

河川構造物の水理機能と問題点

鈴木 幸一

1. はじめに

河道内あるいは河道に接して設けられる河川構造物は、広義には堤防やダムのように大規模なものから単独水制や橋脚などのように比較的小規模なものまで多岐にわたる。これらの河川構造物はその本来に持つ機能からは、水位や流量を制御するもの（ダム、堤防、堰、水門、閘門など）、土砂移動や河床変動を制御するもの（護岸、護床工、水制、床固めなど）、その他（橋脚など）と大きく3つに分けられるがここでは、2番目の土砂移動制御を目的とする河川構造物に限定してその水理機能と問題点について述べる。具体的には護岸（護床工）、水制および床固めの3つを取り上げ、それらの設置目的や働きを水理学的に論じるとともに、周辺の局所洗掘特性についても述べる。

土砂の移動を防止したり制御する方法は、

（1）流れを制御し河床面への掃流力を変える（水制、構造物形状の工夫など）

（2）河床の流れに対する抵抗力を増す（護岸、護床工、捨て石など）

の2つの立場から考えられる。例えば、橋脚周辺部の局所洗掘防止・軽減のためには、橋脚の形状を工夫したり付属物の取り付けによって局所流を制御する方法と、捨て石工や護床工などにより河床の局所流に対する抵抗力を高める方法とがある。水制は前者の、また護岸（護床工）は後者の代表的なものである。また、水制群や床固めは比較적広範な河床変動を間接的に制御するのに用いられることが多いのに対し、単独水制や護岸は比較的限られた領域をしかも直接的に保護するために設置される。

これらの河川構造物が所期の目的を果たすためには、構造物自体の安定が不可欠であり、その安定を脅かす周辺河床の局所洗掘は重大な問題で、その特性を十分把握しておく必要がある。すなわち、これらの河川構造物の合理的設計には、構造物のもつ本来の機能特性を十分認識するとともに、構造物の安定という観点から局所洗掘の防止・軽減対策を検討することも重要である。以下、護岸（護床工）、水制および床固めについて順次土砂水理学的考察を加え、それらの問題点を述べる。

2. 護岸・護床工の水理機能

2.1 概説

護岸は河岸ひいては堤防を直接保護する目的で堤防の法面に設置される構造物である。その基本構造は図-2.1に示すように法覆工、根止工および根固工からなるが、護岸前面河床に洗掘防止のための根固め水制を設けることがある。低水路に設ける低水路を固定したり河岸の侵食を防ぐた

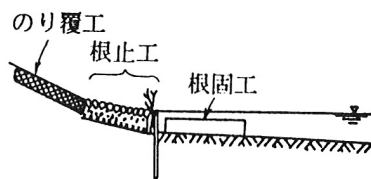


図-2.1 護岸の構造



写真-2.1 愛媛県肱川の親水護岸(写真提供：建設省)

2. 2 堤防近傍の流速と掃流力

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \left(\frac{U_* y_w}{\nu} \right) + 5.5, \quad \frac{U}{U_*} = 5.75 \log \frac{y_w}{k_s} + 8.5 \quad (2.1)$$

を仮定して壁面せん断応力 τ を計算した結果が図—2.4 に示されている。(a)図は長方形断面の水路床の掃流力分布であるが、粗面では側壁から水深の 2~3 倍の距離のところ二次流の影響によって掃流力が減少しているが、全体としては側壁から水深の 2 倍程度までは徐々に増し、側壁付近では τ を壁面に作用する平均的せん断応力とすると $\tau/\bar{\tau}$ が 0.5 近くまでになっている。一方、(b)図に示す台形断面の水路床では傾



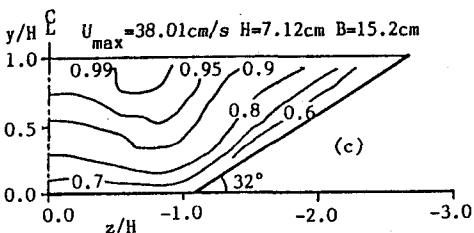
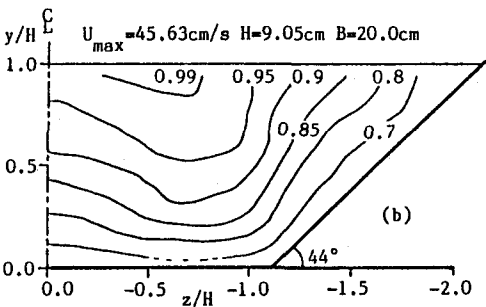
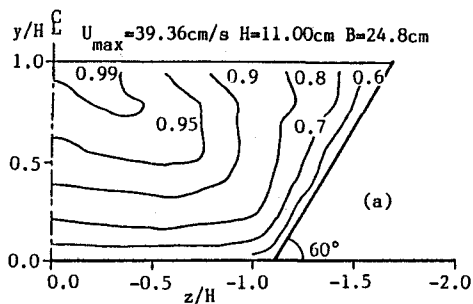


図-2.3 台形断面水路の横断面流速分布²⁾

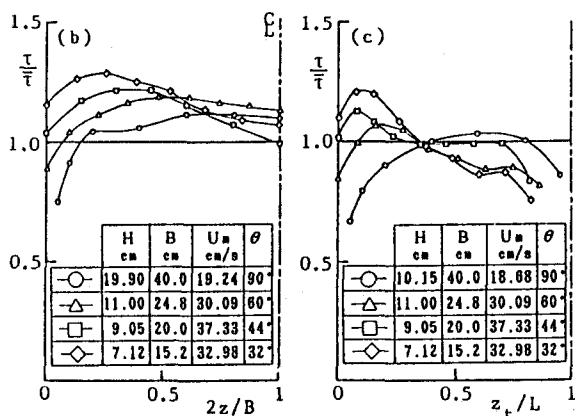
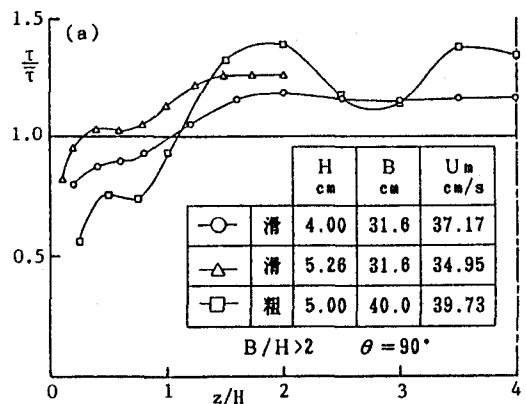


図-2.4 掃流利分布²⁾ (a)長方形断面水路床 (b)台形断面水路床 (c)台形断面側壁

斜角 θ が小さくなるほど斜面近傍の掃流利は大きくなり $\theta=32^\circ$ では $\tau/\bar{\tau}$ が1.3程度までになっているものも認められる。また、(c)図に示す台形断面水路の斜面上の掃流利分布をみれば、 $\theta < 45^\circ$ の斜面では河床面河床から斜面潤辺の0.4倍程度のところまでは掃流利が平均掃流利より大きい領域が存在している。ただし、図中 z_L は斜面底を原点とした斜面方向距離で L は斜面潤辺である。これらは滑面水路での結果ではあるが、堤防斜面および堤防に近い河床面で掃流利が平均掃流利よりも大きくなる場合があり、護岸を設計する上で注意しておく必要があろう。図-2.5はOlsenらによって示された台形断面水路壁面での掃流利分布であるが³⁾、台形断面水路においては斜面の勾配にほとんど関係なく側面斜面の最大掃流利 $\tau_{\max}$ は $0.750 \rho g H I$ である。ただし、 g は重力加速度、 I はエネルギー勾配である。いま、図-2.5の径深 R は $0.72 H$ であるので $\bar{\tau} = 0.72 \rho g H I$ であるから、 $\tau_{\max}/\bar{\tau} = 1.04$ 程度となる。この値を図-2.4の(c)図と比較すると $\theta > 45^\circ$ のものとはほぼ対応する。河床については、最大掃流利 $\tau_{\max} = 0.970 \rho g H I$ であり、 $\tau_{\max}/\bar{\tau} = 1.35$ であるから図-2.4の(b)図に最大掃流利は近いが分布形はかなり異なっている。一方、小川ら⁴⁾は図-2.6に示す河床のせん断力の影響領域 A_1 と斜面の影響領域 A_2 において、それぞれ対数流速分布式(2.1)の粗面に対するものを仮定して河床及び斜面での掃流利を推定する方法を以下のように提案している。すなわち、図-2.6の記号を用いると(2.1)式は、

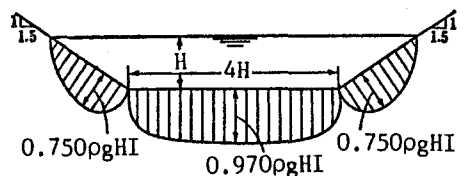


図-2.5 Olsenらによる掃流利分布³⁾

$$\frac{U_1}{U_{*1}} = 5.75 \log \frac{30y}{ks_1} \quad (A_1 \text{ の領域}), \quad \frac{U_2}{U_{*2}} = 5.75 \log \frac{30z}{ks_2} \quad (A_2 \text{ の領域}) \quad (2.2)$$

と書き直おせる。A₁とA₂領域の境界では、U₁=U₂ から

$$\frac{U_{*1}}{U_{*2}} = \frac{\log_{10}(30z/ks_2)}{\log_{10}(30y/ks_1)} \equiv \gamma \quad (2.3)$$

を得、境界線は次式で表される。

$$z = \frac{(30/ks_1)^\gamma}{(30/ks_2)} \cdot y^\gamma \equiv \beta y^\gamma \quad (2.4)$$

したがって、2つの領域の断面積Aおよび径深Rは、それぞれ次のように表される。

$$A_2 = \frac{\sqrt{1+m^2}}{1+\gamma} \beta h^{(\gamma+1)}, \quad A_1 = B h \left(1 + \frac{mh}{2B}\right) - \frac{\sqrt{1+m^2}}{1+\gamma} \beta h^{(\gamma+1)} \quad (2.5)$$

$$R_1 = h \left(1 + \frac{mh}{2B}\right) - \frac{\sqrt{1+m^2}}{1+\gamma} \beta \frac{h^{(\gamma+1)}}{B}, \quad R_2 = \frac{\beta \cdot h^\gamma}{1+\gamma} \quad (2.6)$$

したがって、河床面掃流力は τ 。および斜面掃流力 τ_s は

$$\begin{aligned} \tau b &= \rho U_{*1}^2 = \rho g I \left\{ h \left(1 + \frac{mh}{2B}\right) - \frac{\sqrt{1+m^2}}{1+\gamma} \beta \frac{h^{(\gamma+1)}}{B} \right\} \\ \tau s &= \rho U_{*2}^2 = \rho g I \frac{\beta h^\gamma}{1+\gamma} \end{aligned} \quad (2.7)$$

となる。 γ は(2.3)式で U_{*1}/U_{*2} であるから(2.7)式から試算によって求まる。したがって、(2.4)式で相当粗度 ks が求まれば β が決まり、掃流力が(2.7)式から計算できる。

2.3 護岸・護床工の粗度

護岸は水制と違って河岸付近の流速を減少させるというよりは流水に対する河岸の抵抗力を増やすことが主機能であるので流速をかえて増大させることがあり、護岸の上下流部で河岸侵食の生じることが多い。このため、流水抵抗を増すために護岸には図-2.7に示すような種々の型の粗度を付けることが多い。すなわち、枠型ブロックは図-2.7(a)のような棧型粗度要素、凸型ブロックは(b)図のような突起型粗度要素として流水に作用することとなる。一時少なくなっていた玉石による護岸も最近河川空間環境という観点から見直されつつある。写真-2.2は小田川(愛媛県肱川の支川)に設けられた玉石で作られた護岸であるが、不足していた材料としての玉石は、周辺住民の一人一石運動によって集められたものである。粗度の大きさを水理学的に評価するものとしては(2.1)式で示す相当粗度 ks があるが、棧型粗度については図-2.7(a)に示す記号を用いると、相当粗度と棧高との比 ks/h_g は棧間隔($\ell-t$)と棧高との比 $(\ell-t)/h_g$ の関数

