他の影響因子について

今まで低水路の流速係数を、河道の蛇行や中規模河床波の存在の影響が無いものとして評価してきた。ここでは、これらの影響程度について述べることにする。

中規模河床波が、流れの抵抗に及ぼす影響は、実験資料の精度もあって、はっきりしないが、エネルギー勾配を二断面間のエネルギーの差を距離で割って評価した場合、 $\tau_* = 0.01 \sim 0.3$ 、 $H/d = 5 \sim 40$ の範囲では、交互砂州を持つ場合の ϕ の値は、交互砂州を持たない平坦河床に比較して、10~15%小さい¹¹²⁾。この原因としては、主流が蛇行して実質的な流下距離が増加すること、また中規模河床波の存在による形状損失が生じ

表-2・6 砂利河川の粗度

河川名地点	d_{65} (mm)	d_{64}/d_{16}	ストリックラー 公式による $n^{(注)}$	水深が小さい時の粗度		砂堆と考えられる粗度		移行時の水理量		そ の 他
				n	φ	n	φ	τ_*	R/d_{65}	
大井川神座	35	70/1=70	0.027	0.02 ~ 0.026	14~16	移行起こらず				$\tau_{*max}=0.17$
信濃川小千谷	65	150/25=6	0.030	0.025~0.03	15	0.04	10	0.10	900	はっきりせず
雄物川椿川	6.5	17/0.7=24	0.020	0.02 ~ 0.025	16~20	0.035~0.04	11~12	0.15	570	明 確
米代川ニツ井	25	40/1=40	0.028	0.021~0.026	15~19	0.035~0.04	12~14	0.10	220	はっきりせず
石狩川伊納	60	80/3=26	0.03	0.025~0.03	10~13	移行起こらず				$\tau_*=0.02$ 以下
天塩川登平	25	40/0.7=57	0.028	0.02 ~ 0.03	13~16	移行起こらず				$\tau_*=0.09$ 以下
阿賀川山科	25	70/0.7=100	0.028	0.02 ~ 0.025	16~18	0.035~0.04	12	0.10	100	
仁淀川伊野	15	25/3=8	0.025			0.035	10~12		150 以上	$\tau_*=0.17$ 以下の資料なし
物部川戸板橋	23	40/1=40	0.025	0.02 ~ 0.025	14~16	0.03	13	0.2	150	
川内川斧川	9	40/0.5=80	0.022	0.02	20	0.035	12	0.11	440	
球磨川渡	50	60/7=8.6	0.028	0.032	13.5	0.045	10	0.13	120	
球磨川前川	35	50/0.6=83	0.026	0.028	14	0.04 ~ 0.045	10	0.12	120	
大淀川嵐田	20	50/3=17	0.024			0.04	10			$\tau_{*min}=0.037$ 小さすぎる?
菊池川山鹿	15	40/1=40	0.023	0.02	20	0.035	12	0.09	250	
菊池川中富	40	50/10=5	0.027	0.027~0.030	12~14	0.04	10	0.03	75	移行 τ_* が小さすぎる?
菊池川玉名	3	8/0.6=40	0.018			0.035~0.045	10~12			$\tau_*=0.069$ 以上の資料のみ
筑後川恵蘇の宿	130	200/50=4	0.033	0.03	13	移行起こらず				$\tau_*=0.10$ 以下の資料のみ
重信川出合	30	51/1.7=29	0.026	0.025	13	0.035	12	0.05~0.08	40~60	
渡川具同	40	70/0.8=87	0.027	0.03	13	0.04	10	0.010	125	
吉野川中央橋	20	60/1=60	0.024	0.02	20	移行起こらず				$\tau_*=0.12$ 以下の資料のみ
猪名川小戸	20	50/0.8=63	0.024	0.02 ~ 0.025	15~20	移行起こらず				$\tau_*=0.01\sim0.02$ の資料のみ
紀の川船戸	20	35/2=17.5	0.024			0.03 ~ 0.04	10		100 以上	$\tau_*=0.1$ 以上の資料のみ
野州川中郡橋	30	55/1.8=31	0.026	0.02 ~ 0.025	16~20	移行起こらず				$\tau_*=0.115$ 以下の資料
野州川笠原	30	40/1=40	0.026	0.025~0.03		0.05	9	0.07	83	
由良川福知山	35	70/0.7=100	0.027	0.03 ~ 0.035	13	0.04	10	0.12	120	
鈴鹿川木田	8	20/1=20	0.021	0.02	20	0.035	10	0.2	220	

注) ストリックラー公式は $Ks \approx 2.5 d_m$ とした場合の粗度に相当する。

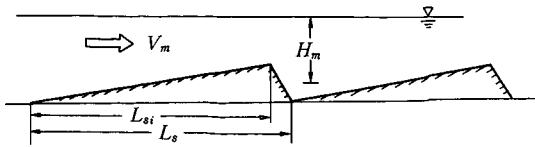


図-2・26 記号の定義

るためと思われる。

今、図-2・26のように L_s を中規模河床波のボトム（谷）からボトムまでの平均の長さ、 L_{si} をクレスト（頂）からボトムまでの平均の長さとし、この形状による損失を評価してみる。中規模河床波による形状損失係数を f_F とし、表面摩擦損失係数（小規模河床波による損失も含むものとする。これは中規模河床波が存在しない場合の流れの損失係数に等しい）を f_s とすると、

$$I_e = \frac{f_F}{8} \frac{1}{L_s} \frac{V_m^2}{g} + \frac{f_s}{8} \frac{1}{H} C \frac{V_m^2}{g} \dots\dots\dots (2\cdot10)$$

である。ここで $C=L_{si}/L_s$ である。

$$\varphi_s^2 = 8/f_s, \quad \varphi_F^2 = \frac{8}{f_F} \frac{L_s}{H}, \quad \varphi = \frac{V_m}{U_*}$$

とすると式(2・10)は

$$1/\varphi^2 = (1/\varphi_F^2 + C 1/\varphi_s^2) \dots\dots\dots (2\cdot11)$$

となる。ここで φ_s は中規模河床波が存在しない場合の流速係数、 φ_F は中規模河床波の形状損失のみによって生じる流速係数、 φ は中規模河床波が存在する場合の流速係数と定義される。

中規模河床波の L_s は交互砂州の場合 $4B$ 、多列砂州の場合 $150H$ 程度であり⁹¹⁾、 $C \approx 1$ 、また形状損失係数 f_F は0.5以下と考えられるので $B/H=30$ の場合には、 $\varphi_F \geq 44$ 、多列砂州の場合には $\varphi_F \geq 48$ となる。顕著な砂州の発生する砂利河川の場合 H/d が100以下なので、 $\varphi_s=14$ とし、 f_F を0.5とすると、式(2・11)より評価すると φ は φ_s より4%程度小さくなる。一般には中規模河床波の存在による φ への影響はそれほど考える必要は無いと思われるが、十分な砂州（ここでは H_s/H_m が1.5以上を十分な砂州と定義しておく）が発生する場合（ただし、 $\tau_* = 0.04 \sim 0.3$ 、 $H/d = 5 \sim 40$ の範囲）は、直線河道においても砂州による主流部の蛇行による影響も考慮して交互砂州の発生しない場合の φ に0.9位を乗じておけば良いと思われる。砂河川では、一般に中規模波の H_s/H_m が小さいので中規模河床波の影響は無視して良いと考えられる。

なお、河道の曲がりについても、中規模河床波の場合と同様の考察により、曲がりの所に死水域が生じることがなければ（自然河川では低水路満杯流量時に死

水域が生じる場合には、そこに土砂が堆積し、死水域を解消していくと考えられる。ただし、大出水時には、流向が変化するので死水域が生じる場合がある）。曲がりの影響は、河床に働く表面摩擦抵抗損失に比較すれば小さく、無視し得ることが分かっている^{83),115)}。

河岸の影響も1級河川の場合、低水路満杯流量時の B/H は、ほとんどが20以上であり、河岸の存在による低水路部の流れの抵抗への影響はそれほど大きくないとして良い。

以上より平均年最大流量程度の出水時の低水路部の流速係数の評価には、低水路に島や植生があるような特殊な場合を除けば、中規模河床波の影響や、曲がりの影響を考慮しなくてもほぼ妥当な評価が行い得ると考えられる。ただし、大出水時には高水敷上にも流れが生じ、流れの流向や低水路と高水敷との流れの流速差に基づく河岸渦や、思わぬところに死水域が生じることがあり、十分な考察が必要である。

2.5 まとめ

2章では、初めに本論のために使用された実験室及び実河川資料をどのように収集整理したか、また、資料の収集範囲、資料の特性について述べた。次に、河道特性を規定する基本要素について論じた。さらに、次章以下の検討に必要な流れの抵抗を表す流速係数 φ の評価手法を示した。得られた主要な結論は次のごとくである。

i) 種々の河道特性を規定する基本要素として河床材料の平均粒径、平均年最大流量、河床勾配の三量を仮定することが、本論で対象とする河道特性の空間スケールから考えると、これを説明、また、解析する上で適当であろうことを示した。

ii) 流れの抵抗は河床波と密接な関係があり、河床形態の違いによって流速係数 φ と τ_* 、 H/d の関係が異なる。河床形態ごとに φ と τ_* 、 H/d の関係を分析し、図-2・11～図-2・17に示す φ と τ_* 、 H/d の関係図を作成し、 φ を評価し得るようにした。また、この関係図の実河川での適用性を論じ、洪水時の流速係数の評価手法を示した。

3. 河床に働く掃流力と河道のスケール

3.1 はじめに

前章2.4において種々の河道特性を規定する基本要素として、平均年最大流量、河床材料の平均粒径、河

床勾配の三量を仮定することが適当であろうことを述べ、その三量の特性について触れた。本章においては、初めに一級河川の平均年最大流量時の低水路部の流速係数が、主に河床材料の平均粒径ごとにはほぼ定まった値となることを2.4の結果を利用し、また、実河川の洪水時の観測値を用いて示す。次に、低水路は洪水（河道に働く外力）に応じた自己調節作用の中にあると考え、一級河川の低水路の形状と平均年最大流量時の水理量との関係を調べ、平均年最大流量時に河床に働く掃流力と河床材料の平均粒径とは密接な関係にあることを明らかにし、この関係は土砂の堆積環境や河岸の耐侵食力で説明し得ることを述べる。さらに、この関係より河道のスケール（川幅、河積、水深）が、平均年最大流量、河床材料の平均粒径、勾配の三量によってほぼ表せることを示す。特に、川幅についてはレジーム論との相違とその原因について説明する。最後に以上の検討より、この三量が河道特性を規定する基本要素として妥当であることを結論付ける。

3.2 平均年最大流量時の低水路の流速係数

2.4「流れの抵抗の評価法」において、実河川の流れの抵抗と水理量の関係を調査している過程において、同じような河床材料を持つ河川では洪水時の小規模河床波の形態や流速係数 ϕ の値の変化が似ており、そこで生じている現象に共通性があることに気付いた。本節においては、2.4「流れの抵抗の評価法」を利用して評価した平均年最大流量時の低水路部の流速係数、ま

た、実河川での洪水時の流速係数の観測結果を基に一級河川の平均年最大流量時の低水路部分の流速係数が河床材料の平均粒径とどのような関係にあるのかを示す。

図-3・1は、縦軸は平均年最大流量時の流速係数 ϕ を、横軸には河床材料の平均粒径を取り、平均年最大流量時に取り得るであろう流速係数を実線の枠で示したものである。また図中にプロットされた点は2.4の手法を用いて評価された平均年最大流量時の ϕ の値を示すものである。以下に本図をどのように作成し、平均年最大流量時の流速係数を評価したか記述する。

平均粒径2mm以下の河床材料を持つ河川は、河床材料が、ほぼ均一砂と見なされるので、均一砂の場合の ϕ と τ_{*m} , H/d_m の関係を用いて、流速係数を評価し得る。平均年最大流量、川幅、河床勾配、河床材料が既知であるので2.4.6の3)の手法を用いて評価された流速係数の値を黒丸で示した。小規模河床波が砂堆と推定される τ_{*} , H/d の水理量領域（ $\tau_{*}=0.6\sim 1.5$, $H/d=600\sim 20,000$ ）では、相対水深によって ϕ の値がほとんど変化しないので、算出された ϕ は勾配の影響を受けず、粒径 d_m によって ϕ の値は定まった値となる。平均粒径が0.2~0.4mmで平坦河床となるような河川では、相対水深が河床勾配によって変化するので、 ϕ の値がばらつくが、このような粒径を河床材料に持つ河川の河床勾配は図-2・2に示すように、ある限られた勾配の範囲に存するため、そのばらつきは大きくなく、ほぼ粒径によって平均年最大流量時の流速係数が定ま

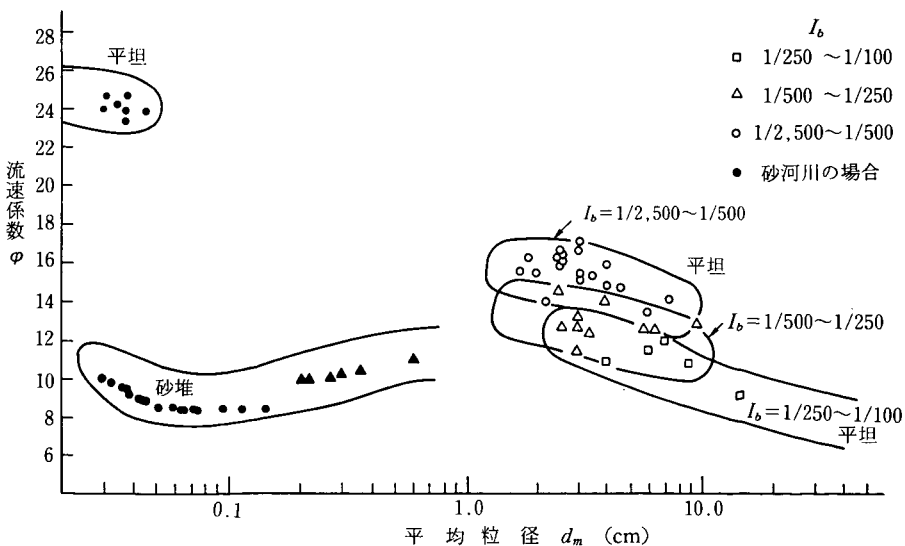


図-3・1 平均年最大流量時の ϕ と d_m の関係（日本の一級河川）

と考えて良いと思われる。なお、日本の実河川の洪水時の流速係数の観測結果によると、洪水時の砂堆河床に相当する流速係数は、定常流の状態であれば生じるであろう流速係数より1~2程度大きい場合⁶⁶⁾がある。これは砂堆の発達が水理量の変化にすぐさま追従しないためと考えられる。砂河川で平均年最大流量時の小規模河床波が砂堆と考えられる場合は、このことを考慮して平均年最大流量時に取得する ϕ の値を図-3・1に実線の枠で示してある。

平均粒径2~10mmの河床材料を持つ河川の河床材料は、河床材料中に粒径1cm以上の砂利分を含むことが多く、また、平均年最大流量時の水理量(τ_{*m} , H/d_m)は砂堆が生じるような水理量であり、流速係数の算定に当たっては砂堆河床に及ぼす河床材料の混合度の影響を考慮する必要がある。混合度が大きい砂堆河床の河川の流速係数は、大粒径の河床材料の存在によって砂堆の波形勾配が均一粒径の場合に比較して小さいので、水理実験結果⁷⁵⁾、及び実河川での観測結果⁷⁵⁾は、均一粒径の場合の流速係数 $\phi=8\sim9$ よりも1~2程度大きくなっている⁷⁵⁾。図-3・1には、このことを考慮して評価した流速係数 ϕ の値を▲印で示した。

平均粒径が1cm以上の河床材料を持つ河川(但し勾配 I_b が1/100以下)では、平均年最大流量時の τ_{*m} が0.1以下の河川がほとんどであるので、 $\phi=6.0+5.75 \log_{10}(H/2.5 d_m)$ の関係が成立するとして平均年最大流量、川幅、河床材料の平均粒径、河床勾配より、2.4.6の3)の手法を用いて、 ϕ の値を算出し、それを図-3・1に示した。ここでは勾配ごとに記号を変え、 $I_b=1/250\sim1/100$ を□印、 $1/500\sim1/250$ を△印、 $1/2,500\sim1/500$ を○印で示した。勾配によって記号を変えたのは、勾配の緩い河川ほど H/d_m が大きく、 ϕ の値が大きくなることと、平均年最大流量より大きな出水時の小規模河床形態がこの勾配区分ごとに異なると推定されるからである。大出水時においても勾配1/250以上の急流河川では H/d_m が小さく、また、中規模河床波が砂堆の発生を抑えるので τ_{*m} が0.1を超えても平坦河床の流速係数として推定し得るが、勾配1/500より緩い河川では砂堆が発生し ϕ が10~12程度となることが、実河川の観測資料より分かっている⁷⁵⁾。なお、勾配1/500~1/250の河川で τ_{*m} が0.1以上の場合、砂堆が発生するかどうかは実測資料が無く明らかにされていない。平均年最大流量時に取得する ϕ の値は、算出された ϕ の値を包絡するように勾配の区分ごとに実線で示した。

以上平均年最大流量時の流速係数は粒径1cm以下

の場合は、ほぼ粒径によってほぼ定まった値を持ち、粒径1cm以上の砂利河川は粒径と勾配によってほぼ定まった値を持つことを示した。

3.3 洪水時に河床に働く掃流力

前節において、洪水時の小規模河床波及び流れの抵抗(流速係数)は、河床材料の平均粒径がほぼ同一の河川では、同じような河床波及び流速係数を持っていることを示した。このことは、河床材料の平均粒径と河床に働く掃流力の間には、密接な関係が存在することを示すものである。そこで洪水時に河床に働く掃流力と粒径の関係を日本の一級河川の沖積河川の資料を用いて検討する。

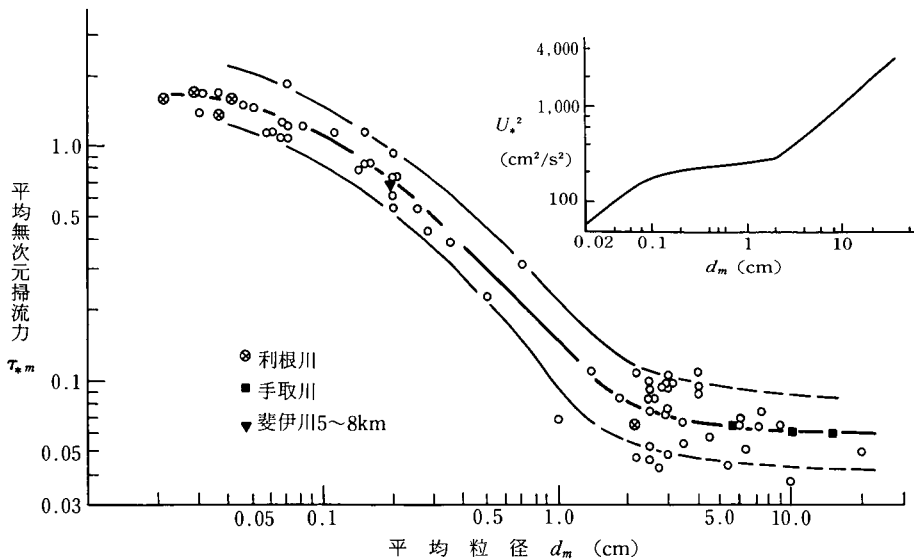
1) 検討対象河道と代表流量、粒径

河道として、ここでは低水路の形状を検討の対象にする。低水路は洪水(河道に働く外力)に応じた自己調整作用の中にあると考えられるからである。検討の対象とされた低水路は2.2の2)で示した日本の一級河川の大管管理区間の低水路であり、表-2・4に示された73の低水路及び縦断方向の低水路の形状変化と平均年最大流量時の水理量との関係を調べた13の河川の低水路である。この資料には北海道から九州までの河川資料が含まれ、ほぼ全国をカバーしている。なお、日本の河川の低水路は、蛇行部の直線化や護岸水制による河道の制御等によって半人工的なものであるが、ここでは半人工的河川と考えられる河川も、人的作用がほとんど及んでいない河川も2.2で示した同一の手続きで洪水時に働く掃流力と粒径の関係を求め、次に、人的作用がこの関係にどの程度影響を与えているかを分析することによって人的作用の影響程度を検討する。

河道を形成する代表流量としては、2.3で述べた平均年最大流量とした。河床材料の特性としては平均粒径で代表させた。平均粒径は2.3で述べたようにある程度河床材料の粒度分布特性も表している。

2) 無次元掃流力 τ_{*m} と平均粒径 d_m の関係とその考察

2.2の2)で詳述した手順によって求めた τ_{*m} と d_m の関係をプロットした結果を図-3・2に示す。同図の縦軸は平均年最大流量時の無次元掃流力 τ_{*m} 、横軸は河床材料の平均粒径を示すものである。図中の○印が2.2の2)で評価された τ_{*m} と d_m の関係を示すものである。ただし、評価された平均水深が、低水路満杯流量時の平均水深より1m以上となる場合には図-3・2にはプロットしていない(低水路満杯流量が平均年最大流量より小さい理由については、本節の考察iv)で述べる)。


