

第6章 河床の形状及び河道計画

関連条項 [基準 7、運用 7-6]

参考文献 [頭首工の設計]

前節で河床の変動についての検討方法を述べたが、ここでは河川の縦断方向における勾配や形態の変化等について、より具体的な計算方法を解説する。

6.1 河道及び河床材料の特性

6.1.1 河川縦断方向の流量、河川幅、粒径

一般に河川は、水源山間部から平野部への流れの過程において支流を集め、流量を次第に増やし、これに比例して河川幅を拡大する。さらに河川の取扱いを面倒にしているものに河床砂礫の粒径の変化がある。河床砂礫の粒径は流路を下るにつれて、次第に小さくなっていく。

ここで、粒径の逓減に関するステンベルグ (Sternberg) の理論的な考え方^{*1}を紹介し、参考に供したい。ステンベルグは粒子の重さの減少は流下距離内に河底の摩擦によって成される仕事に比例すると仮定し、 P を粒子の重さ、 ϕ を個体面の摩擦係数、 x を流程、 C を比例定数として次の微分方程式を作った。

$$-dP = C(\phi P dx) \dots\dots\dots (6.1-1)$$

これを積分して式 (6.1-2) を得た。

$$P = P_0 e^{-C\phi x} = P_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-2)$$

したがって、粒径 d は式 (6.1-3) となる。

$$d = d_0 e^{-\alpha x/3} \dots\dots\dots (6.1-3)$$

P_0 、 d_0 は起点における粒子の重さと粒径で、 $\alpha = C\phi$ は川石の摩耗係数

しかし、砂礫が小さくなるのは摩耗ばかりではなく、破碎されるという事実もある。また、下流方向への粒径が小さくなるのは水し（篩）作用によることに留意すべきである。この水し作用に大きな影響力をもつのは河床勾配と考えられる。このようなことから河床勾配の間にも密接な関係があることがわかる。

そこで、シュリッツ (Shulits) はショックリッヒ (Shocklitsch) の調査にかかる多数の河川の縦断形状と河床砂礫の粒径分布との対照表を吟味して「河床勾配は粒の重さに正比例する」との結論に達し、川石の摩耗法則を併用して指数関数的な縦断形状式を導いた。すなわち、河床勾配 i 、川石の重さを P 、摩耗係数を α とすれば、式 (6.1-4) となる。

$$i = \sigma P = \sigma P_0 e^{-\alpha x} = i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-4)$$

σ は比例定数で、 $i_0 = \sigma P_0$ は起点における河床勾配に当たる。次に、ある基準面からの河底の高度を Z で表せば、 $i = -dZ/dx$ であるから、式 (6.1-5) が得られる。

^{*1} 野満隆治・瀬野錦蔵：新河川学、地人書館（1961）

$$i = -\frac{dZ}{dx} = i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.1-5)$$

これを積分して、かつ起点の高さを Z_0 とすれば、式 (6.1-6) となる。

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha x}) \dots\dots\dots (6.1-6)$$

しかし、上式の α 値の決定が問題である。参考文献*2では、 α 値は流程 x 区間における落差 H と上・下流河床勾配の変化度合の関数として示されることがわかった。すなわち、 x 地点の河床勾配を i とすれば、 α 値は式 (6.1-7) で与えられる。

$$\alpha = \frac{i_0 - i}{H} \dots\dots\dots (6.1-7)$$

今後の問題は、安定縦断形における下方へのふくらみの度合いであり、 i_0 値がこれに大きな影響力をもつこともわかる。

6.1.2 河床勾配と粒径の大きさ

河川の縦断方向における河床勾配の変化と、砂礫の平均粒径の変化の関係を明らかにした文献はない。河床勾配から砂礫の平均粒径を推定することができれば河川を理解し、解析するために非常に都合がよい。川合*3は河床勾配が緩やかな河川の下流域においては、大きな礫を輸送する流水力がないことに着目し、流水の力は河床勾配によって強く制御されるものと考えた。したがって、河床勾配 i と砂礫の平均粒径 d_m との間に何らかの関係があることを推定し、数多くの河川の資料と台湾の濁幹線（農業用水路、流砂を伴う）の資料を中心にして図-6.1-1 のような関係図を作成した。

図-6.1-1 の実線①は、式 (6.1-8)、②は式 (6.1-9) で表される。

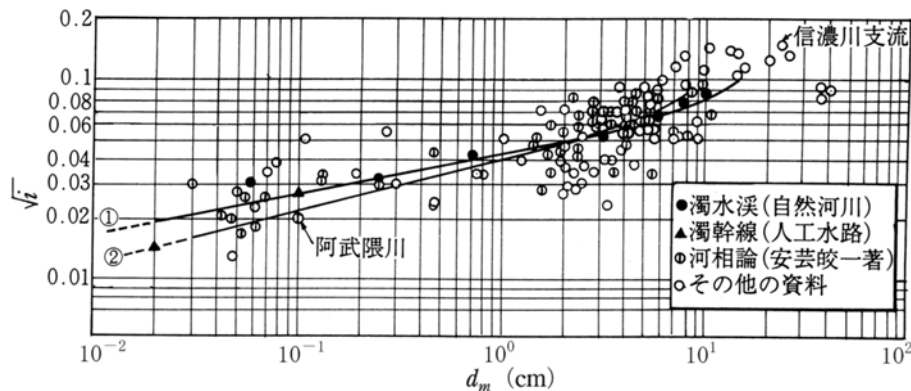


図-6.1-1 河床勾配と平均粒径の関係

$$d_m = 1.2 \times 10^5 i^{2.5} - 1.1 \times 10^6 i^3 \dots\dots\dots (6.1-8)$$

式 (6.1-8) は m 単位で与えられている。

*2 川合 亨・松本良男・加藤 敬：河床の定安河道計画に関する一考察—鬼怒川(佐貫～勝瓜区間)を例として—、農土誌 48 (12) p. 905～915 (1980)

*3 川合 亨：河川の流砂機構に関する考察、農土試技報 B (水理)、No. 35 (1975)

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31} \dots\dots\dots (6.1-9)$$

式(6.1-9)はcm単位で与えられている。式(6.1-9)は式(6.1-8)に新しい資料を追加して修正したものである。したがって、実用上の目安を得るためには式(6.1-9)を用いた方がよい。これらの式の適用範囲は $\sqrt{i} < 0.1$ である。

なお、図-6.1-1は本川の途中へ急勾配の支流が合流する場合を除いた。したがって、この図-6.1-1の適用は堤防河川であり、沖積扇状地の下流の場合である。

6.1.3 河床砂礫の粒径分布とその性質

いま、河川における砂礫の粒径分布の特徴を挙げると、次のとおりである。

- (1) 洪水後における河床表面の各粒径は、流水抵抗の最も小さい状態で安定していることが観察される。すなわち、急流河川では、河床表面が魚のうろこ状を呈している状態である。一般に一個の石の最長径は流れの方向と同じ向きとなる。
- (2) 河床表面の砂礫粒径は大きく、最大粒径程度の表層厚さを除いた下部では細粗混合状態となっている。これは洪水時における砂の移動状態が砂堆(dunes)であり、細粗入り混って移動するためである。しかし、洪水の減水期には大きな粒径のものから順次停止し、小さい粒径のものはかなり流水力が小さくなるまで移動するためと考えられる。
- (3) 河川湾曲部における砂礫粒径は凹岸側が大きく、凸岸側が小さい。
- (4) 沖積扇状地より下流の河川では粒径の大きいほど、その比重が大きい傾向をもつという興味深い調査結果もある。しかし、このような調査資料は少ないので今後の課題として留意すべきであろう。
- (5) 一般性がないようにみえる河床材料の構成には、分析の結果かなりの法則性をもっているようである。いま菊岡*4が提案した「自然河川における河床材料標準粒度(d/d_m)表」(表-6.1-1)を紹介する。

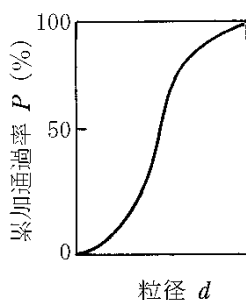


図-6.1-2 各粒径と通過率

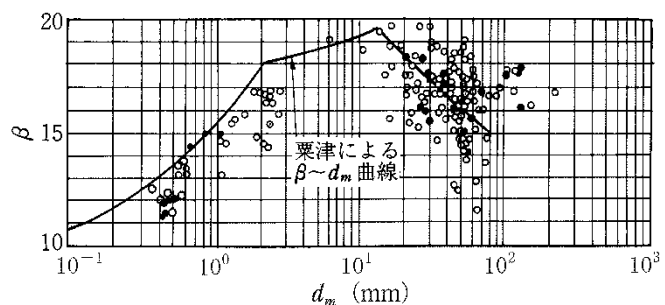


図-6.1-3 β と d_m の関係

まず、平均粒径 d_m の算定は、図-6.1-2から式(6.1-10)によって与えられる。

$$d_m = \sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P / \sum_{P=0}^{P=100} \Delta P \dots\dots\dots (6.1-10)$$

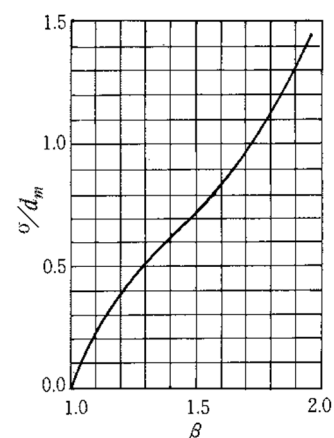
ΔP : 各粒径 d に対する通過率

*4 菊岡保人：自然河川における河床材料の粒度分布について、農土誌、36 (3) p. 149～152 (1968)

次に、栗津の提案している平均粒径 d_m と混合係数 β の関係は図-6.1-3 で示される。混合係数 β は粒度分布曲線におけるクレマー (Kramer) の均等係数 M から次のように与えられる。

$$M = \sum_{d=0}^{d=50} \Delta P \cdot d / \sum_{d=50}^{d=100} \Delta P \cdot d \cdots \cdots (6.1-11)$$

$$\beta = \frac{(2+M)}{(1+2M)} \cdots \cdots (6.1-12)$$



次に、混合係数 β と分散を表示する σ/d_m の関係は図-6.1-4 である。さらに各分散値に対する自然河川の河床材料標準粒度 (d/d_m) は表-6.1-1 で示されることを菊岡は提案した。