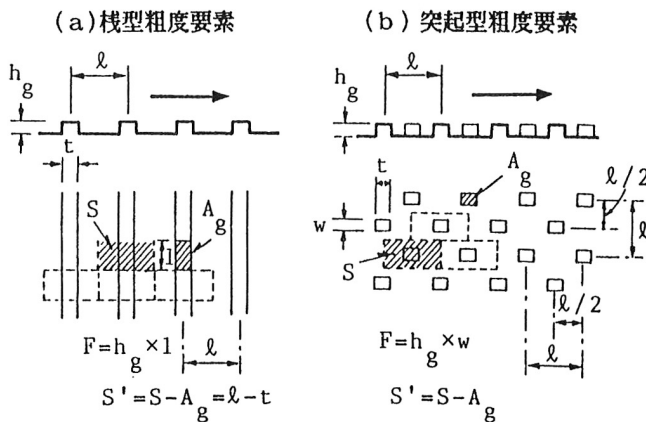


図-2.7 粗度形状の分類⁶⁾

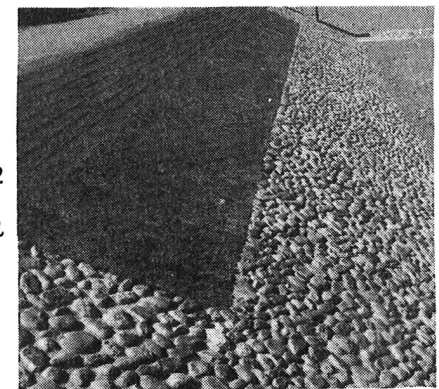


写真-2.2 環境に配慮した玉石護岸
(写真提供: 愛媛県)

で実験によると図-2.8 のようになる。^{5) 6)} $(l-t)/hg$ が 10~15 で ks/hg が最大となり、もっとも効率のよい栈間隔は栈高の 10~15 倍であるといえる。また、 ks/hg の最大値は 5~6 程度である。一方、足立⁷⁾は栈型粗度について相当粗度 ks と粗度高 hg の関係を示す次式を提案している。
(栈型粗度)

$$\frac{ks}{hg} = 30 m \left(\frac{R}{hg} \right)^{-\theta} \quad (2.8)$$

ここに、 $m=0.79 (l/hg)^{-0.26}$

$$\theta=0.02 (l/hg)^{0.8}$$

R: 法覆工あるいは護床工の根固工の受け持つ径深

また、図-2.7(b)に示すような突起型粗度をイボ型粗度とよび、比較的粗なイボ型粗度について次式に示す実験式を提案している。

(イボ型粗度)

$$\frac{ks}{hg} = 98.4 \left(\frac{S}{F} \right)^{-0.94} \left(\frac{R}{hg} \right)^{0.84} \quad (2.9)$$

ここに、S: 1つの粗度要素が受け持つ面積、F: 1

つの粗度要素の流れ方向への投影面積、hg: イボ粗度高、適用範囲: $S/F > 20$

なお(2.9)式は、突起部の平面積を A_g とするとき、 $A_g/S=0.009\sim0.05$ と粗度がまばらで粗度要素相互は非遮蔽状態にある実験から得られている。小川ら⁴⁾は凸型ブロック、棧、球および半球で構成された粗度要素について ks/hg と F/S との関係を図に整理し、球以外では ks/hg は $0.2 < F/S < 0.4$ ($2.5 < S/F < 5$) でピークを有し、球では ks/hg は $F/S=0.7$ ($S/F=1.4$) でピークをもつことを示している。一方、福岡ら⁶⁾は S/F が小さくなると、ブロック間の隙間の部分が小さくなることの影響が卓越してくるから、 $ks/hg \sim S/F$ の関係は突起形状によるばらつきが大きくなることを示し、栈粗度(図-2.8)と同様に S の代わりに $S'=(S-A_g)$ を用いて、図-2.9 に示すような $ks/hg \sim S'/F$ の関係図を求めた。この結果、突起粗度の形状を表すパラメータとして S'/F を用いた方が良いと結論付けている。図-2.9 ではデータの数少なく詳細な議論はできないが、 ks/hg は $\sim 2 < S'/F < \sim 6$ の領域でピークをもつことが推定される。

2. 4 堤防斜面上砂礫の限界掃流力

砂や礫のように粘性を持たない土砂の河床面での限界掃流力 τ_{*c} は Shields 曲線 (U_*^2/sgd と U_*cd/ν) の実験的關係、 U_*c : 砂の移動限界摩擦速度、 $s=\sigma/\rho-1$ 、 σ : 砂の密度、 d : 砂粒径) で示され、一般に河川で表れるように砂粒レイノルズ数が大きい場合 ($U_*d/\nu > \sim 100$) では $U_*^2/sgd=0.05$ 程度で無次元限界掃流力はほぼ一定である。しかし、図-2.10 にみられるように堤防斜面上の砂は斜面勾配 α が大きくなるにつれて限界掃流力は以下に示すように小さくなっていく。すなわち、斜面にある砂粒子には流れによる掃流力 F と斜面に沿う重力の成分 $G \sin \alpha$ とが作用するのでそれらの合作用力は $\sqrt{F^2 + G^2 \sin^2 \alpha}$

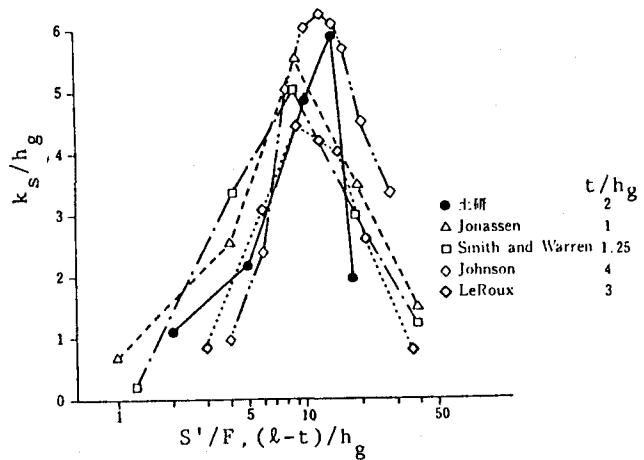


図-2.8 $ks/hs \sim S'/F$ の関係(栈粗度)⁶⁾

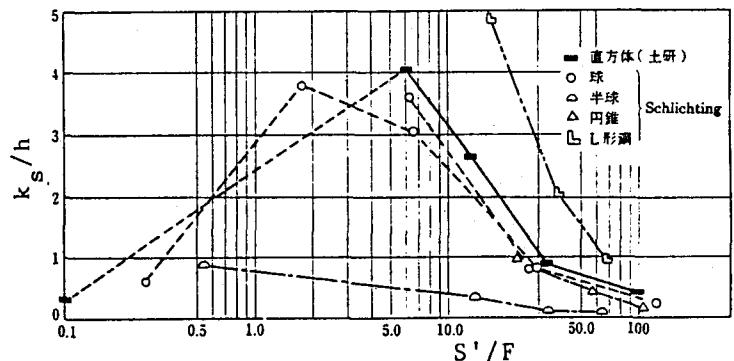


図-2.9 $ks/hg \sim S'/F$ (突起粗度)⁶⁾

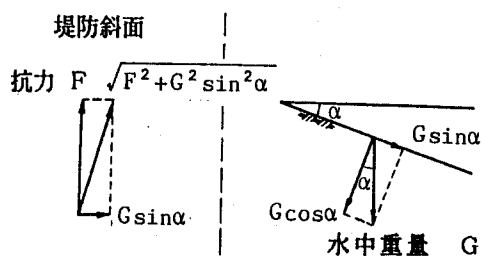


図-2.10 堤防斜面の砂に作用する力

である。ここに、 G は砂粒子の水中重量である。

一方、砂粒子の移動に対する抵抗力は粒子の水中重量の斜面上に垂直方向の分力 $G \cdot \cos \alpha$ に摩擦係数 $\tan \phi$ をかけた $G \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$ である。ただし、 ϕ は砂の水中における安息角である。したがって、砂粒子が移動限界状態にあるときは

$$\sqrt{F^2 + G^2 \sin^2 \alpha} = G \cos \alpha \tan \phi$$

$$\therefore F = G \cos \alpha \tan \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \quad (2.10)$$

いま、砂粒子の直径を d とし、粒子に作用するせん断応力を τ_s とすると、 $F \sim (\pi d^2/4) \tau_s$ 、 $G \sim (\pi d^3/6)(\sigma - \rho)g$ であるから、傾き α の斜面での限界掃流力を $\tau_c(\alpha)$ とすると

$$\frac{\tau_c(\alpha)}{\tau_c(0)} = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \quad (2.11)$$

である。なお、 $\tau_c(0) \approx 0.05(\sigma - \rho)gd$ である。この式は Lane によって示されたものであるが、安息角 ϕ について彼は図-2.11 のように砂粒子が角ばっているか丸いかをパラメータとして粒径の関数として与えている。'

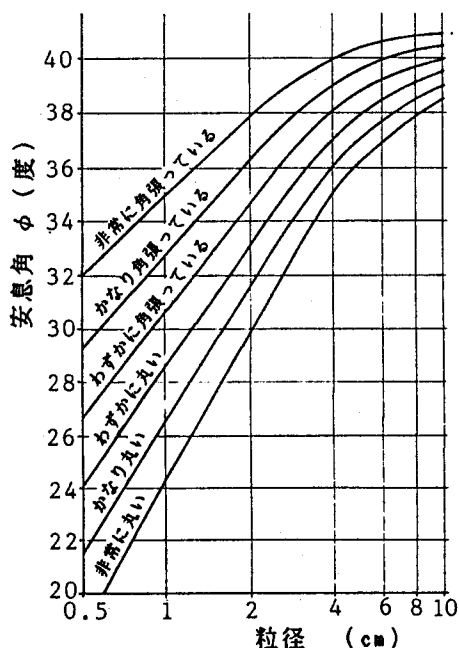


図-2.11 砂の粒径と安息角¹⁾

2.5 河岸近傍の河床変動

洪水時に河岸近傍でどの程度まで河床洗堀が生じるかを推定することは護岸の根入れ深さを決定する上で重要である。洪水時の河床高の変動は河床波の移動に伴うものであるが、特に交互砂州の移動は大きな要因である。交互砂州の波高を図-2.12 に示す一断面の高低差の最大値 z_B と定義すると z_B/B と B/h との関係は村本⁹⁾によって図-2.13のように示されている。図から平均的には $z_B/B = (B/h)^{-1}$ とすると $z_B \sim h$ となるが $z_B = (0.2 \sim 2)h$ と水深の2倍近くまでのものも認められる。したがって、局所洗堀深は水深

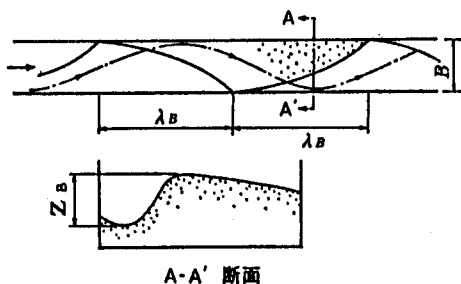


図-2.12 交互砂州の波長と波高の定義

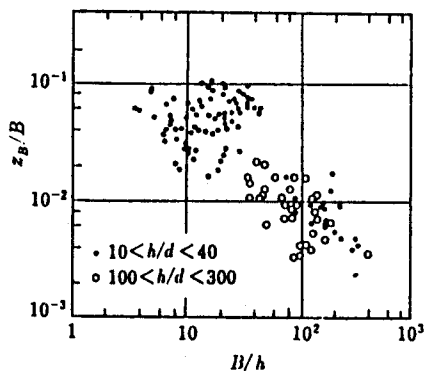


図-2.13 z_B/B と B/h の関係⁹⁾

程度まで生じることがあることになる。なお、図-2.12 で定義される波長 λ_s は $\lambda_s = (2 \sim 20) B$ と川幅 B に強く支配されるが λ_s/B は B/h に依存し $B/h=40$ で λ_s/B が極大を示す。砂州の他に砂堆の移動も河床変動の原因の一つであるが、Yalin⁹⁾によると砂堆の波高 Δh は τ_o を河床面せん断応力とすると

$$\Delta h = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}\right) \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_o}\right) h \tag{2.12}$$