 図-3-2 平均年最大流量時の τ_{*m} と d_m の関係

なお、図-3-2の右上には、河床に働く掃流力の値と粒径の関係が直截に分かるように、また、次節以降の検討のために、図-3-2に示される τ_{*m} と d_m の関係の平均的な関係（図中の太実線）に相当する U_*^2 と d_m の関係を示した。図-3-2より次のことが考察される。

i) 図-3-2に示すように、河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く力（掃流力）は密接な関係がある。洪水特性（気候特性）の異なる日本海側河川（融雪出水がある）と太平洋側河川とでは、洪水時の τ_{*m} と d_m の関係が多少異なると思われたが有意な差を認めることができなかった。しかし、出水特性が大きく異なる米国ミドルループ川（Middle Loup R.）（ $d_m = 0.025 \sim 0.04$ cm）¹¹⁶⁾、アフリカニジェール川（Niger R.）、ベヌー川（Benue R.）¹¹⁷⁾（ $d_m = 0.05 \sim 0.08$ cm）の τ_{*m} と d_m の関係を見ると、日本の河川に比較して同一粒径に対して τ_{*m} が小さくなっている⁹²⁾。これは気候が異なるため沖積層の土質が異なることが一因と考えられる。さらに、前述の外国の河川は、洪水期が長時間であるため、大きな外力にさらされている期間が長く、同一河床材料の日本の河川に比して、低水路満杯流量時の掃流力が小さくなるように水路が形成されるものと考えられる。

日本の河川の場合、気候帯の影響が顕著に生じなかったのは、河道のスケールに違いを生じるほど、河道を形成するに有効な洪水時間の差が少ないためと思われる。

ii) 相対的に流砂量の多い砂利河川（河床が上昇す

る傾向にある河川）と流砂量の少ない砂利河川（河床が河床低下傾向にある河川）では τ_{*m} の値が異なると思われたが、本資料だけでは、その関係を明らかにすることができなかった。しかしながら、流砂量の多い河川と少ない河川では、河道内の中規模砂州形態や植生、島の発生状況、表層の河床材料のアーマー化の程度等が、かなり異なっていることは明らかであり、河床が上昇あるいは平衡状態にある河川は、河床低下の傾向にある河川より、 τ_{*m} が大きくなるものと思われる。

iii) 平均粒径 2 cm 以上の河川では、勾配の急な扇状地河川（ $I_b > 1/250$ ）でも、勾配の緩い自然堤防帯の特性を持つ河川（ $I_b < 1/500$ ）でも、 $\tau_{*m} = 0.05 \sim 0.1$ の間にある。粒径が大きい方が多少 τ_{*m} が小さくなる傾向が見られるが、ほぼ一定の移動限界掃流力より τ_{*m} が多少大きめの値にある理由は次のごとく考えられる。

扇状地河川（ $I_b > 1/250$ ）の場合、河岸物質は河床材料とほぼ同一の物質であるので、洪水時の掃流力に耐え得る耐侵食力が、河床材料の移動し得る限界の掃流力にほぼ等しいか、それより多少小さい値と考えられる。従って、河床材料が動き得るくらいの掃流力の状態まで河幅が広がってしまうものと思われる。実際河岸が河床と同一粒径の砂で構成された人工の小水路、実験水路に水を通水した場合、最終状態での河床が平坦河床であれば、水路の τ_{*m} は $0.04 \sim 0.08$ 程度であり^{118), 119)}、また、河床材料が細かく砂漣が発生する場合は τ_{*m} が $0.2 \sim 0.3$ 程度となっている¹¹⁷⁾。この最終状態での τ_{*m} は、平坦河床、砂漣河床において河床材料が移

動し得る限界の掃流力に対応している。扇状地河川が上述の平坦河床の場合に相当し、細砂を底質に持ち、河岸物質が非粘着性の安定したかんがい水路の持続流量 (sustained discharge, かんがい水路の設計通水量とはほぼ等しい) 時の τ_{*m} が 0.2~0.3 であるので¹²⁰⁾、この場合が砂漣河床に相当していることになる。

勾配が緩い ($I_b = 1/500 \sim 1/2,500$) 自然堤防帯の特性を持つ河川の場合、河岸物質は下層は河床材料とはほぼ同様な物質であるが、中層は小砂利、シルト混り砂などからなり、上層はシルト混り細砂である所が多い。このような地点の河岸侵食は、河岸近くの河床の深掘れによって中上層の粘着性を持つ河岸の安定が崩れ、滑落崩壊することによって生じる場合が大部分である。河岸物質は河床材料が移動し始める位の掃流力に対して粘着力があるため、ある程度掃流力に耐えることができるが、河床材料が移動し始めると、深掘れ部の河床低下が生じ、河岸が崩れてしまい、河川の川幅は土砂の移動限界掃流力より多少大きな掃流力に対応するよう調節されるものと思われる。

なお、河床低下しつつある河川、上流からの土砂供給が少なくなった河川では、河床材料がアーマー化され、 τ_{*m} が小さくなるものと考えられる (北米の融雪出水が洪水となるような河川で、上流部に氷河を持たない砂利河川の平均年最大流量時の τ_{*m} は、カナダ、アルバータ州の河川資料¹²¹⁾を整理した結果¹¹²⁾によると、0.02~0.04 程度で、日本の河川よりその値が小さい。この原因は、氷河期に多くの土砂を生産したが、現在は流量、生産土砂とも減少し河床はアーマー化しているためと考えられる)。

iv) 粒径 1.0 cm 以下で、0.05 cm 以上の河床材料を持つ河川では、 τ_{*m} は d_m にほぼ反比例して大きくなる。これは河岸物質が粘土混りシルトや粘土混り砂となり、側岸の耐侵食力が河床物質を動かす力より強いいため、側岸の流水に対する耐侵食力に対応した河道を形成するためと考えられる。ただし、これは河岸が洪水に対して侵食されず、水路が横方向に移動しないということを意味しているのではない。横方向に移動しない河道は、細かい土砂 (fine sediment) を河水中に多く含む運河 (canal) で安定な条件である $U_*^2 = 40 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ つまり $V_m = 90 \sim 120 \text{ cm/s}$ 位の流速を低水路満杯時に持つ河道と思われる。この流速は、また、細かい土砂が河床に堆積し得る条件と考えられる。蛇行河川の湾曲部の凸岸側の河岸近くでは、平均年最大流量時でも、この程度の流速となり、一方では河岸の侵食、他方では堆積を同時に行っている。

v) 粒径 0.05 cm 以下の河川では、 τ_{*m} は d_m に反比例しなくなり、 τ_{*m} は d_m が小さくなくてもそれほど増加しない。このことは図-3・2の右上の図に良く示されるように平均粒径が小さいほど、河床に働く掃流力が小さくなることを示している。

vi) 2.4で述べたように、低水路満杯流量時と平均年最大流量はほぼ同程度の値であり、一般に言われている低水路満杯流量は、2~3年に1回生じる流量であるということは妥当であるが、中には低水路満杯流量が平均年最大流量よりかなり小さいものがあった。石狩川 146 km 地点、木曾川 25~35 km 区間、揖斐川 25~30 km 区間、遠賀川 20~30 km 区間、淀川 20~30 km 区間である。このうち木曾川、揖斐川、遠賀川、淀川は航路維持のために長大水制によって川幅を狭めていることが原因していると考えられる。ただし、このように平均年最大流量時に高水敷に水が乗る河川でも平均年最大流量時の低水路の τ_{*m} は、図-3・2にプロットした τ_{*m} と d_m の関係とはほぼ同様であり、図-3・2のばらつきの中に入ってしまう。なお、水制によって人工的に川幅を狭められた斐伊川 1~8 km の τ_{*m} が、ほぼ図-3・2の関係にあることが、平均年最大流量時の τ_{*m} の縦断方向の変化を調べたものより確認されている⁹²⁾ (図-3・2に、斐伊川 5~8 km 区間の τ_{*m} と d_m の関係を▼印で示した)。

以上、図-3・2より考察されることを述べた。これによって平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係は、ほぼ一本の関係でまとまり、また、その関係は土砂の堆積条件又は河岸物質の耐侵食力との関係から説明可能であることが推察された。また、河川の縦断方向の τ_{*m} と d_m の関係より求めた τ_{*m} と d_m の関係は、図-3・2に示す利根川、手取川のように、平均年最大流量時の τ_{*m} と d_m の関係線の上に載っており、河川縦断方向の τ_{*m} と d_m の関係は、図-3・2の関係線上に沿って変化することが確認し得た。

3.4 平均年最大流量時の河道スケールと流速

平均年最大流量 Q の時の低水路のスケール、すなわち、川幅 B 、河積 A 、平均水深 H_m 、及び低水路の平均流速 V_m 、フルード数 F_r は河床勾配 I_b 、河床材料の平均粒径 d_m 及び平均年最大流量 Q の三量によって推定可能である。本節においてはこの推定方法を示す。

平均年最大流量時の流速係数 ϕ は、図-3・1に示したように平均粒径 d_m 及び河床勾配 I_b によって定まるので

$$\phi = f_1(d_m, I_b) \dots \dots \dots (3.1)$$

と表せる。また、平均年最大流量時の無次元掃流力 τ_{*m} は図-3・2 に示すように平均粒径 d_m との関係であるので、

$$\tau_{*m} = f_2(d_m) \dots \dots \dots (3 \cdot 2)$$

と表せる。

ところで、

$$\tau_{*m} = H_m I_b / s d_m \dots \dots \dots (3 \cdot 3)$$

であるので

$$H_m = \tau_{*m} \cdot s d_m / I_b = f_2(d_m) \cdot d_m \cdot s / I_b \dots \dots \dots (3 \cdot 4)$$

$$F_r = \varphi \sqrt{I_b} = f_1(d_m, I_b) \sqrt{I_b} \dots \dots \dots (3 \cdot 5)$$

$$\begin{aligned} V_m &= \varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s g d_m)^{1/2} \\ &= f_1(d_m, I_b) \cdot \sqrt{f_2(d_m)} \cdot d_m^{1/2} \cdot (sg)^{1/2} \\ &\dots \dots \dots (3 \cdot 6) \end{aligned}$$

となり、平均水深 H_m 、フルード数 F_r 、平均流速 V_m は、勾配 I_b と平均粒径 d_m より評価することができる。

また、低水路の川幅は

$$\begin{aligned} B &= 1 / \varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s d_m)^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q \\ &= f_1(d_m \cdot I_b)^{-1} \cdot f_2(d_m)^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot s^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot \\ &I_b \cdot Q \dots \dots \dots (3 \cdot 7) \end{aligned}$$

であるので、川幅 B は、 I_b 、 d_m 、 Q の三量で評価することができる。ただし、長大水制によって人工的に川幅を狭め、低水路満杯流量が、平均年最大流量より大幅に小さくなるような場合には、式(3・7)によって川幅を評価することはできない。

図-3・3 は、縦軸に平均年最大流量時の低水路の水深 H_m を、横軸に河床材料の平均粒径 d_m を取り、右上に示した河床勾配の区分ごとに記号を変え、日本の一級河川の資料(表-2・4)をプロットしたものである。同図には図-3・2 の太実線の d_m と τ_{*m} の関係線を使って式(3・4)によって評価した H_m と d_m の関係も I_b を指標として実線で示してある。ほぼ式(3・4)による推定値に近い所に実河川の資料は存在する。なお、水深 H_m は、平均粒径 d_m 及び河床勾配 I_b が同じような値を持つ河川間では平均年最大流量が異なっても、ほぼ同一の値を持つ。図-3・4 には、式(3・6)及び図-3・2 の太実線の d_m と τ_{*m} の関係、図-3・1 の d_m と φ の関係を使って、平均年最大流量時における低水路の平均流速の推定値を示した。粒径 0.2~0.4 mm の河床材料を持つ河川は、洪水時河床が平坦河床となることがあるので、粒径 0.5 mm 以上の粗砂を持つ河川より平均年最大流量時の流速は速いことがあることを良く示している。

式(3・7)によると、ほぼ同じような平均粒径 d_m の河床材料を持っている河川間では、川幅は $1/f_1 \cdot Q I_b$ に比例することになる。

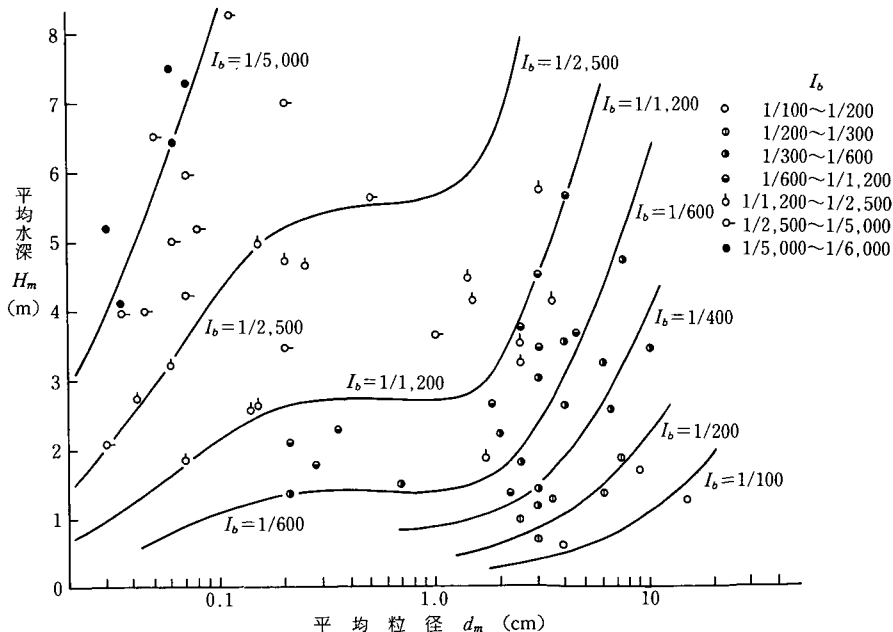


図-3・3 平均年最大流量時の水深と d_m 、 I_b の関係

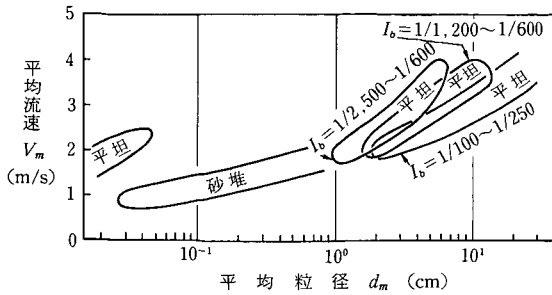


図-3-4 平均年最大流量時の平均流速と粒径の関係

d_m が1 cm 以下の場合、平均年最大流量時の流速係数 $\phi (=f_1)$ が、ほぼ定まった値になるので川幅は $Q \cdot I_b$ に比例する。ただし、 d_m が0.02~0.04 cm の場合は、平均年最大流量時の小規模河床波が砂堆になるか平坦になるかによって ϕ の値が異なるため、小規模河床波が平坦である河川は、砂堆である河川に比べて川幅が小さくなる。 d_m が1 cm 以上の場合、 ϕ が勾配 I_b にも依存するので、川幅の評価には I_b 、 d_m 、 Q の三量で評価しなければならないが、 I_b の変化に対する ϕ の値の変化はそれほど大きくないので、同じような d_m を持つ河川間では、川幅は大略 $Q \cdot I_b$ に比例する。

図-3-5 は、日本の一級河川の資料(表-2-4)を使って B と $Q \cdot I_b$ の関係を示した。ここで縦軸は低水路幅 B を、横軸は平均年最大流量 Q と河床勾配 I_b の積を示す。図中には河床材料の粒径ごとに記号を変えて B と $Q \cdot I_b$ の関係がプロットされている。なお、同図には図-3-2 の τ_{*m} と d_m の関係、図-3-1 の d_m と ϕ の関係を用いて式(3-7)で評価した B と $Q \cdot I_b$ の関係を粒径 $d_m = 0.6 \sim 1.0$ mm, $d_m = 0.3$ mm (平坦河床の場合)、 $d_m = 2 \sim 4$ cm, $d_m = 5 \sim 6$ cm の場合について示した。 d_m が1~3 cm を除けば、各粒径群ごとに B がほぼ $Q \cdot I_b$ に大略比例していること、また、評価された直線と近い所にデータがプロットされていることが分かる。なお、 d_m が1~3 cm の場合、勾配の緩い河川($Q \cdot I_b$ の小さい河川)は、勾配の急な河川に比し、平均年最大流量時の U_*^2 が小さく、 τ_{*m} が0.04~0.06 程度と粗砂の河川に相当するような値を持つため、粗砂を河床材料に持つ河川と同程度の低水路幅となっている。このように d_m が1~3 cm の場合、勾配の違いによって、 τ_{*m} の値が異なることが、図-3-5 において点がばらつく原因となっている。

図-3-6 は、日本の河川ではないがアメリカの中西部の砂河川、アフリカのニジェール川(Niger R.)とベヌー川(Benue R.)の低水路幅と $Q \cdot I_b$ の関係を示した

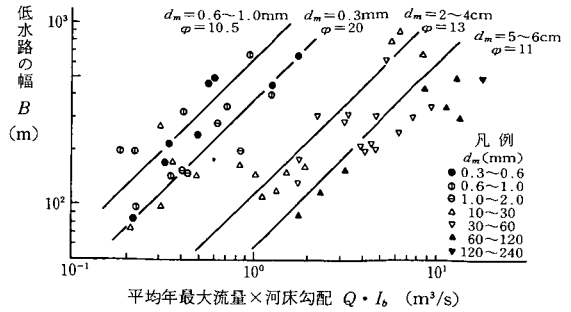


図-3-5 日本の河川における低水路幅 B と $Q \cdot I_b$ の関係

- ミドルループとディシマル ($U_*^2 = 50 \sim 60 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- サウスループ ($U_*^2 = 90 \sim 100 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- ノースループ ($U_*^2 = 55 \sim 70 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- カラマス ($U_*^2 = 70 \sim 85 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- △ ニジェール, ベヌー ($U_*^2 = 80 \sim 90 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- ▲ ホワイト ($U_*^2 = 70 \text{ cm}^2/\text{s}^2$)
- ▼ プラター

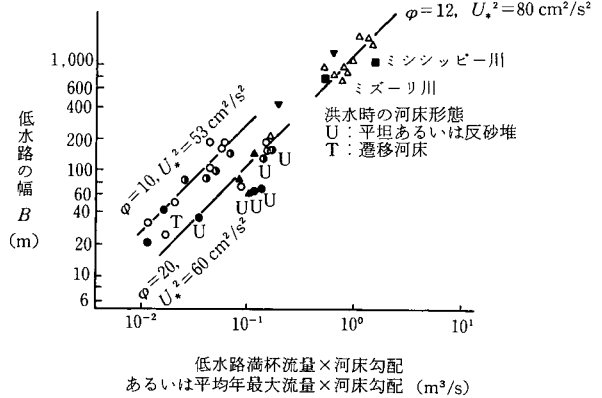


図-3-6 砂河川における低水路の幅と $Q \cdot I_b$ の関係 (外国の河川の例)

ものである。図中には3本の直線が示され、それぞれの ϕ と U_*^2 の値が記されている。大河川であるニジェールとベヌー川の河床材料は0.5~0.7 mm であり、低水路満杯流量時の河床波は砂堆(dune)と推定される。アメリカ中西部の $Q \cdot I_b$ が0.5 m^3/s 以下の河川は、同一 $Q \cdot I_b$ において、 B が小さい群の河川は、低水路満杯流量時は河床は平坦(flat)であり、大きい方は砂堆(dune)と推定される。二つの性質の違う群が現れたのは、平坦河床になった群の河川は浮遊砂(粘土・シルト)が多いと記述されている河川が多く⁹⁶⁾、河岸の物質の耐侵食力が大きく、より大きい掃流力に耐え得るためと推定され、また、河床材料の平均粒径が0.2~0.4 mm のため、 $U_*^2 = 50 \sim 65 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ で河床波が砂堆から、平坦河床に移行し、 ϕ が10から20前後に大きく変わることが、このように性質の違う2つの直線となった理由である。

以上より河道のスケールは、平均年最大流量、河床材料の平均粒径、河床勾配の三量によって表すことができ、この三量が河道特性を規定する基本要素として適切なものであると判断される一つの証拠となる。

3.5 レジーム論との関連性

多くの安定した運河 (canal) (護岸がなされていない水路で、河岸が侵食されず、また、土砂の堆積侵食の生じないような水路) の水路幅や実際の河川の水路幅は

$$B \propto Q^{1/2} \dots\dots\dots (3\cdot8)$$

とされている²⁾⁵⁾。ところで式 (3・7) は、この式と形が全く異なっている。この相違の原因は次のごとく考えられる。

式 (3・7) は、 I_b 、 Q 、 d_m が独立の変数としているが、式 (3・8) においては、 I_b 、 Q 、 d_m が独立の変数となっていない。つまり Q が大きい所では、 I_b 、 d_m が小さいという河川の縦断方向の河道特性量の変化をも含んだ関係式となっている。つまり式 (3・8) には、水路の縦断方向の変化特性が含まれている。

このことが安定した運河 (canal) 設計論における二つの立場、レジーム論派と掃流力派の論点^{7),10),122)} がかみ合わなかった理由であり、今でもレジーム論的運河設計論が残っている理由である。