表-6.1-1 自然河川における河床材料標準粒度 (d/d_m) 表

通過	$\sigma/d_m=0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
2.5	0.54	0.33	0.24	0.13	0.070	0.036	0.012	0.004	0.001		
5.0	0.58	0.42	0.28	0.17	0.002	0.050	0.019	0.007	0.002		
10.0	0.64	0.49	0.35	0.23	0.14	0.085	0.037	0.016	0.006	0.002	0.001
15.0	0.71	0.58	0.44	0.31	0.20	0.14	0.070	0.036	0.016	0.008	0.004
20.0	0.78	0.68	0.55	0.42	0.30	0.20	0.13	0.080	0.046	0.025	0.013
25.0	0.83	0.74	0.62	0.50	0.38	0.28	0.19	0.13	0.076	0.046	0.027
30.0	0.88	0.79	0.70	0.60	0.48	0.39	0.28	0.20	0.19	0.080	0.052
35.0	0.93	0.86	0.80	0.70	0.60	0.51	0.39	0.26	0.21	0.14	0.094
40.0	0.97	0.94	0.90	0.83	0.72	0.66	0.54	0.43	0.33	0.24	0.17
45.0	0.99	0.97	0.94	0.90	0.86	0.78	0.68	0.52	0.45	0.35	0.26
50.0	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.91	0.84	0.73	0.61	0.48	0.37
55.0	1.02	1.02	1.02	1.04	1.05	1.02	0.96	0.87	0.75	0.61	0.49
60.0	1.04	1.07	1.11	1.13	1.17	1.12	1.12	1.02	0.85	0.75	0.63
65.0	1.07	1.12	1.18	1.23	1.28	1.30	1.27	1.20	1.09	0.96	0.83
70.0	1.10	1.18	1.27	1.33	1.39	1.42	1.43	1.40	1.32	1.23	1.14
75.0	1.12	1.22	1.32	1.42	1.50	1.54	1.60	1.60	1.53	1.50	1.43
80.0	1.17	1.27	1.40	1.53	1.63	1.71	1.77	1.80	1.83	1.85	1.83
85.0	1.22	1.33	1.48	1.62	1.75	1.88	2.02	2.12	2.20	2.33	2.35
90.0	1.28	1.43	1.58	1.73	1.93	2.12	2.30	2.51	2.72	2.92	3.10
92.5	1.32	1.46	1.63	1.82	2.03	2.28	2.48	2.75	2.90	3.20	3.45
95.0	1.37	1.54	1.73	1.94	2.20	2.47	2.74	3.02	3.02	3.58	3.88
97.0	1.50	1.70	1.93	2.18	2.45	2.75	3.10	3.40	3.32	4.10	4.60
99.0	1.68	1.95	2.25	2.56	2.89	3.25	3.64	4.05	4.05	4.99	5.50
100.0	1.80	2.13	2.50	2.92	3.35	3.83	4.37	4.90	5.52	6.15	6.85
U. C.	1.625	2.184	3.171	4.913	8.357	18.06	30.27	63.75	141.7		

ここに、統計確率の分散 σ^2 は任意の粒径を $x(=d)$ として、式 (6.1-13) で表される。

$$\sigma^2 \doteq \frac{1}{100} \sum \Delta P \cdot x^2 - d_m^2 \dots\dots\dots (6.1-13)$$

ΔP : 任意の粒径 $x(=d)$ に対する通過率

表-6.1-1 によれば、 $d/d_m = 1$ の値は σ/d_m によって、その通過率 (%) を異にすることがわかる。しかし、実用的には $d_{60} \doteq d_m$ と考えてもよい。

6.2 流水による砂礫の移動とその性質

6.2.1 限界掃流力*⁵

流水力がある限界以上になると河床の土砂は移動を始める。この限界の力を限界掃流力(critical tractive force)と呼んでいる。この限界掃流力は流砂量理論の基本となるものである。この土砂移動解析の初期の段階においては、土砂を移動させるような流れの速度を、その河床を形成している粒子の大きさや形の関数と考えていたようである。その後、近代流体力学の境界せん断(boundary shear)の概念が受け入れられるようになり、ボァー(P. Du Boys (1879))はローヌ(Rhône)河における観測に基づいて掃流力(土砂を移動させようとする流水の力)を水流の水面勾配と単位面積上の流体の重量との積で表して、以後の掃流力理論の基礎を作った。次に、シールズ(Shields (1936))は河床砂礫粒子の運動が、境界層理論における層流底層の厚さ δ と粒子の平均粒径 d_m との関係によると考え、無次元量 $\tau/\{g(\sigma' - \rho)d_m\}$ と d_m/δ との関係を考えた。

τ : 掃流力 σ : 砂礫粒の密度 ρ : 水の密度 g : 重力の加速度

このシールズ(Shields)による実験結果と関係図は、その後の限界掃流力理論の基礎となっている。

ついで、アインシュタイン(H. A. Einstein (1942))は土砂粒子の運動に確率概念を導入した理論を発表した。

また、日本でも数多くの研究者がこの問題に取り組んできた。この中でも岩垣(1956)、佐藤・吉川・芹田(1958)及び土屋(1963)らの研究は注目されよう。しかし、いずれの研究結果もシールズ(Shields)の実験結果と同程度である。現在のところ、わが国では次の岩垣公式がよく用いられるようである。

$$\left. \begin{aligned} R_* \geq 671 : u_{*c}^2 &= 0.05 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \\ 162.7 \leq R_* \leq 671 : " &= \left(0.01505 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g \right)^{25/22} v^{-3/11} d_m^{31/22} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 : " &= 0.034 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 : " &= \left(0.1235 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g \right)^{25/32} v^{7/16} d_m^{11/32} \\ R_* \leq 2.14 : " &= 0.14 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2-1)$$

$$R_* = [\{(\sigma/\rho) - 1\}g]^{1/2} d_m^{3/2} / v, \quad u_{*c} : \text{限界摩擦速度、} v : \text{動粘性係数}$$

*⁵ 本間 仁・安芸咬一編：物部水理学、岩波書店(1962)

式 (6.2-1) において、 $(\sigma/\rho) = 2.65$ 、 $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ (20.3°C)、 $g = 980 \text{ cm/s}^2$ とすれば、式 (6.2-2) が得られる。

$$\left. \begin{aligned} d_m \geq 0.303 \text{ cm} : u_{*c}^2 &= 80.9 d_m \\ 0.118 \leq d_m \leq 0.303 \text{ cm} : u_{*c}^2 &= 134.6 d_m^{31/22} \\ 0.0565 \leq d_m \leq 0.118 \text{ cm} : u_{*c}^2 &= 55.0 d_m \\ 0.0065 \leq d_m \leq 0.0565 \text{ cm} : u_{*c}^2 &= 8.41 d_m^{11/32} \\ d_m \leq 0.0065 \text{ cm} : u_{*c}^2 &= 226 d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2-2)$$

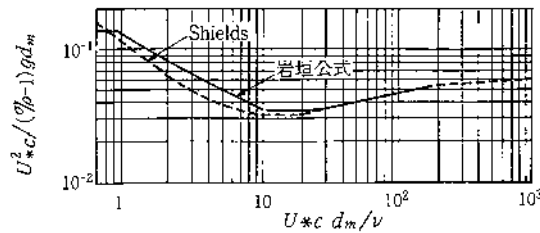


図-6.2-1 限界掃流力無次元表示

式 (6.2-2) における d_m は平均粒径の表示となっているが、岩垣の場合は均一粒径を取り扱っている。しかし、混合粒径における平均粒径として取り扱っても差し支えない。式 (6.2-2) は、いわゆる岩垣の簡易公式と呼ばれるものである。図-6.2-1 は岩垣が作成したものであり、シールズ (Shields) の実験結果も併せて記入されている。

6.2.2 実験水路における河床形態変化

自然河川における河床形態を理解するためには、まず実験水路における現象を理解することが大切である。一般に実験水路は直線形であり、自然河川のように蛇行していないこと、勾配を任意に与えることができること、勾配と粒径の大きさとの関係は直接結びつかないことなどを認識し、実験水路の結果は直ちに自然河川の現象を再現していると錯覚しないよう注意すべきである。

しかし、実験水路での実験は基本的な諸性状を明らかにするものであり、解析することによって、より有用な理論への発展が期待される。特に自然河川では洪水時の濁流のために河床変動を目視することが不可能であるが、実験水路では土砂移動中の現象を目視することができる利点がある。

ところで、流水力がある強さに達すると河床の粒子が移動を始め、その強さの増加につれて、河床面がいろいろな形状に変化する。

いま、実験水路の勾配を段階的に変化させて河床面の変化の状態（二次元的な表現）を観察すると図-6.2-2 のように示すことができる。

図-6.2-2(a) は、いわゆる砂れん（漣）(ripples) であり、流水力が小さく、僅かの土砂の移動によって河床表面に凹凸ができる程度である。この砂れんは河床粒径が 1 mm 以下で発生しやすい。さらに流水力が增大すると(a)から(b)へ移行する。(b)は砂堆 (dunes) と呼ばれ、土砂は砂堆の表面を滑動あるいは転動する。これの連続移動が行われ、その前面になだれ落ちる。この砂堆前面は土砂の安息角で形成される。このような現象の繰り返しによって砂堆の前面は時間とともに下流へ移動する。一方、流水は砂堆の前面で不連続となるため渦が発生し、これが水表面に達するとあたかも湯が沸き出したときにみられるような波紋 (boil) を生ずる。また、水表面全体の形は砂堆頂部

上で低く、砂堆頂部直下流の断面拡大部上では高くなる。

この砂堆の規模は流水力の増大とともに発達するが、平均水深の $1/6$ 程度が限界といわれている。さらに流水力が増大すると流水力によって、その頂部が削り取られる現象となり、次第に砂堆の頂部は低くなり、ついに (b) から (c) へ移行する。(c) は平滑河床 (plane bed) と呼ばれるもので、流砂の移動が激しい。このような流れの領域ではフルード数が 1 に近いためにエネルギーのわずかな変化は大きな水面変動を生じさせ、不安定な流れとなる。この結果、流水力の増大とともに (d) 波状河床 (Standing wave) へと移行する。この波状河床は水面形と河床形が相似形をなすのが特徴である。さらに流水力が強くなると (e) 反砂堆 (antidunes) へ移行する。