であって、 Δh はせいぜい水深の1/3程度以下である。

実河川では洪水時に洗掘深を測定するのが困難であり、洪水後では洗掘部が埋め戻しされていることが考えられるので実測データが少ない。建設省松山工事事務所では重信川での洪水時の最大洗掘を測定するために、図-2.14 に示すように低水護岸から、10m、20mおよび30mの地点に20 mの間隔で流下方向に200 m区間に図-2.15 に示すような洗掘計を設置した。洗掘計は鉄管を河床に打ち込

んで固定し、それに河床の低下に伴って鉄管に沿って沈むリングが設けられているという簡単なもので、洪水後河床を掘り起こしてリングの位置によって最大洗掘深をもとめようとするものである。測定場所は重信

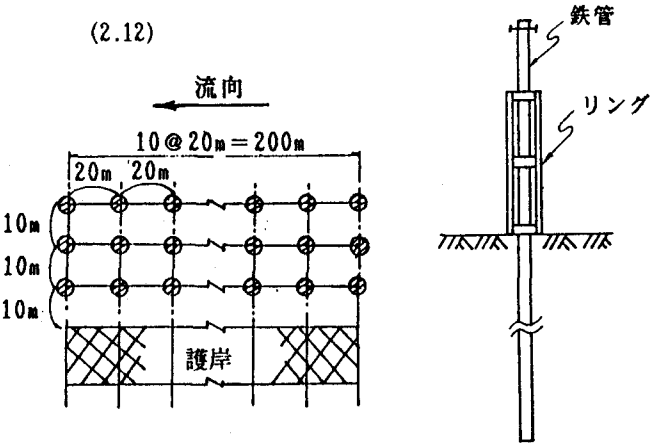


図-2.14 洗掘測定点 図-2.15 リング洗掘計

表-2.1 洗掘測定地点の諸量

地 点 (河口から)	5.8 km	9.0 km
	左岸	左岸
平均砂粒径 d_m (cm)	1.07	2.95
川 幅 B (m)	308	271
河 床 勾 配 I	1/230	1/200
河 道 状 態	ほぼ直線	ややわん曲

川の河口から 9.0 km地点左岸と 5.8 km地点左岸の2ヶ所であり、その地点の砂の平均粒径、川幅および河道状況は表-2.1 に示すとおりである。

測定期間は昭和 34 年から 41 年までで、流量 $199 \text{ m}^3/\text{s}$ から $855 \text{ m}^3/\text{s}$ の 15 洪水 (9.0 km地点) および 12 洪水 (5.8 km地点) に対して洗掘深測定がなされた。図-2.16 にその結果を示しているが実測データは岸からの距離あるいは流下方向距離によって系統的に変化していなかったのもので最大のもののみをプロットしている。図にみられるように、 $z_s = (0.2 \sim 1) h$ であることがわかり、実験による上記の村本らの結果に近い洗掘が実河川でも生じていることを裏付けている。図-2.16 のデータの回帰曲線を求めると、

$$z_s = 1.1 h - 0.57 \quad (\text{m単位}) \tag{2.13}$$

である。なお、実河川わん曲部での洗掘深については須賀¹⁰⁾が中心となって建設省が行った調査によると、全ての洗掘深データを包絡するような曲線は、 R' をわん曲部の曲率半径とすると、

$$z_s = \left(1.8 - 0.18 \frac{R'}{B}\right) h \tag{2.14}$$

$$(\sim 0.2 < R'/B < \sim 8)$$

であった。ただし、 z_s は平均河床面からの最大洗掘深である。

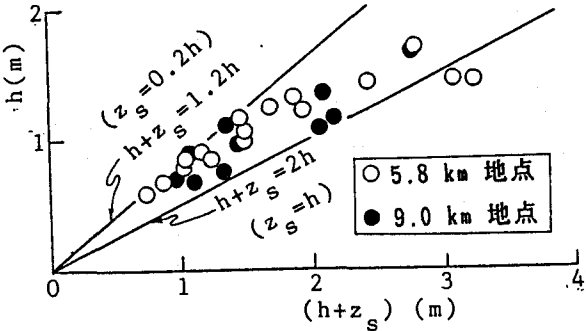


図-2.16 洗掘深 z_s と水深 h との関係

3. 水制の水理機能

3. 1 概 説

水制は河岸近傍で河道の中心方向に突き出した構造物であって、その主な水理的機能は河岸付近の流速減少と水はねの二つである。その機能によって水制は流路の固定、土砂の沈殿の誘致、導流、護岸など種々の目的を達成する。水制はその構造から流れの一部が透過する透過水制とそうでない不透水水制とにわけられる。また、不透水水制であっても、高さが低く出水時に潜る越流型水制と高さが高い非越流型水制とに分類されるが、写真-3.1 にみられるような高水時のみ越流するものが多い。水制は単独でも用いられることがあるが、通常流下方向にある間隔で設置して水制群として用いられることが多い。¹⁾ 水制を設置するに当たっては目的に適合する水制形式と配置、規模等を水理学的に検討する必要があるが、そのためには各水制の水理機能を十分認識しておくことが前提となる。

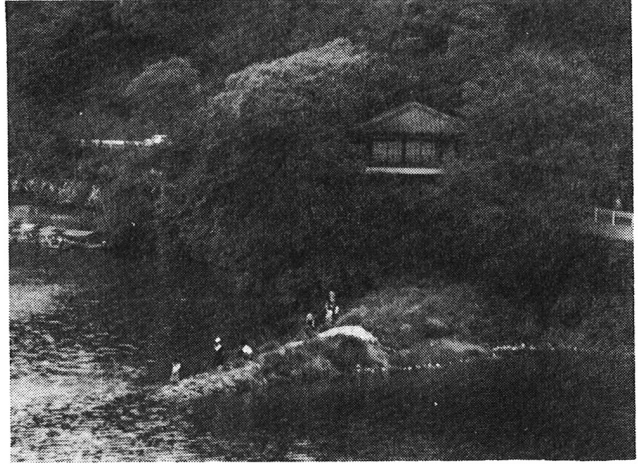


写真-3.1 愛媛県肱川で“ナゲ”と呼ばれる水制（写真中央）で低水時には水泳や釣りの足場にもなっている。（写真提供：建設省）

3. 2 水制の流速減少機能

杭出し水制のような透過水制あるいは低い越流型水制群は流れに対する粗度としての機能を果たし、水制設置領域では流速を減少させる効果を有している。

1) 越流型不透水水制群

h_d を河床として水制高の中央にとった場合の水深、 U_d を水制領域内の平均流速、 U_{*d} を h_d で計算される摩擦速度とし、また k_s を棧型粗度の相当粗度として前節の図-2.8 から求められるものとすれば、

$$\frac{U_d}{U_{*d}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h_d}{k_s} \quad (3.1)$$

である。相対水深が大きく、また水制長が水深に対して比較的大きい場合には、水制は棧粗度と類似の抵抗特性をもつものと考えられている。秋草ら⁵⁾は h_g を水制高、 h を河床から測定した水深とするとき h_g/h が比較的大きな場合でも河床の位置を適当にとれば通常の棧粗度と同様な結果が得られるとしている。一方、中川ら¹²⁾は水深に対して水制高が比較的大きい場合には、水制長や水深の影響を受けて流速分布として対数則を前提とする相当粗度の理論が適当でない場合があるので、摩擦損失係数で抵抗を評価するのが適切であるとして、

$$f_2 = K \left(\frac{\ell}{h_g} \right)^{-0.5} \left(\frac{h}{h_g} \right)^{-0.77} \left(\frac{U_o}{\sqrt{g h_g}} \right)^{-1.47} m^{-0.62} \quad (3.2)$$

の実験式を提案した。ただし、 $f_2 = 2 (U_d/U_{*d})^2$ 、 h は水深、 ℓ は水制間隔、 m は水制長を水路幅で割ったもの、 U_o は水制より上流の平均流速（接近流速）、 K は実験定数で0.11~0.22の値をとる。また、適用範囲は、 $m > 0.2$ 、 $\ell/h_g = 10 \sim 60$ 、 $h/h_g = 2.5 \sim 10$ である。

2) 杭出し水制

秋草ら⁵⁾は、図-3.1 に示すように、水路全幅に等間隔に敷設された円柱群の流水抵抗特性について考察している。すなわち等流の場合を想定し、図-3.1 の断面Ⅰ~Ⅱ間に働く外力の釣り合い条件式

$$\Sigma D + \Sigma \tau = \rho g i V \quad (3.3)$$

における各項を以下のように表している。ここに、 ΣD は断面Ⅰ～Ⅱにある杭の抗力の総和、 $\Sigma \tau$ は壁面摩擦力の総和、 i は河床勾配、 V は断面間の水の体積である。 C_D を杭の抗力係数とすると、

$$\left. \begin{aligned} h_g > h \text{ のとき: } \Sigma D &= (\rho/2) C_D N d h v^2 \\ h_g < h \text{ のとき: } \Sigma D &= (\rho/2) C_D N d h_g v^2 \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

である。ここに、 v は平均流速、 N は河川横断方向の杭の本数、 d は杭の直径、 h_g は杭の高さ、 h は水深である。

また、河床面に働く摩擦力 τ の近似値として等流の場合の値を用いると、 ℓ を杭の流下方向間隔、 n をマンニングの粗度係数として

$$\Sigma \tau = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \rho g R (B_0 + 2h) \ell = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \rho g B_0 h \ell \quad (3.5)$$

となる。また、(3.3)式の右辺は $h_g > h$ の場合

$$\rho g i V = \rho B_0 h \left(1 - \frac{\pi N d^2}{4 B_0 \ell}\right) \ell i g \quad (3.6)$$

となるので(3.3)式は結局次式(3.7)のようになる。

$$\frac{1}{2} C_D Fr^2 m \frac{h}{\ell} + i f = i t \quad (3.7)$$

ここに、 $h_g > h$ の場合 $Fr = \frac{v}{\sqrt{g h}}$, $m = \frac{N d h}{B_0 h}$, $i f = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$, $i t = i \left(1 - \frac{\pi N d^2}{4 B_0 \ell}\right)$

$$h_g < h \text{ の場合 } m = \frac{N d h_g}{B_0 h} , i f = i \left(1 - \frac{\pi d^2}{4 B_0 \ell} \frac{h_g}{h}\right)$$

である。円柱の抗力係数 C_D は $h_g > h$ の場合はレイノルズ数($\equiv v d / \nu$, ν :水の動粘性係数)の関数として従来実験的に与えられている値を使えばよく $v d / \nu > 10^5$ の場合は $C_D = 0.9 \sim 1.0$ である。一方、 $h_g < h$ の場合 C_D は $v d / \nu$ のみならず h / h_g の関数となり、 $h / h_g > 3$ では $C_D \approx 2$ とほぼ一定となるが $h / h_g < 3$ では $C_D > 2$ となる。杭の大きさ、本数が与えられると、上記(3.7)式から、任意の水深に対して流速を求めることができる。

3) 水制領域の流速

(遷移区間における流速)

図-3.2に示すように河幅 B の水路に長さ b_2 の越流型あるいは透過性水制群を考える。上流からの一様な流れは上流側断面から水制の抵抗を受け、水制領域Ⅱ内の流速はしだいに減少する。いま、領域ⅠとⅡについての水の運動方程式は、添字1を領域Ⅰ、添字2を領域Ⅱの量を表すものとするれば、

$$-i_1 + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{v_1}{g} \frac{\partial v_1}{\partial x} + f_1 \frac{v_1^2}{2g h_1} = 0 \quad (3.8)$$

$$-i_2 + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \frac{v_2}{g} \frac{\partial v_2}{\partial x} + f_2 \frac{v_2^2}{2g h_2} = 0 \quad (3.9)$$