水路勾配が何によって決まるのかということが明確になれば式 (3・7) と式 (3・8) は矛盾なく統一されるが、これが明らかになるのは今後多くの調査研究が必要と思われる。ちなみに図-3・7 に図-3・5 に使用した資料を用いて B と Q の関係を示した。同一 Q に対して B のばらつきは大きく、今のところ式 (3・7) を基にして低水路幅を考えておいた方が河川工学上の問題を考えるには良いと思われる。

3.6 まとめ

3章では、平均年最大流量時の低水路の流速係数 ϕ と河床材料との関係及び河床に働く掃流力と河床材料の関係を実河川の資料を用いて調べ、その関係を堆積環境の視点から説明し、次に河道のスケール (低水路幅、河積、水深) がこの関係を利用することによって評価し得ることを述べた。以下に主要な結論及び内容を示す。

i) 平均年最大流量時の低水路の流速係数 ϕ を図-3・1 に示した。これによって低水路の概略の流速係数を河床材料の平均粒径及び河床勾配によって評価し得

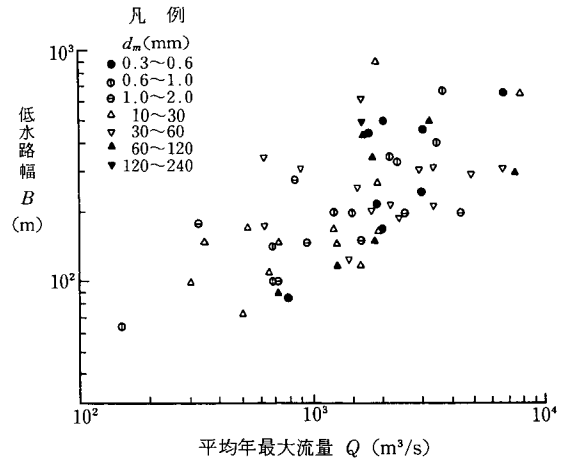


図-3・7 低水路幅 B と平均年最大流量 Q との関係

る。

ii) 河床材料の平均粒径と平均年最大流量時に河床に働く掃流力は、図-3・2 に示す関係にある。

iii) 平均粒径 1 cm 以上の河川では、平均年最大流量時の平均粒径に対する無次元掃流力 τ_{*m} は 0.05~0.1 程度である。粒径 0.05~1.0 cm を河床材料に持つ河川では τ_{*m} は d_m にほぼ反比例する。粒径 0.5 mm 以下では、 τ_{*m} が d_m に反比例しなくなり、粒径が小さくなると河床に働く掃流力が小さくなる。

このような関係が生じる原因を河岸物質の耐侵食力と洪水時の流速、浮遊物質の堆積条件と流速の関係から説明した。

iv) 図-3・1 及び図-3・2 より、河床材料の粒径 d_m 、河床勾配 I_b 、平均年最大流量 Q が既知であれば式 (3・4)~式 (3・7) によって、河道の平均的なスケール (水深 H_m 、低水路幅 B 等) が大略評価し得る。

v) まとめ i)~iv) は、河道特性のうち、河道のスケール、洪水時の掃流力を規定する基本要素として平均年最大流量、河床材料の平均粒径、河床勾配の三量が適切であることを示している。

4. 河道のセグメントと分級作用

4.1 はじめに

前章において河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く掃流力が密接な関係があることを示し、これは山地で生産された種々の粒径からなる土砂が、沖積地の堆積環境に応じてふるい分け堆積したものと推察された。本章においては、初めに河床の縦断形は、ある一

定の勾配を持ったセグメントの集まりであることを、木曽川の河床縦断面図、河床材料縦断面図を用いて説明し、通常は扇状地上を流下する河道区間であるセグメント1、自然堤防地帯の河道区間であるセグメント2、その下流で細砂を河床材料に持つデルタ地帯を流下する河道区間であるセグメント3を持つことを示し、このセグメントは地形学的営力、すなわち侵食基準面、地殻変動によって生じる堆積空間を、その堆積環境に応じて、上流からの流出土砂が分級堆積したことによって生じたものであることを述べる。次に各セグメントでの洪水時の土砂の運動形態と分級形態、及びセグメントとセグメントの継ぎ目での土砂の運動形態の変化を、実河川の観測資料を用い、洪水時に河床に働く掃流力との関係から分析し、セグメントは土砂の分級堆積の基本単位であることを示す。結論として3章で述べた平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係は、このセグメント形成作用の具体的な現れであり、沖積地河川の最も基本的な関係であることを示す。

4.2 河道の縦断面形とセグメント

河川の縦断面形は上流から下流に向けて徐々に緩くなり、平衡に達した河川は、河床勾配が指数関数的に減少すると言われている。スターンベルグ (Sternberg, H.) は、これを河床堆積物の粒径が流下するにつれて、摩擦作用によって減少することによる⁹⁾と説明したが、安藝は「河床構成砂礫は流水による自然選択作用によって次第にその地点の掃流力に対応する形態を取るもの」とした¹⁰⁾。また、上流の砂利の部分と下流の砂の部分で、勾配が急に折れ曲がることもあることを指摘し、「この点の掃流力と河床抵抗との関係がこの上下流部分において同じ状態にあるのではなく、周囲の条件によって河川がこのような形に余儀なくされており、その結果河床の移動状態が上下流部分において相当異なるものであることが考えられる。」と述べている¹⁰⁾。谷津は、この勾配の急変点が生じる理由として河床堆積物中に径2~4 mmのものが少ないことに注目し、2~4 mm程度の土砂の生産が少ないためであるとした¹¹⁾。

本章での考え方は、河床材料が流水による自然選択作用によって、その地点の掃流力に対応する形態を取るものだという安藝と基本的に同じであるが、安藝が河床材料が距離の指数関数となるとして周囲の条件によって影響されない区間の河床勾配の変化を説明していることには同意し得ない。河床材料がなぜ距離の指数関数となったのか説明しない限り、逆に勾配の変化が河床材料の変化として現れたと説明しても良いこと

になる。沖積層を流れる河川の河床材料は、本来的に上流で生産された土砂が、流水によって運ばれ、それを受け入れる堆積空間にその水環境に応じてふり分けられ堆積したものと考えるべきである。

ところで、3章の検討のために多くの河川の縦断面形と河床材料の縦断面方向の変化図を見ているうちに、河川の縦断面形はマッキン (Mackin, J. H.) がグレイデッドリバー (graded river) の概念の説明において述べたように、ほぼ同一勾配を持つ区間 (セグメント) の集まり⁵⁷⁾と考えた方が良く、また、セグメントは土砂の分級作用の現れであると考えようになった。セグメントが変わるごとに1章で述べた種々の河道特性が変わり、逆に同一セグメント内ではその河道特性がほぼ同じであるので、各セグメントごとに河道特性を分析・把握し、それを互いに比較することによって沖積地河川の特性が把握し得ると考えられる。1つのセグメントは河道特性を把握する場合の基本的な区間単位ともなるものである。

河川におけるセグメントの数は、河川によって、また、河川をセグメントに区分する目的 (河道特性の違いを細かく見れば見る程、セグメントの数は多くなる) によって異なってくるが、単純な河川の場合 (山間部から堆積空間に出て、そのまま海に入ってしまう河川で、大きな支川が入りこまない場合) には、山間部を出てからは通常次の三つのセグメントを持つ。

扇状地を持つ河川の場合は、扇状地上を流下する河道区間に当たるセグメント1、その下流で粗砂を河床材料に持つ中間地 (自然堤防帯) に対応するセグメント2、その下流で細砂を河床材料に持つセグメント3である。木曽川の河床、縦断面図及び河床材料縦断面図を用いてこれを示す。図-4・1は縦軸に河床高、横軸に河口からの距離を示したものであり、図-4・2は縦軸にある粒径以下のものが河床材料中に占める割合 (%) を取り、横軸に河口からの距離を取り、図中に示す数字 (mm) の粒径以下のものが河床材料に占める割合が縦断面方向にどのように変わるかを示したものである。これによって木曽川は42 km地点より上流の勾配が急で河床材料の平均粒径が5 cm程度のセグメント1、10~42 km区間の勾配1/3,400で粗砂を河床材料に持つセグメント2、0~10 km区間の勾配が非常に緩く、細砂を河床材料に持つセグメント3から成ることが分かる。表-4・1には、各セグメントの特性と地形区分との関係、また、河床材料、河岸物質、勾配、蛇行程度、河岸侵食、水路の深さとの一般的な関係を示した。これによってもセグメントごとに種々の河道特性が変化することが良

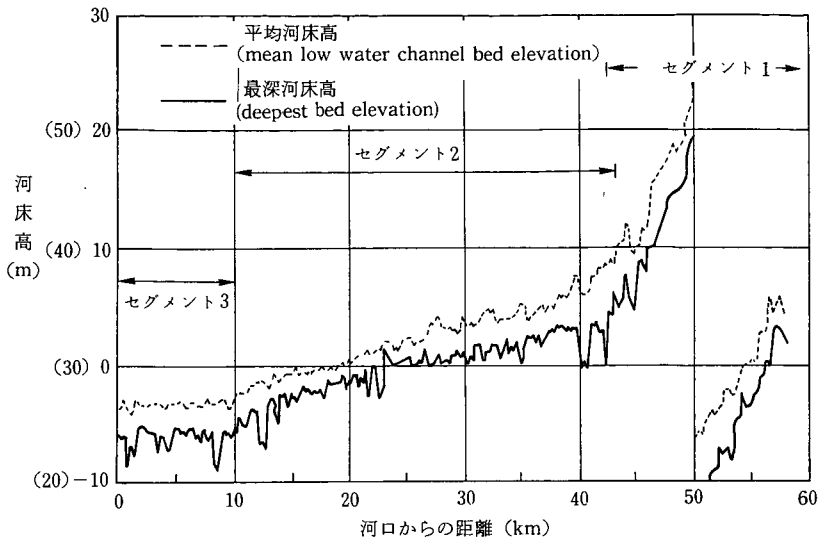


図-4-1 木曽川平均河床高及び最深河床高縦断面図

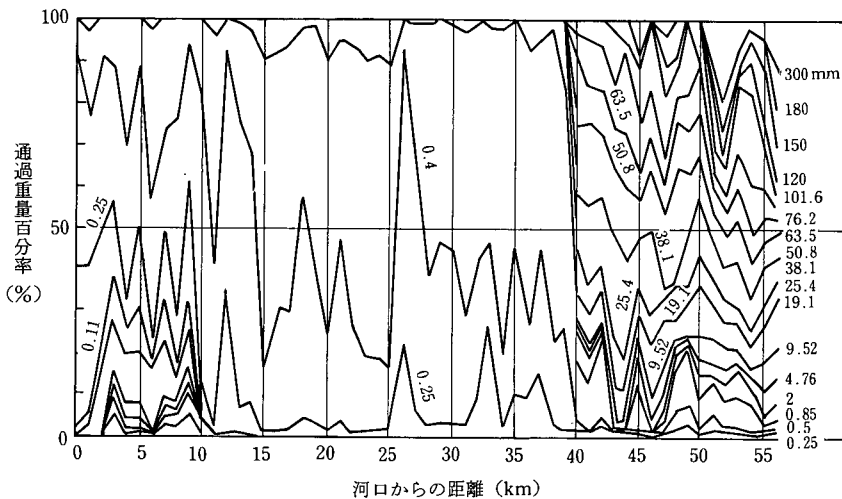


図-4-2 木曽川河床材料粒度分布変化図

く示されている。

扇状地を持たない河川では、山間部から出た河川は、直接自然堤防帯（中間地帯）に入るが、河床材料が砂利であるセグメント 2-1、その下流の同じ自然堤防帯でありながら河床材料が粗砂であるセグメント 2-2、その下流で細砂を河床材料に持つセグメント 3を持つ。

ただし、河川によっては、扇状地でセグメント 1 を 2 つあるいは 3 つに分けた方がよい河川、中間地帯を流下する河川でも大きな支川などが本川などに入ると河床勾配が変わり、セグメント 2 を 2 つあるいはそれ以上に分けた方がよいこともある。なお、日本の河川は内海に流入する場合を除けばセグメント 3 を持たない

例が多く、また、外海に面して波浪が強く、前面に海盆がせまるような河川（たとえば大井川、安倍川、富士川、黒部川）では、砂分が波浪によって他の場所に運ばれてしまうためにセグメント 2 さえ持たないことがある。

4.3 平均年最大流量時の流砂の運動形態

4.3.1 本節の課題

4.2 で述べたように河川の縦断面形は、ほぼ同一勾配を持ったセグメントの集まりと考えられ、また、セグメントの形成因の一つとして土砂供給源から補給された土砂の分級作用が重要な要因と推察された。このよう

表-4・1 各セグメントとその特徴

	セグメント 1	セグメント 2	セグメント 3
地形区分	扇状地 谷底平野	自然堤防帯 中間地	デルタ
河床材料の平均粒径 d_m	2 cm 以上	3 cm ~ 0.4 mm	0.3 mm 以下
河岸物質	表層に砂、シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト・粘土
勾配	1/60 ~ 1/400	1/400 ~ 1/4000	1/5000 ~ 水平
蛇行程度	曲り少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行又は島の発生	蛇行が大きいものもあるが無いものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	中、河床材料が大きい方が良く水路動く。	弱、ほとんど水路位置動かない
水路の平均深さ	0.5 ~ 3 m	1 ~ 5 m	4 ~ 6 m

な特性が異なったセグメントの形成機構を探るには、第1に河床材料の粒度分布特性と洪水時にそれがどのような運動形態を持つかを調べる必要がある。本節においては、まず実河川の河床材料は均一粒径でなく、通常粒径の異なる3つ以上の集団から成ることを示し、次にそれらが洪水時どのような運動形態を持っているかを、河床材料の平均粒径の違いごとに、実際の観測例を用いて、分析し、平均年最大流量時の流砂の運動形態を推測する。

なお、現地流砂観測資料は、建設省の各工事事務所、北海道開発局が測定した^{(123),(124)}ものである。

4.3.2 河床材料の粒度分布形と粒径集団

河床材料の粒度分布形は、対数正規分布形に近い、と言われているが、実際には、特性の異なる3つ以上の集団 (population) を持っているのが普通である。堆積学では、図-4・3のごとく河床材料の主モードである集団をA集団、それより細かいものをB集団、A集団より粒径の大きいものをC集団と呼んでいる。

河床材料の粒度分布形は、A、B、Cの各集団の粒度分布形を対数正規分布形と見なし、各集団ごとの粒度分布形の合成されたものと解釈されることが多い。確かに砂を河床材料とする場合には、各粒径集団ごとにその粒度分布を対数正規分布と仮定し、河床材料の粒度分布形を解釈したり、あるいは、その粒度分布形成要因を解釈することは^{(125),(126),(127),(128),(129),(130)}、経験的事実と合い、妥当性を持っているが、砂利を河床材料の主モードとする場合には、A集団と見なされる粒径の存在範囲が広く、これを一つの粒径集団と見なすことは

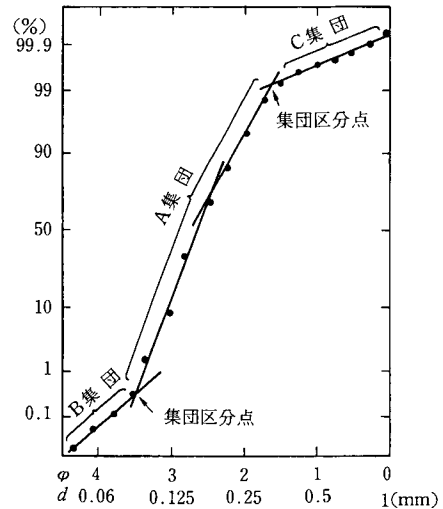


図-4・3 河床材料の粒度分布，砂の場合

問題が多く、A集団を2つあるいは3つに分けた方がよいことがある。

対数正規分布を持つ粒径集団を合成したものとして河床材料の分布形を解釈する場合には、各集団ごとに、粒径の存在範囲を決めることができないが、工学上は、図-4・3に示すように集団区分粒径 (diameter of population break) を決め、この区分粒径によって集団ごとの粒径の存在範囲を定め、その存在範囲ごとの粒径集団の移動特性と、移動量を評価した方が、河床変動の評価や土砂の分級機構を解明及び解釈する上で有効と考えられる。本章では、この立場で混合粒径河床材料

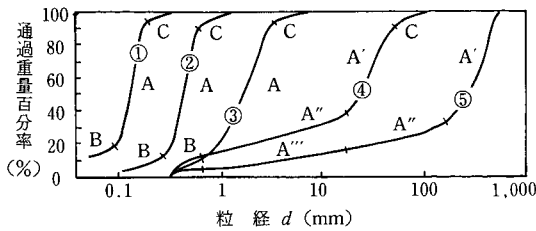


図-4.4 種々の粒度分布形における集団区分点

の移動床の水理特性を解釈する。

ところで河川工学の立場では、一般に粒度分布形を図-4.4に示すように、片対数紙を使って表現するのが普通であり、土質工学あるいは堆積学で使用される ϕ 尺度

$$\phi = -\log_2 d \dots\dots\dots (4.1)$$

で粒径を表すことはしない。本論においては、河川工学の通例に従って河床材料の分布形を片対数紙を使って表現することにする。この場合集団区分粒径は、図-4.4に示したように、粒径加積曲線上での勾配の急変点の粒径としておけば実用上は十分と思われる。

4.3.3 現地観測資料による流砂形態の実態とその水理学的検討

土砂の移動形態を論じる場合、通常次の3つの形態に分けることが多い。

掃流砂 (bed load) : 河床近くを転がり、すべり、ジャンプしながら移動する流砂。

浮遊砂 (suspended load) : 流れによって浮遊されながら流下する流砂。流れの流送能力に応じて河床から浮遊し、また、沈降する流砂で、流れの流送能力以上の流砂が上流から流下すれば、過剰な砂分は沈積する。

ウォッシュ・ロード (wash load) : 河床を構成する材料の中にほとんど存在しないような細かい粒子からなる流砂。一般には河川の水理量とは一義的関係の無い流砂と理解されている。

3つの流砂形態は、河川における土砂の運動形態及び移動形態を論ずる場合、有効な概念であるが、互いに重なり合った部分があり、厳密に区分できるものではない。実河川のように流量の変動に応じて掃流力が変化する場合には、ある粒径集団を取り出すと出水時にはウォッシュ・ロード的であるが、流量の小さい時は浮遊砂的であるというように、流砂の運動形態が変化し、運動形態を区分することが難しくなる。

ここでは、河床材料の平均粒径の違いによって各粒径集団の運動形態がどのように異なるかを観測資料を

通して述べることにする。

1) 砂河川における土砂の移動形態 ($d_m = 0.3 \sim 0.6 \text{ mm}$)

砂河川の河床材料は、上流のセグメントで砂利分が堆積し、そこから抜け出て来た材料であることもあって均一性が良い。そのため河床形態の評価や河床変動の予測に当たっては、均一砂と見なして評価しても問題は少ない。しかし、このことは河床材料の各粒径集団がすべて同一の運動形態を持つことを意味するのではなく、A, B, Cの各集団は異なった運動形態を持っている。

砂河川の流砂形態の例として、図-4.5に示す横断形状を持つ天塩川・天塩大橋 (18.6 km) 地点の洪水時に観測¹²⁴⁾された掃流砂・浮遊砂の観測結果を述べる。

昭和44年 (1969) 5月2日左岸より64 m地点 (水深7.25 m, $V_m = 1.5 \text{ m/s}$) 及び7月30日に左岸より58.5 m地点 (水深5.1 m, $V_m = 0.7 \text{ m/s}$) で行われた浮遊砂の観測より求めた測深別の浮遊砂の粒度分布を、また同日に行われた掃流砂の粒度分布を、図-4.6に示す。

なお、5月2日の流量は約1,000 m^3/s であり、7月30日は約300 m^3/s である。天塩川の平均年最大流量は約1,650 m^3/s であるので5月2日は中出水、7月30日は豊水流量が220 m^3/s であるので、これより約4割大きい流量時の観測値である。

河床材料のA集団の平均粒径は0.6 mm程度であるが、この地点はセグメントの変わり目に当たりC集団である1 mm以上の河床材料が河床表面を占め、平均粒径が2 mm位になることもある。

5月2日及び5月7日の小規模河床形態は、流速から判断すると砂堆であり、7月30日は砂鏈、あるいは、砂堆と推定される。

掃流砂採取器に入った砂の粒度分布は、河床砂より多少小さいか、ほぼ等しく、砂河川では掃流砂は河床砂粒度分布とほぼ等しいとして良いと思われる。なお、浮遊砂の粒度分布を見ると、流速の遅い7月30日の方が粒径が大きいものが多く含まれている。また、採取器に入った土砂も0.1~0.3 mmの砂が多い。この原因は明確でない。

2) 粗砂を河床材料として持つ河川の土砂の移動形態

平均粒径1~3 mmの粗砂を河床材料に持つ場合の浮遊砂、掃流砂、河床材料の関係を図-4.7の横断形状を持つ斐伊川・源光寺橋 (4.3 km) での観測結果¹²³⁾より示す。

