

旧蛇行通水時における堰の越流条件を考慮した分岐流量配分比

BIFURCATED FLOW RATE TO THE OXBOW MEANDER CHANNEL
REGULATED BY A SMALL DAM WITH OVERFLOW CONDITION

北海道大学大学院

学生員

○藤田 将輝(Masaki Fujita)

北海道大学大学院

正 員

長谷川和義(Kazuyoshi Hasegawa)

(独)北海道開発土木研究所

正 員

渡邊 康玄(Yasuharu Watanabe)

(独)北海道開発土木研究所

正 員

桑村 貴志(Takashi Kuwamura)

1. はじめに

近年、河川生態系の保全や自然河川の復元への要望が高まりをみせており、自然環境に配慮した多自然型の川づくりが求められている。

このような中、自然復元事業の一環として、現在、直線化された標津川の蛇行を復元しようという試みが標津川の一部区間を対象に進められている¹⁾²⁾³⁾。蛇行復元をはじめとする河川の自然復元計画は欧米において多くの実行例が存在しているが、これまで日本でこのような取り組みは行われておらず、標津川の蛇行復元は全国初の大規模な自然復元のモデルケースとして、重要な役割を持つものといえる。

標津川の蛇行復元計画では、三日月湖状に残った旧川蛇行部に通水をはかり蛇行復元を達成しようとしているが、その際、現状の通水能力を保持するために現在の直線河道と旧川部に共に通水させるという手法が有力となっている。しかし、小流量時に蛇行河道を流れ、大流量時には両河道を流れるようにするためには、分岐部下流に低堰を設ける必要があり、水理の状態はかなり複雑である。

本研究は、このようなケースにおいて堰での越流条件として完全越流、潜り越流を仮定し、それぞれの場合について、流量の本川・旧川配分比を堰の高さと関連付け、理論的な検討を行うとともに、模型実験結果と比較し、その妥当性を判定するものである。

2. 理論解析

蛇行部では勾配が緩やかになるため、十分な量の水が流れこんでいなければ流入部が閉塞する恐れがある。本ケースでは旧川側の流れを保障するよう、分岐部下流に堰を設けているが、その効果は明らかにされていない。この節では本川と旧川の流量分岐のメカニズムを1次元運動量方程式により明らかにする。以下に計算に用いた基礎方程式を示す。

(1) 運動方程式および連続式

本研究では分岐部周辺を図-1のようにモデル化している。図中の破線で示す検査断面を設け、分離流線を仮定し、検査領域を①、②に分割した後、それぞれに運動量方程式および連続式を立てた。この際、底面せん断力は重力の流下方向成分と釣り合うものと考えた。

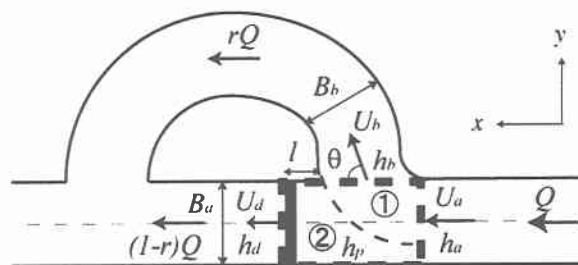


図-1 分岐部のモデル

a) ①領域

x 方向成分運動量方程式

$$\begin{aligned} & \beta_b \rho r Q U_b \cos \theta - \beta_a \rho r Q U_a \\ & = \frac{1}{2} \rho g h_a^2 r B_a - \frac{1}{2} \rho g h_p^2 r B_a \end{aligned} \quad (1)$$

y 方向成分運動量方程式

$$\begin{aligned} & \beta_b \rho r Q U_b \sin \theta \\ & = -\frac{1}{2} \rho g h_b^2 \frac{B_b}{\sin \theta} + \frac{1}{2} \rho g h_p^2 \frac{B_b}{\sin \theta} \end{aligned} \quad (2)$$