である。ただし、 i は河床勾配、 h は水深、 v は流下方向の平均流速、 f は抵抗係数($f = 2g n^2 / h^{1/3}$)、 n はマンニングの粗度係数である。

また、連続式は、 Q を全断面流量とすると

$$v_1 b_1 h_1 + v_2 b_2 h_2 = Q \quad (3.10)$$

である。さて、(3.8)、(3.9)および(3.10)式は未知量 h_1, h_2, v_1 および v_2 の4つに対して3つの条件式であるから、これを解くにはもう一つの条件式が必要である。その条件として、秋草ら⁵⁾は水制域から出て行く流量が h_2 と h_1 との差によって規定されるものとして、その流速を v として $v = \sqrt{2g(h_2 - h_1)}$

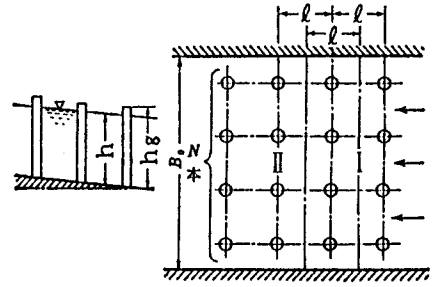


図-3.1 円柱群 (杭出し水制)⁵⁾

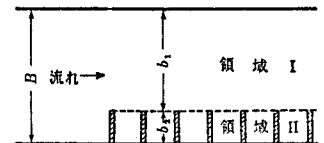


図-3.2 連続水制記号図

で表わし、

$$\frac{d}{dx} (v_1 b_1 h_1) = - \frac{d}{dx} (v_2 b_2 h_2) = \sqrt{2g(h_2 - h_1)} \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (3.11)$$

を得た。したがって、(3.8) 式～(3.11) 式を連立して解くと水制域内の流速および流量の変化を原理的には求めることができることになる。しかし、式形が非常に複雑となり解析解を容易に求めることができないので秋草らはこの解を近似的に求めるために、横断方向に水位が等しいこと、すなわち $h_1 = h_2 = h$ が各断面で成り立つことを仮定した。すると、

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{dh_2}{dx} = \frac{dh}{dx} \quad (3.12)$$

となるから、(3.8)、(3.9) および (3.10) 式から次式が求まる。

$$\frac{dv_2}{dx} = \frac{\left(\frac{f_1 b_2^2}{2h b_1^2} - \frac{f_2}{2h}\right) v_2^2 - \frac{f_1 e b_2}{h b_1^2} v_2 + \frac{f_1 e^2}{2h b_1^2}}{\left(1 - \frac{b_2^2}{b_1^2}\right) v_2 + \frac{e b_2}{b_1}} \quad (3.13)$$

ここに、 $e = v_1 b_1 + v_2 b_2$

この(3.13) 式を積分すると v_2 の x 方向の変化が求められることになるが、秋草らはこの解析解を求め一例として図-3.3 の計算結果を示している。この図から、水制の粗度が大きいほど水制域の流速を減少させることができ、また粗度が大きいほど一定流速になるまでの距離が短くなることがわかる。

(一様区間における流速)

水制領域で流れが流下方向に変化しなくなった一様区間での流速 v_2 については、(3.13) 式で $dv_2/dx = 0$ であるとして求めることができるが、簡単に次のように考えることができる。¹³⁾ すなわち、一様領域においては、主流域、水制域において摩擦速度が等しいから

$$v_1 = v_2 \sqrt{\frac{f_2}{f_1}} \quad (3.14)$$

であり、また横断方向に水深の変化がないと考えられるから、この水深を h とし、水制のない上流の水深を h_0 、流速を v_0 とすると連続の関係から次式が成立する。

$$v_1 h (1 - m) + v_2 h m = v_0 h_0 \quad (3.15)$$

ただし、 $m = b_2/B$ である。(3.14) 式と (3.15) 式を連立して解けば

$$\frac{v_2}{v_0} = \left[\frac{f_2}{f_1} \left\{ \sqrt{\frac{f_2}{f_1}} (1 - m) + m \right\} \right]^{-1/3} \quad (3.16)$$

と表わすことができる。いま、 $f_1 = f_0$ (上流側の値) とし、 f_2 の推定には前述 (3.2) 式を用いて計算した一様区間の流速 v_2 の計算値と実測値の一例を示すと図-3.4 のようである。

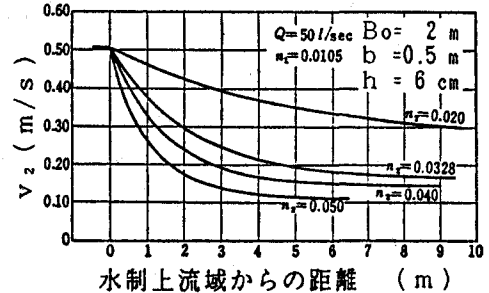


図-3.3 水制粗度の変化による水制域の流速減少特性 (秋草ら⁵⁾)

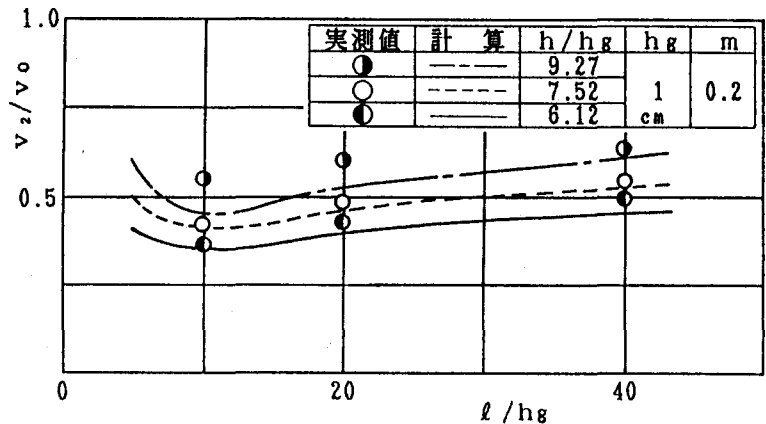


図-3.4 流速低減に対する l/h_g と h/h_g の関係¹³⁾

3.3 水制の低水河道形成機能

写真-3.2 に見られるように低水河道の形成と安定を目的として水制群が設置されることがある。ここでは、後出図-3.7 に示すように川幅が B_0 の河道の兩岸から長さ b の水制群を出し川幅を B_1 に狭めた状態で水路中央部低水河道の形成について述べる。

1) 水制区間の河床低下量

水制区間を狭さく部とみなすと de Vries¹⁾ によると以下のように水制区間の水深と河床勾配を計算できる。すなわち、 Q を流量、 Q_s を流砂量、 B を川幅、 C をシェージー係数、 h を水深、 i を河床勾配とすると、水および砂の連続式と運動方程式は、

$$\text{水: } Q_0 = Q_1$$

$$Q = B C h^{3/2} i^{1/2} \quad (3.17)$$

$$\text{砂: } Q_{s0} = Q_{s1}$$

$$Q_s = B a u^m$$

と表される。ここに、 a は砂粒径 d や河床形態を表す特性値 μ 等の関数 m は定数で添字 1 は水制区間、添字 0 は水制区間外の上下流での量を表す。いま、 $C_1 = C_0$ 、 $d_1 = d_0$ 、 $\mu_1 = \mu_0$ とすると (3.17) 式から

$$\frac{h_1}{h_0} = \left(\frac{B_0}{B_1} \right)^{(m-1)/m}, \quad \frac{i_1}{i_0} = \left(\frac{B_1}{B_0} \right)^{1-3/m} \quad (3.18)$$

が得られる。(3.18) 式の関数を図-3.5 に示しているが、 m が大きくなるほど、また B_1/B_0 が小さくなるほど水制区間の水深は大きくなり、逆に河床勾配は小さくなる。ただ、Meyer-Peter & Müller の流砂量式で掃流力が限界掃流力よりずっと大きい場合に対応する $m=3$ の場合には、 $i_0 = i_1$ であることがわかる。

上記の狭さく部と違って連続水制の場合には、水制の設置間隔 l と水制長 b の比 l/b によって実質的に B_1 が変化すると考えられる。すなわち、 $l/b = 0$ のときは狭さく部と同一であるが、逆に $l/b = \infty$ のときには水制がないのと同じであるので、Michiue ら¹⁴⁾ は水制の場合は B_1 を λB_1 とし収縮

幅補正係数 λ を導入し、 λ は l/b の関数と考えた(図-3.6 参照)。流砂の連続式を $q_{s0} B_0 = q_{s1} \lambda B_1$ 、単位幅当たりの流砂量 q_s として Kalinske-Brown 型の式で計算し、平均流速をマニング式で表すことなどで (3.17) 式に代えることによって

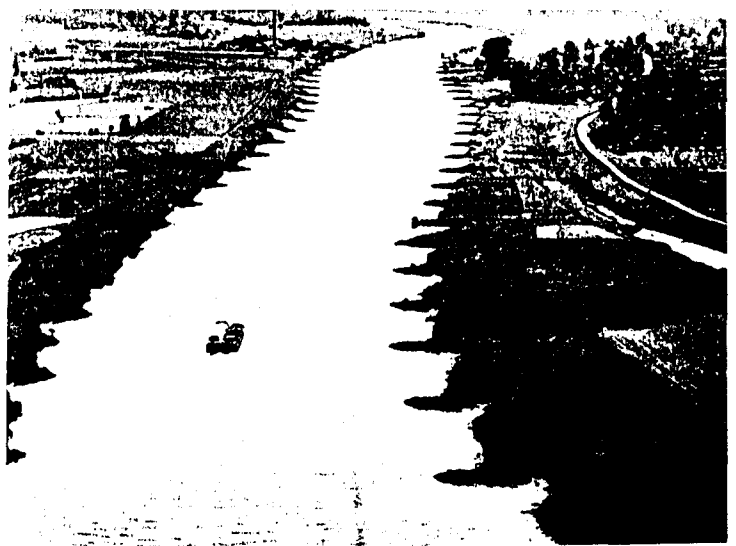


写真-3.2 ネーデルライン川の低水河道維持のための水制群¹⁾

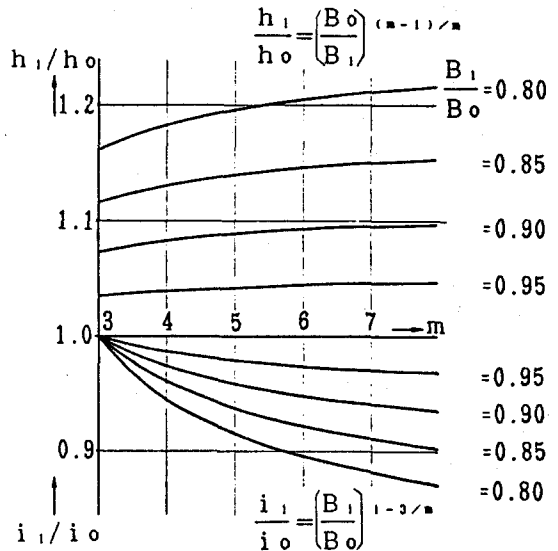
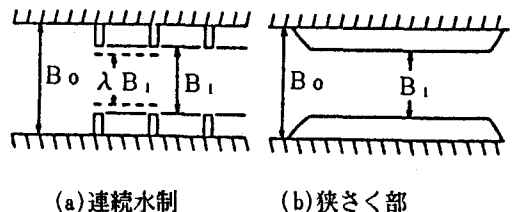


図-3.5 水路狭さく部の水深と勾配



(a)連続水制 (b)狭さく部

図-3.6 狭さく部と連続水制の概念図

$$\frac{h_1}{h_0} = \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{4/7}, \quad \frac{i_1}{i_0} = \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{2/21} \quad (3.19)$$