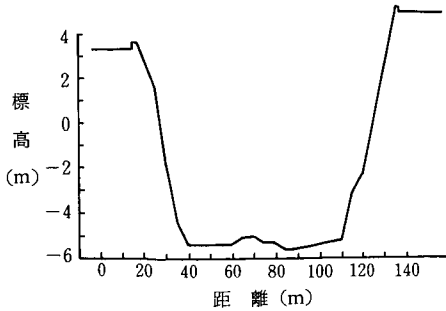


図-4-5 天塩川天塩大橋観測所横断形状図

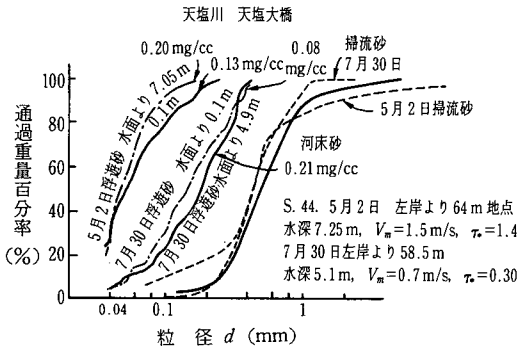


図-4-6 天塩川天塩大橋における浮遊砂・掃流砂・河床材料の粒度分布

図-4-8は昭和42年10月28日 ($H_m=1.6\sim2.0\text{m}$, $V_m=1.3\sim1.6\text{m/s}$), 図-4-9は昭和43年3月1日 ($H_m=1.2\text{m}$, $V_m=0.9\sim1.2\text{m/s}$) における採取器に入った掃流砂及び浮遊砂の粒度分布である。これを見ると採取器に入った掃流砂の粒度分布は河床材料に近いものもあれば、異なっているものもある。掃流砂採取器に入った土砂の量が少ない場合は粒径が小さく、多いものは河床材料に近い。なお、斐伊川での土研式掃流砂採取器による掃流砂量の観測によると、河床材料の平均粒径 ($d_m \approx 2\text{mm}$) に対する無次元掃流力 τ_{*m} が0.4以下では、観測された流砂量と実験室の資料より推定される流砂量とはほぼ一致するが τ_{*m} が0.4以上(この場合、平均流速は1m/s以上である)になると流砂量が一致せず、斐伊川での観測流砂量の方が1オーダー小さい⁸³⁾。これは流速が速くなると掃流砂採取器が河床面に正しく設置されず、正確に掃流砂が採取できなくなるためと考えられる。従って、この観測資料をそのまま掃流砂の実態とすることには問題があるが、流砂量の小さいものは河床近くを浮遊して流下するB集団(平均0.04cm)の砂を採取し、大きいものは河床近くを移動する掃流砂及び浮遊砂の一部を採取したも

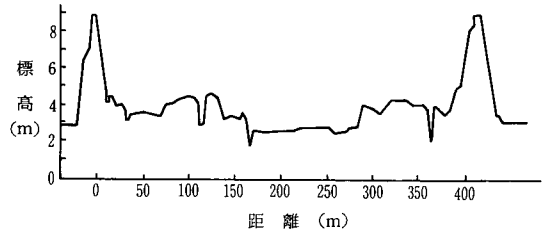


図-4-7 斐伊川源光寺橋観測所横断形状図

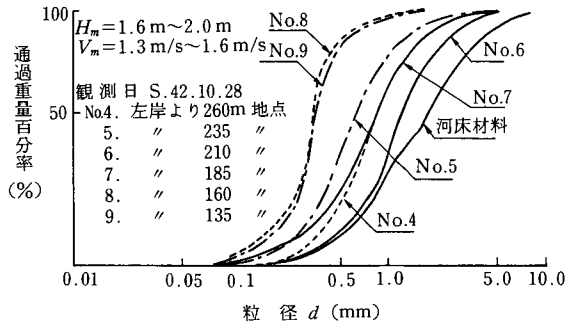


図-4-8 斐伊川源光寺橋の掃流砂・河床材料の粒度分布図

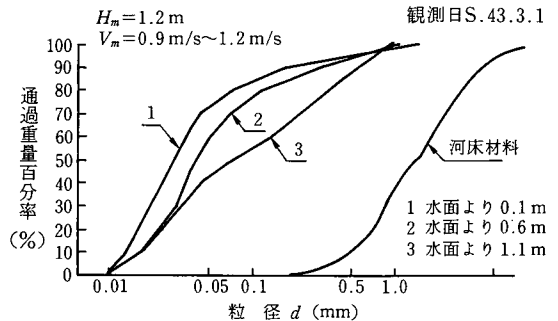


図-4-9 浮遊砂及び河床材料粒度分布曲線、源光寺橋(4.3km)左岸より160m

のと考えられる。

河床には砂堆が発生している水理条件であるので、 $\phi=8$ として昭和44年10月28日の観測時の U_* を求め無次元掃流力 τ_* 及び U_*/w_0 を評価すると

$$d=0.2\text{cm} \text{ に対して, } \tau_* \approx 0.9, U_*/w_0 \approx 0.6$$

$$d=0.04\text{cm} \text{ に対して, } \tau_* \approx 4.5, U_*/w_0 \approx 3.0$$

程度となる(なお、 U_* はまさつ速度、 w_0 は沈降速度である)。この τ_* 及び U_*/w_0 の値から、また、図-4-8、図-4-9に示す掃流砂・浮遊砂の粒度分布より、粒径0.07cmより粗粒のA集団と、粒径0.02~0.07cmのB集団の運動形態が異なり、粗砂は掃流砂として動き、細砂は浮遊砂として運動しており、両者を分けて流砂量等を把握していく必要があることが分る。

3) 砂利河川 ($d_m > 1 \text{ cm}$) における土砂の移動形態

砂利河川においては、A 集団はある程度の出水でないと移動しない。上流部に火山灰等の堆積物があり平水でも砂分を供給するような河川を除けば、一般に平水時には表層の砂分が移動し、一部は下流へ、他は流れの弱い所に堆積する。従って、平水時の流路は表層の B 集団が抜け出し、アーミングされ、他の場所より河床材料が大きくなる。ただし、砂利河川に変わる直上流では上流から流下する砂分が堆積し、平常時の流路は、砂分で覆われることがある。

このように砂利を河床材料に持つ河川では、砂利分と砂分とで、その運動形態、流水に対する応答が全く異なるため、表層の河床材料の大きさは、流量変動による掃流力の変化に応じて場所的にも経年的にも変動するが、表層下の河床材料の大きさは、表層の河床材料ほど変動しない。これは A 集団が全面的に移動する出水時の掃流砂は、表層下の河床材料とほぼ同程度の粒度分布を持つことを示している。もし河床材料と掃流砂の粒度分布が、大きく変わるような所であれば、河床材料の経年変化は非常に激しいものとなるはずである。ただし、常願寺川や黒部川のような急流荒廃河川では、洪水時の土砂発生源からの土砂の粒径ごとの供給量の変化に応じて洪水前後で粒度分布が変わることがある^{131), 132)}。この変化は主に上流からの砂分の供給量に支配される。土砂供給源に近い所の河床材料は、大雨時の山間部の崩壊の程度と、その崩壊土砂の河道内への流入によって、一回の洪水によって変化してし

まうことがある。一般に崩壊が多いと河床材料は細粒分が増加する。崩壊地から離れ、ある程度上流部で分級の進んでいる河川や、山が荒れていない河川及び流域の岩質がほぼ同一で、特定の大きさの岩砕物を生産する流域を持つ河川では、河床材料の経年変化は小さい。

洪水時の河床堆積物と流送土砂の関係を、肱川、十勝川での観測例を通して述べる。

i) 肱川・肱川橋 18.8 km, 掃流砂観測

昭和 44 年 7 月 5 日出水時、図-4・10 に示す横断形状を持つ肱川橋において、土研式掃流砂採取器による掃流砂観測が行われた¹²³⁾。その時の掃流砂の粒度分布は、図-4・11 に示されている。なお、観測は繰り返し行われた。同図には一回ごとの観測された掃流砂の粒度分布が示してある。また、同図左上の数値は観測資料番号を示している。この時の採砂地点の水深は 3.6~3.65 m, $V_m = 2.5 \sim 2.6 \text{ m/s}$ である。流速が大きく、河床波が発生していると思われるので $\phi = 12$ とすると、 $U_* =$

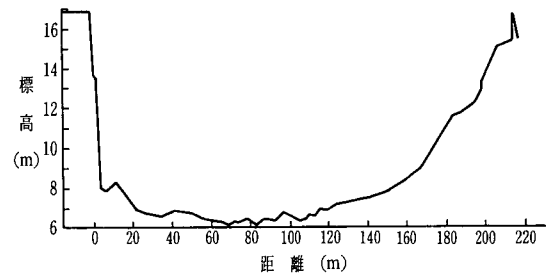


図-4-10 流送土砂観測地点横断形状図 (肱川橋地点)

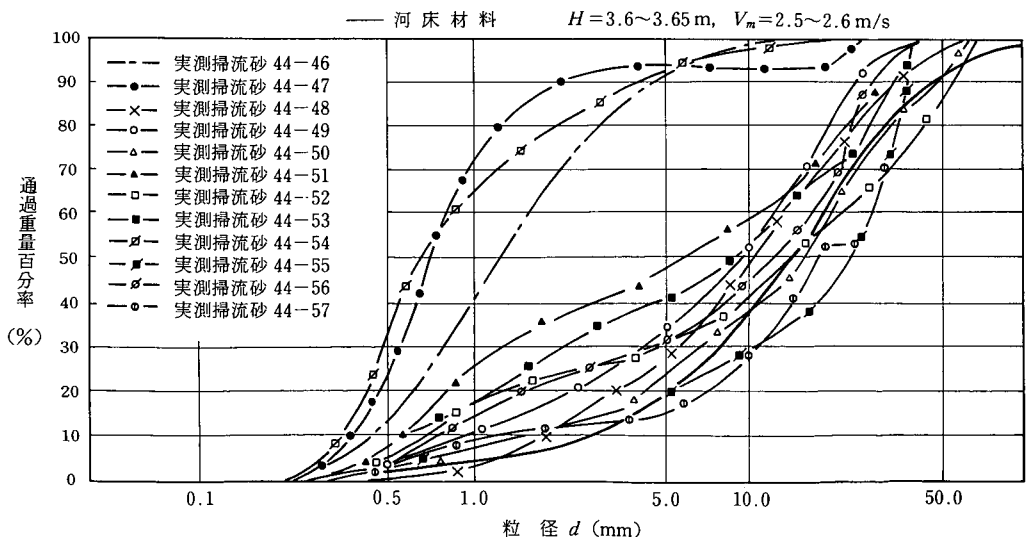


図-4-11 肱川実測掃流砂・河床砂の粒度分布

20 cm/s, $\tau_{*m} \approx 0.13$, $H/d_m \approx 180$ の水量下の掃流砂の観測と考えられる。採取器に入った土砂の粒度分布は採取器の形状のため底層近くを浮遊する浮遊砂も採取されるため、砂分の割合が河床材料より多いものが多いが、粗粒のものは河床材料と同程度の粒径となっている。なお、粗粒分がほとんど採取器に入らなかった観測資料がある。この場合は採取量が少なく、採取器が正しく河床に設置されなかったか、あるいは、河床に発生していると推定される砂堆の谷部で採取を行った資料と思われる。

肱川橋での観測を通して全面的に土砂が動く時には、河床面近くの土砂（掃流砂）は河床材料とほぼ同一の分布形を持っていることが推測されるが、これは全流送土砂量の粒度分布が河床材料とほぼ同一であることを意味しない。砂分は浮遊砂形式で流下していると考えられ、砂分の割合はもっと大きいものと考えられる。

ii) 十勝川茂岩地点 浮遊砂・掃流砂観測

砂利河川の浮遊砂の粒度分布形を図-4-12 に示す横断形状を持つ十勝川茂岩地点（23 km）の観測例¹²³⁾を通して述べる。この観測地点は自然堤防帯を流下するセグメントの中に有り、河床材料はそれ程大きくない。図-4-13 は、昭和44年（1969）6月7日、水深4.55m、平均流速1.4 m/s の地点で測定された浮遊砂の粒度分布形を測深ごとに示すと共に、昭和44年6月19日の河床材料の粒度分布を示したものである。なお、観測時の流量は約 530 m³/s であり、平均年最大流量約 1,750 m³/s の 1/3 の流量である。

この観測時には水面勾配を測定していないが、河床勾配をエネルギー勾配とすると、 $U_* = 9$ cm/s となる。これによって無次元掃流力を求めると、粒径 0.3 mm に

対して $\tau_* = 1.67$ 、河床材料の平均粒径 6 mm に対して $\tau_{*m} = 0.08$ となる。

図-4-13 より粒径 1 cm 以上のものは移動せず、河床材料が全面的に移動しているのではないが、河床近くでは河床材料の B 集団（0.3~0.6 mm）が移動していること、また、浮遊していることが良く分かる。

図-4-14 はこの時の粒径別の浮遊砂の濃度の水深方向の変化を示したものである。これより、平均流速 1.4 m/s の条件で、0.1 mm 以下の浮遊物質（ $U_*/w_0 > 11$ ）は、水深方向に濃度が大きくは変わらずウォッシュ・ロード的な運動形態を持っていること、0.2~0.4 mm の浮遊物質（ $U_*/w_0 \approx 2.3$ ）は浮遊砂的運動形態を持っていることが分かる。

4.3.4 河床材料の粒度分布形と洪水時の流砂形態

実河川の土砂の移動形態は、前述したように、河床材料の大きさ及び粒度分布形ごとに異なる。他の河川の観測例^{62), 92)}や、混合粒径河床材料を使った土砂の運動形態に関する検討^{75), 112)}及び、図-3-2 に示す平均年最大流量時の平均粒径 d_m と τ_{*m} の関係より洪水時の河床材料の運動形態は次のごとく結論付けられる。

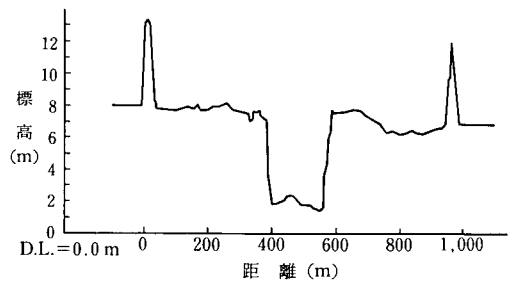


図-4-12 十勝川茂岩観測所横断形状図

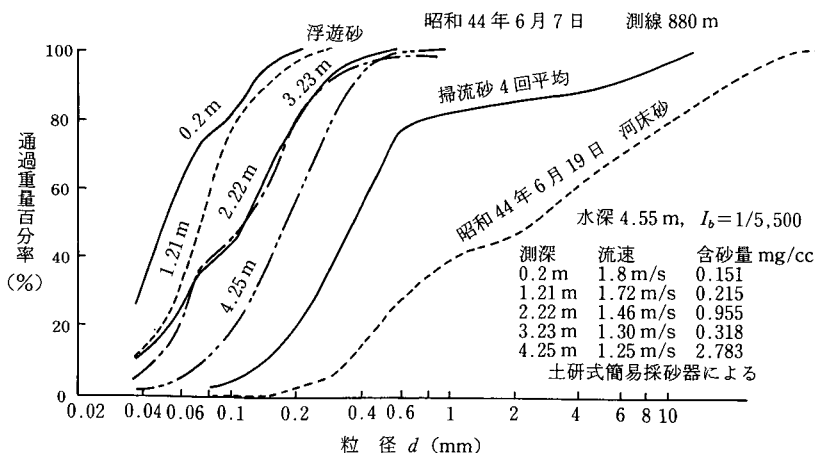


図-4-13 十勝川茂岩における浮遊砂・掃流砂・河床砂の粒度分布

粒度分布形が図-4・15の①に示すような河床材料を持つ非常に勾配の緩いデルタ地帯を流れる河川では、平均年最大流量時には、河床波は砂鏈と考えられ、A 集団は掃流砂及び浮遊砂形態の移動であり、B 集団はウォッシュ・ロード、C 集団は掃流砂的に移動する。大出水時には、A 集団は浮遊砂となり、C 集団は一部浮遊砂となるが大部分は掃流砂である。平水時には A 集団は掃流砂的であるがほとんど動かず、B 集団は流速の遅い所に堆積して行く。

中砂を河床材料に持つ自然堤防地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である②の場合には、平均年最大流量程度の洪水の時は、河床は砂堆あるいは平坦河床であり、A 集団は砂堆の場合は掃流砂、平坦河床の場合は浮遊砂、B 集団は浮遊砂あるいはウォッシュ・ロード的、C 集団は掃流砂的に動く。大出水時には A 集団は河床が平坦河床となるため浮遊砂的であり、C 集団は掃流砂である。平水時には河床波は砂鏈であり、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂となる。

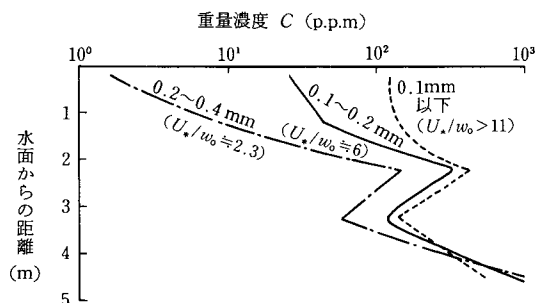


図-4・14 十勝川茂岩における浮遊砂の水深方向の濃度変化

粗砂の河床材料を持つまき土地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である③の場合には、洪水時に河床には砂堆が発生し、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂、C 集団は掃流砂である。平水時には河床は砂堆あるいは砂鏈河床となり、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂あるいは掃流砂となり、C 集団は動かないと判断される。

砂利を河床材料に持つ自然堤防地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である④のような河床材料を持つ場合は、洪水時は砂堆あるいは平坦河床で A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂、C 集団は年一回洪水程度では動かないが、大出水では掃流砂と判断される。なお、混合粒径を河床材料に持つ移動床に関する実験結果によると河床材料の粒径が 0.3 mm 以上のものからなる場合は、同一運動形態を取り得る粒径の範囲は、最大粒径と最小粒径の比で 10 程度までである⁷⁵⁾。A 集団の粒径の広がり範囲が 2~50 mm であるので、この広がりの中で土砂の移動形態が異なることが考えられ、A'、A''の二つに分けた方がよい。ただし、A''集団は、量が少なく無視しても良い場合が多い。平水時には C、A' 集団は、動かず、流れの強い所はアーミングされ、弱い所に B 集団が堆積することがある。

⑤に示すような大粒径河床材料を持つ勾配の急な扇状地河川では、洪水時、河床は平坦河床であり、一般に C 集団を持たず、A' 集団は掃流砂、B 集団はウォッシュ・ロード、A'' 集団はそれぞれ掃流浮遊と考えられるが、A''、A''' 集団は河床の中に占める割合が小さく無視し得る場合が多い。なお、河床がアーミングされると B、A''' 集団が河床から抜け出て A'、A''のみで河床表面を覆う。平水時には A'、A''はほとんど動か

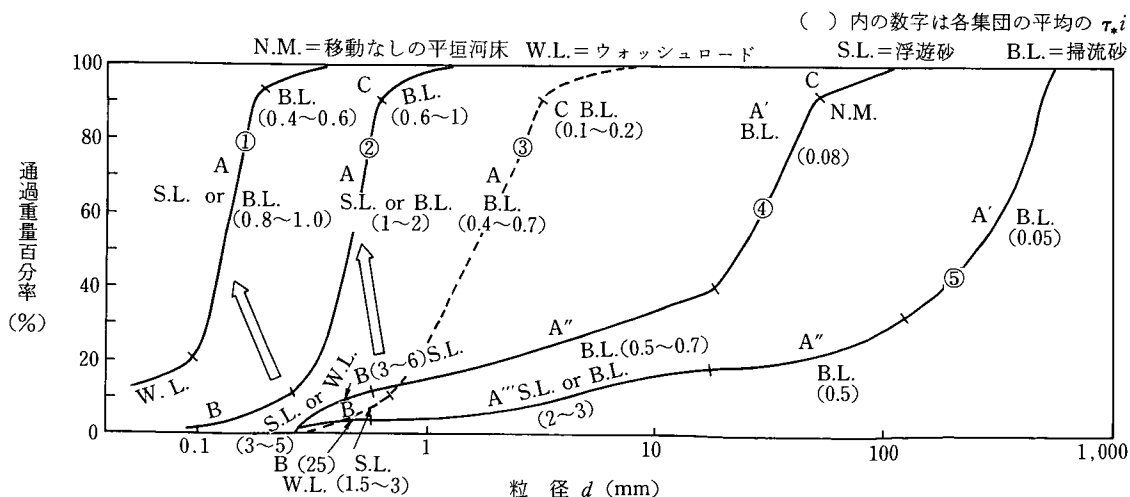


図-4・15 平均年最大流量時の河床材料の運動形態

ず、B 集団は浮遊、A' 集団は掃流で動くと判断される。

4.4 縦断方向の土砂の分級

4.4.1 本節の課題

前節において、河床材料の各粒径集団の洪水時の流砂形態について論じた。それを踏まえてここでは、1つのセグメント内での土砂の縦断方向の分級機構、セグメントの接合点での土砂の分級機構について検討を行う。