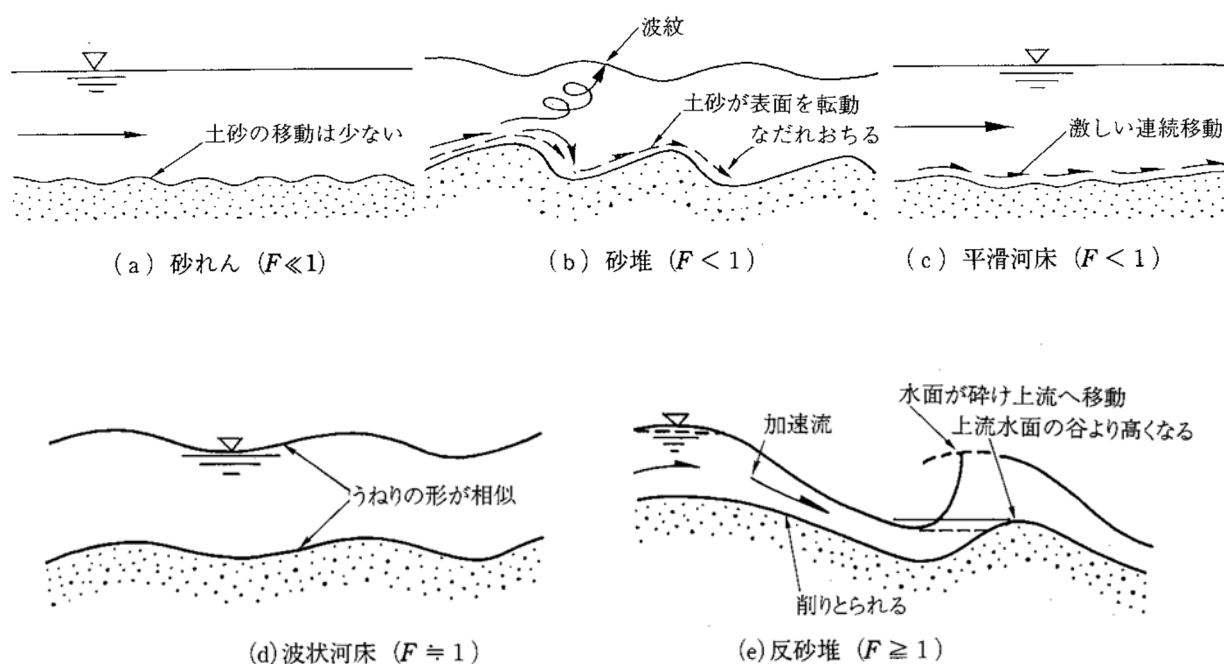


図-6.2-2 河床形状説明図 (Simons ら^{*6}の区分方法)

この反砂堆の特徴は加速流（射流）と跳水の繰り返しとなり、加速流の部分では河床面が削りとられる。この削りとられた土砂は跳水部（砂堆前面）に堆積する。この結果、砂堆の頂部は上流へ前進するようになる。これが反砂堆と呼ばれる理由である。

以上は、実験水路の勾配を段階的に変化させることにより明らかになった河床形態である。しかし、自然河川においては同一地点で河床勾配が変化しないので、ある定められた場所において、すべての河床状態は発生しないと考えてよい。

6.2.3 自然河川における河床形態変化

移動床をもつ水路に水を流すと、その流水力に応じて河床形態が様々に変化していくことが実験水路の中でみられる。実験水路では流れの強さを、その水路の勾配を変えることによって与えることができる。しかも河床材料の大きさを変えなくても発生する。ここに問題がある。

自然河川では水源地から海に至るまで、その勾配が次第に緩やかとなり、流量が漸次増大し、か

^{*6} Simons, D. B. and E. U. Richardson: Forms of bed roughness in alluvial channels, Trans. of ASCE, Vol. 128, Part. 1, p. 284~302 (1963)

つ、粒径が次第に小さくなっていく。特に自然河川の大きな特徴は、一般に、勾配に粒径が比例する事実がある。これは自然の法則性によって変化するもので人工的に作り出される実験水路の河床形態とはその意味するところは大きく異なっている。このあるがままの自然現象は自然を忠実に観察し、そして考えることによって理解される。自然河床における河床形態は、それぞれの地点における平面形、河床勾配、粒径の大きさ及び河川幅などによって変化する。いま、河床形態の代表的なものを井口の著書^{*7}を中心にして挙げれば、次の9種類に区分される（図-6.2-3 参照）。

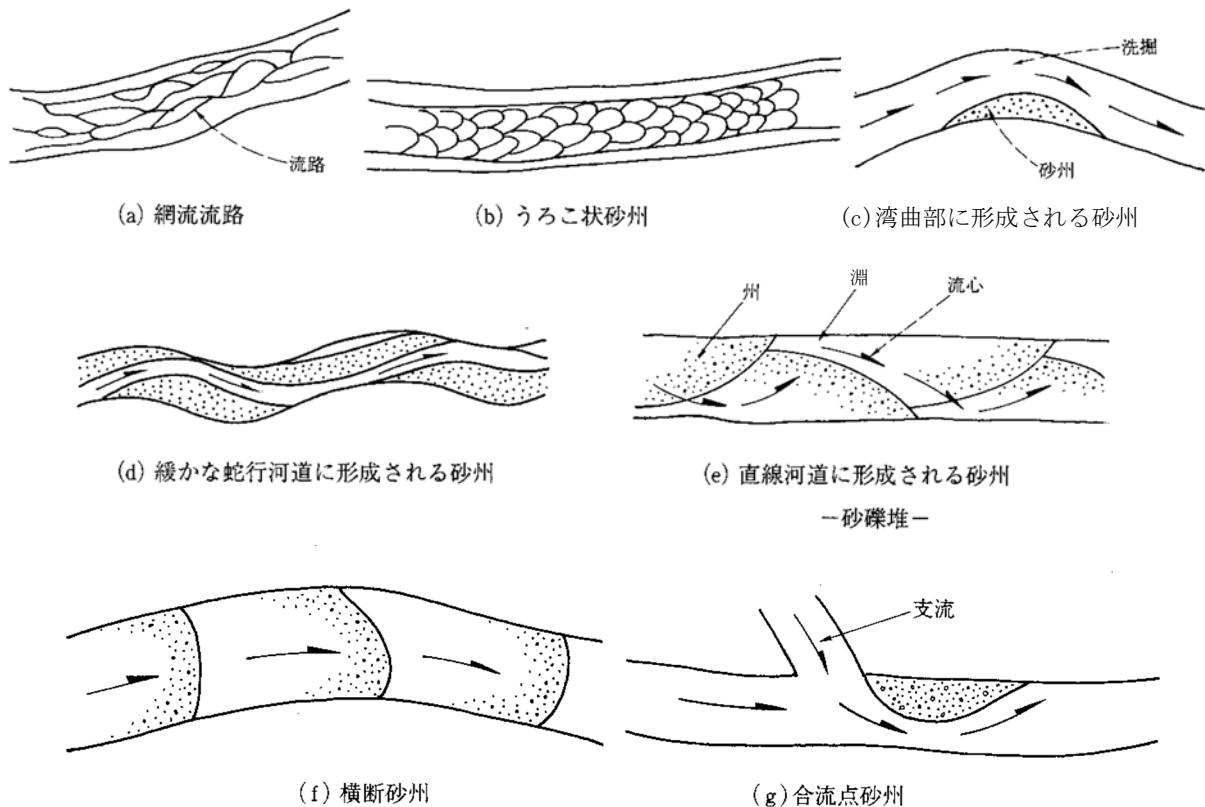


図-6.2-3 自然河川の河床形態

- (1) 砂れん（漣）(ripples)
- (2) 砂堆 (dunes)
- (3) 網流流路 (braided Channels)
- (4) うろこ状砂州 (linguloid bars)
- (5) 湾曲部に形成される砂州 (point bars)
- (6) 緩やかな蛇行河道に形成される砂州 (bars formed in meandering rivers)
- (7) 直線河道に形成される砂州-磧堆 (alternate bars formed in straight channels-SAREKITAI)
- (8) 横断砂州 (transverse bars)
- (9) 合流点砂州 (tributary bars)

砂れんや砂堆は実験水路でもみられる。これらは砂州に比べて非常に小さな河川形状であり、砂州の上に形成されることも多い。河床粒子の大きさが 1 mm 以上になると砂れんが発生しないで、

^{*7} 井口昌平：川を見る、東京大学出版会（1979）

直ちに砂堆が形成されるという実験結果もある。

網流流路は急流河川で河幅が広い場合に発生する。この河床の特徴は洪水後に流量が少なくなると、広い河道内を流路がいく筋かに分かれて流れる。このような河川は流水に対する抵抗が大きく、流路が安定しないために治水、利水とも扱い難い。黒部川（富山県）などはこの例である。

うろこ状砂州は河床に、魚のうろこのような形に形成される砂州のことをいう。この河床形態は河川勾配が比較的緩やかで、粒子が小さく水深に対して河幅が非常に広いところに現われる。しかし、河幅が狭くなると、うろこ状砂州は砂礫堆へ変化していくという興味深い現象が存在する。

湾曲部に形成される砂州は、河道が大きく蛇行しているところにみられる。その特徴は凸岸に沿って大きな砂州が発達し、水は凹岸に沿って流れる。この砂州の位置はほとんど変化しない。この現象は酒匂川（神奈川県）の山間部などにみられる。

緩やかな蛇行河道に形成される砂州の特徴は、凸岸の頂部から凹岸にかけて砂州が発達し、水は凸岸頂部の上流面にぶつかるように流れる。このような河道に形成される砂州の位置はほとんど変化せず、流れの流心線もほぼ一定し、水衝部が固定される。吉野川（徳島県）の河口から 14～25 km 区間などはこの例である。

直線河道で左右岸交互に形成される砂州を砂礫堆といっている。河道が直線であるにもかかわらず、水は左右交互に州の間を縫うように流れる。すなわち、蛇行河道の場合と同様に深掘れ部は左右交互に現れ、その横断形は深掘れ地点でみると左右非対称となる。さらに、蛇行河道の州と異なると、砂礫堆は下流へ移動するので、側岸のある任意の地点を長時間観察すると、あるときは淵であったり、あるときは州となったりする。このような現象は治水上の護岸工や利水上の砂防という観点からまことに都合が悪い。このような例は実験水路でよく再現される。

横断砂州は外国の大河川でかつ粒子の小さい河床に発達するようである。この砂州の規模はかなり大きい。今後、日本においても粒子の小さい大河川において観察され、他の砂州との区分を明確にできるかもしれない。この砂州はゆっくり下流へ移動するといわれている。合流点砂州は、緩流河川に河床勾配の大きい支流が合流するところにみられる。この砂州は支流の合流点直下流に発達するもので湾曲部に形成される砂州と同様、その位置は固定している。

6.2.4 移動床流れにおける流水抵抗

河川における流れの水面形を求めるには、流水抵抗（いわゆる粗度係数）の見積もりが非常に重要である。

この流水抵抗は粒径の大きさ、砂礫の移動によって形成される河床形状とその規模、流砂濃度、湾曲による曲率、断面形、側岸の樹木の状態、水制工及び水温によって影響を受ける。

いま、理解を容易にするために、実験水路（二次元流）における流水抵抗の変化から説明する。実験水路における流水抵抗は図-6.2-4 の実線のように示される。

この図-6.2-4 の縦軸は、 $N_s = n\sqrt{g}/d_m^{1/6}$ であり、流れの抵抗値を無次元表示したものである。横軸は $\tau_* / \tau_{*c} = ghi / u_{*c}^2$ であって、流水力の無次元表示である。

h : 水深、 i : エネルギー勾配、 u_{*c} : 粒子の限界摩擦速度、 n : マニング（Manning）の粗度係数、 d_m : 河床砂の平均粒径、 g : 重力の加速度