を得た。(3.19) 式では河床勾配は収縮率 $\lambda B_1/B_0$ によってはあまり変化せずほぼ $i_1 = i_0$ であることがわかる。また河床低下量 Δz は $i_1 = i_0$ とすると、図-3.7 の記号を用いて、

$$\Delta z = (h_1 - h_0) + \frac{\alpha}{2g} (v_1^2 - v_0^2) \quad (3.20)$$

であるから、(3.19) 式で計算される h_1 を (3.20) 式に代入すると、

$$\frac{\Delta z}{h_0} = \left\{ \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{4/7} - 1 \right\} + \frac{Fro^2}{2} \left\{ \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{-6/7} - 1 \right\} \quad (3.21)$$

が得られる。ここに、 $Fro = v_0 / \sqrt{g h_0}$ 、 v は平均流速、 g は重力加速度、 α はエネルギー補正係数である。いま $\Delta z/h_0$ が (3.21) 式で表されるものとして、

実測の $\Delta z/h_0$ が計算式に合うような収縮幅補正係数 λ を求めると図-3.8 のようであり、 $l/b < \sim 4$ で $\lambda < 1$ 、 $\sim 4 < l/b < \sim 8$ で $\lambda = 1$ 、 $l/b > \sim 8$ で $\lambda > 1$ となっている。ただし、同図より $l/b < \sim 4$ では $\lambda < 1$ であるが $l/b = 0$ では $\lambda = 1$ となるはずであるから $0 < l/b < \sim 4$ の間で λ は最小値をとるはずである。また、実験値は l/b が 10 までしかないが、 l/b が無限大になると $\lambda B_1 = B_0$ となるはずであるから、 $\lambda = B_0/B_1$ に近づくはずである。このように、図-3.8 に示す l/b の関数である係数 λ を用いて収縮幅を補正することによって (3.21) 式を用いて、水制による低水河道の河床低下量を計算できる。

2) 水制による低水河道の形成過程

(3.21) 式で示される最終平衡状態に達するまでの低水河道形成過程は、水面勾配の変化が比較的小さい一次元流れの河床変動に関する拡散型の方程式¹⁵⁾

$$\frac{\partial z'}{\partial t} = K \frac{\partial^2 z'}{\partial x'^2} \quad (3.22)$$

を用いて論じられる。¹⁴⁾ ここに、記号は図-3.7 に示しているように z' は河床高、 x' は最上流端の水制を原点とした流下方向距離、 t は時間、 K は流砂量によってわずかに変化する拡散係数であるが時間的、場所的には一定と仮定する。基礎式 (3.22)

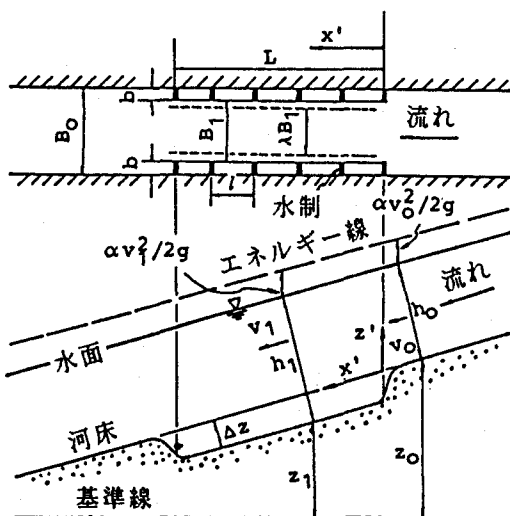


図-3.7 水制群による低水河道形成の記号図

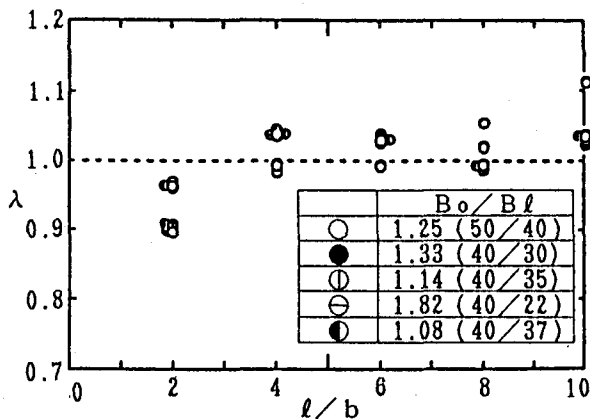


図-3.8 収縮補正係数 λ と l/b の関係

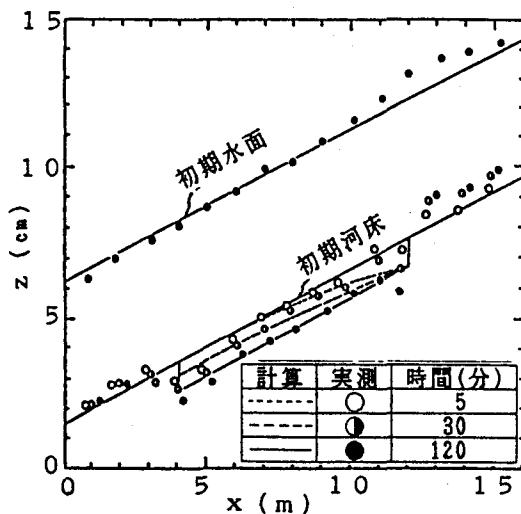


図-3.9 理論式 (3.24) と実験値の比較

は以下の境界条件および初期条件のもとに解析的に解ける。

$$\begin{aligned} \text{境界条件: } x' = 0 \quad & \text{で} \quad z' = -\Delta z \\ x' = L \quad & \text{で} \quad \partial z' / \partial x' = 0 \quad (t > 0) \end{aligned} \quad (3.23)$$

$$\text{初期条件: } t = 0 \quad \text{で} \quad z' = 0$$

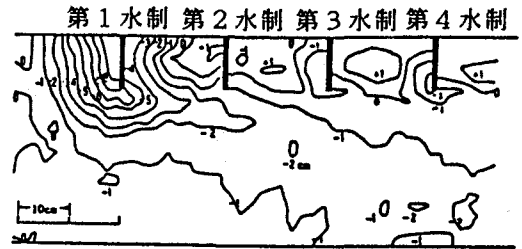
ここに、 Δz は (3.21) 式を用いて計算できる最終平衡洗掘深であり、 L は水制設置区間長である。時間 t に関してラプラス変換することによって、(3.22) 式の解は

$$\frac{z'}{\Delta z} = -\sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{2nL+x'}{2\sqrt{Kt}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{2nL+2L-x'}{2\sqrt{Kt}} \right) \right\} \quad (3.24)$$

となる。ここに、 $\operatorname{erfc} = 1 - \operatorname{erf}$ であり、誤差関数 erf は $\operatorname{erf}(x) = (1/\sqrt{2\pi}) \int_0^x \exp(-y^2/2) dy$ である。図-3.9 は (3.24) 式で計算した河床変動とそれに対応する実験値を比較したものの一例である。

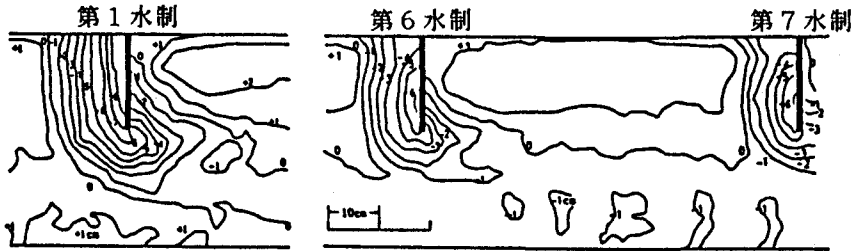
3. 4 水制周辺の局所洗掘

水制に所期の目的を充分果たせるためには、水制自体の安定に関わる先端部河床の局所洗掘を考慮しておく必要がある。水制先端部の洗掘は単独水制の場合と連続的に設置された水制群とはかなり異なっている。例えば図-3.10 に連続不透過水制周辺の局所洗掘実験の一例¹⁶⁾を示しているが、左端（上流側）の第一水制周辺は単独水制と同様な洗掘特性を示しているが、下流側の水制周辺の洗掘深は小さい（(a)図）。しかし、



(a) $l/b = 2$

(b)図のように l/b が大きくなるにつれて下流側の洗掘深も単独水制のものに近づくと考えられる。



(b) $l/b = 4$

図-3.10 水制周辺の河床形状

1) 単独不透過水制周辺の局所洗掘

Inglis は砂河床での橋脚や水制頭部の最大洗掘深 z_s は流量の $1/3$ 乗の関数であることを見出し、また Andru は z_s が水深 h_o に比例するという次式で示す実験式を提案している。³⁾

$$\frac{z_s}{h_o} = 1.8 \quad (3.25)$$

水制周辺での最大洗掘深は図-3.10 (b) にみられるように水制の先端に生じるのではなく上流側の少し側壁よりに生じるが、Gill¹⁷⁾ は実験式

$$\frac{z_s}{h_o} = 8.375 \left(\frac{d}{h_o} \right)^{0.25} \left(\frac{\Delta z}{h_o} + 1 \right) - 1 \quad (3.26)$$

を提案している。ここに、 d は砂粒径であり、 Δz は (3.21) 式などで示される低水河床低下量である。また、Laursen¹⁸⁾ は z_s は水制長 b と水深 h_o の関数であるとして次式

$$\frac{b}{h_o} = 2.75 \left(\frac{z_s}{h_o} \right) \left\{ \left(\frac{1}{11.5} \frac{z_s}{h_o} \right)^{1.7} - 1 \right\} \quad (3.27)$$

を示している。直径が D である円柱橋脚周辺の最大洗掘深 z_s はごく大ざっぱには $h_o/D < \sim 1.5$ のときには水深 h_o に比例し、 $h_o/D > \sim 1.5$ のときには橋脚径 D にほぼ比例するといわれている¹⁹⁾。国際水理

学会の橋脚周辺の局所洗堀に関する Task Force²⁰⁾ によると

$$\frac{zs}{D} = 2 \tanh \left(\frac{ho}{D} \right) \tag{3.28}$$

と簡単な式で表している。図-3.11 は実験結果とともに (3.27) 式と (3.28) 式の関係を示したものであるが、(3.28) 式は水制に対しての式ではないが $D=2b$ と考えて参考のために示している。 $ho/b > \sim 1.0$ では (3.28) 式は洗堀深を過大に見積り過ぎ、(3.27) 式に示す Laursen の式は実測値の全体的傾向をよく捉えていることがわかる。

2) 連続不透過水制周辺の局所洗堀

前出図-3.10 のように連続不透過水制先端部の洗堀深が各水制の相対位置によって変わるが、水制設置間隔 l と水制長 b の比が比較的小さい (a) 図の場合は第1水制の洗堀深が最大で、第2、第3、第4水制と小さくなりそれより下流側の水制は第4水制のものと変わらない。一方、 $l/b = 4$ の (b) 図の結果では、第1水制の洗堀深は他の水制の洗堀深とほとんど変わらず各水制は単独水制としての特性を示していることがわかる。いま、第1水制はほぼ単独水制とみなせるからその洗堀深 zs_1 は (3.27) 式などで示される洗堀深 zs で計算される。