4.4.2 砂利を河床材料に持つセグメントと砂を河床材料に持つセグメントの接合部での分級機構

砂利を河床材料に持つセグメントから砂を河床材料に持つセグメントに変わる遷移地点では、平均年最大流量程度の出水時の U_*^2 は 3 章の図-3・2 で示したように砂利を河床材料に持つ上流のセグメントでは、河床材料の平均粒径 d_m の 120 倍程度（ここで d_m の単位は cm, U_*^2 の単位は cm^2/s^2 ）、粗砂を河床材料に持つ下流のセグメントで $120 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。粗砂を河床材料に持つ下流のセグメントでこの U_*^2 で移動し得る最大の粒径を求めると、A 集団が砂堆を形成して移動している場合、水理実験結果によると移動し得る最大の粒径に対する移動限界無次元掃流力 τ_{*ic} は 0.06 程度なので⁹²⁾、約 1.2 cm となる。このように下流のセグメントでは粒径 1 cm 以上の河床材料つまり上流のセグメントの A 集団を十分に移動させ得る掃流力には無く、上流のセグメントで B 集団であった砂分を、下流で A 集団に変化させるような掃流力となっている。

4.4.3 粒径 0.3~0.5 mm の砂河川から 0.1~0.2 mm の砂河川に変わる地点の分級機構

利根川 40 km, 江戸川 20 km 地点で河床材料は 0.3~0.5 mm から 0.1~0.2 mm に変化する。0.1~0.2 mm の砂は、この地点より上流では B 集団でありウォッシュロード的な運動形態であるが、この地点より A 集団となり浮遊砂及び掃流砂的な運動に変わる。小規模河床波はこの地点より上流では小洪水時には砂堆、大洪水時には平坦河床であり、この地点より下流では利根川下流部の平均年最大流量時の流速から判断すると小出水時には砂礫、大出水時には平坦河床と推定される。

粒径が急変する理由は、平均年最大流量程度の出水時、この地点より U_*^2 が $80 \sim 120 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ から $40 \sim 60 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ と約半分に急変するためであるが、そこでの土砂の分級機構の実態については明確になっていない。掃流力からだけ判断すれば、下流部においても上流部

の A 集団である 0.3~0.5 mm の砂は、この粒径に対する無次元掃流力 τ_{*ic} が 0.7~0.8 程度であるので十分に移動し得る。

上流のセグメントの B 集団の流砂量が、下流のセグメントの A 集団の流砂量に相当するという条件にあるものと思われる。

4.4.4 河床材料が砂利であるセグメント同士の分級機構

砂利を河床材料として持つセグメントとセグメントの接合部での勾配の変化は、砂利から砂に変わる地点の勾配の変化ほど急激なものではないが、勾配が多少変わり、また、粒径も多少変化する。

例として黒部川を示す。図-4・16~図-4・18 は、黒部川の河床縦断面図、平均年最大流量時の川幅及び U_*^2 の縦断方向の変化を示したものであり、図-4・19 は、昭和 37 年, 38 年, 40 年, 41 年, 42 年に測定した河口より 4 km, 10 km, 13 km の河床材料の粒度分布を示したものである。なお、河床材料は表層 30 cm を取り除き、そこより下層の粒度分布が調べられている。これより黒部川扇状地を流下する 0~13.2 km の区間は、以下に示す 3 つのセグメントに区分し得る。

i) セグメント 1-1=11.7 km~13.2 km

このセグメントは愛本の狭さく部 (13.2 km) 下流約 1.5 km という非常に短いセグメントである。川幅が 220 m と狭く、また、河床材料は、この上下流のセグメン

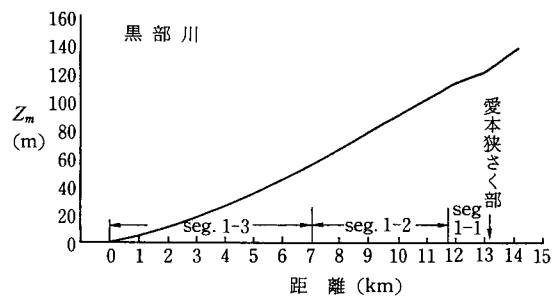


図-4-16 Z_m の縦断方向の変化

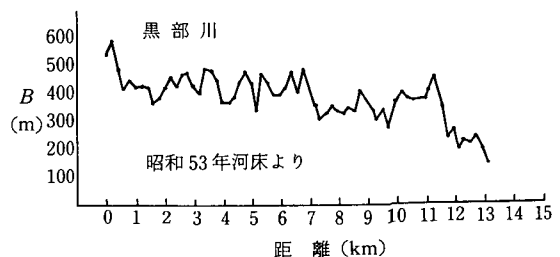
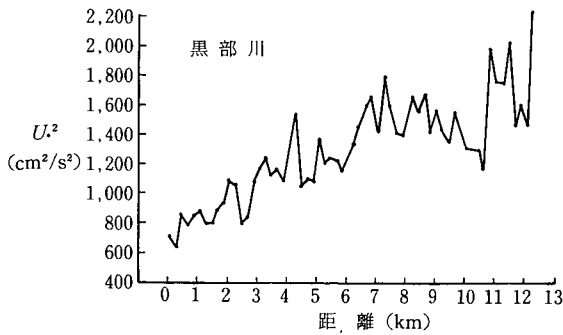


図-4-17 B_m の縦断方向の変化


 図-4-18 U_*^2 の縦断方向の変化

トの河床材料より大きく、約 20 cm 程度のものが A 集団となっている。平均年最大流量時の 20 cm の粒径に対する無次元掃流力 τ_* は 0.052 程度である。また、河床勾配は上下流のセグメントに比して多少緩くなっている。

以上のことは、このセグメントが、河床低下しつつあることを示すものである。

現在の低水路は、以前の河床であったと考えられる高水敷より 2~3 m 低い所にある。

ii) セグメント 1-2=7 km~11.7 km

このセグメントは川幅 320 m、河床勾配 1/85~1/90 程度で、河床材料の主モード (A 集団) は上流のセグメントとはほぼ同じ 20 cm 程度であるが、粒径 3~10 cm の集団の割合が上流部より多くなっている。

iii) セグメント 1-3=0 km~7 km

このセグメントは、川幅 400 m で、河床材料の主モードである A' 集団は 5~20 cm の粒径のものとなり、20 cm 以上の粒径のものは少なくなっている。この 20 cm の粒径のものの割合は下流に向かって少なくなり、従って、平均粒径は下流に向かって小さくなる。

このように黒部川 0 km~13.2 km の区間は、多少勾配及び河床材料の異なる 3 つのセグメントからなる。

図-4-18 に示すように U_*^2 は上流のセグメントから下流のセグメントに向けて小さくなっており、各セグメントの河床材料は、この U_*^2 の変化に応じて粒径、粒度分布が変化している。このことは河床材料が砂利であるセグメント間の河床材料の変化も土砂の分級作用の結果であると推察される。

次に、日本の一級河川の大臣管理区間の扇状地では、このような例は無いが、扇面上で勾配、河床材料が大きく変わり、顕著な 2 つのセグメントが生じている例を示す。図-4-20 は、福島県の荒川の平面図であり等高線が示されている。同図と図-4-21 の河床縦断面図に示さ

れるように、合流点より上流 6 km を境にして勾配が変化し、上流の扇状地では河床勾配 1/40、河床材料の d_{60} が 30 cm 程度、下流では河床勾配約 1/150、河床材料の d_{60} が 3 cm 程度¹³³⁾ を持つ顕著な二つのセグメントを持っている。ここでは、上流と下流のセグメントの勾配が約 3~4 倍程度異なり、上流のセグメントの A 集団の河床材料は、下流のセグメントでは、C 集団であり、上流の B 集団は、下流の A 集団となっている。また、小扇状地では扇状地上で粒径が変わらなくても扇状地の山間部と扇状地の勾配が大きく異なり、上流山間部の河床材料の主モードの河床材料が下流の扇状地で C 集団になっている例は多い。なお、大臣管理区間の扇状地河川で顕著な二つのセグメントを持つ例が無いのは、山間部の一次谷、二次谷等の次数の小さい谷で、大粒径のものは止まってしまい、ある程度分級が進んだ後の堆積物であるためと思われる。

このように扇状地を流れる河川においても、勾配が異なるセグメントが生じる原因は、1 つには扇状地上流

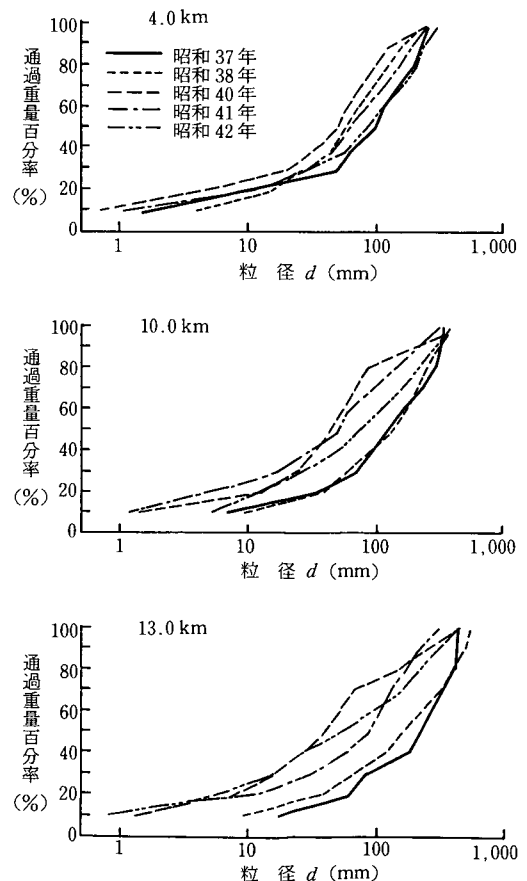


図-4-19 黒部川 4.0 km, 10.0 km, 13.0 km の河床材料の粒度分布 (昭和 37 年~42 年)

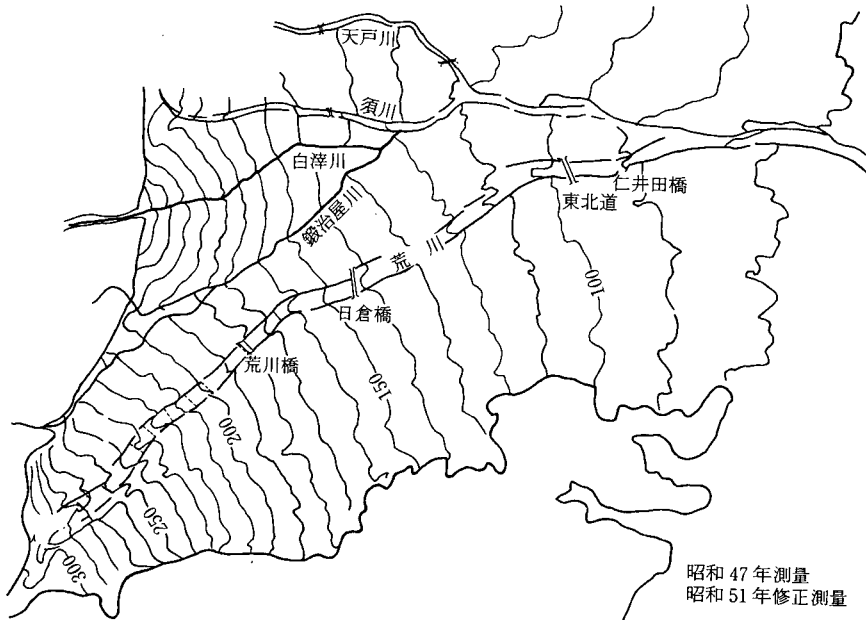


図-4・20 荒川扇状地平面図

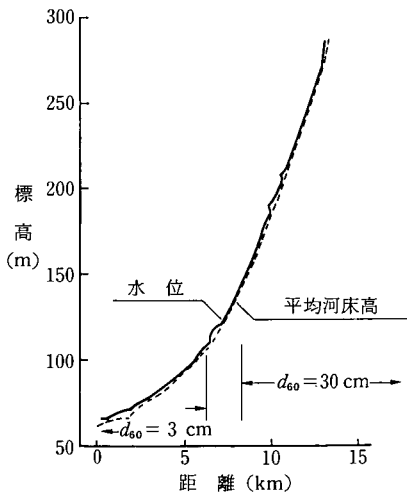


図-4・21 荒川の河床高縦断面図

から運ばれてくる土砂のうち、粒径 1 cm 以上の材料に粒径の違いが大きい 2 つ以上の顕著な集団があり、かつ各々の集団の流送土砂中に占める割合が多く、流水によって土砂が分級し、各粒径集団に対応するセグメントを形成するものと、2 つには、他の地形形成要因によってセグメントの基本的な形態 (2 つ以上の勾配を持った堆積空間) が作られており、それに応じて土砂の分級が生じているもの、例えば、扇面上を通る活断

層が在り、その活動速度が土砂の堆積作用より速い場合とか、第 4 紀における気候変動に基づく生産土砂量の変動に伴って、扇面上に堆積と侵食作用の卓越する区間が生じ、その結果が扇面に残っている場合 (黒部川のセグメント 1-2 は開析扇状地の谷部を流下し侵食が卓越している区間に相当し、セグメント 1-3 は堆積が卓越している区間に相当している) などである。3 つには、黒部川のセグメント 1-1 のように近年における人間の河川への働きかけ、つまりダム、堰、河道整正等による勾配の変化によって土砂の分級が生じているものが考えられる。

4.4.5 1つのセグメント内での分級機構

1つのセグメント内での河床材料の変化は小さく、縦断方向の分級作用は強くない。A 集団では、分級作用はほとんど無く、また、流砂量はセグメント内では下流に向かって多少減少するがほぼ同一と考えられる。B 集団が砂の場合には、大出水時に氾濫原 (高水敷) に一部堆積するため、低水路内での B 集団流砂量の連続性は成立しないが、通常の出水では、流砂量はセグメント内ではほぼ同一と考えられる。C 集団は洪水時にも動くか動かないかの移動限界粒径に近いため、セグメント内での掃流力の微小の変化にも応答し分級すると思われる。一般には同一セグメントでも上流の方が多少掃流力が大きいことが多いので、下流に向けて C 集

団の移動量は減少すると考えられる。

なお、河床材料の各集団ごとにその移動速度が異なっていることに注意を払っておく必要がある。B 集団、A 集団、C 集団の順にその移動速度は速い。従って、上流のセグメントからの流入土砂量や、その質が変化すると、各集団ごとにそれに対する応答速度が異なる。例えば、上流からの土砂の流入が止まると A 集団は下流に移動していくが、C 集団は残り、アーモア・コート (armour coat) を形成する。

4.5 横断方向の土砂の分級

4.5.1 本節の課題

上流から流下する土砂は、生産土砂の各粒径集団に応じてセグメントを形成しながら運搬され、堆積しながら分級していくが、流下する土砂は単に縦断方向に分級するのみならず横断方向にも分級する。この横断方向の分級作用によって河岸や自然堤防が形成され、河岸物質の特性を支配する。本節において河岸堆積物の特性に密接な関係のある横断方向の分級機構を、流路の側方移動に伴って生じる分級と氾濫原 (高水敷) 上の分級に分け検討する。

4.5.2 氾濫水による高水敷上の分級

洪水の流量が、低水路満杯流量を超えると、河水の一部は高水敷上を流下し、その流速が速い場合は、高水敷の表土を侵食し、遅い場合は、河水に含まれる土砂の一部を堆積し、自然堤防や、氾濫原の表層となる。どこにどのような物質がどれだけ堆積するかは、低水路を流下する河水中の浮遊物質の粒度構成とその濃度、氾濫原上の氾濫水の流速、浸水時間、低水路からの距離に関係する。ここでは、河道の各セグメントごとに、高水敷堆積物がどのようなものからなるか、なぜそのような堆積物が堆積するかを検討する。

図-4.22 は、縦軸に U_*^2 を取り、下段横軸に高水敷上の水深を取り、高水敷上の流れ方向のエネルギー勾配 (高水敷の流れ方向の地表面勾配とはほぼ等しい) によって、どの位の U_*^2 の値になるかを示したものである。また、同図には、河床材料の粒径 (上段横軸) と、平均年最大流量時の U_*^2 の関係を点線で、河床材料の粒径とその粒径の材料が水面近くまで十分に浮遊するのに必要な及び河床から浮遊するのに必要な低水路の U_*^2 の関係を一点鎖線で示してある。通常粒子の浮遊が生じる条件は $U_* / w_0 \approx 1$ といわれているが、この条件では

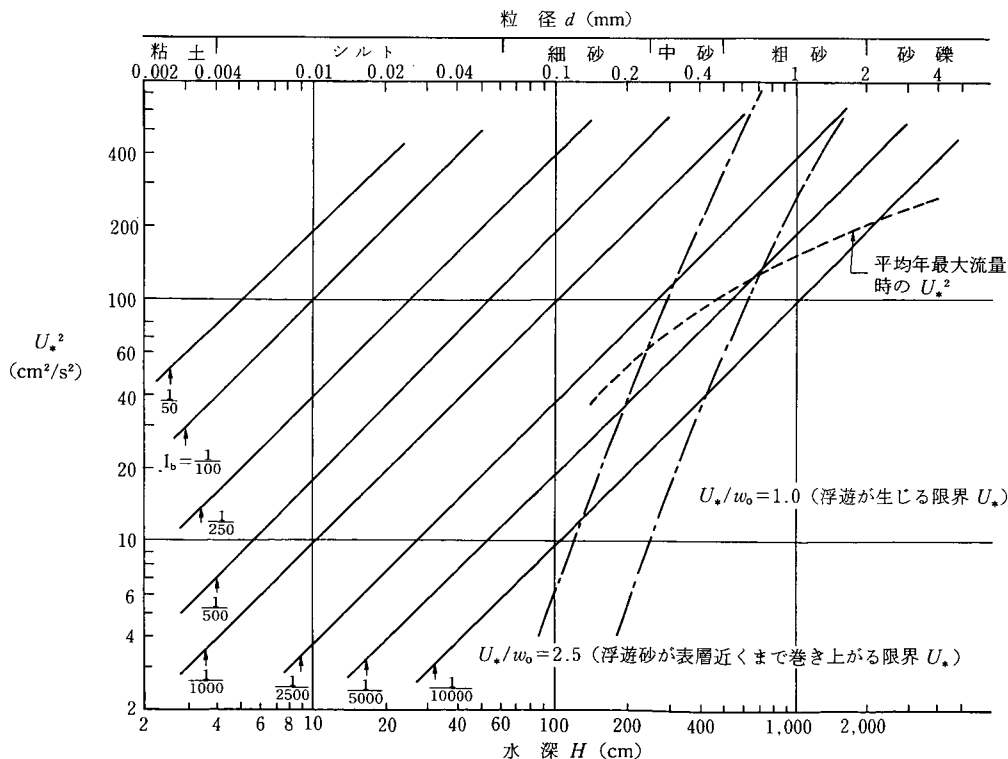


図-4.22 高水敷の U_*^2 の評価、粒径と平均年最大流量時の U_*^2 及び河床材料の粒径と浮遊条件

粒子は、水面近くまで十分に浮遊し得ず、 $U_* / w_0 \approx 2 \sim 3$ 程度が必要である（浮遊砂の濃度分布に関する理論¹³⁴⁾、また、高水敷の河岸近くの堆積物の粒度構成と洪水時の河床に働く掃流力との関係からもこのように判断し得る）。なお、図-4-22の一点鎖線は、 U_* / w_0 が1及び2.5の条件より求めた粒径と U_*^2 の関係を示している。

以下に、図-4-22を利用して高水敷上の分級特性について述べる。

1) 扇状地河川（セグメント1）の場合

図-4-22に示されるように、勾配1/100の場合、水深20 cmであっても U_*^2 が200 cm²/s²近くなる。この値は細砂や中砂を十分に浮遊及び移動させることができる掃流力である。急勾配の扇状地では高水敷上であっても、中砂以下の材料は浮遊、移動し得る条件にあるため、表層堆積物は低水路と同様な砂利からなるが、局部的に河水が停滞するような所や、植生がある場合で水深が浅い場合には、中砂や細砂を表層に薄く乗せる。

大出水時には、これらの表層堆積物は侵食され、高水敷は一面の河原になってしまう。

いくらか勾配の緩い河川（ $I_b = 1/200 \sim 1/300$ ）の扇状地では、高水敷上に中砂、細砂が堆積するが、その厚さは薄い。ただし、扇状地の河道が河床低下しつつある場合には、冠水頻度が減るため、高水敷上に細砂、中砂が堆積し、富士川下流部のように畑地として利用されている場合もある。

以上のように扇状地河川では、水深が小さくても高水敷上の掃流力が大きく、細粒分が十分に堆積する環境にないため氾濫堆積物の厚さは薄く、自然堤防がほとんど発達しない。

扇状地河川の高水敷堆積物の粒度分布の例として、図-4-23に荒川の80.5 km地点（ $I_b = 1/380$ 、平均年最大流量時の低水路の $U_*^2 \approx 400$ cm²/s²）の低水路の河床材料と高水敷の表層堆積物の粒度分布を示した。この河川は扇状地河川としては、非常に勾配が緩いため、左岸側は低水路より粒径が小さい中砂混りの砂利であるが右岸側は粒径が0.2 mm位の細・中砂が堆積している。