連続式

$$rQ = U_a h_a r B_a = U_b h_b B_b \quad (3)$$

マニング式による上流部等流水深

$$h_a = \left(\frac{n_a^2 Q^2}{B_a^2 I_a} \right)^{\frac{3}{10}} \quad (4)$$

b) ②領域

x 方向成分運動量方程式

$$\begin{aligned} & \beta_a \rho (1-r) Q U_a - \beta_a \rho (1-r) Q U_a \\ & = \frac{1}{2} \rho g h_a^2 (1-r) B_a + \frac{1}{2} \rho g h_p^2 r B_a - \frac{1}{2} \rho g h_d^2 B_a \end{aligned} \quad (5)$$

y 方向成分運動量方程式

$$\begin{aligned} 0 & = \frac{1}{2} \rho g \left(\frac{h_a + h_d}{2} \right)^2 \left(\frac{B_b}{\sin \theta} + l \right) \\ & - \frac{1}{2} \rho g \left(\frac{h_p + h_d}{2} \right)^2 l - \frac{1}{2} \rho g h_p^2 \frac{B_b}{\sin \theta} \end{aligned} \quad (6)$$

連続式

$$(1-r)Q = U_a h_a (1-r) B_a = U_d h_d B_a \quad (7)$$

ここで、 Q : 総流量, U_a : 分岐直前の本川流速, U_b : 旧川流入部での流速, U_d : 堰での流速, h_a : 分岐直前の本川水深, h_b : 旧川流入部での水深, h_d : 堰での水深, h_p : 分離流線上での水深, r : 流量配分比, B_a : 本川の川幅, B_b : 旧川の川幅, l : 旧川流入部左岸より堰までの距離, θ : 本川と旧川の分岐角, ρ : 水の密度, g : 重力加速度, I_a : 本川の河床勾配, n_a : 本川の粗度係数, β : 運動量補正係数(サフィックスは検査断面を表す)
 h_p については流線に沿って, また h_b については断面に沿ってその値が変化するものと考えられ, 放物線を用いた近似法も取りうるが, 表現が複雑になる他, 水深変化が僅かと考えられるため一定値として扱うことにした. ただし, 実際には使用しないが, 式(6)で本川左岸部の圧力評価には h_p と h_d の平均を用いた表現にしている.

(2) 堰での越流条件

以上, 7つの基礎式を導いたが, この他に, 堰による規定水深 h_d を明らかにしておく必要がある. 堰での状態としては完全越流, もぐり越流, これらの遷移領域である不完全越流の3種が考えられるが, このうち不完全越流は完全越流とほぼ同様の挙動を示す. そのため, 本研究では堰において完全越流, 潜り越流状態を仮定し, それぞれの場合についての h_d を誘導するものとする.

完全および潜り越流状態での越流流量を考慮すると, 図-2 より比エネルギーは以下のように表される.

完全越流

$$E_1 = H_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{(1-r)Q}{B_a H_1} \right)^2 = \frac{3}{2} h_{dc} \quad (8)$$

潜り越流

$$E_1 = H_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{(1-r)Q}{B_a H_1} \right)^2 = \frac{h_{dc}}{c^{2/3}} \quad (9)$$

ただし, $c = \left(\frac{H_2}{E_1} \right) \sqrt{2 \left\{ 1 - \left(\frac{H_2}{E_1} \right) \right\}}$ とする.

式(8), 式(9)より h_d は次に示す形で表現できる.

$$h_d = \Delta + H_1 = \Delta + K \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left\{ \frac{(1-r)Q}{B_a} \right\}^2} \quad (10)$$

$$\begin{cases} K = 48/35 & (\text{完全越流}) \\ K = c^{-\frac{2}{3}} - \frac{c^{\frac{4}{3}}}{2(1-c^2)} & (\text{潜り越流}) \end{cases}$$

E_1 : 越流前の比エネルギー, E_2 : 越流後の比エネルギー, H_1 : 堰頂から越流前水面までの距離, H_2 : 堰頂から越流後水面までの距離, h_{dc} : 分岐後流量に対応する限界水深,