一方、下流側の水制の洗堀深は水制間隔と水制長との関係で変化するが、いま第4水制より下流の水制での洗堀深を z_{sc} とすると、図-3.12 にみられるように、 $l/b < \sim 12$ の実験範囲で

$$\frac{z_{sc}}{zs_1} = 0.07 \left(\frac{l}{b} \right) + 0.14 \tag{3.29}$$

が提案されている¹⁶⁾。

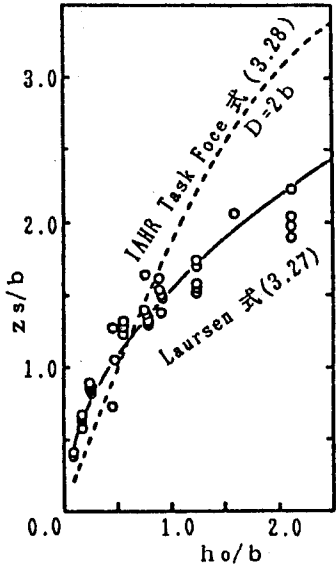


図-3.11 最大洗堀深と水制長、水深の関係

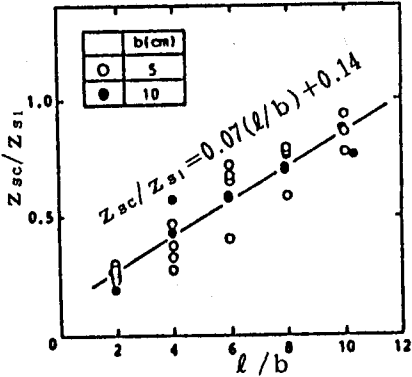


図-3.12 下流側と第1水制の洗堀深の比較

4. 床固めの水理機能

4. 1 概 説

床固めは河道を横断して設けられる河床高を維持するための河川構造物であるが、維持しようとする河床高と同程度の高さの床固めは帯工、河床よりかなり高い床固めは落差工と呼ばれる。床固めの主な機能は河床低下の防止、河床勾配の緩和である。すなわち、ダム建設などにより上流からの供給土砂が減少すると河床が低下するが、その場合に図-4.1 のように河道のある特定部分の河床低下を防ぐために設置されたり、急流河川での河道を維持するために床固めを連続的に設け河床勾配を緩和させたりすることがある。水理学的には床固め上で限界水深が生じているような条件で初めて実質的に流水エネルギーを消耗させることができるため、完全に潜りぜきとなってしまうような帯工などは乱流の防止とか河道の整形という働きは持つものの河床低下防止などの機能はない。床固

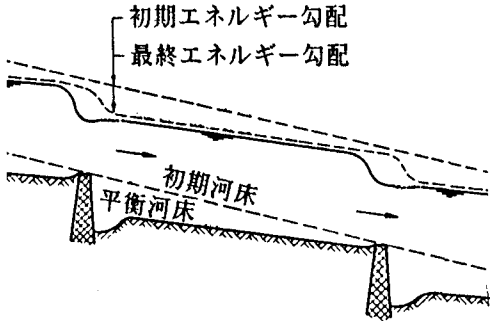


図-4.1 床固めによる河道の安定

めによる河床勾配と水深の変化など床固めの水理機能と床固め自体の安定にかかわる直下流の局所洗掘について十分認識しておく必要がある。

4. 2 床固め設置後の平衡勾配と平衡水深

河床が低下傾向にある河道では上流からの供給土砂量がその河道区間での流れの土砂流送能力より小さいから、床固めによって河床勾配を緩和して土砂輸送能力を供給土砂量に合わせて平衡状態を作れば河道は安定する。土屋²¹⁾は以下のように平衡勾配 I_0 と平衡水深 h_0 を求め、図-4.3 に示すような床固めの河床からの突出高 M について検討している。

1) 動的平衡

流砂量式として佐藤・吉川・芦田式 $Q_s = B \phi F u_*^3 / (\sigma/\rho - 1) g$
 $(u_* = \sqrt{g R_0 I_0})$ 、平均流速式として マニング式 $Q/B h_0 = (1/n)$
 $(R_0^{2/3} I_0^{1/2})$ (ただし、 $R_0 \approx h_0$) を連立して解けば、

$$h_0 = \left[\frac{\phi F g^{1/2} n^3 Q^3}{B^2 Q_s (\sigma/\rho - 1)} \right]^{2/7} \quad (4.1)$$

$$I_0 = \frac{1}{B^{2/21}} \frac{1}{(nQ)^{6/7}} \left[\frac{Q_s (\sigma/\rho - 1)}{\phi F g^{1/2}} \right]^{20/21} \quad (4.2)$$

が得られる。ここに、 Q : 流量、 B : 川幅、 n : マニングの粗度係数、 F : τ_0/τ_c の関数 (図4.2)、 Q_s : 流砂量、 $\phi = 0.623$ ($n \geq 0.025$)、 $\phi = 0.623 \cdot (40n)^{-3.5}$ ($n < 0.025$) である。

2) 静的平衡

大ダムの建設などで上流から土砂の流入が全くなかった場合、河床が安定するのは河床砂の移動がなく静的平衡状態が得られてからである。その場合流れが砂の移動限界掃流力状態 $g h_0 I_0 = u_*^2$ であるとする、この式とマニングの平均流速式を連立して解くことによって、静的平衡水深 h_0' と静的平衡勾配 I_0' は、それぞれ

$$h_0' = \left(\frac{n^2 Q^2 g}{B^2 u_*^2} \right)^{3/7} \quad (4.3)$$

$$I_0' = \left(\frac{B}{nQ} \frac{u_*^{10/3}}{g^{5/3}} \right)^{6/7} \quad (4.4)$$

となる。ここに、 u_* : 砂の限界摩擦速度 ($\approx \sqrt{0.05 (\sigma/\rho - 1) g d}$, d : 砂の粒径) である。実河道においては河床は混合砂礫から構成されており掃流力が最大粒径砂の限界掃流力程度までに減少すると河床表層砂は急速に粗粒化しいわゆるアー・マ・コートが形成される。したがって、 u_* は河床の最大粒径砂の限界摩擦速度に近いと考えてよいであろう。

3) 床固めの突出高

図-4.3 において床固めによる局所的な背水の影響が無視できる Δx 上流地点を考えると、その水深は h_0 である。 Δx 区間でのエネルギー勾配は近似的に I_0 と等しいとして、その地点の河床高 z_2 を求めると、

$$z_2 = z_1 - (h_0 - h) + \frac{Q^2}{2g B^2} \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_0^2} \right) + I_0 \Delta x \quad (4.5)$$

であるから、床固め上流部の平衡河床を延長した河床線より突出する床固めの高さを $M (= I_0 \Delta x + z_1 - z_2)$ とし、床固め上の水深 h を

$$h = \beta h_0 \quad (0 < \beta < 1) \quad (4.6)$$

とすると、(4.5) および (4.6) 式より

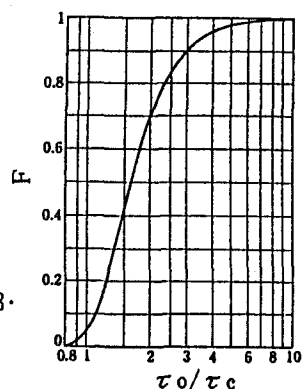


図-4.2 F と τ_0/τ_c

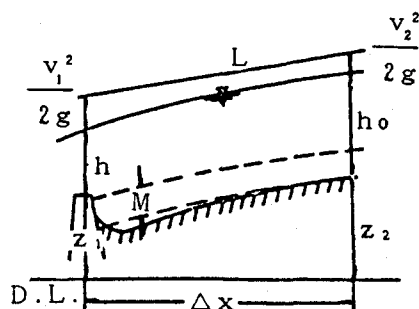


図-4.3 記号図

$$\frac{M}{h_o} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) \quad (4.7)$$

を得る。ただし、 $Fr^2 = Q^2 / g B^2 h_o^3$ である。(4.7) 式を図示すれば図-4.4 のようになるが、 β のとり得る範囲は、 $h > h_c$ (h_c : 限界水深 $= h_o \cdot Fr^{2/3}$) であるから、 $\beta > Fr^{2/3}$ であって、図中点線より右側である。流量、流砂量、下流端条件、河床材料、および粗度係数が与えられれば (4.1) 式あるいは (4.3) 式より h_o を求め、図-4.4 より M を求めることができる。

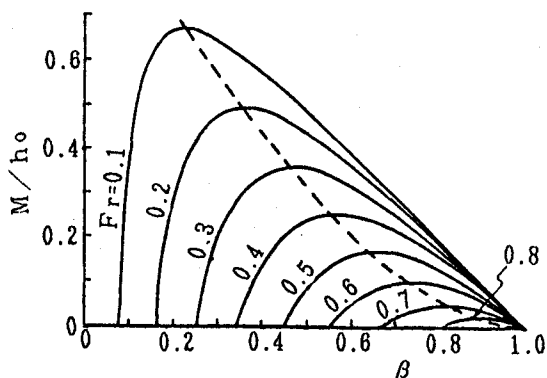


図-4.4 床固めの突出高 M と β の関係

4.3 平衡河床への遷移過程

前節で述べたような平衡河床は通常床固めを設置してから長い年月をかけて得られるものであるので、それまでの河床変動過程を検討することが、連続的に床固め工を設置する場合の設置場所及び設置時期を決めるうえで必要である。

1) 河床変動に関する拡散型式を解く方法

水路幅一様で擬似等流で表されるような場合には、水制のところで述べた (3.22) 式を床固め間で適当な境界条件および初期条件のもとで解けばよい。道上ら²²⁾ は図-4.5 に示すような連続する二つの床固めの最上流端で流入砂がゼロになった状態での河床変動の解析解を求め、

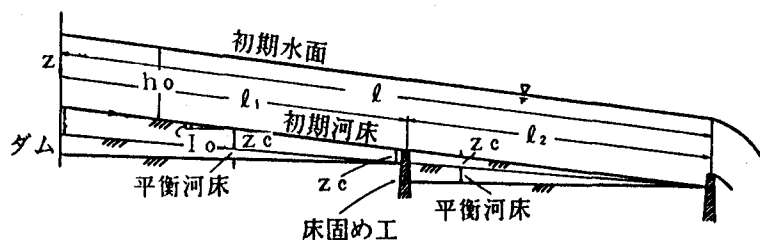


図-4.5 連続床固めの記号図

結果の実験的検証を行っている。その際境界条件として次のような四つの仮定をしている。1) 水路下流端 ($x = l$) では水位が一定で河床低下も生じない。2) 床固め部 ($x = l_1$) の上下流では、床固め上で限界水深が生じるまでは床固め上下流の河床は連続的に変化する。3) 床固め上で限界水深が生じると床固め直下流部では引き続き河床が低下するが、以後床固め上での水深が不変となり床固め直上流部での河床低下はほぼ停止する。4) 上流から給砂のないダム直下流での河床勾配は河床砂の移動限界勾配に等しく、また床固め部で限界水深が生じた後の床固め直下流の河床勾配は床固め上流部から流入する土砂を掃流するのに必要な勾配となる。

2) 河床変動の数値シミュレーションによる方法

流砂の連続式は、 z を河床高、 t を時間、 B_s を掃流砂幅、 λ を砂の空隙率、 Q_b を流砂量とすると

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B_s (1 - \lambda)} \frac{\partial Q_b}{\partial x} = 0 \quad (4.8)$$

であるから、これを差分化した

$$\Delta z(I) = \frac{1}{1 - \lambda} \frac{1}{B_s(I)} [B_s(I+1) q_b(I+1) - B_s(I) q_b(I)] \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (4.9)$$

によって河床変動の数値シミュレーションを行うことができる。ここに、 $\Delta z(I)$ は I 断面における Δt 時間の河床変動で、 Δx は流下方向 x の微小区間である。道上ら²³⁾ は斐伊川を対象として日流量を用いて水深

を求めて掃流力を計算し流砂量式を用いて q_b を求めることによって (4.9) 式による河床変動数値シミュレーションを行っている。斐伊川は図-4.6 に示すように島根県東部に位置し、宍道湖、中海を経て日本海に注ぐ一級河川であり上流域では「出雲風土記」(天平 5 年) にも見られるように古くから砂鉄の生産が行