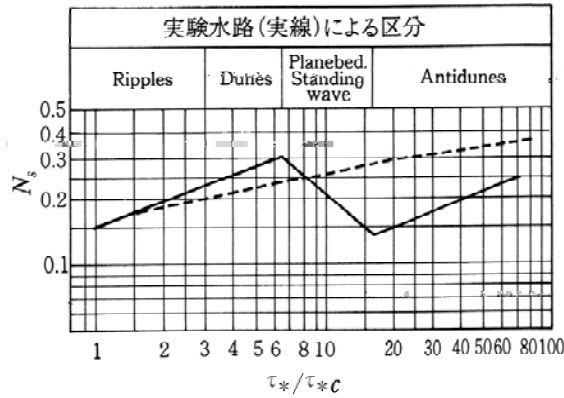


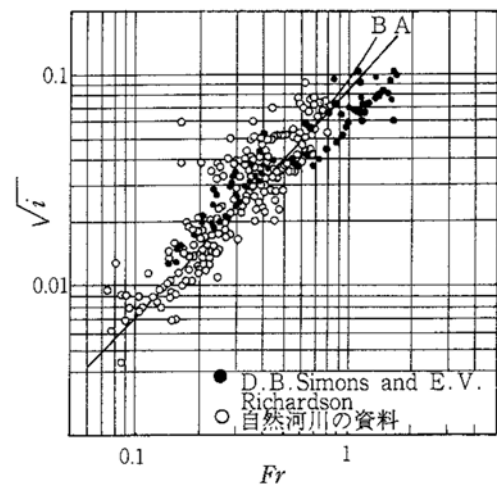
図-6.2-4 移動床における流水抵抗

図-6.2-4 からわかるように、砂れん (ripples) から堆砂 (dunes) へ、さらに堆砂 (dunes) の発達につれて、その流水抵抗が増大し、堆砂 (dunes) のある限界に達したのちは急激にその抵抗を減ずる。これは河床形態が凹凸の大きい堆砂 (dunes) から流水抵抗の小さい平滑河床 (plane bed) に移行するためである。さらに、流水力が大きくなり、フルード数が1に近くなると流れが不安定となり、波状河床 (standing wave) の状態となる。これより反砂堆 (antidunes) の発達につれて流水抵抗が増大する。

以上は流れの強さによって、河床形態が変化し、この形態変化が流水抵抗の変化として現れることを示したものである。これに対して、図-6.2-4 の破線は数多くの自然河川の調査から、帰納した杉尾の整理方法に基づき、木曽川、阿武隈川、矢作川及び揖斐川の資料から算定した結果の平均線である^{*2}。これから明らかなことは、流水力によってその流水抵抗が変化することである。

なお、河床材料が細粒 (例えば、0.105 mm 以下) のときには流量の増大に伴いマンニングの n 値が減ずるという調査結果^{*8}もある。特に移動床の場合には河床勾配、粒径の大きさ、流れの領域及び流水力によって n 値は変化するので単純に流量と粗度を結びつけるわけにはいかない。実際の調査においては、計測の精度 (断面形、水深、流速など) にも十分配慮する必要がある。今後より多くの研究を必要とする分野である。

次に自然河川における流水抵抗は簡単な解析の結果、幾何学的条件としての勾配 (重力に寄与する)、流水力としての流量 (河床を変形させる力) 及び流れの領域を示すフルード数 (流水抵抗を含む) が選ばれることがわかった。ここで、流量条件をパラメーターとして河床勾配 i とフルード数 Fr について、数多くの資料を整理した結果、河床勾配が $1/10,000 \sim 1/100$ の範囲 ($0.01 \leq Fr \sqrt{i} \leq 0.1$) では、流量の大小による影響は比較的小さく、実験水路の資料も自然河川の資料もすべて河床勾配 i とフルード数 Fr の関係で統一的に表現しても差し支えないものと考えられること^{*3}がわかった。

図-6.2-5 河床勾配 i とフルード数 Fr の関係

*8 水理公式集：土木学会 (1976)

この結果は図-6.2-5 である。この B 線は杉尾の方法ともほぼ一致する。

この図-6.2-5 の B 線を式で表せば、式 (6.2-3) となる。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \dots\dots\dots (6.2-3)$$

この式を用いることにより、単位幅流量 q と水深 h の関係及びこれらの条件におけるマンニングの粗度係数 n 値は式 (6.2-4)、式 (6.2-5) によって求められる。

$$h = (q^2 / gF_r^2)^{1/3} \dots\dots\dots (6.2-4)$$

$$n = h^{5/3} i^{1/2} / q \dots\dots\dots (6.2-5)$$

この式 (6.2-5) の h と q 値は、式 (6.2-4) の条件を満足した関係値でなければならない。なお、式 (6.2-4) において、水深 h を与えて単位幅流量 q を求めるには、 $q = F_r \sqrt{gh^3}$ とすればよい。

6.2.5 砂礫堆の形成と水流蛇行

頭首工を設計する上で、その設置位置については安定したミオ筋を選定し、将来の河川状況を見据えて決定しなければならない。そのためには、以下に述べる視点をもつことが大切である。

それは、河床における砂礫堆の形成である。

河川の蛇行やミオ筋の変動は、この砂礫堆の形成と移動が要素の一つとなっている。

(1) 砂礫堆の形成とミオ筋

砂礫堆は洪水時に河川の主流が蛇行することで形成される。

その後、洪水が減少し、河床の低いところを連ねてミオ筋が形成される。下図の包丁のような形状をした一つの砂礫堆が左右に反転しながら上下流に連続している形態であり、根元付近の細い部分が水深の深い「淵」をなし、下流に向かって広がる浅い「瀬」となって、対岸の淵に流れ込む。平水時のミオ筋は、左右交互の「州」の間を縫うように瀬と淵を交互に繰り返し河道幅一杯を左右に大きく蛇行する。上下流に連続した砂礫堆の形状を実験水路における砂床の横断測量図によって詳しく見ると、淵に当たる部分で大きく深掘れし、瀬と洲において高い面が広がっている。

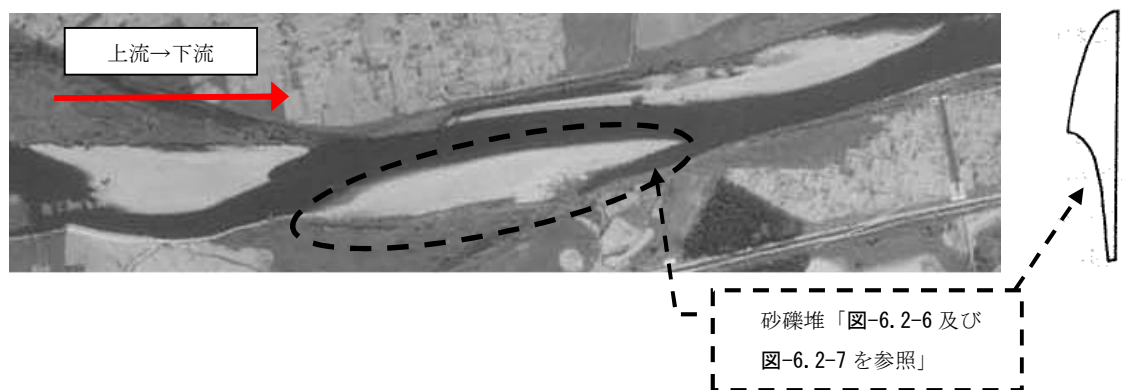


写真-6.2-1 「河川の砂礫堆と水流の蛇行（秋田県雄物川、1987 年国土地理院撮影（T0-87-2X、C3B-6））」

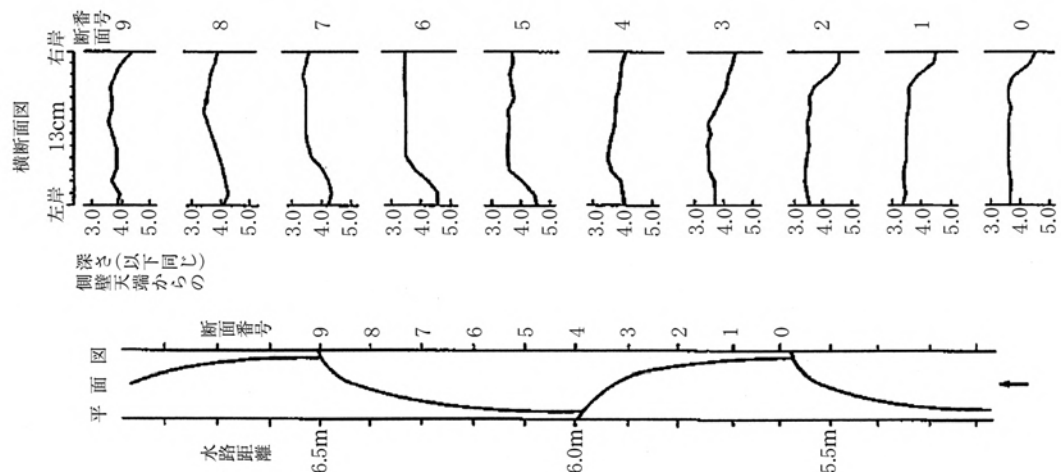


図-6.2-6 砂礫堆形成時の河床横断面図

(2) 洪水時の水流蛇行と砂礫堆の移動

平水時に認められる上下流に連続した砂礫堆の形状は、その後の洪水時にも継続して存在し、砂礫堆の形状に応じて、集中と発散を繰り返し、左右に大きく蛇行する。洪水流の集中部は、砂礫堆の淵の下流部付近に現れ、そこから斜め対岸方向の瀬と州に向かって発散する。

水流の集中部は左右交互の河岸に沿って現れ、水衝部と呼ばれる。河床では盛んに砂礫を運び出して河床を洗掘し、発散して流速が落ちる砂礫堆前縁付近に堆積する。この洗掘と堆積によって、砂礫堆はその形状と接続パターンを保持しつつ下流に移動する。

砂礫堆の連続した形態を読み取ることによって、平水時のミオ筋蛇行と洪水時の水流蛇行との関係を的確に把握することができ、洪水前後にミオ筋が変化し、取水口が閉塞するなどの弊害が、この砂礫堆の移動現象によっていることがわかる。