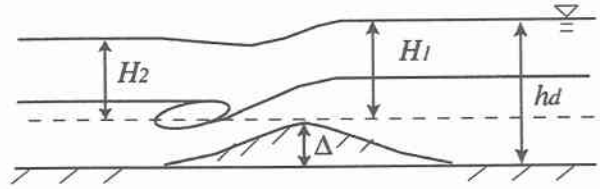


図-2 堰周辺の概念図

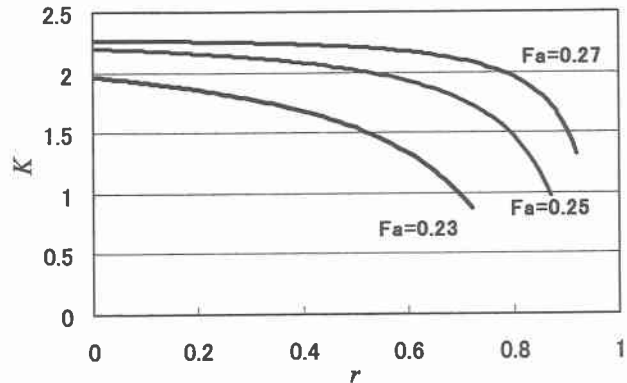


図-3 K - r の関係

Δ : 平均河床位からの堰高

しかし, 潜り越流状態を仮定する場合, K の値を求めるには H_2 及び E_1 が必要となる. そのため, 本研究では堰越流後の水深を分岐後流量に相当する等流水深で近似し, H_2 を次式のように扱った.

$$H_2 = \left(\frac{n_a^2 (1-r)^2 Q^2}{B_a^2 I_a} \right)^{\frac{3}{10}} - \Delta \quad (11)$$

また, 比エネルギー E_1 については, 潜り越流ではエネルギー損失を無視できるものと考えて

$$E_1 \approx E_2 = H_2 + \frac{1}{2g} \left(\frac{(1-r)Q}{B_a H_2} \right)^2 \quad (12)$$

とした.

以上の式(11), (12)より, 潜り越流の場合, 式(10)中の係数 K は流量配分比 r の関数であり, 図-3 のように変化する. しかし, その変化は緩やかであり, また, 実現象においては r が極端に大きい値を取ることはない. そのため本研究では潜り越流時の K を一定値として扱い, $r=0$ 時の値を採用した.

なお, 式(10)を導くにあたっては完全, あるいは潜り越流条件を用いているため, それぞれ次の条件を満たしている必要がある⁴⁾.

完全越流条件

$$\frac{\Delta}{h_d} \geq \frac{1}{2} F_d^2 - \frac{3}{2} F_d^{\frac{2}{3}} + 1 \quad (13)$$

潜り越流条件

$$\frac{\Delta}{h_d} < \frac{1}{2} F_d^2 - \frac{3}{2} F_d^{\frac{2}{3}} + 1 \quad (14)$$

F_d : 堰直前でのフルード数

(3) 背水影響

一方、分岐流路水深 h_b に関しては合流点水位からの背水影響を考慮する必要がある。蛇行長が十分に大きい場合には蛇行河道の勾配に従う等流水深に等しいものと仮定しても大きな違いはないと考えられる。そのため、

$$h_b = \left(\frac{n_b^2 r^2 Q^2}{B_b^2 I_b} \right)^{\frac{3}{10}} \quad (15)$$

とみなすことにする。

ただし、 I_b ：旧川の河床勾配、 n_b ：旧川の粗度係数
以上によって基礎式が9本存在することになるが、未知数に対して条件過剰となる。横断方向の運動を議論する必要がないのでここでは式(2)、(6)を用いない。

(4) 流量配分比 r の数値計算

ここで r に着目すると、式(1)より

$$h_p = h_a \sqrt{1 - 2F_a^2 \left\{ \beta_b \frac{B_a}{B_b} \frac{h_a}{h_b} r \cos \theta - \beta_a \right\}} \quad (16)$$

式(5)より

$$\begin{aligned} (1-r)h_a^2 + rh_p^2 - h_a^2 \\ = 2F_a^2 h_a^2 (1-r) \left\{ \beta_a \frac{h_a}{h_d} (1-r) - \beta_a \right\} \end{aligned} \quad (17)$$

F_a ：分岐直前のフルード数

式(4)(10)(15)(16)(17)より数値計算によって r を求めることができる。ただし、以下においては $B_a=B_b=37.25$ 、 $I_a=1/800$ 、 $I_b=1/2000$ 、 $n_a=n_b=0.0469$ 、 $\theta=80^\circ$ 、 $\beta=1$ とした。