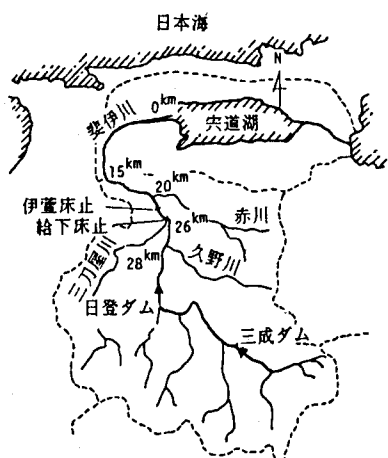


図-4.6 島根県斐伊川流域図

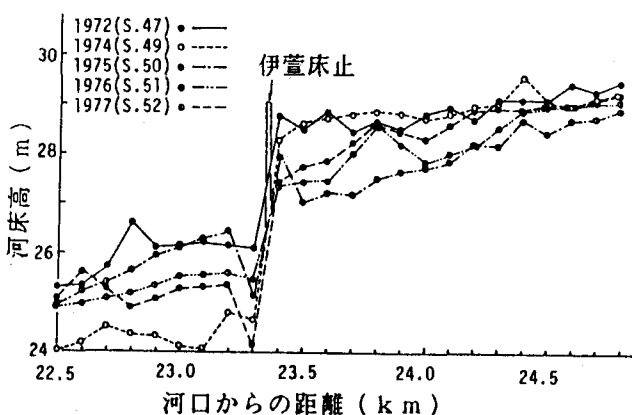


図-4.7 伊萱床固め上下流部の河床形状の変遷

われていた。山腹を切り崩した土砂から河川の流水によって鉄と砂の比重差を利用した「タカラ流し」によって砂鉄を採取したため、斐伊川は流砂の多い河川として知られていた。しかし、砂鉄業の衰退と昭和 20 年代の上流域の砂防工事および昭和 30 年の日登ダムの建設によって河床低下が生じ下流に伝播しつつある。この河床低下軽減の一環として斐伊川の河口から 23.4 km 地点に昭和 35 年に伊萱床固めが設置された。図-4.7 は昭和 47 年以降の伊萱床固め上下流域の河床変動状態を示しているが、床固め建設後 12 年の昭和 47 年にはすでに床固め上流域は河床勾配が緩和されほぼ平衡な安定河道が形成されていたことがわかる。ただし、下流側は河床低下が進んでいた。昭和 50 年 7 月の豪雨でこの伊萱床固めが流失したため昭和 50 年の河床は床固め上流側で低下し、下流側で上昇しほぼ連続的となった。昭和 50 年末床固めが復旧した後、河床は再び平衡河床へ向けて上流側の河床は上昇傾向、下流側は著しく低下しつつある。図 4.8 は床固め工が復旧した昭和 50 年 12 月から 53 年 12 月までの河床変動のシミュレーション結果と実測値との比較をしたものである。河床変動の大きな床固め上下流域でかなりの精度で現象をシミュレートしていることがわかる。なお、 Δt は原則として一日とし、流量は実測の日流量時系列を用いて、境界条件としての下流端水位は河口矢道湖の実測日水位を与えている。また、支川からの流入砂量は考慮するが上流端の日登ダムからの流入砂量はないものとして計算をしている。

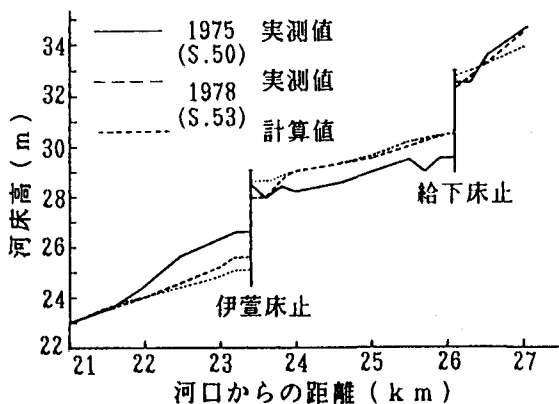


図-4.8 伊萱床固め上下流部の河床形状の計算結果と実測値の比較

3) 床固めの設置地点と設置時期

連続して床固めを設置する場合の設置地点と時期を決める方法として、Michiue²⁴⁾らは上記の斐伊川を対象として以下の方法を提案している。すなわち、まず床固め下流部での最大許容河床低下量を例えば 2 m と決めこの条件のもとに上流から順次下流へ床固めを設置する状況を想定して、上流からの給砂量を与えられた地点の砂の流送能力とつり合った状態の安定河道を考えている。まず上記 2) と同様な方法で過去 10 年間の流砂量を計算すると図-4.9 (a) のようになる。もし赤川、三刀屋川および久野川の三つの支川からの供給土砂がこれまでと同じであるとすると、最終平衡河道状態の河道での流砂量は図-4.9 (b) のようになっていなければならない。日流量時系列を用いて計算した 10 年間の流砂量と同じ流砂を流すような流量 Q_c をいま支配流量とすると、与えられた河道条件、河床勾配、砂粒径および全流砂量に対して Q_c は流砂

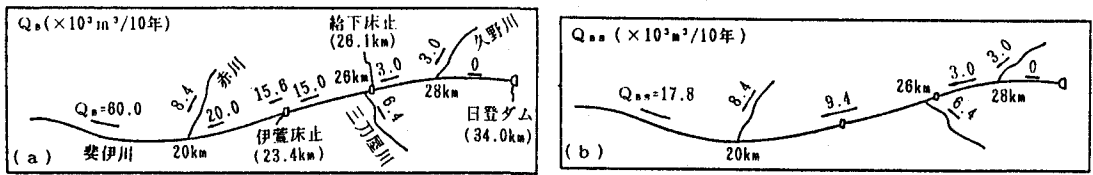


図-4.9 流砂量の収支 ((a) 現在の流砂量, (b) 平衡河床流砂量)

表-4.1 流砂量と河床勾配

区間 (km)	現河床		Qc (m ³ /s)	平衡河床	
	Qa ($\times 10^4$ m ³ /10年)	I $\times 10^{-4}$		Qbs ($\times 10^4$ m ³ /10年)	Is $\times 10^{-4}$
20.0~7.0	61.4	11.3	53.9	17.8	6.7
21.8~20.0	39.5	6.7	65.5	9.4	3.8
23.4~21.8	26.7	6.5	57.1	9.4	4.5

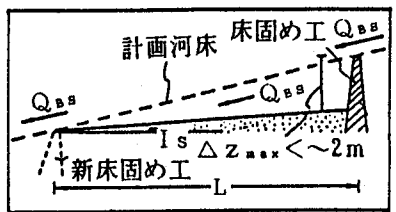


図-4.10 床固めの設置場所の決め方

量式を用いて計算することができる。安定河床勾配は、図-4.9 (b) に示す平衡流砂量 Q_{bs} が支配流量 Q_c による流砂量と等しいようにすることによって決められる。河口から 23.4 km地点の伊萱床固めの下流側に順次に新しい床固めを建設するとするが、上記の方法で各区間の安定勾配 I_s は表-4.1 のように決定される。ただし、流砂量式としては芦田・道上の式を用いている。次の新しい床固めの設置間隔は最大河床低下が約 2 mになるように図-4.10 に示すように安定勾配 I_s を用いて計算できる。このようにして、新しい床固め地点が決まると、2)と同様に過去の日流量時系列を用いて河床変動の計算を進め最大河床低下量が 2 mになれば、新しい床固めが設置されるものとする。現在、伊萱床固め下流部では図-4.7 に示したようにすでに 2 m以上の河床低下が生じているので、上記で計算された河口から 21.8 km地点 (伊萱床固めから 1.5 km下流地点) に新し

い床固めを直ちに建設する。過去 10 年間の日流量時系列を繰り返して用い 65 年間数値シミュレーションした結果を表-4.2 に示している。河口から 12 km地点に建設すべき 6 番目の床固めは 65 年後以降に施工すればよいことがわかる。このようにして既存の給下および伊萱床固めに新たに 3、4 および 5 番目の床固めを設置した場合の床固めに近い下流地点での河床変動を示したものが図-4.11 であって、現在 4 m以上河床が低下している伊萱床固め下流部 (23.2 km地点) では河床が上昇し、その他の地点でも河床低下量は 2 m以下で安定化に向かっていることが認められる。

表-4.2 床固めの設置場所と設置時期

床固め番号	1(給下)	2(伊萱)	3	4	5	6
地点 (km)	26.4	23.4	21.8	20.0	16.0	12.0
設置時期(年後)	既設	既設	0	6	38	>65

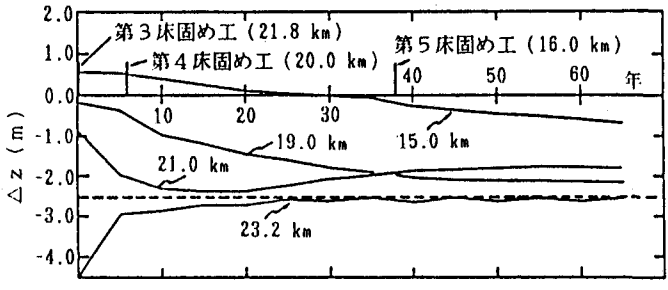


図-4.11 計算による床固め下流各点の河床高の経年変化

4. 4 床固め直下流部の局所洗掘

これまで述べてきたような河床全体的な変動に対しての床固めの働きを考えるのとは別に、床固め直下流部の局所的な河床変動を検討することは床固め自体の安定を考えるうえで重要である。

1) 床固め直下流部での流況

従来、床固め直下流部の洗掘状況が似ている水叩き下流部の洗掘は土屋²⁵⁾や斎藤²⁶⁾によって検討されているが、主として下流側水深が十分大きく流況が比較的安定している場合を対象としている。床固めのようにその上で限界水深が発生した場合にはじめて本来の機能が発揮される場合には通常下流側水深は小さい。このような場合、流れは図-4.12 (a) に示すように主流水脈が段落ち部から下方にわん曲し水路床を流れ、この主流水脈と水面の間に大きなローラーが形成される場合(潜り噴流)と図-4.12 (b) に示すように主流水脈が段落ち部でやや鉛直下方に向かう

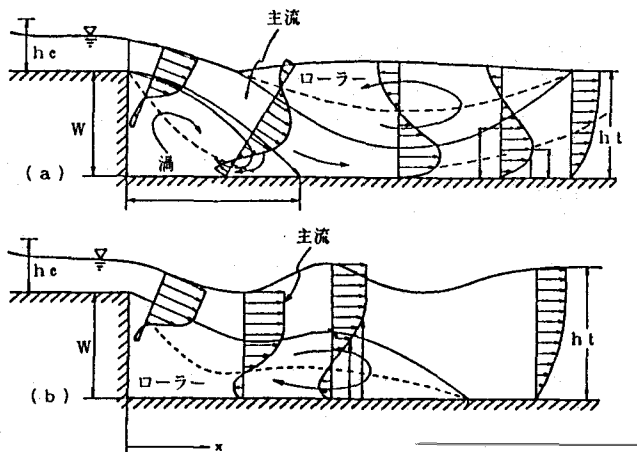


図-4.12 流況の模式図((a)潜り噴流、(b)波状跳水)

がすぐ上向きとなって水面を波状で流れる場合(波状跳水)とにわけられる。潜り噴流は水面付近に発生するローラーによってエネルギー損失が大きい波状跳水状態では水路床近くでのローラーが比較的穏やかであってエネルギー損失は少ない。段落ちの高さや下流水深等の変化で潜り噴流から波状跳水へあるいはその逆へと容易に移行する。鈴木ら²⁷⁾は流れの移行条件を決める一つの大きな要素として段落ち上下流部でのエネルギー水頭の差 ΔE を考えて以下のように実験的に移行条件を検討している。すなわち、図-4.12 の記号を用いると、 $\Delta E = \{w + (3/2) h_e\} - \{h_t + (q/h_t)^2 / 2g\}$ であるから、 q を単位幅流量とすると $q^2 = g h_e^3$ および $Fr_t = (q/h_t) / \sqrt{g h_t}$ を考慮して h_t で無次元化すると、

$$\frac{\Delta E}{h_t} = \frac{W}{h_t} - 1 + \left(\frac{3}{2}\right) Fr_t^{2/3} - \frac{1}{2} Fr_t^2 \quad (4.9)$$

となる。段落ち上流側で支配断面が生じる限界条件は、(4.9)式において $\Delta E/h_t = 0$ とおいたものに近いことが芦田²⁸⁾によって示されている。図-4.13 は床固め上で限界水深が現れ、段落ち高 W が5~20 cm、下流側フルード数 Fr_t が0.05~