写真は直線水路実験において砂礫堆が下流へ移動する様子を撮影したものである。

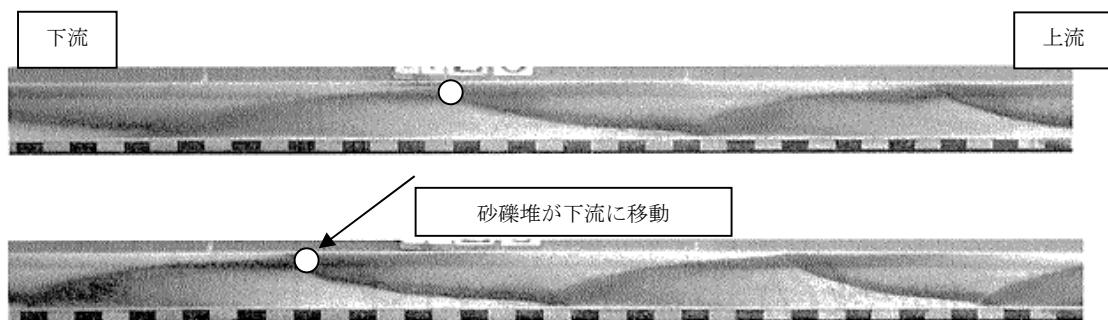


写真-6.2-2 直線水路実験における砂礫堆の移動

(3) 砂礫堆の安定

緩やかなカーブを持つ河道や小さな振幅で蛇行する河道においては、砂礫堆は下流へ移動していくが、ある限度を越えて蛇行が強くなると移動が抑えられる。この砂礫堆の移動と安定の限界は、蛇行の波長と蛇行角から導かれることが後述(例:6.3.5 河川の蛇行と安定)のとおりわかっている。

砂礫堆の位置が安定すると、ミオ筋と堆砂域も一定化するので、安定した取水につながる。

(4) 単列及び複列砂礫堆の形成条件

洪水時の河川の流れは、水深に比べて河道幅が数十倍や数百倍にも及ぶ浅い流れである一方で、河床面では砂礫がはげしく掃流されている。砂礫堆は、このような特徴を持つ開水路流れによって形成される。三輪は、その形成条件を B/h (河道幅/水深) と v^2/gh (フルード数) とによって、次のように明らかにした。

$$\text{単列砂礫堆： } 9 < (B/h) \times (v^2/gh) < 50 \dots\dots\dots (6.2-6)$$

$$\text{複列砂礫堆： } 50 < (B/h) \times (v^2/gh) \dots\dots\dots (6.2-7)$$

単列砂礫堆とは、これまでに説明してきた砂礫堆を指し、1本のミオ筋が左右に蛇行した形態になる。扇状地河道のように、水深に対して河道幅が非常に広がる場合、この単列砂礫堆が下図のように横断方向にも連続して形成されることになり、複列砂礫堆が形成される。原理的には、1列の砂礫堆に1本のミオ筋が対応するので、砂礫堆の列数に応じた複数本のミオ筋が現れる。扇状地河川の一見無秩序に乱れたようにみえる網流も、基本的にはこの複列砂礫堆の形成によっている。

複列砂礫堆も下流へ移動するがこの移動に関しては抑止することができない。そのため、複列砂礫堆が形成されている河川ではミオ筋変動による取水口への堆砂などのトラブルが絶えないことがわかっている。

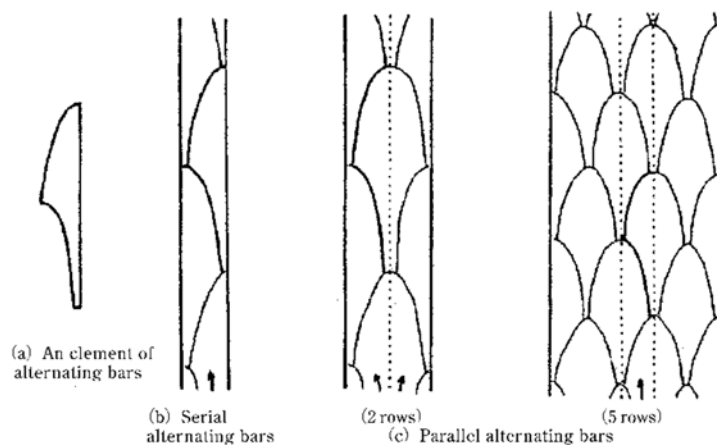


図-6.2-7 単列砂礫堆と複列砂礫堆の関係

(5) 砂礫堆による堆砂域とその変化への対応

河道を横断する堰や床止め工が設置されていて、仮に上下流に段差があっても、砂礫堆形状の連続性と下流への移動性は損なわれない。このため、頭首工の計画・設計に当たって砂礫堆の認識を深めておくことが重要である。

砂礫堆が形成された河川では、先の横断測量図に見られるような特有の3次元的な河床形状をなしている。堰が建設された場合、寄洲では敷上に堆砂のおそれがある一方で、淵部では、下流河床の洗掘のおそれがある。砂礫堆が移動する場合には、移動につれて堆砂部と洗掘部が変化し、新たなトラブルの発生が懸念される。

砂礫堆形成の観点から、トラブルの少ない堰の計画・設計のためには、次のような配慮が必要である。まず、位置選定が重要であり、ミオ筋変化が激しい区間は避ける。

単列砂礫堆の形成区間において、横断河床がほぼ水平な地点を選定する。

次に計画河床高に合わせるために現河床よりも低い敷高に設置する場合は、頭首工前後河床を計画河床にあわせ上流側を1.5砂礫堆長、下流側を0.5砂礫堆長程度掘削し、洪水のたびに堆砂状況を調査することが望ましい。

ただし、具体的な対応方法は個々の河川状況によって異なるので、一律に適用することは難しい。

このような砂礫堆形成の対処法を検討する場合には、水理模型実験等を行い、事後検証を行うことが望ましい。

6.2.6 流砂量

流砂量は河床の変動に大きく影響し、河床変動解析や河道の安定計画には非常に重要な要素となっている。

流砂は、掃流砂と浮遊砂に大別される。掃流砂は主として、河床面に沿って移動、滑動あるいは跳躍して移動する流砂をいい、浮遊砂は流れの乱れによる拡散現象のために流水中を浮遊して輸送される流砂をいう。

一般に粒子の小さい場合に浮遊となり、粒子の大きい場合には掃流状態が卓越する。

流砂にはその他 wash load という区分もあり、これは河床砂礫よりも細かい粒子からなる流砂部分であるといわれている。この流砂はそれ自身河床変動にあまり影響しないが、水の密度の増加という二次的な意味で流砂量に影響するといわれている。また、流砂量は水温が低いほど増加するという観測結果もある。

流砂量を見積るための流砂量式に、掃流砂量式と浮遊砂量式があり、それぞれについて数多くの式が提案されている。その代表的な式は水理公式集に掲載されている。それらのうち取り扱いが容易で、かつ河床変動の計算において利用度の高いと思われるものを述べる。

<掃流利、摩擦速度>

まず、流砂量を求めるために必要な掃流利、摩擦速度等の計算方法を整理する。

$$\begin{aligned}\tau_0 &= \rho g R I_e \\ u_* &= \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \\ \tau_* &= \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \\ \tau_{*c} &= \frac{u_{*c}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \\ \tau_c &= \rho u_{*c}^2\end{aligned}$$

ここで、 τ_0 ：掃流利、 ρ ：水の密度、 g ：重力の加速度、 R ：径深（幅の広い水路では h （水深）としてもよい） I_e ：エネルギー勾配、 u_* ：摩擦速度、 τ_* ：無次元掃流利、 τ_{*c} ：無次元限界掃流利、 τ_c ：限界掃流利、 σ ：砂の密度、 d ：平均粒径、 u_{*c} ：限界摩擦速度である。 u_{*c} は岩垣公式（6.2.1の式（6.2-2）参照）から求められる。

<掃流砂量式>

q_B ：掃流砂量（単位幅・単位時間当たりの体積（ m^3/s ））

(1) 芦田・道上の式

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (6.2-8)$$

ここに τ_{*c} : 無次元限界掃流力

(2) マイヤー-ピーターミュラー式 (Meyer-peter Muller (1948))

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 8(\tau_* - 0.047)^{3/2} \dots\dots\dots (6.2-9)$$

(3) 佐藤・吉川・芦田の式 (1958)

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \tau_*^{3/2} \phi F \dots\dots\dots (6.2-10)$$

ここで、 ϕ : マニングの粗度係数 n によって変化する係数 ($n \geq 0.025$ のとき $\phi = 0.62$ 、 $n \leq 0.025$ のとき $\phi = 0.62(40n)^{-3.5}$ 、 $F: \tau/\tau_c$ (図-6.2-9 参照) の関数である。本式は下記のように表現されることも多い。

$$\frac{q_B}{u_* d} = \frac{u_*^2 \phi F}{(\sigma/\rho-1)gd} \dots\dots\dots (6.2-11)$$

式 (6.2-10) と式 (6.2-11) の関係を以下に示す。

$$\frac{q_B}{u_* d} = \alpha \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \quad \text{ここで } \alpha : \text{係数}$$

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{u_*^3} = \alpha$$

$$\text{ここで、} \tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$$

$$u_* = \sqrt{\tau_*(\sigma/\rho-1)gd} \quad \text{より}$$

$$\frac{q_B(\sigma/\rho-1)g}{\tau_*^{3/2}(\sigma/\rho-1)^{3/2}g^{3/2}d^{3/2}} = \alpha$$

$$\frac{q_B}{\tau_*^{3/2}\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \alpha$$

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \alpha \tau_*^{3/2}$$

<浮遊砂量式>

q_s : 浮遊砂量 (単位幅・単位時間当たりの体積 (m^3/s))

① レーン-カリンスキの式 (Lane-Kalinske (1949))

$$q_s = qC_a P \exp\left(\frac{6a\omega_0}{khu_*}\right), \quad P = \int_0^1 \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{k\phi\phi}} \left(1 + \frac{1}{(1 + \ln \eta)\eta} \right) \exp\left(-\frac{6a\omega_0}{kku_*}\right) \right] d\eta \dots\dots\dots (6.2-12)$$

$$q_s = qC_0P, \quad C_0 = 5.55 \Delta F(\omega_0) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{\omega_0} \right) \exp \left\{ - \left(\frac{\omega_0}{u_*} \right)^2 \right\} \right]^{1.61} \quad (6.2-13)$$

ここに、 q : 単位幅流量、 P : ω_0/u_* 、 κ 及び $\varphi = v/u_*$ の関数で $n/h^{1/6}$ をパラメーターとして図-6.2-8 に示す。(ただし、 n : s/m^{1/3}、 h : ft)、 C_0 : 河床($z=0$)における濃度 (ppm)、 $\Delta F(\omega_0)$: 沈降速度 ω_0 なる砂粒が河床砂礫中に占める割合 (%)、 v : 断面平均流速、 u_* : 摩擦速度、 $\eta = z/h$ 、 a : 基準面高