3. 理論結果の検討

堰の高さにより本川と旧川の流量配分比がどのように変化するかを見るために、縦軸に配分比 r 、横軸に堰高 Δ と分岐直前水深 h_a の比をとり、分岐直前のフルード数 F_a をパラメータに描いたグラフが図-4である。なお、図-4(a)は完全越流を、図-4(b)は潜り越流を仮定して得られた理論曲線を示している。

(1) 完全越流

堰で完全越流を生じる場合、図-4(a)より Δ/h_a の増加に伴い配分比 r が増加し、やがて1に漸近していくことが伺える。これは堰が分岐直前水深よりもある程度大きければ、堰を越流する流量は小さくなり主として旧川を流れる事を意味しており、実際の現象で生じる結果と一致している。また堰高の割合が小さくなると流れの多くは堰を越流し、旧川を流れる割合が減少することを示している。

また、フルード数が大きくなるにつれて曲線の勾配が緩やかになっていくことから、フルード数の大きい領域では堰高の効果は現れにくいと考えられる。逆にフルード数の小さい領域では僅かな堰高の変化によっても、流量配分比に大きな差異を生じることになる。すなわち、堰高の影響はフルード数の小さいときに大きく、フルー

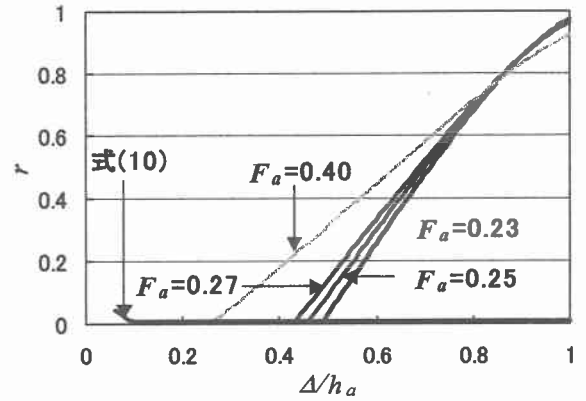


図-4(a) 完全越流条件に基づく $r-\Delta/h_a$ 曲線

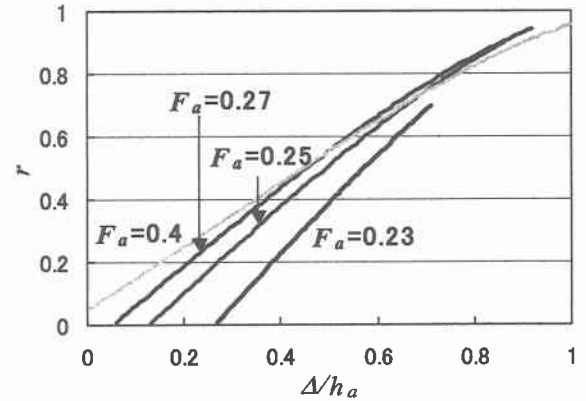


図-4(b) 潜り越流条件に基づく $r-\Delta/h_a$ 曲線

ド数の大きいときに小さくなるものといえる。

(2) 潜り越流

堰において潜り状態にあるときも、堰高の増加に伴い、流量配分比 r が増加していく性質は完全越流の場合と同様である。しかし、潜り越流条件による $r-\Delta/h_a$ 曲線はある程度 r が大きくなると、 $r=1$ に達することなく途切れてしまい、完全越流の場合と異なっている。これは、 r の増加により、本川流量が減少し、潜り条件を満たさなくなったためであり、曲線の途切れた部分では、潜り越流は生じず、完全越流を起こすものと考えられる。

また、このとき $r-\Delta/h_a$ 曲線はフルード数によって変化するが、その変化量はフルード数の増加に伴い減少し、曲線の勾配が大きく変化することはない。このことから、潜り越流状態では、堰高が流量配分比に及ぼす影響はフルード数が異なっても大きく変化することはないと考えられる。