0.44 の条件で行われた流況移行に関する実験結果である。図中、黒丸印は波状跳水から潜り噴流への移行を、白丸印は逆に潜り噴流から波状跳水への移行限界を表す実測値であり、破線はこれらのデータの傾向を示す実験曲線である。(w→s) 曲線より上では常に潜り噴流となっておりエネルギー損失は大きい。一方、(s→w) 曲線より下では常に波状跳水であってエネルギーの損失は小さい。両曲線で挟まれた領域はどちらの状態からこの領域に入ってくるかによって流況が異なる移行領域である。

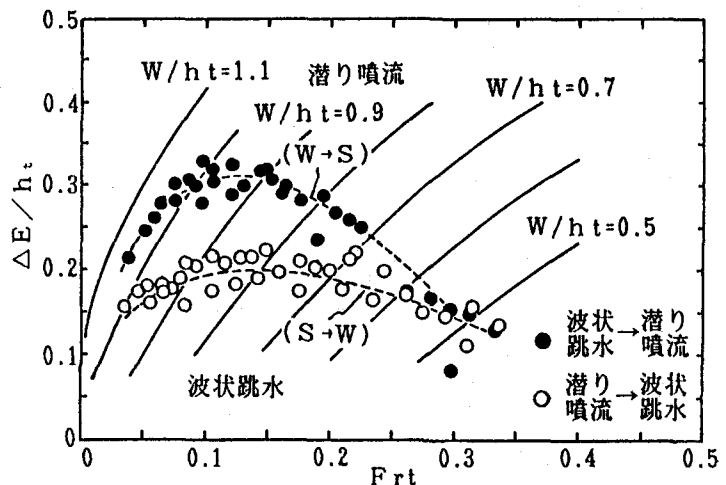


図-4.13 段落ち部のエネルギー損失と流況の移行限界

2) 床固め直下流部での局所洗掘²⁹⁾

流れが潜り噴流状態では河床は急激に洗掘される(写真-4.2)。洗掘が進行して洗掘深が大きくなると流れが波状跳水状態となり、河床付近の逆流ローラーによって洗掘孔が徐々に埋め戻される(写真-4.3)。あ

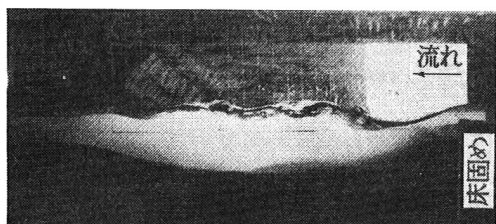


写真-4.1 洗掘初期の河床形状と水面形状

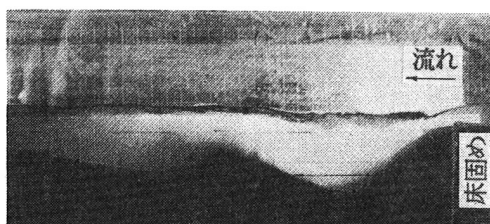


写真-4.2 潜り噴流時の河床形状と水面形状

る程度埋め戻されると流れは再び潜り噴流となる。通常このような急激な洗掘と緩慢な埋め戻しを繰り返しながら、徐々に洗掘は進行していく。図-4.14 は床固め直下流部の最大洗掘深 z_{sm} の時間的変化を示す実験結果の一例であるが、白丸で示す潜り噴流時の最大洗掘深と、黒丸で示す波状跳水状態から潜り噴流に移行する直前の洗掘深とは大きく異なっていることが

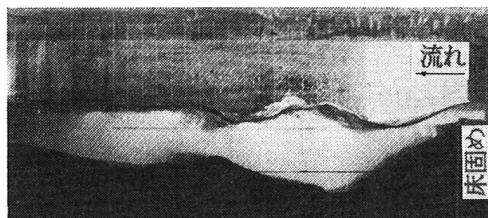


写真-4.3 波状跳水時の河床形状と水面形状

わかる。写真-4.1 に見られる洗掘初期においては流況は図-4.13 の白丸より下側の状態にあるが、洗掘進行とともに移行領域に入りこの移行領域の範囲で洗掘と埋め戻しが生じていると考えられる。図-4.15 (a) は潜り噴流時の洗掘孔形状、(b) 図は潜り噴流へ移行直前の波状跳水時の洗掘孔形状を示している。洗掘深 z_s も床固め下流端からの流下方向距離 x も最大洗掘深

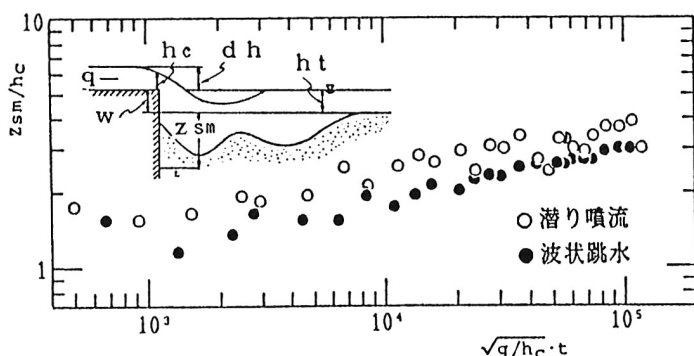


図-4.14 床固め直下流部の最大洗掘深の時間的変化の例

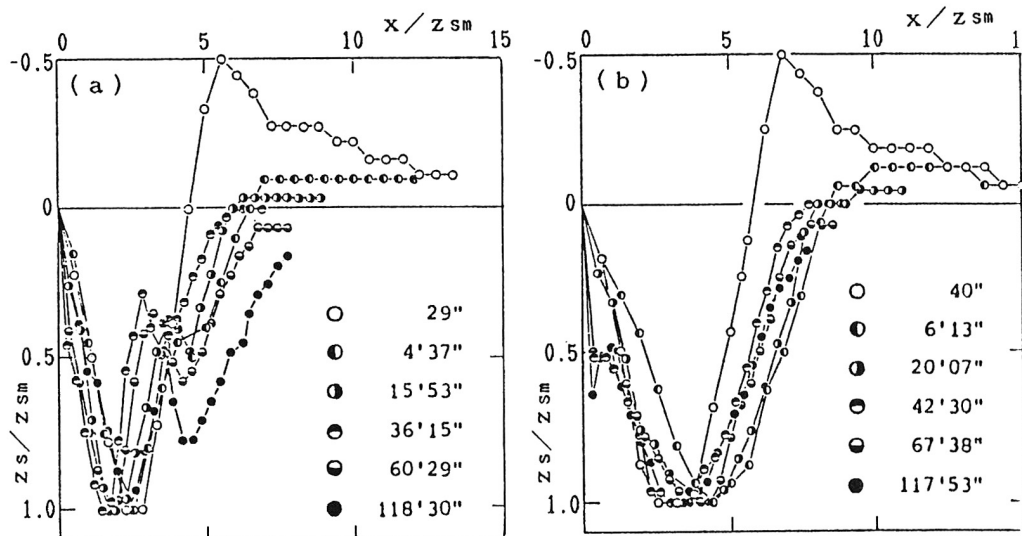


図-4.15 洗掘孔形状の時間的変化((a)潜り噴流時、(b)潜り噴流への移行直前の波状跳水時)

zsm で無次元化しているが、(a) 図では洗掘孔内に砂の堆積丘が生じているが (b) 図ではこの堆積丘は最深部へ埋め戻されている。一般に局所洗掘では砂の水中安息角で形成される洗掘孔形状の時間的相似性が保たれる¹⁹⁾ が、(b) 図ではそのような洗掘孔形状の時間的相似性が認められる。

5. おわりに

護岸(護床工)、水制および床固めの土砂移動を制御する構造物は、実河川においては流れのより複雑な所に施工される場合が多い。したがって、以上述べてきたこれらの河川構造物の水理機能は、一面的にしか論じられていないきらいがあり、ごく基本的な特性と考えるべきであろう。

また、河川構造物は河川空間環境という観点から、今後ますます重要な意味をもって来ると考えられる。したがって、構造物本来の果たすべき役割に加えて、親水機能や良好な景観形成機能などをも重視した設計が望まれる。

参考文献

- 1) P Ph Jansen, L van Bendegom, J van den Berg, M de Vries & A Zaner: Principles of River Engineering, Pitman Books Limited, 1979.
- 2) Tominaga, A., Nezu, I., Ezaki, K. & Nakagawa, H.: Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows, Jour. Hydraulic Research, Vol. 27, No. 1, 1970.
- 3) 吉川秀夫: 河川工学、朝倉書店、1980 改訂版。
- 4) 小川芳昭、竹本成行、大石 功、村端克己: 護岸法覆工の水理学的研究、北海道開発局土木試験所月報、第213号、1971。
- 5) 秋草 勲・吉川秀夫・坂上義次郎・芦田和男・土屋昭彦: 水制に関する研究、土木研究所報告、第107号、1961。
- 6) 福岡捷二・藤田光一・森田克史: 護岸法覆工の水理設計法に関する研究、土木研究所資料、第2635号、1988。
- 7) 足立昭平: 人工粗度の実験的研究、土木学会論文集、第104号、1964。
- 8) 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、1978。
- 9) Yalin, N.S.: Geometrical properties of sand waves, Proc. ASCE, Vol. 90, HY5, 1974。
- 10) 須賀堯三: 河川の湾曲部における洗掘について、土木技術資料、5巻4号、1963。
- 11) 福岡捷二・高橋晃・渡辺明英: 水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究、土木研究所資料、第2640号、1988。
- 12) 中川博次・大西有三・鈴木幸一・宇民 正・高木不折: 堤防護岸の水理学的研究、自然災害特別研究成果報告、文部省科学研究費、No. A-51-1, 1977。
- 13) 黄 錦榮: 越流水制の水理機能設計に関する研究、京都大学修士論文、1974。
- 14) Michue, M., Suzuki, K. & Hinokidani, O.: Formation of low-water bed by spur-dikes in alluvial channels, Proc. 4th Congress, APD-IAHR, 1984。
- 15) 芦田和男・道上正規: 混合砂礫の流量と河床変動に関する研究、京大防災研究所年報、第14号B、1971。
- 16) Suzuki, K., Michue, M. & Hinokidani, O.: Local bed form around a series of spur-dikes in alluvial channels, Proc. 22nd Congress, IAHR, 1987。
- 17) Gill, M.A.: Erosion of sand beds around spur dikes, Proc. ASCE, Vol. 98, HY9, 1972。
- 18) Laursen, E.M.: An analysis of relief bridge scour, Proc. ASCE, Vol. 89, HY3, 1963。
- 19) 中川博次・鈴木幸一: 橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究、京大防災研究所年報、第17号B、1974。
- 20) Breusers, H.N.C., Nicollet, G. & Shen, F.W. (IAHR Task Force on Local Scour around Piers): Local scour around cylindrical piers, Jour. Hydraulic Research, IAHR, Vol. 15, 1977。
- 21) 土屋昭彦: 床固めの水理機能、建設省土木研究所資料、第582号、1970。
- 22) 道上正規・鈴木幸一: 床固め上下流域の全体的河床低下特性に関する研究、土木学会論文集、第323号、1982。

- 23) 道上正規・鈴木幸一・定道成美: 斐伊川の土砂収支と河床変動の将来予測、京大防災研究所年報、第23号B、1980.
- 24) Michiue, M., Hinokidani, O. & Suzuki, K.: Effect of a series of consolidation work on the lowering of river bed, Proc. 6th Congress, APD-IAHR, Vol. II-1, 1988.
- 25) 土屋義人: 水門下流部における洗掘限界に関する研究、土木学会論文集、第82号、1962.
- 26) 斉藤 隆: 水平噴流による洗掘に関する研究、土木学会論文報告集、第282号、1978.
- 27) 鈴木幸一・道上正規・桧谷 治・Ibrahim, M.S.: 段落ち部の流況特性、第29回水理講演会論文集、1985.
- 28) 芦田和男: 開水路断面急転部の水理に関する研究(2)、段落部の水理、土木研究所報告、No. 105, 1961.
- 29) 道上正規・鈴木幸一・川津幸治: 床固め直下流部の局所洗掘過程のモデル化、京大防災研究所年報、第25号B、1982.