2) 砂利を河床材料に持つ蛇行河川（セグメント2）の場合

勾配が扇状地河川に比べて緩く、河床材料の平均粒径も2~4 cm程度であり、平均年最大流量時の U_*^2 は200~600 cm²/s²程度となる。図-4-22の粒径と浮遊限界（ $U_* / w_0 = 2.5$ ）の関係図に示すように、河床材料のB集団である砂成分は表層近くまで十分に浮遊し得る。

河水が高水敷に乗り上げると、このB集団は河岸近くに堆積し（この堆積物は、シルトや粘土を含まず分級度が良い¹³⁵⁾）、その背後にそれより1モード粒径の小さい細砂やシルトを堆積する。氾濫した水が滞水するような場合（谷底平野では河道の横移動が固定され、自然堤防によって氾濫水が滞留する場合がある）、そこが後背湿地となり、シルト混り粘土の堆積場所となる。

一般に砂利を河床材料に持つ蛇行河川は、流路の側方移動が激しいため、顕著な自然堤防は発達しないことが多いが、谷底平野のように流路の側方移動が少ないような場合には、沿岸沿いに自然堤防が良く発達する。

図-4-24に荒川66 km地点（ $I_b = 1/1,600$ 、平均年最大流量時の低水路の $U_*^2 = 230$ cm²/s²）の河岸近くの高水敷堆積物の粒度分布を示した。これによると高水敷堆積物は、中砂、細砂、シルト及び粘土が混り分級度が悪い。なお、粘土分が5%程度含まれているが、この粘土分は粗粒分は粗粒物質を結合させ堆積物に粘着力をもたらし、洪水に対する耐侵食力を増加させる。

3) 粒径0.3~0.5 mmの河床材料を持つ河川（セグメント2）の場合

このような河床材料を持つ河川では、100年に1回起こるような大出水時には低水路部の平均水深は、平均年最大流量時の水深の1.5~2倍となる。図-4-22より、このような大出水時には河床材料の平均粒径 d_m が0.3 mmの河川では U_*^2 が120~160 cm²/s²程度、0.6 mmの場合は190~260 cm²/s²程度となると評価される。粒径0.3 mmの粒子の沈降速度は水温20°Cで約4 cm/s、粒径0.5 mmの粒子が約7.5 cm/sであるので、平均粒径 d_m が0.3 mmの河川では、粒径0.3 mmの粒子に対しては $U_* / w_0 = 2.7 \sim 3.1$ 、粒径0.5 mmの粒子に対しては1.4~1.7となる。平均粒径 d_m が0.6 mmの河川で

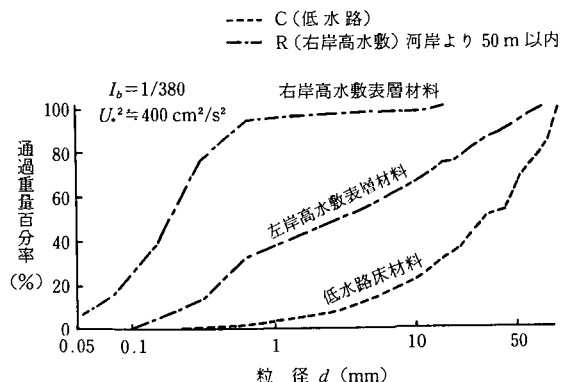


図-4-23 荒川80.5 km地点の高水敷堆積物の粒度分布

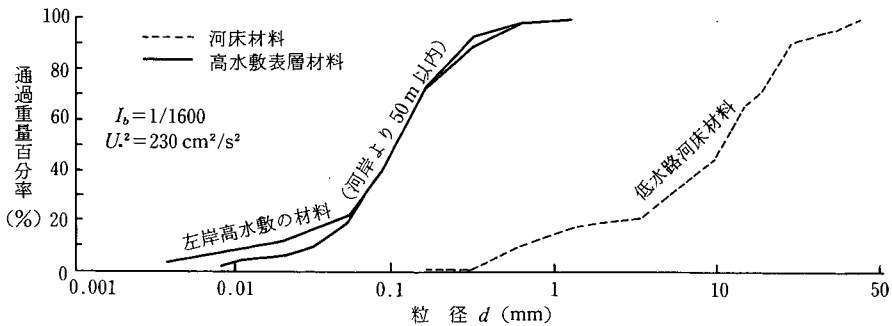


図-4-24 荒川 66 km 地点の高水敷及び河床堆積物の粒度分布

は、粒径 0.5 mm の粒子に対して 1.8~2.4 となる。

大出水時の低水路部の U_*^2 は、河床材料の A 集団のすべての粒径のものを表層近くまで浮遊させる値ではないが、大部分の粒径のものを、低水路の河岸の肩の高さの所までは浮遊させ得る値となっている。浮遊した A 集団は、河水が高水敷上に乗り上げた所で流速が低下するので図-4-25 の A に示すように堆積し、伊勢屋¹³⁵⁾の言う河畔堆積物となる。

川中に島がある場合には、阿賀野川での堆積物調査及び微地形調査によると⁷⁰⁾、図-4-25 の B 図のように島の upstream 側の縁の部分にこの河畔堆積現象が見られる。この中砂、細砂からなる河畔堆積物の背後には、粘土混り細砂、シルトから成る泥層が堆積する。

なお、前述したように砂河川では百年に 1 回起こるような大出水においても U_*^2 は 120~260 cm^2/s^2 程度であり、粒径 0.5 mm の粒子に対して最大でも $U_*/w_0 = 2.4$ であるので、粒径 0.5 mm 以上の河床材料は水面近くまで十分には浮遊し得ない。これが高水敷上に粒径 0.5 mm 以上の堆積物がほとんどなく¹³⁵⁾、また、砂河川で水面近くの浮遊砂の中に 0.5 mm 以上の物質がほとんど観測されない理由である。

図-4-26 は利根川 60 km 地点 ($I_b = 1/5,700$ 、平均年最大流量時の $U_*^2 = 90 \sim 95 \text{ cm}^2/\text{s}^2$) の河岸近くの堆積物の粒度分布を示している。左岸高水敷上の堆積物は河床材料の B 集団の粒径のものを主として成っており、また、粒径 0.5 mm 以上のものは堆積していない。右岸高水敷上の堆積物はシルト・粘土が多く後背湿地性の堆積物となっている。

4) 細砂を河床材料の主モードに持つ河川 (セグメント 3) の場合

細砂を主モードに持つ河川は、大出水時においても U_*^2 は 60~100 cm^2/s^2 程度であり、粒径 0.3 mm ($w_0 = 4 \text{ cm/s}$) 以上の物質は図-4-22 の粒径と浮遊条件

($U_*/w_0 = 2.5$) の関係図に示すように表層近くまで浮遊することができない。従って氾濫水による堆積物の中には、中砂以上の物質が見られない。また、細砂分の土砂濃度も低いので、中砂を河床材料に持つ河川のように顕著な河畔堆積現象を生じることは少なく、河畔近くに A 集団の細砂を薄く堆積することがあるが、粘土混りシルトが表層に堆積することが多い。従って、顕著な自然堤防を持たない。

図-4-27 に利根川 20 km 地点の河岸近くの堆積物の粒度分布を示した。高水敷の堆積物の粒度分布形は前述のことを良く示している。

4.5.3 水路の側方移動に伴って生じる分級

沖積層を流下する河川は、護岸や岩等の硬い河岸に流路が突き当たらなければ、河岸を侵食し横方向に移動するが、ある程度時間が経過すると移動量に応じた分だけ水路内に堆積を生じる。この堆積を通じて河川の流下土砂は垂直方向に分級を受け、河岸物質は水深方向に質の異なった堆積物が生じることになる。この分級機構は、河道の各セグメントごとに、洪水によって働く力が異なるため違ってくる。ここではそれらの違いを述べる。

1) 扇状地河川 (セグメント 1) の場合

扇状地河川は、洪水時の水深が浅いにもかかわらず、勾配が急なため、河床に働く掃流力は大きい。また、河床に発生する砂州の頂部は、平均年最大流量程度の洪水では、水面に近づくほどの高さを持っている (勾配が 1/100 以上の急流の扇状地では、平均年最大流量時にも、砂州の一部は水面に出てしまう場合もある。特に、河床材料の分級度の悪い所、河床勾配の急な所ほど顕著である)。このような扇状地では、流路部の堆積が進むと天井川化し、大出水時には流路変更し、扇面の内低い所を流下する。このような流路変更の繰り返し、結局扇面を作っていくことになる。取り残さ

れた流路は、そこが流路だった時の地形（砂州による凹凸面）をそのまま残す。その後取り残された流路跡には、新しい流路からの氾濫堆積物（細砂）が薄く乗る。従って扇状地河川の河岸物質は河床材料とほぼ同じような構成物質からなる。河岸物質に層状構造が見られる場合には、河道内で発生する砂州上での分級作用^{(36), (92), (128)}の結果が河岸物質の層状構造に現れたと考えて良い。なお、勾配が緩く（ $I_b < 1/250$ ）、河床材料も大きい場合には、洪水時の水深も大きく、従って、砂州のスケールが大きく、その移動速度が遅いため⁽⁹⁸⁾、上流からの土砂流入量が減少すると、河床が砂州頂部を残したまま低下して、島ができたり、あるいは砂州の高水敷化が進む。また、砂州頂部付近に草や柳が生え、それらの植生によって土砂が補そくされやすくなり、細砂が沈積し、島ができたり高水敷化していく場合がある。

2) 砂利を主モードに持つ蛇行帯河川（セグメント 2）の場合

平均粒径 $1 \sim 3 \text{ cm}$ 、河床勾配 $1/500 \sim 1/4,000$ の河川は、平均年最大流量時の U_*^2 は $200 \sim 400 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。通常は、水深も深く、 B/H_m が小さく蛇行河川となる（ B/H_m が 100 以上となり蛇行河川とならない場合もある）。このセグメントでは、河道の平面形の変化は、河岸の側方侵食と、侵食された河岸の対岸の堆積を通して進み、扇状地河川のように流路の急変することは少ない。つまり河床の上昇速度よりも、側方移動速度の方が速いと言って良い。従って、河岸物質は、この側方移動に伴う河床材料の分級と、氾濫による氾

濫原での浮遊土砂の分級という 2 つの違った作用による影響を受けている。

このような蛇行帯では、水路内で流れが片寄り、それによって河床高も流れが寄った方が低く、河岸侵食を生じ、主流から離れた方は、流速が遅くなり堆積が生じる。扇状地の河川と比べて、このような河川は、洪水時の掃流力が小さく洪水時にも水深の浅い所では、砂分が堆積し得るような水環境であるため、一般には図-4・28 に模式的に示されるように水深が浅い所ほど細粒のものが多くなる。また、湾曲部での二次流の発生は、砂分を水深の浅い方へ移動させ、この河床材料の分級を伴った堆積を助長させる。なお、実河川の河岸物質は図-4・28 に示されたような単純なものではなく、洪水規模やその継続時間によって、河床に働く掃流力と堆積時間が変動するため、砂層の上に砂利層が乗ったり、砂層の間にシルト層が挟まったりする⁽¹³⁶⁾。

3) 粒径 $0.3 \sim 0.6 \text{ mm}$ の河床材料を持つ河川（セグメント 2）の場合

このような河床材料を持つ河川では、米国ミシシッ

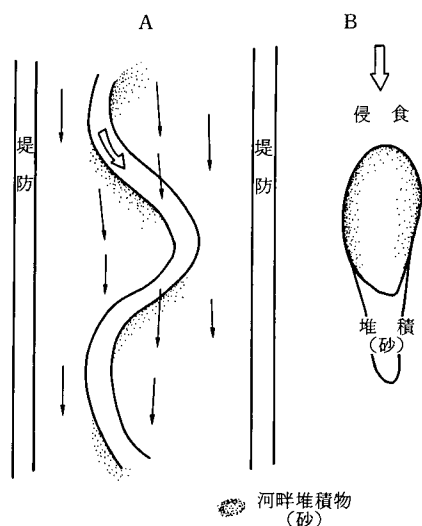


図-4-25 河畔堆積位置

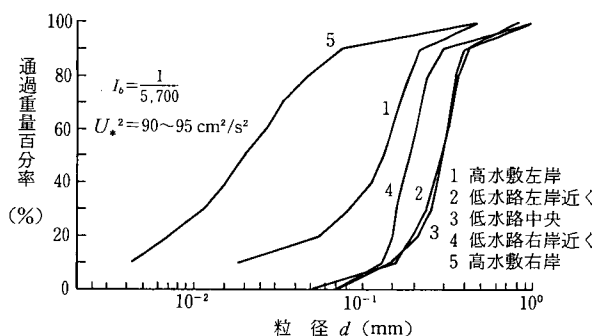


図-4-26 利根川 60 km 地点の高水敷及び河床堆積物の粒度分布

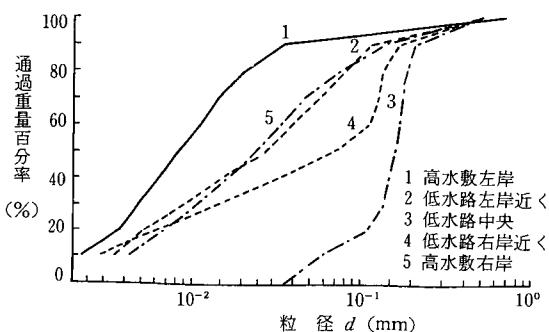


図-4-27 利根川 20 km 地点の高水敷及び河床堆積物の粒度分布

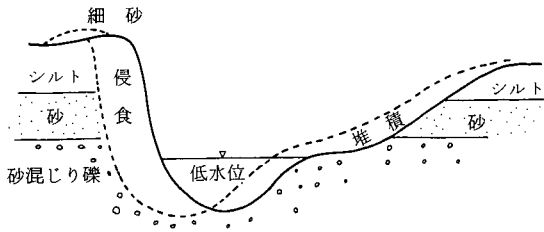


図-4.28 河床及び河岸物質の模式図

ビー川 (Mississippi R.) の例で^{(137), (138)}で示されるように、典型的な蛇行河川となり、2)で述べたのと同様な河岸侵食と堆積を生じる。河岸物質は、最下層はチャンネル・ラグ・デポジット (channel lag deposit) である C 集団、中層は河床材料の主モードである A 集団が、その上に B 集団、表層には洪水氾濫堆積物という層序⁽¹³⁸⁾を示すが、日本の一級河川の場合このような砂を河床材料に持つセグメントの区間は、縄文海進時に海面下にあった所が多く、このような所では、流路の最深部付近には海成堆積物が現れる。航空写真及び水害地形分類図を見ると沖積低地上に残っている旧河道沿いの自然堤防の跡は、長い区間とぎれることなくたどることが可能であり、河道の側方移動が少なかったことを示している。ただし、上流からの砂分の流入量が多かった河川では河床上昇速度が速いためか、利根川中流部や木曽川中流部などでは河道コースの急変 (河岸侵食による流路の側方移動によるものではなく、大出水時に新たな河道コースが形成される) によると考えられる網目状の自然堤防跡が残っている。逆に砂分の供給量の少ない川ほど (河床勾配の緩い川ほど) 一つの流路に長い時間とどまっているため、旧河道沿いの自然堤防の跡は長い区間追跡可能であり、旧河跡も少ない。

このように大陸の構造平野上を流れる砂河川に比較して、河道の側方移動が小さいのは、このセグメントの形成期間が短いため、蛇行帯の下層を堆積物自身が運んだ粗粒の河床材料で堆積し尽せず、河床の最深部に浅海成の堆積物 (デルタ底置層) 等が現れたり、また、河川物質に後背湿地堆積物である粘性土が含まれるためである。

4) 粒径 0.2 mm 以下の河川 (セグメント 3) の場合
 粒径 0.2 mm 以下の河床材料を持つ河川で顕著なセグメントを持つ例は、日本に於ては利根川しかない。利根川の場合は数百年前まではラグーン (lagoon) 的性格が強かった。このような細砂を持つ河川は、河岸は粘土混りシルトである場合が多く、また、洪水時の

掃流力も小さいため側方移動を生じない。米国のミシシッピー川においても、ニューオーリンズ (New Orleans) 下流の河口デルタを流下する区間は側方移動が見られない。

4.6 まとめ

4章では、沖積地河川の河道は、ほぼ一定の勾配を持った区間 (セグメント) の集まりであることを示し、このセグメントごとに河道特性を検討することが適切であることを述べ、このセグメントは上流の山間部の生産土砂が、その堆積空間の水理条件に応じて堆積分級して生じたものであることを、土砂の縦断方向及び横断方向の土砂の分級形態を実河川のデータを基に実証的に論じた。以下に得られた結論及び内容を示す。

i) 河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持つ区間 (セグメント) の集まりと見なされる。セグメントが異なるとその河道特性が異なる。一般に沖積地河川は、扇状地上を流下する河道区間に当たるセグメント 1、自然堤防帯を流下する区間に当たるセグメント 2、その下流で細砂を河床材料に持つセグメント 3 から成る。

ii) セグメントの形成因について地形学的及び堆積学的視点から分析し、セグメントは上流山間部の生産土砂の堆積分級作用の現れであり、堆積分級の単位ユニットであるとした。

iii) 平均粒径の違いごとに、洪水時の土砂の運動形態がどのように異なっているかを実河川の事例によって示した。また、河床材料の A, B, C 集団が洪水時どのような運動形態を持つかを代表的粒度分布形ごとに、洪水時に働く掃流力との関係から評価した。

iv) セグメントの結合部での土砂の分級機構を河床に働く掃流力と河床材料の運動形態の上下流のセグメントでの差異から説明し、上流のセグメントの A 集団は、下流のセグメントでは C 集団、B 集団は A 集団に変化することを示した。

v) 土砂の横断方向の分級機構を、水路の側方移動に伴って生じる分級、氾濫による氾濫原上の分級の 2 つに分け、河床材料の違い、あるいは、セグメントの違いによってそれらの分級機構がどのように異なるかを、洪水時に河床に働く掃流力とそれに応じる河床材料の運動形態から説明した。

vi) 以上を要約すると、3章で述べた洪水時に河床に働く掃流力と平均粒径 d_m の関係は、各セグメントでの土砂の分級・堆積によるセグメント形成作用の具体的な現れであることが実証され、この関係は沖積地河道というシステムを貫く最も基本的な関係であることと

結論される。

5. 河道への人的作用とその応答

5.1 はじめに

前章において、河道の各セグメントでの土砂の運動形態、河岸及び高水敷堆積物の質と、3章で述べた洪水時に河床に働く掃流力と粒径の関係が整合することを述べた。このことは沖積地を流れる河川は、この関係になるように河道を形成していくものと考えられる。本章においては、蛇行河川であった肝属川が連続的にショートカットされた後に生じた河幅の変化、人工掘削によって勾配の緩くなった富士川河口部の河道の変化、平均年最大流量が減少した米国プラティー川(Platte R.)の川幅の変化の事例を通して、人的作用による河道の変化は、この関係になるように応答していることを述べる。

5.2 勾配の人工的改变による川幅の変化

蛇行河川(セグメント2の河川)のショートカットは河床の勾配を変える。一般にショートカットの上流は河床低下、下流は河床の上昇と河幅の拡大が生じる。蛇行の程度が大きな河川でこのようなショートカットを連続的に行うと、河道距離は $1/1.5 \sim 1/2.0$ に短縮される。この場合、考えられる河道の応答は次の4つのケースである。1つはショートカットによって生じた河床勾配をそのまま維持し、河床材料もあまり変化せず、掃流力の増大を川幅の増大によって調整するケース、2つは河床勾配をそのまま維持し、また、川幅もそれほど変化せず、河床材料の粒径を増大させ、掃流力の増大を調整するケース、3つは、河岸侵食を生じさせ、蛇行度を元の河川と同様な値とすることによって掃流力の増大を調整するケース、4つは、河幅や河道位置はそれほど変化させず、河床低下が進行し、勾配を緩くする場合、あるいは、河床に耐侵食力のある物質がある場合には、そこが上流側に対して一時的な侵食基準面となり勾配が緩くなり、下流側に対しては、そこが一種の滝となってそこでエネルギー損失が生じ下流側の勾配が緩くなり、ショートカットによる掃流力の増大を調整するケース。このようにショートカットの連続によって生じる河道の応答は種々のケースが考えられるが、新河道の河岸が旧河道の河岸物質とほぼ同様な物質である場合には、河床の低下が急激に起こることとは無いようである。確かに3つ目のケースであ

る再度蛇行を始め、元の勾配に戻ったミシシッピー川(Mississippi R.)の場合のように蛇行度を变化させる傾向にあるが⁵⁷⁾、河岸侵食を護岸等によって防いでも河床低下は急激には進まないようである。この原因は勾配の変化をケース1に示す川幅の変化によって、流れの強さを調節することにある。以上のことを事例を通して詳述する。

肝属川4 km~12 km区間は、現在60%通過粒径 d_{60} が0.85 mmの粗砂を持つ河川である。この川は改修以前は図-5・1に示されるような蛇行河川であったが、改修によるショートカットの連続によって流路距離が短縮され1937年河床勾配 $1/2,000$ であったものが $1/1,200$ に増加した。このショートカットによる肝属川河道の変化について荒木は次のように報告している¹³⁹⁾。