② 板倉・岸の式

$$\Omega = \frac{\tau_*}{B_*} \cdot \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{B_* \eta_0}{\tau_*} - 1 \quad (6.2-14)$$

$$a' = \frac{B_*}{\tau_*} - \frac{1}{\eta_0}$$

$$\Omega = 14\tau_* - 0.9 \quad (6.2-15)$$

以上は、わが国における代表的な掃流砂量式である。その他アインシュタイン (Einstein (1942)、カリンスク・ブラウン (Kalinske Brown (1949)) などの式があるが、水理公式集を参照されたい。

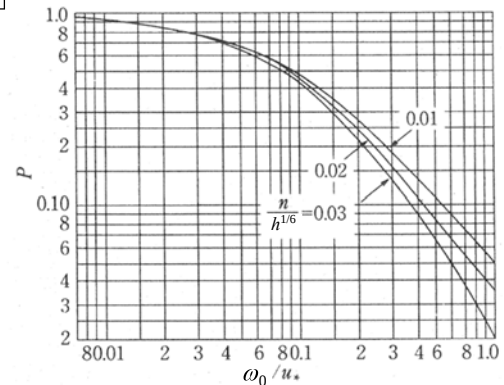


図-6.2-8 Lane-Kalinske 式の P

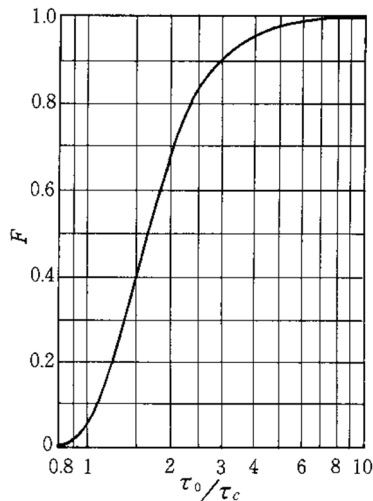


図-6.2-9 τ_0/τ_c に関する F 値
(佐藤・吉川・芦田による)

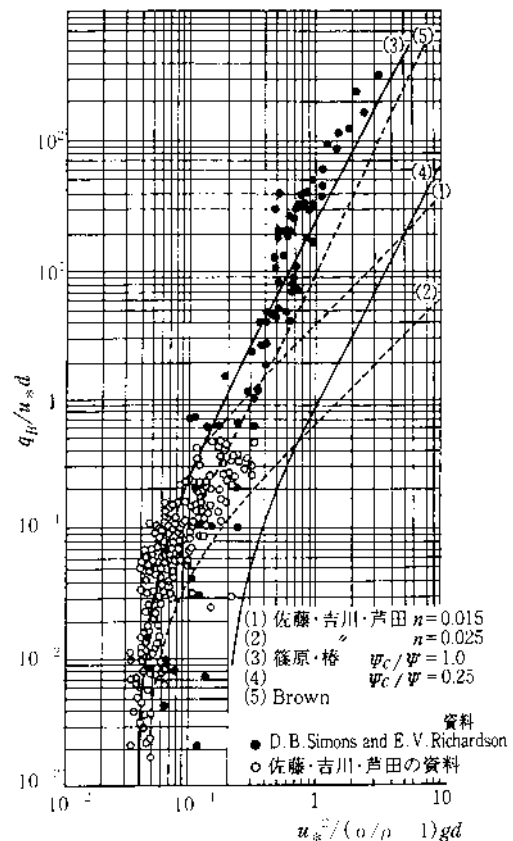


図-6.2-10 諸氏の掃流砂量式と
Simons らの実験値との比較

6.3 河道計画上の諸問題

6.3.1 洪水流出の波形と河床変動

一般に洪水流量は時間とともに変化し、その波形は流域の地形状態、降雨強度と降雨の持続時間及び河道の貯留状態などによって変化する。

一方、洪水流速と河床底質の移動速度との間には非常な違いがある。つまり、流水の速度に比較すれば、河床変動に寄与する掃流砂量の移動速度は非常に遅いことを認識する必要がある。

このような現象は、最大洪水量（洪水波形のピーク流量、図-6.3-1 参照）に対して、河床形は瞬時に応答しないことを意味している。すなわち、洪水のピーク流量は一瞬の事象であって、砂礫の移動はこれに追従することができないからである。とくに急流河川においては最大洪水（例えば、何十年に1回発生するような洪水）によっては、河床形が支配されないと考えてよいであろう。

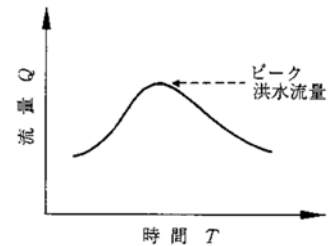


図-6.3-1 洪水流量の時間的変化

6.3.2 河道形成の支配要素

河川は、その流域に降った雨の集まりの結果として形づくられるものである。しかし、その流れの過程においては流域の地形、地質及び植生が大きな影響を及ぼす。ここで、河道形成の支配的要素を明らかにするためには、まず河川の現状認識と河床変動の論理を明確にすることが必要である。

(1) 河川の現状認識

- ア 上流から下流に向かって河床勾配が次第に緩やかとなる。
- イ 上流から下流に向かって河床粒子が次第に小さくなる。
- ウ 上流から下流に向かって河川幅が広がり、流勢が衰える。
- エ 河道は一般に蛇行する。
- オ 流量がある一定量以上になると土砂が移動する。
- カ 河川には様々な洪水が発生する。この発生の再現期間は、洪水量が大きくなるとともに長くなる。
- キ ダムを築造すると、これより下流の河床が低下する（流砂のバランスがくずれる）。
- ク 砂利採取を行えば直ちに河床が低下する。

(2) 河床変動の論理

- ア 河床変動に最も大きな影響を与えるのは流砂量である。
- イ 長年月にわたり最も多くの土砂を運ぶ能力をもつ確率洪水量は河床変動に大きな役割を果たす。このような流量を支配流量と呼ぶ。
- ウ 支配流量によって低水路及び低水路幅が形づくられる。
- エ 河道が安定であるためには流砂量が一定でなければならない。
- オ 河道が安定であるためには、支配流量に対する適正な蛇行の波長と振幅が形成されねばならない。
- カ 河道が安定であるためには、適正な河川幅（人工堤防）が与えられねばならない。この河川幅と最大水深は支配流量に対する低水路の蛇行形を基本とし、計画高水流量を流下させうる規模（容量）を必要とする。

ところで、水に与えられる外力は重力のみであり、河川においてはその勾配がこの力を受持つ。

河床変動に寄与するものは流砂量であり、支配流量によってこれを表現することができる。河道の安定には、その蛇行形が重要な意味をもっているので、これの安定となる法則性を見出し、人工堤防によって、決定することが必要である。

以上を要約すると、河道形成の支配要素は、河川勾配、支配流量及び蛇行形の三つに集約される。

このうちの支配流量とは2年確率洪水の場合は輸送される流砂量を1/2とし、5年確率洪水の場合には、これを1/5にし、このように各確率洪水量によって輸送される流砂量について、それぞれ年単位流砂量を求め、これを比較し、年単位流砂量が最大となる流量である。川合の研究によると、鬼怒川の勝瓜頭首工上流付近では5年確率洪水量が支配流量であることが判明した。

6.3.3 河川の合流とその問題点

河川が合流すると流量が増大し、かつ掃流力が大きくなる。この結果、河川幅と水深を増大し、水面勾配が多少緩やかになるのが一般的な形態である。

ところで、合流する両河川の河床勾配、流量、流砂量、合流角度及び出水の時間的な関係（両者の時差）等によって、合流点付近や、これより下流の蛇行路に与える影響は非常に大きい。

この合流形成には三つのパターンがある。すなわち、急流と急流、急流と緩流及び緩流と緩流である。

図-6.3-2(a)は急流と急流の合流の場合であり、このような条件では両者の出水の時間的なズレによって、合流後の河道には幾筋もの水みちが発生する。いわゆる網流流路となる。この網流流路の場合には河床の変動が激しく、治水、利水ともに扱い難い河川といわねばならない。このような

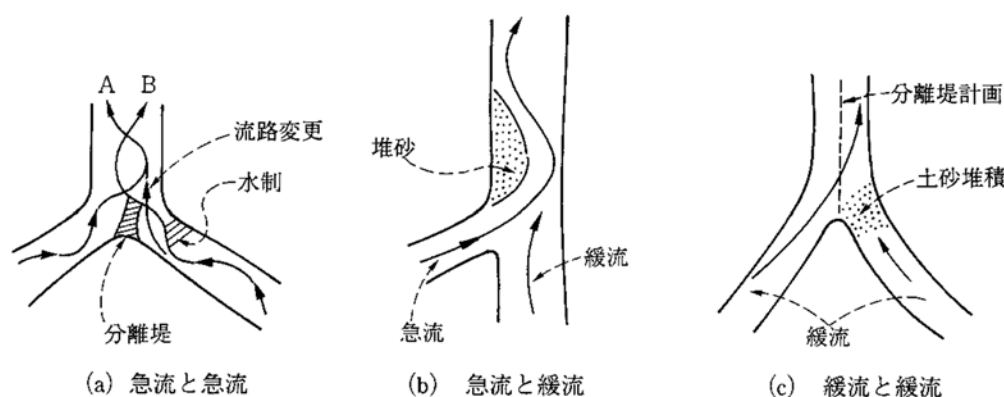


図-6.3-2 河川の合流

河川においては、合流後における流路の一本化が計画される。流路一本化の方法には、分離堤と水制工が併用されることが大切である。すなわち、分離堤の長さの調節と水制工の適正な配置と規模が実験的に検討され、合流後における流路を一本化するわけである。

図-6.3-2(b)は、緩流河川に急流河川が合流する場合であり、常に緩流河川は急流河川に押され、合流後の蛇行路は安定する。このような例は最上川や北上川にみることができる。

図-6.3-2(c)は、緩流河川と緩流河川の合流で、この図では左岸の河川の出水が右岸より早い場合の例を示した。このような場合には、左岸の河川の出水によって運ばれた土砂は右岸河川の合流点付近に堆積する。このような状態のところへ引き続いて右岸河川の洪水がでてきた場合には、この

堆積土砂を短時間に掃流することができないので(土砂の移動速度は水の速さに比して小さいため)右岸河川の合流点直上流において水位が上昇し、最悪の場合には堤防を越流し、破堤することもありうる。このような現象は木曾三川(木曾川、長良川、揖斐川)にみられる。これの解決方法には海までそれぞれの河川を分離させる工法がある。すなわち、分離堤工法である。また、河口閉塞なども、このような現象として理解できる。

6.3.4 河川湾曲部の流れと取水位置

河川湾曲部の流れの現象と取水時の防砂という二つの観点から、取水位置の決定は、蛇行河川の湾曲部凹岸側の通常ミオ筋(thalweg)が最も岸に接近するところで、一般には淵をなし、流路が安定しているような場所を選ぶべきである。