また、図-4(a)と(b)を比較すると、完全越流、潜り越流条件による水深が、同一フルード数、同一 Δ/h_a でも、共に存在している領域があることがわかる。このことから、流れには完全越流状態と潜り越流状態の二価性があり、一度潜り越流を生じると、その後、流量が減少して完全越流が生じる条件となっても、潜り状態を維持し続ける場合があると考えられる。完全越流状態の $r-\Delta/h_a$ の曲線と、潜り越流状態の曲線は大きく異なるため、理論より導かれた結果を使用するに当たっては、堰での状態に注意する必要がある。

なお、 r の大きい部分では仮定した $r=0$ の時の K と異なる値を取ることであり、結果の図が違ってくる可能性がある。 K 値を変えた試算ではあまり違いはないが、今後詳細な検討をおこなう必要がある。

4. 模型実験⁵⁾との比較

(1) 実験装置・実験条件

現地の 1/125 スケールで作成された歪なし模型の分岐部下流に高さ 6mm の刃型堰を設置し、固定床試験によりいくつかの流量に対応する流量配分比を測定した。実験条件はフルード相似に従い表-1 の通りに定められた。また、水路勾配は 1/800 である。

(2) 固定床実験の結果

固定床実験の結果、得られた流量配分比は表-1 のとおりである。また、これらの結果を先の理論値と比較したものが図-5 である。実験値に対応するフルード数を用いて $r-\Delta/h_a$ 曲線を描き実測値をプロットしている。図中の実線、破線はそれぞれ完全越流、潜り越流条件に従った理論曲線であり、○は観測値が完全越流条件を満たしていることを、●は満たしていないことを示している。本実験の結果得られたデータでは、RUN1 は完全越流を仮定した理論値と、RUN2、RUN3 についても潜り越流を仮定した理論値とそれぞれよく一致している。このことは満足のいく結果であるといえるが、実験値の数が少なく、今後更なるデータ収集が望まれる。

5. まとめ

- (1) 堰において、完全越流、潜り越流を仮定し、それぞれの場合について流量配分比のもつ性質を明らかにした。これによると、配分比 r は Δ (堰高)/ h_a (上流水深)の比の増加と共に増加し、また上流部フルード数によって変化する。
- (2) 固定床実験より得られた流量配分比は、完全越流、潜り越流状態共に理論値とよく一致した。
- (3) しかし、同一のフルード数に対しても完全越流、及び潜り越流が共に起こりうる領域が存在し、越流条

表-1 模型実験条件・結果

ケース名	総流量	本川流量	旧川流量	配分比
RUN1	0.231(l/s)	0.155(l/s)	0.076(l/s)	0.33
RUN2	1.000(l/s)	0.652(l/s)	0.348(l/s)	0.35
RUN3	2.485(l/s)	2.026(l/s)	0.459(l/s)	0.18

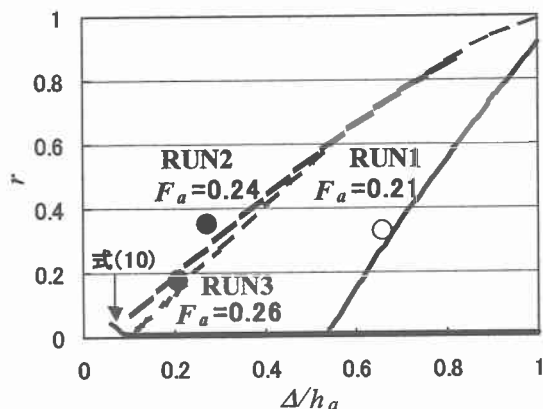


図-5 理論値との比較

件の選択を誤ると、結果に大きな差異を生ずることとなるため、堰での状態に注意を払う必要がある。

参考文献

- 1) 標津川技術検討委員会：第 1 回 標津川技術検討委員会資料 2001
- 2) 標津川技術検討委員会：第 2 回 標津川技術検討委員会資料 2001
- 3) 標津川技術検討委員会：第 3 回 標津川技術検討委員会資料 2002
- 4) 池内正幸，山田正，村上良宏：溪流を模擬した開水路流れの水面形遷移と抵抗則に関する研究，第 30 回水理講演会論文集，pp.73～78, 1986
- 5) 北海道開発土木研究所，株式会社水工リサーチ：平成 13 年度施工蛇行復元部における砂州の影響実験検討業務 報告書 2001