河床高の低下はほとんど進まず、安定であったが、川幅はほぼ勾配の変化に比例して大きくなった。つまり、改修前後の勾配、川幅の変化量を ΔI_b , ΔB とすると

$$\frac{\Delta I_b}{I_b} = \frac{\Delta B}{B} \dots\dots\dots(5.1)$$

の関係がほぼ成立した。なお、水路の掘削後、戦争のために兩岸を護岸で固めることなく放置されたため、川幅は自然に調節された。

ところで3章において、河床材料の粒径がほぼ同一の河川間では、平均年最大流量程度の洪水時に働く掃流力は、ほぼ同一となることを述べた。今、改修前後で、洪水規模及び河床材料も変わらなかったと仮定し、河床に働く掃流力が同一になるように河道を調節したとすると平均粒径が粗砂である河川では流速係数 ϕ が3.2で示したように勾配 I_b の影響を受けないので式(3・7)により

$$\frac{B + \Delta B}{I_b + \Delta I_b} = \frac{B}{I_b} \dots\dots\dots(5.2)$$

つまり

$$\frac{\Delta B}{B} = \frac{\Delta I_b}{I_b} \dots\dots\dots(5.3)$$

となる。この結果は肝属川の人工的ショートカット前後の河道の変化と一致している。つまり肝属川は勾配の変化をショートカット前の河床に働く掃流力とほぼ同一の掃流力となるように、川幅を調整したことになる。なお、荒木の報告によると1591(昭和26年)年11月の河床材料調査では、4.5 km~7 kmの河床材料が現在より大きく1~2 mmとなっている¹³⁹⁾。河道整正の前後で粒径が1.5倍程度変化している可能性がある。ただし、この粒径変化の範囲では3章で述べたように τ_{*m} が d_m にほぼ反比例し、 U_{*2} の値はほとんど変わらな

(57)

表-5・1 河道の直線化による河幅変化

河 川 区 間	粒 径 d_m	現河道川幅	旧河道川幅	現河道の平面形	旧河道の平面形	現河床勾配	旧ループ曲率半径 R
釧路川 38~45km	5~10mm	50~60m	30~40m	直 線 状	迂 曲	1/1,200	50~70m
沙流川 0~10km	10~20mm	250m		直 線 状	迂 曲	1/1,000	200~300m
利別川 2~10km	2~3mm	90~120m	50~70m	直 線 状	迂 曲	1/1,400	150~200m
雄物川 81~88km	20mm	250m	100~120m	直 線 状	迂 曲	1/900	250m
阿賀野川 15~30km	20~25mm	600~750m	200~300m	蛇 曲	迂 曲	1/800	430~660m
阿賀野川 4~11km	0.6~0.8mm	650m	200~250m	蛇 曲	迂 曲	1/4,000	450m
加古川 3~8km	30~60mm	300m		直 線 状	迂 曲	1/970	250m
釧路川 38~45km	5~8mm	50~65m	30~40m	直 線 状	迂 曲	1/1,100	60~70m

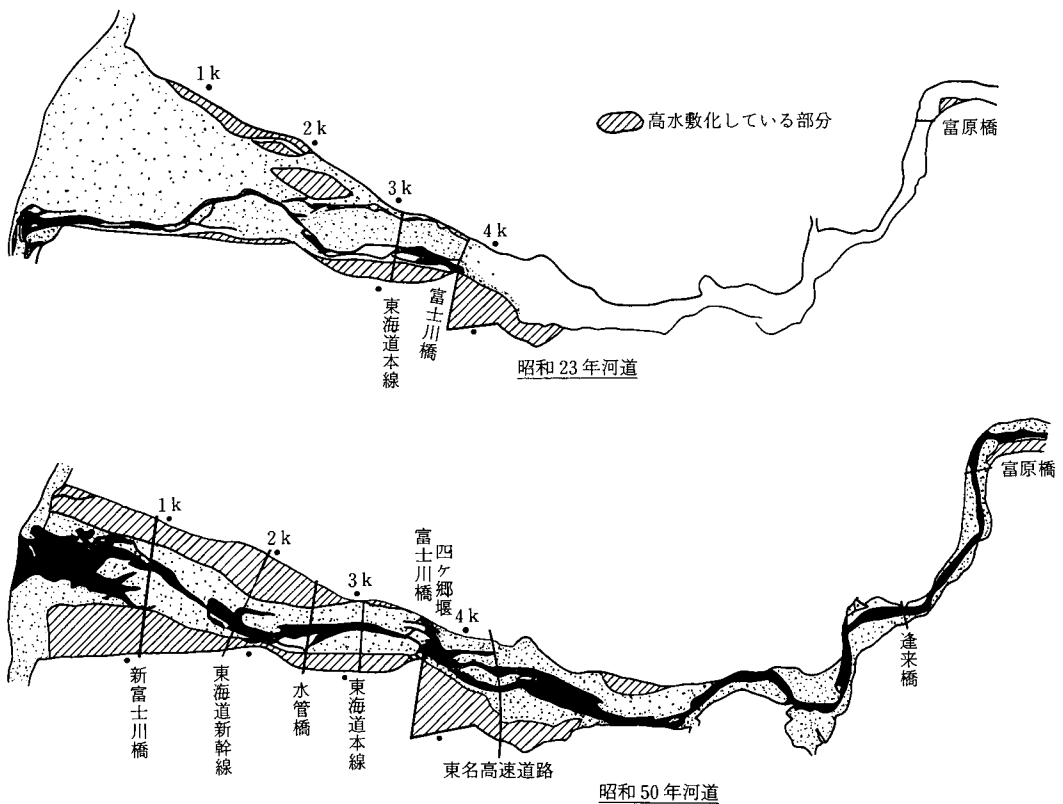


図-5・2 富士川の 1948 年, 1975 年の状況

2~3 km 区間の川幅が 550 m 程度になったのは、勾配の変化によるよりも、河床低下によって 3~3.5 km 地点に大湧岩が露出し（河床低下前はこの岩岸は露出していなかった）、この岩岸の破碎物質が写真-5・1のごとく河床面を覆い、河床がアーマー化し d_m が大きくなり、より大きな掃流力に耐えられるようになったためである。

5.3 流量の減少

大ダムの建設は、下流の洪水流量を変えるが、日本のダムは上流部に作られるものがほとんどであり、集水面積も大きくないので、下流の平均年最大流量を大きく変えることがなく、流量減少により下流河道特性が、どう変化したかを定量的に判断し得る資料は無い。

そこで、ここでは日本の河川ではないが、流量変化

が川幅にどのような変化を与えたかを米国プラティー川 (Plette R.) の例¹⁴¹⁾ によって示す。

プラティー川は、コロラド (Colorado) 山脈を水源としてミズリー川 (Missouri R.) にそそぐ河川であるが、上流部にダムが築造され、また、かんがい用水として使われ、洪水流量が減少し、それに応じて川幅が減少した。例えば、ネブラスカ州オバートン (Overten) 付近のプラティー川 ($I_b=1/780$, $d_m=0.07\sim0.1$ cm) は、図-5・5に示すようにダム建設前の1915年から1924年の平均年最大流量は $570\text{ m}^3/\text{s}$ で、川幅は $1,300\text{ m}$ であったものが、建設後の1950年から1969年の平均年最大流量は $160\text{ m}^3/\text{s}$ に減少し、川幅は 400 m となった。この川幅は川幅水深比が大きく (平均年最大流量時の推定 B/H は1915~1924年で2,200, 1950~1969年で730程度である), 洪水時にはうろこ状砂州が発生し、低流量時には網状河道となる直線河道で、ダム建設によって河床勾配及び河床高もほとんど変化を生じていない。

式 (3・7) によれば、粒径、勾配が変化しなければ流量変化後の川幅は流量に比例する。プラティー川の流量変化に対する川幅の変化は、ほぼこの関係が成立しており、河床に働く掃流力が流量変化によってもほとんど変わらなかったことを示す。なお、流量減少によって川幅水深比が減少し、それが100以上のものからそ

れ以下になり、かつ、流路が自由に蛇行し得る場合は、川幅水深比が100前後で砂州の形態が複列的なものから単列的なものに変化し⁹²⁾、河岸侵食が河道の左右岸に交互に生じ、河道の蛇行度 S (水路長を谷長で割ったもの) が増加し、河床勾配が小さくなるため⁹²⁾、川幅の変

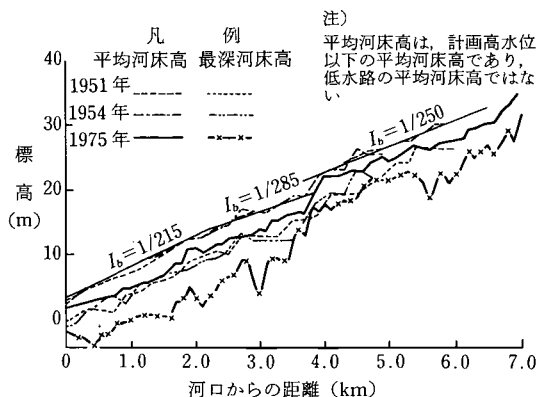


図-5・4 堤防間幅平均河床高と最深河床高の変化

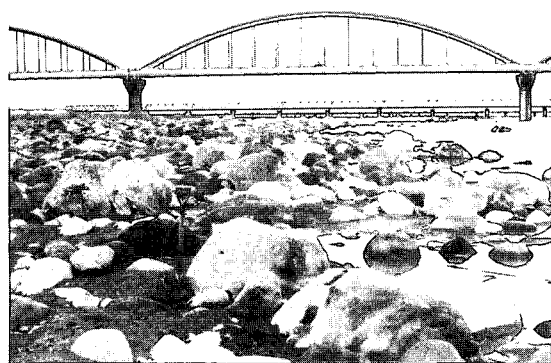


写真-5・1 水管橋 3~3.5 km 付近の表層河床材料

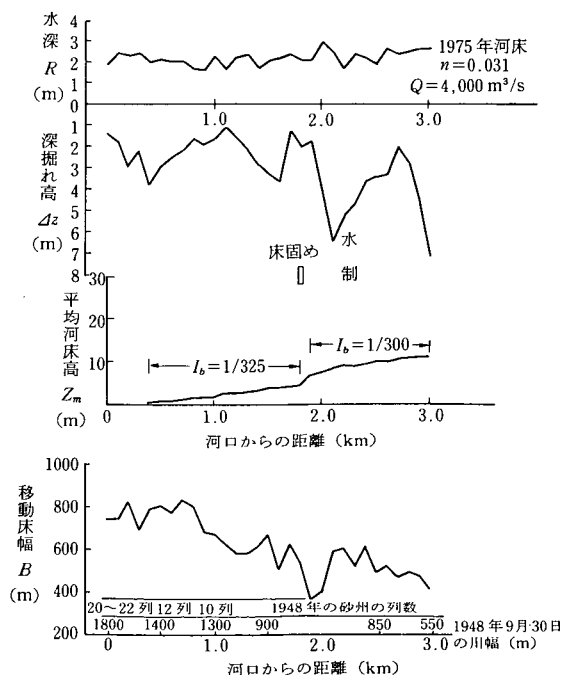


図-5・3 富士川の R , ΔZ , Z_m , B の縦断方向の変化 (流量 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ の水理量を示す)

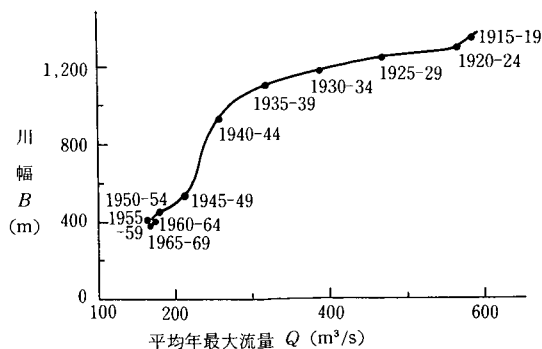


図-5・5 5年平均の川幅と年最大流量の関係
プラティー川, オバートン付近
文献 141) より

化率は流量の変化率より大きなものとなる。

5.4 まとめ

5章では、人間の河川に対する働きかけが河道をどのように変えていき、どこに影響を与えるかを事例を通して論じた。以下に主要な結論と内容を示す。

i) 勾配の人工的改変、例えば、迂曲河道のショートカットは勾配を増加させる。肝属川では、勾配の変化率にはほぼ等しい川幅の増加をもたらした。これは河床に働く洪水時の掃流力がほぼ同一となるように川幅を広げたと解釈し得る。

ii) 河床掘削によって河床勾配が緩くなると、川幅が狭くなることを富士川の例で示し、狭くてもなぜそれが維持し得るかを、河床に働く掃流力と粒径の関係から説明した。

iii) ダムの築造によって平均年最大流量が減少した米国ブラッティー川では、この流量の減少率に応じて川幅が減少した。これは流量変化によっても河床に働く掃流力がほとんど変わらなかったことを示す。

iv) 以上より沖積河川は、図-3・2で示した平均年最大流量時の掃流力と粒径の関係となる方向に河道を形成すると判断される。

6. 結論

人間が河川により良く対処するためには、河川の特性和その特性を支配する法則性が明確にされる必要がある。本論文では河道の種々の特性を河道特性という言葉で表し、これを生み出す基本的な法則性、すなわち、河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係について主に実河川の資料を用いて検討を加えた。得られた種々の結論及び内容は、各章ごとにまとめとして取りまとめられているが、ここではそれらを総合的に検討し結論とする。また、今後解決されるべき問題点を示す。

1章では、まず、河道特性として表現される項目を示し、河道特性研究の目的を明確にした。次に、既往の河道特性に関する研究の紹介とレビューを行い、本研究との係わりを明確にし、本研究の方針を示した。

2章では、まず、本論で使用した資料をどのように収集し、それを整理したか、また、資料の収集範囲、資料の特性について論じた。次に、本論で対象とする河道特性を規定する基本要素として、河床材料の平均粒径、平均年最大流量、河床勾配の三量を基本要素と仮定することが適当であることを述べ、この三量の特性

を示し、また、これが地形学的時間スケールから見た影響因子にどの程度影響されているかを定性的に説明した。さらに、次章以下の検討に必要な流れの抵抗を表す流速係数 ϕ の評価手法を示した。ここでは実験室資料及び実河川資料を次元解析の手法を用いて調べ、流速係数 ϕ と無次元掃流力 τ_* 、相対水深 H/d との関係を $0.02 \sim 0.1 \text{ cm}$ のほぼ均一砂の場合について明らかにした。また、粒径 1 cm 以上の砂利河川についても実河川の資料を調べることによって流れの抵抗 ϕ を評価し得るようにした。

3章では、まず前章の流速係数の評価法を用い、また実河川での洪水時の流速係数の観測値を参考にして、実河川の平均年最大流量時の流速係数 ϕ が主に河床材料の平均粒径ごとにほぼ決まった値となることを示した。次に、河床材料の平均粒径がほぼ同一の河川間では、流速係数と同様に、河床に働く掃流力がほぼ同じ値を持つことを実河川の資料より示し、これが生じる原因について土砂の堆積及び侵食条件から明らかにした。さらに、洪水時に河道に働く掃流力と粒径の関係、及び平均年最大流量時の流速係数と粒径、勾配の関係より、低水路のスケール（川幅、水深）が、平均粒径、河床勾配、平均年最大流量の三量を用いて評価し得ることを示した。これによって三量は河道特性を規定する基本要素とし適切であると判断された。

4章では、沖積河川の河道は、ほぼ一定の勾配を持った区間（segment）の集まりから成ることを示し、このセグメントごとに河道特性を分析することが良いことを示した。また、セグメントの形成因として地形学的な要因について検討し、セグメントは、上流山間部の生産土砂が、その堆積空間の水理条件に応じて堆積分級して生じたものであり、堆積分級の基本的ユニットであることを示した。次に、これをより詳しく実証するために各セグメントでの土砂の運動形態、土砂の縦断方向及び横断方向の分級形態を実河川の土砂の堆積物の粒径分布、掃流砂及び浮遊砂の粒度分布とそこに働く掃流力との関係から分析を行い、3章で述べた河床に働く掃流力と粒径の関係はこれらの土砂の分級・堆積によるセグメントの形成作用の具体的な現われであることを示した。

5章では、河道特性を規定していると考えられる河床勾配及び流量を人的に変化させた場合、河道がどのように応答したかを事例を通して検討し、応答の方向は3章で述べた洪水時に働く掃流力と粒径の関係となる方向にあることを明らかにし、この関係は沖積河道の基本的な特性であることを示した。

以上、1章から5章までの論議により、沖積河川はセグメントの集まりであり、各セグメントごとに河道特性を比較検討しておくことが必要であること、この際河床材料、河床勾配、平均年最大流量の三量を用いて河道特性を分析・表現し得ることが結論付けられる。また、洪水時に河床に働く掃流力と粒径の関係は、沖積河川の基本的な特性であり、これを用いて種々の河道特性を土砂水理学的に説明、表現し得ると結論付けられる。

以上本研究の主要な結論、内容について述べたが、本研究の応用としての河道計画や河川構造物の設計論のためには十分なものとは言えない。今後次のようなことを重点的に調査する必要がある。

- i) 運動形態の異なった二つ以上の粒径集団を持つ土砂の移動形態を把握し、各集団の流砂量を評価し得るようにすること
- ii) 河口付近の土砂の堆積、ダム貯水池の土砂堆積、高水敷上の土砂のふり分け機構解明のため土砂の堆積限界指標（流速あるいは掃流力）と土砂濃度の関係の明確化
- iii) 生産土砂の質と量の把握、特に生産土砂の粒度分布と岩質との関係の明確化
- iv) 各粒径集団ごとの洪水時の移動速度の評価
- v) 河道の平面形状と局所洗掘量との関係
- vi) 河岸物質、高水敷堆積物が、洪水に対してどのように反応するかを明らかにするために、堆積土の物性の明確化、特に、流水に対する耐侵食力の把握
- vii) 洪水時の河床に働く掃流力と粒径の关系到及ぼす洪水波形の影響
- viii) 河道に加える人的作用による影響程度の明確化

謝 辞

本研究を行うに際しては、多くの人々の助言と援助を受けた。まず、建設省土木研究所福岡捷二河川研究室長には、本稿を取りまとめるに際して、論文としての論理性や学問的視点について、多くの有益な助言と示唆をいただいた。

早稲田大学吉川秀夫教授には、ひとかたならぬ激励と総合的な視点から本稿に対する種々の貴重な助言をいただいた。

また、東京工業大学石川忠晴助教授には、本稿の取りまとめ方針に対する多くの貴重な示唆と助言をいただいた。

さらに、東京工業大学中瀬明男教授、日野幹雄教

授、東北大学沢本正樹助教授には、終始変わらぬ励ましの言葉や本稿に対する貴重な助言をいただいた。

建設省土木研究所河川研究室及び旧鹿島試験所の上司や同僚からは、本研究に当たっての種々の手助けを受けた。特に宇都宮大学須賀堯三教授には、この仕事をを行う上で直接御指導を頂いた。

末尾ながら以上の方々深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Lindley, B. S. "Regime channel" Proc. of Panjab Engineering Congress, Vol. vii, 1919.
- 2) Lacey, G. "Stable channel in alluvium" Minutes of Proceeding of the Institution of Civil Engineerings, Vol. 229, pp. 259-292, 1929.
- 3) Inglis, Sir Claude "The behavior and control of rivers and canals" Research Publication No. 13, Chapter 6, Central Waterpower Irrigation and Navigation Research Station, Government of India, Poona, Bombay, India, 1949.
- 4) Blench, T. "Mobile-bed fluviology" T. Blench and Associates Ltd., Canada, 1966.
- 5) Leopold, L. B. and Madcock, T. Jr. "The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implication" U.S.G.S. Professional Paper, No. 252, 1953.
- 6) Fortier, S. and Scolby, C. S. "Permissible canal velocities" Trans. of ASCE Vol. 89, pp. 940-984, 1926.
- 7) Lane, E. W. "Design of stable channels" Trans. of ASCE, Vol. 120, pp. 1234-1279, 1955.
- 8) Parker, G. "Self-formed straight rivers with equilibrium banks and mobile bed" Jour. of fluid mechanics Vol. 89, Part 1 pp. 127-146, 1978.
- 9) Sternberg, H. "Untersuchungen über Länge- und Querprofil geschiebeführender Flüsse" Z. Bauwesen 25, pp. 483-506, 1879.
- 10) 安藝咬一「河相論」常磐書房, pp. 50-115, 1944
- 11) Yatsu, Eiju. "On the longitudinal profile on the graded river" Tran. American Geophysical Union, pp. 211-219, 1955.
- 12) 杉尾捨三郎「移動床の抵抗法則」水工シリーズ 71-A 土木学会水理委員会, 1971.
- 13) The sedimentation committee of the hydr-