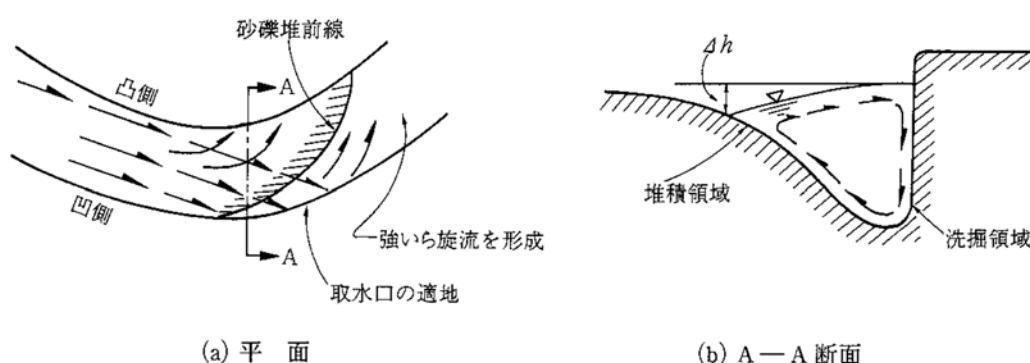


図-6.3-3 自然河川の湾曲部の流れ

洪水時には、図-6.3-3(a)に示したように、慣性力の大きい表層流は凹岸側に衝突し、慣性力の小さい底層流は流れの空白を埋めるべく凸岸側へ向かう流れとなる。

凹岸側に衝突した流れは、水位が盛り上がり水の圧力が上昇する。ある限界に達したのち、水の流れは側岸に沿って下降し、河床面に達すると凸岸側の下流方向に、その流れを転ずる。すなわち、湾曲部頂点から下流では一種の螺旋流を形成する。この結果、河床を転動した砂礫は凹岸側を下降した流れによって、凹岸側まで接近することはできず、図-6.3-3(a)のように砂礫堆前線を形成する。以上のような流れの現象は、河川からの取水において防砂を考えた位置の選定に大きなヒントを与えてくれる。すなわち、取水口は凹岸側の頂点直下流付近に設けることが望ましいといえよう。

6.3.5 河川の蛇行と安定

自然河川における河川の安定は、直線水路では得られないと考えてよいであろう。それではどの程度の蛇曲によって砂州が安定するのであろうか。

ここに、木下・三輪の興味ある実験結果がある^{*9}のでそれを示す。

砂礫堆の前進が止まる場合と止まらない場合の条件を、図-6.3-4に示す。すなわち、主流部が下流側河岸の途中に衝突しているか否かによる。図-6.3-4(a)は途中で衝突し、(b)は衝突しない。

このことは、図-6.3-5で示される幾何学的条件での低水路幅 b と蛇行長 $L_m (= L_w/2, L_w: \text{波長})$ に支配されることを意味している。

^{*9} 木下良作・三輪 式：砂礫堆の位置が安定化する流路形状、新砂防、27 (3)、p.12. (1974)

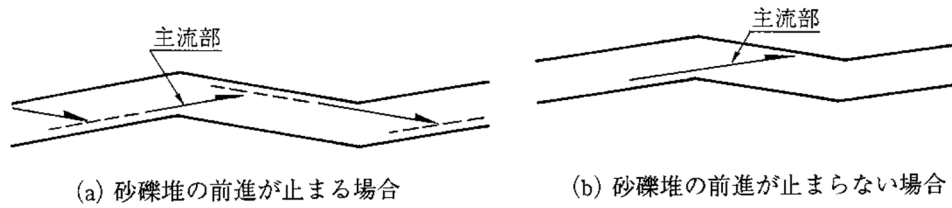


図-6.3-4 砂礫堆の移動停止条件

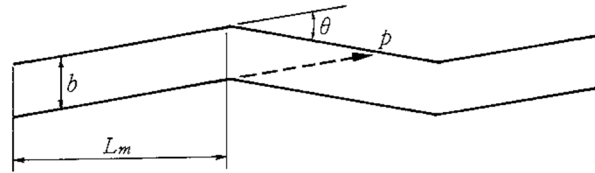


図-6.3-5 蛇曲の幾何学的条件

また、 L_m/b と直線蛇曲の角度 θ によって、砂礫堆の移動限界は図-6.3-6 により示される。

以上は実験水路の中での現象であるが、自然河川でもこのようなことがいえるであろうか。三輪は、実際河川の砂礫堆の移動・安定と河川屈曲角度との関係を調べ、図-6.3-7 のように示した。この図によれば、砂礫堆の移動限界は河道屈曲角度がほぼ 25° にあることがわかる。

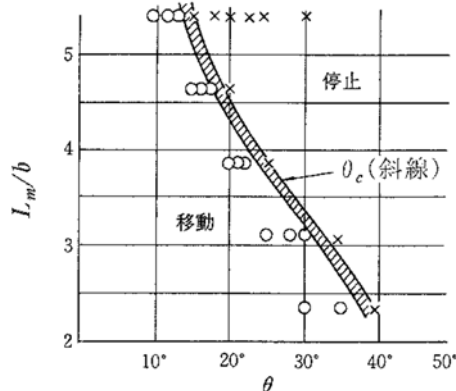
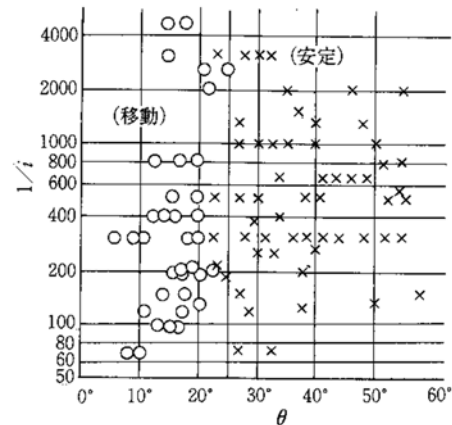
図-6.3-6 屈折蛇曲水路における θ_c 図-6.3-7 実際河川の砂礫堆の移動・安定と河道屈曲角度との関係(三輪) (i : 河床勾配)

Fig. 1 Sine-generated curve 実験蛇行水路
Experimental channels with sine-generated curve meander

$$\phi = \omega \sin 2\pi[(s/m) - 0.5]$$

ただし、

- ϕ : 水路距離 s において、蛇行形の接線が谷軸となす角度
- ω : 蛇行線が谷軸となす最大偏角
- s : 蛇行線に沿って測った水路距離
- m : 1 蛇行について、蛇行線に沿って測った水路距離
- θ : 蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度
- λ : 蛇行波長

図-6.3-8 Sine-generated curve 形状の蛇行水路

その他、まだ実用化段階には至っていないが、図-6.3-4のような屈折蛇行水路ではなく、実河川の蛇行形状に近いといわれている Sine-generated curve 形状の蛇行水路（図-6.3-8）を対象とした同様の検討も行われているので参考として掲載する。

表-6.3-1 Sine-generated curve 形状の蛇行水路を対象とした実験におけるミオ筋の安定・不安定結果

ω	2.5°	5.0°	7.5°	10.0°	12.5°	15.0°	17.5°	20.0°	22.5°
λ / B	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III	I II III
18		○ ○ ○	● ○ ●	● ○ ●	● ○ ●	●			
16	○ ○ ○	● ●	● ○ ●	● ● ●	● ● ●				
14		○ ○ ○	● ○ ●	● ○ ●	● ● ●				
12	○ ○	○ ○	○ ○ ○	○ ○ ●	● ● ●	● ●	● ●		
10	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○ ○	○ ● ●	● ● ●	● ●	● ●	
8					○ ○ ○	● ● ○	● ● ●		
6							○ ○ ○	● ● ●	● ● ●
θ	3.0°	6.5°	9.5°	13.0°	16.0°	19.0°	22.0°	22.5°	28.5°

○：ミオ筋が変動する場合 ●：ミオ筋が安定する場合 θ ：蛇行水路の曲頂点を結んで測定した角度（Fig.1 の θ ）
判定結果のアンダーラインは、三輪ら（1999）による砂州移動の判定と今回のミオ筋変動の判定とが一致しない場合を意味する。

I：勾配 1/200 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

II：勾配 1/100 の水路に 0.06～0.10cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

III：勾配 1/100 の水路に 0.10～0.20cm の範囲にふるい分けられた砂を使用

一方、河川流量と河床勾配あるいは河床粒子の大きさを基本要素として蛇行の波長 L_w を求める式を提案したものに、次のようなものがある。

(1) 藤芳による方法^{*10}

$$L_w = \beta v (B_w / i)^{0.5} \dots\dots\dots (6.3-1)$$

v ：流速、 B_w ：蛇行の振幅、 i ：河床勾配、 β ：河状によって定まる定数であり、3.5～4.5 の範囲の値をとる（図-6.3-9 参照）

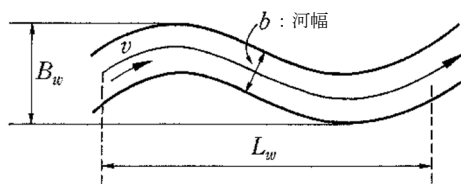


図-6.3-9 流心の蛇行

(2) 増田^{*11}らは、北海道の諸河川を調査し、式（6.3-2）を与えている。

$$L_w = 600 (q_m^2 / g d_m^5)^{0.257} \cdot d_m \dots\dots\dots (6.3-2)$$

q_m ：年平均流量（ m^3 / s ）、 d_m ：平均粒径（mm）、 g ：重力の加速度（ m / s^2 ）

ただし、この原式は蛇行長 $L_m (= L_w / 2)$ として示されている。すなわち、定数は 300 であるが、蛇行の波長 L_w で表現するために定数を 2 倍し、600 としたものである。

^{*10} 藤芳義男：河川の蛇行と災害、佐々木図書出版（株）（1949）

^{*11} 増田懋隆・上月 武・後藤 哲：護岸根固工に関する調査研究、北海道開発局、土木試験所月報、No. 253（1974）

(3) 川合ら^{*2}は鬼怒川の実験値に基づき、式(6.3-3)を与えた。

$$L_w = 425(Q_g / \sqrt{g})^{0.44} \cdot d_m^{-0.1} \dots \dots \dots (6.3-3)$$

Q_g : 支配流量 (m³/s)、 d_m : 平均粒径 (mm)

これらの式は蛇行長 L_w を求める式であるが、木下・三輪の研究のように蛇曲角度 θ と低水路幅 b 及び蛇行長 L_m が重要であることにより、波長 L_w に対する振幅 B_w を明らかにしておく必要がある。