- aulics division, ASCE "Sedimentation Engineering" Chap. 2 F. Hydraulic relations for alluvial streams. ASCE, pp. 114-153, 1977.
- 14) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会「移動床流れにおける河床形態と粗度」土木学会論文報告集第 210 号, pp. 65-91, 1973.
- 15) Kennedy, J. F. and Brooks, N. H. "Laboratory study of an alluvial stream at constant discharge" Proceedings of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Miscellaneous Publication No. 970, Agricultural Research Service, U.S. Department of Agriculture, pp. 320-330, 1963.
- 16) 吉川秀夫, 福岡捷二「Characteristics of open channel flow with sediment」東京工業大学土木工学科研究報告, No. 10, pp. 99-173, 1971.
- 17) Engelund, F. Closure to "Hydraulic resistance of alluvial streams" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 93, No. HY-4, July, pp. 287-296, 1967.
- 18) 岸 力, 黒木幹男「移動床流れにおける河床形状と流体抵抗(1)」北大工学部研究報告, pp. 1-23, 1972.
- 19) 尾崎幸男, 石橋毅, 白砂孝夫「移動床流れの抵抗則に関する研究」土木学会論文報告集第 342 号, pp. 15-21, 1984.
- 20) 杉尾捨三郎「レジム型流速式を応用した沖積河川の河相の研究」1983.
- 21) 玉井信行, 河原能久「複断面開水路流れの特性と抵抗則に関する研究」第 25 回水理講演会, pp. 119-124, 1981.
- 22) Einstein, H. A. "The bed load function for sediment transportation in open channel flow" U.S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026, 1950.
- 23) 佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男「河床砂堆の掃流運搬に関する研究」建設省土木研究所報告第 98 号, pp. 13-30, 1958.
- 24) 芦田和男, 道上正規「移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究」土木学会論文集第 206 号, pp. 59-69, 1972.
- 25) 石川忠晴「河川の流砂に関する基礎的研究」東京工業大学土木工学科研究報告 No. 24, 1978.
- 26) 関根正人・吉川秀夫「掃流砂の流送機構に関する研究」土木学会論文集 No. 351 II-2, pp. 69-75, 1984.
- 27) Colby, B. R. "Discharge of sands and mean velocity relationship in sand-bed streams" U. S.G.S. Professional Paper 462-A, 1964.
- 28) Bagnold, R. A. "An approach to the sediment transport problem from general physics" U.S. G.S. Professional Paper 422-I, 1966.
- 29) Yang, C. T. "Unit stream power and sediment transport" ASCE, HY. 10, pp. 1805-1826, 1972.
- 30) Egiazaroff, I.V. "Calculation of nonuniform sediment concentrations" ASCE HY. 4 July, pp. 225-247, 1965.
- 31) 浅田宏, 石川晴雄「混合砂礫の掃流限界と掃流量式」技術研究所報告 No. 68045, 1968.
- 32) 芦田和男, 道上正規「混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究」京大防災研究所報告第 14 号 B, pp. 259-274, 1971.
- 33) 平野宗男「混合砂礫の河床変動と平衡河床に関する研究」土木学会論文報告集第 201 号, pp. 118-127, 1972.
- 34) 水山高久「山地河川の掃流砂に関する研究」京都大学学位請求論文, pp. 76-86, 1977.
- 35) 深見親雄, 葛西敏彦「混合粒径砂の流送実験資料集」土木研究所資料第 1390 号, 1978.
- 36) 木下良作「石狩川河道変遷調査」科学技術庁資源研究所資料第 36 号, 1961.
- 37) 鮎川登「直線河道における流れの蛇行現象に関する水理的研究」科学技術庁資源調査所, 1971.
- 38) 池田宏「実験水路における砂礫堆とその形成条件」地理学評論, 46-7. pp. 435-451, 1973.
- 39) 村本嘉雄, 藤田裕一郎「中規模河床形態の分類と形成条件」第 22 回水理講演会論文集, pp. 275-282, 1978.
- 40) 深見親雄「砂礫堆と砂堆・砂澱の共存」土木技術資料 21-10. pp. 27-32, 1979.
- 41) Parker, G. "On the cause and characteristic scales of meandering and braiding in rivers" J. Fluid Mech., Vol. 76. Part 3, pp. 457-480, 1976.
- 42) Fredsøe, J. "Meandering and braiding of rivers" J. Fluid Mech. Vol. 84, Part 4, pp. 609-624, 1978.
- 43) 黒木幹雄, 岸 力「中規模河床形態の領域区分に関する研究」第 36 回土木学会年講 II-261, pp. 519-520, 1981.
- 44) Leopold, L. B. and Wolman, M. G. "River

- channel patterns : Braided, Meandering and Straight", U.S.G.S. Professional Paper 282-13, 1957.
- 45) 池田宏「砂礫堆から見た河床形態のタイプと形成条件」地理学評論 48-10, pp. 712-730, 1975.
 - 46) 藤田裕一郎, 村本嘉雄「流路形態の形成過程に関する研究」京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B, pp. 551-564, 1980.
 - 47) 長谷川和義「非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究」土木学会論文報告集, 第 316 号, pp. 37-50, 1981.
 - 48) 福岡捷二, 山坂昌成「側岸の侵食・堆積による蛇行発達理論」土木学会論文集第 327 号, pp. 73-85, 1982.
 - 49) 土木学会水理委員会, 洪水流の三次元流況と流路形態小委員会「洪水流の三次元流況と流路形態に関する研究」土木学会論文集第 345 号, pp. 41-52, 1984.
 - 50) Happs, S. C. "Significance of texture and density of alluvial deposits in the middle Rio-Grande Valley" J. Sediment Petrol. 10, pp. 3-19, 1940.
 - 51) Fisk, H. N. "Fine-grained alluvial deposits and their effects on Mississippi river activity" Corps of Engineering, Mississippi river commission, Waterway Experimental station, Vicksburg, 1947.
 - 52) Visser, G. S. "Grain size distributions and depositional Processes" Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 39, No. 3 pp. 1074-1106, 1969.
 - 53) 東晃「洪水堆積土の粒度分布, 水害の総合的研究」農業物理研究所. 北海道大学, pp. 135-138, 1950.
 - 54) 森山昭雄「矢作川平野表層堆積物の粒度組成」地理学評論 51-1, pp. 61-71, 1978.
 - 55) 伊勢屋ふじこ「茨城県, 桜川における逆グレーディングをした洪水堆積物の成因」地理学評論 55-9, pp. 597-613, 1982.
 - 56) 木下良作「航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題」土木学会論文集 No. 345 II-1, pp. 1-19, 1984.
 - 57) Mackin, J. H. "Concept of the graded river" Geol. Soc. America Bull. Vol. 59, pp. 463-512, 1948.
 - 58) Lane, E. W. "The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering" ASCE, Proc. Vol. 81, No. 745, p. 17, 1955.
 - 59) Shumm, S. A. "Fluvial geomorphology ; Channel adjustment and river metamorphosis" River mechanics, Chap. 5, pp. 396-421, 1971.
 - 60) 真田秀吉「日本水制工論」岩波書店, 1931.
 - 61) 鷺尾鰲龍「河の荒さと護岸水制」講演報文, 伊藤弘住, 河川構造物施工法. 山海堂 pp. 1-11, 1955.
 - 62) Guy, H. P., Simons, D. B., and Richardson, E. V. "Summary of alluvial channel data from flume experiments" U.S. Geological Survey Professional Paper 462-1, 1966.
 - 63) Gilbert, G. K. "The transportation of debris by running water" U.S. Geological Survey Professional Paper 86, 1914.
 - 64) U. S. Waterway Experimental Station. "Studies of river bed materials and their movement with special reference to the Lower Mississippi River" Paper No. 17, Vicksburg, Miss, 1953.
 - 65) Sten, R. A. "Laboratory studies of total load and apparent bedload" Journal of Geophysical Research, Vol. 70, No. 8, pp. 1831-1842, 1965.
 - 66) Williams, G. P. "Flume experiments on the transport of a coarse sand" U. S. Geological Survey Professional Paper 562-B, 1970.
 - 67) Nordin, C. F. "Flume studies with fine and coarse sands" U. S. Geological Survey Open File Report 76-762, 1976.
 - 68) 吉川秀夫, 福岡捷二, 馬場亨, 河野二夫「大粒径砂礫の掃流砂量に関する研究」第 19 回水理講演会, pp. 1-6, 1975.
 - 69) 井口昌平「昭和 47 年度文部省科研費による "水資源の存在状態におよぼす人的影響に関する研究" 報告書」pp. 26-39, 1973.
 - 70) 池田宏「実験水路における砂礫堆とその形成条件」地理学評論 46-7, pp. 435-451, 1973.
 - 71) Willis, J. C., Coleman, N. L., and Ellis, W. M. "Laboratory study of transport of fine sand" Proc. of ASCE, Vol. 99, HY. 3. pp. 489-501, 1973.
 - 72) Laursen, E. M. "The total sediment load of streams" Proc. of ASCE, Vol. 84, HY. 1, pp. 1-36, 1958.

- 73) 田中祐一郎「Antidune に関する実験的研究」京大防災研年報第 13 号 B, pp. 271-284, 1970.
- 74) 玉井信行, 長尾哲, 三国史雄「直線水路における複列砂礫堆と網状流路の形成について」第 22 回水理講演会論文集, pp. 265-274, 1978.
- 75) 山本晃一, 深見親雄「河川における土砂の移動機構に関する研究ノート」土木研究所資料第 1416 号, pp. 18-49, pp. 117-151, 1978.
- 76) Culbertson, J. K., and Dawdy, D. R. "A Study of fluvial characteristics and hydraulic variables, Middle Rio Grande, New Mexico" U. S. Geological Survey Water Supply Paper 1498 -F, 1964.
- 77) Hubbell, D. W. and Matejka, D. Q. "Investigation of sediment transportation, Middle Loup River at Dunning, Nebraska" U. S. Geological Survey Water-Supply paper 1076, 1959.
- 78) Jordan, P. R. "Fluvial sediment of the Mississippi River at St. Louis, Missouri" U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1802, 1965.
- 79) Colby, B. R. "Computation of total sediment discharge Niobrara River near Cody" U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1357, 1955.
- 80) Beckman, E. W. and Furness, L. W. "Flow characteristics of Elkhorn River near Waterloo, Nebraska" U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498, 1964.
- 81) Nordin, C. F. "Aspects of flow resistance and sediment transport Rio Grande near Bernalillo, New Mexico" U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498-H, 1964.
- 82) Shastri, V. A., Sayer, W. W. and Robert, H. L. "Statistical properties of Missouri River bed forms" Proc. of ASCE, WW4, pp. 489-510, 1972.
- 83) 山本晃一「相似律の観点から見た移動床流れの水理〔I〕, 〔II〕, 〔III〕」土木研究所資料第 1059 号, pp. 10-21, 第 1074 号, 第 1154 号, pp. 16-18, 1975 and 1976.
- 84) Mahoney, H. A., Andrews, E. D., Emmett, W. W., Leopold, L. B., Meade, R. H., Myrick, R. M. and Nordin, C. F. "Data for calibrating unsteady-flow-sediment-transport models, East Fork River, Wyoming" U.S.G.S. Open -file Report 76-22, 1976.
- 85) 建設省技術研究会「全国河川粗度係数資料集」日本河川協会, 1974.
- 86) 小出博「日本の国土(上)」東京大学出版会, pp. 59-64, 1973.
- 87) Carroll, D. 「岩石の風化」pp. 101-108, 松尾新一郎監訳, ラテイス社.
- 88) Pettijohn, F. J. "Sedimentary rock, second edition, Happer and Brothers" New-York pp. 498-524, 1956.
- 89) Ctpaxob, H. M. 「堆積岩の生成」平山次郎等共訳, pp. 53-58, 1967. ラテイス社.
- 90) 中山正民, 三浦敏彦「日本の河川平野部の礫の円形度について」地理学評論, vol. 37, pp. 115-130, 1964.
- 91) 大熊孝「利根川における治水の変遷と水害に関する実証的調査研究, 3 章「天明 3 年浅間山の噴火と幕末の治水問題」」東京大学学位請求論文, 1973.
- 92) 山本晃一「河道特性論ノート〔I〕」土木研究所資料第 1625 号, pp. 30-90, pp. 145-155, pp. 162-187, 1980.
- 93) Ackers, P. "Meander geometry arising from varying flows" Journal of Hgdrolgy 11, pp. 230-252, 1970.
- 94) Neill, C. R. "Hydraulic geometry of sand river in Alberta" Fluvial Process and Sedimentation, pp. 453-461, 1973.
- 95) Bray, D. I. "Regime relation for Alberta gravelbed rivers" Fluvial Process and Sedimentation, pp. 440-452, 1973.
- 96) Wolman, M. G. and Miller, J. P. "Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes" J. Geol. 68, pp. 54-74, 1960.
- 97) 河村三郎「支配流量の一計算法」第 16 回水理講演会, pp. 79-84, 1968.
- 98) Andrews, E. D. "Effective and bankfull discharge of stream in the Yampa River Basin" Colorado and Wyoming, Manuscript for Open -file report. U. S. Geological Suruey, 1980.
- 99) Williams, G. P. "Flume width and water depth effects in sediment-transport experiments" U. S. Geological Survey Professional Paper 562 -H, 1970.
- 100) Laursen, E. M. "The hydraulic of a storm

- drain system for sediment-transporting flow” Iowa Highway Research Board, 1956.
- 101) 奈良井修二「河床形態の変動特性に関する研究 (2)」京大防災研年報第13号B, pp. 285-298, 1970。
 - 102) 白砂孝夫「河床波の発生について」第16回水理講演会, pp. 76-81, 1972。
 - 103) 上野鉄男, 宇民正「砂漣と砂堆の発達過程に関する実験的研究」土木学会論文集第318号, pp. 75-84, 1982。
 - 104) Garde, R. J. and Raju, R. “Regime criteria for alluvial streams” Proc. of ASCE, Vol. 89, HY6, pp. 153-164, 1963.
 - 105) Cooper, R. H. and Peterson, A. W. “Critical review of sediment transport experiments” Proc. of ASCE Vol. 98, HY5, pp. 827-842, 1972.
 - 106) Rouse, H. “Nomogram for the settling velocity of spheres” Report of the Commission on Sedimentation, pp. 57-64, 1936-37.
 - 107) Hinze “Turbulence” Mcgrow-Hill Book Company, pp. 355-359, 1959.
 - 108) 岸力, 黒木幹男「移動床流れにおける河床形状と流体抵抗 (I), (II)」北大工学部研究報告, pp. 1-23, 1972。
 - 109) Nikuradse, J. “Strömungsgesetze in rauhen Rohren: Versuchsanstalt Deutsche Ingenieurwirtschaft” Forschungsheft 361, 1933.
 - 110) Yalin, M. S. “Geometrical properties of sand waves” Proc. ASCE HY5, pp. 105-119, 1964.
 - 111) Vanoni, V. A. and Brooks, N. H. “Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams” Rep. No. E-68 Sedimentation Laboratory, California Institute of Technology, 1957.
 - 112) 山本晃一「河川における土砂の移動機構に関する研究ノート [II]」土木研究所資料第1543号, pp. 1-30, 1980。
 - 113) 細井正延「河川急流部の粗度係数と河道計画との関連について」土木研究所報告第115号, pp. 1-79, 1963。
 - 114) 池谷浩, 伊巻幹雄「急勾配河川における水理特性」土木研究所資料第1309号, 1978。
 - 115) 山本晃一, 林敏夫, 深見親雄, 坂野章「利根川河口処理に関する水理的検討」土木研究所資料1326号, pp. 36-59, 1978。
 - 116) Brice, J. C. “Channel patterns and terraces of the Loup Rivers in Nebraska” U.S.G.S. Professional Paper 422-D, 1963.
 - 117) Nedeco “River studies Niger and Benue” North-Holland Publishing Company, p. 549, 1959.
 - 118) 山本晃一「河口処理論 [1]」土木研究所資料第1394号, pp. 53-56, 1978。
 - 119) Wolman, M. G. and Brush, L. M. “Factors controlling the size and shape of stream channels in coarse noncohesive sands” U.S.G.S. Professional Paper 282-G, 1961.
 - 120) Simons, D. B. and Albertson, M. L. “Uniform water conveyance channel in alluvial materials” ASCE HY. 5 May, pp. 33-71, 1960.
 - 121) Kellerhals, R., Neill, C. R. and Bray, D. I. “Hydraulic and geomorphic characteristics of rivers in Alberta” Research Council of Alberta, River engineering and surface hydrology report 72-1, 1972.
 - 122) Fortier, S. and Scoby, C. S. “Permissible canal velocities” Trans. of ASCE Vol. 89, pp. 940-984, 1926.
 - 123) 建設省土木研究所「建設省流砂観測資料集」土木研究所資料第625号, 1971。
 - 124) 北海道開発局「河床変動に関する調査研究」第13回北海道開発局技術研究発表会, 1970。
 - 125) Visher, G. S. “Grain size distributions and depositional processes” Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 39, No. 3 pp. 1074-1106, 1969.
 - 126) Spencer, D. W. “The interpretation of grain-size distribution curves of clastic sediments” Journal of Sedimentary Petrology Vol. 33, No. 1, pp. 180-190, 1963.
 - 127) Klovian, J. E. “The use of factor analysis in determining depositional environments from grain-size distribution” Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 36, No. 1, pp. 115-125, 1966.
 - 128) Middleton, G. V. “Hydraulic interpretation of sand size distribution” Journal of Geology, Vol. 84, pp. 405-426, 1976.
 - 129) Sagoe, K. M. O. and Visher, G. S. “Population breaks in grain-size-distribution of sand, a theoretical model” J. of Sedimentary Petro-

- logy Vol. 47, No. 1, pp. 285-310, 1977.
- 130) 井口正男, 目崎茂和「沖積河川における河床砂れきの粒度組成について(II)」地理学評論 47-9, pp. 545-556, 1974.
 - 131) 北陸地方建設局立山砂防工事事務所「常願寺川における44年8月集中豪雨記録」。
 - 132) 山本晃一「急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性」土木研究所報告第147号 pp. 1-20, 1976.
 - 133) 吉野文雄「荒川河道計画模型実験報告書」土木研究所資料第1435号, 1978.
 - 134) Rouse, H. "Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence" Trans. of ASCE, Vol. 102, Paper No. 1965, pp. 463-543, 1937.
 - 135) 伊勢屋ふじこ「砂床河床における自然堤防の形成」1980年日本地理学会春季大会前刷, 1980.
 - 136) 山本晃一, 安田毅彦「河道特性論ノート〔II〕——荒川中流部の河道特性と河川処理——, 第1編」土木研究所資料第1745号, pp. 1-176, 1981.
 - 137) Fisk, H. N. "Loess and quaternary geology of the Mississippi valley" Jour. Geol. 59, pp. 333-356, 1951.
 - 138) Fisk, H. N. "Fine-grained alluvial deposits and their effects on Mississippi River activity" Mississippi River Commission, Waterway Experiments Station, Vicksburg, 1947.
 - 139) 荒木正夫「肝属川の河床平衡に関する考察」第6回建設省直轄技術研究会, pp. 289-304, 1952.
 - 140) Leopold, L. B. and Wolman, R. A. "River meanders" Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 71, pp. 769-794, 1960.
 - 141) Williams, G. P. "The case of the shrinking Channels" U.S.G.S. Circular 781, 1978.
 - 142) Shields, A. "Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebewegung" Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Germany 61, 1936.
 - 143) 岩垣雄一「限界掃流力に関する基礎的研究」土木学会論文集第41号, pp. 1-21, 1956.
 - 144) Myrick, R. M. and Leopold, L. B. "Hydraulic geometry of a small tidal estuary" U.S.G.S. Professional Paper 422-B, 1963.
 - 145) 貝塚爽平「東京の自然史」紀伊国屋書店, 1964.
 - 146) 山本晃一, 林敏夫, 野積尚「手取川河口処理に関する水理的検討」土木研究所資料第1069号, pp. 169-172, 1975.

昭和60年6月4日原稿受理

沖積地河川の河道特性に関する研究

土木研究所報告
第168号 1986年3月

山本晃一

要 旨：

人間が河川により良く対処するためには、河川の特性とその特性を支配する法則性が明確にされる必要がある。本報告書は河川の種々の特性を河道特性という言葉で表し、これを生み出す本質規定、すなわち河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係について、主に実河川の資料を用いて検討を行った結果を述べたものである。

第1章では、河道特性として表現される項目を示し、河道特性研究の目的を明確にした。第2章では河道特性を支配する基本的な要素について述べ、さらに、次章以下の検討に必要な流速係数 ϕ の評価手法を示した。第3章では河道材料の平均粒径と ϕ 、及び洪水時に河床に働く掃流力とは密接な関係にあることを示した。第4章では河川はセグメントの集まりであることを示し、各セグメントでの土砂の運動形態を示した。第5章では人的作用による河道の応答について述べた。第6章は結論を述べた。

キーワード：河道特性、セグメント、流速係数、分級作用

Study on the Characteristics of Alluvial River Channels

by **Dr. Kouichi Yamamoto**

Report of PWRI
Vol.168 March 1986

Synopsis :

It is very important to understand the channel characteristics and behavior of alluvial rivers for the purpose of the river improvement works and the design of river structures. There is, however, scarcely any study to make the common recognition of channel characteristics of alluvial rivers, because of the complexity of factors controlling phenomena occurred in alluvial rivers. The main purpose of this study is to clarify factors controlling alluvial river channel, and to describe and analyse the channel characteristics of alluvial rivers by using these factors from a view point of fluvial-environment.

Key words : Characteristics of Alluvial River Channels, Segment, Velocity Coefficient, Sorting of Sediment.

土木研究所報告第168号

昭和61年3月30日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 (株) 明文社
東京都中央区日本橋蠣殻町1-24-8
電話 (03) 668-0601 (代)

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 168 March 1986

CONTENTS

Study on the Characteristics of Alluvial River Channels Dr. Kouichi Yamamoto