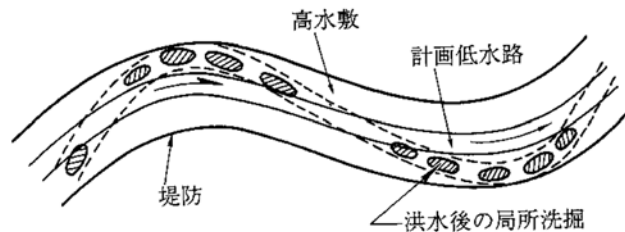


図-6.3-10 低水路計画の失敗例

藤芳は多くの実例から、振幅 B_w は波長 L_w の10～20%であるといっている。川合ら^{*2}による鬼怒川(佐貫頭首工-勝瓜頭首工区内)の調査結果では、 $B_w \doteq 0.2L_w$ であった。また、川合ら^{*2}は蛇曲角度 25° を条件とした簡易な解析から $B_w \doteq 0.2L_w$ の妥当性を明らかにした。

ところで、低水路の線形を間違えると、計画洪水時に所定の計画洪水水位を上回ることがある。

図-6.3-10はその失敗例である。この例では、低水路の線形が河川の中央を通るように計画された。

しかし、大洪水流過後には高水敷に点々と局所洗掘(穴ボコ)が生じ、高水敷の維持管理に不都合が生じている。この穴ボコを破線のようにつなぐと一つのきれいな蛇行形が描かれる。すなわち、穴ボコは洪水時における流心の通過位置である。

結論として、低水路の線形は河川の中央に設けることは不適當であり、洪水時の流心の位置と一致させねばならない。

6.3.6 河川計画の問題点

河川は河床勾配の変化点、いわゆる山間部から平野部への移行部において、その河床が変動しやすい性質をもっている。また、流れには射流と常流があり、河川流においても例外ではない。移動床である河川においては経験的に河床勾配 i が $1/140$ 以上のとき射流とみることができる^{*12}。もちろん、土砂の移動がない小流量時の現象は別である。

このことは、 $i > 1/140$ の河川は下流の水理条件に関係なく、土砂を押し出す力を持っていることを意味している。一方、これより河床勾配の緩やかな下流河川においては流れが常流となるために、下流の水位条件の制約を強く受けることになる。さらにつけ加えるならば、射流と常流の接点において、流水による粒径のふるい分け作用が激しく行われることになり、河床の変動も激しいということを意味している。すなわち、粒径の選別を行いながら流砂量のバランスを求めて変動するわけである。したがって、このような部分の河床の安定には人工的な管理を必要とするものと思われる。

この河床勾配の変化点における(流水方向における変化点の移動をも含めて)流砂の選別機構に関する研究は非常に興味深い課題である。

^{*12} 佐藤清一：河道の設計について、土木学会誌、42(4)(1957)

6.3.7 河川の断面改修効果

河川の改修とその意味について、理解しておくことは頭首工の計画に役立つ。ここでは、佐藤^{*12}の論文から、その要点を紹介する。

河川の土砂運搬の形態を厳密に定義することは困難であるが、粒子のほとんどが浮遊の状態で運搬される河川を浮遊流砂河川、掃流の状態で運搬される河川を掃流流砂河川と便宜的に分類している。

(1) 浮遊流砂河川における河川断面改修の効果

浮遊土砂が土砂流送の主体を占めるような河川部分における断面改修、すなわち、浚渫、水制工等の工事を行った場合の効果について、吉川は次のような大まかな検討を行っている。ただし、河川断面は幅 B の長方形とし、流量及び河床材料は断面改修の前後を通じて変わらないものとする。

ア 河川幅を変化させないで水深を少し増す改修をした場合、改修前の流量 Q は Chezy の式より式 (6.3-4) のとおりである。

$$Q = CBH^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-4)$$

H : 水深、 I : 水面勾配、 C : Chezy の流速係数

改修後の流量は式 (6.3-5) となり、 Q 、 B 、 C を一定とすれば、式 (6.3-6) の関係が近似的に役立つ。

$$Q = CB(H + \Delta H)^{2/3}(I - \Delta I)^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-5)$$

ΔH : 水深の変化量、 ΔI : 勾配の変化量

$$\frac{3\Delta H}{H} = \frac{\Delta I}{I} \dots\dots\dots (6.3-6)$$

次に、水深の変化に対する流砂量 q_s の変化を調べてみる。改修前の流砂量 $q_s \propto H^2 I$ は改修後には、式 (6.3-7) となる。

$$q_s' \doteq q_s \left(1 - \frac{\Delta H}{H} \right) \dots\dots\dots (6.3-7)$$

すなわち、断面改修により水深を 10% 増したとすれば ($\Delta H/H = 0.1$)、浮遊流砂量は 10% 減少することとなり、せっかく浚渫しても、やがて埋戻されていくことが予想される。

イ 水面勾配を変えないようにして河幅を狭める改修をした場合には、改修後の流量 Q は、式 (6.3-8) となる。

$$Q = CB'H^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (6.3-8)$$

ここに、 B' 、 H' : それぞれに改修後の河川幅と水深

いま、改修により $B' = \beta B$ に狭めたとすれば、改修後の水深 H' は式 (6.3-9) となる。このときの全断面の流砂量 Q_s' は式 (6.3-10) である。

$$H' = (1/\beta)^{2/3} H \dots\dots\dots (6.3-9)$$

$$Q_s' = B'q_s' = \frac{H'^2 I}{H^2 I} \cdot B'q_s$$

$$= (H'/H)^2 (B'/B) Q_s = (1/\beta)^{1/3} Q_s \dots\dots\dots (6.3-10)$$

いま、河川幅を 10% 狭めれば ($\beta = 0.9$)、 $Q_s' = 1.036 Q_{s0}$ すなわち、浮遊流砂量は改修前に比し

て3.6%の増となる。このことは、浮遊流砂の多い河川において、水深を維持するために河川幅を狭めた方がよいということを意味している。ただし、改修前後において流量が変化しない場合である。

(2) 掃流流砂河川における河川断面改修の効果

断面改修後も流量 Q 及び粗度係数 n は変わらず、流れは等流であるとして、大略の検討を行えば、次のようである。

ア 河幅 B を変えずに水深 H を少し増減した場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は式(6.3-11)で表される。

$$Q_B' = \left(1 \pm \frac{7}{2} \frac{\Delta H}{H}\right) Q_B \cdots \cdots (6.3-11)$$

いま、掘削により水深が10%だけ増しても($\Delta H/H = 0.1$)、掃流砂量はもとの35%減となり上流からの掃流砂量が減らない限り河床はまもなく埋戻されていく。

イ 水深を変えずに河幅を狭めた場合、改修後の掃流砂量 Q_B' は次のように表される。

$$Q_B' = \frac{0.21 + 0.79\beta}{\beta^{9/10}} \cdot Q_B \cdots \cdots (6.3-12)$$

ここに、 $\beta = B'/B$, B' : 改修後の河川幅。いま、仮に河川幅を10%狭めれば $Q_B' = 1.01Q_B$ となり、上流からの掃流砂量が変わらない限り河床は徐々に下っていくものと期待される。

もう少し、掃流砂量について説明を加えるならば、掃流力は流量を一定と考えた場合、勾配を大きくした方が一般にその流砂能力を増大するということができる。

6.3.8 河川改修の注意点

流れの性質を理解し、かつ河床が流水力によって移動されるということを認識することによって、次の事項は容易に了解できる。

(1) 河川の一部のみの断面幅を拡大しても有効とはならない

これは、流れの基本的な性質として理解されねばならない。例えば、図-6.3-11のような断面での水理計算においては、破線より下側の河積が無効河積であるから、この部分は計算から除かねばならない。

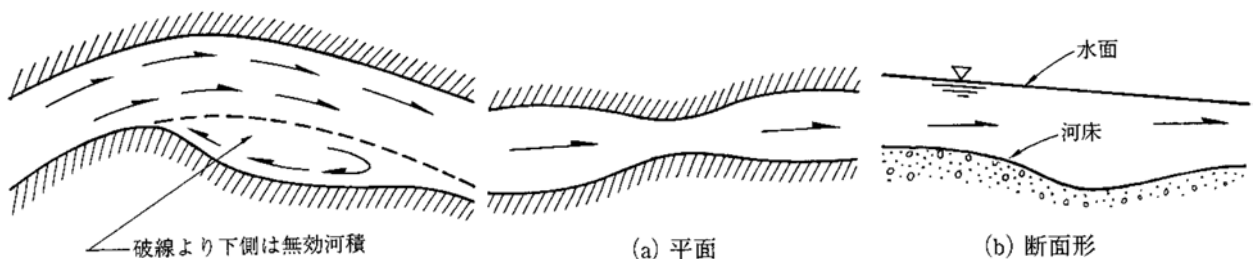


図-6.3-11 自然河川における無効河積

図-6.3-12 河川狭さく部の形

(2) 巨視的にみた河床勾配と蛇行形は非常に重要である

現在の河床勾配は過去の歴史的なバランスの結果をそこに具現しているものであり、あまり安

易に変更すべきではないと思われる。また蛇行路も、それなりの原因によって形成されているものであり、河川改修に当たっては、このような事実も十分尊重する。

(3) 安定河川の狭さく部における水面形と河床形

これは、式 (6.3-12) の最終形状を示しているものである。安定している条件では狭さく部の水面形は図-6.3-12 のようになることが実験的に明らかにされている。これは移動床河川の特徴である。

(4) 水の力はエネルギー勾配に比例する

ある流量を自然の状態（重力の作用のみ）で流そうとすれば、エネルギー勾配が必要となる。特に注意すべきは河口部における河床掘削である。いかに水深を増大し通水断面積を大きくしても、エネルギー勾配がゼロであれば水は流れないことを理解すべきである。水の流れに必要なことはエネルギー勾配であることを絶対に忘れてはならない。断面積が大きければ水が流れるという錯覚に陥らないように注意する。

6.3.9 頭首工付近の流れ

まず、河床勾配 i がいくらであることを明らかにすることが大切である。経験的には移動床河川では、 $i > 1/140$ において射流であり、コンクリート水路では $n \approx 0.015$ のとき $i > 1/450$ で射流となることがわかっている。

流れが射流であるならば上流への背水の影響は少ないとみることができるので、頭首工付近の流れが常流であるのか射流であるのかを判断するためにも河床勾配は重要な意味をもっている。

次に、頭首工の敷標高は現河床より高いか低い（現状の河床に対してであって、計画河床ではない）を確認する。

頭首工の敷高は現河床と同じかそれ以下であれば、流量が変わらない限り上流への堰上げ背水は生じないであろう。

頭首工付近の流れを検討する場合に、最も不確定要素となるものは将来における安定河床標高である。河川の河床縦断形は自然の法則性に合致したものとして決定しなければならない。この研究は徐々に進行しているが、河川工学者すべての合意を得るにはかなりの時間を要するであろう。現在のところ、長年月の測量結果をもとに、その変動要因を分析し、現状の縦断形を尊重しながら確定すべきものと考えられる。